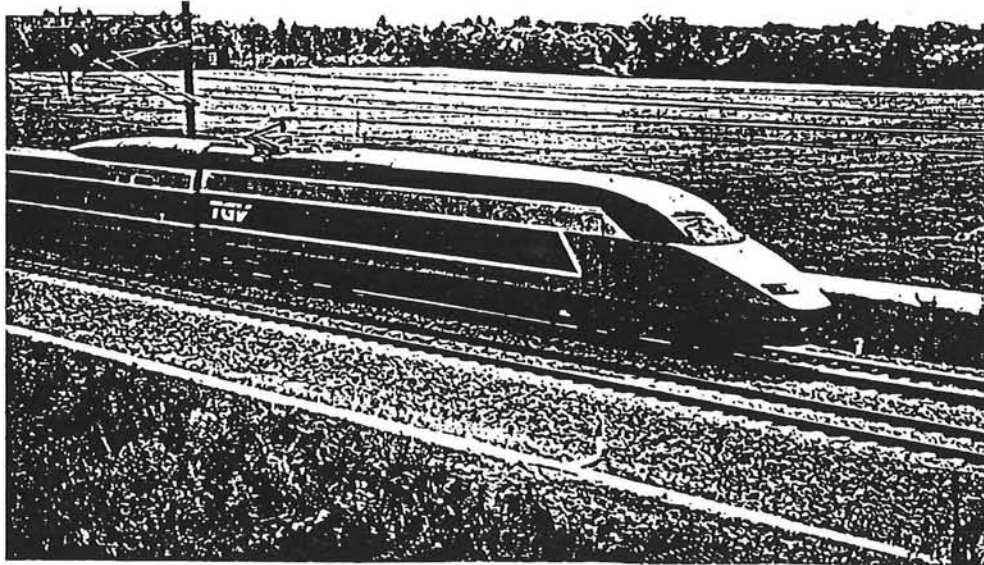


HSL-kruising Hollands Diep

EINDVERSLAG



Eindrapportage HSL-kruising Hollands Diep

afstudeerverslag J.L. van der Put
eindrapport

Faculteit der Civiele Techniek
Technische Universiteit Delft

Voorwoord

De eindrapportage maakt deel uit van het afstudeerwerk HSL-kruising Hollands Diep.

Het totale afstudeerwerk bestaat uit de voorstudie HSL-kruising Hollands Diep, de tussenrapportage HSL-kruising Hollands Diep en de eindrapportage HSL-kruising Hollands Diep.

Deze eindrapportage bestaat uit drie boekwerkjes namelijk de eindrapportage met de geschreven tekst, het kaarten-, figuren- en tabellenboek en een boekwerkje waarin de handberekeningen van de dimensionering van het dwarsprofiel van de afzinktunnel voor de HSL zijn opgenomen.

Bij de totstandkoming van het afstudeerwerk zijn er een aantal mensen die mij hierbij terzijde hebben gestaan. In het bijzonder gaat mijn dank uit naar Prof.Ir. Glerum en Ir.Tjeerd Nieuwenhuis. Tevens wil ik DHV Milieu en Infrastructuur BV bedanken voor de begeleiding en informatieverstrekking.

Samenvatting

In het voorstudieverslag HSL-kruising Hollands Diep en in de tussenrapportage HSL-kruising Hollands Diep is het kader aangegeven waarbinnen deze eindrapportage plaatsvindt.

In deze eindrapportage vindt de dimensionering van het dwarsprofiel van de afzinktunnel voor de HSL-kruising Hollands Diep plaats en de dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.

Voor de dimensionering van het dwarsprofiel voor het afzinkgedeelte van de HSL-tunnel is het dwarsprofiel bepaald voor het maatgevende belastingsgeval. Het maatgevende belastingsgeval is het geval waarbij de tunnel onder de waterkering ligt. Het resultaat van deze berekeningen is een dubbelbuizig afzink-element met een hoogte van 11.7 meter en een breedte van 27.4 meter. Voor dit afzinkelement is de wapening in de maatgevende doorsneden bepaald.

Voor de dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant zijn in eerste instantie de verschillende bouwwijzen afgewogen. Het blijkt dat door de diepe ligging van de tunnelbodem (NAP -19.2 meter), het wenselijk is om de HSL-tunnel zover mogelijk in de oever af te zinken. Na dit afzinkgedeelte vindt de verdere bouw van de HSL-tunnel plaats in een bouwput.

Van NAP -19.2 meter t/m NAP -11 meter vindt de bouw plaats met de afzinkmethode. Van NAP -11 meter t/m NAP -3 meter vindt de bouw van de HSL-tunnel plaats in een bouwput begrensd door damwanden in combinatie met onderwaterbeton en trekpalen. Het laatste gedeelte van de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant vindt plaats in een bouwput die begrensd wordt door damwanden die tot in de aanwezige slechtdoorlatende laag staan.

Na de vaststelling van de bouwwijze van de HSL-tunnel is de dimensionering van de zinksleuf en de bouwput, begrensd door damwanden in combinatie met onderwaterbeton met trekpalen, uitgevoerd. Bij deze dimensionering zijn de inheidiepten van de damwanden en de trekpalen, de ankerkrachten, de stempels, de groutankers, de gordingen en de owb behandeld.

Ten slotte wordt het rapport afgesloten met conclusies en aanbevelingen van deze eindrapportage.

Inhoudsopgave

Voorwoord

Samenvatting

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	1
2	Samenvatting voorstudie en tussenrapportage HSL- kruising Hollands Diep.....	3
3	De dwarsprofielbepaling van de afzinktunnel voor de HSL.....	5
3.1	Algemeen.....	5
3.2	De berekeningsresultaten van de rekenfases.....	6
3.3	De keuze tussen de dwarsprofielen.....	7
3.4	Bespreking van de evaluatie tabel.....	8
3.5	Conclusie.....	9
4	De uitvoering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....	11
4.1	Algemeen.....	11
4.1.1	Probleemstelling.....	11
4.1.2	Doelstelling.....	11
4.2	De huidige situatie.....	11
4.2.1	De grondgesteldheid.....	12
4.2.2	Het grondwater.....	13
4.3	De langsdoorsnede van de HSL-tunnel in het studiegebied.....	13
4.4	De algemene randvoorwaarden en uitgangspunten.....	13
5	De bouwwijze van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....	15
5.1	Algemeen.....	15
5.2	De verschillende bouwwijzen.....	15
5.2.1	De afweging van de varianten A,B1,B2 en B3.....	16
5.3	De bespreking van de bouwwijze-alternatieven 1 t/m 6.....	19
5.3.1	Algemeen.....	19
5.3.2	Alternatief 1, de open bouwput met bemaling.....	19
5.3.3	Alternatief 2, damwanden of diepwanden tot in een slechtdoorlatende laag.....	20
5.3.4	Alternatief 3, de injectiemethode.....	21
5.3.5	Alternatief 4, damwanden of diepwanden in combinatie met ongewapend of gewapend onderwaterbeton met of zonder trekpalen.....	22
5.3.6	Alternatief 5, de caissonmethode.....	24
5.3.7	Alternatief 6, de vliesmethode.....	24
5.4	De keuze van de uitvoeringswijze voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....	26
5.4.1	Algemeen.....	26
5.4.2	De bepaling van de plaats tot waar de afzinkmethode wordt toegepast.....	26

5.4.3	De keuze van de bouwwijze voor de HSL-tunnel in de oever <u>na</u> het afzinkgedeelte.....	27
6	De dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....	29
6.1	Algemeen.....	29
6.2	De dimensionering van de zinksleuf.....	29
6.2.1	De keuze van de damwand voor de zinksleuf.....	30
6.2.2	De inpassing van de zinksleuf in de oever van Noord-Brabant.....	33
6.2.3	De bouwwijze van de zinksleuf.....	33
6.3	De dimensionering van de bouwput waarin het schuivenhuis en de in- en uitrit van de HSL-tunnel worden gebouwd.....	34
6.3.1	Algemeen.....	34
6.3.2	Aannamen en uitgangspunten.....	34
6.3.3	De dimensionering van de ongewapende onderwaterbetonvloer met trekpalen.....	34
6.3.3.1	Algemeen.....	34
6.3.3.2	De dimensionering van de owb-vloer en de paalfundering.....	35
6.3.3.3	Aannamen en uitgangspunten.....	36
6.3.4	De berekeningsmethode voor de trekpalen.....	36
6.3.4.1	Algemeen.....	36
6.3.4.2	Het schuifcriterium.....	37
6.3.4.3.1	Algemeen.....	37
6.3.4.3.2	Rekenmethode 1.....	37
6.3.4.3.3	Rekenmethode 2.....	39
6.3.4.4	Het kluitcriterium.....	39
6.3.5	Controle van de owb-vloer op sterkte.....	41
6.3.5.1	Algemeen.....	41
6.3.5.2	Controle van de owb-vloer op afschuiving.....	41
6.3.5.3	Controle van de owb-vloer op buiging.....	41
6.4	De dimensionering van de damwanden en ankers/stempels voor de bouwput <u>na</u> het zinkgedeelte.....	42
6.4.1	Algemeen.....	42
6.4.2	De dimensionering van de damwanden.....	42
6.4.3	De dimensionering van de verankerings-elementen.....	44
6.4.3.1	De keuze van de verankeringsmethode voor de damwand.....	45
6.4.3.2	De dimensionering van de stempels.....	46
6.4.3.3	De dimensionering van de groutankers.....	46
6.5	De dimensionering van de permanente constructie....	46
6.5.1	Algemeen.....	46
6.5.2	De globale afmetingen van het bakprofiel.....	47
7	Conclusies en aanbevelingen.....	49
	Literatuurlijst.....	51

Bijlagen

Bijlage 1	
Rekenfase 1:	De bepaling van het voorlopige tunnel- profiel..... B1-B10
Bijlage 2	
Rekenfase 2:	De bepaling van de maatgevende inwendige krachten en de momentenlijnen voor de verschillende belastingsgevallen.....B11-B23
Bijlage 3	
Rekenfase 3:	De bepaling van het definitieve dwars- profiel..... B24-B28
Bijlage 4	De schuin verdeelde belasting.....B29
Bijlage 5	De verklaring van de schijnbaar foute aansluitvoorwaarden in het geval van de verende ondersteuning.....B30-B32
Bijlage 6	De berekende wapeningshoeveelheden.....B33-B35
Bijlage 7	De benodigde formules en de verklaring van de afstanden in het langsprofiel van de HSL.....A1
Bijlage 8	De afweging van de uitvoering van de afzinksleuf in de oever van Noord-Brabant.....A5
Bijlage 9	De verklaring waarom een open bouwput niet wenselijk is voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....A7
Bijlage 10	De opdrijfberekening van de slechtdoorlatende laag.....A13
Bijlage 11	De beschouwing voor de toepassing van de vlietsmethode voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.....A15
Bijlage 12	De verklaring waarom achter- en onderloop- schermen voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant niet nodig zijn.....A17
Bijlage 13	De overgangconstructies tussen de verschillende tunnelonderdelen.....A19
Bijlage 14	De methode Blum en de dimensionering van de damwanden van de bouwput na de afzinkmethode... A23
Bijlage 15	De afwegingen voor de keuze van het paaltype voor de trekpalen van het owb.....A25
Bijlage 16	De dimensionering van de onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen.....A31
Bijlage 17	De invloed van de stempelwerking van het owb....A39
Bijlage 18	De dimensionering van de stempels voor de bouwput.....A41
Bijlage 19	De dimensionering van de groutankers voor de bouwput.....A45
Bijlage 20	De dimensionering van de bakconstructie voor de HSL-tunnel in oever van Noord-Brabant...A47

1 Inleiding

De komst van de hoge snelheidstrein (HST) in Nederland brengt vele vragen en problemen met zich mee. Deze vragen zijn niet alleen van constructieve aard. Milieukundige en economische zaken spelen ook een grote rol. In het afstudeerwerk HSL-kruising Hollands Diep zijn de problemen voor de HSL-kruising Hollands Diep onderzocht. De nadruk van dit afstudeerwerk ligt vooral op het constructieve en milieukundige vlak.

In de voorstudie en de tussenrapportage voor de HSL-kruising Hollands Diep heeft de afbakening plaatsgevonden voor de eindrapportage.

In de voorstudie is gekozen om alleen het doorsnijdingsgebied van tracé H (zie kaart 1) van de HSL in de oever van de Hoeksche Waard, het Hollands Diep en in de oever van Noord-Brabant te onderzoeken voor een tunnel.

In de tussenrapportage zijn varianttracés opgezet en afgewogen. Uit dit tracéonderzoek zijn drie veelbelovende varianten naar voren gekomen namelijk tracé H0-I2, H2-I3 en H3-I3. H0-I2 is in de eindrapportage niet verder meegenomen i.v.m. de hoge kosten en hinder voor de scheepvaart. Op kaart 2 zijn de tracés H2-I3 en H3-I3 weergegeven.

Vervolgens zijn de afwegingen opgesteld voor de keuze van de uitvoeringsmethode van de HSL-tunnel. Aangezien er geen gefundeerde uitspraak kon worden gedaan omtrent de te kiezen uitvoeringsmethode is in samenspraak met de afstudeerbegeleiders beslist om de uitvoering van de HSL-tunnel onder het Hollands Diep m.b.v. de zinkmethode uit te voeren.

Voor de hoogteligging van de HSL-tunnel zijn verschillende mogelijkheden aangeven in de tussenrapportage. In deze eindrapportage is gekozen om de tunnel zo snel mogelijk tot het maaiveld te laten stijgen i.v.m. de hoge kosten van de ondergrondse uitvoering van de tunnel in de oevers.

In deze eindrapportage zal de dimensionering van het dwarsprofiel van het afzinkgedeelte van de HSL-tunnel plaatsvinden en zal de uitvoering en dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant worden behandeld.

2 Samenvatting van de Voorstudie en Tussenrapportage van de HSL-kruising Hollands Diep

De Voorstudie HSL-kruising Hollands Diep

In de voorstudie HSL-kruising Hollands Diep zijn de verschillende alternatieven en tracévarianten die voor de HSL in Nederland zijn opgesteld onderzocht.

In de voorstudie is vooral gebruikt gemaakt van:

- de overheidsnota waarin de verschillende alternatieven en tracévarianten en de milieueffectenrapportage voor de HSL staan beschreven;
- de reacties van de gemeentes die langs de geplande tracés liggen;
- de opgestelde Lokale Effectenrapportages (LER) waarin de effecten voor bepaalde regio's worden beschreven.

Deze informatie verschaft een goed inzicht in de problematiek van de aanleg van een infrastructureel werk zoals de HSL.

In de voorstudie is hoofdzakelijk de aandacht uitgegaan naar het zuidelijk deel van tracé H (zie kaart 1). In de voorstudie is een afbakening gemaakt voor het studiegebied voor de tussenrapportage. Het studiegebied is beperkt tot de HSL-kruising van het Hollands Diep. Tevens beperkt verder onderzoek zich de HSL-kruising door een tunnel.

De tussenrapportage HSL-kruising Hollands Diep

In de tussenrapportage is het onderzoek beperkt tot het studiegebied zoals op kaart 2 is aangegeven. Het studiegebied beperkt zich tot de HSL-kruising onder het Hollands Diep en de HSL-doorsnijding in de oevers van de Hoeksche Waard en Noord-Brabant.

In het studiegebied is de huidige situatie beschreven waarna er een programma van eisen en wensen is opgesteld voor de HSL-kruising onder het Hollands Diep.

Uit het programma van eisen en wensen zijn dwarsprofielen voor een boor- en afzinktunnel bepaald. Tevens is een geschikte bouwdoklocatie voor de afzinkelementen bepaald. Deze lokatie ligt in het gebied naast de jachtensluis van het sluizencomplex "de Volkerak".

Voor de geboorde tunnel zijn verschillende boormethoden beschreven en afgewogen. Bij toepassing van de boormethode voor de kruising van de HSL met Hollands Diep is het hydroschild met bentonietsuspensiedruk de beste uitvoeringsmethode.

In de tussenrapportage zijn voor de kruising van het Hollands Diep en het verdere verloop op de oevers van de HSL in het studiegebied verschillende tracévarianten opgesteld. Deze tracévarianten zijn afgewogen aan de hand van criteria. Twee tracévarianten voor de boortunnel en drie tracévarianten voor

V

een afzinktunnel komen in aanmerking voor uitvoering.

Vervolgens zijn hoogteliggingsvarianten voor de ligging van de HSL op de oevers opgesteld. Na de afweging van deze varianten bleken er meerdere hoogteliggingsvarianten goed te scoren zodat er moeilijk een keuze kon worden gemaakt.

Voor beide oevers is er een nader onderzoek gedaan en een voorlopige keuze gemaakt voor de hoogteligging en de constructievorm van de HSL op de oevers.

3 De dwarsprofielbepaling van een afzinktunnel

3.1 Algemeen

De bepaling van een dwarsprofiel van een afzinktunnel is een rekenproces dat uit verschillende fases opgebouwd gedacht kan worden. In dit rapport is onderscheid gemaakt tussen drie rekenfasen. Hieronder worden de rekenfasen beschreven.

Rekenfase 1

In rekenfase 1 wordt een globaal profiel opgesteld aan de hand van een programma van eisen (p.v.e).

Dit p.v.e. van rekenfase 1 omvat:

- eisen t.a.v. het benodigde profiel van vrije ruimte.
- eisen t.a.v. het benodigde tunneloppervlak m.b.t. luchtdrukverschijnselen die optreden indien er met hoge treinsnelheden door een tunnel wordt gereden (de z.g.n. luchtdrukeis).
- eisen t.a.v. de functies van de tunnel gedurende de levensduur van de tunnel. De tunnel is een afzinktunnel die wordt opgebouwd uit afzinkelementen die drijvend naar de afzinklokatie gebracht worden en vervolgens worden afgezonken. Uit deze fases komen: de drijfeis, de afzinkeis, de opdrijf-eis en de korrelspanningseis.

Rekenfase 2

In rekenfase 2 wordt het globale profiel uit rekenfase 1 omgezet in een voorlopig profiel door het profiel te onderwerpen aan de sterkte-eisen. De maatgevende belastingsgevallen worden bepaald waarna de bijbehorende inwendige krachten en momenten voor ieder belastingsgeval worden berekend. Uit deze resultaten wordt een momentenomhullende vastgesteld. Tenslotte kan de dimensionering van de betonconstructie plaatsvinden (bepalen van wapeningshoeveelheden, aanpassing van de betondoorsnede op bepaalde plekken etc.).

Rekenfase 3

In rekenfase 3 wordt het definitieve profiel bepaald. De aanpassingen t.g.v. rekenfase 2 van het profiel kunnen tot gevolg hebben dat het profiel niet meer aan de eisen van rekenfase 1 voldoet. In rekenfase 3 vindt controle plaats of het profiel wel aan alle eisen voldoet. Zo niet dan wordt het profiel aangepast en worden de rekenfasen opnieuw doorlopen.

De berekening is dus een iteratief proces dat uit drie rekenfasen bestaat. Deze rekenfasen zijn voor twee dwarsprofielen doorlopen namelijk:

- voor een enkelbuizige afzinktunnel;
- voor een dubbelbuizige afzinktunnel.

De berekeningen via deze rekenfasen zijn in de bijlagen 1 t/m 3 opgenomen. In de volgende paragraaf zullen de resultaten van de berekeningen gegeven worden.

3.2 De berekeningsresultaten van de rekenfasen

Rekenfase 1

Deze rekenfase had al in het tussenrapport plaatsgevonden. Het resultaat bestond uit twee dwarsprofielen, een enkelbuizig- en een dubbelbuizig dwarsprofiel.

Tijdens de start van het maken van dit eindrapport werd het p.v.e. door de NS veranderd. Het ballastbed moest 0.85m van B.S. t/m de bovenkant van het ballastbeton worden. Dit heeft grote gevolgen voor de hoogte van het tunnelprofiel zodat rekenfase 1 opnieuw is gedaan. In bijlage 1 zijn de berekeningen van rekenfase 1 te vinden. De resultaten van rekenfase 1 zijn de twee dwarsprofielen van figuur 1a en 1b.

Rekenfase 2

Gedurende de levensduur zal de tunnel aan verschillende belastingsgevallen blootstaan.

De volgende belastingsgevallen zijn te onderscheiden:

- 1) het dragen van het eigen gewicht gedurende de bouw van het tunnelelement in het bouwdoek;
- 2) het opdrijven van het element in de bouwput;
- 3) het transport over water van het element naar de afzinklokatie;
- 4) het afzinken van het element op de afzinklokatie;
- 5) het aanaarden van de zinksleuf van het element;
- 6) de ligging van het element in de uiteindelijke situatie;
- 7) de mobiele belasting in de tunnelbuis t.g.v. de TGV;
- 8) uitzonderlijke belastingsgevallen in geval van calamiteiten zoals explosies in de tunnel en een zinkend schip dat precies op de tunnel terecht komt;
- 9) vallende en krabbende ankers.

Aan al deze belastingen moet de constructie weerstand bieden. Voor de belastingsgevallen 1,3 en 6 zijn de inwendige krachten en momenten bepaald en de redenen waarom de belastingsgevallen 2,4,7,8 en 9 niet verder zijn bekeken staan in bijlage 2 waarin de berekeningen van deze rekenfase beschreven zijn.

Voor de wanden, dak en vloer van de tunnel zijn voor alle bekeken belastingsgevallen de momenten in één figuur uitgezet. Uit de drie zo ontstane figuren per dwarsprofiel zijn de momentenomhullenden per staaf(wand, vloer, dak) af te lezen.

M.b.v. de momentenomhullenden zijn betonberekeningen gemaakt voor de twee dwarsprofielen. Deze betonberekeningen zijn niet in dit rapport opgenomen maar opgenomen in een aparte bundel "Handberekeningen rekenfase 2". De resultaten van de betonberekeningen zijn de dwarsdoorsneden van de profielen 1 en 2 die in de figuren 8a en 8b weergegeven zijn en de wapeningshoeveelheden die in bijlage 6 staan. Bij het lezen van de wapeningshoeveelheden moet bedacht worden dat de wapeningshoeveelheden zijn bepaald voor de momenten in de neutrale lijn. Er kan gerekend worden met een veel kleiner moment waardoor de berekende wapeningspercentages reduceren.

Rekenfase 3

In deze fase is profiel 2 na aanpassing t.g.v. rekenfase 2 opnieuw gecontroleerd op de eisen uit rekenfase 1. Het resultaat van deze rekenfase is de definitieve doorsnede van profiel 2 die figuur 9 is afgebeeld.

Deze rekenfase is vanwege gebrek in de tijd alleen gedaan voor profiel 2. Profiel 1 wordt uiteindelijk toch niet gekozen vanwege veiligheidseisen. Vanuit constructief oogpunt kan het profiel met dwarskrachtwapening worden aangepast waardoor een aanvaardbaar profiel ontstaat.

3.3 De keuze tussen de dwarsprofielen.

Bij de keuze tussen de dwarsprofielen spelen een aantal zaken een rol namelijk:

- 1) de veiligheid:
 - 1a) vluchtmogelijkheden bij brand in een buis;
 - 1b) vluchtmogelijkheden bij vollopen van buis.
- 2) de bedrijfszekerheid;
 - 2a) onderhoud- en inspectiemogelijkheid;
 - 2b) functioneren bij ongevallen
- 3) de kosten (het materiaalverbruik, kosten van extra voorzieningen etc.).

Bij de bepaling van de keuze is nog een derde dwarsprofiel meegenomen. Dit derde profiel is een aangepast profiel 1.

De aanpassingen van dit profiel bestaan uit:

- een rookkleppensysteem dat sluit bij brand. Dit systeem wordt op de scheidingsmuur geplaatst en scheidt bij brand de twee spoorbanen;
- aanbrengen van kolommen op de scheidingsmuur waardoor de momenten in het tunneldak worden verkleind;

De drie profielen zijn aan de criteria getoetst. In evaluatietabel 1 zijn de resultaten van deze toetsing gegeven.

Bespreking van de evaluatietabel

Dwarsprofiel 2

criterium 1: veiligheid

In geval van brand kunnen de mensen vanuit de buis waar brand is naar de rookvrije buis gaan via deuren in de tussenwand. Het bestrijden van de brand kan via de rookvrije buis geschieden. Indien een buis volloopt met water hoeft dit geen grote gevolgen voor de andere buis te hebben.

criterium 2: bedrijfszekerheid

In geval er onderhoud of reparatie in een buis moet gebeuren hebben deze werkzaamheden geen invloed op het functioneren van de andere buis. Indien er een ongeval in de ene buis gebeurt zal hiervan in de andere buis geen hinder worden ondervonden. Het treinverkeer in de buis kan doorgang blijven vinden.

criterium 3: de kosten

Het dwarsprofiel 2 is breder dan dwarsprofiel 1 maar het kan door de kleinere krachten en momenten dunner uitgevoerd worden. Deze materiaalbesparing zal echter niet opwegen tegen de extra benodigde hoeveelheid vrije ruimte die geëist wordt door de luchtdrukeis (voor de dubbelbuisige tunnel is 52 m² extra vrije ruimte nodig die door constructiebeton moet worden omgeven).

Dwarsprofiel 1a

criterium 1: veiligheid

In geval van brand kunnen de mensen niet via een rookvrije buis naar buiten vluchten. Indien de buis volloopt met water heeft dit invloed op beide sporen en kan er geen veilige vluchtweg geboden worden.

criterium 2: de bedrijfszekerheid

Indien er onderhoud en reparatie plaats moet vinden aan een baanvak zal dit t.g.v. van de scheidingsmuur in de meeste

gevallen redelijk kunnen plaatsvinden. Bij vollopen van de buis kan er op beide sporen geen treinverkeer meer plaatsvinden.

criterium 3: de kosten

Dwarsdoorsnede 1a is minder breed dan dwarsprofiel 2 maar moet wel dikker uitgevoerd worden. Het materiaalverbruik zal echter minder zijn (zie in dit verband ook criterium 3 van dwarsprofiel 2).

Dwarsprofiel 1b

Criterium 1

Door het toepassen van rookkleppen, die sluiten bij brand, tussen de scheidingsmuur en het tunneldak kan er tijdens brand een rookvrije vluchtbuis gecreëerd worden. Dit kleppensysteem zou ook zo gemaakt kunnen worden dat het water kan keren. Indien een buis dan volloopt heeft dit minder grote gevolgen voor de buis aan de andere zijde van de kleppen.

Criterium 2: de bedrijfszekerheid

Indien er onderhoud en reparatie plaats moet vinden aan een baanvak zal dit geen invloed hebben op het functioneren van de andere buis. In geval van brand of inundatie in een buis zal dit, als de kleppen werken, weinig gevolgen hebben voor de buis aan de andere kant van de kleppen.

criterium 3: de kosten

Door het toepassen van kolommen op de scheidingsmuur kunnen de veldmomenten in het dak verkleind worden waardoor het materiaalverbruik verminderd kan worden. De extra kosten van het kleppensysteem zijn echter groot.

3.5 Conclusie

Uit de evaluatietabel komt dwarsprofiel 2 als beste naar voren omdat de veiligheid en bedrijfszekerheid het grootst zijn bij relatief lage kosten. Dwarsprofiel 1b is minder bedrijfszeker dan profiel 1 vanwege het risico dat het kleppensysteem niet werkt. Het belangrijkste argument om het kleppensysteem niet toe te passen zijn de hoge kosten ervan. Gekozen wordt voor profiel 2.

4 De uitvoering van de HSL-passage in de oever van Noord-Brabant

4.1 Algemeen

In de tussenrapportage is gekozen voor een tracé dat loopt via de tracévarianten H2-I3 of H3-I3 (zie kaart 3). De ligging op de oever van Noord-Brabant is voor beide tracévarianten nagenoeg hetzelfde. H3-I3 ligt iets oostelijk van H2-I3.

In deze eindrapportage zal het doorsnijdingsgebied in de oever van Noord-Brabant nader worden bekeken. De bouwwijze van de HSL wordt op deze oever onder loep genomen waarbij alleen de dimensionering voor de maatgevende situaties wordt gedaan.

4.1.1 Probleemstelling

De HSL-passage in het gebied bij Willemstad volgens tracé H2-I3 of H3-I3, doorsnijdt achtereenvolgens een drukke vaarroute, een belangrijke toegangsweg tot Willemstad, een waterkering, een bosgebiedje en een landbouwgebied. Deze doorsnijding geeft in de bouwfase hinder voor het scheepvaartverkeer, het wegverkeer naar Willemstad en het milieu. Op het gebied van milieu is er namelijk te noemen:

- beschadiging van het bosgebied;
- geluidshinder t.g.v. bouwactiviteiten (heien etc.);
- eventuele grondwaterstandverlaging in geval van bemalingen.

4.1.2 Doelstelling

Het vinden van een goede, economische, veilige en milieuvriendelijke oplossing voor de uitvoering van de HSL in de oever van Noord-Brabant volgens tracé H2-I3 of H3-I3.

4.2 De huidige situatie

Het oevergebied dat de HSL doorsnijdt bij Willemstad kan grofweg in drie delen worden opgesplitst namelijk:

- de voorhaven van het sluizencomplex "de Volkerak";
- het bosgebiedje;
- het landbouwgebied.

Op kaart 4 zijn deze gebieden weergegeven.

De Voorhaven

De voorhaven is afgeschermd door een pier die rustig vaarwater voor de scheepvaart creëert. De pier heeft een breedte boven de waterlijn van het Hollands Diep van 60 meter. Op de pier lopen twee wegen en staan bomen. Aan de zuidkant van de pier zijn enkele afmeersteigers.

De pier heeft een oeverbescherming van stortstenen.

De voorhaven is 6.5 meter diep en 330 meter breed.

Aan de oever tegenover de pier, bevinden zich ook enkele afmeersteigers. Deze oever wordt beschermd door een stortstenen oeverbescherming die ongeveer een meter boven de waterspiegel overgaat in een grasbescherming.

Het bosgebiedje

Gaande vanaf de oever naar het landbouwgebied loopt eerst de Hellegatsweg. Deze weg is een belangrijke toegangsweg tot het toeristische plaatsje Willemstad. Vervolgens is er een bosgebiedje dat gebruikt wordt om te recreëren (wandelen). Het bosgebied wordt begrensd door een sloot met daarachter de Westdijk, die op een hoogte van NAP +5.4 meter ligt.

Het landbouwgebied

Het gebied achter de Westdijk is akkerland. Door dit landbouwgebied loopt de Noordlange weg die door de HSL gesneden wordt.

4.2.1 De grondgesteldheid

In het oevergebied bij Willemstad zijn grondboringen en sonderingen uitgevoerd. Op kaart 5 zijn de plaatsen weergegeven waar deze hebben plaats gevonden.

Uit de gegevens van deze boringen en sonderingen blijkt dat er grofweg drie lagen zijn te onderscheiden namelijk:

- de bovenlaag: is de laag vanaf maaiveld t/m NAP -3 meter. Deze laag bestaat hoofdzakelijk uit zand met kleilaagjes;
- een slecht doorlatende laag: is de laag van NAP -3 meter t/m NAP -10 meter. Deze laag bestaat achtereenvolgens uit:
 - een 1 meter dikke kleilaag met veenresten;
 - een veenlaag van ongeveer 1.5 meter;
 - een 4 meter dikke kleilaag met veenresten;
 - een veenlaag met een dikte van ongeveer 0.5 meter.
- een zandlaag: is de laag van NAP -10 meter t/m NAP -50 meter. Deze zandlaag bestaat uit uiteenlopende korreldiameters (van zeer fijn t/m zeer grof, grindig zand). Deze laag wordt onder begrensd door de laag van Tegelen.

Op kaart 6 zijn de drie grondboringen weergegeven.

4.2.2 Het grondwater

Het grondwater in de eerste watervoerende laag is brak (zie kaart 7). Het gebied rond Willemstad is een kwelgebied met een $-1.0 \text{ m} < H < -2.0 \text{ m}$ (zie kaart 8). Bij eventuele bemaling zal er dus brak grondwater worden opgepompt. T.g.v. de kwel zal er een zware bemaling moeten plaatsvinden. Het opgepompte brakke water kan niet zomaar op het oppervlaktewater worden geloosd. Tevens zal er in geval van bemalen rekening moeten worden gehouden met de waterstandverlaging in het omringende akkerbouwgebied.

4.3 De langsdoorsnede van de HSL in het studiegebied

In figuur 10a en 10b is de langsdoorsnede van de HSL in het studiegebied weergegeven. Het studiegebied is het gebied van tracé H2-I3 en H3-I3 tussen de noordoever van het Hollands Diep en Helwijk (zie kaart 9).

Om zoveel mogelijk grondverzet te voorkomen ligt het tunneldak op NAP -10 meter in de bodem van het Hollands Diep. Er is dan nog een gronddekking van minimaal 1 meter op het tunneldak aanwezig.

Uit het tussenrapport blijkt dat de HSL zo snel mogelijk op maaiveldhoogte moet komen bij de overgang van het ondergrondse gedeelte onder het Hollands Diep naar het bovengrondse gedeelte op de oever. M.b.v. een simpele rekenregel (zie bijlage 7) zijn de afstanden bepaald die nodig zijn om met een gegeven boogstraal van het diepste punt van de tunnel naar het maaiveld te komen.

4.4 De algemene randvoorwaarden en uitgangspunten

De randvoorwaarden en de uitgangspunten voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant zijn:

- de tunnel wordt uitgevoerd als afzinktunnel;
- de tunnel loopt via tracé H2-I3 of H3-I3;
- de tunnel stijgt in de oever zo snel mogelijk naar het maaiveld;
- de top- en dalhoogte van de HSL-tunnel heeft een straal van 16000 meter;
- de maximale helling van de HSL-tunnel is 1:40;
- het dwarsprofiel moet voldoen aan het profiel van vrije ruimte zoals dat door de NS is vastgesteld;
- de passage van de primaire hoofdwaterkering geschiedt met het schuifdeurprincipe zoals omschreven in het tussenrapport;
- voor de bepaling van de kenmerken van de grondopbouw zijn de

- drie boorprofielen van kaart 6 representatief;
- de waterstand op het Hollands Diep is maximaal NAP 0 meter;
 - de opwaartse grondwaterdruk onder de slecht doorlatende laag in de oever van Noord-Brabant is afhankelijk van de waterstand van het Hollands Diep;
- constructieve eisen:
- de constructie moet waterdicht zijn;
 - de constructie moet de grond- en waterdrukken kunnen opnemen;
 - de constructie moet flexibel genoeg zijn om ongewenste spanningen te kunnen opnemen (dilatatievoegen toepassen);
 - de tunnel in- en uitrit moet in de lengterichting tot boven de grondwaterspiegel worden doorgezet om waterbezwaar te voorkomen;
 - in de tunnel moeten voorzieningen aanwezig zijn om lek- en regenwater op te vangen en af te voeren.

5 De bouwwijze van de HSL-tunnel in oever van Noord-Brabant

5.1 Algemeen

Nu de ligging van de HSL vaststaat kan een betere beschrijving van de bouwwijze voor de HSL worden bepaald.

In het tussenrapport is de afweging gemaakt tussen de toepassing van een afzinktunnel en een geboorde tunnel. Er is gekozen voor een afzinktunnel onder het Hollands Diep. De uitvoering van een afzinktunnel wordt algemeen bekend verondersteld. In deze eindrapportage is daarom alleen de dwarsdoorsnede van de HSL-afzinktunnel onder het Hollands Diep bepaald. De verdere bouwwijze van de HSL in de voorhaven van het sluizencomplex "de Volkerak" en in de oever van Noord-Brabant wordt in de volgende paragrafen behandeld.

5.2 De verschillende bouwwijzen

Het oevergebied in het studiegebied is zoals eerder gezegd ruwweg in drie gebieden op te delen namelijk: de voorhaven, een bosgebiedje en een landbouwgebied. In deze gebieden vindt de overgang plaats van de afzinkmethode naar een bouwwijze die geschikt is voor het bouwen van de HSL op het maaiveld. Voor de bouwwijze op de oever zijn verschillende varianten mogelijk.

Deze bouwwijzevarianten zijn:

- A) zover mogelijk afzinken in oever en vervolgens verder afbouwen in een bouwput;
- B1) afzinken tot de pier van de voorhaven, vervolgens in de voorhaven verder bouwen in fases tussen damwanden en ten slotte in de oever de HSL-tunnel afbouwen in een bouwput;
- B2) afzinken tot de oever en vervolgens verder afbouwen in een bouwput;
- B3) afzinken tot de pier van de voorhaven en vervolgens verder afbouwen tussen damwanden. Het scheepvaartverkeer wordt tijdelijk omgelegd.

Het verdere verloop van de HSL-tunnel na het afzinkgedeelte kan op verschillende manieren worden uitgevoerd.

Alternatieven voor de uitvoering van de HSL-tunnel na het afzinkgedeelte in de oever van Noord-Brabant zijn:

(zie figuren 11a t/m 11g)

- 1) een open bouwput met taluds onder natuurlijke helling en bemaling;
- 2a) damwanden die tot in een ondoorlatende laag worden geslagen waarna er na ontgraving en leegpompen van de bouwput een

- droge werkplek ontstaat;
- 2b) klei of cementschermen die op enige afstand van de bouwput worden aangebracht tot in een slecht doorlatende laag en worden ondersteund door een grondmassief.
 - 3) een ondoorlatende laag creëren d.m.v. een injectielaag waarna hetzelfde principe kan worden toegepast als bij alternatief 2;
 - 4a) damwanden of diepwanden in combinatie met onderwaterbeton;
 - 4b) damwanden of diepwanden in combinatie met onderwaterbeton en trekpalen;
 - 5) de caissonmethode;
 - 6) het creëren van een poldertje m.b.v. een waterdicht vlies;

In de volgende paragrafen worden eerst de bouwwijzevarianten A, B1, B2 en B3 afgewogen. Vervolgens worden de uitvoeringsalternatieven in de oever, de alternatieven 1 t/m 6, in het kort beschreven en de toepasbaarheid ervan behandeld voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.

5.2.1 De afweging van de bouwwijzen A, B1, B2 en B3

Afweging variant B3

(zie kaart 10)

Variant B3, afzinken tot de pier van de voorhaven en verder bouwen tussen damwanden terwijl het scheepvaartverkeer wordt omgelegd, is een methode die niet de voorkeur geniet omdat er een groot aantal nadelen aan kleven.

Deze nadelen zijn:

- voor een gedeelte zullen de dure geleidingswerken moeten worden gesloopt, een groot deel van de pier van de voorhaven moeten worden afgegraven, een nieuwe vaargeul moeten worden gegraven en betonning worden aangelegd om de omleiding voor het scheepvaartverkeer mogelijk te maken;
- de bouwput in de voorhaven zal beschermd moeten worden tegen aanvaringen;
- voor een sluis is het wenselijk om een recht aanvaardedeelte voor de schepen te hebben. Variant B3 geeft een bocht vlak voor de sluisen die de navigatie van de scheepvaart bemoeilijkt en een onveiligere situatie oplevert dan de huidige situatie. In het programma van eisen in het tussenrapport is echter de eis gesteld dat de nautische situatie niet mag verslechteren;
- de huidige afmeerplaatsen zullen moeten worden gesloopt; Samen met de eerdergenoemde aanpassingen voor deze variant B3 ontstaan hierdoor grote sloop-, aanpassings- en herstelkosten;
- voor de uitvoering van de bouwput in de voorhaven en oever zijn lange (ongeveer 45 meter) zware damwanden nodig die voor de nodige uitvoeringstechnische problemen zorgen.

Het voordeel van het "in den droge" kunnen bouwen van de HSL valt weg tegen de velen nadelen.

Op kaart 10 is variant B3 weergegeven. Er is gewerkt met boogstralen van 1200 meter en er is uitgegaan van een benodigde breedte van 40 meter tussen de damwanden in de voorhaven. Voor bochten in scheepvaartwegen geldt dat voor een normaal profiel de toegepaste boogstraal R gedeeld door de lengte van het maatgevende schip L groter of gelijk moet zijn aan 6 ($R/L > 6$). Het maatgevende schip in dit geval is een duweenheid met een lengte van 185 meter en een breedte van 22.8 meter.

R -benodigd is dus 1110 meter, kies 1200 meter.
De benodigde breedte voor een normaal tweestrooks kanaal is opgebouwd uit de volgende aspecten:

- veiligheidsstroken naast de vaarweg : $2*(0.6*b)$
- veiligheidsstroken tussen de vaarbaan: $1*(0.4*b)$
- breedte van de vaarbanen : $2*(1.4*b)$

De totale benodigde breedte is dus $4.4*b = 4.4*22.8 = 100$ m.
Uit kaart 10 is af te lezen dat er slechts 70 m beschikbaar is per tweestrooks vaarbaan.

Opmerking:

De veiligheidsstrook naast de vaarweg ($0.6*b$) is niet tussen de vaarstroken nodig. Er is dus minder ruimte per vaarstrook nodig (niet $4.4*b$ maar $3.6*b = 82$ meter).

Afweging variant B1

(zie figuur 12)

Variant B1, afzinken tot de pier van de voorhaven en vervolgens verder afbouwen in fases tussen damwanden, is een betere oplossing dan variant 3c. Het scheepvaartverkeer ondervindt gedeeltelijk hinder doordat slechts de halve breedte van de voorhaven in beslag wordt genomen door damwanden van de bouwput voor de bouw van de HSL. Als het tunnelgedeelte tussen deze eerste fase damwanden klaar is worden de eerste fase damwanden verwijderd. Het scheepvaartverkeer kan dan over het reeds afgebouwde tunnelgedeelte kan plaatsvinden. Vervolgens worden de tweede fase damwanden geheid en daarna de derde fase damwanden. Op deze manier kan de tunnel door de voorhaven worden gebouwd terwijl het scheepvaartverkeer doorgang kan blijven vinden.

In het programma van eisen in het tussenrapport is geëist dat er voor de beroepsvaart altijd drie kolken beschikbaar moeten zijn. De schutkolk van de jachtensluis wordt ook tot deze drie kolken gerekend. Dit houdt in dat er 1 schutkolk kan wegvallen, dit betekend enige speelruimte om de HSL in fases tussen damwanden te bouwen.

Afweging variant B2

Variant B2, afzinken tot de oever en vervolgens verder afbouwen tussen damwanden, is een variant die evenals variant B1 het nadeel heeft dat er damwanden tot grote diepte zullen moeten worden geheid. De damwandlengte zal oplopen tot 40 meter. Aangezien de ervaring met zulke lange damwanden gering is, zo niet ontbreekt, kan worden nagegaan dat een oplossing waarbij deze lange damwanden worden toegepast grote risico's, grote financiële offers en flinke uitvoeringstechnische problemen (o.a. hoe moet ervoor gezorgd worden dat de damwanden niet uit het slot lopen) met zich mee zullen brengen.

Afweging variant A

Variant A, zover mogelijk afzinken in oever en vervolgens verder afbouwen in een bouwput, is een oplossing waarbij de damwandhoogte om een droge bouwput te creëren, beperkt blijft. Er doet zich hier wel het probleem voor van op welke manier de afzinkgeul in de oever zal worden uitgevoerd. De goedkoopste manier is om een sleuf te baggeren met een helling van natuurlijk talud. Hierbij zal echter een grotere strook bosgebied verloren gaan als bij het afzinken tussen damwanden. In bijlage 8 is dat voor dit geval weergegeven. De keuze die uiteindelijk zal worden gemaakt is waarschijnlijk een compromis tussen de economische- en milieuvriendelijke variant.

Conclusie

Variant A wordt gekozen omdat deze de meest economische en praktisch uitvoerbare oplossing is. Deze variant wordt in de volgende paragrafen verder uitgewerkt.

Opmerking:

Varianten met een open bouwput zijn niet bekeken omdat de bemaling van een open bouwput op NAP -20 m en in een goed doorlatende zandlaag ($k = 5E-3$ m/sec) niet haalbaar is. In bijlage 9 is dit met een berekening aangetoond.

5.3 De bespreking van de bouwwijze-alternatieven 1 t/m 6

5.3.1 Algemeen

In deze paragraaf worden de verschillende bouwmethodes besproken, de voor- en nadelen van de methodes op een rijtje gezet en de toepasbaarheid van de methodes voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant na het zinkgedeelte afgewogen. Tenslotte wordt er een keuze gemaakt voor de toe te passen bouwmethode.

5.3.2 Alternatief 1, de open bouwput met bemaling (zie figuur 11a)

Een open bouwput met grondtaluds wordt drooggehouden door constante bemaling. In bijlage 9 is berekend dat voor een bouwput met de bouwputbodem op NAP -19.2 meter een bemalingscapaciteit nodig is van 12000 m³/uur. Bij een ondiepere ligging van de HSL-tunnel is er natuurlijk een kleinere bemalingscapaciteit nodig.

Vergunningverleningen voor bemalingen zijn tegenwoordig lastig te krijgen. Men ziet liever andere oplossingen.

Voordelen:

- de open bouwputmethode is een goedkope oplossing;
- de uitvoering is eenvoudig.

Nadelen:

- indien er geen retourbemaling wordt toegepast zakt de grondwaterspiegel in de omgeving. Dit heeft een negatieve invloed op de vegetatie en de gewasopbrengst van akkerland;
- grondwaterstandsverlaging brengt het risico met zich mee dat er zettingen kunnen optreden;
- de lastige vergunningverlening voor bemalingen.

De toepasbaarheid van de open bouwputmethode voor de HSL-tunnel
Het gebied in de oever van Noord-Brabant is een kwelgebied waar het grondwater brak is. Bij bemalingen wordt er t.g.v. de kwel extra grondwater opgepompt dat tevens brak is en niet zomaar op het oppervlaktewater kan worden geloosd. Aangezien er kan worden aangenomen dat vergunningen voor grote bemalingscapaciteiten niet worden verstrekt is deze methode alleen haalbaar voor kleinere bemalingscapaciteiten en dus een kleinere diepteligging van de HSL-tunnel in de oever. Voor een kleinere diepteligging blijven in dat geval de nadelen van de kwel, het brakke grondwater en de verminderde gewasopbrengst in het akkerlandgebied indien er geen maatregelen (retourbemaling) worden genomen.

Conclusie:-

Toepassing van een open bouwput met bemaling voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is niet aan te raden.

5.3.3 Alternatief 2, damwanden of diepwanden tot in een slecht doorlatende laag

Alternatief 2a

(zie figuur 11b)

De damwanden of diepwanden worden doorgezet tot in een slechtdoorlatende laag. Het grondwater wordt op deze manier verhinderd om de bouwput in te stromen.

Toch treedt er altijd enig waterbezwaar op doordat:

- de slecht doorlatende laag nooit helemaal waterdicht is;
- de damwandsloten altijd iets lekken.

Er bestaat het gevaar van opbarsten van de afsluitende laag. Onder de afsluitende laag staat waterdruk die door het gewicht van de bovenliggende laag gecompenseerd moet worden. Indien dit grote problemen met zich mee brengt kan er spanningsbemaling worden toegepast. De waterdrukken onder de afsluitende laag worden dan verlaagd door bemaling tot een aanvaardbaar niveau.

Alternatief 2b

(zie figuur 11c)

Bij dit alternatief wordt op enige afstand van de bouwput een lichte damwand of klei-cementscherm geplaatst die aan de voorzijde wordt gesteund door een grondmassief.

Op deze manier ontstaat een poldertje dat zonder waterstandsveranderingen te veroorzaken in de omgeving kan worden drooggepompt.

Voordelen van de methoden 2a en 2b:

- de methoden zijn relatief goedkoop;
- de methoden hebben een korte bouwtijd;
- de methoden hebben de mogelijkheid om de gecreëerde polder een permanent karakter te geven waardoor de betonconstructie niet op opdrijven hoeft te worden gedimensioneerd.

Nadelen van de methoden 2a en 2b:

- indien spanningsbemaling wordt toegepast brengt dat het risico met zich mee dat de deze kan uitvallen;
- er is altijd onzekerheid omtrent de mate van waterdichtheid van de slecht doorlatende laag.

Toepasbaarheid van alternatief 2 voor de HSL-tunnel

Uit de boorprofielen 1b en 5b volgt dat er een slecht doorlatende laag aanwezig is op een diepte van NAP -3 meter t/m NAP -9.05 meter. Onder deze laag staat een opwaartse waterdruk van 90.5 KN/m meter. Als er rekening wordt gehouden met een veiligheidsfactor van 1.1 houdt dit in dat er tot een diepte van NAP -3 meter kan worden ontgraven zonder dat er gevaar is voor opbarsten van de afsluitende laag.

In bijlage 10 is deze berekening weergegeven.

Conclusie:

Toepassing van alternatief 2 voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is mogelijk vanaf NAP -6.5 meter met spanningsbemaling en vanaf NAP -3 meter zonder spanningsbemaling. (Voor de bepaling van de diepteligging NAP -6.5 meter is er van uitgegaan dat de afsluitende laag minstens 2 meter dik moet zijn om zijn afsluitende functie te kunnen houden.)

5.3.4 Alternatief 3, de injectiemethode (zie figuur 11d)

Indien er van nature geen slecht doorlatende laag aanwezig is kan er één gecreëerd worden d.m.v. van injectie van een zandlaag met grout of chemische injectiemiddelen.

De zo ontstane situatie heeft dezelfde mogelijkheden als alternatief 2.

Voordelen:

- de injectielaag kan op iedere gewenste diepte worden aangebracht mits de doorlatendheid van het zand groot genoeg is;
- de injectiemethode heeft de mogelijkheid om de gecreëerde polder een permanent karakter te geven waardoor de betonconstructie niet op opdrijven hoeft te worden gedimensioneerd.

Nadelen:

- de injectiemethode is duur;
- de methode kan alleen worden gebruikt bij zand met voldoende grote doorlatendheid;
- risico's m.b.t. de bedrijfszekerheid van de injectiemethode. Indien er 1% van het te injecteren oppervlak wordt gemist is de injectie waardeloos. Er moet dus een goed grondmechanisch onderzoek gedaan worden;
- sommige van de injectievloeistoffen zijn zeer giftig waardoor de toepassing ervan met grote voorzichtigheid moet gebeuren;
- indien na injecteren blijkt dat de injectie geen waterdichte laag heeft gevormd is het opsporen van het lek haast onmogelijk omdat niet bekend is waar het lek zit.

Toepasbaarheid van de injectiemethode voor de HSL-tunnel

Een goede toepassing van de injectiemethode is alleen mogelijk in een zoveel mogelijk homogene zandlaag waarvan de doorlatendheid groot is. De boorprofielen 1b,5b en 8b van kaart 6 laten zien dat op dieptes groter dan NAP -10 meter er grind, grof zand, fijn zand en kleilaagjes voorkomen. De doorlatendheid varieert en het is niet duidelijk waar de injectievloeistof zal blijven. Op dieptes boven de NAP -10 meter komt een natuurlijke slecht doorlatende laag voor zodat toepassing van de injectiemethode hier niet aan de orde is.

Conclusie:

Toepassing van de injectiemethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is niet aan te raden. De injectiemethode kan wel als "lapmiddel" worden gebruikt bij eventuele lekkage van de bouwkuip.

5.3.5 Alternatief 4, damwanden of diepwanden in combinatie met ongewapend of gewapend onderwaterbeton met of zonder trekpalen (zie figuren 11e en 11f)

De waterdichte afsluiting van de bouwputbodem die begrensd wordt door damwanden, kan met onderwaterbeton (owb) worden verkregen. De bouwput bestaat uit damwanden die water en grond keren en een onderwaterbetonvloer die de opwaartse waterdruk opneemt.

Alternatief 4a, ongewapend owb in combinatie met trekpalen

Vaak wordt de benodigde dikte van het ongewapende owb groot indien alleen het gewicht van de owb-vloer de opwaartse druk moet opnemen. In zo'n geval is het aan te bevelen om de opwaartse waterdruk door de owb-vloer in combinatie met een ander element (anker, gewichtsconstructie, trekpalen etc.) op te nemen. Voor de Nederlandse grondgesteldheid komen trekpalen voor deze functie als eerste in aanmerking. Trekpalen zijn in staat via kleef langs de paalschacht grote trekkrachten op te nemen. Door het toepassen van trekpalen kan de owb-vloer dunner worden uitgevoerd waardoor de onderkant van de vloer ondieper komt te liggen en de te keren opwaartse waterdruk kleiner wordt t.o.v. de dikkere owb-vloer.

De bouwwijze van een bouwput met een owb-vloer en trekpalen is als volgt:

- slaan van damwanden;
- ontgraven van grond tussen damwanden;
- aanbrengen van trekpalen;
- storten van onderwaterbeton;
- droogpompen van de bouwput;
- bouwen van de permanente constructie.

Alternatief 4b, gewapend owb in combinatie met trekpalen

Het owb kan gewapend worden uitgevoerd. Nadat de trekpalen ingebracht zijn wordt er een wapeningsnet met de palen verbonden waarna de owb gestort kan worden.

De voordelen van gewapend owb zijn:

- de owb-vloer kan dunner worden uitgevoerd waardoor er minder diep hoeft te worden ontgraven en de opwaartse druk tegen de onderkant van de owb-vloer geringer is;
- de grond- en waterkerende hoogten van de damwand zijn iets kleiner. Dit kan tot lichtere profielen leiden;
- een gewapende owb-vloer is beter in staat om buigende momenten op te nemen. De paalafstanden kunnen in dit verband groter worden gekozen.
- de owb-vloer kan deel uitmaken van de permanente constructie Dit levert een grote besparing van materiaal en tijd op.

Nadelen van gewapend owb vormen:

- een gewapende owb-vloer is per volume duurder dan de ongewapende owb-vloer;
- de uitvoering van gewapend owb zoals:
 - de verbinding van het wapeningsnet op de palen;
 - de garantie van een minimale dekking op de wapening van de vloer;
 - het aanbrengen van dilatatievoegen in de owb-vloer indien deze deel uitmaakt van de permanente constructie.

Voordelen van owb in combinatie met trekpalen:

- het is een methode die een bedrijfszekere waterafdichting van de bouwputbodem geeft;
- de methode kan bij iedere grondgesteldheid worden toegepast;
- de owb heeft een stempelfunctie voor de damwanden zodat deze lichter kunnen worden uitgevoerd;

Nadelen van owb met trekpalen:

- verontreinigingen op de damwand kunnen de aanhechting van de owb op de damwand volledig verhinderen;
- de aanhechting van de owb op de palen kan problemen opleveren. Hier speelt het probleem van hechting van jonge beton op oudere beton waarbij het gevaar van scheurvorming aanwezig is.
- storten van beton onder water is lastig, er kan ontmenging optreden.
- het oppervlak van de owb-vloer is erg onregelmatig.

Toepasbaarheid van alternatief 4 voor de HSL-tunnel

De toepassing van owb in combinatie met trekpalen voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is goed mogelijk. De methode is onafhankelijk van de grondgesteldheid en de owb zorgt voor een goede afdichting en een extra oplegpunt voor de

damwanden waardoor deze lichter kunnen worden uitgevoerd. Voor de diepe bouwput t/m NAP -13 meter die nodig is voor de bouw van de HSL, is dit een groot voordeel.

De vraag of de owb-vloer gewapend of ongewapend moet worden uitgevoerd is een afweging van kosten en baten. Deze kosten batenanalyse is in deze eindrapportage niet gemaakt.

Conclusie:

Onderwaterbeton in combinatie met trekpalen is voor het dieper gelegen gedeelte van de HSL-tunnel in de oever een goed alternatief.

5.3.6 Alternatief 5, de caissonmethode

Bij de caissonmethode wordt de constructie vanaf het maaiveld gebouwd en afgezonken in de bodem door de grond onder de constructie te verwijderen. Het verwijderen van de grond geschiedt in ruimtes die onder hoge druk staan om grondwater-toestroming te voorkomen.

Het bouwen m.b.v. de caissonmethode valt direct af vanwege de hoge bouwkosten. Er zal onder hoge druk moeten worden gewerkt. Dit brengt vele nadelen met zich mee.

Deze nadelen zijn:

- er gelden strenge veiligheidsvoorschriften voor het werken onder hoge druk;
- het werken onder hoge druk is zwaar werk en betekent een risico voor de gezondheid van de werknemer.
- er is weinig beschikbare personeel voor;
- de benodigde voorschriften en maatregelen (bijvoorbeeld de decompressietijd) zorgen voor een kleine werkbare tijd en effectiviteit van de voortgang van het bouwproces.
- de lengte waarover met de caissonmethode gebouwd moet worden is lang. Dit houdt in dat er in gedeeltes via de caissonmethode "afgezonken" moeten worden. De verbinding tussen twee delen levert constructieve problemen op.

5.3.7 Alternatief 6, de vliesmethode (zie figuur 11g)

Het principe van de vliesmethode is om m.b.v. een waterdicht vlies een poldertje te creëren waarbinnen de waterstand naar behoefte aangepast en gecontroleerd kan worden. Het waterdichte vlies wil door de opwaartse waterdruk opdrijven. Het gewicht van het grondmassief dat op het vlies ligt moet de opwaartse waterdruk compenseren.

De bouwwijze van de vliesmethode is als volgt:

- graven van cunet;
- afzinken van vlies;
- aanbrengen van ballastlaag op vlies;
- aanpassen van waterstand in poldertje;
- bouwen van HSL in poldertje.

Voordelen:

- de grondwaterstand in de omgeving wordt niet beïnvloed;
- het vlies is goedkoop en flexibel. Door de flexibiliteit kan deze methode eventuele zettingen goed volgen.
- het poldertje kan uitgevoerd worden als permanente constructie. Het HSL-tunnelgedeelte in dit poldertje hoeft dan niet op opdrijven gedimensioneerd te worden.

Nadelen:

- het vlies is zeer kwetsbaar. Het afzinken van het vlies en het aanbrengen van de ballastlaag moet zeer voorzichtig gebeuren om scheuren en gaten in het vlies te voorkomen;
- om de vliesmethode te realiseren is veel grondverzet nodig;
- de breedteafmeting van de bouwput is groot door de flauwe grondtaluds die nodig zijn om eventuele glijvlakken langs de folie te voorkomen;
- in het geval dat de vliesconstructie als permanente constructie wordt gekozen bestaat het gevaar van aantasting van het vlies door chemicaliën in de loop van de levensduur van de constructie;
- paalfunderingen zijn met deze methode niet mogelijk.

Toepasbaarheid voor de HSL-tunnel

In bijlage 11 is een globale beschouwing gegeven over de toepassing van de vliesmethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant. Hieruit blijkt dat om uitvoeringstechnische redenen de vliesmethode niet direct op het zinkgedeelte van de HSL-tunnel kan worden aangesloten. Eerst moet in een droge bouwput een waterdichte aansluiting van het vlies met de betonconstructie worden gemaakt. Tevens is de aanlegdiepte van het vlies NAP -26.12 meter en heeft de bouwput een breedte van ongeveer 230 meter, indien de vliesmethode direct op het zinkgedeelte van de tunnel wordt aangesloten. De vliesmethode wordt voor een hoogteligging van de HSL-tunnel vanaf NAP -6 meter interessant. De aanlegdiepte van het vlies is dan 14.25 meter en de bouwputbreedte ongeveer 140 meter. De waterdichte aansluiting met de betonconstructie kan in een droge bouwput plaatsvinden waarin tevens het schuivenhuis kan worden gebouwd.

Conclusie:

De toepasbaarheid van de vliesmethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant wordt vanaf een diepte van NAP -6 meter interessant.

5.4 De keuze van de uitvoeringswijze voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant.

5.4.1 Algemeen

De globale bouwwijze van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant bestaat uit:

- een zinksleuf waartussen wordt afgezonken;
- een droge bouwput waar het overige landgedeelte van de HSL-tunnel wordt gebouwd.

5.4.2 De bepaling van de diepte tot waar de afzinkmethode wordt toegepast

Uit de voorgaande paragrafen is duidelijk geworden dat de variant, zover mogelijk afzinken in de oever, de voorkeur geniet. Hoever er in de oever kan worden afgezonken is afhankelijk van:

- de diepgang van het afzinkelement;
- de benodigde keelclearance onder het afzinkelement;
- de noodzaak van achter- en onderloopschermen bij de dijkpassage van de tunnel.

In bijlage 12 is de berekening gegeven die aantoont dat onder- en achterloopschermen niet nodig zijn. Indien deze wel nodig waren geweest hadden deze uitvoeringsproblemen opgeleverd bij de aansluiting ervan op het tunnelgedeelte.

De keelclearance die nodig is onder het afzinkelement is 1 meter.

De diepgang van het element is 11.3 meter. Deze diepgang kan echter nog verkleind worden door de volgende maatregelen:

- een gedeelte van het dak storten nadat het transport van het zinkelement heeft plaatsgevonden;
- het toepassen van op opdrijfpondons;
- aanpassing van het zinkelement. Hierbij wordt een nieuwe berekening gemaakt van het dwarsprofiel van de tunnel.

Indien er 1 meter van het dak niet wordt gestort betekent dat een diepgangvermindering van ongeveer 2 meter.

Het toepassen van opdrijfpondons betekent dat de breedte van de zinksleuf groter wordt, het grondverzet toeneemt en de schade aan de omgeving groter wordt. Deze methode om de diepgang te verkleinen geeft te veel nadelen om toepasbaar te zijn.

Het profiel van figuur 9 is het profiel dat behoort bij het belastingsgeval van de ligging van de tunnel onder een dijk. Het is het dwarsprofiel dat nodig is in de maatgevende doorsnede. Voor het gedeelte achter de dijk ligt veel minder gronddekking op de tunnel waardoor de tunnel lichter kan worden uitgevoerd. Dit heeft consequenties voor de diepgang van de tunnel, deze wordt minder. Om deze berekening van het lichtere profiel te maken moeten de drie rekenfasen uit hoofdstuk 3 doorlopen worden. Deze berekeningen zijn tijdrovend en steeds hetzelfde.

Met de begeleiders is bepaald deze berekening niet te maken. Er is arbitrair vastgesteld dat de zinkmethode na enige aanpassing van het tunnelprofiel in de oever kan worden doorgezet tot een diepte waar de tunnelbodem op NAP -11 meter ligt.

5.4.3 De keuze van de bouwwijze in de oever na het afzinkgedeelte

De overgebleven relevante bouwwijzen voor de HSL-tunnel in oever van Noord-Brabant na het zinkgedeelte zijn:

- de alternatieven 2a en 2b, wanden in een slecht doorlatende laag;
- alternatief 6, de vliesmethode;
- de alternatieven 4a en 4b, damwanden of diepwanden in een combinatie met een onderwaterbetonvloer met trekpalen.

Er is gekozen voor de volgende bouwwijze in de oever:

- de afzinkmethode t/m NAP -11 meter;
- damwanden in combinatie met owb en trekpalen van NAP -11 meter t/m NAP -3 meter;
- damwanden in een slecht doorlatende laag van NAP -3 meter t/m de hoogste grondwaterstand;
- een open bouwput vanaf NAP -1 meter (ligging hoogste grondwaterstand) t/m NAP -0.24 meter (ligging maaiveld).

Toelichting keuze bouwwijze

Alternatief 6, de vliesmethode is niet gekozen vanwege het feit dat er een slecht doorlatende laag aanwezig is waardoor het aantrekkelijker is om alternatief 2a, damwanden in een slecht doorlatende laag, toe te passen.

Alternatief 2b, waarbij op enige afstand van de bouwput een lichte damwand of klei-cementscherm wordt geplaatst die aan de voorzijde wordt gesteund door een grondmassief, is niet gekozen omdat de breedte van het werkterrein voor de bouw van de HSL-tunnel bij deze methode onnodig groot wordt. Tevens is de grondkerende hoogte slechts 4.5 meter zodat het toepassen van een lichte damwand voor de voor de hand ligt.

De keuze of er gewapend of ongewapend onderwaterbeton moet worden toegepast is niet gemaakt. Om deze afweging te kunnen maken is een gedetailleerde kosten-baten-analyse nodig die voor deze eindrapportage te ver gaat.

In de figuren 13 zijn de gekozen bouwwijzen voor de bouw van HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant weergegeven.

6 De dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant

6.1 Algemeen

Van NAP -19.2 t/m NAP -11 meter wordt de bouw van de HSL-tunnel m.b.v. de zinkmethode uitgevoerd. De zinkelementen worden in een zinksleuf tussen damwanden afgezonken.

Voor de overgang van het afzinkgedeelte naar het droge bouwputgedeelte is een speciaal aansluitstuk nodig. Bij deze overgang vindt er een verandering in ondersteuning van de tunnel plaats. Het zinkgedeelte is gevoeliger voor zettingen dan het bouwputgedeelte waardoor er zettingsverschillen kunnen optreden en er spanningen kunnen ontstaan die tot scheurvorming kunnen leiden. In bijlage 13 is dit verder beschreven.

In de bouwput met een diepte vanaf NAP -11 meter wordt het schuivenhuis en een gedeelte van de uit- en inrit gemaakt. Deze bouwput wordt doorgezet tot NAP -3 meter.

Vanaf NAP -3 meter is er niet meer het gevaar van opbarsten van de slecht doorlatende laag. Deze berekening is weergegeven in bijlage 10. Door de damwanden in de kleilaag te slaan, de grond tussen de damwanden te ontgraven en de put droog te pompen ontstaat er een droge bouwput waarin de laatste meters in- en uitrit kunnen worden gemaakt.

In de volgende paragrafen worden de verschillende bouwwijzen verder behandeld. Achtereenvolgens vindt de dimensionering van de zinksleuf, de bouwput met damwanden in combinatie met owb en trekpalen en de bouwput voor het laatste stukje HSL-tunnel plaats.

6.2 De dimensionering van de zinksleuf

Voor de dimensionering van de zinksleuf wordt alleen de berekening uitgevoerd voor het maatgevende belastingsgeval. Dit houdt in het diepste punt van de zinksleuf.

De elementen worden in een zinksleuf afgezonken. In bijlage 8 zijn de afwegingscriteria gegeven voor de uitvoering van de zinksleuf. Er wordt geopperd dat de gekozen oplossing een compromisoplossing zal zijn tussen de economische en de milieuvriendelijke varianten.

M.b.v. het computerprogramma "damwand", dat gebaseerd is op de methode Blum, is voor de zinksleuf de inheidiepte, het maximum moment in de damwand en de ankerkracht bepaald. Het principe van de methode Blum is in bijlage 14 vermeld.

V

Uit de berekeningen blijkt dat voor het keren van de volle grondhoogte een inheidiepte van 39 meter nodig is. Aangezien de maximum technisch haalbare inheidiepte slechts 30 meter is, is dit niet mogelijk. Om de inheidiepte te verkleinen wordt er eerst een gedeelte van de grond ontgraven. Vanuit dit ontgraven gedeelte worden vervolgens de damwanden geheid. In tabel 2 zijn de resultaten van deze berekeningen gegeven voor verschillende ontgravingsdieptes.

Aannamen bij de damwandberekeningen zijn:

a) het gewicht van de ontgraven grondlaag wordt als bovenbelasting op de damwand gezet. Dit is een zeer ongunstige aanname maar een veilige, die met de begeleiders is overeengekomen.

b) de vermenigvuldigingswaarden voor de actieve- en de passieve gronddrukken zijn ontleend aan het grondmechanicadiktaat B22. Er is gekozen voor een hellingwaarde van 0 voor het talud van het ontgravingsgedeelte. In werkelijkheid is deze helling ongeveer 22.5 graden. De gekozen waarde van 0 graden voor de hellingshoek is ongunstig maar aan de veilige kant.

c) de waterdruk onder de kleilaag is gelijk aan de waterdruk die er heerst op die diepte in het Hollands Diep. Door deze aanname ontstaat er een wateroverspanning onder de ondoorlatende laag met een sprong van 1.3 meter waterkolom. Deze waarde komt goed overeen met de voorspelde waarde van een sprong tussen de 1 à 2 meter waterkolom in dit kwelgebied (zie kaart 8).

d) voor ontgravingsdieptes lager dan NAP -3 meter barst de kleilaag op (zie bijlage 10) indien de put wordt leeggepompt. Er is aangenomen dat het niet wenselijk is om ankers onder water aan te brengen zodat voor een ontgravingsdiepte groter dan NAP -2 meter geen ankers worden toegepast.

Opmerking:

Ten gevolge van de ongunstige aannamen a en b zijn de berekende inheidiepten groot en de damwandprofielen aan de zware kant.

6.2.1 De keuze van de damwand voor de zinksleuf

De keuze van de damwand voor de zinksleuf is gemaakt a.d.h.v. een aantal criteria. Deze criteria zijn:

1) technische criteria:

a) de damwand kan niet langer worden uitgevoerd dan maximaal 30 meter;

b) de berekende damwandprofielen moeten standaard leverbaar

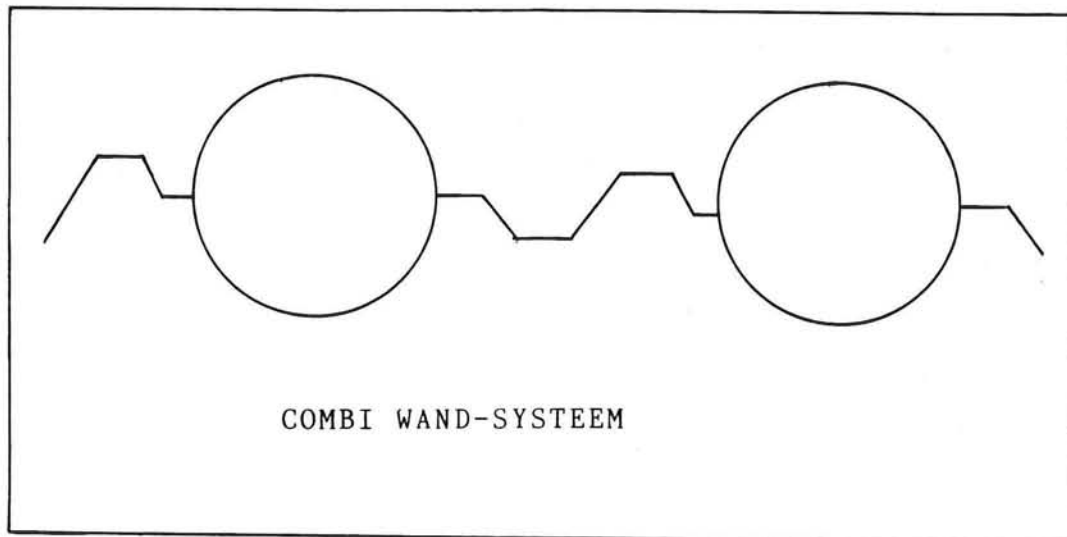
zijn i.v.m. de kosten.

2) de schade t.g.v. de uitvoering van de HSL-tunnel aan de omgeving in het oevergebied van Noord-Brabant moet zo klein mogelijk zijn.

Met criterium 1a blijkt uit tabel 2 dat de damwand met een inheidiepte van 27.06 meter de eerste damwand is die technisch haalbaar is. De ontgravingsdiepte voor dit geval ligt op NAP - 9.1 meter. Deze damwand is t.a.v. criterium 2 niet de gunstigste maar omdat een damwand die de volle grondhoogte keert niet mogelijk is, vormt deze damwand met een inheidiepte van 27.06 meter de minst schadelijke technisch haalbare oplossing.

Omdat er geen ankers of stempels worden toegepast is het moment in de damwand vrij groot. Er is gekozen voor toepassing van een combiwand. Een combiwand bestaat uit buispalen waartussen damwandplanken worden geplaatst. De buispalen zorgen voor het vereiste weerstandsmoment en de damwandplanken zorgen voor de afsluiting van de ruimte tussen de buispalen.

Hieronder is een afbeelding gegeven van een combiwandsysteem.



Figuur 6.1 Principe combiwand

De buispalen worden dieper weggeheid dan de damwandplanken.

M.b.v. van tabellen van B.V. "NEDEXIMPO" zijn drie mogelijke combiwanden samengesteld die in de volgende tabel zijn weergegeven.

lengte tussenplaat (in meters)	diameter buis (in mm)	dikte buis (in mm)
0.65	1016	11
1.25	1220	12
1.85	1320	13

Tabel 6.1 Mogelijke samenstellingen van combiwanden.

De breedte van de zinksleuf waarbij er ontgraven wordt tot NAP -9.1 meter is 160 meter (zie tabel 2).

Hierbij is aangenomen dat:

- de hellingen onder een talud van 1:4 lopen;
 - er langs de zinksleuf werkpaden nodig zijn van 7.5 meter;
 - de afstand tussen de damwanden links en rechts van de zinksleuf gelijk is aan: de breedte van het afzinkelement + 1 meter speling aan beide zijden van het zinkelement.
- Dit betekent dat de afstand tussen beide damwanden wordt:
 $27.6 + 2 \cdot 1.2$ is 30 meter.

Ter vergelijking zijn in tabel 2 de breedten van de zinksleuf ook voor andere ontgravingsdiepten vermeld.

De gekozen werkwijze waarbij het maaiveld ontgraven wordt tot NAP -9.1 meter, vervolgens de damwanden worden geheid tot een diepte van NAP -36.16 meter en tenslotte de grond tussen de damwanden wordt ontgraven tot een diepte van NAP -19.2 meter wordt alleen toegepast voor de diepste ligging van de HSL-tunnel in de oever. Na enige stijging van de tunnel kan de damwand minder diep te worden geslagen of kan de ontgravingsdiepte kleiner zijn dan NAP -9.1 meter.

In tabel 3 is de vermindering van de inheidiepte gegeven bij afnemende kerende grondhoogte voor de damwand.

Zoals in het begin van dit hoofdstuk is vermeld wordt in deze eindrapportage alleen de dimensionering van de zinksleuf bepaald voor de maatgevende diepte. In figuur 14a is een mogelijk verloop van de damwanden in de zinksleuf gegeven indien de ontgravingsdiepte van het maaiveld NAP -9.1 meter zou blijven.

6.2.2 De inpassing van de zinksleuf in de oever van Noord-Brabant

De breedte van de zinksleuf ligt tussen de 125 en de 160 meter (ontgravingsdiepte NAP -5 meter en NAP -9.1 meter). Deze breedten leveren problemen op indien het tracé H2-I3 wordt toegepast namelijk (zie kaart 11):

- een gedeelte van het natuurgebied "het Zwanemeer" zal worden doorsneden;
- het electriciteitsgebouwtje op de oever zal moeten worden gesloopt.

Indien het meer oostwaarts gelegen tracé H3-I3 wordt gekozen zijn deze problemen niet aan de orde. Er moet dan echter wel een boerderij worden verwijderd. Dit wordt van minder belang geacht. Er wordt gekozen voor tracé H3-I3.

De lengte van de zinksleuf is 475.6 meter en de breedte op het diepste punt 160 meter. De diepte van de zinksleuf loopt van NAP -19.5 t/m NAP -13 meter. Op figuur 14b is een bovenaanzicht van het zinkgedeelte van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant gegeven volgens tracé H3-I3 indien de zinksleuf een constante ontgravingsdiepte van maaiveld t/m NAP -9.1 meter zou hebben.

6.2.3 De bouwwijze van de zinksleuf

De bouwwijze van de zinksleuf zal als volgt geschieden:

- bosvrij maken van een strook van 160 meter;
- omleggen van Hellegatsweg en eventuele kabels die in de grond liggen;
- verwijderen van steigers voor de oever die in het tracé liggen;
- wegbaggeren van grond in de oever totdat er een strook van 30 meter breedte is op een diepte van NAP -9.1 meter;
- slaan van de combiwandprofielen, waarbij het gedeelte dat onder water moet worden geslagen geheid wordt m.b.v. oplangers of een onderwaterblok;
- ontgraven van grond tussen de damwanden m.b.v. een cutterzuiger.

Opmerking:

Er wordt ontgraven tot een diepte van NAP -19.5 meter en niet tot een diepte van NAP -19.2 meter omdat de baggernauwkeurigheid in de orde van 0.3 meter ligt.

6.3 De dimensionering van de bouwput waarin het schuivenhuis en de in- en uitrit van de HSL wordt gebouwd

6.3.1 Algemeen

Het tunnelgedeelte van de HSL dat wordt afgezonken in een zinksleuf eindigt na 544 meter op een diepte van NAP -11 meter. Na dit punt vindt de bouw van de HSL plaats in een open bouwput met een onderwaterbeton vloer met trekpalen t/m een diepte van NAP -3 meter. In deze paragraaf wordt deze bouwput behandeld voor het maatgevende gedeelte. Het maatgevende gedeelte is de plek waar de bouwput het diepste ligt, de grootste opwaartse waterdrukken zijn en de grootste grondhoogte moet worden gekeerd.

6.3.2 Aannamen en uitgangspunten

- de algemene aannamen en uitgangspunten uit paragraaf 4.4;
- het maaiveld ligt op NAP +0.63 meter;
- de grondwaterstand ligt op NAP -1.25 meter;
- voor het lengteprofiel geldt:
 - een top- en dalhoogte van 16000 meter;
 - een helling van 1:47 tussen de boogstralen;
- breedte van de bouwkuip 30 meter;
- het gewicht van onderwaterbeton is 23 KN/m³;
- de kwaliteit van de onderwaterbeton is B25;

6.3.3 De dimensionering van de ongewapende onderwaterbetonvloer met trekpalen

6.3.3.1 Algemeen

De onderwaterbetonvloer (owb-vloer) sluit de bouwputbodembodem af. Na leegpompen van de bouwput ontstaat er een droge ruimte waar in gewerkt kan worden. De owb-vloer moet de opwaartse waterdruk kunnen opnemen. Indien deze door de vloer alleen zou moeten worden opgenomen, wordt de vloer erg dik.

Op NAP-13 meter staat een opwaartse waterdruk van 130 KN/m onder de vloer. Indien deze druk geheel door het gewicht van de owb-vloer zou moeten worden opgenomen krijgt deze een dikte van $(1.1 \cdot 130) / 23 = 6.22$ meter. Omdat de bovenkant van de owb-vloer op NAP -13 meter moet liggen komt de onderkant owb-vloer bij deze dikte op NAP -19.22 meter. Hier staat een opwaartse waterdruk van 192.2 KN/m. De dikte van owb-vloer moet worden aangepast tot deze de opwaartse waterdruk kan keren op diepte

waar de onderkant van de owb-vloer ligt bij die bepaalde dikte van de vloer.

Er is gekozen voor een owb-vloer in combinatie met een trekpaalfundering om de opwaartse waterdruk op te nemen.

6.3.3.2 De dimensionering van de owb-vloer en de paalfundering

Het lengteprofiel van de tunnel is bepaald en de diepte van de bouwputbodem is bekend (NAP-11). Voor de bepaling van de ligging van de owb-vloer moet de dikte van de owb-vloer bekend zijn.

De owb-vloer moet voldoende dikte hebben (> 1.5 meter) omdat:

- de owb-vloer de dwarskrachten moet kunnen overdragen naar de paalfundering;
- de owb-vloer een stempelfunctie moet vervullen tussen de damwanden;
- er voldoende aanhechtingsoppervlak moet zijn tussen de damwand en de owb-vloer;
- de owb-vloer zelf een deel van de opwaartse waterdruk moet opnemen;

Voor de dikte van de owb-vloer is 2 meter genomen i.v.m. sterkteredenen, paalafstanden en de hydratiewarmte die vrijkomt bij het verharden van de beton. Bij grotere dikten van de owb-vloer komt er teveel warmte vrij waardoor er scheuren in het owb-beton ontstaan die lekkage kunnen veroorzaken. Tevens moet er nog een tolerantie in het oppervlak van de owb-vloer worden meegenomen van 0.3 meter (deze tolerantie maat geldt voor de onder- en bovenzijde van de owb-vloer).

De verdeling van de krachtopname tussen de owb-vloer en de trekpalen hangt af van :

- 1) de dikte en gewicht van de owb-vloer;
- 2) het soort palen dat wordt toegepast (hoeveelheid opwaartse belasting die per paal kan worden opgenomen);
- 3) de afstanden tussen de palen:
 - de paalafstanden mogen niet te klein zijn omdat er anders problemen ontstaan t.g.v. te grote verdichting van de ondergrond. De palen zijn dan moeilijk in de grond te brengen. Dit wordt het oppervlaktecriterium genoemd;
 - voor kleinere paalafstanden beïnvloeden de palen elkaar. Het gebied waar de kleef van de ene paal wordt opgebouwd overlapt het gebied van de andere paal. De kleef die per paal in een "paalgroep" kan worden ontwikkeld ligt daardoor lager. Het kluitcriterium stelt dat door één paal maximaal het onderwatergewicht van de kolom grond aan trek kan worden opgebracht;
 - bij te grote paalafstanden kan de hoeveelheid op te nemen opwaartse belasting per paal te groot worden.

6.3.3.3 Aannamen en uitgangspunten

- de dikte van owb-vloer is 2.3 meter (inclusief tolerantie);
- de toegepaste trekpalen zijn 60 tonspalen die een toelaatbare trekbelasting in het gebruiksstadium van 600 KN hebben.
- de afstanden tussen de palen moeten zo gekozen worden dat er om iedere paal minstens 5 à 6 m² grond aanwezig is (het oppervlaktecriterium).

Naarmate de HSL-tunnel stijgt neemt de opwaartse waterdruk af en kunnen er minder trekpalen en of een dunnere owb-vloer worden toegepast. Het tunnelgedeelte dat in de open bouwput wordt gebouwd kan worden opgedeeld in compartimenten. Voor ieder compartiment kan het aantal trekpalen en de dikte van de owb-vloer worden bepaald. Deze compartimentering van de bouwkuip wordt bewerkstelligd door damwanden.

De voordelen van deze compartimentering zijn:

- de overgangen in vloerdikte van de owb-vloer kunnen eenvoudiger worden gerealiseerd;
- de owb-vloer hoeft niet in één keer te worden gestort. Er zullen dus minder problemen zijn met de aanhechting van jong op oud beton.

Nadelig zijn de hogere kosten m.b.t. het plaatsen van de extra damwanden voor de compartimentering.

Zoals eerder is opgemerkt wordt alleen de dimensionering van de bouwput gedaan voor de ligging op het diepste punt, NAP -13 meter.

6.3.4 De berekeningsmethode van de trekpalen

6.3.4.1 Algemeen

De dimensionering van trekpalen wordt gedaan aan de hand van twee criteria namelijk:

- 1) het schuifcriterium;
- 2) het kluitcriterium.

In de volgende paragrafen wordt het schuifcriterium en het kluitcriterium nader toegelicht.

6.3.4.2 Het schuifcriterium

6.3.4.2.1 Algemeen

Voor de berekening van de trekpalen wordt ervan uitgegaan dat de trekpaal de trekkracht alleen aan de zandlagen ontleend voor de Nederlandse grondgesteldheid.

Voor de berekening van het schuifcriterium voor trekpalen zijn twee verschillende rekenmethodes beschikbaar.

rekenmethode 1

De berekening van de trekpaal geschiedt op grond van de kleefmantelresultaten (formule van Begeman).

rekenmethode 2

De berekening van de trekpaal geschiedt met gebruikmaking van de wrijvingseigenschappen van de grond.

In de praktijk wordt de methode gebruikt die de ongunstigste resultaten geeft.

6.3.4.2 Rekenmethode 1

Deze berekeningsmethode voor de dimensionering van de trekpaal geschiedt op grond van de kleefmantelresultaten m.b.v. formule van Begeman. De methode gaat uit van de totale gesommeerde plaatselijke kleef op het oppervlak van de paalschacht in de grond. De paallengte wordt in de formule van Begeman opgebouwd gedacht in drie stukken die ieder een verschillend deel aan de wrijving langs de paalschacht leveren. Door verdringing van gronddeeltjes bij het inbrengen van de paal in de grond ontstaat er namelijk verkneding van de grond waardoor de wrijving bij toenemende verplaatsing afneemt.

De formule van Begeman luidt:

$$T = O \cdot (V1 + a \cdot V2 + V3) \cdot f \text{ met}$$

T = de grensdragkracht van de paal;

O = de omtrek van de paaldoorsnede;

V1 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de bovenste 25% van de paallengte;

V2 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de middelste 50% van de paallengte;

V3 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de onderste 25% van de paallengte;

a = een reductiefactor waarvan de grootte afhankelijk is van eventuele belastingwisselingen. Voor uitsluitend trek geldt a = 0.9;

f = de paalfactor die varieert van 0.54 voor gladde palen tot 1.8 voor in de grond gevormde palen.

Voor de palen geldt een belastingscoëfficiënt van 2.5. In de formule van Begeman worden de bijdrage van klei en veen niet meegerekend omdat deze pas bij grotere verplaatsingen dan bij zand worden geactiveerd.

De wrijvingsbijdrage in de formule van Begeman kan niet direct uit de sonderingen worden afgelezen omdat de beschikbare sonderingen zijn gemaakt toen er nog geen ontgraving had plaatsgevonden. Er dient een correctie te worden aangebracht op de sondeerwaarde. Deze correctie wordt als volgt in rekening gebracht:

nieuwe sondeerwaarde = oude sondeerwaarde * $\frac{\text{korrelspan. na}}{\text{korrelspan. voor}}$

Bij het gebruik van deze correctie factor moet bedacht worden dat indien er grond wordt ontgraven de spanningen in de bodem veranderen.

Hierbij moet rekening worden gehouden met:

- de horizontale korrelspanningen, deze nemen af. Het is de vraag hoeveel deze afnemen t.g.v. de ontlasting van de ondergrond door ontgraving. Er kan sprake zijn van overgeconsolideerde grond waarbij de verhouding tussen de horizontale- en de verticale korrelspanningen een onnatuurlijke verhouding is. De horizontale korrelspanningen nemen dan minder af dan op grond van de afname van de bovenbelasting verwacht zou worden.

Opmerking

In zandgronden kan in het algemeen overconsolidatie verwaarloosd worden. Overconsolidatie in zandgronden treedt alleen op bij zeer grote afname van de bovenbelasting op de grond. Een voorbeeld van overgeconsolideerde zandgronden zijn de zandgronden in het noordelijke deel van Noordzee. Deze gronden waren in ijstijden bedekt met een zeer dikke laag landijs die de ondergelegen lagen met zijn grote gewicht sterk deed consolideren.

Tevens kan men zich afvragen of de opgespannen toestand, indien die aanwezig is, niet teniet wordt gedaan t.g.v. van het inbrengen van grondverdringingspalen.

- de werkelijke korrelspanning. Op grotere diepte wordt de korrelspanning na ontgraving weer gelijk aan de korrelspanning voor ontgraving. De correctiefactor om de sondeerwaarde na ontgraven te bepalen houdt hiermee geen rekening. Uit figuur 15~~6~~ wordt duidelijk dat de diepte waarop de korrelspanningen na ontgraving weer gelijk worden aan de korrelspanningen voor ontgraving ongeveer 30 meter is. De lengte van de palen is in het algemeen zo klein dat de meeste trekkracht wordt ontwikkeld in het gebied waar de korrelspanningen van voor- en na ontgraving niet aan elkaar gelijk zijn. Toepassing van de correctiefactor is in dit geval dus acceptabel.

- verdichting van de grond t.g.v. het inbrengen van grondverdringingspalen. De grond rond de paal wordt opgespannen waardoor er een grotere korrelspanning ontstaat die positief werkt op de kleef die per paal ontwikkeld wordt. Bij de correctiefactor is deze positieve invloed niet meegenomen. (voor paalgroepen moet men erop bedacht zijn dat de palen maximaal het gewicht van de tussenliggende grond kunnen opnemen, het zogenaamde kluitcriterium).

Conclusie

Het toepassen van de correctiefactor is een veilige methode. Indien men echter preciezer wil weten wat de bezwijkkracht van de trekpaal is zullen er ter plaatse palen moeten worden proefbelast.

6.3.4.3 Rekenmethode 2

De berekening van de trekpaal geschiedt bij deze berekeningsmethode voor de trekpaal met gebruikmaking van de wrijvings-eigenschappen van de grond.

Bij deze methode wordt ervan uitgegaan dat het belangrijkste deel van de trekkracht op een paal wordt ontleend aan de wrijving van de grond op het onderste deel van de paalschacht. Nabij de uiteinden van de paal worden volgens deze methode hogere schuifspanningen overgedragen dan over het middengedeelte van de paal (zie figuur 15b).

Voor de berekening van de bezwijkbelasting van de trekpaal wordt alleen rekening gehouden met de grondwrijving op het gedeelte van de paalschacht die zich in het zand bevindt.

De gehanteerde formule luidt:

$P = O \cdot l \cdot K \cdot tv' \cdot \tan \delta$ met

P = de bezwijkbelasting van de paal;

O = de omtrek van de paal;

l = de lengte van de paal;

K = de gronddrukcoëfficiënt;

tv' = de gemiddelde ongestoorde verticale korrelspanning in de grond over de lengte van de paal die zich in het zand bevindt;

δ = de wrijvingshoek van het zand en het materiaal van de paal.

6.3.4.4 Het kluitcriterium

Indien een groep palen dicht bij elkaar wordt geheid beïnvloeden ze elkaar. Het gebied waar de kleef van de ene paal wordt opgebouwd overlapt het gebied van de andere paal. De kleef die per paal in een "paalgroep" kan worden ontwikkeld ligt daardoor

lager. Het kluitcriterium stelt dat door één paal maximaal het onderwatergewicht van de kolom grond aan trek kan worden opgebracht.

De formule voor het kluitcriterium luidt:

$L_{paal} = (y \cdot q_{opw}) / G_{mob}$. met

L_{paal} = de paallengte;

y = de veiligheidsfactor;

G_{mob} . = het gemobiliseerde grondgewicht, hiervoor moet het onderwatergewicht van de grond worden genomen.

q_{opw} . = de heersende opwaartse waterdruk onder de owb-vloer.

q_{opw} . kan met de volgende formule worden weergegeven:

$q_{opw} = W_d \cdot 10 - D \cdot 23$ met

D = dikte onderwaterbetonvloer;

W_d = de heersende waterdruk aan de onderzijde van de owb-vloer;

Opmerking:

De maatgevende paallengte die uit het kluit- en schuifcriterium volgt moet worden vergroot omdat de palen door de owb-vloer moeten steken om later een verbinding met de permanente constructie van de HSL-tunnel te kunnen vormen. Het beton van de uitstekende trekpalen wordt namelijk verwijderd. De uit de owb-vloer stekende wapening van de palen wordt vervolgens opgenomen in vloer van de permanente constructie waardoor er een verbinding van de owb-vloer en de palen met de permanente constructie wordt gevormd. Indien in de uiteindelijke situatie zich waterdruk opbouwt onder de vloer van de permanente constructie wordt deze opwaartse waterdruk niet alleen door het gewicht van de permanente vloer opgenomen, maar ook door de trekpalen en een gedeelte van het gewicht van de owb. In figuur 16 is dit duidelijk gemaakt.

Het paaltype dat is toegepast is een Prefab Vibro trekpaal. In bijlage 15 staan de afwegingen waarom dit paaltype is toegepast.

De Vibro trekpaal is een grondverdringende paal. Voor de berekeningsmethodes van het schuifcriterium geldt:

- voor methode 1 een paalfactor van $f=1.8$;
- voor methode 2 een gronddrukcoëfficiënt van $K=1$.

In bijlage 16 zijn de berekeningen gegeven voor de dimensionering van de trekpalen. De dimensionering is alleen gedaan voor de maatgevende bouwputdoorsnede.

Het resultaat voor de bouwkuip met de bodem op NAP-13 meter is:

- inheidipte van de trekpalen 10.9 meter;
- lengte van de palen 14.9 meter;
- stramienmaat van de paalafstanden 3 meter h.o.h. in de lengterichting en 2.5 meter in breedterichting.

6.3.5 Controle van de owb-vloer op sterkte

6.3.5.1 Algemeen

Nadat de paalafstanden en de grensdragkracht van de trekpalen bekend zijn moet gecontroleerd worden of de owb-vloer voldoet aan de sterkte-eisen. De owb-vloer moet gecontroleerd worden op afschuiving (dwarskracht) en buiging (moment). In het nu volgende wordt de manier waarop deze controles plaatsvinden behandeld.

6.3.5.2 Controle van de owb-vloer op afschuiving

De owb-vloer dient op afschuiving gecontroleerd te worden. De formule die voor de dwarskrachtcontrole is gebruikt luidt:
 $t_d = T_d / (O \cdot d)$ met
 t_d = de schuifspanning;
 d = de dikte van de owb-vloer;
 T_d = de dwarskracht in het bezwijkstadium;
 O = de omtrek van de toegepaste palen.

Indien t_d te groot wordt kan de owb-vloer dikker worden genomen of het paalgedeelte dat in de vloer komt worden gebouchardeerd. Hierdoor ontstaat een betere aanhechting.

6.3.5.3 Controle van de owb-vloer op buiging

De owb-vloer dient gecontroleerd te worden op buiging. De formule die voor de controle van het buigende moment is gebruikt luidt:
 $t_b = (y \cdot M) / W$ met
 t_b = de buigspanning die kleiner moet zijn dan 0.91 N/mm² voor B25;
 y = de veiligheidsfactor die 1.7 is;
 W = het weerstandsmoment dat $1/6 \cdot l \cdot d^2$ is waarbij d de dikte van de owb-vloer en l de paalafstand is;
 M = het maatgevende buigende moment dat $a \cdot q_{opw} \cdot l^2$ is.
Hierin is a een factor die afhankelijk is van de paalafstanden. M.b.v. tabellen uit VB 1974/1984 is a bepaald.

Uit de berekeningen van bijlage 16 blijkt de owb-vloer van 2 meter dik t.a.v. de D en M eis te voldoen.

6.4 De dimensionering van de damwand en ankers voor de bouwput die op het zinkgedeelte aansluit

6.4.1 Algemeen

De dimensionering van de damwanden, gordingen en ankers is alleen gedaan voor de maatgevende belastingsgevallen voor de bouwput die op het zinkgedeelte aansluit.

In de komende paragrafen vindt achtereenvolgens de dimensionering van de damwanden en de verankerings-elementen plaats.

6.4.2 De dimensionering van de damwanden

Voor de dimensionering van de damwanden is uitgegaan van de boorprofielen 1B en 5B (zie kaart 6). M.b.v. een computerprogramma gebaseerd op de methode Blum is de inheidiepte, de ankerkracht en het maximum moment bepaald voor de maatgevende doorsnede van de bouwput. Het principe van de methode Blum is in bijlage 14 beschreven. Het maatgevende punt is de plek waar de damwanden de grootste grondhoogte moeten keren. De diepteligging van de bouwput is in de maatgevende doorsnede NAP -13 meter.

De toegepaste staalkwaliteit voor de damwanden is Fe360 met een vloeispanning van 240 N/mm². Er kunnen ook hogere staalkwaliteiten toegepast worden. Toch is er gekozen voor Fe360 omdat deze staalsoort goedkoper en beter lasbaar is. De toegepaste belastingscoëfficiënt is 1.5.

Voor de damwanden zijn twee bouwfases te onderscheiden. Deze bouwfases zijn:

- 1) de ontgraven bouwput volstaand met grondwater;
- 2) de leeggepompte bouwput met op de bodem de verharde onderwaterbetonlaag die de damwand steunt.

In belastingsgeval 1 worden de damwanden gesteund door het water. In belastingsgeval 2 is dit niet het geval. Er is nu echter wel sprake van een gunstig werkende oplegkracht van het onderwaterbeton. In bijlage 17 is de invloed van de owb op het moment en de stempel/ankerkracht verder uitgewerkt.

M.b.v. het computerprogramma Pc-frame is een berekening gemaakt van de damwand waarin de invloed de stempelwerking van de owb-vloer is meegenomen. In bijlage 17 zijn de gebruikte schematisatie en de resultaten gegeven van deze berekeningen. Uit de resultaten blijkt dat de owb grote invloed heeft op de momenten en de ankerkrachten. T.g.v. de stempelwerking van de owb-vloer kunnen lichtere damwandprofielen en ankers worden

toegepast.

M.b.v. het computerprogramma voor de berekening van damwanden die gebaseerd is op de methode Blum is de inheidiepte, de ankerkracht en het maximum moment bepaald voor de maatgevende doorsnede van de bouwput.

De invloed van de stempelwerking van de owb-vloer is in rekening gebracht met de methode zoals in bijlage 14 is gegeven.

Uit de berekeningen blijkt dat de ankerkrachten te groot worden om met ankers te kunnen worden opgenomen. Er moeten stempels worden toegepast waarvoor de damwand tot boven het maaiveld moet worden doorgezet.

Er is een nieuwe damwandberekening gemaakt voor een damwand die 1 meter boven het maaiveld uitsteekt.

De resultaten van deze berekening zijn:

- benodigde inheidiepte 19.9 meter;
- maximum moment 2384 KNm;
- ankerkracht 393 KN per meter damwand.

Gekozen is voor een combiwand met een buisprofiel van $D = 914.4$ mm en een $t = 9$ mm.

6.4.3 De dimensionering van de verankerings-elementen

6.4.3.1 Keuze van het verankeringsmethode van de damwand

Om een damwand te verankeren zijn verschillende verankeringsmethoden aanwezig.

De bekendste verankeringsmethoden zijn:

(zie figuren 18a t/m 18d)

- 1) verankering van de damwand d.m.v. een anker en een ankerwand.
De damwand is hier verbonden met een ingeheidde ankerwand;
- 2) groutankers;
- 3) stempels;
- 4) de damwand zo diep in de grond brengen dat de passieve korreldrukken het evenwicht van de damwand bewerkstelligen.

Methode 1 heeft als voordeel dat deze binnen de bouwput geen beperking van de werkruimte oplevert.

Nadelen van deze methode zijn:

- er wordt veel ruimte naast de bouwput in beslag genomen;
- de methode is arbeidsintensief;
- dat het anker het liefst boven de grondwaterstand wordt gesitueerd.

Methode 2 heeft als voordelen:

- dat groutankers makkelijk zijn aan te brengen;
- dat groutankers binnen de bouwput geen beperking van de werkruimte opleveren.
- dat groutankers een redelijk grote ankerkracht kunnen leveren (ankerkrachten van 400 à 600 KN zijn goed haalbaar)

Nadelen van groutankers zijn dat de installatie het liefst boven de grondwaterspiegel moet worden uitgevoerd en dat in sommige gevallen corrosiebescherming nodig is.

Methode 3 heeft als voordelen:

- dat stempels op iedere plaats in de bouwput kunnen worden aangebracht;
- de installatie van stempels eenvoudig is;
- dat stempels in staat zijn zeer grote krachten op te nemen.

Het grote nadeel van stempels is dat deze binnen bouwput beperking van de werkruimte opleveren. Bij toepassing van stempels moet voor iedere bouwphase bekeken worden of de activiteiten die in de bouwput moeten worden verricht niet belemmerd worden door de stempels.

Methode 4 is een methode die alleen voor kleine kerende hoogte wordt toegepast of in speciale gevallen (zoals voor de zinksleuf).

Deze methode heeft voor grotere kerende hoogten als nadelen:

- dat de inheidiepte groot wordt;
- dat er grote vervormingen van de damwand optreden t.g.v. de

kleine stijfheid.

Conclusie

Uit deze beschouwing blijkt duidelijk dat de toepassing van groutankers en stempels als verankerings-elementen voor de damwand te prefereren is boven methode 1 en 4.

In de volgende paragrafen zal de dimensionering van de stempels en groutankers plaatsvinden.

6.4.3.2 De dimensionering van de stempels

Uit de damwandberekeningen met het computerprogramma gebaseerd op de methode Blum volgen de stempelkrachten per meter damwand. Voor de dieper gelegen hoogteniveaus van de bouwput zijn stempels toegepast omdat de ankerkrachten voor deze grotere grondkerende hoogten groot zijn. Voor ankerafstanden vanaf 5 meter en meer zijn de ankerkrachten groter dan 1500 KN. Groutankers kunnen dit soort krachten niet opnemen.

Zoals eerder gezegd moet er rekening worden gehouden met de plaatsing van stempels i.v.m. de beschikbare werkruimte in alle bouwfasen van de tunnel. Er is gekozen om de stempelafstanden niet kleiner te nemen dan 5 meter.

Voor de situatie op de oever van Noord-Brabant moeten de damwanden worden verlengd om stempels toe te kunnen passen

Dit houdt in dat er zwaardere damwandprofielen moeten worden toegepast omdat de afstand tussen de oplegpunten van de damwand, de owb-vloer en de stempels, toeneemt en dus ook de momenten in de damwand.

De dimensionering van de stempels is in bijlage 18 gegeven.

Voor de diepste ligging van de bouwput en het maatgevende belastingsgeval is de dimensionering van de stempels uitgevoerd.

Voor de stempels is gekozen voor toepassing van een rond buisprofiel met $D=1220$ mm en $t=13$ mm met een afstand tussen de stempels van 5 meter.

Bedacht moet worden dat de grondkerende hoogte van de damwanden kleiner wordt al naar gelang de tunnel verder in de oever komt te liggen. De benodigde stempelkrachten zullen afnemen. Er dient nog een optimalisering van de stempels te geschieden voor het verdere verloop van de bouwput in de oever van Noord-Brabant.

6.4.3.3 De dimensionering van de groutankers

Groutankers kunnen daar worden toegepast waar de over te brengen ankerkracht minder dan de maximaal opneembare trekkracht van het groutanker is. Bij de dimensionering van de groutankers is ervan uitgegaan dat er 60 tons ankers worden toegepast.

Er is gekozen voor één laag ankers omdat toepassing van ankers onder de grondwaterstand niet wenselijk wordt geacht. Aangezien de hoge grondwaterstand (gws) heeft toepassing van meerdere ankerlagen geen zin.

De ankerafstand is gekozen op 3 meter. Dit komt erop neer dat de maximale ankerkracht niet meer dan 125 KN per meter damwand mag zijn. Dit houdt in dat tot dit punt de ankerkrachten m.b.v. stempels moet worden overgebracht. Zoals eerder is vermeld moeten de damwanden voor stempeltoepassing tot deze diepte tot boven het maaiveld worden verlengd.

In bijlage 19 is de uitwerking van de dimensionering van de groutankers gegeven.

De groutankers die worden toegepast zijn 60 tons ankers met een ankerlengte van 31.5 meter.

Bedacht moet worden dat de grondkerende hoogte van de damwanden kleiner wordt al naar gelang de tunnel verder in de oever komt te liggen. De ankerkrachten zullen afnemen. De ankerlengte en de ankerafstanden dienen voor het verdere verloop van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant nog geoptimaliseerd te worden.

6.5 De dimensionering van de permanente constructie

6.5.1 Algemeen

In deze paragraaf vindt de globale dimensionering plaats voor de permanente bakconstructie voor de maatgevende doorsnede van het tunnelgedeelte in de oever van Noord-Brabant. De maatgevende doorsnede ligt voor de bakconstructie op NAP -11 meter. Er is slechts één mogelijke bakvariant globaal bekeken. Verdere optimalisering is nog nodig. De toepassing van een diepwand dient in dit verband nader onderzocht te worden

6.5.2 De globale afmetingen van het bakprofiel

Het benodigde profiel van vrije ruimte

De globale afmetingen van het bakprofiel volgen uit de eisen voor het profiel van vrije ruimte van de NS. In figuur 20 is dit weergegeven. De breedte van het bakprofiel moet minstens 14 meter zijn tussen de wanden.

In figuur 21 zijn de globale afmetingen van een mogelijke bakvariant gegeven.

Bepaling van de vloerdikte

Bij de bepaling van de dikte van de vloer moet rekening worden gehouden dat de opwaartse waterdruk zich onder de permanente bakconstructie kan opbouwen. Opdrijven wordt tegengegaan door het eigen gewicht van de constructie en de trekpalen. De wapening van de trekpalen is in de vloer van de bakconstructie opgenomen waardoor de trekpalen en een deel van het eigen gewicht van de owb-vloer meehelpen om de opwaartse waterdruk op te nemen. In figuur 16 is dit duidelijk gemaakt.

De vloer van de constructie moet voldoende dik zijn om de dwarskrachten en de buigende momenten over te brengen. In bijlage 21 is deze berekening gegeven. Het blijkt dat de vloer 1.2 meter dik moet zijn om aan de sterkte-eisen te voldoen.

Bepaling van de stempeltoepassing

Uitvoering van de bakconstructie zonder stempels is alleen mogelijk indien de bakconstructie kleinere grondhoogten hoeft te keren. Indien voor grotere kerende grondhoogten geen stempels worden toegepast wordt het moment in de hoekpunten te groot waardoor de benodigde dikte van de vloer van de bakconstructie groot wordt.

Er is gekozen om de vloer niet dikker te kiezen dan 1.2 meter (de dikte die voldoet aan de sterkte-eisen). Bij deze aanname geldt dat de stempels moeten worden doorgezet tot een diepteligging van de bodem van de constructie tot NAP -6.87. In bijlage 21 is deze berekening gegeven.

De hoogte van de bakconstructie van NAP -6,87 t/m maaiveld is slechts 7.5 meter.

De minimale hoogte die de NS eist voor het profiel van vrije ruimte is:

0.85 meter ballastbed + 7 m van B.S. t/m onderkant stempel = 7.85 meter. Er is ook nog minimaal 1 meter hoogte nodig voor plaatsing van de stempel. De totale hoogte bij toepassing met een stempel komt dus op 8.85 meter.

Voor toepassing van stempels tot NAP -6,87 meter moet de bakconstructie worden doorgezet tot ongeveer 1 meter boven het maaiveld. Deze verhoging boven het maaiveld vormt direct een goede afscherming van de spoorbaan.

Er kunnen ook permanente groutankers in combinatie met een diepwand gebruikt worden voor de ondersteuning van de wand van de bakconstructie. Deze mogelijkheid is verder niet onderzocht.

Opmerking

De dimensionering van de bakconstructie is slechts oppervlakkig gebeurt. Het geeft een indruk van de globale afmetingen van de constructie en de mogelijkheden voor de toepassing van stempels. Verdere dimensionering en detaillering van de permanente bakconstructie voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant dient te geschieden.

7 Conclusies en aanbevelingen

Conclusies

- de HSL-kruising Hollands Diep verloopt volgens tracé H3-I3;
- de bouwmethode in de oever van Noord-Brabant bestaat eruit om de HSL-tunnel zover mogelijk in de oever af te zinken en daarna de bouw van de tunnel in een bouwput uit te voeren;
- de zinksleuf loopt van NAP -19.2 meter t/m NAP -11 meter;
- de begrenzing van de zinksleuf geschiedt vanaf maaiveld t/m NAP -9.1 meter door een grondtalud en van NAP -9.1 meter t/m NAP -19.2 meter door een combiwand;
- de begrenzing van de bouwput vanaf NAP -11 meter (na de afzinkmethode) bestaat uit damwanden in combinatie met owb met trekpalen;
- de begrenzing van de bouwput vanaf NAP -3 meter t/m maaiveld bestaat uit damwanden die tot in de aanwezige slechtdoorlatende laag worden gebracht;

Dimensioneringsgetallen voor de maatgevende doorsneden van de tunnelonderdelen

De zinksleuf

- breedte 160 meter;
- mogelijke samenstellingen van de toegepaste combiwand voor de zinksleuf zijn in de onderstaande tabel vermeld.

lengte tussenplaat (in meters)	diameter buis (in mm)	dikte buis (in mm)
0.65	1016	11
1.25	1220	12
1.85	1320	13

Tabel 7.1 Mogelijke samenstellingen van combiwanden.

De bouwput direct na de zinksleuf

- breedte 30 meter;
- dikte owb 2.3 meter;
- toegepaste trekpalen van het paaltype Prefab Vibropaal;
- toegepaste grensdragvermogen van de Prefab Vibropaal 600 KN;
- paalafstanden 3*2.5 m²;
- inheidipte trekpalen 10.9 meter (paalvoet op NAP -24.2 meter);
- toegepaste stempels zijn ronde buisprofielen met D=1220 mm en t=13 mm bij een stempelafstand van 5 meter;
- toegepaste groutankers zijn 60 tons ankers met een lengte van

31.5 meter. Deze groutankers nemen de functie van de stempels over daar waar de over te brengen ankerkracht is afgenomen tot 125 KN per meter damwand.

In kaarten 12 zijn de overzichtstekeningen van de maatgevende dwarsdoorsneden van de HSL-tunnel in de oever van Noord Brabant gegeven.

Aanbevelingen

In een afstudeerwerk zoals de HSL-kruising Hollands Diep kunnen niet alle aspecten even diepgaand behandeld worden. Er blijven altijd onderdelen die nader onderzoek behoeven. Door de tijdslimiet moeten er keuzen worden gemaakt tussen de uit te werken onderdelen.

In dit afstudeerwerk is getracht de totale dimensionering van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant zo volledig mogelijk te doen. In de gevallen waar echter nader onderzoek gewenst is, is dit aangegeven. De onderdelen die voor nader onderzoek in aanmerking komen kunnen eventueel gebruikt worden als afstudeeronderwerp voor andere studenten.

Nader onderzoek wordt met name aanbevolen voor de toepassing van de boormethode voor de HSL-kruising Hollands Diep. De boormethode is niet gekozen vanwege de te verwachten hoge kosten. Een haalbaarheidsstudie naar de toepassing van de boormethode voor de HSL-kruising Hollands Diep kan wellicht het tegendeel bewijzen.

Literatuurlijst

- Dictaat F9 'Waterbouwkundige kunstwerken en constructies'
Prof.Ir. Glerum
- Dictaat F9C 'Waterbouwkundige kunstwerken b.o.'
Prof.ir. Glerum
- Dictaat G28 'Submerged tunnelling'
Ir. J. Brakel
- Dictaat B22 'Grondmechanica'
Prof.Dr.Ir. A. Verruijt
- Dictaat B90 'Grondwatermechanica'
Prof.Dr.Ir. A. Verruijt
- Dictaat G80 'Funderingstechnieken'
Prof.Ir. v. Weele
- Dictaat G81 ''Fundering en constructies'
Prof.Ir. v. Weele
- Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies in
grondwater.
Uitgave KIVI, sectie tunneltechniek
- Dictaten G1 'Algemene constructieleer 1'
Prof.Ir. Dicke
- Dictaat G4 'Algemene constructieleer 2'
Prof.Ir. Dicke
- G20A Theorie en praktijk van het gewapend beton
Prof.Dr.ir. Bruggeling
- Dictaat F12 'Havens en scheepvaartwegen'
Verschillende auteurs
- Toegepaste Mechanica deel 1 en 2
Prof.Dr.Ir. A. Verruijt
- Verschillende artikelen over tunnels uit de 'Land en Water'

Bijlage 1

Rekenfase 1: de bepaling van het voorlopige tunnelprofiel

Het programma van eisen

Het voorlopige profiel wordt achtereenvolgens bepaald voor:

- een éénbuisige afzinktunnel;
- een tweebuisige afzinktunnel.

Een enkelsporige afzinktunnel wordt niet bekeken omdat een enkelsporige afzinktunnel niet reëel is.

Het vernieuwde programma van eisen is:

- spoorbreedte 1435 mm;
- UIC-profiel hoogte 160 mm;
- Monoblokbeton dwarsligger hoogte 240 mm;
- ballastlaagdikte over afstand van 850mm lopend van de bovenkant ballastbeton tot BS;
- tunnelhoogte minimaal 7 meter BS;
- breedte ballastbed minimaal 3400 mm;
- hoogte betonnen afscheidingsmuur bij dubbelsporige tunnels 3500 mm BS;
- breedte vluchtpad 800 mm;
- ruimte voor de trein 2000 mm;
- ruimte van rode meetgebied 250 mm;
(rode meetgebied = voor het vervoer buiten het normale profiel van vrije ruimte is door de NS een ruimer profiel vastgesteld. De ruimte tussen het normale en het ruime profiel van vrije ruimte is het rode meetgebied).
- de grafiek met de relatie tussen snelheid en benodigde tunneldoorsnede.

Bepaling van het dwarsprofiel van een afzinktunnel

Bij de dwarsprofielbepaling van de afzinktunnel zijn er twee mogelijkheden bekeken namelijk:

- een tunnelprofiel waarbij de sporen door één buis lopen;
- een tunnelprofiel waarbij de sporen door twee buizen lopen.

In deze bijlage staan de berekeningen voor de eerste schatting van de afmetingen van deze tunnelprofielen.

Dwarsprofielbepaling van een éénbuizige afzinktunnel

formule 1 : $24.6 \cdot C + 30 + 56.25 = 0.99 \cdot 10 \cdot (C + B + H)$: drijfeis

formule 2 : $24.2 \cdot C + 22.5 \cdot B + 56.25 = 1.075 \cdot 10 \cdot (C + B + H)$: afzinkeis

Formuleverklaring

C = hoeveelheid constructiebeton (m³).

B = hoeveelheid ballastbeton (m³).

h = hoeveelheid holle ruimte (m³).

30 = schatting van het gewicht van de kopschotten en zinkuitrusting per meter tunnel.

56.25 = gewicht van de scheidingsmuur tussen de sporen per meter tunnel.

Opmerking:

De volumegewichten van C en B zijn bepaald voor een bepaalde betonsamenstelling. Hiermee kan in eerste instantie een goede schatting worden gegeven. Bij de definitieve dwarsprofielbepaling moet worden nagegaan of de volumegewichten ongunstiger vallen.

Na omwerking van de formules volgt er:

$$B = 0.0813 \cdot H + 0.352 \text{ en}$$

$$C = 0.728 \cdot H - 6.105$$

Met de luchtdrukeis $H = 100 \text{ m}^2$ (zie figuur 2) volgt er

$$B = 8.48 \text{ m}^2 \text{ en } C = 66.72 \text{ m}^2.$$

Het profiel van vrije ruimte kan nu bepaald worden.

De hoogte van het profiel vrije ruimte moet zijn:

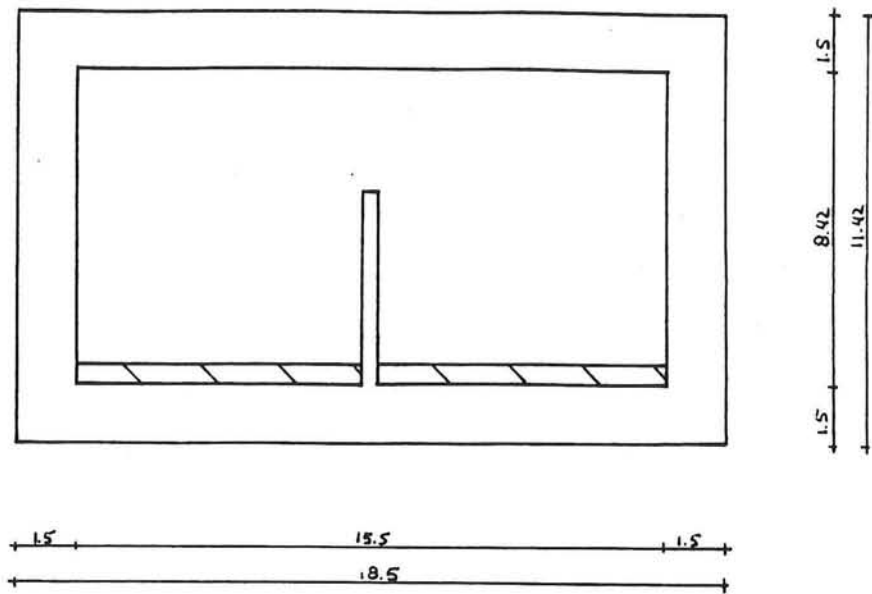
$$0.85 \text{ m (ballastlaag)} + 0.6 \text{ m (ballastbetonlaag)} + 7 \text{ m (eis NS)} = 8.45 \text{ m}$$

Uit het tussenrapport is al gebleken dat de luchtdrukeis maatgevend is. Hier kan nu direct rekening mee worden gehouden.

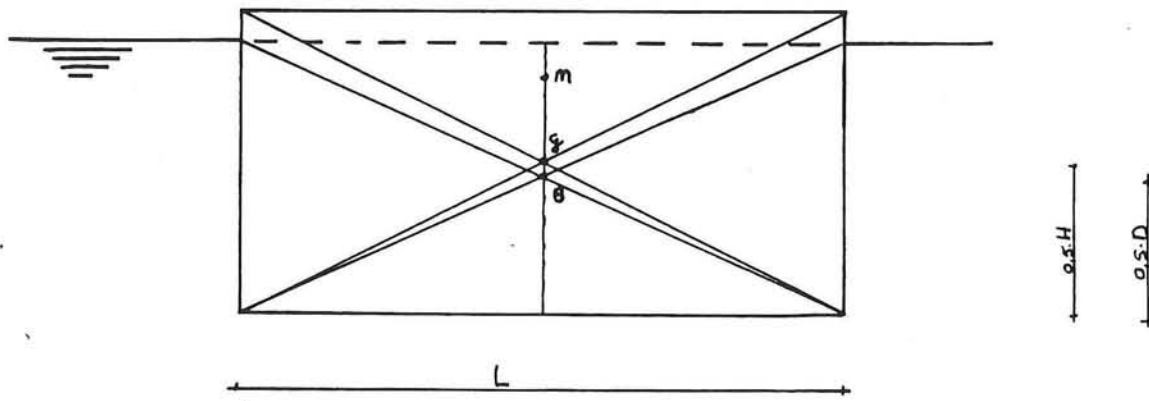
Als ontwerptaktiek wordt alleen de ruimte boven het "perron" als ruimte beschouwd die nodig is uit oogpunt van de luchtdrukeis.

De breedte wordt: $100 / (7 - 0.35) + 0.5$ (breedte van scheidingsmuur) = 15.5 meter.

De ballastlaagdikte wordt: $8.48 / 15 = 0.57 \text{ m}$



Figuur 1.1



Figuur 1.2

De diktebepaling van de wanden, dak en vloer van de tunnel

Met behulp van de bekende hoeveelheid constructiebeton kan een schatting worden gegeven van de dikte d .

$$2*15.5d+2*(8.42+2*d)*d= 66.72$$

$$d^2+11.96*d-16.68= 0$$

Oplossing van deze vierkantvergelijking levert $d=1.262m$

controle

$$\text{constructiebeton: } 2*15.5*1.262+(8.42+1.262*2)= 66.74m > 66.72m^3(\text{eis})$$

$$\text{ballastbeton: } 0.75*15= 8.55 > 8.48m^3(\text{eis})$$

$$\text{diepgang: } (6.74*24.6+86.25/(15.5+1.262*2))*10= 9.59m$$

De diepgang moet ongeveer gelijk zijn aan $0.99*(\text{hoogte van tunnel})$

dus er moet een vrijboord zijn van ongeveer 0.11 meter.

Het vrijboord is echter nu 1.83 meter wat veel te groot is.

Er wordt gekozen voor meer constructiebeton, kies $d=1.5$ meter.

Uit nieuwe berekeningen blijkt:

$$\text{profielhoogte} : h=11.42 \text{ meter}$$

$$\text{profiellengte} : l=18.5 \text{ meter}$$

$$\text{diepgang} : d=11.2 \text{ meter}$$

$$\text{vrijboord} : x=0.22 \text{ meter}$$

$$\text{opdrijfveiligheid: } y= 1.072$$

Het berekende vrijboord is nu klein genoeg en de opdrijfveiligheid in de situatie dat het element in de nog niet aangeaarde tunnelsleuf ligt, is voldoende.

In figuur 1.1 is de dwarsdoorsnede van profiel 1 weergegeven.

Controle statische stabiliteit

In figuur 1.2 is de figuur afgebeeld die bij deze berekening hoort.

$$BM=I/V$$

$$BM=[(1/12)*1*(18.5)^3]/(11.42*18.5)=2.50m$$

$$BG=5.71-5.60=0.11m$$

BM is groter dan BG dus de statische stabiliteit is gewaarborgd.

Controle dynamische stabiliteit

De opslingerfactor is : $F = \frac{1}{[1 - (T_o/T_g)^2]}$

met $T_o = (2*j)/[Hm^{(0.5)}]$, $j = 0.4*b$ en $Hm = GM$

Uitwerking levert : $T_o = (2*0.4*18.5)/[2.39^{(0.5)}] = 9.57$ seconde.

Een T_o van 9.57 seconde zal geen problemen opleveren voor het vervoer van een element over het Hollands Diep. De dynamische stabiliteit is gewaarborgd.

Opmerking:

In de formule van de opslingerfactor is j benaderd met $j = 0.4*B$. Dit geldt voor een U-doorsnede zoals bij schepen. Voor de benadering van de T_o van de tunneldoorsnede is $j = 0.4B$ niet correct maar geeft een redelijke benadering van T_o .

Korrelspanningscontrole

De neerwaarts gerichte kracht is de sommatie van de gewichten van:

de ballastbeton, de constructiebeton, de gronddekking van ongeveer 1 meter op de tunnel en het scheidingsmuurtje.

De opwaartsgerichte kracht is de waterkracht.

De korrelspanning ontstaat uit de som van deze twee krachten.

$F_{neerwaarts} = (2072 + 0.57*15*22.6 + 18.5*20) = 2635$ KN

$F_{opwaarts} = (18.5*11.42)*(-10) = -2113$ KN

$F_{totaal} = 522$ KN

Korrelspanning = $522/(1*18.5) = 28$ KN/m² = 0.028 N/mm²

De dwarsdoorsnede van profiel 1 uit deze rekenfase 1 is in figuur 1a weergegeven.

Dwarsprofielbepaling van een tweekuizige afzinktunnel

formule 1 : $24.6*C + 30 = 0.99*10*(C+B+H)$

formule 2 : $24.2*C + 22.5*B = 1.075*10*(C+B+H)$

Na omwerking van de formules volgt:

$B = 0.081*H + 1.319$ en

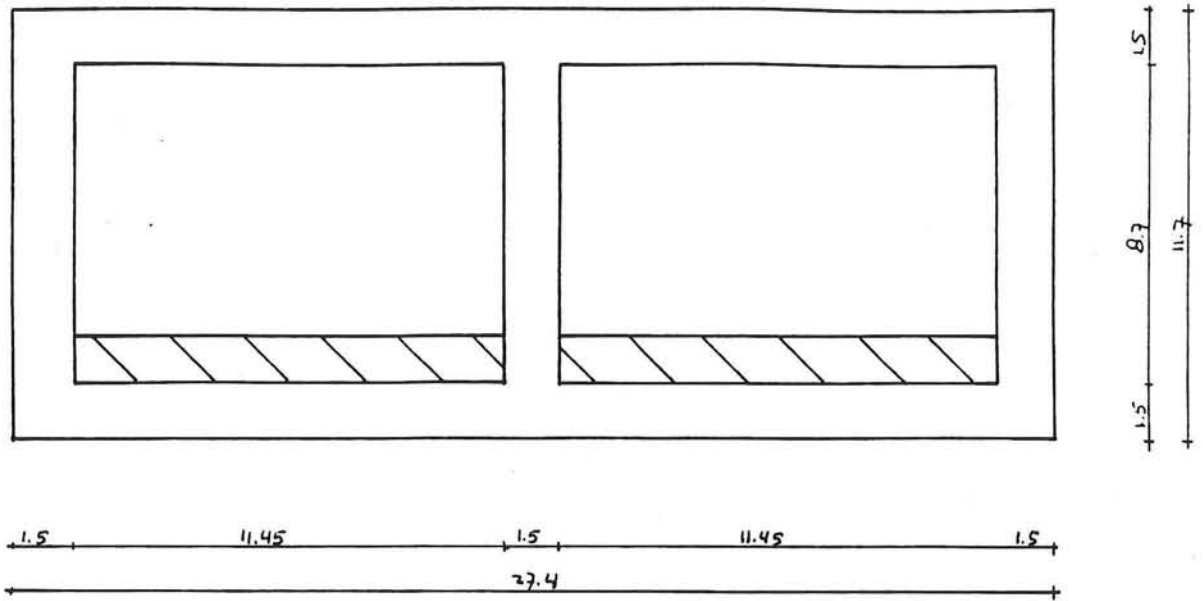
$C = 0.728*H - 1.154$

Met de luchtdrukeis (zie figuur 2) volgt:

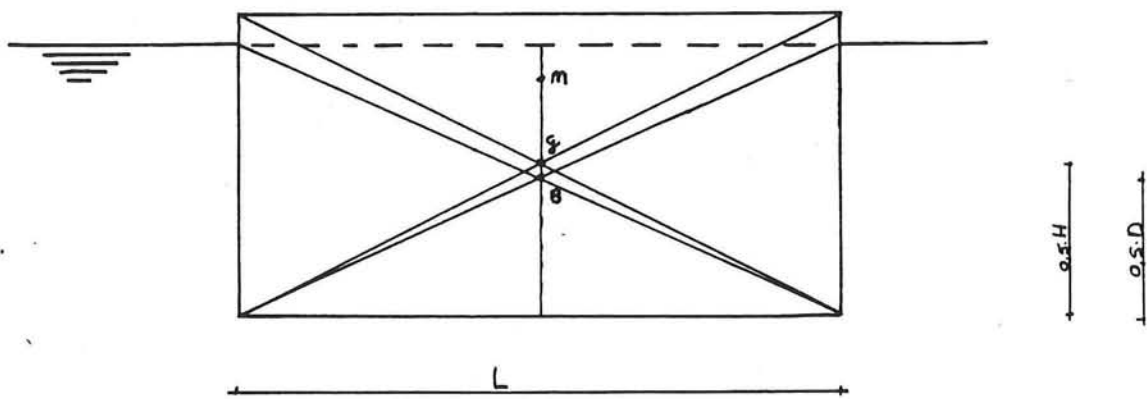
$H = 2*76 = 152$ m² en dus

$C = 109.5$ m²

$B = 13.6$ m²



Figuur 1.3



Figuur 1.4

De hoogte van het profiel vrije ruimte moet zijn:
 $0.85\text{m}(\text{ballastlaag}) + 0.6(\text{ballastbetonlaag}) + 7\text{m}(\text{eis NS}) = 8.45\text{m}$
Uit het tussenrapport is al gebleken dat de luchtdrukeis maatgevend is. Hier kan nu direct rekening mee worden gehouden.

Als ontwerptactiek wordt alleen de ruimte boven het "perron" als ruimte beschouwd die nodig is uit oogpunt van de luchtdrukeis.

De breedte wordt: $152/(7-0.35) + 1.5(\text{breedte van tussenwand}) = 24.36$ meter.

De ballastlaagdikte moet $13.6 / (2 \cdot 11.43) = 0.6\text{m}$ zijn.

De diktebepaling van de wanden, dak en vloer van de tunnel

Met behulp van de hoeveelheid constructiebeton kan er een schatting van de dikte d worden gegeven.

$$3 \cdot (8.42) \cdot d + 2 \cdot (22.86 + 3 \cdot d) \cdot d = 109.5$$
$$d^2 + 11.83 \cdot d - 18.25 = 0$$

Uit deze vierkantsvergelijking volgt dat $d = 1.5\text{m}$.

Controle

constructiebeton : $3 \cdot (8.42) \cdot 1.5 + 2 \cdot (22.86 + 3 \cdot 1.5) \cdot 1.5 = 119.97 > 109.5$

ballastbeton : $0.6 \cdot 11.42 \cdot 2 = 13.7 > 13.6$

diepgang : $(119.97 \cdot 24.6 + 30) / [(22.86 + 3 \cdot 1.5) \cdot 10] = 10.89\text{m}$

vrijboord : $11.45 - 10.89 = 0.56\text{m}$

Het vrijboord is te groot. Vloer en dak worden 12.5cm dikker gemaakt zodat de tunnelhoogte nu 11.7m wordt. De profielbreedte wordt 24.7 meter genomen.

Uit berekeningen met de nieuwe gegevens volgt:

- diepgang : $d = 11.64\text{m}$

- vrijboord : $x = 0.06\text{m}$

- oprijfveiligheid : $y = 1.072$

Het berekende vrijboord is nu klein genoeg en de oprijfveiligheid in de situatie dat het element in de nog niet aangeaarde tunnelsleuf ligt, is voldoende.

In figuur 1.3 is het dwarsprofiel weergegeven.

Controle statische stabiliteit

In figuur 1.4 is de figuur weergegeven die bij deze berekening hoort.

$BM = I/V$

$BM = [(1/12) \cdot 1 \cdot (27.4)^3] / (11.7 \cdot 27.4) = 5.35$

$BG = 11.7/2 - 11.64/2 = 0.03\text{m}$

$BM > BG$ dus de statische stabiliteit is gewaarborgd.

Controle dynamische stabiliteit

$T_0 = (2 \cdot 0.4 \cdot 27.4) / [(5.32)^{0.5}] = 9.5$ seconde.

Een T_0 van 9.5 sec zal geen problemen opleveren voor het vervoer van de elementen over het Hollands Diep.

De dynamische stabiliteit is gewaarborgd.

Korrelspanningscontrole

De neerwaarts gerichte kracht is de sommatie van de gewichten van :

de ballastbeton, de constructiebeton, de gronddekking van minimaal 1 meter op de tunnel.

De opwaartsgerichte kracht is de waterkracht.

De korrelspanning ontstaat uit de som van de deze twee krachten.

$F_{\text{neerwaarts}} = 2 \cdot (27.4 \cdot 1.625 \cdot 25) + 3 \cdot (8.7 \cdot 1.5 \cdot 25) + 0.6 \cdot (11.43 \cdot 2) \cdot 25 = 3527$ KN.

$F_{\text{opwaarts}} = (27.4 \cdot 11.7) \cdot (-10) = -3205.8$ KN

$F_{\text{totaal}} = 321.2$ KN

Korrelspanning = $321.2 / 27.4 = 11.7$ KN/m² = 0.0117 N/mm²

De dwarsdoorsnede van profiel 2 van deze rekenfase 1 is in figuur 1b weergegeven.

Bijlage 2

Rekenfase 2: de bepaling van de maatgevende inwendige krachten en de momentenlijnen voor de verschillende belastingsgevallen

Algemeen

Uit rekenfase 1 zijn twee dwarsprofielen voor een afgezonken tunnel bepaald namelijk:

- een enkelbuizig tunnelprofiel;
- een dubbelbuizig tunnelprofiel.

De tunnelementen staan aan verschillende belastingen bloot gedurende hun levensduur. Deze belastingen geven ieder een apart inwendige krachten- en momentenverloop in de constructie. Voor de dimensionering op sterkte moeten voor de beide profielen per belastingsgeval de maatgevende momenten(M), dwarskrachten(D) en normaalkrachten(N) bepaald worden.

De M-,D- en N-lijnen voor de verschillende belastingsgevallen van de twee profielen zijn m.b.v. raamwerkprogramma's met de computer bepaald.

In deze bijlage zullen eerst de verschillende belastingsgevallen bepaald worden waarna de M-,D- en N-lijn bepaling toegelicht en gegeven worden. Tenslotte zullen de maatgevende M-,D- en N-lijnen voor de vloer, wanden en dak van de tunneldwarsprofielen gegeven worden.

De belastingsgevallen

Gedurende de levensduur zal de tunnel aan verschillende belastingsgevallen blootstaan. De volgende belastingsgevallen zijn te onderscheiden:

- 1) het dragen van het eigen gewicht gedurende de bouw van het tunnelement in het bouwdok;
- 2) het opdrijven van het element in de bouwput;
- 3) het transport over water van het element naar de afzinklokatie;
- 4) het afzinken van het element op de afzinklokatie;
- 5) het aanaarden van de zinksleuf van het element;
- 6) de ligging van het element in de uiteindelijke situatie;
- 7) de mobiele belasting in de tunnelbuis t.g.v. de TGV;

- 8) uitzonderlijke belastingsgevallen in geval van calamiteiten zoals explosies in de tunnelbuis en een zinkend schip dat precies op de tunnel terecht komt;
- 9) vallende en krabbende ankers.

De belastingsgevallen 2,4,7 en 8 zijn niet verder in beschouwing genomen bij de bepaling van de maatgevende M-,D- en N-lijnen van de dwarsdoorsneden van de twee profielen.

Belastingsgeval 2 is niet verder bekeken omdat dit belastingsgeval voor de bepaling van de dwarsdoorsnede niet bepalend is. Bij de berekening van de langsdoorsnede moet gecontroleerd worden of dit belastingsgeval geen maatgevende momenten geeft.

Belastingsgeval 4 is niet verder bekeken omdat:

a) de krachten die aangrijpen bij de verbinding tussen het afzinkelement en de afzinkkabel via apart berekende wapening de constructie ingeleid moet worden. Deze krachten ontstaan door een combinatie van stroming van het water tegen het afzinkelement en lierkrachten.

b) de lier- en stromingskrachten kunnen in de lengterichting van het afzinkelement maatgevende momenten en inwendige krachten geven. Bij de berekening van het lengteprofiel zullen deze aspecten bekeken moeten worden, voor een berekening van het dwarsprofiel zijn ze echter niet relevant.

Hetzelfde geldt uiteraard voor de sleepkrachten tijdens de transportfase van belastingsgeval 3.

Belastingsgeval 7 is niet verder bekeken omdat het optreden van mobiele belasting in de tunnelbuis gunstig werkt op het momentenverloop en dus geen maatgevende momenten geeft. Het opbuigende moment in de vloer wordt door de mobiele belasting verkleind. Door de grote dikte van de constructie-,ballastbeton- en ballastbedlaag wordt de mobiele belasting over een groot oppervlak gespreid waardoor de effecten van de mobiele belasting klein blijven.

De belastingsgevallen 8 zijn niet bekeken omdat de kans op zulke belastingsgevallen klein is.

De kans dat een schip precies op de tunnel terecht komt als het zinkt is gering. Indien een zinkend schip op de tunnel terecht komt zal het hoogstwaarschijnlijk dwars op de tunnel komen. In zo'n geval zal de rivierbodem naast de tunnel, een groot deel van het gewicht van de boot opnemen.

De kans dat er in de tunnel een explosie voordoet is klein. Indien er zich een explosie voordoet zal dit hoogstwaarschijnlijk te wijten zijn aan terroristische acties.

Hierop valt nauwelijks te dimensioneren en het is de vraag of hierop dan ook gedimensioneerd moet worden.

✓

Voor belastingsgeval 6, de tunnel in de eindsituatie, zijn twee maatgevende liggingen van de tunnel in het lengteprofiel mogelijk namelijk:

- de ligging van de tunnel precies onder een dijk;
- de ligging van de tunnel in het Hollands Diep met minimale gronddekking (1 meter) en hoge waterstand.

Bij nadere beschouwing blijkt de ligging van de tunnel onder de Westdijk aan de kant van Noord Brabant maatgevend te zijn.

In figuur 3 is dit m.b.v. een tekening van het lengteprofiel waarin de twee liggingen zijn geschetst, inzichtelijk gemaakt.

Met belastingsgeval 9, krabbende- en vallende ankers van schepen, is voor de krabbende ankers over de rivierbodem een afschuining van 45 graden in de bovenhoekpunten van de tunneldwarsdoorsnede aangebracht.

Vallende ankers op het tunneldak zijn niet verder bekeken. Gezien de grote dikte van het tunneldak van 1.5 meter is het redelijk te veronderstellen dat een vallend anker geen maatgevende belastingen zal geven.

In figuur 4 zijn de maatgevende belastingsgevallen weergegeven.

De maatgevende belastingsgevallen

Algemeen

Bij de bepaling van de maatgevende belastingsgevallen is in eerste instantie het eigen gewicht van de constructie verwaarloosd.

Tevens zijn de belastingsschema's direct bepaald in de systeemlijn van de constructie.

In deze paragraaf zullen de belastingsschema's stuk voor stuk toegelicht worden.

Belastingsgeval 6: de ligging van de tunnel onder de Westdijk

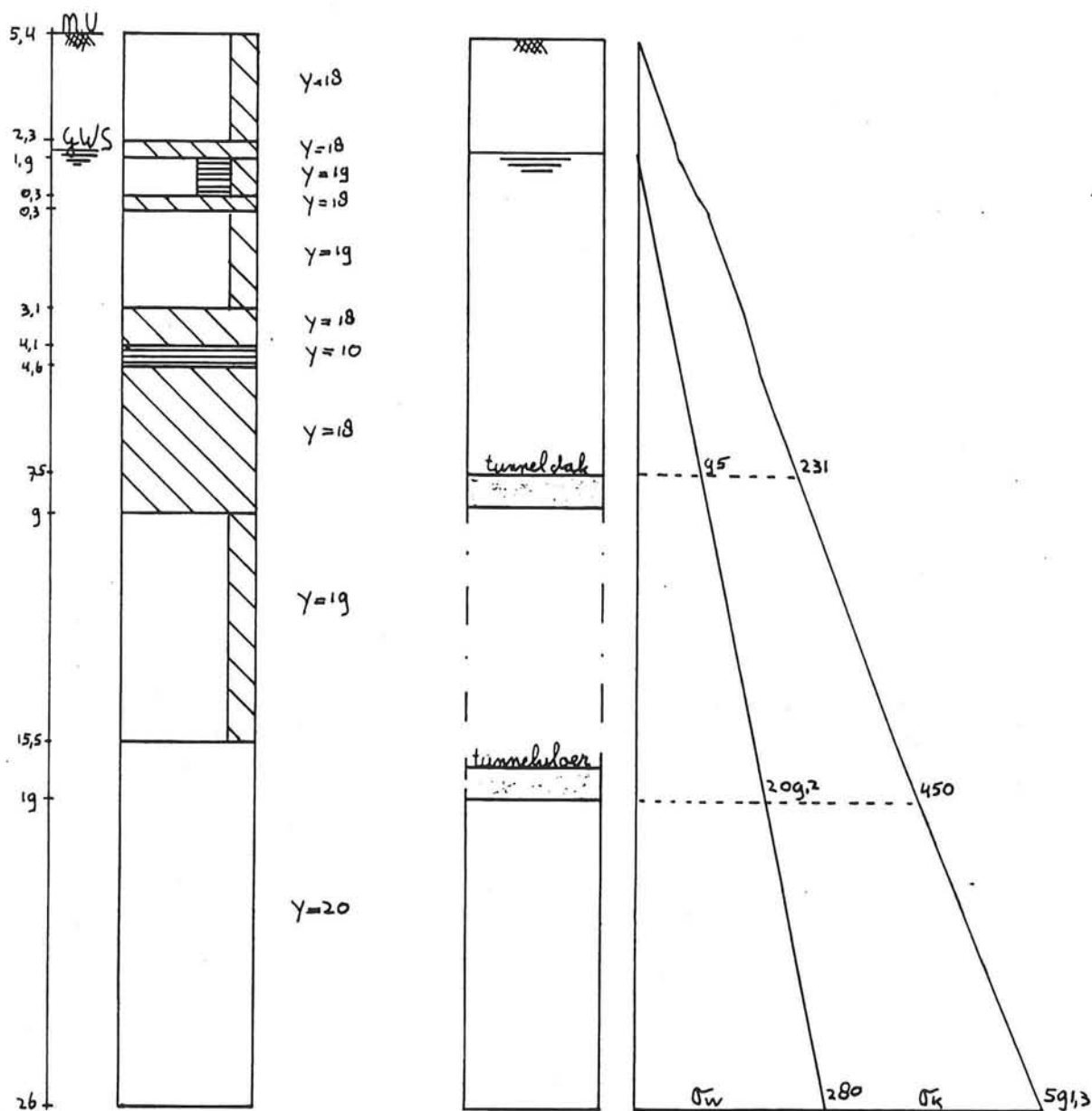
Voor de bepaling van de maatgevende belasting op de tunnel onder de Westdijk is m.b.v. de bekende boorprofielen uit bijlage 4 het ongunstigste boorprofiel bepaald voor dit belastingsgeval

(dit houdt dus in dat het boorprofiel zo bepaald is dat de grootste belasting op de tunnel ontstaat).

Het boorprofiel en het gronddrukdiagram zijn in figuur 2.2 weergegeven.

Het belastingsschema is in figuur 2.3 weergegeven.

Figuur 2.2 : Het boorprofiel en het bijbehorende gronddrukdiagram.



De berekening van de verticale grondspanningen

		verticale gronddruk (in KN/m ²)
5-2=3	3*18=54	54
2.3-1.9=0.4	0.4*18=7.2	61.2
1.9-0.3=1.6	1.6*19=30.4	91.6
0.3+0.3=0.6	0.6*18=10.8	102.4
-0.3+3.1=2.8	2.8*19=53.2	155.6
-3.1+4.1=1	1*18=18	173.6
-4.1+4.6=0.5	0.5*10=5	178.6
-4.6+7.5=2.9	2.9*18=52.2	230.8 (t.p.v. tunneldak)
-4.6+9=4.4	4.4*18=79.2	257.8
-9+15.5=6.5	6.5*19=123.5	381.3
-15.5+18.9=3.4	3.4*20=68	449.7 (t.p.v. tunnelvloer)
-15.5+26=10.5	10.5*20=210	591.3

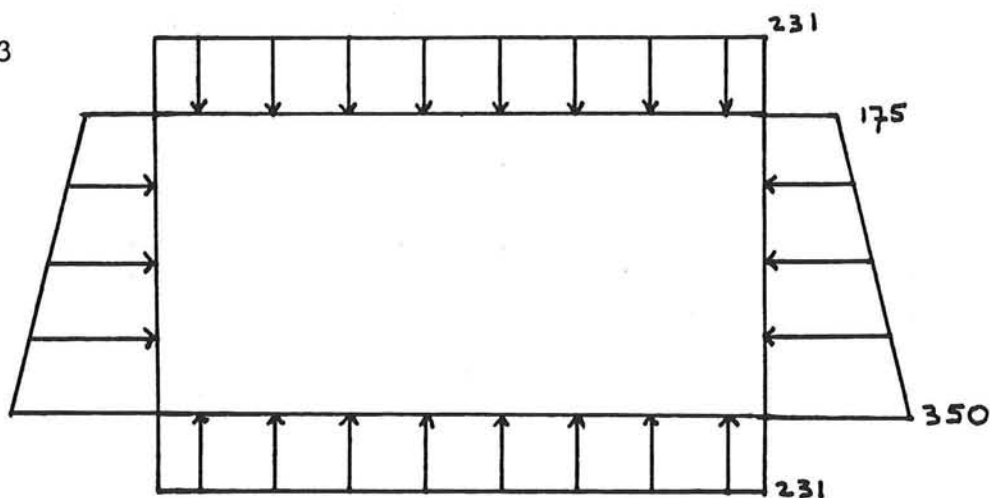
De waarden van de verticale- en horizontale gronddrukken t.p.v. het tunneldak- en vloer zijn:

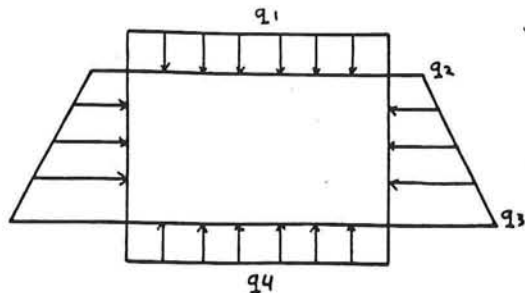
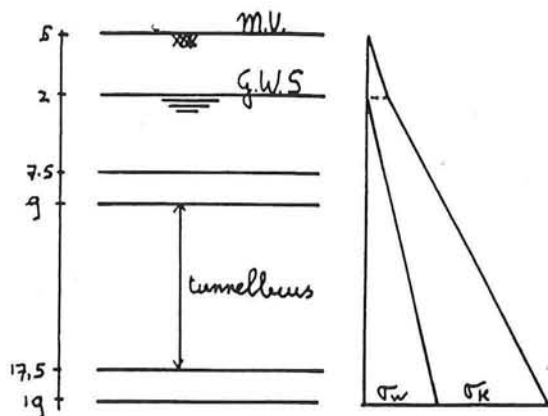
NAP	grond	water	korrelvert.	korrelhor.	grondhor.
-7.5	230.8	95	135.8	78.76	173.76
-18.92	449.7	209.2	240.5	138.86	348.06

Voor de omrekening van verticale korreldruk naar horizontale korreldruk is de neutrale K-waarde genomen. De grootte van deze neutrale K-waarde is: $1 - \sin \alpha = 0.58$ (met $\alpha = 25$ graden).

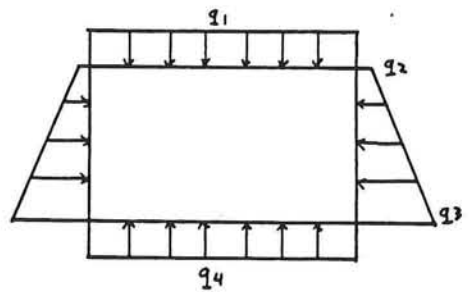
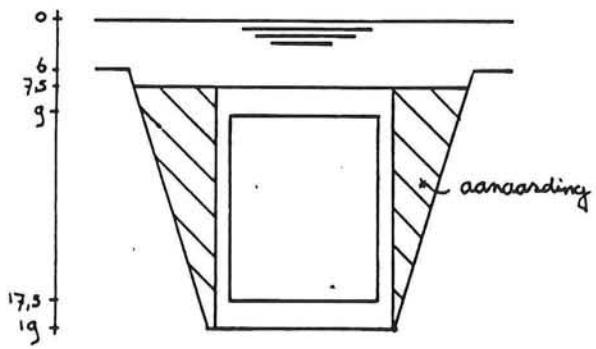
Het belastingsschema voor belastingsgeval 6, ligging van de tunnel onder een dijk, ziet er als volgt uit:

Figuur 2.3

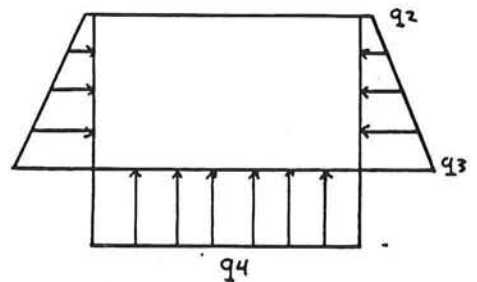
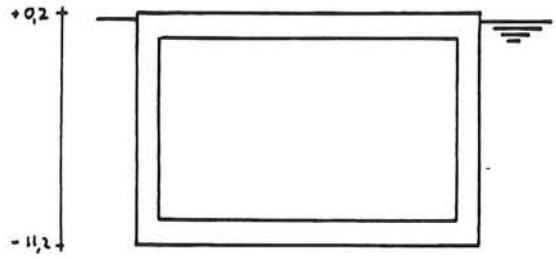




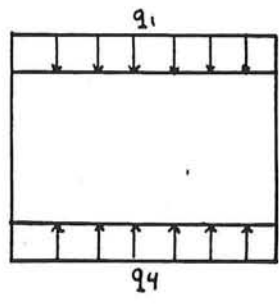
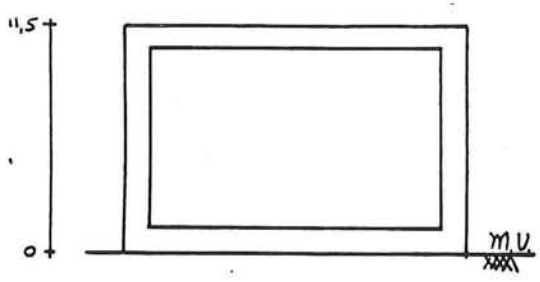
Figuur 2.3



Figuur 2.4



Figuur 2.5



Figuur 2.6

Belastingsgeval 5: het aanaarden van de zinksleuf

Voor dit belastingsgeval is de situatie maatgevend indien de zinksleuf is aangeaard tot aan het dak van de tunnel. De belasting op de wanden is dan groot terwijl op het dak alleen de waterkolom staat. In de wand zullen waarschijnlijk maatgevende momenten optreden.

Het belastingschema is in figuur 2.4 weergegeven.

Belastingsgeval 3: het transport van het element naar de afzinklokatie

Tijdens het transport van het element zal de waterdruk op het element werken.

Bij de bepaling van het belastingschema is er vanuit gegaan dat de waterdruk over de gehele hoogte van het afzinkelement staat (dus ook over het vrijboord). Deze schematisatie is ongunstiger dan in werkelijkheid zal optreden en dus aan de veilige kant.

Het belastingschema is in figuur 2.5 weergegeven.

Opmerking:

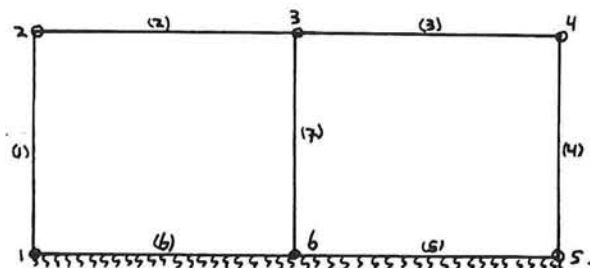
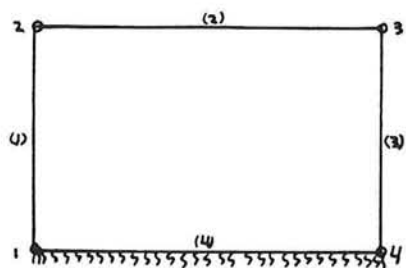
Tevens zullen er sleepkrachten en golfmakende momenten optreden tijdens het transport van de elementen.

De troskrachten worden om al eerder genoemde redenen niet meegenomen in de berekening van het dwarsprofiel.

Het door golven veroorzaakte moment zal voor de berekening van het langsprofiel van belang zijn. Het element zal gecontroleerd moeten worden of het de door golven veroorzaakte moment kan opnemen. Voor de berekening van het dwarsprofiel is het niet maatgevend.

Belastingsgeval 1: het dragen van het eigen gewicht tijdens de bouwfase

Tijdens de bouwfase moet het tunnelelement in het bouwdok zijn eigen gewicht en de veranderlijke belasting dragen. De veranderlijke belasting kan bestaan uit wind en sneeuw. Voor de veranderlijke belasting is 1/3 van het eigen gewicht genomen. Het belastingschema is in figuur 2.6 weergegeven.



Figuur 2.7a en 2.7b

De M-,D- en N-lijnen van de verschillende belastingsgevallen

De schematisatie naar een mechanicamodel

Voor de berekening van de inwendige krachten en de momentenlijnen zal de constructie geschematiseerd moeten worden naar een mechanicamodel waarmee gerekend kan worden.

Een correcte schematisatie is om de tunnel als raamwerk te beschouwen waarvan de vloer verend ondersteund wordt en de wanden en dak bloot staan aan grond- en waterdrukken (schematisatie 1). In figuur 2.7 is dit weergegeven. De ondersteuning wordt gekemerkt door een beddingsconstante c . Het raamwerk kan gezien worden als een liggersysteem dat in de hoekpunten verend ingeklemd is. De constructie en de belasting is symmetrisch zodat de helft van de constructie voldoende is om de inwendige krachten en momenten in de constructie te bepalen.

Een verdergaande schematisering vervangt de verende ondersteuning door een gelijkmatige verdeelde opwaartse belasting (schematisatie 2).

De vervanging van de verende ondersteuning door een gelijkmatig verdeelde opwaartse belasting zorgt ervoor dat de vloer stijver reageert t.o.v. de bodem en er dus grotere opbuigende momenten in de vloer zullen optreden. Deze schematisatie geeft de situatie ongunstiger weer dan in werkelijkheid maar is een veilige schematisering.

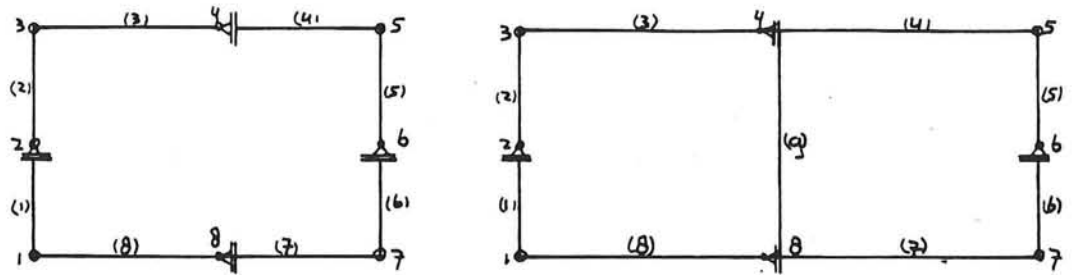
Deze schematisering versimpelt de rekenprocedure aanzienlijk. M.b.v. de verticale evenwichts-, horizontale evenwichts- en hoekverdraaiingsvergelijkingen kunnen de inwendige krachten en momenten in de constructie bepaald worden.

Desondanks blijft de berekening groot van omvang. Het toepassen van een computer biedt hier uitkomst. Voor de berekening van de inwendige krachten en momenten in de constructie zijn twee raamwerkprogramma's gebruikt namelijk:

- PC-frame van de TU-Delft;
- het raamwerkprogramma van Witteveen en Bos.

De M-,D- en N-lijnen zijn allereerst berekend m.b.v. het raamwerkcomputerprogramma PC-frame van de TU-Delft.

Dit computerprogramma berekent tweedimensionale raamwerken. De berekening is een lineair elastische berekening volgens de verplaatsingsmethode. Na invoer van de gegevens betreffende de constructie en de belastingsgevallen berekent de computer de inwendige krachten en momenten in de staven en de verplaatsingen van de knopen.



Figuur 2.8a en 2.8b

PC-frame kan alleen met schematisatie 2 werken. Tevens dient de constructie via opleggingen kinematisch bepaald gemaakt te worden. De schematisatie voor PC-frame van dwarsprofiel 1 is in figuur 2.8a weergegeven.

Toelichting

Er wordt een raamwerk vastgesteld bestaande uit 8 knopen en 8 staven. Bij de knopen 2-6 en 4-8 worden rolopleggingen aangebracht die verplaatsing van de knoop in y- respectievelijk in x-richting verhinderen. Aangezien de hoekverdraaiing in de knopen 4 en 8 nul is is dit verantwoord. Het voordeel van deze schematisatie is dat de hoekpunten vrij kunnen bewegen.

De schematisatie van dwarsprofiel 2 is in figuur 2.8b weergegeven.

In dit profiel is 1 staaf meer aanwezig. Verder gelden dezelfde aspecten als voor de schematisatie van dwarsprofiel 1.

Het raamwerkprogramma van Witteveen & Bos is gebruikt om het belastingsgeval dat de maatgevende momenten geeft opnieuw te berekenen met schematisatie 1 (figuren 2.7a en 2.7b). Deze schematisatie geeft een getrouwer beeld van de werkelijkheid. Van het raamwerkprogramma van W & B kon slechts beperkt worden gebruik gemaakt, vandaar dat alleen het meest maatgevende belastingsgeval met dit raamwerkprogramma is doorgerekend.

Uitgangspunten en beperkingen van de berekening

Bij de berekening van de M-, D- en N-lijnen m.b.v de raamwerk-computerprogramma's is er van volgende zaken uitgegaan:

- betonsoort B35 met een E-modulus van 32000 N/mm²
(Er is gerekend met een ongescheurde doorsnede).
- de dikte van de vloer, wanden en dak is overal gelijk aan 1.5 meter zodat het weerstandsmoment, traagheidsmoment en betondoorsnede die gegeven moet worden voor de raamwerkberekening overal gelijk zijn.
- de belastingsgevallen 3,5 en 6 zijn berekend zonder rekening te houden met het eigen gewicht van de staven. Voor het meest maatgevende belastingsgeval 6 is uiteindelijk wel een berekening gemaakt die rekening houdt met het eigen gewicht van de staven.
- de beddingsconstante $c = 50000 \text{ KN/m}^3$.

Ik blijf erbij dat dit te stijf is.

De beddingsconstante van zand kan veel groter zijn dan de hier aangenomen waarde, zeker in overgeconsolideerde gronden. Er is voor deze relatief lage c-waarde gekozen omdat hoe groter de c-waarde des te slapper reageert de vloer van de constructie en des te geringer zullen de optredende momenten in de vloer zijn. De gekozen c-waarde is dus aan de veilige kant.

Ik maakte mijn berekeningen met 1 kgf/cm³

= 10.000 kN/m³

*en voor slaps en stijfheid
om voor stijfheid 1.0*

Kontrole van de berekeningsresultaten

De controle van de berekeningsresultaten is uitgevoerd m.b.v. een aantal middelen.

Kontrolemiddel 1

In geval van een gelijkmatig verdeelde belasting moet de absolute waarde van het moment gelijk zijn aan $1/8*q*l^2$ en de dwarskracht gelijk aan $1/2*q*l$.

Het dak en de vloer kunnen op deze manier gecontroleerd worden.

Kontrolemiddel 2

De belasting op de wanden bestaat in meeste belastingsgevallen uit een schuin verdeelde belasting. Voor dit geval is een vergeetmenietje afgeleid (zie bijlage 4) zodat de absolute waarde van het moment ook voor de wand gecontroleerd kan worden.

Kontrolemiddel 3

Kontrolemiddel 3 bestaat uit een aantal algemeen bekende aspecten zoals:

- daar waar de dwarskracht nul is, heeft het moment een maximale waarde;
- de momenten in hoekpunten moeten op elkaar aansluiten en dus van gelijke waarde zijn;
- de constructie is symmetrisch dus voor symmetrische belastingsgevallen moeten de M-, D- en N-waarden ook symmetrisch zijn.

De berekende M-, D- en N-lijnen

De M-, D- en N-lijnen zijn voor alle belastingsgevallen met PC-frame berekend. In het figuren-, tabellen- en kaartenboek zijn deze weergegeven bij figuren 5.

Het belastingsgeval 6, waar de tunnel onder een dijk ligt en de grootste bovenbelasting heeft, blijkt de grootste momenten te geven. Aangezien door de schematisatie die voor PC-frame gedaan is de gevonden momenten waarschijnlijk te groot zijn, is voor dit maatgevende belastingsgeval een nauwkeurigere berekening

gemaakt met het computerraamwerkprogramma van Witteveen en Bos (WB). Dit raamwerkprogramma heeft wel de mogelijkheid om een verende ondersteuning in te voeren. Tevens is het mogelijk bij de invoer van de gegevens iedere staaf zijn eigen gewicht te geven.

De uitkomsten van de berekeningen zullen hierdoor nauwkeuriger zijn. Aangezien van dit programma slechts beperkt gebruik kon worden gemaakt is alleen het maatgevende belastingsgeval berekend m.b.v. dit raamwerkprogramma.

Bij de betonberekeningen is uitgegaan van de resultaten die verkregen zijn met het raamwerkprogramma van W & B en niet die van PC-frame, voor het meest maatgevende belastingsgeval (6).

Bij figuren 6 zijn de resultaten van de berekeningen met PC-frame en met WB voor belastingsgeval 6 naast elkaar gezet.

Uit de resultaten blijkt dat de eerdergedane veronderstelling dat de momenten berekend m.b.v. WB kleiner zijn dan die berekend m.b.v. PC-frame juist is.

Bij de controle van de resultaten van het raamwerkprogramma van W & B lijkt het alsof er niet wordt voldaan aan de "aansluitingsvoorwaarde" van de dwarskracht D van de vloer en de normaalkracht N van de wand. Bij schematisatie 2 zijn de N van de wand en de D van vloer aan elkaar gelijk. Voor schematisatie 2 is dit niet zo omdat deze schematisatie uitgaat van een verende ondersteuning van de vloer. Deze veren leveren een kracht waardoor de D van de vloer niet gelijk is aan de N van de wand maar kleiner is. In bijlage 5 is deze aansluitingsvoorwaarde verder uitgewerkt voor de profielen 1 en 2.

De Momentenomhullende

Uit al deze momentenlijnen van de verschillende belastingsgevallen is een momentenomhullende samen te stellen. De momentenomhullende is de lijn die de maatgevende momenten weergeeft van een constructie. De momentenomhullende is nodig bij de dimensionering van de betondoorsnede (o.a. plaatsbepaling voor vermindering van de wapening).

De momentenomhullenden zijn voor de wanden, dak en vloer bepaald en zijn weergegeven bij figuren 7.

Bijlage 3

Rekenfase 3: De bepaling van het definitieve dwarsprofiel

Algemeen

In deze rekenfase wordt het profiel, dat ontstaat na de aanpassingen van rekenfase 2, gecontroleerd of het nog wel voldoet aan de eisen van rekenfase 1. Is dit niet het geval dan moet het profiel weer aangepast worden.

Deze rekenfase is alleen gedaan voor profiel 2 omdat profiel 1 uiteindelijk niet wordt gekozen vanwege hoofdzakelijk veiligheidseisen (zie paragraaf 3.3).

Eis t.a.v. het profiel van vrije ruimte

Door de afschuiningen van de doorsnede ter plaatse van de hoekpunten van het profiel i.v.m. dwarskrachtopname, gaat er een deel van het profiel van vrije ruimte verloren (zie figuur 10).

Het verlies van het profiel van vrije ruimte (p.v.r.) is:

- bovenhoeken: $2 \times 2.2 = 4.4 \text{ m}^2$
- middenpunt dak: $2 \times 1.15 = 2.3 \text{ m}^2$

Totaal gaat er dus 6.7 m^2 verloren van het p.v.r.

Dit kan deels voorkomen worden door de middenwand dunner uit te voeren. Kies als dikte voor de binnenwand 1 meter.

Hierdoor komt er bij het p.v.r.: $6.9 \times 0.5 = 3.45 \text{ m}^2$. Het totale verlies is hierdoor nog maar 3.25 m^2 .

Het totale p.v.r. per tunnelbuis bedraagt:

$$6.9 \times (11.5 + 0.25) - 3.35 = 77.73 \text{ m}^2 > \text{ de benodigde } 76 \text{ m}^2.$$

(Hierbij is zelfs nog niet de vrije ruimte boven het spoor t/m de bovenkant van de ontsporingsmuur meegeteld).

Het dwarsprofiel voldoet dus aan de eis van het p.v.r.

Eis t.a.v. drijven van element gedurende de transportfase

Door de afschuiningen in de hoeken wordt het gewicht van het element groter. Dit heeft consequenties voor de diepgang.

Het extra betonoppervlak t.g.v. de afschuiningen is:

- onderhoeken : $2 \times 2.2 = 4.4\text{m}^2$
- bovenhoeken : $2 \times 0.95 = 1.9\text{m}^2$
- middenpunt dak : $2 \times 1.15 = 2.3\text{m}^2$
- middenpunt vloer: $2 \times 1.5 = 3\text{m}^2$

Het extra betonoppervlak bedraagt: 11.6m^2 . Door de verdunning van de binnenwand kan hiervan $8.6 \times 0.5 = 4.3\text{m}^2$ worden afgetrokken dus de uiteindelijke extra hoeveelheid betonoppervlak is: 7.3m^2 .

Het gewicht van het element is:

- extra gewicht t.g.v. afschuiningen: $7.3 \times 24.6 = 179.6$
- gewicht van de buitenwanden : $1.5 \times 24.6 \times 8.7 \times 2 = 642.1$
- gewicht van de binnenwand : $1 \times 24.6 \times 8.7 = 214$
- gewicht van de vloer : $1.5 \times 24.6 \times 27.4 = 1011.1$
- gewicht van het dak : $1.5 \times 24.6 \times 27.4 = 1011.1$

Het totale tunnelgewicht bedraagt dus 3057.9 KN per meter tunnellengete.

De diepgang van het tunnelement is:

$3057.9 / (10 \times 27.4) = 11.16\text{m}$. Dit betekent dat het vrijboord van het element $11.7 - 11.16 = 0.54\text{m}$ is. Dit is te groot, het vrijboord moet ongeveer $0.01 \times 11.7 = 0.12\text{m}$ zijn. Gekozen is als oplossing een 10cm dikkere vloer.

Het totale tunnelgewicht wordt nu: 3125.3 KN per meter tunnellengete.

De diepgang wordt dan: $3125.3 / (27.4 \times 10) = 11.41\text{m}$. Het vrijboord wordt $11.8 - 11.41 = 0.39$. Dit is nog te groot, kies een vloerdikte van 1.7 meter. Het vrijboord wordt dan 0.25m wat acceptabel is.

De veiligheid tegen opdrijven:

a) tijdens de afzinkfase

Tijdens het afzinken wordt het element geballast door watertanks. Nadat het element is afgezonken moet er op de vizzels een overwicht zijn. Dit overwicht moet voldoende zijn om opdrijven van het element te voorkomen.

Opdrijfgevaar is er tijdens het onderspoelen van het element en bij waterstandvariaties. Tevens moet de invloed van inzinking van de waterspiegel t.g.v. overvarende schepen gecheckt worden. Uit de ervaring is gebleken dat een overwicht van 4×2000 KN voor de vizzels een redelijke waarde is. Voor een element van 100 meter lengte geldt dan dat de ballast in de watertanks 80 KN per meter tunnellengete moet zijn.

Voorgesteld wordt om in iedere tunnelbuis een watertank te plaatsen in het afzinkelement. Per tank moet dan $80/2 = 40$ KN per meter tunnellengete worden geballast worden. Bij een lengte van het afzinkelement van 100 meter moet er dus 4000 KN per ballasttank geballast worden. De afmetingen van de ballasttank zal men zo klein mogelijk willen hebben i.v.m. werkzaamheden in

de tunnel. Mogelijke afmetingen van een ballasttank zijn:
 $H*B*L = 6.5*5.5*12$.

b) in de eindsituatie

De veiligheid tegen opdrijven in de eindsituatie moet 10% zijn.
Het gewicht van het element is:

- extra gewicht t.g.v. afschuiningen: $7.3*24.2 = 176.7$
- gewicht van de buitenwanden : $1.5*24.2*8.7*2 = 631.6$
- gewicht van de binnenwand : $1*24.2*8.7 = 210.5$
- gewicht van de vloer : $1.7*24.2*27.4 = 1127.2$
- gewicht van het dak : $1.5*24.2*27.4 = 994.6$
- gewicht van het ballastbeton : $0.6*22.5*(11.75*2) = 317.3$
- ballastbed van spoor : $[(0.85-0.16)*3.2*15]*2 = 66.2$

Het totale tunnelgewicht bedraagt dus 3524 KN per meter tunnellengete.

De opdrijvende kracht bedraagt: $11.9*27.4*10 = 3260.6$ KN per meter tunnellengete.

De opdrijfveiligheid zonder grondgewicht op het tunneldak is:
 $y = 1.081$

De opdrijfveiligheid met de minimale 1 meter gronddekking op het tunneldak is: $y = (20*27.4 + 3524) / 3260.6 = 1.25$.

Het dwarsprofiel voldoet dus aan de eisen t.a.v. de veiligheid tegen opdrijven.

De korrelspanning

De korrelspanning wordt: $(3524 - 3260.6) / 27.4 = 9.6$ KN/m² = 0.0096 N/mm². Dit kan door de grond worden opgenomen.

De statische- en dynamische stabiliteit

$BM = I/V$

$BM = [(1/12)*1*(27.4)^3 / (11.9*27.4)] = 5.26$

$BG = 11.9/2 - 11.65/2 = 0.125$ m

$BM > BG$ dus de statische stabiliteit is gewaarborgd.

$To = (2*0.4*27.4) / [(5.135)^{0.5}] = 9.67$ seconde.

Een To van 9.67 sec. zal geen problemen opleveren voor het vervoer van de elementen over het Hollands Diep.

De dynamische stabiliteit is gewaarborgd.

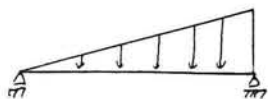
Het uiteindelijke profiel ziet is weergegeven in figuur 11.

Opmerking:

Door de verandering van het dwarsprofiel zijn bepaalde doorsnedes dikker geworden. Door deze verandering van doorsnedes veranderen het weerstandsmoment(W), het traagheidsmoment(I) en dus ook de momenten en inwendige krachten. De M-,D- en N-lijnen moeten opnieuw bepaald worden met het aangepaste dwarsprofiel waarna weer de rekenfases 1 t/m 3 doorlopen moeten worden met de nieuwe gegevens. Met de afstudeerbegeleiders is afgesproken dat dit iteratieve proces niet verder doorlopen wordt omdat steeds dezelfde berekeningen terugkomen, het veel tijd kost en voor het afstudeerwerk verder niet interessant is.

Bijlage 4

De schuin verdeelde belasting



$$q(x) = q \cdot \frac{x}{l}$$

$$q(x) = -\frac{d^2 M}{dx^2}$$

$$D = \frac{dM}{dx}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \frac{d^2 M}{dx^2} = -q \cdot \frac{x}{l} \\ \frac{dM}{dx} = -\frac{1}{2} q \cdot \frac{x^2}{l} + c_1 \\ M = -\frac{1}{6} q \cdot \frac{x^3}{l} + c_1 \cdot x + c_2 \end{array}$$

randvoorwaarden:

$$x=0 : M=0 \rightarrow c_2=0$$

$$x=l : D = \frac{1}{6} q \cdot l \rightarrow c_1 = \frac{1}{6} q \cdot l$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \underline{\underline{M = -\frac{1}{6} q \cdot \frac{x^3}{l} + \frac{1}{6} q \cdot l \cdot x}} \quad \text{I}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \\ \frac{dw}{dx} = -f \\ \chi = \frac{df}{dx} \end{array} \right\} \rightarrow \underline{\underline{\chi = \frac{M}{EI} = \frac{d^2 w}{dx^2}}} \quad \text{II}$$

$$\text{I} + \text{II} \rightarrow \begin{array}{l} \frac{d^2 w}{dx^2} = \left(\frac{q \cdot x^3}{6l} - \frac{q \cdot l \cdot x}{6} \right) / EI \\ \frac{dw}{dx} = \left(\frac{q x^4}{24l} - \frac{q l x^2}{12} \right) / EI + c_1 \\ w = \left(\frac{q x^5}{120 \cdot l} - \frac{q \cdot l \cdot x^3}{36} \right) / EI + c_1 \cdot x + c_2 \end{array}$$

randvoorwaarden:

$$x=0 : w=0 \rightarrow c_2=0$$

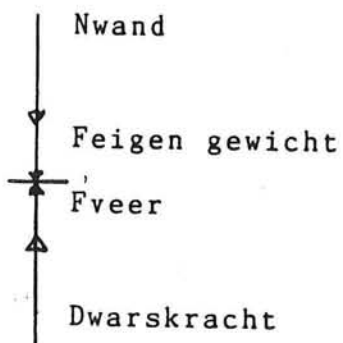
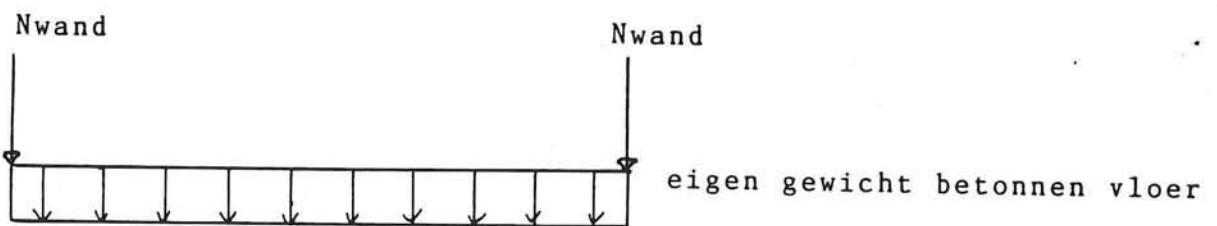
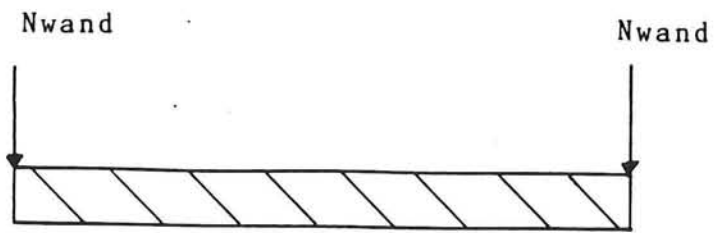
$$x = \frac{1}{3} l : f=0 \rightarrow f = \frac{dw}{dx} = \left(-\frac{1}{24} q \cdot \frac{l^3}{81} + \frac{1}{12} l \cdot q \cdot \frac{l^2}{9} \right) / EI + c_1$$

$$\rightarrow c_1 = \frac{17}{1944} \frac{q l^3}{EI}$$

$$w = \frac{q x^5}{120 \cdot l \cdot EI} - \frac{q \cdot l \cdot x^3}{36 \cdot EI} + \frac{17 \cdot q \cdot l^3 \cdot x}{1944 \cdot EI}$$

$$f = \left(\frac{q x^4}{24 \cdot l} + \frac{q l x^2}{12} \right) / EI - \frac{17}{1944} \frac{q l^3}{EI}$$

V



Evenwichtsvergelijking: $D + F_{veer} = N_{wand} + F_{e.g.}$

Bijlage 5

De verklaring van de schijnbaar foute aansluitvoorwaarden in het geval van de verende ondersteuning.

Bij de controle van de aansluitvoorwaarden voor de D- en N-lijn voor de verende ondersteuning (zie figuren 6), valt op dat de N die uit de wand komt niet gelijk is aan de D die in de vloer zit. De verklaring hiervoor is de verende ondersteuning. De verende ondersteuning wordt geschematiseerd door 11 veren die worden ingedrukt en ieder een reactiekracht F_{veer} geven. Op de linkerbladzijde is dit m.b.v. figuren weergegeven.

Uit de figuren is een evenwichtsvergelijking af te leiden.

Uitwerking hiervan voor dwarsprofiel 1 geeft:

$$N_{wand} = 2654 \text{ KN}$$

$$F_{e.g.} = (1.5 * 25) * (17/10) * (1/2) = 31.9 \text{ KN}$$

$$D = 2126 \text{ KN}$$

$$F_{veer} = c * u = 5E4 * 0.010 = 500 \text{ KN}$$

$$D + F_{veer} = N_{wand} + F_{e.g.}$$

$$2626 = 2683$$

De gemaakte fout ligt in de orde van 2%.

Uitwerking hiervan voor dwarsprofiel 2 in de onderhoekpunten geeft:

$$N_{wand} = 1985 \text{ KN}$$

$$F_{e.g.} = (1.5 * 25) * (12.95/10) * (1/2) = 24.3 \text{ KN}$$

$$D = 1825 \text{ KN}$$

$$F_{veer} = c * u = 5E4 * 0.035 = 175 \text{ KN}$$

$$D + F_{veer} = N_{wand} + F_{e.g.}$$

$$2000 = 2009,3$$

De gemaakte fout ligt in de orde van 0.5%

Uitwerking hiervan voor dwarsprofiel 2 in het middenpunt van de vloer geeft:

$$N_{wand} = 4130 \text{ KN}$$

$$F_{e.g.} = (1.5 * 25) * (12.95/10) = 48.6 \text{ KN}$$

$$D = 3426 \text{ KN}$$

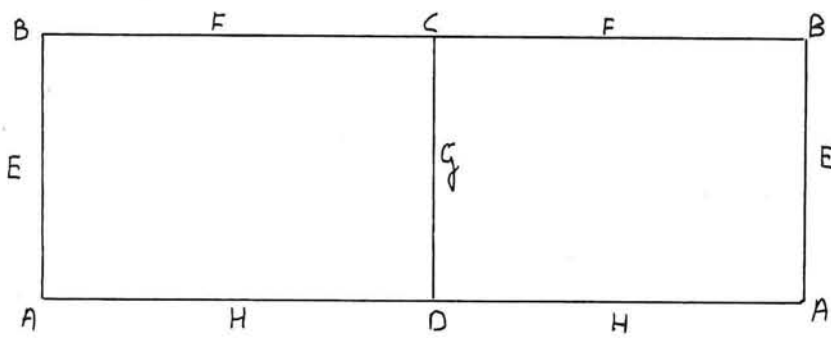
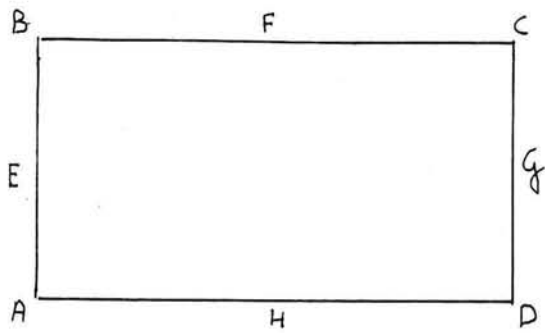
$$F_{veer} = c * u = 5E4 * 0.015 = 750 \text{ KN}$$

$$D + F_{veer} = N_{wand} + F_{e.g.}$$

$$4176 = 4178.6$$

De gemaakte fout ligt in de orde van 0.05%

Het raamwerkprogramma van Witteveen & Bos berekent via een iteratieve weg de resultaten. Het programma stopt als er aan een bepaalde nauwkeurigheid is voldaan. De gevonden verschillen in de bovenstaande berekeningen zijn hieraan te wijten.



Bijlage 6

De berekende wapeningshoeveelheden.

De resultaten van de betonberekeningen die in de bundel "Handberekeningen rekenfase 2" zijn gegeven, bestaan o.a. uit de berekende wapeningshoeveelheden. Deze wapeningshoeveelheden zijn in deze bijlage weergegeven voor de beide profielen.

De berekende wapeningshoeveelheden van profiel 1

De wand

Bovenhoekpunt B toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\varnothing 25$, h.o.h. 70mm, As= 14028mm².

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 25$, h.o.h. 170mm, As= 2891mm².

Veldpunt E toegepast:

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 25$, h.o.h. 170mm, As= 2891mm².

Het dak

Bovenhoekpunten B en C toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\varnothing 25$, h.o.h. 70mm, As= 14028mm².

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 25$, h.o.h. 170mm, As= 2891mm².

Veldpunt F toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\varnothing 25$, h.o.h. 60mm, As= 12272mm².

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 25$, h.o.h. 200mm, As= 2454mm².

De vloer

Onderhoekpunten D en A toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\varnothing 25$, h.o.h. 90mm, As= 10908mm².

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 20$, h.o.h. 140mm, As= 2246mm².

Veldpunt F toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\varnothing 25$, h.o.h. 100mm, As= 9818mm².

verdeelwapening: 1 laag $\varnothing 20$, h.o.h. 160mm, As= 1964mm².

De berekende wapeningshoeveelheden van profiel 2

De wand

Bovenhoekpunt B toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 100mm, $A_s = 9818\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 20$, h.o.h. 160mm, $A_s = 1964\text{mm}^2$.

Veldpunt E toegepast:

hoofdwapening : 1 laag $\emptyset 20$, h.o.h. 90mm, $A_s = 3490\text{mm}^2$

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 12$, h.o.h. 160mm, $A_s = 707\text{mm}^2$.

Bovenhoekpunt C toegepast bovenin de betondoorsnede:

hoofdwapening: 1 laag $\emptyset 25$, h.o.h. 90mm, $A_s = 5454\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 16$, h.o.h. 190mm, $A_s = 1058\text{mm}^2$.

Bovenhoekpunt C toegepast onderin de betondoorsnede:

hoofdwapening: 1 laag $\emptyset 25$, h.o.h. 90mm, $A_s = 5454\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 16$, h.o.h. 190mm, $A_s = 1058\text{mm}^2$

Het dak

Bovenhoekpunt B toegepast bovenin de betondoorsnede:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 110mm, $A_s = 5718\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 16$, h.o.h. 170mm, $A_s = 1182\text{mm}^2$.

Bovenhoekpunt B toegepast onderin de betondoorsnede:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 110mm, $A_s = 5718\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 16$, h.o.h. 170mm, $A_s = 1182\text{mm}^2$

Veldpunt F toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 150mm, $A_s = 6548\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 16$, h.o.h. 140mm, $A_s = 1436\text{mm}^2$.

Bovenhoekpunt C toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 80mm, $A_s = 12272\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 25$, h.o.h. 190mm, $A_s = 2587\text{mm}^2$.

De vloer

Onderhoekpunt A toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 100mm, $A_s = 9818\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 20$, h.o.h. 160mm, $A_s = 1964\text{mm}^2$.

Veldpunt H toegepast:

hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 130mm, $A_s = 7560\text{mm}^2$.

verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 20$, h.o.h. 190mm, $A_s = 1656\text{mm}^2$.

Onderhoekpunt D toegepast onderin de betondoorsnede:
hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 25$, h.o.h. 90mm, $A_s = 10908\text{mm}^2$.
verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 20$, h.o.h. 140mm, $A_s = 2246\text{mm}^2$.
Onderhoekpunt D toegepast bovenin de betondoorsnede:
hoofdwapening: 2 lagen $\emptyset 16$, h.o.h. 160mm, $A_s = 1257\text{mm}^2$.
verdeelwapening: 1 laag $\emptyset 8$, h.o.h. 200mm, $A_s = 251\text{mm}^2$.

Opmerking

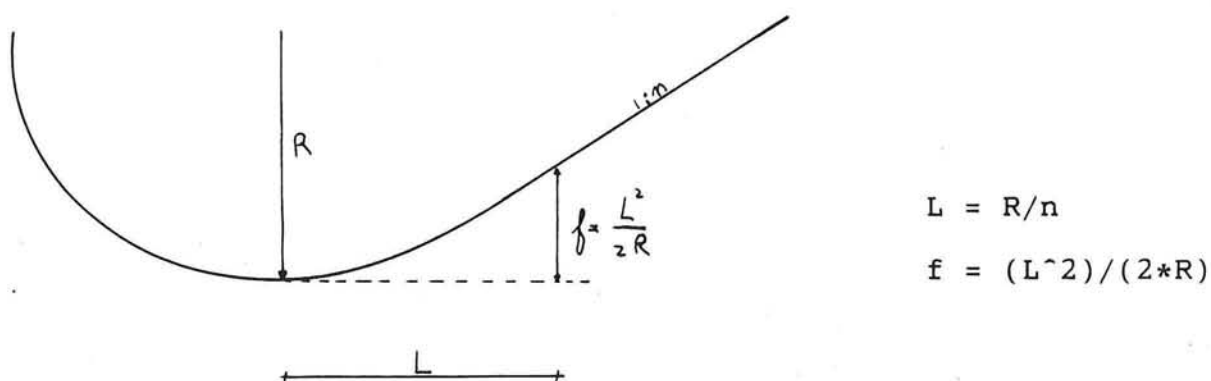
Bij het interpreteren van de wapeningspercentages moet bedacht worden dat deze bepaald zijn voor de momenten in de neutrale lijn van de constructie. Er kan echter worden gerekend met kleinere momenten waardoor de berekende wapeningspercentages reduceren.

Bijlage 7

De benodigde formule en de verklaring van de afstanden in het langsprofiel van de HSL

De formule

De formule voor afstanden die ontstaan door boogstralen in het hoogteverloop van een spoorbaan luidt als volgt:



M.b.v. de formule wordt de hoogte f gevonden die nodig is om de gewenste helling $1:n$ te krijgen voor een bepaalde boogstraal R . Hieronder is dit uitgewerkt voor de HSL-tunnel.

$R_{top} = 16000$	
$n = 40$	\longrightarrow
$f = (L^2) / (2 \cdot R_{top})$	$L_{top} = 400$ meter $f_{top} = 5$ meter
$R_{dal} = 16011.5$	
$n = 40$	\longrightarrow
$f = (L^2) / (2 \cdot R_{dal})$	$L_{dal} = 400.3$ meter $f_{dal} = 5.0036$ meter

Hieruit blijkt dat het verschil tussen de boogstraal en de hoogte f voor het dak en de vloer van de tunnel verwaarloosbaar klein is. Er is gekozen voor L_{dal} en L_{top} 400 meter en voor f_{top} en f_{dal} 5 meter.

✓

De verklaring van de afmetingen van het lengteprofiel
(zie figuur 10a)

Er is gekozen om vanuit de diepe ligging van de HSL-tunnel onder het Hollands Diep zo snel mogelijk tot maaiveldhoogte te komen. Om dit bereiken moet de hoogteligging van het HSL-tunneldak voor de pier van de voorhaven van NAP -10 m naar NAP -7.5 m gaan.

De diepte van de voorhaven ligt namelijk op NAP -6.5 meter. De tunnel moet een gronddekking van 1 meter hebben zodat de maximale hoogteligging van het tunneldak onder de voorhaven op NAP -7.5 meter ligt.

In de oever loopt de hoogteligging van het tunneldak van NAP -7.5 m naar NAP -0.3 m. De overbrugging van de hoogteverschillen geschiedt met boogstralen van 16000 meter.

In de oever aan de Numansdorpse kant wordt het hoogteverschil in één keer overbrugd.

In figuur 10a is het langsprofiel van de HSL-kruising Hollands Diep weergegeven.

De lengtes die nodig zijn om de hoogteverschillen te overbruggen zijn:

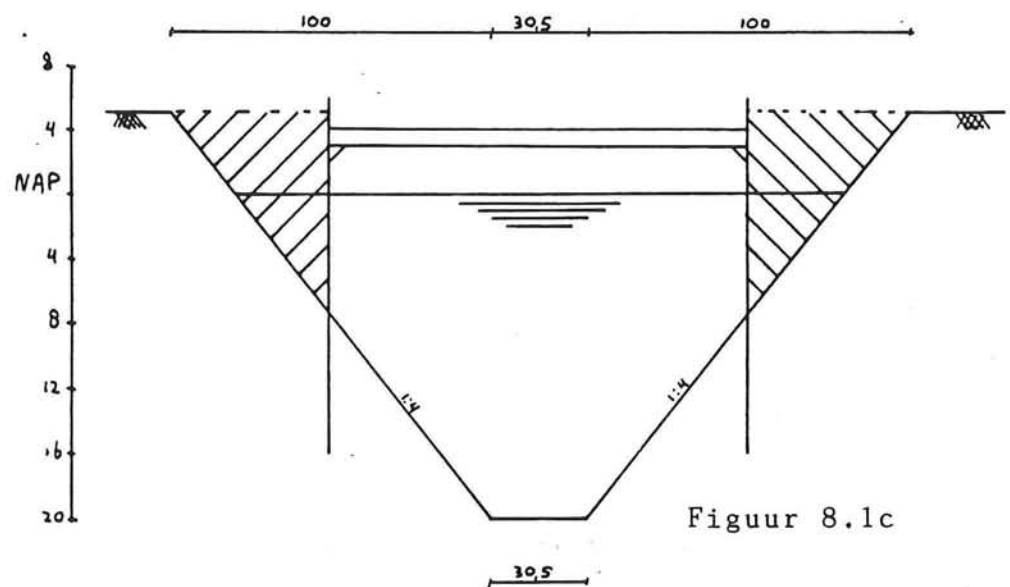
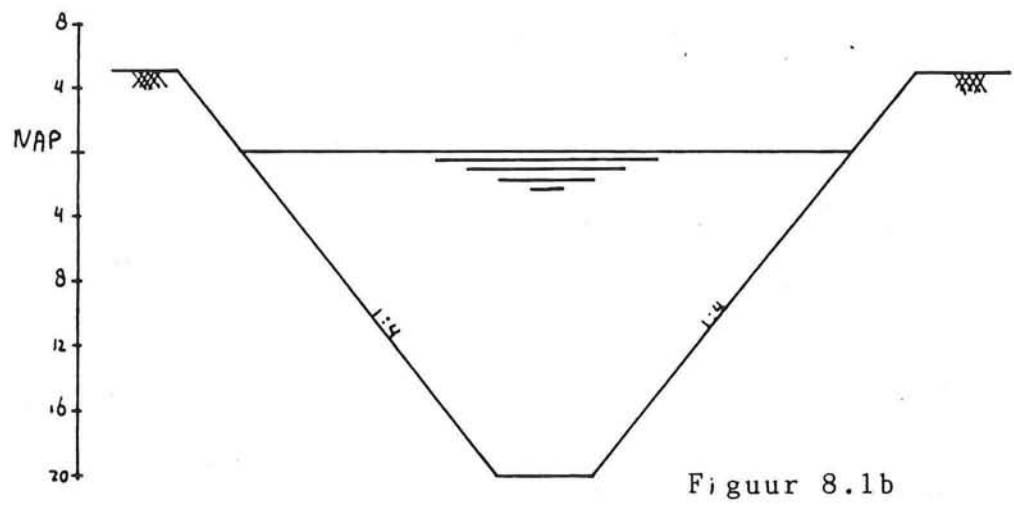
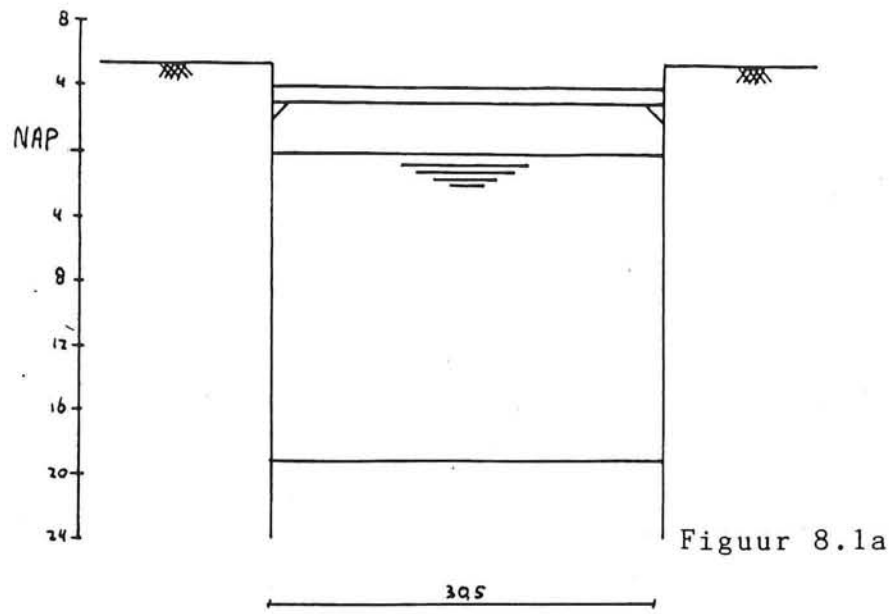
hoogteverschil	Ltop	Ldal	Ltussen	Ltot
van NAP -10 m naar NAP 0 m	400	400	0	800
van NAP -21.7 m naar NAP 0 m	400	400	468	1268
van NAP -7.5 m naar NAP +0.68 m	362	362	0	724
van NAP -19.2 m naar NAP -0.3	362	362	474	1189

Tabel B7 De overbruggingslengtes (in meters)

Controle :

$n = R/L = 16000/400 = 40 = 40$ dus helling voldoet.

$n = R/L = 16000/362 = 44 > 40$ dus helling voldoet.



Figuren 8.1 De uitvoeringsvarianten voor de zinksleuf.

Bijlage 8

De afweging van de uitvoering van de zinksleuf in de oever van Noord Brabant.

Voor de uitvoering van de zinksleuf voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant zijn verschillende uitvoeringsvarianten denkbaar.

Mogelijke uitvoeringsvarianten zijn:

- 1) uitvoering van de zinksleuf tussen damwanden;
- 2) uitvoering van de zinksleuf tussen aarden hellingen onder natuurlijk talud;
- 3) uitvoering van de zinksleuf volgens een combinatie van de varianten 1 en 2.

De varianten 1,2 en 3 zijn in de figuren 8.1a t/m 8.1c weergegeven.

De ruimte tussen de begrenzing van zinksleuf (damwand of grondtalud) en de zijkant van het afzinkelement wordt gesteld op minimaal 1.5 meter.

De minimale breedte is dus $27.4 + 2 \cdot 1.5 = 30.5$ meter.

Op het diepste punt van de tunnelling in de oever ziet de dwarsdoorsnede van de tunnel eruit zoals in figuren 8.1a t/m 8.1c voor de verschillende varianten is weergegeven.

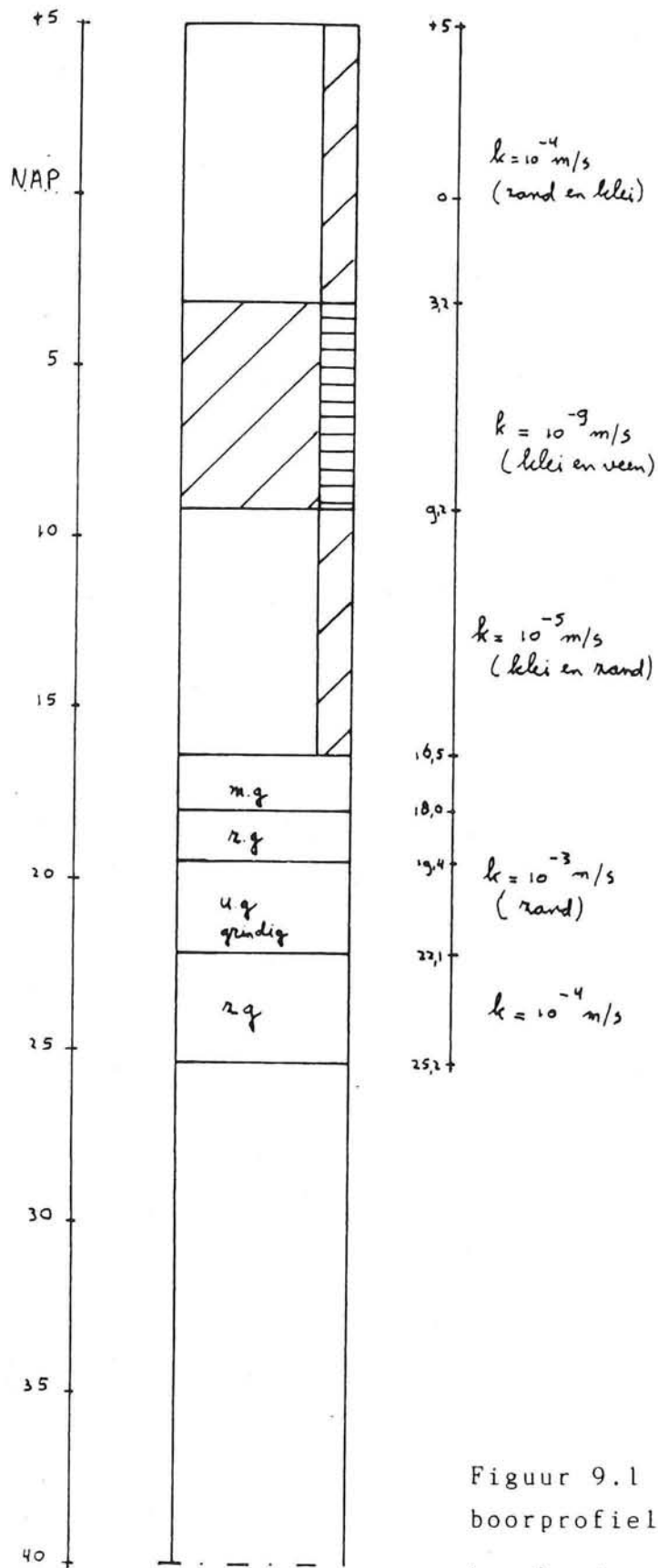
De zinksleufuitvoering volgens variant 2 is de simpelste en goedkoopste uitvoering. Er gaat bij deze variant echter veel bos verloren namelijk een strook van $230.5 + 10 = 240.5$ meter. (De extra 10 meter is nodig om langs de bouwputranden een strook te creëren van 5 meter breedte voor de aanleg van materiaal en materieel.)

De zinksleufuitvoering volgens variant 1 is de duurste uitvoering. Er gaat bij deze variant echter de minste hoeveelheid bos verloren namelijk een strook van $30.5 + 10 = 40.5$ meter.

De uiteindelijk gekozen oplossing zal waarschijnlijk variant 3 zijn. Deze variant biedt een compromisoplossing voor de varianten 1 en 2.

In deze eindrapportage wordt geen harde uitspraak gedaan over welke oplossing gekozen moet worden omdat de keuze gemaakt moet worden in een politieke discussie met enerzijds de bouwer die voor de goedkoopste maar meest milieu-belastende oplossing zal pleiten en anderzijds de gemeente en milieugroepen die het bosgebiedje zullen willen beschermen en dus voor variant 1 zullen pleiten.

Wel is in deze eindrapportage aangegeven wat technisch haalbaar is voor wat betreft toepassing van damwanden voor de zinksleuf.



Figuur 9.1 Het maatgevende boorprofiel voor de bemafingsberekening.

Bijlage 9

De verklaring waarom een open bouwput niet wenselijk is voor de bouw van de HSL in de oever van Noord-Brabant.

De diepteligging van de tunnelvloer op het moment dat de tunnel de voorhaven verlaat is $7.5 + 11.7 = 19.2$ meter onder NAP. Indien de afzinkmethode wordt aangesloten op een open bouwput in de oever moet de bodem van de open bouwput dus op NAP -19.2 meter liggen. In de open bouwput worden de in- en uitrit en de schuifdeurconstructie van de HSL-tunnel gebouwd. Over een lengte van 1230 meter stijgt de bouwputbodem van NAP -19.2 meter naar NAP -0.3 meter (de maaiveldhoogte). Voor de overgang van het afzinkgedeelte van de tunnel naar het open bouwputgedeelte moet een speciale aansluitconstructie worden aangebracht. Hierop wordt niet verder ingegaan omdat de bouwwijze van een open bouwput niet wordt gekozen.

De grondwaterstand staat boven de bouwputbodem. Om de bouwput droog te maken/houden moet er bemalen worden.

De capaciteit van de bemaling is afhankelijk van:

- de ligging van de grondwaterstand;
- de aanwezigheid van kwel in het te bemalen gebied;
- de diepteligging van de bouwputbodem;
- de doorlatendheid van de grondlagen.

De doorlatendheid van de grond is voor de bemalingsberekening bepaald m.b.v. de drie grondboringen van kaart 6. Uit deze drie boringen is het meest ongunstigste grondprofiel voor bemalen samengesteld (dus het profiel met de grootste doorlatendheid k). In figuur 9.1 is dit grondprofiel gegeven. De waarden van de doorlatendheidscoëfficiënt k zijn bepaald met de volgende tabel.

grondsoort	omschrijving v. doorlatendheid	k in (m/etm)	k (in m/sec)
zandig grind	groot	10-100	1.2 à 12E-4
grof zand	groot	2-100	2.3 à 1.2E-4
matig fijn zand	groot	1-2	1.2 à 2.3E-4
zeer fijn zand	matig	0.3-1	0.4 à 1.2E-4
silt	matig	E-2 à E-1	1.2E-7 à 1.2E-6
zandige klei	klein tot groot	E-4 à 1.0	1.2E-9 à 1.2E-7
zware klei	klein tot groot	< E-4	< E-9
veen	klein		

Tabel B9 De doorlatendheidcoëfficiënten voor verschillende grondsoorten.

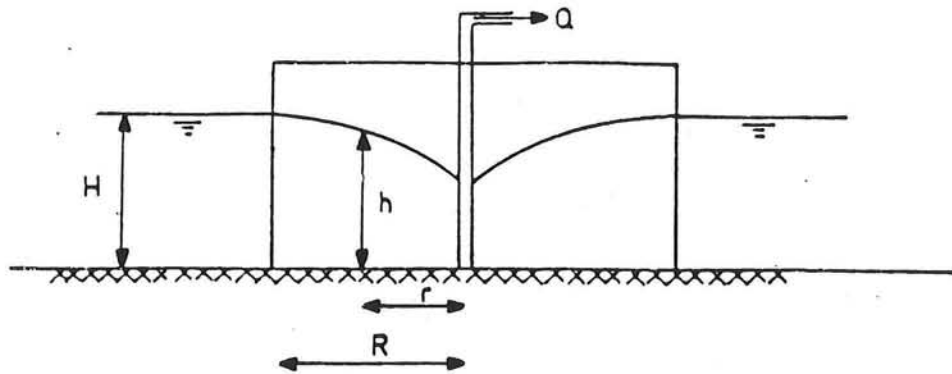
Om de exacte k-waarde te bepalen moet er ter plekke een pompproef worden uitgevoerd. Voor een haalbaarheidsonderzoek van de toepassing van een open bouwput met bemaling zijn de k-waarden van tabel B9 echter toereikend.

Voor de open bouwput in de oever bij Willemstad is een bemalingsberekening gemaakt.

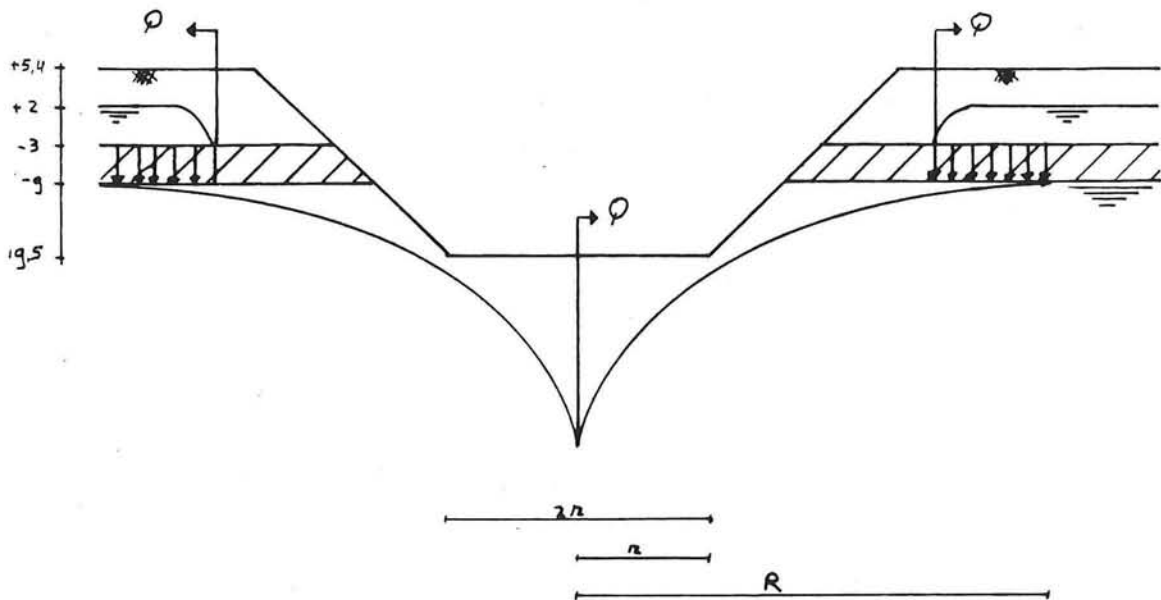
Bij deze berekening is er vanuit gegaan dat:

- de lengte van de bouwput 350 meter en de breedte 230 meter is. In deze bouwput wordt de schuifdeurconstructie en een deel van de in- en uitritten van de HSL-tunnel gebouwd;
- de ondoorlatende laag gevormd wordt door de laag van Tegelen die op NAP -50 meter ligt;
- de k-waarde voor de grondlagen gemiddeld 5E-3 m/s is;
- de waterdruk onder de ondoorlatende laag, die ligt tussen NAP -3.2 en NAP -9.2, een stijghoogte heeft van -1 meter t.o.v. NAP.

De berekening is gemaakt voor de maatgevende hoogteligging van de bouwputbodem van NAP -19.2 meter. Aangenomen is dat er tot NAP -20 meter moet worden bemalen om een droge werkbare bouwputbodem te krijgen.



Figuur 9.2a Schematisatie bemalingsberekening.



Figuur 19.2b Theoretische beschouwing met 1 pomp in het midden van de bouwput.

De formules voor de bemalingsberekening

Voor freatisch water geldt:

$$Q = k \cdot F \cdot (dh/dr)$$

voor een cirkelvormig eiland (zie figuur 9.2) geldt:

$$Q = k \cdot 2 \cdot n \cdot r \cdot h \cdot (dh/dr)$$

of anders geschreven:

$$2 \cdot h \cdot dh = Q \cdot r / (n \cdot k \cdot dr) + C$$

uitwerking van deze vergelijking geeft:

$$h^2 = Q \cdot \ln r / (n \cdot k) + C \quad (\text{vgl. 1.1})$$

voor $r = R$ geldt $h = H$ dus:

$$H^2 = Q \cdot \ln R / (n \cdot k) + C \quad (\text{vgl. 2})$$

uit de vergelijkingen 1 en 2 volgt:

$$H^2 - h^2 = -1 \cdot Q \cdot \ln(r/R) / (n \cdot k)$$

$$Q = n \cdot k \cdot (h^2 - H^2) / \ln(r/R) \quad (\text{vgl. 3})$$

Op de oever van Willemstad is er sprake van spanningswater. De ondoorlatende laag loopt ongeveer van NAP -3 t/m NAP -9 meter. Er wordt ontgraven t/m NAP -19.5 meter. Deze situatie is weergegeven in figuur 19.2b (op blz. A9). De toestand van spanningswater wordt door de ontgraving opgeheven en de bemalingshoeveelheid wordt bepaald door de formule voor freatisch water.

Tevens is er nog de invloed van het Hollands Diep als voedende grens. Er zal echter blijken dat de bemalingshoeveelheid zonder rekening te houden met de voedende grens al te groot is om een open bouwput met bemaling toe te passen.

Gegevens van de situatie op de oever van Willemstad:

$$k = 5E-3 \text{ m/sec.}$$

$$h = 20 \text{ meter}$$

$$H = 1 \text{ meter}$$

$$r = (230^2 + 350^2)^{0.5} = 419 \text{ meter}$$

(benadering volgens Sichardt)

$$R = 1.5 \cdot [(k \cdot H \cdot t) / p] \text{ met}$$

t = de duur van de bemaling in seconden

p = het effectief poriënvolume (ongeveer 0.25)
(de formule van Herth)

$$\ln(r/R) = -1.7$$

In figuur 9.2a is het theoretische geval van 1 pomp in het midden van de bouwput geschetst. In werkelijkheid wordt de bouwput bemalen door vele pompen die langs de randen van de bouwput staan opgesteld. Figuur 9.2b is geeft de theoretische opstelling weer die alleen dient om de bemalingsberekening inzichtelijk te maken.

Met de gegevens en vergelijking drie volgt dat het pompdebiet Q 3.687 m³/sec is, dit is $Q = 13272$ m³/uur.

Aangezien de ondoorlatende laag op grote diepte ligt (NAP -50m) stroomt er ook water uit diepere lagen naar de pomp toe. In de formules wordt er echter alleen met horizontale watertoestroming rekening gehouden. Het pompdebiet is echter groter.

Sichardt beveelt aan om het berekende debiet in zo'n geval te vergroten met 20%.

Het benodigde debiet wordt dan: $Q = 15927 \text{ m}^3/\text{uur}$.

Dit debiet kan niet door één pomp geleverd worden maar moet door meerdere pompen worden geleverd. Een normale pomp heeft een pompcapaciteit van 40 à 100 m³/uur. In dit geval moeten er dus minstens $15927/80 = 200$ pompen worden toegepast om de open bouwput droog te houden bij de genomen aannamen.

Er moet een putstelsel worden toegepast waar de pompen om de bouwput worden geplaatst.

Opmerking:

Bij deze bemalingsberekening is niet het aantal en de pompcapaciteit bepaald van de pompen die moeten voorkomen dat het grondwater boven de slecht doorlatende laag, tussen NAP - 3.2 en NAP -9.2, de open bouwput instroomt (zie figuur 9.2b).

Tevens zal er grondwater van boven de slecht doorlatende laag door de slecht doorlatende laag gaan als de grondwaterstand onder slecht doorlatende t.g.v. de bemaling zakt.

Dit "lekwater" vergroot het pompdebiet. In deze berekening is hiermee geen rekening gehouden.

Conclusie

Een vergunningverlening voor een bemalingscapaciteit van 16000 m³/uur zal zeer moeilijk of niet te verkrijgen zijn. Vandaag de dag worden vergunningverleningen voor grote bemalingen slechts moeizaam verkregen en ziet men liever andere oplossingen.

In dit geval zal de grondwaterstandverlaging tot vier kilometer in de omtrek van de bouwput merkbaar zijn indien er geen dure retourbemaling wordt toegepast. Voor het akkerbouwgebied heeft grondwaterstandverlaging grote invloed op de gewasopbrengst. De agrariërs zullen schadeloos gesteld moeten worden voor inkomstverliezen die het gevolg zijn van de waterstandverlaging.

De grondwaterstandverlaging heeft invloed op twee bosgebiedjes en kan zettingen van de veenlaag teweeg brengen.

Het grondwater dat wordt opgepompt is brak (zie kaart 7). Dit brakke grondwater kan niet op het oppervlakte water worden geloosd. Een oplossing is om dit brakke grondwater via retourbemaling weer terug te pompen of via een buis af te voeren naar het eveneens brakke water van de Volkerak.

Kortom het toepassen van een open bouwput met bemaling voor de bouw van de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is af te raden.

Bijlage 10

De opdrijfberekening van de slecht doorlatende laag

Onder de slechtdoorlatende laag heerst een opwaartse waterdruk die de laag omhoog wil drukken. Indien er grond boven de afsluitende laag wordt weggegraven neemt het neerwaarts gerichte grondgewicht af. Indien er teveel grond wordt weggegraven ontstaat het gevaar dat de opwaartse waterdruk groter wordt dan het neerwaarts gerichte grondgewicht waardoor de slechtdoorlatende laag opbarst.

Om opbarsten te voorkomen moet er dus genoeg grondgewicht aanwezig zijn om de opwaartse waterdruk te compenseren. Voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant is m.b.v. boorprofiel 5b (zie kaart 6) onderstaande opdrijfberekening gemaakt.

Gegevens

- opwaartse waterdruk onder afsluitende laag: 90.5 KN/m;
- veiligheidsfactor: 1.1;
- boorprofiel 5b.

(veiligheidsfactor*waterdruk) = (gewicht van bovenliggende
grondlagen)

$$1.1*90.5 = 0.4*10(\text{veen}) + 4.1*18(\text{klei}) + 0.5*10(\text{veen}) + X*18(\text{klei})$$

hieruit volgt: $X = 0.5$ meter.

De maximale ontgravingsdiepte waarbij opbarsten van de afsluitende laag niet optreedt is:

$$\text{NAP } [-9.05 + (0.4 + 4.1 + 0.5 + 0.5)] = \text{NAP } -3.55 \text{ meter.}$$

Deze ontgravingsdiepte geldt echter voor het geval boorprofiel 5b representatief is voor de bodemopbouw. Er moet van worden uitgegaan dat de ligging van de onderkant van de slechtdoorlatende laag niet overal in het HSL-tracé op NAP -9.05 meter ligt. Aangenomen wordt dat deze ligging ongeveer 0.5 meter kan variëren.

Conclusie:

De maximale ontgravingsdiepte waarbij de kans klein genoeg is dat de afsluitende laag niet opbarst ligt op NAP -3 meter.

Bijlage 11

De beschouwing voor de toepassing van de vliesmethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant

Algemeen

In deze bijlage wordt de toepasbaarheid van de vliesmethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant afgewogen.

De bepaling van de aanlegdiepte van het vlies

Aannamen:

- gemiddelde grondgewicht is 19 KN/m³;
- veiligheidsfactor tegen opdrijven is 1.1.

Formule:

$$X \cdot 19 = 1.1 \cdot (D + X) \cdot 10 \text{ met}$$

X = de benodigde ballastlaag op het vlies om opdrijven van het vlies te voorkomen;

D = de benodigde ontgravingsdiepte voor de bouwputbodan t.o.v. NAP.

Voor verschillende ontgravingsdiepten is de benodigde ballastlaag, de aanlegdiepte van het vlies en de breedte van de bouwput bepaald. In onderstaande tabel zijn de resultaten gegeven.

D t.o.v. NAP	X (in m)	aanlegdiepte t.o.v. NAP	bouwputbreedte (in m)
11	15.13	-26.12	B + 209
10	13.75	-24.75	B + 198
8	11	-19	B + 152
6	8.25	-14.25	B + 114
4	5.5	- 9.5	B + 76
2	2.75	- 4.75	B + 38
1	1.38	- 2.38	B + 19

Tabel B11 Afwegingsvariabelen voor toepassing van de vliesmethode.

Opmerkingen:

- B in de tabel is de afstand tussen de grondtaluds op de bodem van de bouwput (D). Deze is maximaal 30 meter;
- Bij de berekening van de breedte is uitgegaan van taluds met een helling van 1:4.
- op het moment dat de HSL-tunnel in een open bak ligt kan de breedte van de tunnel worden verkleind omdat niet meer aan de

luchtdrukkeis hoeft te worden voldaan. Er kan dan volstaan worden met een bakbreedte van ongeveer 20 meter.
(14m voor dwarsprofiel van spoorbaan + 2*1.5m voor de dikte van de wanden van de bakconstructie + 2*1.5m voor bekistings- en werkruimte)

Uit de tabel blijkt dat indien direct na het zinkgedeelte een vliesconstructie wordt toegepast dat de aanlegdiepte van het vlies erg groot is, 26.17 meter. Tevens is zo'n directe overgang moeilijk uitvoerbaar omdat er een waterdichte aansluiting van het vlies op het afzinkgedeelte moet komen. Deze aansluiting kan moeilijk onder water gerealiseerd worden. Er is een overgangsgedeelte nodig in de vorm van een droge bouwput waarin de aansluiting van het vlies op de betonconstructie kan worden gemaakt.
Vanaf D is NAP -6 meter krijgt het vlies een redelijk haalbare aanlegdiepte.

Conclusie

De toepassing van de vliesmethode voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant wordt aantrekkelijk vanaf een hoogteligging van de bouwputbodem op NAP -6 meter.

Bijlage 12

De verklaring waarom achterloop- en onderloopschermen voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant niet nodig zijn.

Indien een betonnen constructie ondergronds een waterkering kruist bestaat het gevaar voor het optreden van piping.

Voor de berekening van het verschijnsel piping staan twee berekeningsmethoden ter beschikking namelijk:

- de methode Blight;
- de methode Lane.

Deze methoden geven voor de grenstoestand van piping een vereenvoudigd rekenmodel die een relatie legt tussen de kwelweglengte L, het verval H over de kering en een coëfficiënt C die de grondeigenschappen weergeeft.

De methode Lane stelt dat de verticaal opgestelde constructie delen meer weerstand bieden tegen stroming dan de horizontaal geplaatste delen. Hellingen groter dan 45 graden worden verticaal geacht en hellingen kleiner dan 45 graden horizontaal. De verdiscontering van deze mindere weerstand van horizontaal geplaatste delen vindt plaats door ze te reduceren met een factor 1/3.

De methode Blight maakt geen onderscheid tussen horizontaal en verticaal geplaatste delen in de kwelweg maar neemt wel een veiligheidsfactor van 1.5 in acht.

De methode Lane geeft betere resultaten dan de methode Blight. Uit de praktijk blijkt dat de methode Blight te een negatieve voorstelling van zaken biedt.

Er is gekozen om met de methode van Lane het onderzoek naar pipinggevaar te doen.

Voor de oever van Noord-Brabant is in figuur 12.1 het geval van een noodtoestand weergegeven waar de waterstand van het Hollands Diep is opgelopen tot iets meer dan NAP +5 meter. M.b.v. de formule van Lane is de noodzaak van het verlengen van de kwelweg m.b.v. een langs- en onderloopscherm bekeken.

De formule van Lane luidt:

$C_b > C \cdot 1.5$ met

$$C_b = \frac{(\text{sommatie van } L_{\text{vert.}}) + (\text{sommatie van } L_{\text{hor.}})}{H}$$

Gegevens:

H = 6 meter

L = 300 meter

C = 6 (de waarde voor middelfijn zand)

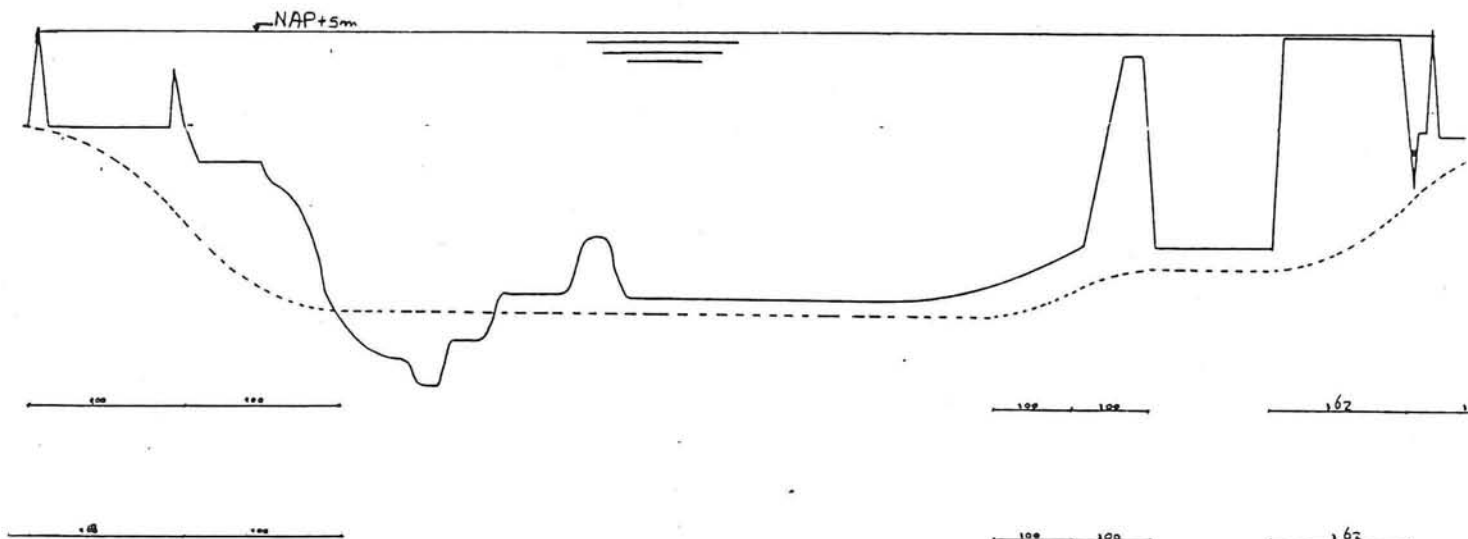
Uitwerking geeft:

$300/6 > 1.5 \cdot 6$

$50 > 9$

Conclusie:

Piping is geen probleem voor de HSL-tunnel in oever van Noord-Brabant. Het is niet nodig om kwelschermen onder en naast de HSL-tunnel te plaatsen.



figuur 13.1

Bijlage 13

De overgangsconstructies tussen de verschillende tunneldelen

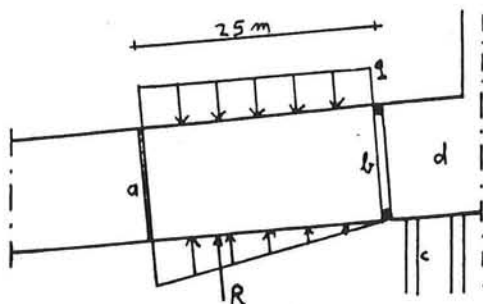
A) De constructie voor de overgang van de afzinkmethode naar een bouwput met damwanden in combinatie met onderwaterbeton en trekpalen

Voor de overgang van afzinkmethode naar de droge bouwput dient er een speciaal overgangsgedeelte te worden gemaakt. Dit overgangsdeel ziet er globaal uit zoals in figuur 13.1 is weergegeven. Tegen dit overgangsdeel wordt het eerste zinkelement afgezonken. Het overgangsdeel moet in staat zijn de horizontale gerichte waterdrukkracht op te nemen waarmee het afzinkelement tegen het overgangsdeel wordt gedrukt. Deze krachtopname van de afzinkkracht geschiedt door de wandwrijving.

Het tunnelgedeelte dat in de bouwput met owb met trekpalen wordt gemaakt is minder gevoelig voor zettingen dan het tunnelgedeelte dat met de afzinkmethode tot stand is gekomen. Om ongewenste spanningen en scheurvorming te voorkomen t.g.v. zettingsverschillen zijn de afzinkelementen om de 25 à 30 meter voorzien van dilatatievoegen.

Het principe om zettingsverschillen tussen het eerste afzinkelement en de bouwput op te vangen is in figuur 22a weergegeven.

- het afzinkelement wordt m.b.v. een Gina-profiel tegen het overgangsstuk aangezonken. Door de horizontale waterdruk wordt een waterdichte aansluiting gekregen;
- verticale verplaatsing van het zinkelement t.o.v. het overgangsgedeelte wordt voorkomen door het plaatsen van een deugel in de vloer;
- indien er zetting optreedt neemt de gronddruk onder het zinkstuk toe zoals in figuur X is weergegeven.
- de kracht die de deugel moet opnemen is dan:
 $(25*q)*12.5 = 2/3*25*R$
hieruit volgt dat:
 $R = 18.75*q$
 $D = (25-18.75)*q = 6.25*q$



- a= dilatatievoeg van afzinkgedeelte.
- b= zinkvoeg met Ginaprofiel.
- c= trekpaal.
- d= bouwputgedeelte in de oever.

Figuur 13.1 Het gronddrukverloop.

B) de overgang van de betonconstructie van de HSL-tunnel naar de ligging van de HSL op maaiveld

Deze overgang is evenals de overgang van de afzinkmethode naar de droge bouwputmethode een overgang van een minder zettingsgevoelig naar een meer zettingsgevoelig tunnelgedeelte. Om eventuele zettingsverschillen tegen te gaan kan het principe van stootplaten worden gebruikt zoals dat voor autoverkeertunnels toegepast. In figuur 22b is dit principe weergegeven. De overgang van de betonconstructie naar maaiveld vindt voor auto-verkeertunnels minimaal 1 meter boven de hoogste grondwater-stand plaats i.v.m. opvriesverschijnselen. Bij treintunnels bestaat de spoorbaan uit een doorlatend flexibel ballastbed met dwarsliggers waarop de spoorstaven liggen. Opvriesverschijnselen hebben hier waarschijnlijk een kleinere invloed.

Onbekend is wat de eisen van NS zijn t.a.v. deze overgang. Nader onderzoek dient er nog op dit punt te geschieden.

Bijlage 14

De methode BLUM en de dimensionering van de damwanden van de bouwput na de afzinkmethode

De methode Blum

De methode Blum gaat uit van een volledige inklemming aan de onderzijde van de damwand.

In figuur 14.1 is R de resultante van de passieve gronddrukken. Deze wordt zodanig gekozen dat $M_{pos.} = M_{neg.}$. De damwanden kunnen op deze manier lichter worden uitgevoerd. De inheidiepte zal echter iets groter zijn. Om R tot ontwikkeling te brengen wordt de berekende inheidiepte met 20% vergroot.

Voor de berekening van de damwanden is een computerprogramma gebruikt dat gebaseerd is op de methode Blum. Met dit computerprogramma is de inheidiepte, het maximale moment en de stempel/ankerkracht bepaald. Met behulp van tabellen voor damwandprofielen zijn de damwandprofielen bepaald. Hierbij is voor de bepaling van het weerstandsmoment een veiligheidsfactor van 1.5 gebruikt.

De gebruikte formule voor de bepaling van het weerstandsmoment luidt:

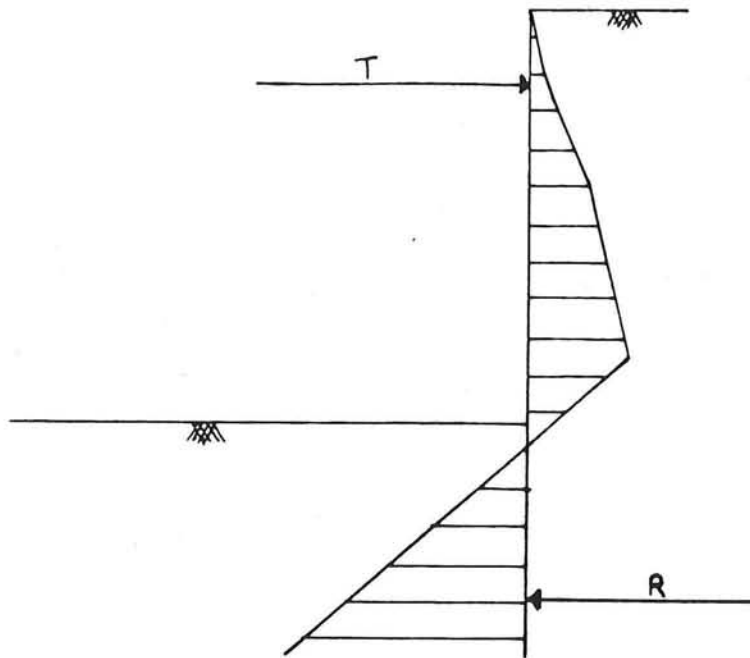
$W = (y \cdot M_{max}) / t_v$ met
y = veiligheidsfactor;
 t_v = toelaatbare vloeispanning;
 M_{max} = maximaal berekende moment.

Met behulp van het weerstandsmoment kan in tabellen een passend damwandprofiel worden bepaald.

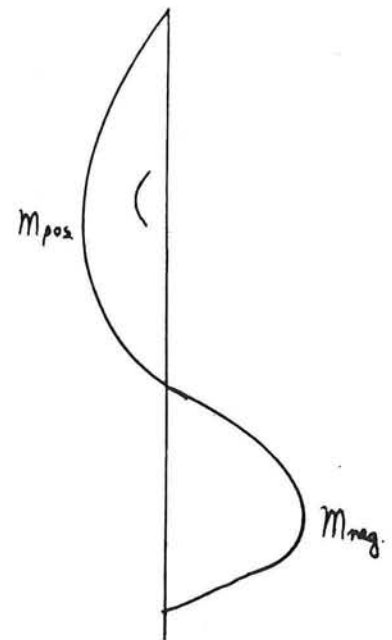
De dimensionering van de damwanden van de bouwput na de afzinkmethode

De bodem van de bouwput na de afzinkmethode ligt op een diepte van NAP -13 meter. Om aansluiting met de afzinkdiepte van NAP -11 meter te hebben moet de bodem van de bouwput op NAP -13 meter liggen i.v.m. de dikte van 2 meter van de owb-vloer. De hoogte van de HSL-tunnel is 11.7 meter. Dit betekent dat de tunnel boven maaiveld uitsteekt.

Zoals uit bijlage 17 blijkt heeft de stempelwerking van de owb-vloer een grote invloed op het momentenverloop in de damwand. Deze invloed van de owb-vloer is in de damwandberekening met een benaderingsmethode in rekening gebracht.



Figuur 14.1a De schematisatie van de methode Blum met T =ankerkracht en R = de resultant van de passieve gronddrukken.



Figuur 14.1b Het momentverloop in de damwand.

De benaderingsmethode verloopt als volgt:

- 1) m.b.v. de methode Blum wordt de M-lijn bepaald voor het belastingsgeval waarbij er nog water in de bouwput staat (dit betekent dat alleen de korreldrukken in rekening worden gebracht).
- 2) de M-lijn wordt bepaald voor het belastingsgeval waarbij de bouwput is leeggepompt (dit betekent dat alleen de waterdrukken in rekening worden gebracht). Aangenomen wordt dat de damwand is ingeklemd ter hoogte van de bouwputbodem.
- 3) de M-lijn wordt bepaald voor het geval slechts 2/3 deel van het moment ter plaatse van de inklemming in rekening wordt gebracht. (Aangezien de aangenomen inklemming bij stap 2 geen absolute inklemming is wordt slechts 2/3 deel van het moment ter plaatse van de inklemming in rekening gebracht).
- 4) De M-lijnen uit de stappen 1 en 3 worden gesommeerd. M.b.v. de verkregen M-lijn kan er een keuze worden gemaakt van het damwandprofiel.

Bij de berekeningen wordt uitgegaan van het meest ongunstige samengestelde boorprofiel uit de boorprofielen 1B en 5B van kaart 6.

Uitwerking

Uit de berekeningen blijkt dat de ankerkracht te groot is om met ankers op te nemen (zie ook bijlage 19). Er zullen stempels moeten worden toegepast.

Het tunneldak ligt echter NAP $(-11 + 11.7 - 1.5) = \text{NAP } +0.2$ meter boven maaiveld. Om stempels te kunnen toe passen moeten de damwanden worden verlengd tot boven maaiveldniveau.

Dit houdt in dat er zwaardere damwandprofielen moeten worden toegepast omdat de afstand tussen de oplegpunten van de damwand, de owb-vloer en de stempels, toeneemt en dus ook de momenten in de damwand.

M.b.v. de bovenbeschreven benaderingsmethode is een nieuwe berekening gemaakt voor een damwand die 1 meter boven het maaiveld uitsteekt.

De resultaten van deze berekening zijn:

- benodigde inheidiepte 19.9 meter;
- maximum moment 2384 KNm;
- ankerkracht 393 KN per meter damwand.

Het benodigde weerstandsmoment van de damwand volgt uit:

$W = y \cdot M / t_v$ met

W = het weerstandsmoment;

y = de veiligheidsfactor (voor staal $y=1.5$);

t_v = de vloeispanning van het staal (voor Fe360 $t_v=240\text{N/mm}^2$).

Het benodigde weerstandsmoment is dus 14900 E3 mm³. Uit tabellen met damwandprofielen kan nu een bijpassend damwandprofiel worden gekozen. Gekozen is voor een combiwand met een buisprofiel van D= 914.4 mm en een t=9 mm.

Bijlage 15

De afwegingen van de keuze voor het paaltype voor de trekpalen van het owb

Algemeen

Voor het opnemen van opwaartse krachten op constructies die zich geheel of gedeeltelijk onder de grondwaterspiegel bevinden worden in Nederland als regel trekpalen gebruikt. Er zijn vele soorten paaltypen die als trekpaal kunnen worden toegepast.

Enkele paaltypen zijn:

- geprefabriceerde betonpalen;
- stalen palen;
- Vibro palen;
- MV palen;
- houten palen;
- andere paaltypen.

De uitvoeringswijze en de vorm van de paal hebben een grote invloed op de bezwijkbelasting van de trekpaal.

De berekeningswijze voor trekpalen

Voor de berekening van de trekpalen wordt ervan uitgegaan dat de trekpaal de trekkracht alleen ontleent aan de zandlagen voor de Nederlandse grondgesteldheid.

Voor de berekening van trekpalen zijn twee verschillende rekenmethodes beschikbaar.

rekenmethode 1

De berekening van de trekpaal met deze methode geschiedt op grond van de kleefmantelresultaten (formule van Begeman).

rekenmethode 2

De berekening van de trekpaal met deze methode geschiedt met gebruikmaking van de wrijvingseigenschappen van de grond.

In de praktijk wordt het resultaat van de methode toegepast die de ongunstigste resultaten geeft.

Keuze paaltype

Uit rekenmethode 1 volgt dat het grensdragkrachtvermogen voor

de verschillende paaltypen zeer verschillend is.

De formule (formule van Begeman) voor rekenmethode 1 luidt:

$$T = O \cdot (V_1 + a \cdot V_2 + V_3) \cdot f \text{ met}$$

T = de grensdragkracht van de paal;

O = de omtrek van de paaldoorsnede;

V1 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de bovenste 25% van de paallengte;

V2 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de middelste 50% van de paallengte;

V3 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de onderste 25% van de paallengte;

a = een reductiefactor waarvan de grootte afhankelijk is van eventuele belastingwisselingen. Voor uitsluitend trek geldt $a = 0.9$;

f = de paalvormfactor.

De paalvormfactor loopt zeer uiteen voor de verschillende paaltype. Paalvormfactoren in zand voor plaatselijke kleefwaarden uit sonderingen met een elektrische cilindrische kleefmantel zijn in de onderstaande tabel gegeven.

paaltype	paalvormfactor
geprefabriceerde betonpalen:	
- stompe punt	0.54
- scherpe punt	0.99
stalen palen:	
- gesloten kokerprofielen met stompe punt	0.54
- gesloten kokerprofielen met scherpe punt	0.99
- open kokerprofielen	0.63
- H-profielen	0.63
Vibro palen	1.80
MV palen	1.71

Tabel B15 Paalvormfactoren voor verschillende paaltypen in zand voor kleefwaarden uit sonderingen bepaald met een elektrische cilindrische kleefmantel.

De paalvormfactor heeft een grote invloed op het grensdragkrachtvermogen T van de trekpaal.

Een grote grensdragkracht van de paal is gunstig t.a.v.

het aantal toe te passen palen. Hierbij dient wel rekening te worden gehouden dat de dwarskracht die de trekpaal in de owb-vloer brengt niet de maximaal toegestane schuifspanning overschrijdt. Tevens dient te worden gecontroleerd of het maximale moment dat de vloer kan opnemen niet wordt overschreden.

Het ligt voor de hand om een paaltype te kiezen met een zo gunstig mogelijke (lees zo groot mogelijke) paalvormfactor. Uit de tabel blijkt dat Vibro- of MV palen de meest geschikte palen zijn om trek op te nemen.

Conclusie

Er wordt gekozen om Vibro of MV palen toe te passen.

Beschrijving Vibropaal en Parera trekpaal

Algemeen

De Vibropaal en de Parerapaal zijn in de grond gevormde betonnen trekpalen. Beide systemen vertonen veel overeenkomst. Een belangrijk verschil is de wijze van trekken. Bij Parerapalen gebeurt dit d.m.v. trillen, bij Vibropalen door met een heiblok op en neer te slaan. Er kunnen hogere trekkrachten op worden toegelaten dan op geprefabriceerde betonpalen.

Uitvoering van Vibro trekpalen en Parera trekpalen

De uitvoering van Vibro trekpalen

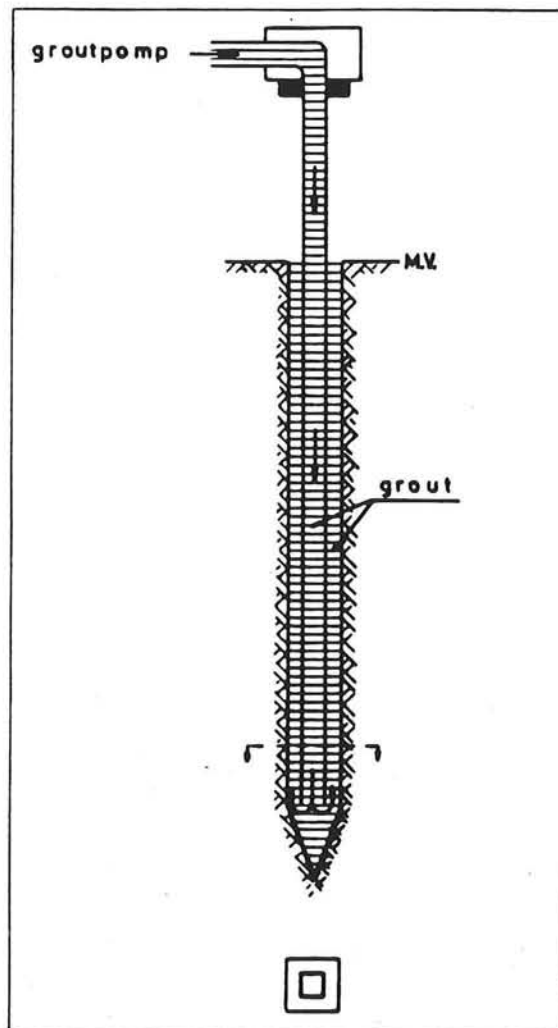
- 1) Een stalen buis, van onderen afgesloten door een losse punt, wordt m.b.v. een speciale Vibro-heistelling de grond ingeslagen.
- 2) Nadat onderzocht is of de buis is droog gebleven, kan de paal worden gemaakt.
- 3) In de buis wordt een dywidag-staaf met een plastische omhulling om te kunnen vervormen tijdens het spannen en eventueel een gelaste wapeningskorf gehangen.
- 4) De buis wordt volgestort met plastisch beton. Om voldoende weerstand tegen de gronddruk te hebben, wordt gezorgd dat de buis tot maaiveldhoogte gevuld blijft.
- 5) Nadat de buis d.m.v. twee rekramen met het heiblok is verbonden, wordt deze onder een snelle opeenvolging van op- en neerwaartse slagen van het blok schoksgewijs getrokken. Het beton komt in trilling en wordt verdicht. Bij de neerwaartse slagen zakt de verbrede onderrand van de buis iets en drukt het beton tegen de omringende grond, waardoor er een gegolfd paaloppervlak wordt gevormd. Door deze wijze van werken is de buitenste betonschil het meest verdicht.
- 6) De paalschoen blijft na het trekken in de grond achter.
- 7) De Diwidagstaaf wordt afgespannen.

De uitvoering van Parera trekpalen

De uitvoering van de Parera trekpalen is identiek aan de uitvoering van de Vibro trekpalen op de punten 2 en 5 na.

Punt 2: de Parera trekpaal wordt met een dieselmotor de grond ingeslagen.

Punt 5: de stalen buis wordt continu trillend getrokken m.b.v. van een trilapparaat.



Figuur 15.1 Het fabricageprincipe van de MV-paal.

Beschrijving van MV-paal

In figuur 15.1 is het fabricageprincipe van de MV-paal weergegeven. De MV-paal bestaat uit een geprefabriceerde stalen gedeelte dat samengesteld is uit een holle schacht en een daarmee verbonden stalen punt met een aanmerkelijk grotere doorsnede dan de schacht. Voor de vorm van het geprefabriceerde stalen gedeelte is de heiveerstand gering. Door toevoeging van cementspecie via de holle stalen schacht wordt het in de grond gemaakte gat tijdens het inheien van onderen steeds opgevuld. Hierdoor ontstaat na verharding van de cementspecie een paal waarvan de schacht goed aansluit met de grond. De paal heeft een spitse puntvorm voor het verkrijgen van een optimale zijdelingse verdringing van de grond bij het inheien. Hierdoor wordt de horizontale spanning in de grond sterk opgevoerd. Een deel van het zo verkregen opspanningseffect blijft behouden door de hydrostatische druk in de cementspecie.

De dichtheid van de cementspecie is van belang voor de mate waarin de spanningsverhoging behouden blijft.

De samenstelling van de cementspecie is van belang om een stabiele specie te verkrijgen omdat anders door bleeding een verslechtering van het contact paal/grond zal optreden. In dit verband worden er vaak zwelmiddelen toegepast.

Beschrijving ander paaltypen

Beschrijving Prefab Vibropaal

De uitvoeringswijze van de Prefab Vibro trekpaal is bijna gelijk aan de Vibro trekpaal alleen wordt bij deze Prefab Vibro trekpaal in de buis een geprefabriceerde betonpaal neergelaten waarna de buis verder met mortel wordt gevuld en de buis wordt getrokken.

Beschrijving Prefab Fundex paal

Met een boorstelling wordt een buis waaraan een boorpunt is bevestigd, in de grond gedraaid. Nadat de buis op diepte is wordt een geprefabriceerde betonnen paal in de boorbuis gezet. Vervolgens wordt de ruimte tussen paal en buis met mortel opgevuld waarna de buis links- en rechtsdraaiend wordt getrokken.

Beschrijving Vibraconpaal

Dit is een voorgespannen geprefabriceerde paal die met een vibrator in de grond wordt getrild. De voorspanning is zo groot dat tijdens het intrillen van de paal geen betontrekspanningen kunnen optreden.

Keuze van het paaltype

De voorkeur gaat uit naar de Vibro trekpaal boven de Parera trekpaal omdat de Vibro trekpaal een groter grensdragvermogen heeft dan de Parera trekpaal. Dit komt door de uitvoeringswijze. Bij de Vibro trekpaal wordt de grond rond de paal zowel tijdens het heien als tijdens het schoksgewijze trekken van de buis op spanning gebracht (opspannen van grond). Tevens ontstaat door de methode van trekken een geribbeld oppervlak met hoge ruwheid. Bij de Parera trekpaal wordt de buis met een trilapparaat getrokken. Het opspannen van de grond treedt niet op tijdens het trekken van de buis. Tevens kan er door het trillen een wijziging van de korrelstapeling optreden.

De beschreven paaltypen kunnen niet alle worden toegepast. Door het optreden van scheuren ontstaat de mogelijkheid van zwerfstroomcorrosie dat door de NS niet geaccepteerd wordt. Door deze beperking komen alleen voorgespannen palen in aanmerking. De voorspanning moet voor de Vibro- en Parerapaal onder water worden aangebracht. Dit brengt uitvoeringstechnische problemen en grote kosten met zich mee. De Prefab Vibropaal biedt in dit geval de oplossing. Bij dit paaltype kan een geprefabriceerde voorgespannen betonpaal in de buis worden neergelaten waardoor de paal voldoet aan de eis van de NS t.a.v. zwerfstroomcorrosie.

In deze beschouwing zijn alleen de technische aspecten belicht voor de bepaling voor de keuze van een paaltype. De kostenaspecten zijn buiten beschouwing gebleven vanwege gebrek aan informatie.

Conclusie

Voor de berekening van de trekpaalfundering is in deze eindrapportage gekozen voor de toepassing van de Prefab Vibropaal met een draagkrachtvermogen van 600 KN.

Bijlage 16

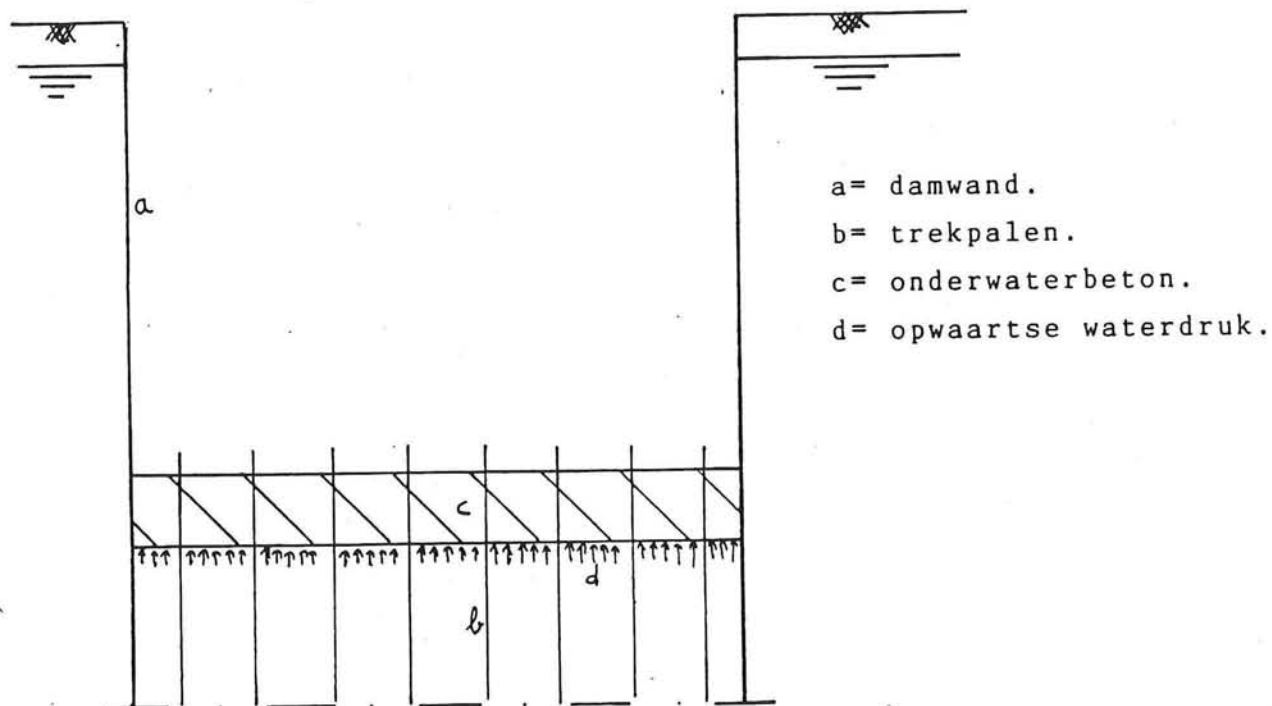
De dimensionering van de onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen voor de bouwkuip waar het schuivenhuis en de in- en uitritten worden gebouwd.

Algemeen

De bodem van de bouwkuip, die wordt gedimensioneerd, ligt op een diepte van NAP -13 meter. De dikte van de onderwaterbetonvloer (owb-vloer) is 2.3 meter. In deze dikte is een tolerantie verrekend van 0.3 meter.

De dikte van de vloer van de aansluitende constructie, die in de bouwkuip wordt gebouwd, wordt in eerste instantie geschat op 1.7 meter (dezelfde dikte als de vloer van het afzinkgedeelte).

De maatgevende situatie is als de bouwput is leeggepompt en de permanente constructie nog niet aanwezig is. De owb-vloer en de trekpalen moeten dan de grootste opwaartse waterdruk opnemen. In figuur 16.1 is de situatie weergegeven.



Figuur 16.1 De leeggepompte bouwput met owb en trekpalen.

De toegepaste dimensioneringstaktiek voor de dimensionering van de owb-vloer met trekpalen

De optimalisering van het aantal toe te passen trekpalen en de lengte van de trekpalen kan op de volgende manieren gebeuren:

1) Door het variëren van het palenstramien. Het grondoppervlak rond de paal wordt hierbij gevarieerd waardoor de berekende grensdragkracht en benodigde inheidiepte per paal varieert.

2) Door een bepaalde waarde voor de grensdragkracht van de paal te kiezen. De paalafstanden en de inheidieptes van de trekpalen kunnen dan worden bepaald.

De resultaten van deze methoden moeten gecontroleerd worden of deze voldoen aan de eisen van het kluitcriterium en van het oppervlaktecriterium.

Nadat het palenstramien en de inheidieptes van de trekpalen zijn bepaald moet met deze gegevens de owb-vloer gecontroleerd worden op de sterkte-eisen.

In deze eindrapportage is gekozen om dimensioneringsmethode 2 te gebruiken omdat op deze manier snel tot resultaat kan worden gekomen. Er is gekozen voor het toepassen van een Vibropaal met een grensdragkracht van 600 KN. Uit de literatuur blijkt uit proefbelastingen dat deze waarde van 600 KN voor de Vibropaal een goed te bereiken waarde voor grensdragkracht is, voor de grondgesteldheid zoals deze zich in het oevergebied van Noord-Brabant voordoet.

In bijlage 15 is de afweging gegeven waarom Vibro-paaltype is toegepast.

De bepaling van de paalafstanden

In de situatie zoals beschreven geldt:

$$q_{opw} = 10 \cdot 13.3 - 2.3 \cdot 23 = 80.1 \text{ KN/m}$$

$$A_{vloer} = P_{paal} / q_{opw} = 600 / 80.1 = 7.5 \text{ m}^2 \text{ per paal.}$$

Deze waarde voldoet aan het oppervlakte-criterium dat eist dat de oppervlakte per paal groter of gelijk moet zijn dan 5 à 6 m² per paal.

De afstanden tussen de palen zijn nu eenvoudig te bepalen. Bij de bepaling van de paalafstanden is uitgegaan dat iedere paal volledig wordt uitgenut tot de gebruiksbelasting waardoor de dwarskracht die in de vloer wordt gebracht voor ieder paal hetzelfde is.

De breedte van de bouwput is 30 meter.

$30 / (7.5)^{0.5} = 10.95$ dus er zijn 11 palen nodig in de breedte van de bouwput.

$30 / 12 = 2.5$ meter (11 palen geven 11 afstanden van 2.5 meter en

twee afstanden van 1.25 meter in de breedte van de bouwput) .
 $7.5/2.5 = 3$ meter

Gekozen is in de breedterichting van de bouwkuip voor paalafstanden van h.o.h. 2.5 meter en in de lengterichting van de bouwkuip voor paalafstanden van h.o.h. 3 meter.

De controle van owb-vloer op dwarskracht en moment

Controle op dwarskracht

$$t_d = T_d / (0 \cdot d)$$

$$T_d = y \cdot q_{opw} \cdot A_{vloer \text{ met}}$$

y = veiligheidsfactor, deze is 1.7;

A_{vloer} = oppervlakte van de vloer dat per paal wordt bestreken;

q_{opw} = de opwaartse waterdruk.

Uitwerking geeft;

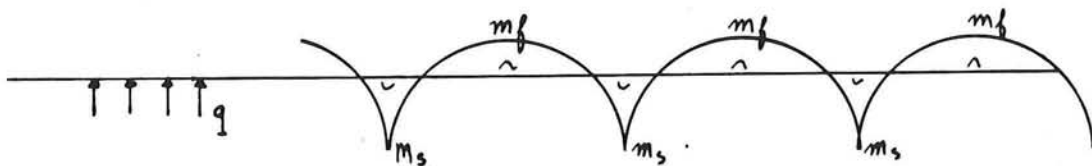
$$T_d = 1.7 \cdot 80.1 \cdot 7.5 = 1021.3 \text{ KN} \quad (= 1.7 \cdot 600 \text{ controle})$$

$$t_d = 1021.3 / (\pi \cdot 0.5 \cdot 2) = 325.1 \text{ KN/m}^2 = 0.325 \text{ N/mm}^2 < 0.4 \text{ N/mm}^2$$

De toelaatbare schuifspanning wordt niet overschreden.

Controle op moment

In figuur 16.2 is schematisch het verloop van de momenten gegeven in de owb-vloer. M.b.v. de tabellen uit de VB 1974/1984 is voor de schematisatie van de owb-vloer als een vlakke plaatvloer het maatgevende moment bepaald.



Figuur 16.2 De schematisatie van de momenten in de owb-vloer.

Uitwerking geeft:

$$L_x/L_y = 3/2.5 = 1.2 \text{ uit tabel volgt:}$$

$$M_{\max} = 203 \cdot 0.001 \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{\max} = 0.203 \cdot 130 \cdot 3^2 = 237.5 \text{ KNm}$$

$$t_b = (1.7 \cdot 273.5) / (1/6 \cdot 3 \cdot 2^2) = 201.9 \text{ KN/m}^2 = 0.202 \text{ N/mm}^2 < 0.91 \text{ N/mm}^2 \text{ (de buigtreksterkte van B25).}$$

Bepaling buigtreksterkte via betondiktaat G20 A:

$$t_b = (0.8 + 0.4 \cdot h^{-0.6}) \cdot t_r \text{ (= de buigtreksterkte van beton)}$$

$$t_r = 0.5 \cdot f_{ctm,o} \text{ (= de spanning waarbij de eerste scheur in het beton ontstaat)}$$

$$f_{ctm,o} = 1.8 \text{ (= gemiddelde treksterkte)}$$

$$t_b = (0.8 + 0.4 \cdot 2^{-0.6}) \cdot 0.9 = 0.95 \text{ N/mm}^2$$

De VB geven als buigtreksterkte 0.91 N/mm² op (0.7·f_b).

De buigspanningen blijven dus onder de toelaatbare waarde van 0.91 N/mm² zodat de owb-vloer voldoet aan de buigspanningseis.

De bepaling van de inheidiepte van de trekpalen

Voor de berekening van de inheidiepte van de trekpalen staan twee methoden ter beschikking zoals die in paragraaf 6.3.4 zijn omschreven. De uitwerking van de twee methoden zal in het nu volgende plaatsvinden.

Methode 2

De formule van methode 2 luidt:

$$P = O \cdot l \cdot K \cdot t_v' \cdot \tan \delta \text{ met}$$

P = de bezwijkbelasting van de paal;

O = de omtrek van de paal;

l = de lengte van de paal;

K = de gronddrukcoëfficiënt;

t_v' = de gemiddelde ongestoorde verticale korrelspanning in de grond over de lengte van de paal die zich in het zand bevindt;

δ = de wrijvingshoek van het zand en het materiaal van de paal.

Voor palen die aanmerkelijke grondverdringing veroorzaken blijkt uit resultaten van trekproeven dat K=1 kan worden aangenomen onder de gelijktijdige aanname dat de wrijvingshoek δ gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving φ voor zand.

De formule luidt dan:

$$P = O \cdot l \cdot t_v' \cdot \tan \phi$$

Uitwerking geeft:

$$600 = 1.6 \cdot l \cdot t_v' \cdot \tan 35$$

t_v' kan in l worden uitgedrukt. Indien wordt aangenomen dat de

grond onder het niveau van NAP -13.3 een volumegewicht heeft van 19 KN/m³ en dus een onderwatergewicht van 9 KN/m³, kan worden gesteld dat de korrelspanning bij toenemende diepte met 9·l toeneemt. De gemiddelde korrelspanning over het traject l

is dan $4.5 \cdot 1 \text{ KN/m}^2$.

Invulling in de formule geeft:

$$600 = 1.6 \cdot 1 \cdot 4.5 \cdot 1 \cdot \tan 35$$

Uit deze vergelijking volgt dat $l = 10.9$ meter.

Methode 1

De formule (formule van Begeman) van methode 1 luidt:

$$T = O \cdot (V1 + a \cdot V2 + V3) \cdot f \text{ met}$$

T = de grensdragkracht van de paal;

O = de omtrek van de paaldoorsnede;

V1 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de bovenste 25% van de paallengte;

V2 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de middelste 50% van de paallengte;

V3 = de bijdrage van de wrijving langs de paalschacht over de onderste 25% van de paallengte;

a = een reductiefactor waarvan de grootte afhankelijk is van eventuele belastingwisselingen. Voor uitsluitend trek geldt $a = 0.9$;

f = de paalfactor die varieert van 0.54 voor gladde palen tot 1.8 voor in de grond gevormde palen.

Vanwege de ontgraving dient een correctie te worden aangebracht op de sondeerwaarde. Deze correctie wordt als volgt in rekening gebracht:

$$\text{nieuwe sondeerwaarde} = \text{oude sondeerwaarde} \cdot \frac{\text{korrelspan. na}}{\text{korrelspan. voor}}$$

Uitwerking geeft:

Indien een paallengte van 10.9 meter wordt gekozen komt de onderkant van de paal op een niveau van $13.3 + 10.9 = \text{NAP } -24.2$.

De korrelspanning na ontgraving is: $10.9 \cdot 10 = 109 \text{ KN/m}^2$

De korrelspanning voor ontgraving is: 228 KN/m^2

Uit de sondering blijkt dat de oude conuswaarde $= 15 \text{ N/mm}^2$ is en het wrijvingsgetal 1% is.

$$\text{Volgens de formule geldt: nieuwe conuswaarde} = \frac{109 \cdot 15}{228} = 7.2 \text{ N/mm}^2$$

Deze conusweerstand geldt niet over de hele lengte van de paal. De verhouding van de korrelspanning na ontgraving en de korrelspanning voor ontgraving loopt op van 0 op NAP -13.3 meter naar 0.5 op NAP -24.2 meter (=onderkant paalvoet). Er kan worden uitgegaan van een gemiddelde waarde van 3.6 N/mm^2 over de paallengte.

Invulling in de formule van Begeman geeft vervolgens:

$$T = O \cdot (V1 + a \cdot V2 + V3) \cdot f \text{ met}$$

$$T = 600 \text{ KN};$$

$$O = 1.6 \text{ m};$$

$$V1 = V2 = 0.25 \cdot 1 \cdot 0.036 \cdot 1600 = 14.4 \cdot 1;$$

$$V3 = 0.5 \cdot 1 \cdot 0.036 \cdot 1600 = 28.8 \cdot 1;$$

Uit de berekening volgt dat $l = 3.8$ meter. Voor de formule geldt een veiligheidsfactor van 2.5 zodat de benodigde paallengte voor methode 1 $l = 9.5$ meter is.

De benodigde inheidiepte van 10.9 meter berekend met methode 2 is maatgevend. Omdat de palen door het owb moeten steken i.v.m. het opnemen van paalwapening in de vloer van de permanente constructie moeten de palen ongeveer 4 meter langer zijn dan de inheidiepte.

Opmerking

Indien een grotere stramienmaat wordt toegepast zal de inheidiepte toenemen. Ter beperking van de inheidiepte kan er gekozen worden om de trekpalen meer belasting op te laten nemen dan de paalbelasting van 600 KN. De owb-vloer moet dan dikker worden i.v.m. de grotere dwarskrachten en momenten die dan ontstaan.

Controle kluitcriterium

Om de kracht te kunnen opnemen moet zich voldoende grond rondom de paal bevinden. Dit gewicht wordt bij een alleenstaande paal gevormd door een grondkegel waarvan de top zich in de paalpunt bevindt en waarvan de tophoek ϕ is. In het berekende geval staan de palen echter te dicht op elkaar. Per paal kan niet meer grond worden geactiveerd dan een prisma van 2.5×3 m² met een lengte gelijk aan die van de paal welke aan de onderzijde kegelvormig afloopt. Voor het grondgewicht kan alleen het onderwatergewicht van de grondkorrels in rekening worden gebracht. Indien op het grondgewicht een veiligheid van 1.2 wordt genomen geldt voor het kluitcriterium:

$F_{\max} = \text{maximaal op te nemen kracht per paal} = 2.5 \times 3 \times 10.9 \times \text{grondgewicht}$.

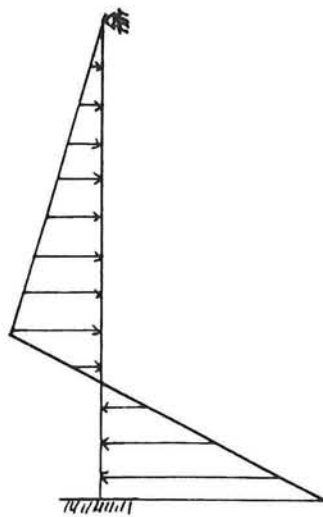
Grondgewicht bij een poriënvolume van 40% is $0.6 \times (26.5 - 10) = 9.9$ KN/m³.

Dus $F_{\max} = (2.5 \times 3 \times 10.9 \times 9.9) / 1.2 = 674$ KN kan per paal maximaal worden opgenomen. Er wordt slechts 600 KN per paal opgenomen. De trekpalen voldoen dus aan het kluitcriterium.

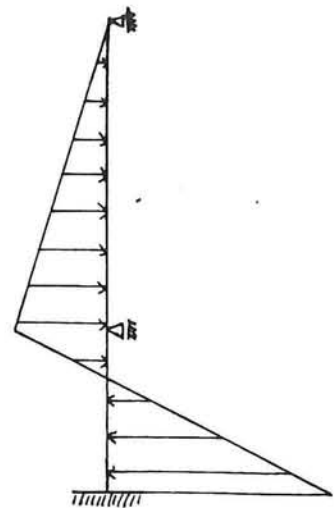
Conclusie

Voor de bouwput met de bodem van de owb op NAP -13.3 meter moet de paallengte van de trekpalen 14.9 meter zijn en de inheidiepte 10.9 meter. De paalvoet ligt dan op een diepte van NAP -24.2 meter.

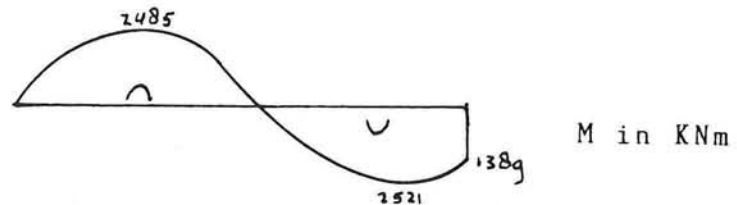
Deze resultaten gelden indien Vibropalen met een maximale paalbelasting van 600 KN en een stramienmaat van 3×2.5 m² worden toegepast.



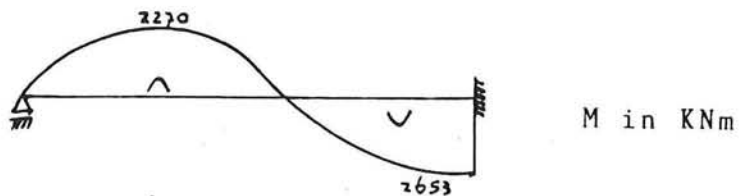
Figuur 17.1a Schematisatie van de damwand zonder invloed van de stemwerking van het owb.



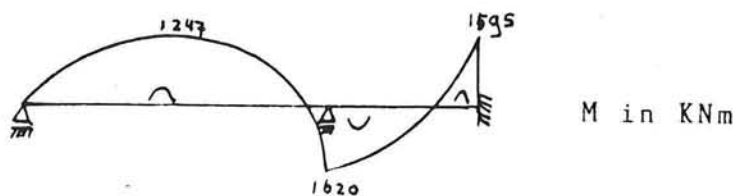
Figuur 17.1b Schematisatie van de damwand met de invloed van de stempelwerking.



Figuur 17.2a Het moment in de damwand volgens het computerprogramma gebaseerd op de methode Blum



Figuur 17.2b Het momentverloop in de damwand volgens de schematisatie met Pc-frame zonder de stempelwerking.



Figuur 17.2c Het momentverloop in de damwand volgens de schematisatie met Pc-frame met stempelwerking.

Bijlage 17

De invloed van de stempelwerking van de onderwaterbeton

Algemeen

Voor de damwanden zijn twee bouwfases te onderscheiden. Deze bouwfases zijn:

- 1) de ontgraven bouwput volstaand met grondwater;
- 2) de leeggepompte bouwput met op de bodem de verharde onderwaterbetonlaag die de damwand steunt.

In belastingsgeval 1 worden de damwanden gesteund door het water. In belastingsgeval 2 is dit niet het geval. Er is nu echter wel sprake van een gunstig werkende oplegkracht van het onderwaterbeton. In deze bijlage wordt de invloed van de owb op het moment en de stempel/ankerkracht bekeken.

De invloed van de stempelwerking van de owb-vloer

Het gebruikte computerprogramma voor de bepaling van de inheidiepte, ankerkrachten en maximum moment voor damwanden brengt niet de stempelwerking van de owb-vloer in rekening. Daarom is m.b.v. het computerprogramma Pc-frame een schematisering van de damwand gemaakt waarmee de invloed van de owb-vloer kan worden meegenomen. De damwandschematisering voor de berekening met Pc-frame is in figuur 17.1 weergegeven.

Er is uitgegaan van een inklemming op de inheidiepte die berekend is met het damwandprogramma Blum.

De resultaten van de M-lijnen zijn in figuur 17.2 afgebeeld.

Uit de vergelijking van de M-lijnen blijkt dat de aangenomen schematisatie voor de berekening met Pc-frame resultaten geeft die niet veel met de resultaten van het damwandprogramma verschillen.

Tevens is de grote invloed van de owb-vloer te zien op het verloop van de M-lijn en de ankerkracht.

Conclusie

De invloed van de stempelwerking is niet te verwaarlozen.

In bijlage 14 is een benaderingsmethode voor de damwandberekening gegeven waarbij de invloed van de stempelwerking van de owb-vloer in rekening wordt gebracht.

Bijlage 18

De dimensionering van de stempels voor de bouwput

Dimensionering stempels

Voor de stempels zijn stalen ronde buisprofielen gekozen. De diameter die voor een stempel moet worden toegepast is afhankelijk van de op te nemen stempelkracht.

De gekozen staalkwaliteit is Fe360 met een vloeispanning van 240 N/mm². Deze staalsoort is gekozen omdat deze goedkoop is en een goede lasbaarheid heeft.

De stempels moeten gecontroleerd worden op knik. Knik is maatgevend in gevallen van hoge centrische drukbelastingen. De dimensionering van de stempels op knik gaat als volgt:

$\lambda = Lk/i$ met

Lk = de kniklengte;

i = de traagheidsstraal.

$i = (I/A)^{0.5}$; met

I = het traagheidsmoment;

A = het oppervlak van het profiel.

$A_{min} = P/240$ met

A_{min} = het minimaal benodigde staaloppervlak;

P = de rekenwaarde voor de centrische drukkracht.

Voor ronde buisprofielen geldt:

$A = \pi \cdot 2 \cdot R \cdot t$ met

t = dikte van het buisprofiel.

$I = [\pi \cdot (R^4 - r^4)]/4$ met

Ru = de uitwendige diameter;

Ri = de inwendige diameter.

M.b.v. een tabel waarin de knikcoëfficiënten zijn gegeven voor verschillende λ 's kan de knikcoëfficiënt (w) voor het berekende profiel bepaald worden.

In de knikcoëfficiënt zijn de invloeden verwerkt van:

- $n = F_k/F$ met $F_k = (\pi^2 \cdot E \cdot I)/Lk^2$;

- A = het profieloppervlak;

- W = het weerstandsmoment van het profiel;

- factoren voor de geometrische en fysische imperfecties.

Tevens moet rekening worden gehouden met het eigen gewicht van het profiel. Voor de bepaling van het moment is uitgegaan van een ligger op twee scharnieren.

De formule die de invloed van het eigen gewicht verdisconteerd luidt:

$M_g = 1.5 \cdot 1/8 \cdot q_{eg} \cdot l^2$ met

q_{eg} = het eigen gewicht van het profiel per strekkende meter.

De knikformule voor de stempels luidt dus als volgt:

$$\frac{w \cdot P}{A} + \frac{n}{n-1} \cdot \frac{Mq}{W} < 240 \text{ met}$$

$$n = Fk/P$$

$$Fk = (\pi^2 \cdot E \cdot I) / Lk^2$$

w = de knikcoëfficiënt

Opmerking

De stempels moeten ook gecontroleerd worden op temperatuurspanningen. Indien de temperatuur overdag oploopt zullen de stempels uitzetten. Het uitzetten wordt verhinderd door damwanden waardoor spanningen ontstaan.

Tevens is het gevaar dat de grond achter de damwand wordt "opgepompt" door het uitzetten van de stempels overdag en het verkorten s'nachts. Het gevolg is dat de damwanden naar elkaar toe bewegen waarbij de ruimte achter de damwanden door gronddeeltjes wordt opgevuld. Bij een volgende uitzetting van de stempels reageert de oplegging van de stempels stijver. Het gevolg is dat er steeds hogere spanningen zullen optreden naarmate dit proces zich herhaalt.

Controle op deze twee aspecten dient nog te gebeuren.

Uitwerking

Gegevens:

- Ankerkracht 393 KN per strekkende meter damwand (deze ankerkracht geldt voor een verlengde damwand van 1 meter boven het maaiveld);
- Fe360 met vloeispanning 240 N/mm²;
- staalgewicht 0.078534 N/mm² per strekkende meter;
- bouwputbreedte is 30 meter.

Indien wordt gekozen voor een rond buisprofiel met D=914.4 mm en t= 9 mm en een ankerafstand van 5 meter is de berekening als volgt:

$$P = 1.5 \cdot 393 \cdot 5 = 2947.5 \text{ KN per stempel.}$$

$$\lambda = Lk/i = 30E3/318.5 = 94$$

uit de tabel volgt w = 1.9.

$$Fk = 6041.5 \text{ KN}$$

$$n = 7.5$$

$$w \cdot F/A = 217 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{eg} = 2.03 \text{ KN/m}$$

$$Mq = 1.5 \cdot 1/8 \cdot 2.03 \cdot 30^2 = 228.4 \text{ KNm}$$

$$\frac{n}{n-1} \cdot \frac{Mq}{W} = 68.7 \text{ N/mm}^2$$

Beide invloeden leveren:

$$\frac{w \cdot P}{A} + \frac{n}{n-1} \cdot \frac{Mq}{W} = 217 + 68.7 = 285 \text{ N/mm}^2 > 240 \text{ N/mm}^2$$

Het buisprofiel voldoet niet bij een ankerafstand van 5 meter. Voor verschillende ankerafstanden is vervolgens het buisprofiel op knik gecontroleerd.

De resultaten staan in de onderstaande tabel.

ankerafstand (in m)	spanning (in N/mm ²)
5	285 > 240
4	242 > 240
3.5	220 < 240
3	199 < 240

Tabel B18 De knikspanningen van een buisprofiel met D= 914.4 mm en t=9mm voor verschillende ankerafstanden.

Opmerking

Bij de bepaling van de stempelafstanden moet rekening worden gehouden dat alle plaatsen in de bouwput bereikbaar zijn voor de heistelling die gebruikt wordt voor het heien van de trekpalen. Een stempelafstand van 3.5 meter is klein. Er wordt gekozen om een grotere buisdiameter toe te passen waardoor de stempelafstand niet kleiner hoeft te zijn dan 5 meter.

Een buisdiameter met D=1220 mm en t=13 mm voldoet aan het knikcriterium voor een stempelafstand van 5 meter.

Voor het buisprofiel met D=1220 en t=13 geldt:
 $\lambda = 70.7$ waarmee uit tabel volgt dat $w = 1.47$

$$F_k = 20675.3 \text{ KN}$$

$$F = 2947.5 \text{ KN}$$

$$n/(n-1) = 1.167$$

$$(w \cdot F)/A = 87 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{eg} = 3.91 \text{ KN/m}$$

$$M_g = 1.5 \cdot 1/8 \cdot 3.91 \cdot 30^2 = 660 \text{ KNm}$$

$$\frac{n}{n-1} \cdot \frac{M_g}{W} = 52 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{w \cdot P}{A} + \frac{n}{n-1} \cdot \frac{M_g}{W} = 87 + 52 = 139 \text{ N/mm}^2 > 240 \text{ N/mm}^2$$

Beide invloeden leveren

$$\frac{w \cdot P}{A} + \frac{n}{n-1} \cdot \frac{M_g}{W} = 87 + 52 = 139 \text{ N/mm}^2 > 240 \text{ N/mm}^2$$

Conclusie

Voor de stempels is gekozen voor toepassing van een rond buisprofiel met D=1220 mm en t=13 mm met een afstand tussen de stempels van 5 meter.

De grondkerende hoogte van de damwanden wordt kleiner al naar gelang de tunnel verder in de oever komt te liggen. De benodigde stempelkrachten zullen afnemen. Er dient nog een optimalisering van de stempels te geschieden voor het verdere verloop van de bouwput in de oever van Noord-Brabant.

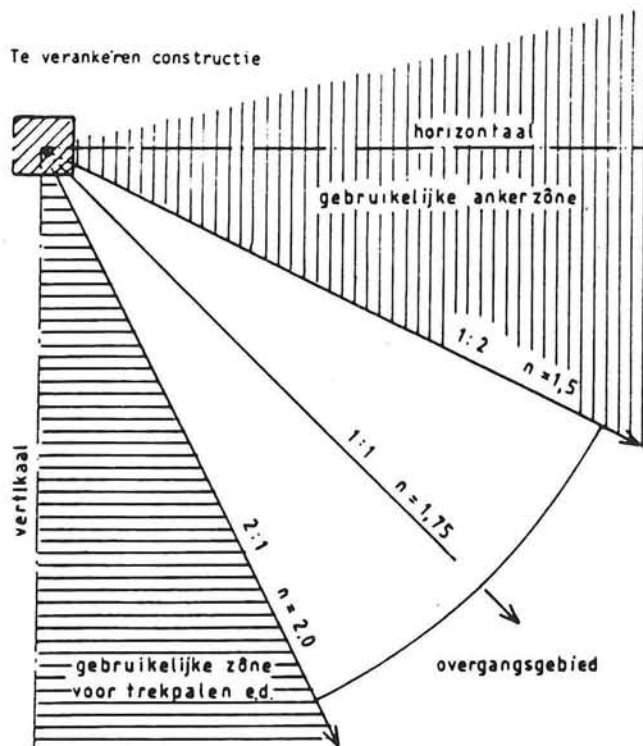


Fig. 19.1
Vereiste veiligheidsfactor voor veel voorkomende belastinggevallen.

In figuur 19.1 geldt $n = A_m / A_0$ met
 A_m = de mogelijke ankerkracht;
 A_0 = de optredende ankerkracht

Bijlage 19

De globale dimensionering van de groutankers voor de bouwput

Algemeen

Bij de dimensionering van de groutankers is er vanuit gegaan dat de maximale trekkracht van de toegepaste groutankers 600 KN kan bedragen.

Voor de toepassing van groutankers voor de HSL in de oever van Noord-Brabant zijn de volgende aannamen gedaan:

- de ankerafstand bedraagt 3 meter;
- er worden 60 tons groutankers toegepast;
- het anker wordt aangebracht onder een hoek van 30 graden;
- er wordt slechts één laag ankers toegepast.

Er is gekozen voor één laag ankers omdat toepassing van ankers onder de grondwaterstand niet wenselijk wordt geacht. Aangezien de hoge grondwaterstand (gws) kunnen er niet meerdere ankerlagen boven de gws worden toegepast.

Gegevens

- trekkracht groutanker 600 KN;
- diameter groutlichaam 250 mm;
- lengte groutlichaam 7 m;

Voor verschillende ankerkrachten per meter damwand zal vervolgens de ankerlengte worden bepaald. De bepaling van deze ankerlengtes is gedaan met een formule die slechts globaal een afchatting geeft voor de ankerlengte. Bij verdere detaillering moeten aanvullende berekeningen worden uitgevoerd.

Het anker wordt aangebracht onder een hoek van 30 graden. Voor een anker onder een hoek van 30 graden geldt een veiligheidscoëfficiënt van 1.6 (zie figuur 19.1).

De ankerafstand is gekozen op 3 meter. Dit komt erop neer dat de maximale ankerkracht niet meer dan $600/(1.6*3) = 125$ KN per meter damwand mag zijn.

Uitwerking

Het groutanker ontwikkelt de ankerkracht over een groutlichaam met een lengte van 7 meter en een diameter van 30 cm. De toegepaste berekeningsmethode neemt aan dat de spanning die nodig is om de trekkracht te mobiliseren gelijk is aan de gemiddelde korreldruk die er over de lengte van het groutlichaam aanwezig is.

Met deze methode moet de gemiddelde korreldruk die over het groutlichaam staat 204 KN/m² zijn.

$$(1.6*600E3)/(\pi*300*7E3) = 0.146 \text{ N/mm}^2 = 146 \text{ KN/m}^2.$$

Deze korreldruk heerst er op een diepte van NAP -14 meter.

De ankerlengte wordt dus $19/\sin 30 + 0.5*7 = 31.5$ meter.

Deze berekening kan worden geoptimaliseerd door:

- verschillende ankertypen te berekenen met ander trekvermogen, diameter en lengte van groutlichaam;
- ankerafstanden en ankerlengtes te optimaliseren.

Conclusie

Groutankers kunnen worden toegepast daar waar de ankerkracht is afgenomen tot 125 KN meter per meter damwand. De groutankers die worden toegepast zijn 60 tons ankers met een ankerlengte van 31.5 meter.

De grondkerende hoogte van de damwanden wordt kleiner al naar gelang de tunnel verder in de oever komt te liggen. De ankerkrachten zullen dan afnemen. De ankerlengte en de ankerafstanden dienen nog geoptimaliseerd worden.

Bijlage 20

De globale dimensionering van de bakconstructie voor de HSL-tunnel in de oever van Noord-Brabant

In figuur 21 zijn de globale afmetingen van de bakconstructie gegeven zoals deze volgen uit het profiel van vrije ruimte dat de NS eist voor de spoorbaan van de HSL dat is gegeven in figuur 20.

Bij de bepaling van de dikte van de vloer moet rekening worden gehouden dat de opwaartse waterdruk zich onder de permanente bakconstructie kan opbouwen. Opdrijven wordt tegengegaan door het eigen gewicht van de constructie, de trekpalen en een gedeelte van het gewicht van de owb-vloer, doordat de wapening van de trekpalen in de vloer van de permanente constructie is opgenomen. In figuur 16 is deze krachtswerking weergegeven.

De gunstig werkende invloed van de owb-vloer is niet meegenomen in de berekening.

Voor de beton- en staalkwaliteit van de bakconstructie is B35 en FeB500 gekozen.

Het dwarskrachtcriterium

De vloerdikte moet zodanig zijn dat deze de dwarskracht kan opnemen. De formule voor het dwarskrachtcriterium luidt:

$$td = D/A < 0.85 \text{ N/mm}^2 \text{ met}$$

td = toelaatbare schuifspanning;

D = de maximale ponskracht;

A = het oppervlak van de betondoorsnede.

De opwaartse waterdruk onder de vloer van de bakconstructie is:

$$q_{opw} = (11 \cdot 10 - 25 \cdot d) \text{ met}$$

d = de dikte van de vloer van de bakconstructie.

De grootte van de dwarskracht waarop gedimensioneerd moet worden is dus:

$$D = q_{opw} \cdot O \cdot y \text{ met}$$

O = het vloeroppervlak dat door de wapening van de paal in de vloer wordt beslagen;

y = de veiligheidsfactor.

Uitwerking

$$td = D/A$$

$$0.85 = [1.7 \cdot 7.5 \cdot (11 \cdot 10 - 25 \cdot d)] / (1000 \cdot d)$$

Uit deze vergelijking volgt dat d=1.2 meter.

Buigingscontrole

De invloed van de opwaartse waterkracht op de buiging van de constructievloer wordt in de eindsituatie verminderd door het gewicht van het ballastbed. De gunstige werking van deze bovenbelasting op de vloer van de bakconstructie is verwaarloosd bij de buigingscontrole.

Het verloop van de veldmomenten in de permanente vloer van de constructie waarin de wapening van de trekpalen is opgenomen kan worden benaderd zoals in figuur 16.2 (op blz A33) is geschetst.

Het maximale veldmoment dat optreedt in de vloer is :

$$M_{\text{veld}} = 0.203 \cdot 110 \cdot 3^2 = 201 \text{ KNm.}$$

Het maximale moment in de vloer bevindt zich echter in de hoekpunten van de bakconstructie. Dit hoekmoment is:

$$M_{\text{hoek}} = 0.5 \cdot 20 \cdot 11.7^2 = 1369 \text{ KNm}$$

Uit de betontabel met $\mu/(b \cdot h^2)$ en een vloerdikte van 1.2 meter volgt dat er een wapeningspercentage nodig is $w_o=0.37$ om dit moment op te kunnen nemen. De dwarskracht is dus bepalend voor de dikte van de vloer.

Berekeningen stempels

Uitvoering van de bakconstructie zonder stempels is alleen mogelijk indien de bakconstructie kleinere grondhoogten hoeft te keren. Indien voor grotere kerende grondhoogten geen stempels worden toegepast wordt het moment in de hoekpunten te groot waardoor de dikte van de vloer van de bakconstructie groot moet worden gekozen.

Er is gekozen om de vloer niet dikker te kiezen dan 1.2 meter (de dikte die voldoet aan de sterkte-eisen).

Voor kleinere hoogten is stempeltoepassing niet meer nodig. In de nu volgende berekening wordt bepaald op welk punt geen permanente stempels of groutankers meer nodig zijn.

Aannamen:

- de vloerdikte van de bakconstructie is 1.2 meter;
- het wapeningspercentage in wand is ongeveer 0.37%;
- de schematisatie van de wand zoals in figuur 20.1 is aangeven.

Uit de betontabel volgt dat een wapeningspercentage van 0.37% wordt bereikt indien $\mu/(b \cdot h^2) = 1800$. Voor $h=1.2$ en $b=1$ geldt dat $\mu = M_{\text{max}} \cdot 1.7 = 2592$ dus $M_{\text{max}} = 2592/1.7 = 1525 \text{ KNm}$.

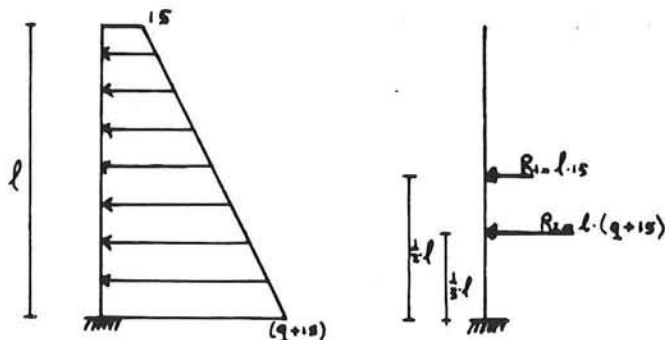
Uit figuur x volgt dat:

$$M_{\text{max}} = 1/2 \cdot 15 \cdot L^2 + 1/3 \cdot q \cdot L^2 \text{ met}$$

$$q = (15 + 20 \cdot L).$$

Voor M_{max} is 1525 KNm volgt dat $L=5.6$ meter.

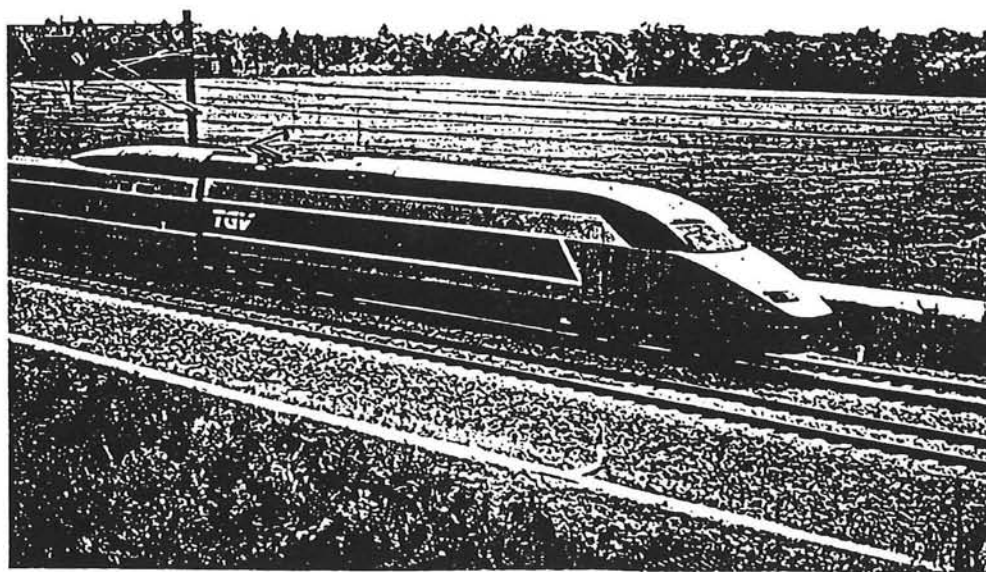
Dit betekend dat de stempels/groutankers moeten worden doorgezet tot een diepteligging van de bodem van de bakconstructie van $5.6+0.6-0.63= \text{NAP} -5.57$ meter.



Figuur 20.1
Schematisatie van
het bakprofiel.

HSL-kruising Hollands Diep

TABELLEN- FIGUREN EN KAARTENBOEK
EINDVERSLAG



Eindrapportage HSL-kruising Hollands Diep

afstudeerverslag J.L. van der Put
figuren en tabellenboek

Faculteit der Civiele Techniek
Technische Universiteit Delft

Inhoudsopgave

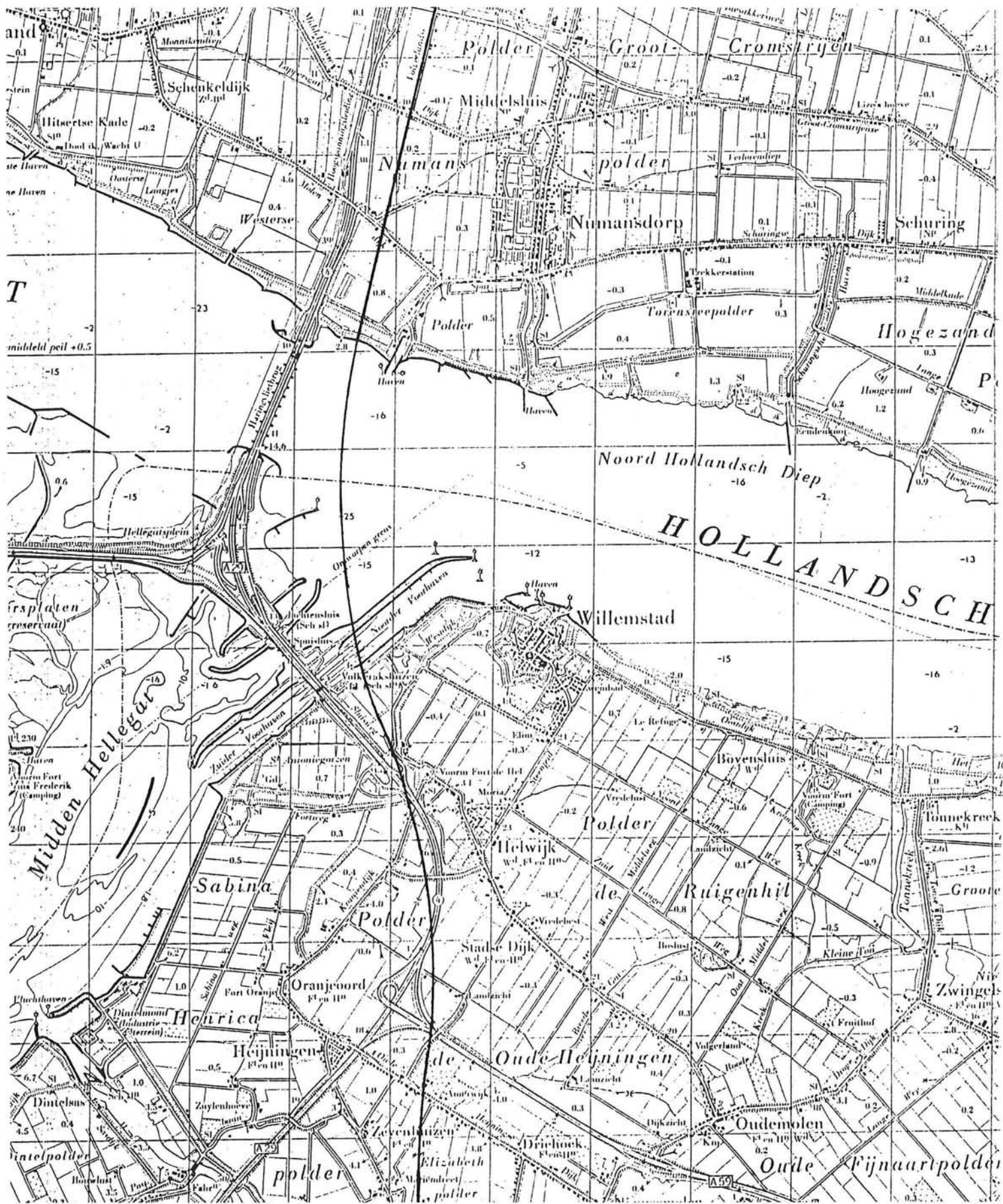
Kaarten

- kaart 1 Tracé H
- kaart 2 Het studiegebied van de tussenrapportage.
- kaart 3 De tracévarianten H2-I3 en H3-I3.
- kaart 4 De overzichtskaart.
- kaart 5 De lokaties waar boringen en sonderingen zijn verricht.
- kaart 6 De grondboringen 1B, 5B en 8B.
- kaart 7 Het voorkomen van zoet, brak en zout water in het oevergebied van Noord-Brabant.
- kaart 8 Het voorkomen van kwel in het oevergebied van Noord-Brabant.
- kaart 9 Het studiegebied van de eindrapportage.
- kaart 10 Variant B3, het omleggen van het scheepvaartverkeer.
- kaart 11 De vergelijking van de tracés H2-I3 en H3-I3.

Figuren

- figuur 1a : De dwarsdoorsnede van profiel 1 (resultaat rekenfase 1).
- figuur 1b : De dwarsdoorsnede van profiel 2 (resultaat rekenfase 1).
- figuur 2 : Relatiegrafiek van snelheid en tunneldoorsnede.
- figuur 3 : zie figuur 10a.
- figuren 4 : De maatgevende belastingsgevallen.
- figuren 5 : De N-, D- en M-lijnen van de profielen 1 en 2 voor de belastingsgevallen 1, 3, 5 en 6.
- figuren 6 : De vergelijking van de N-, D- en M-lijnuitskomsten voor het belastingsgeval 6 berekend met het raamwerkprogramma van PC-frame en Witteveen & Bos.
- figuren 7 : De Momentenomhullenden van het dak, de wanden en de vloer van de profielen 1 en 2.
- figuur 8a : De dwarsdoorsnede van profiel 1 (resultaat rekenfase 2).
- figuur 8b : De dwarsdoorsnede van profiel 2 (resultaat rekenfase 2).
- figuur 9 : De dwarsdoorsnede van profiel 2 (resultaat rekenfase 3).

- figuur 10a De langsdoorsnede van de HSL-kruising Hollands Diep.
- figuur 10b De langsdoorsnede van de HSL in de oever van Noord-Brabant.
- figuur 11a De open bouwputmethode met taluds en bemaling.
- figuur 11b Damwanden tot in de slechtdoorlatende laag.



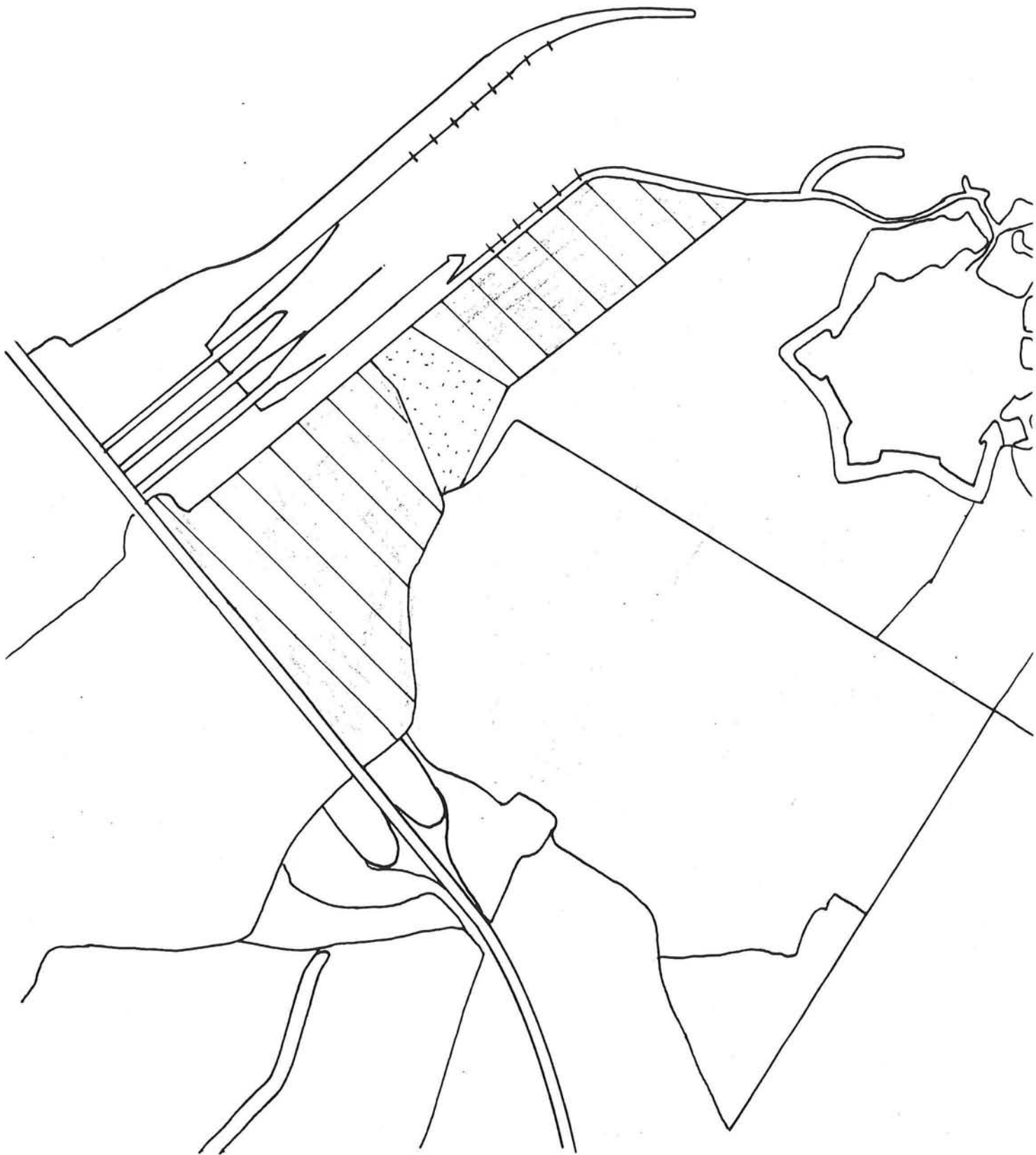
Kaart 1 Trace H (de overheidsvariant)



Kaart 2 Het studiegebied van de tussenrapportage.
 1= het aanloopgebied 2= het studiegebied

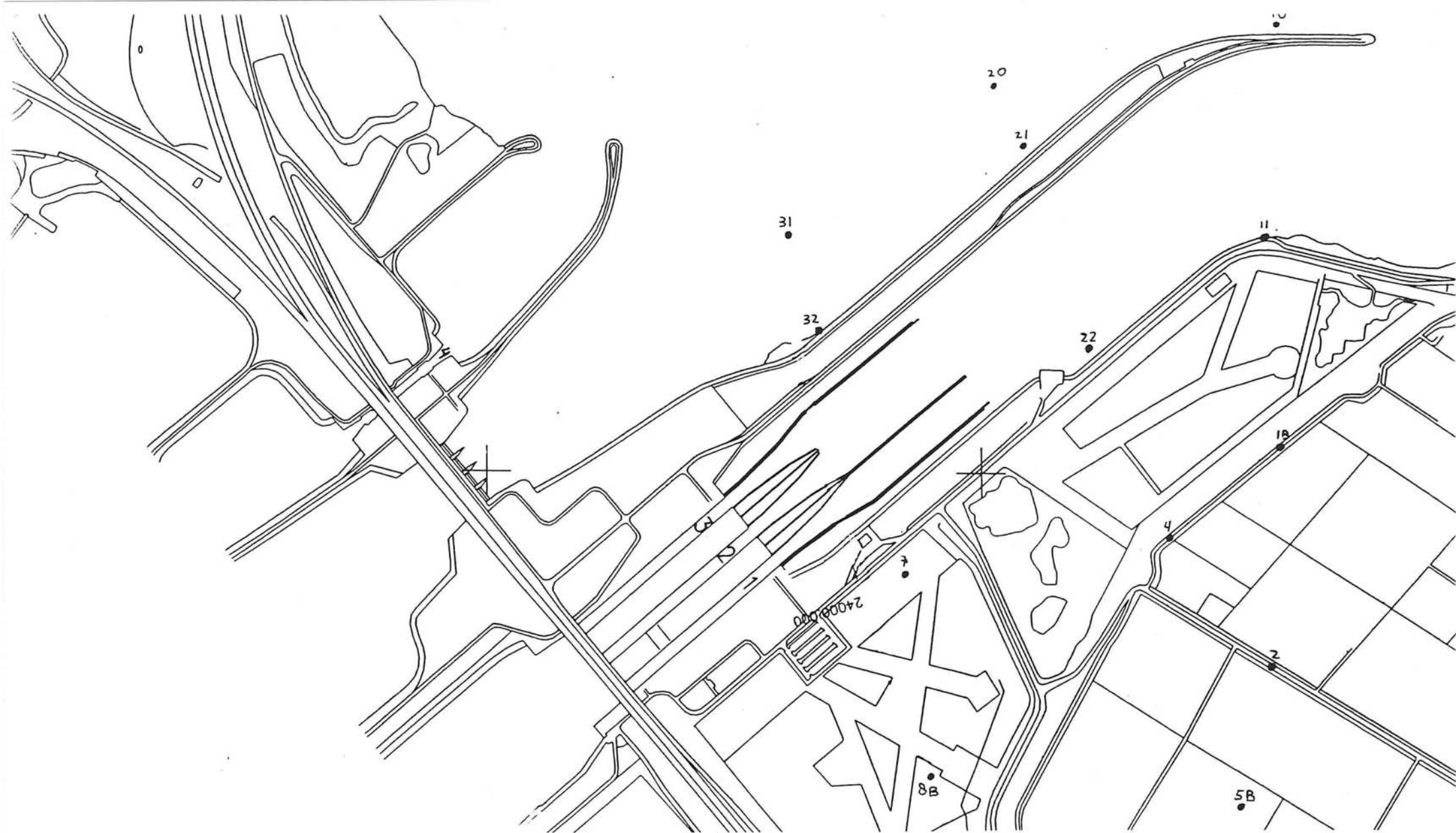


Kaart 3 De tracevarianten H2-I3 en H3-I3.

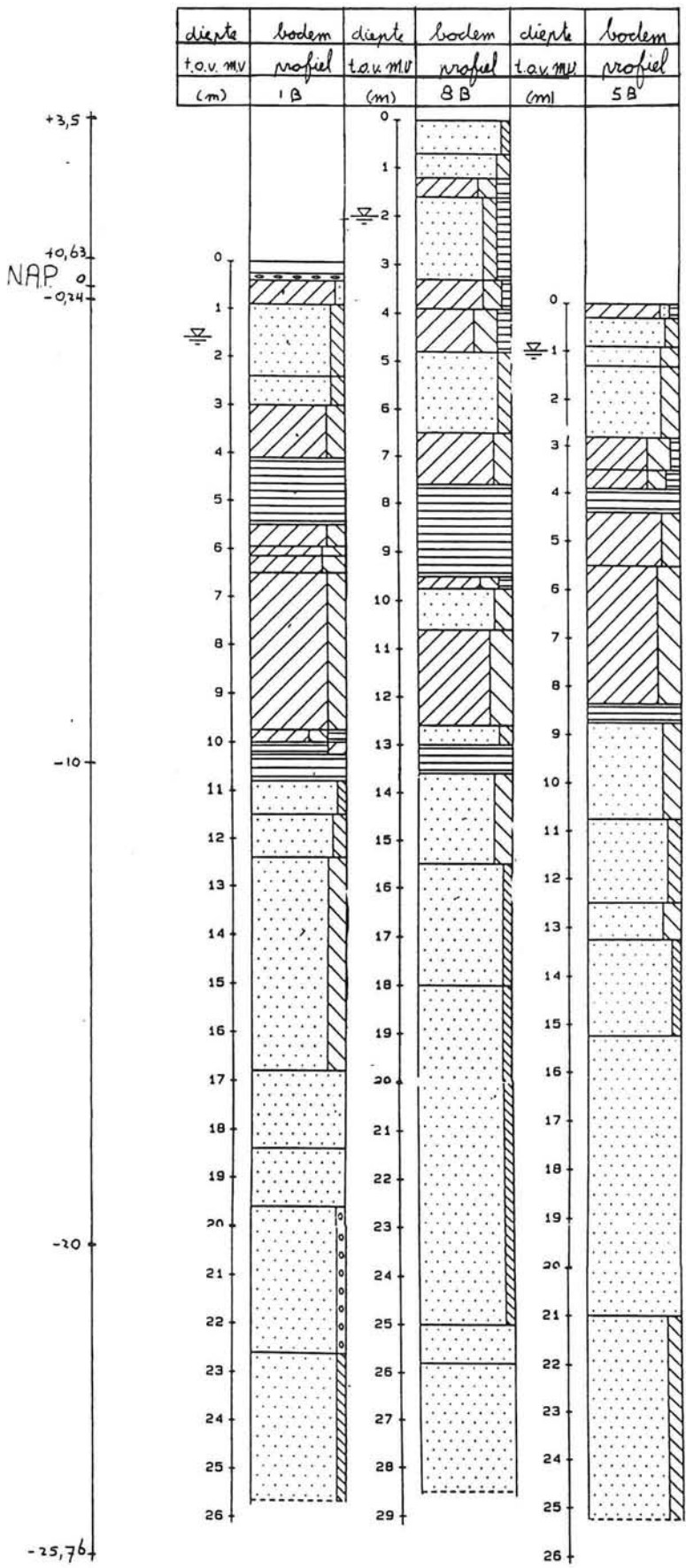


Kaart 4 De overzichtskaart met

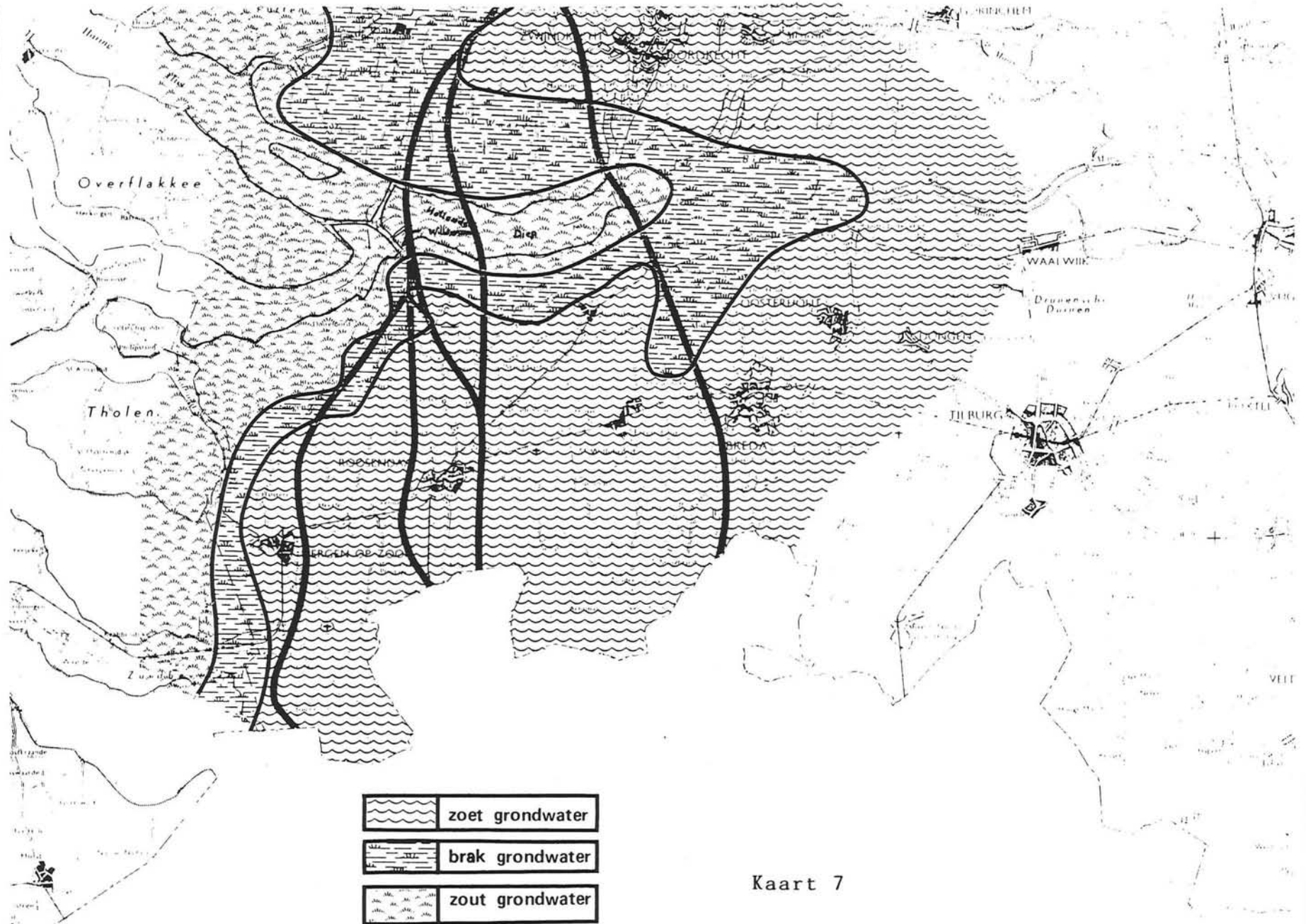
- ▨ bebouwd gebied
- ▩ bosgebied
- landbouwgebied
- natuurgebied



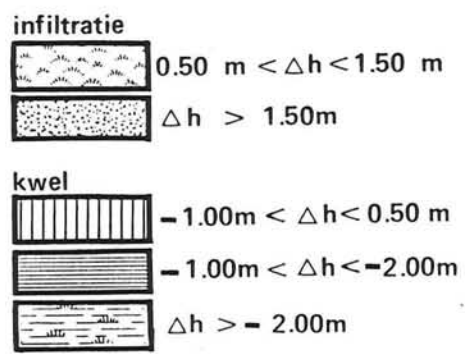
Kaart 5 De overzichtskaart met de lokaties van de sonderingen en boringen

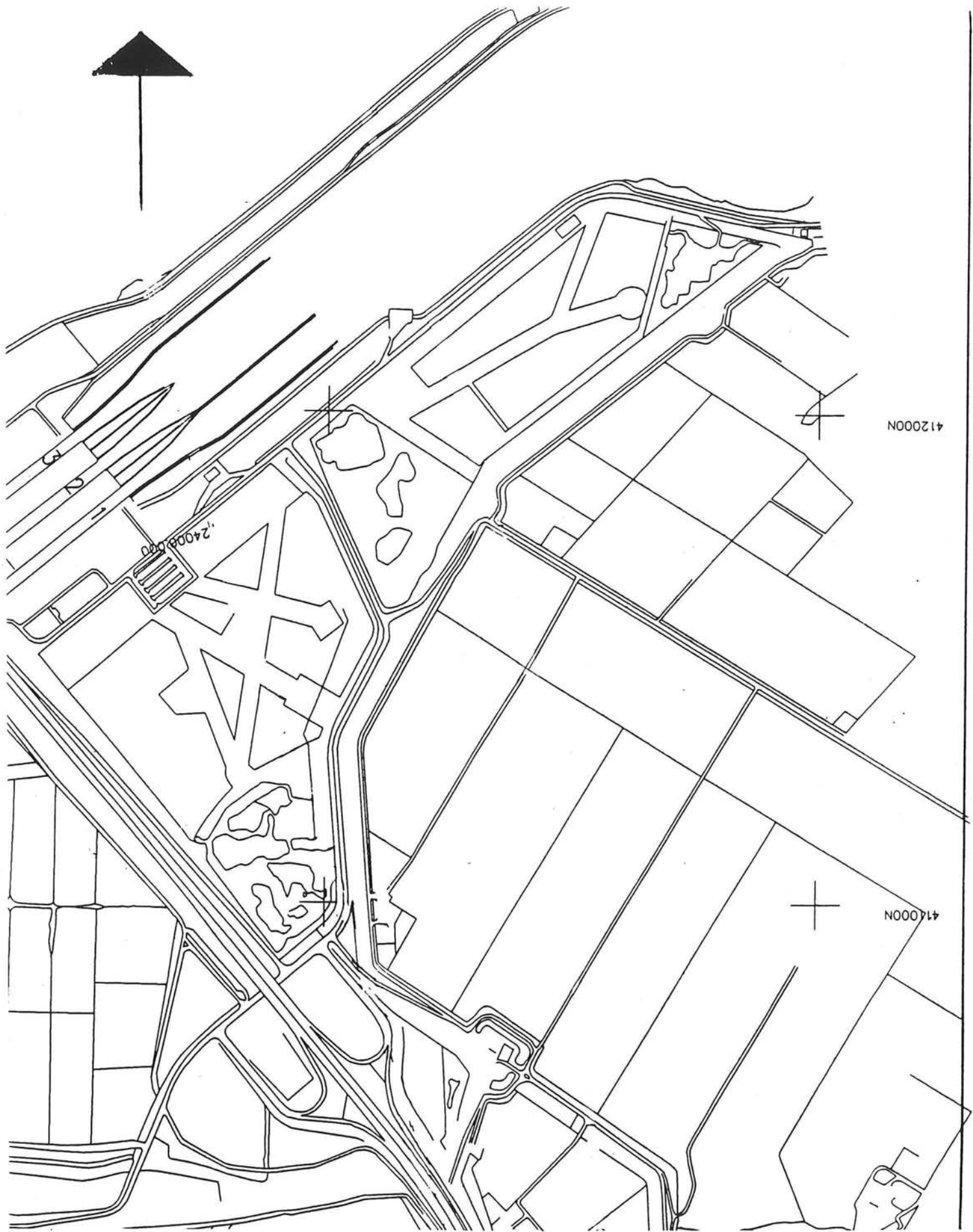


Kaart 6 De grondboringen 1B, 5B en 8B.

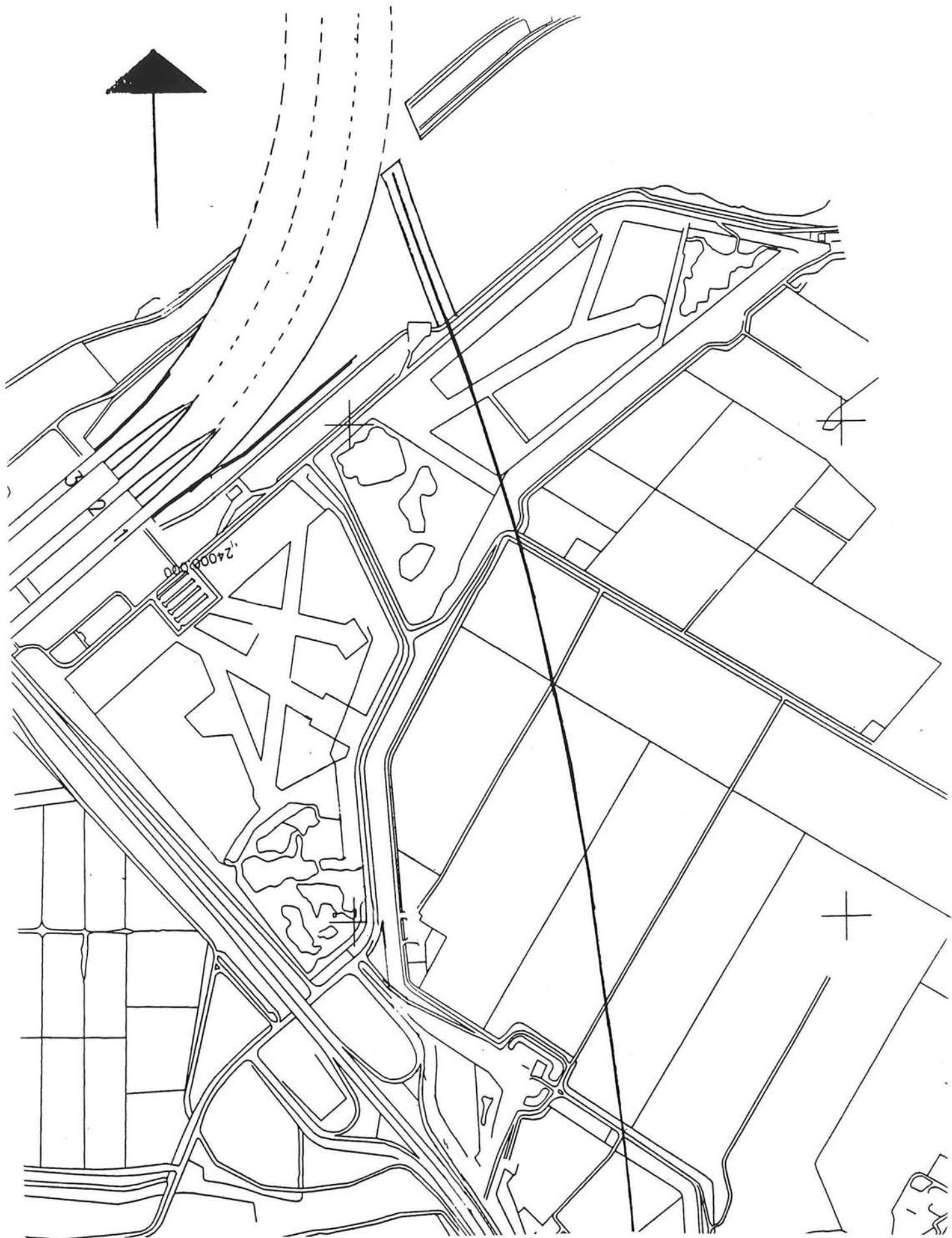


Kaart 7

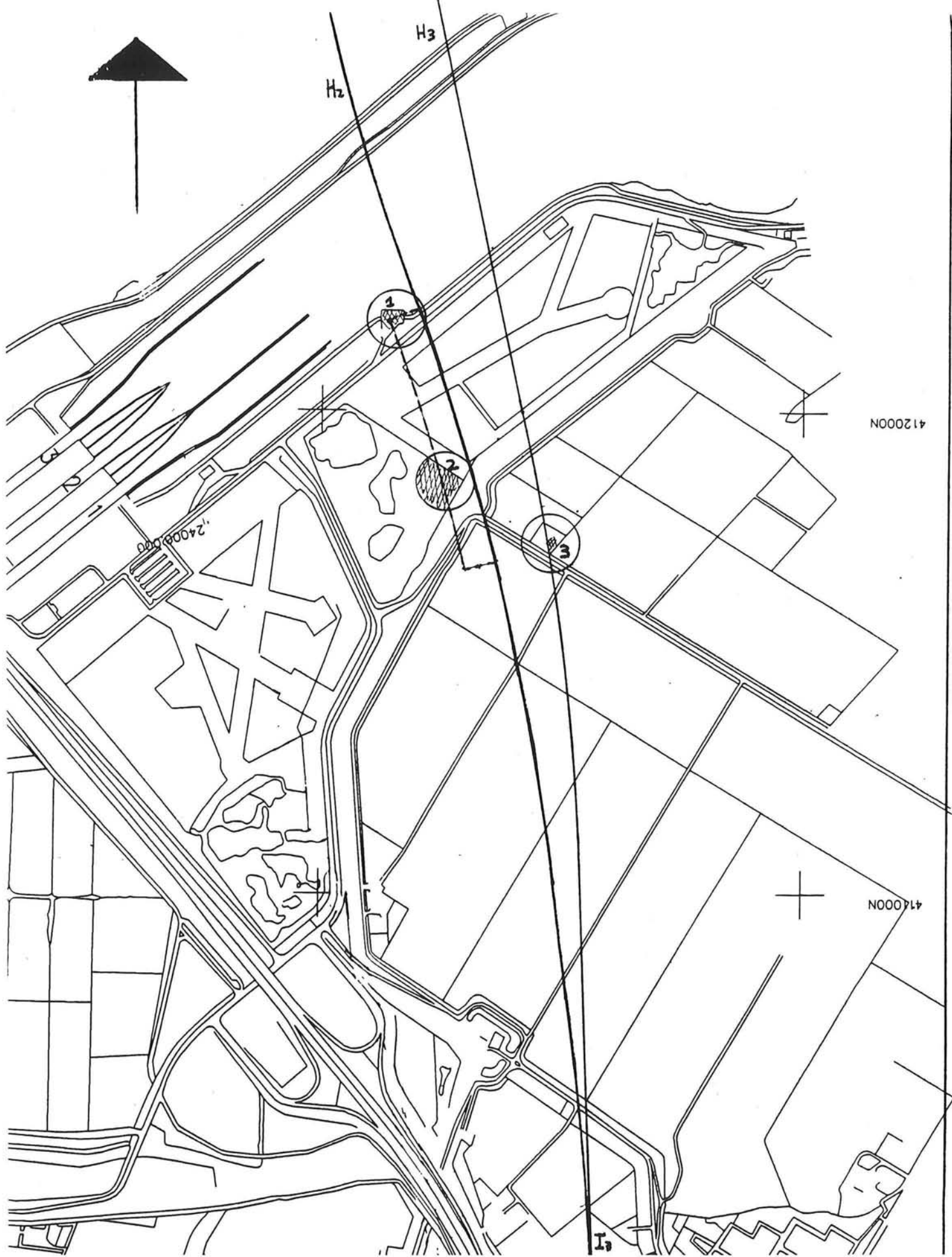




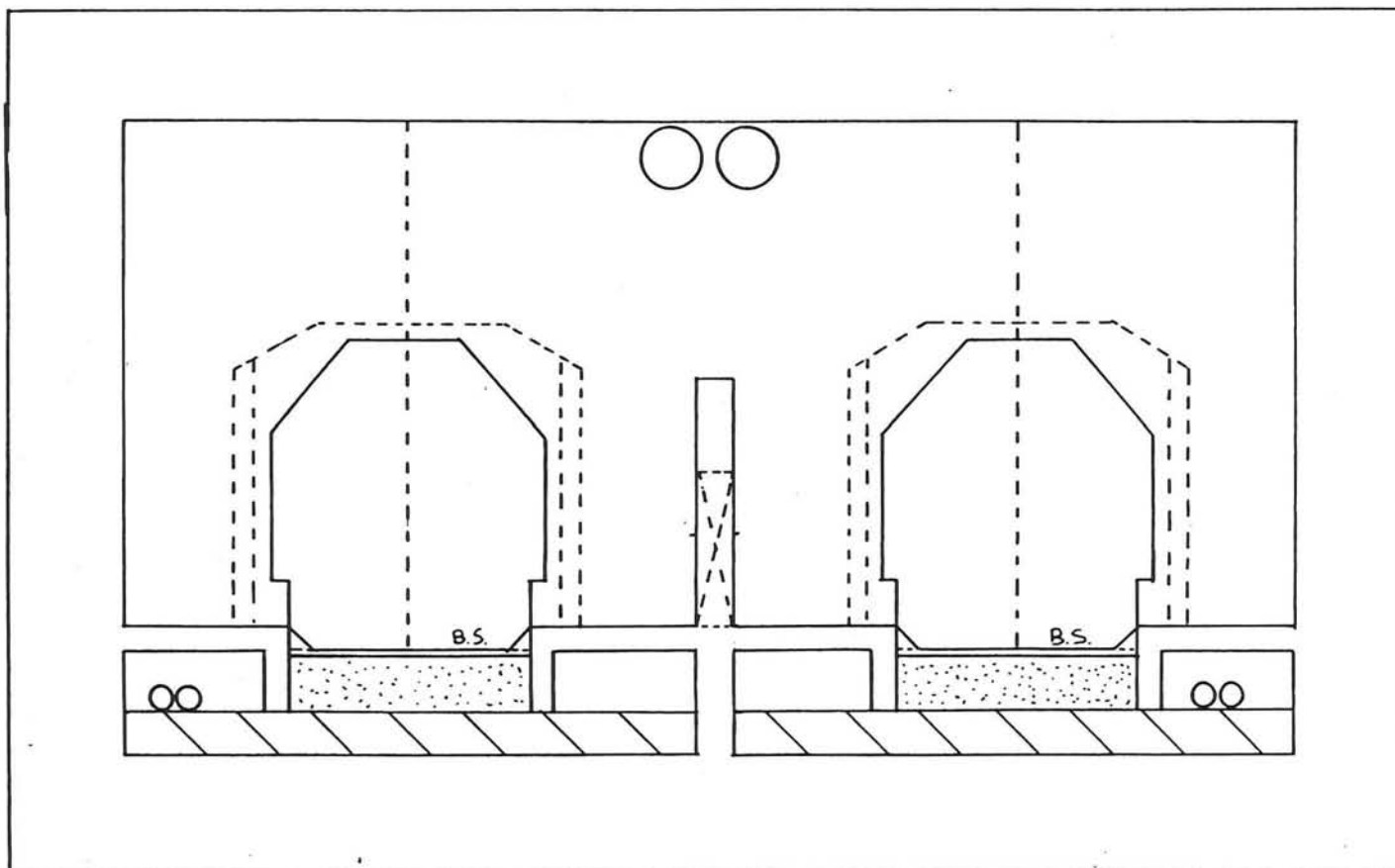
Kaart 9 Het studiegebied van de eindrapportage.



Kaart 10 Variant B3, het omleggen van het scheepvaartverkeer.

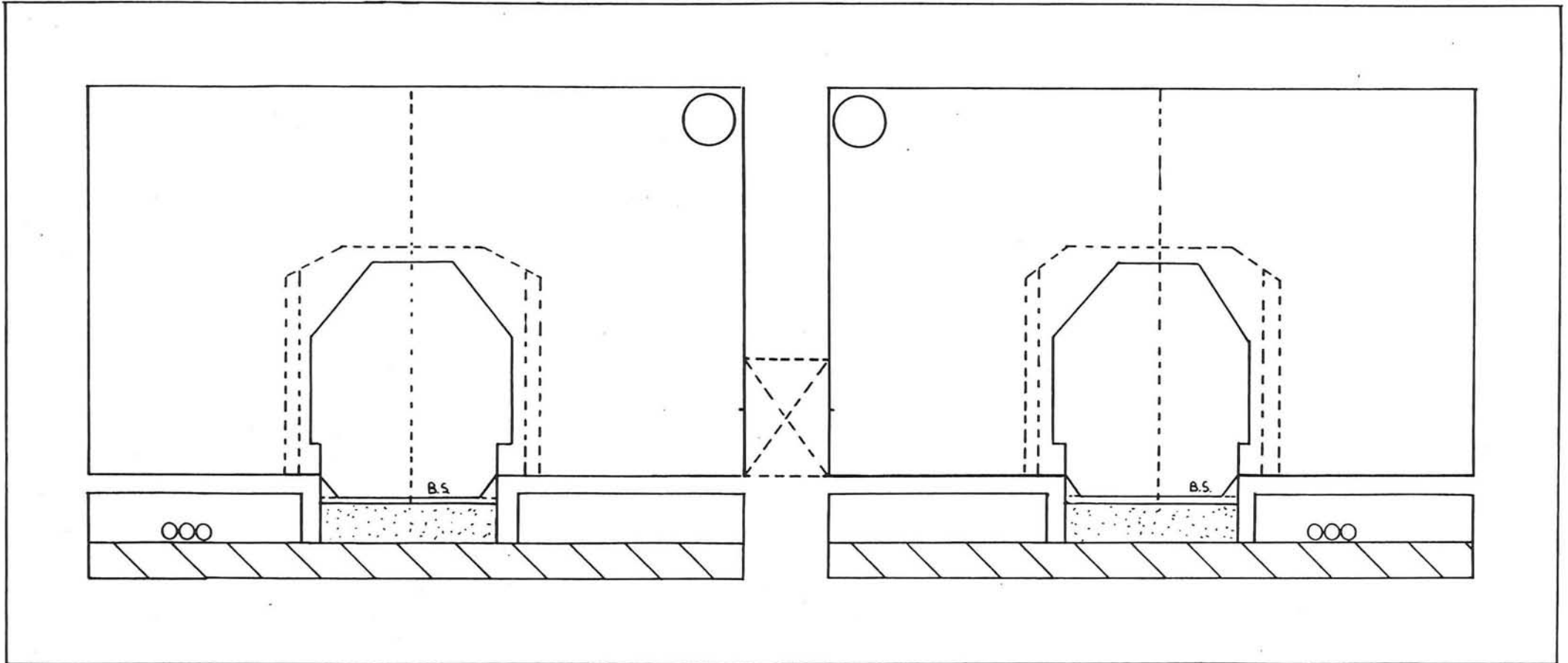


Kaart 11 De vergelijking van de H2-I3 en H3-I3 met 1= de lokatie van het electriciteitsgebouw, 2= doorsneden deel van het Zwanemeer en 3= de lokatie van de doorsneden boerderij



schaal 1:100

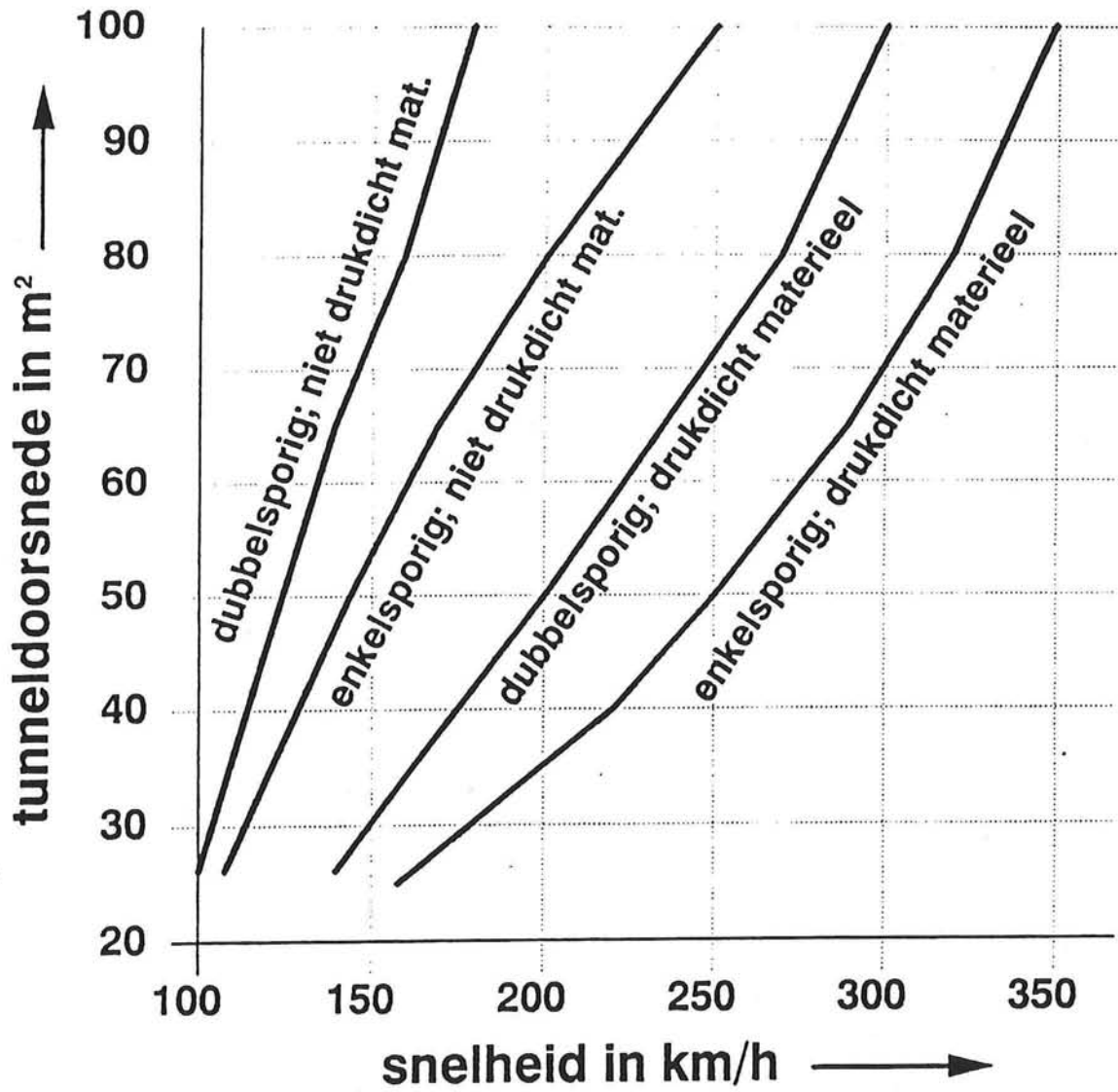
Figuur 1a : De dwarsdoorsnede van profiel 1
(resultaat rekenfase 1)



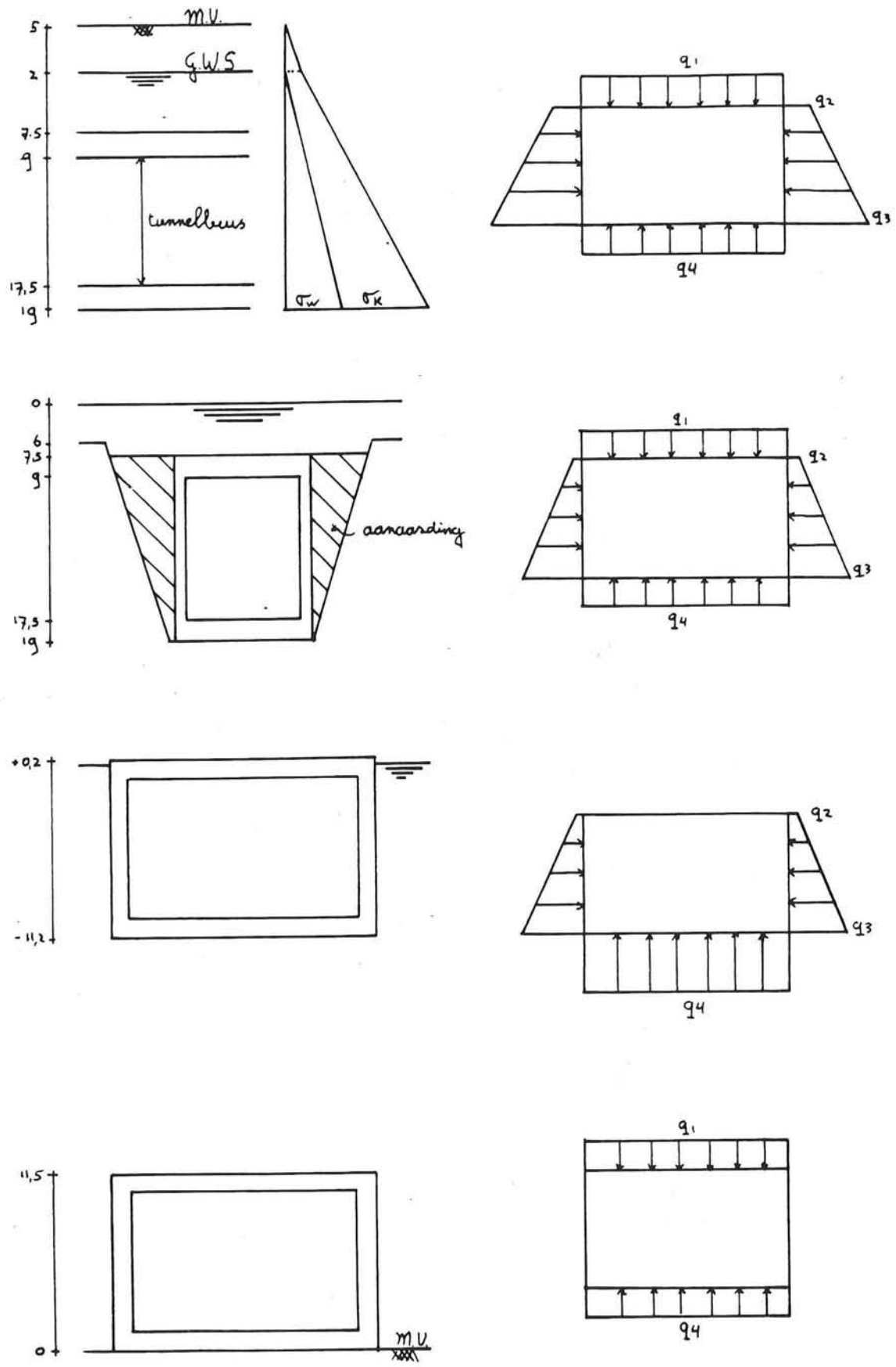
Figuur 1b : De dwarsdoorsnede van profiel 2
(resultaat rekenfase 1)

schaal 1:100

Relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede



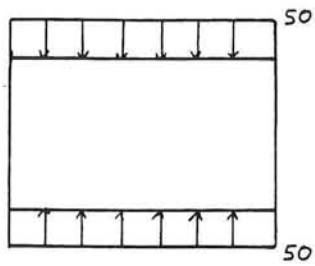
figuur 2 Relatiegrafiek van snelheid en tunneldoorsnede.



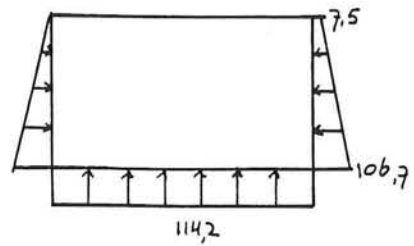
Figuren 4 : De maatgevende belastingsgevallen.

Figuren 5

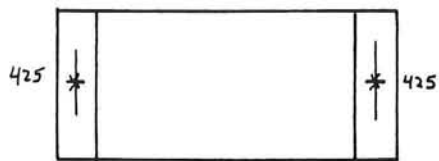
De N-, D- en M-lijnen van de profielen 1 en 2 voor de belastingsgevallen 1,3,5 en 6.



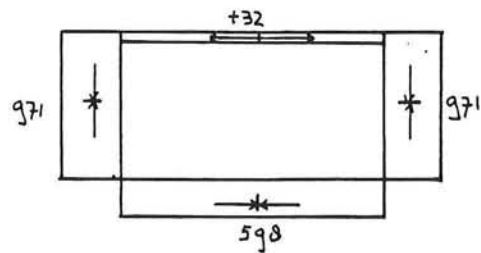
belastingsgeval 1
q-lijn (in KN/m)



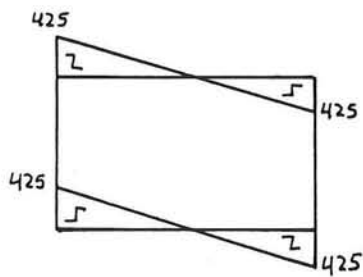
belastingsgeval 3
q-lijn (in KN/m)



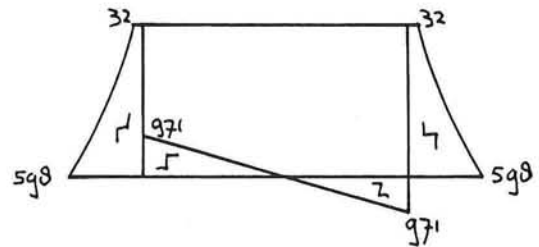
N-lijn (in KN)



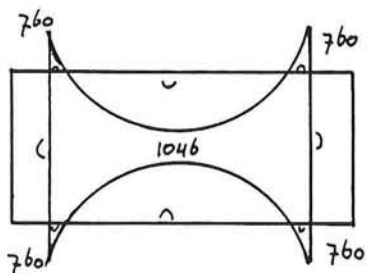
N-lijn (in KN)



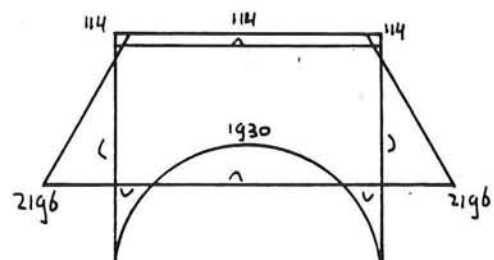
D-lijn (in KN)



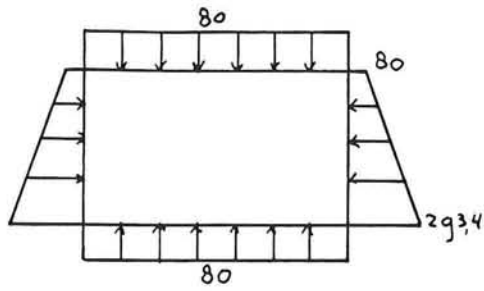
D-lijn (in KN)



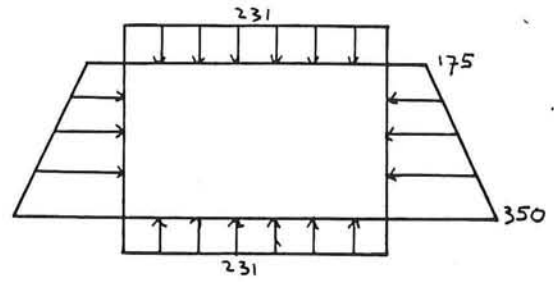
M-lijn (in KNm)



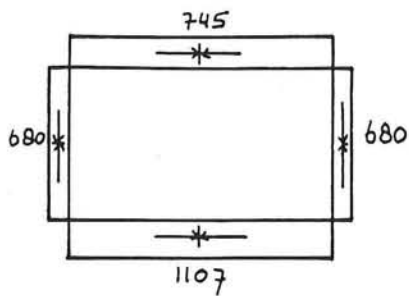
M-lijn (in KNm)



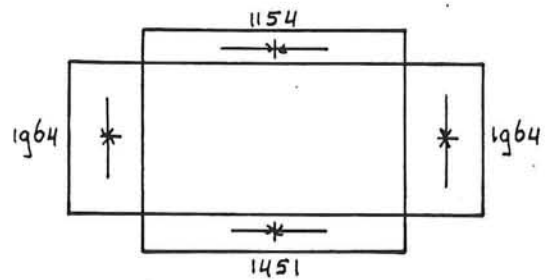
belastingsgeval 5
q-lijn (in KN/m)



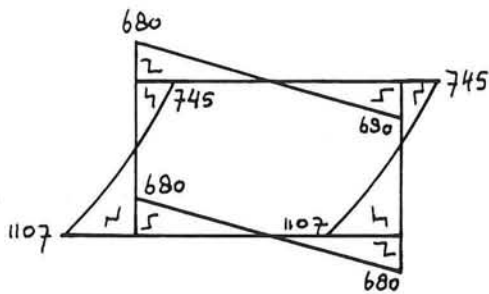
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



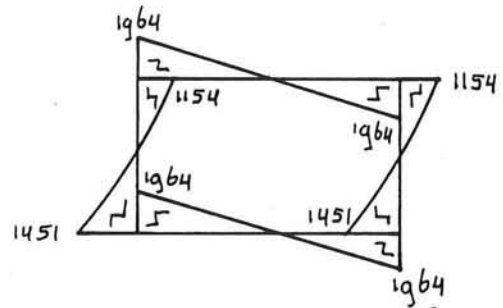
N-lijn (in KN)



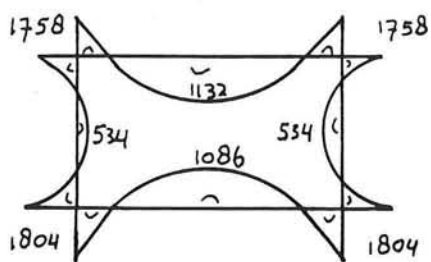
N-lijn (in KN)



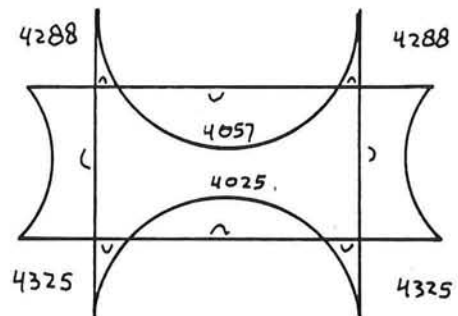
D-lijn (in KN)



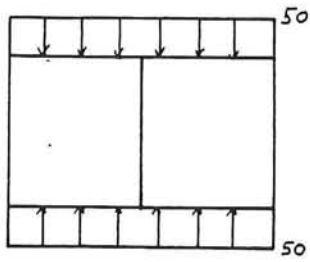
D-lijn (in KN)



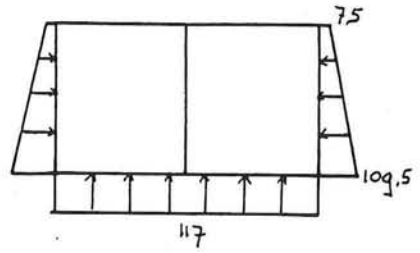
M-lijn (in KNm)



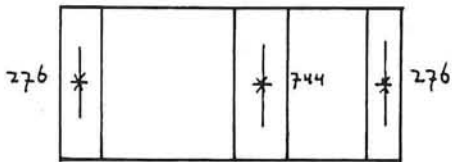
M-lijn (in KNm)



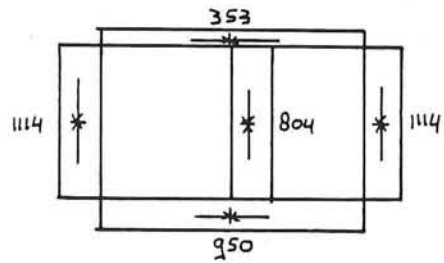
belastingsgeval 1
q-lijn (in KN/m)



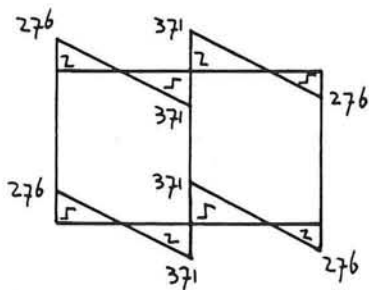
belastingsgeval 3
q-lijn (in KN/m)



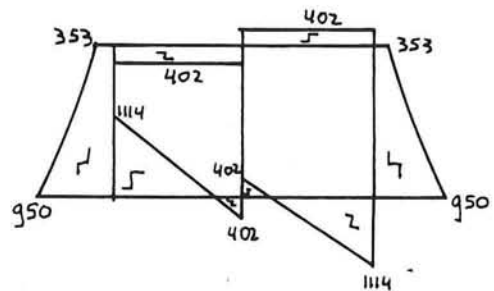
N-lijn (in KN)



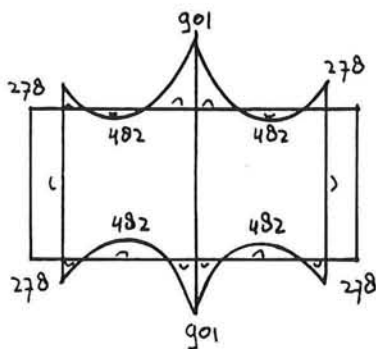
N-lijn (in KN)



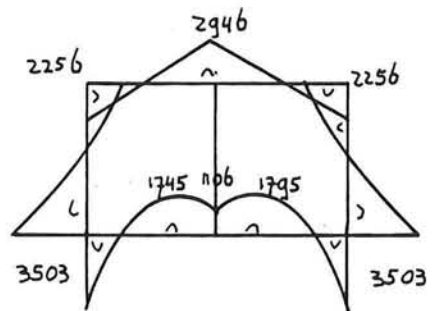
D-lijn (in KN)



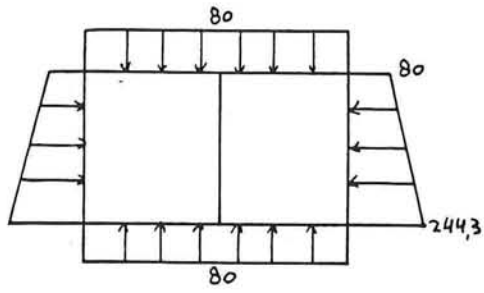
D-lijn (in KN)



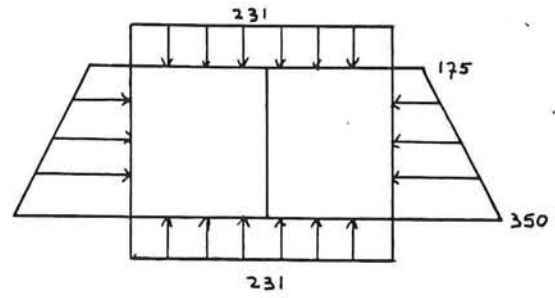
M-lijn (in KN m)



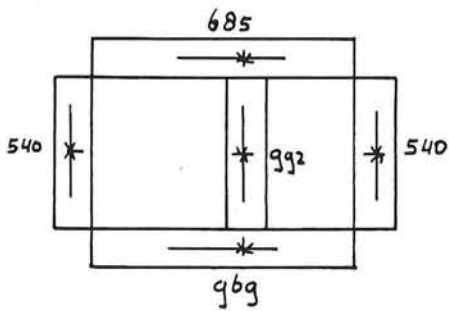
M-lijn (in KN m)



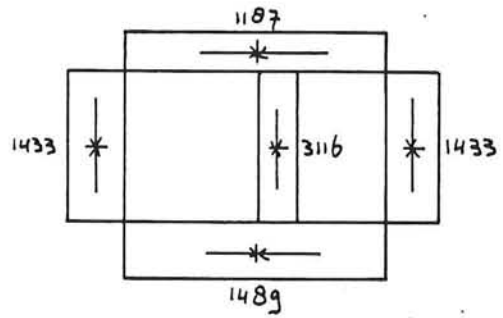
belastingsgeval 5
q-lijn (in KN/m)



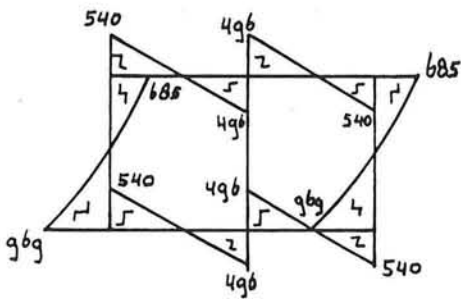
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



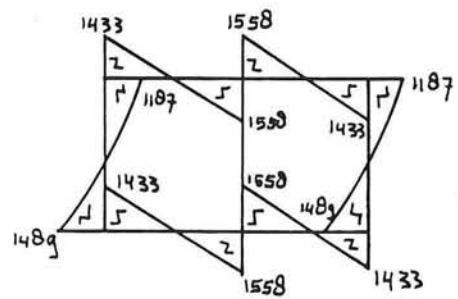
N-lijn (in KN)



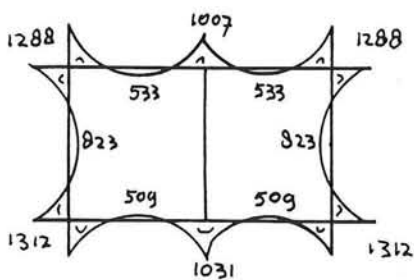
N-lijn (in KN)



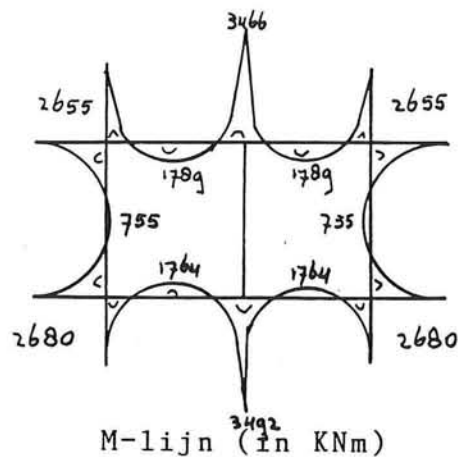
D-lijn (in KN)



D-lijn (in KN)



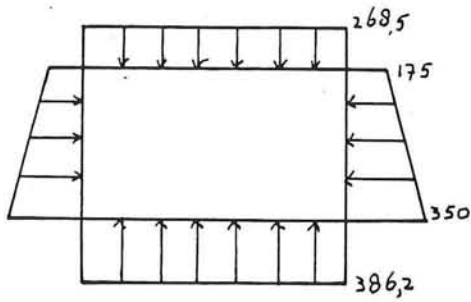
M-lijn (in KNm)



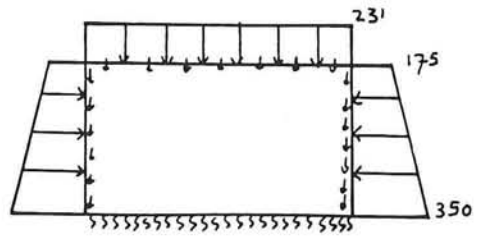
M-lijn (in KNm)

Figuren 6

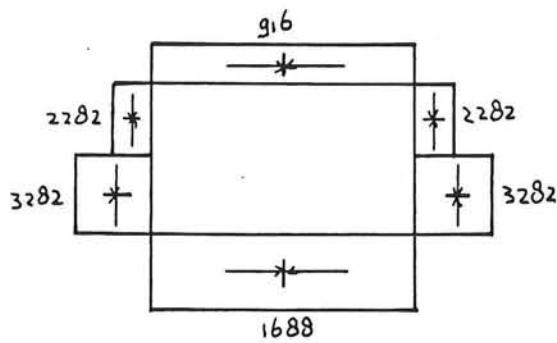
De vergelijking van de N-, D- en M-lijnen voor belastingsgeval 6 berekend met het raamwerkprogramma van PC-frame (in de linkerkolom) en Witteveen & Bos (in de rechterkolom).



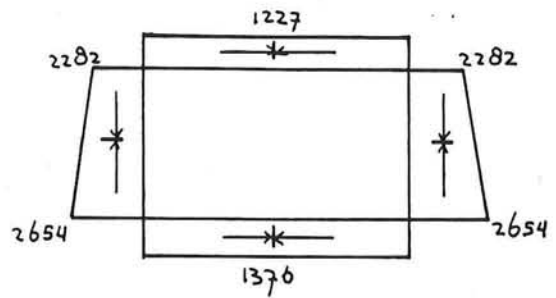
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



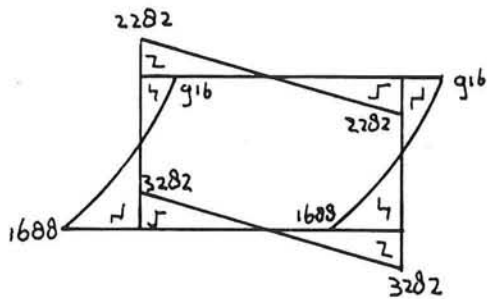
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



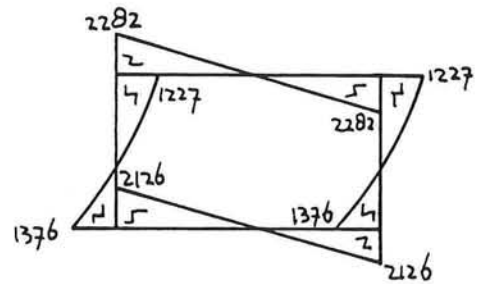
N-lijn (in KN)



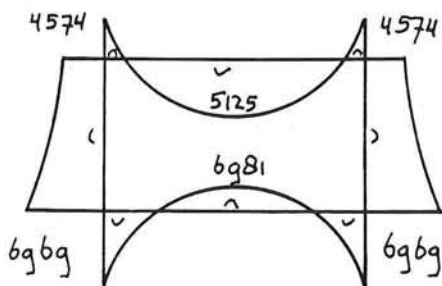
N-lijn (in KN)



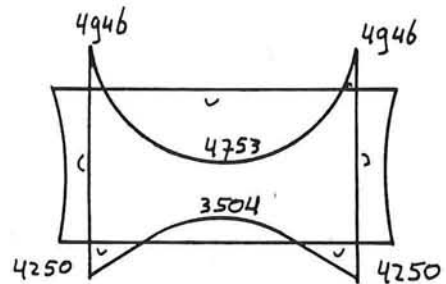
D-lijn (in KN)



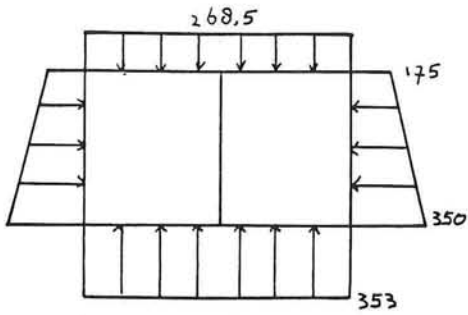
D-lijn (in KN)



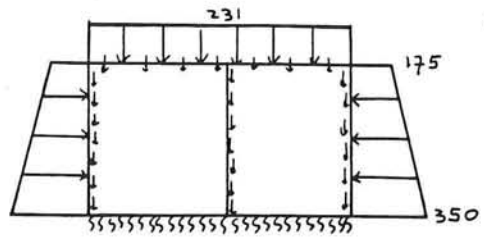
M-lijn (in KNm)



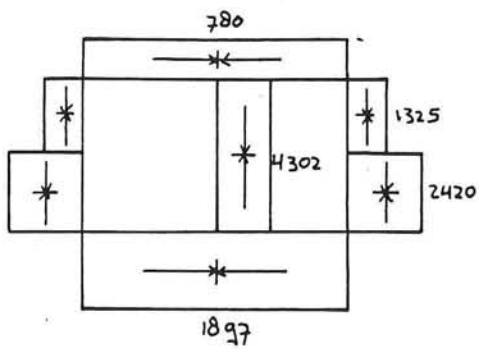
M-lijn (in KNm)



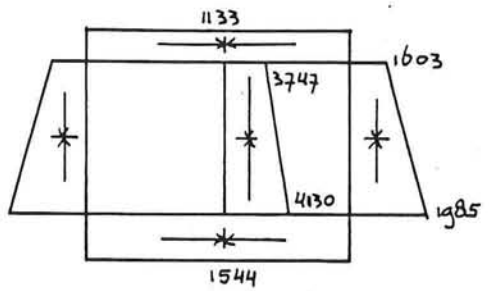
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



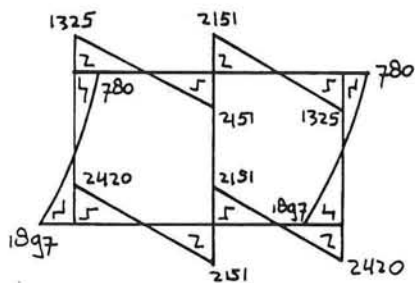
belastingsgeval 6
q-lijn (in KN/m)



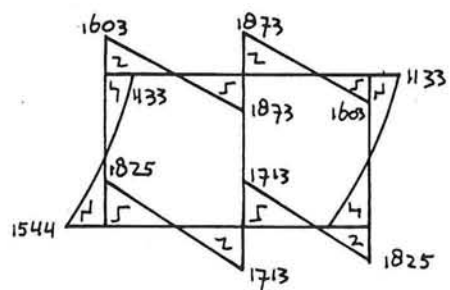
N-lijn (in KN)



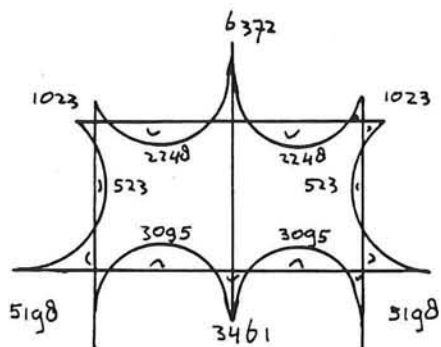
N-lijn (in KN)



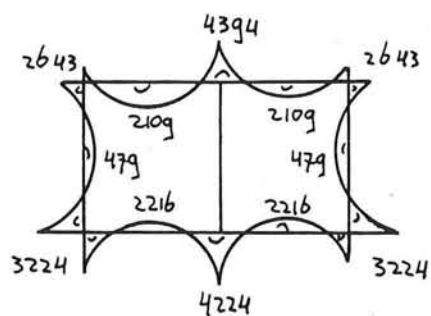
D-lijn (in KN)



D-lijn (in KN)



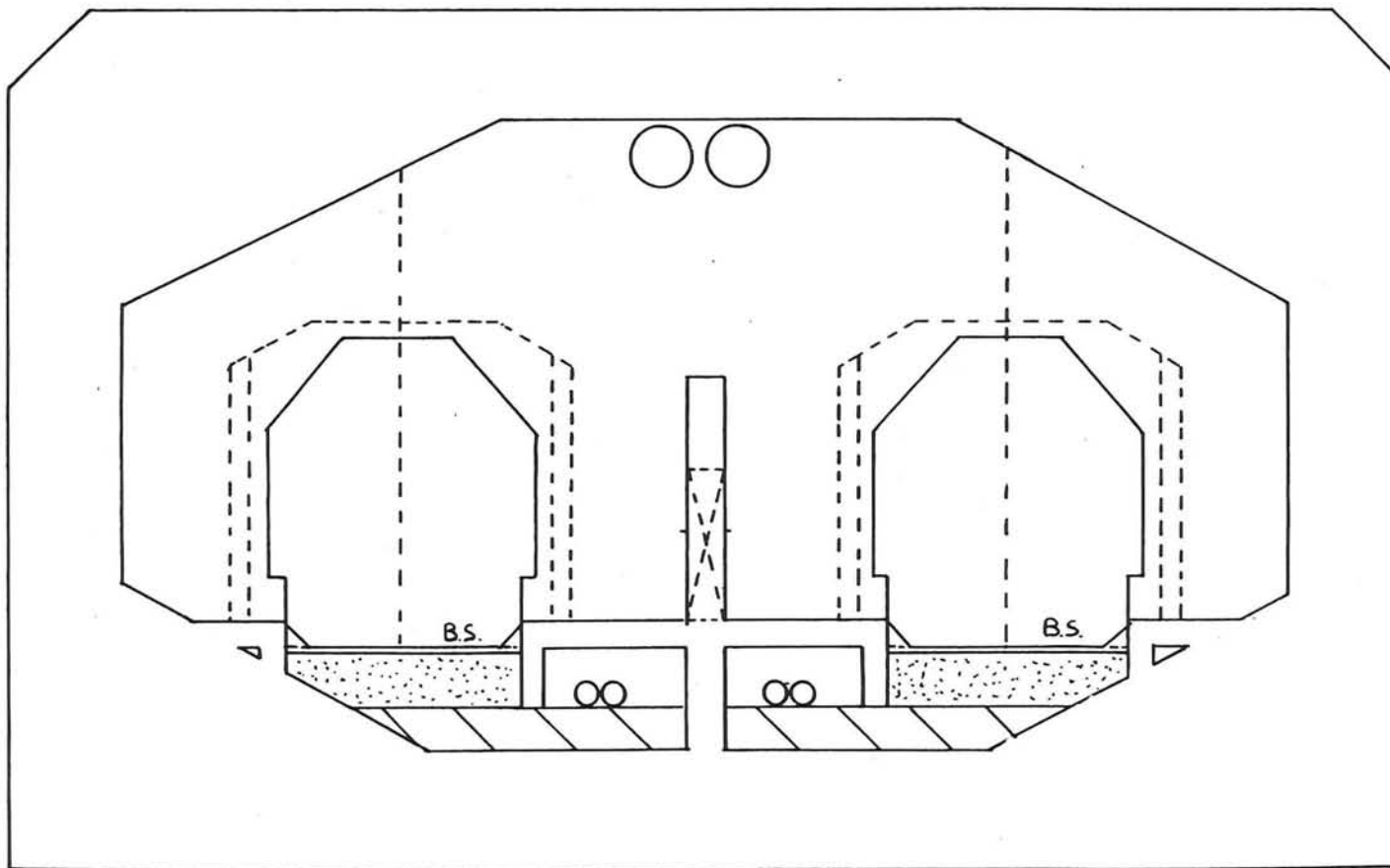
M-lijn (in KNm)



M-lijn (in KNm)

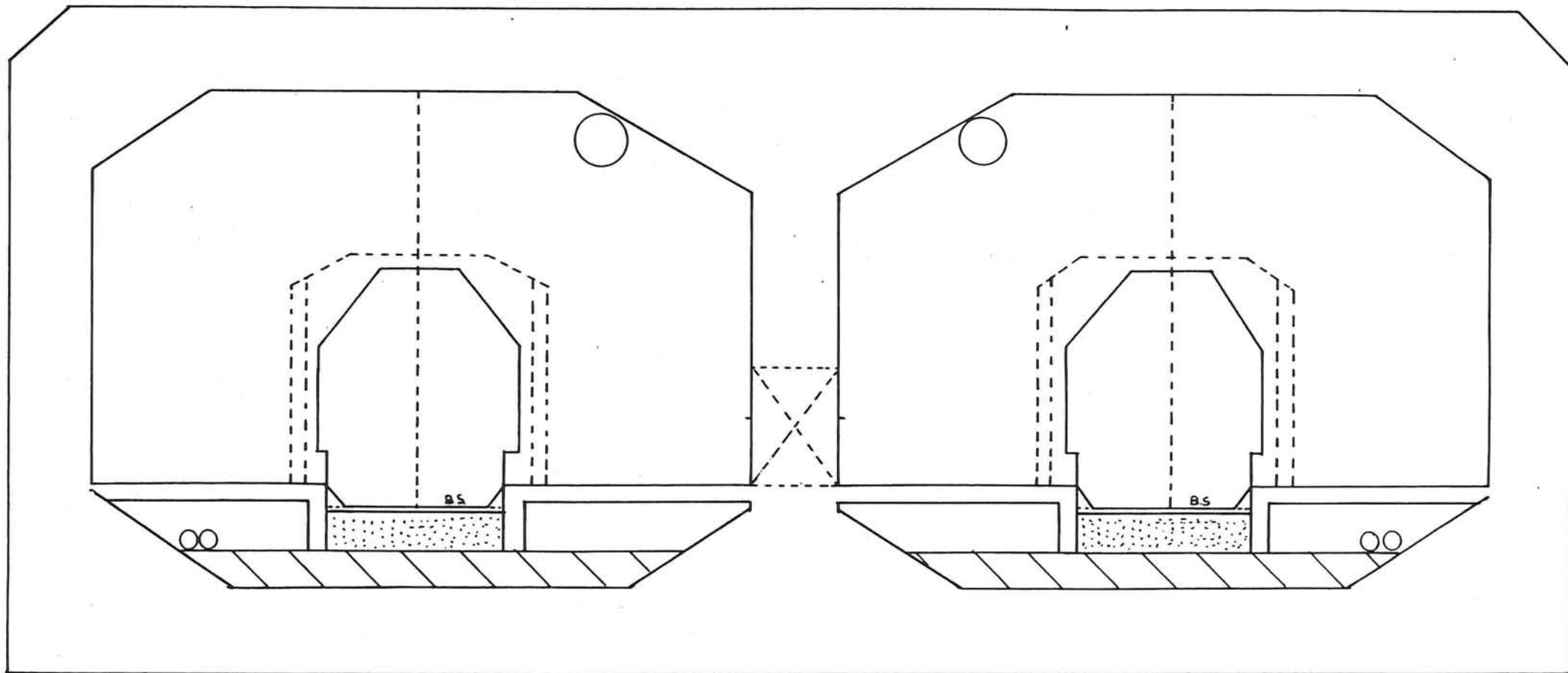
Figuren 7

De Momentenomhullenden van het dak,
de wand en de vloer van de profielen
1 en 2.



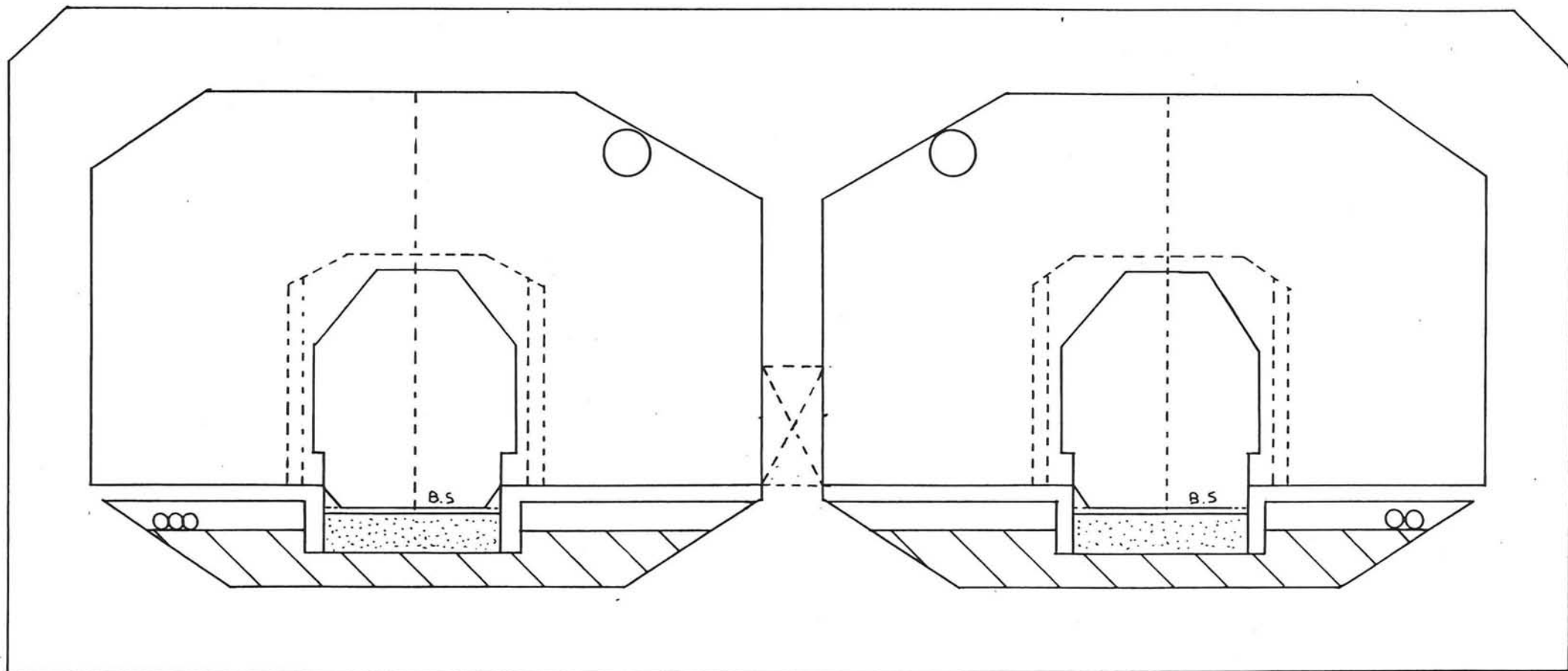
schaal 1:100

Figuur 8a : De dwarsdoorsnede van profiel 1.
(resultaat rekenfase 2)



Figuur 8b : De dwarsdoorsnede van profiel 2.
(resultaat rekenfase 2)

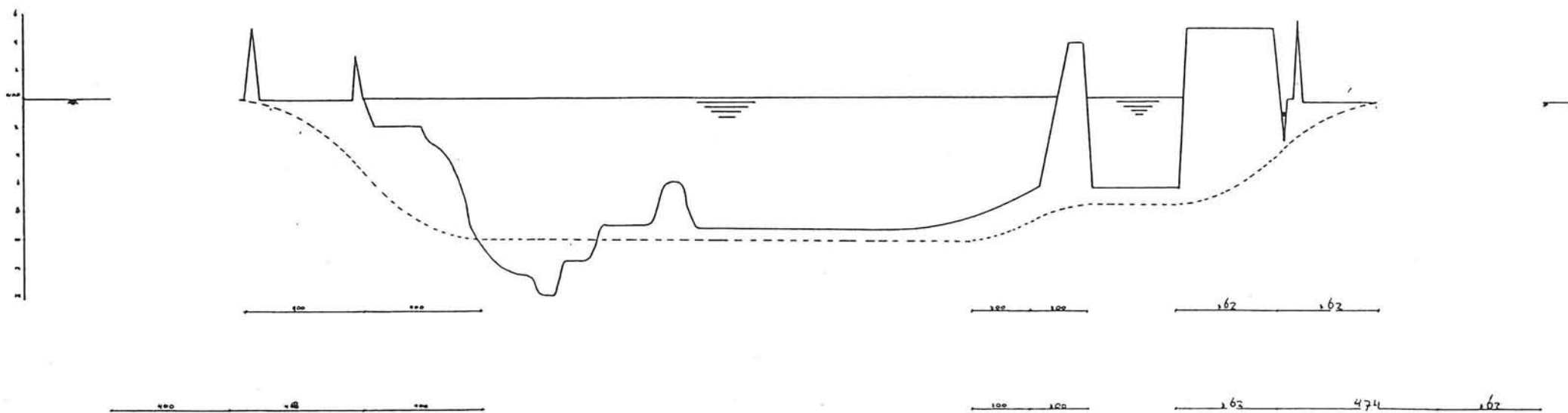
schaal 1:100



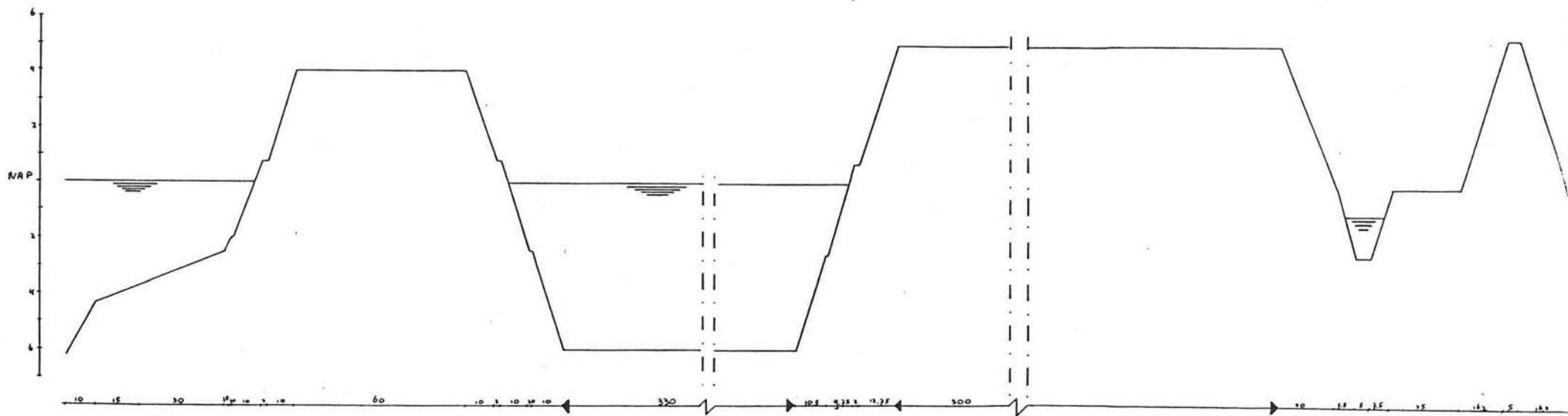
schaal 1:100

Figuur 9 : De dwarsdoorsnede van profiel 2.
(resultaat rekenfase 3)

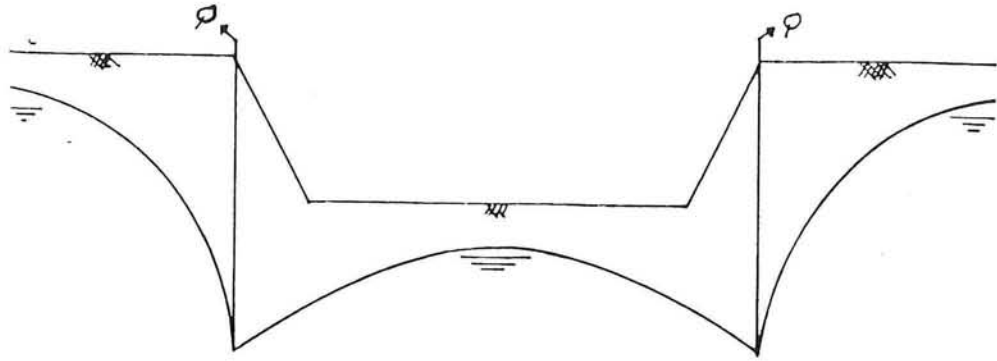
dwarsprofiel	1a	1b	2
criterium			
1) veiligheid:			
1a) brand	--	+	++
1b) inundatie	--	+	++
2) bedrijfszekerheid:			
2a) onderhoud en inspectie	+	++	++
2b) functioneren bij ongeval	-	+	++
3 kosten	++	-	+



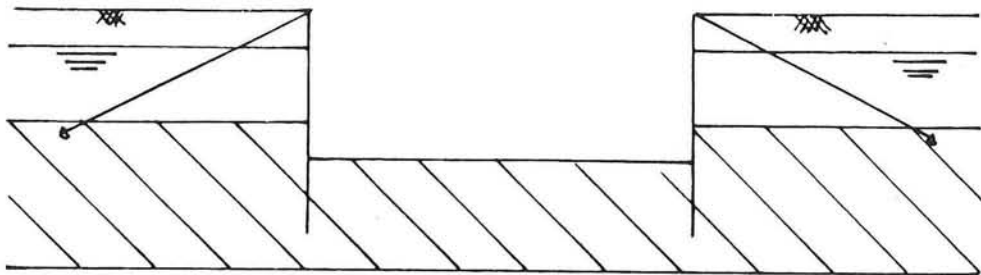
Figuur 10a De langsdoorsnede van de HSL-kruising Hollands Diep.



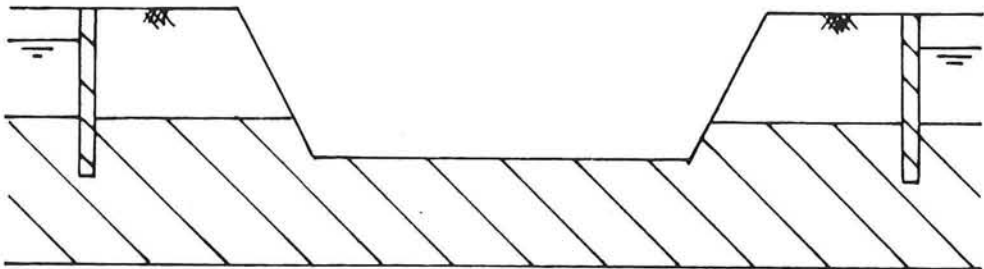
Figuur 10b De langsdoorsnede van de HSL in de oever van Noord-Brabant.



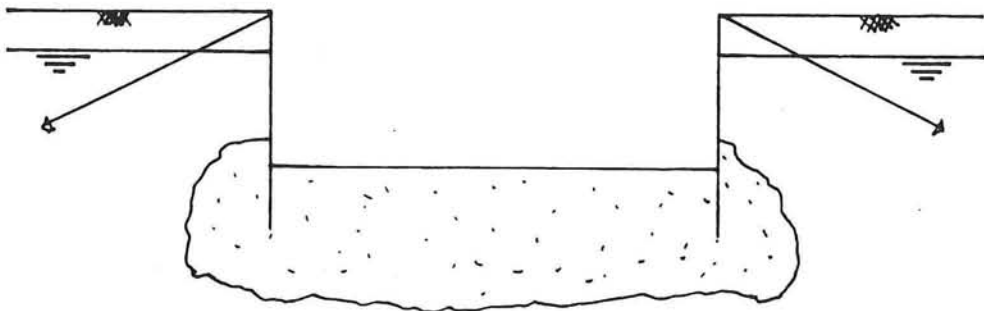
Figuur 11a De open bouwputmethode met grondtaluds en bemaling.



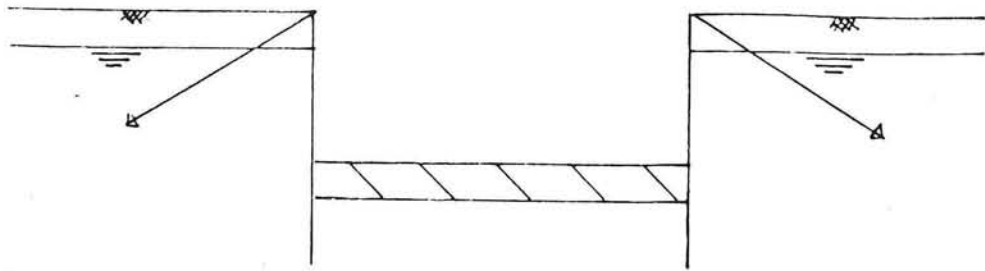
Figuur 11b Damwanden tot in de slechtdoorlatende laag.



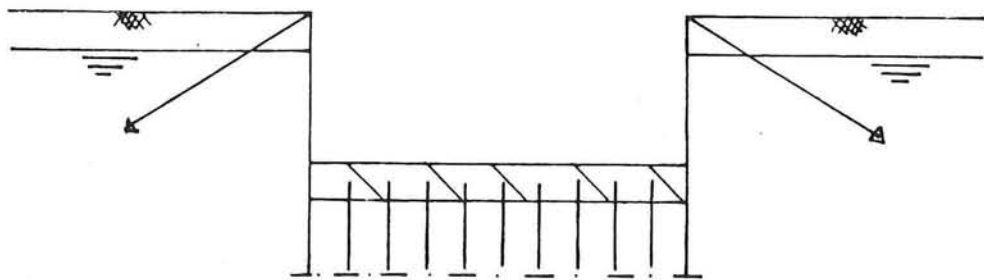
Figuur 11c Klei/cementschermen tot in de slechtdoorlatende laag.



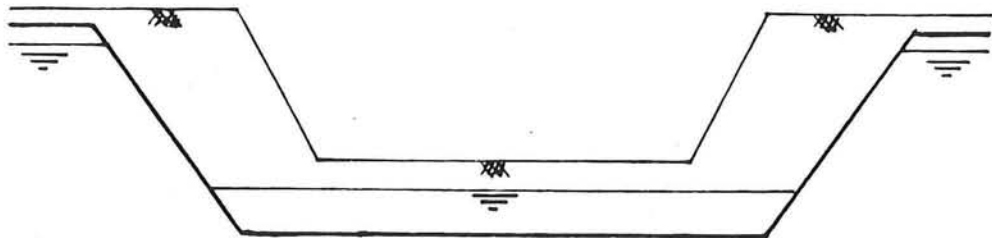
Figuur 11d De injectiemethode.



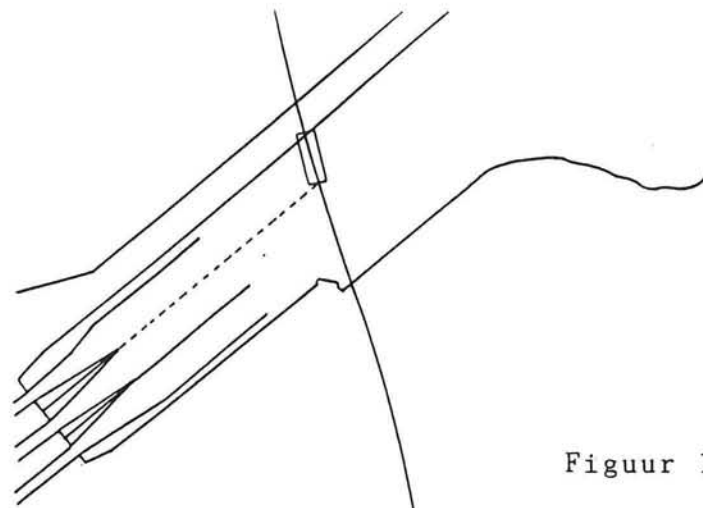
Figuur 11e Diepwanden of damwanden in combinatie met owb.



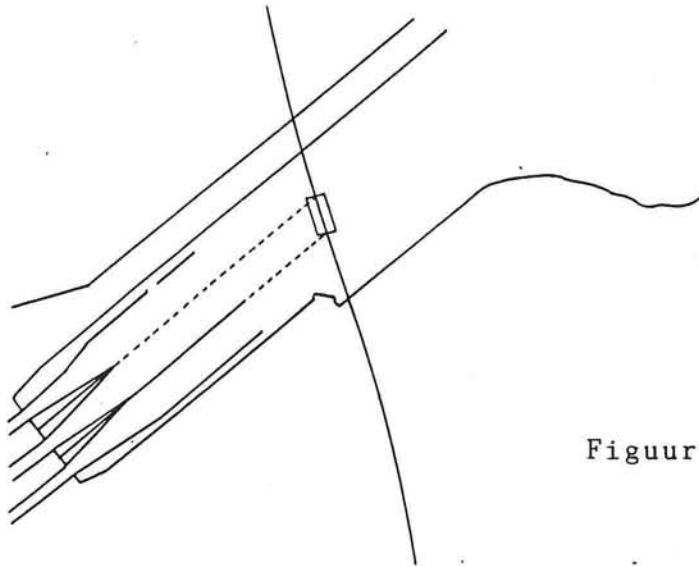
Figuur 11f Diepwanden of damwanden in combinatie met owb met trekpalen.



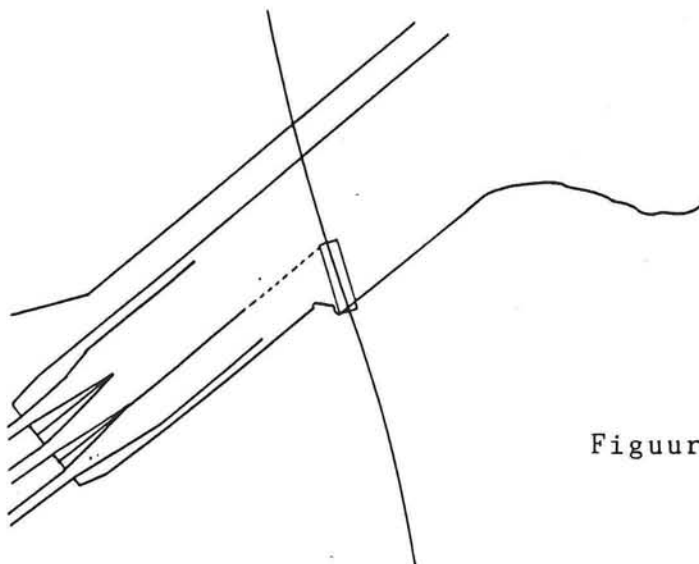
Figuur 11g De vliesmethode.



Figuur 12a Bouwfase 1

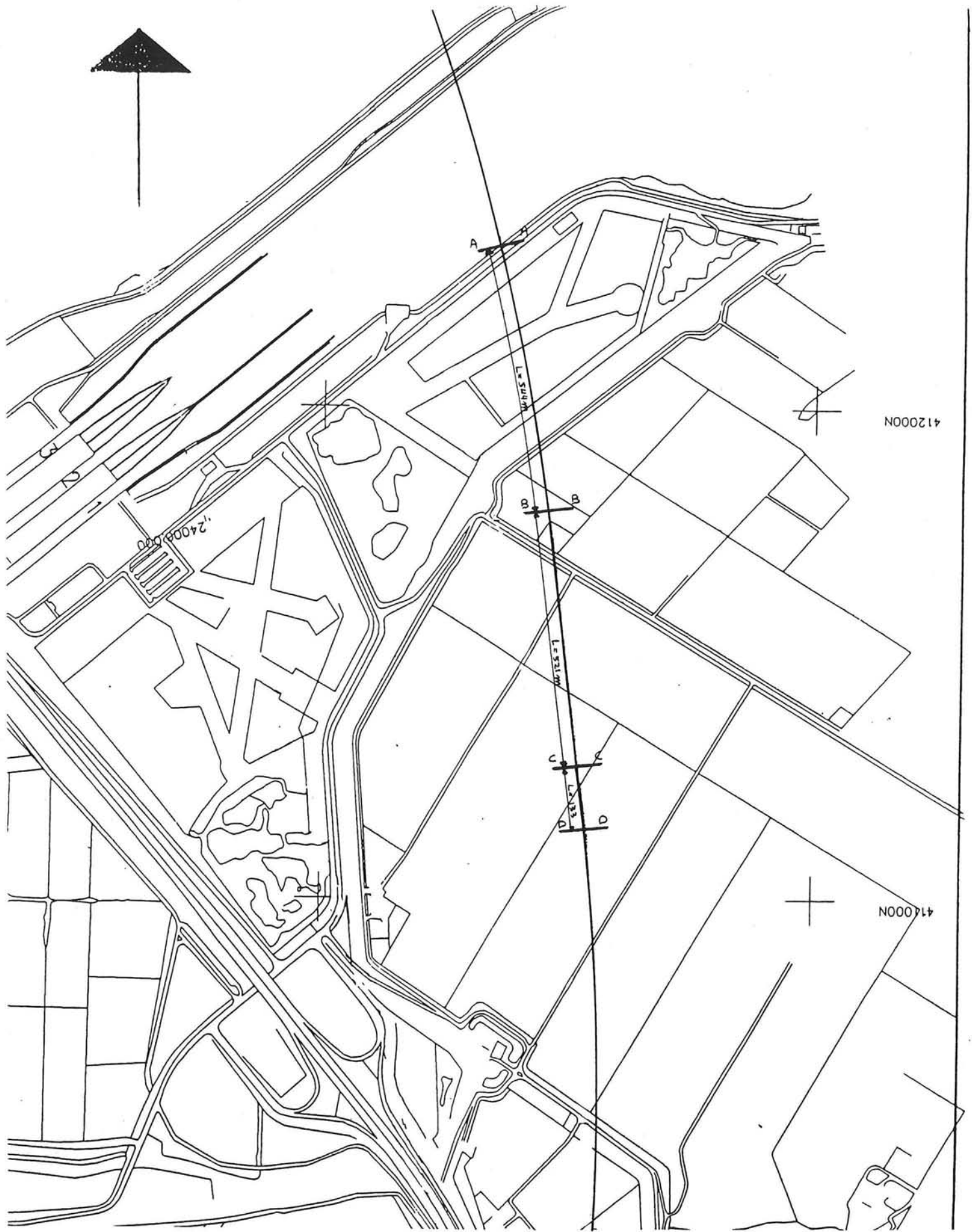


Figuur 12b Bouwfase 2

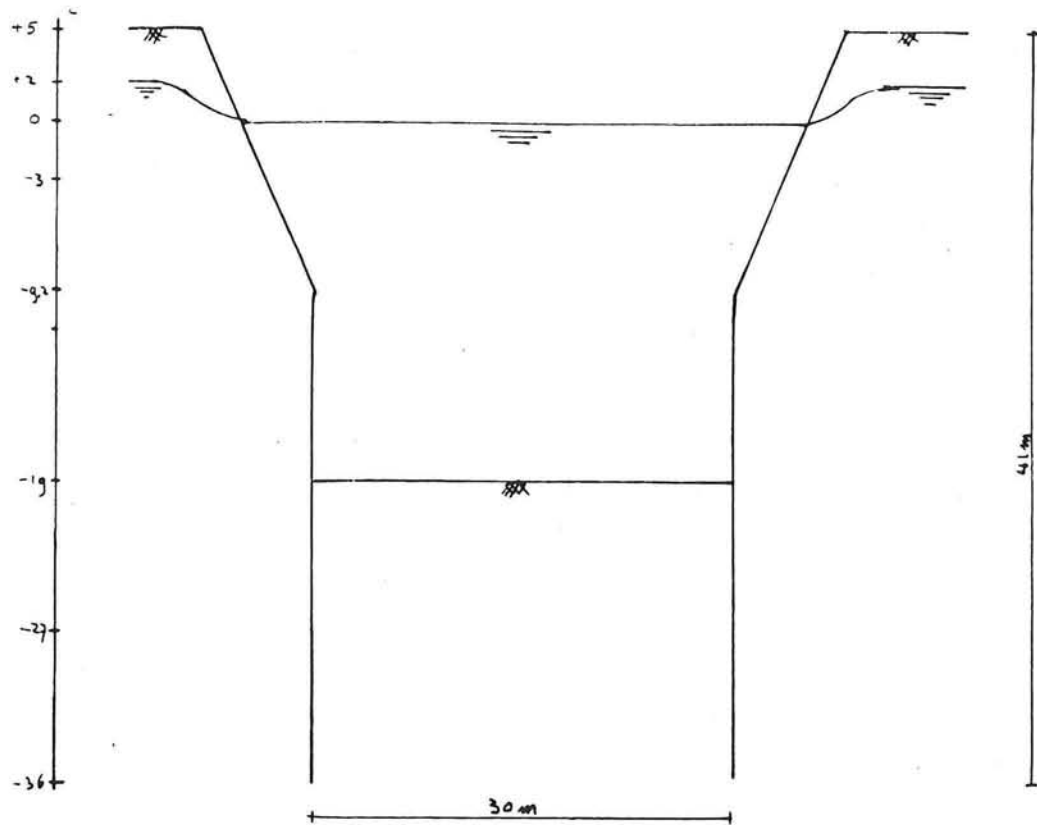


Figuur 12c Bouwfase 3

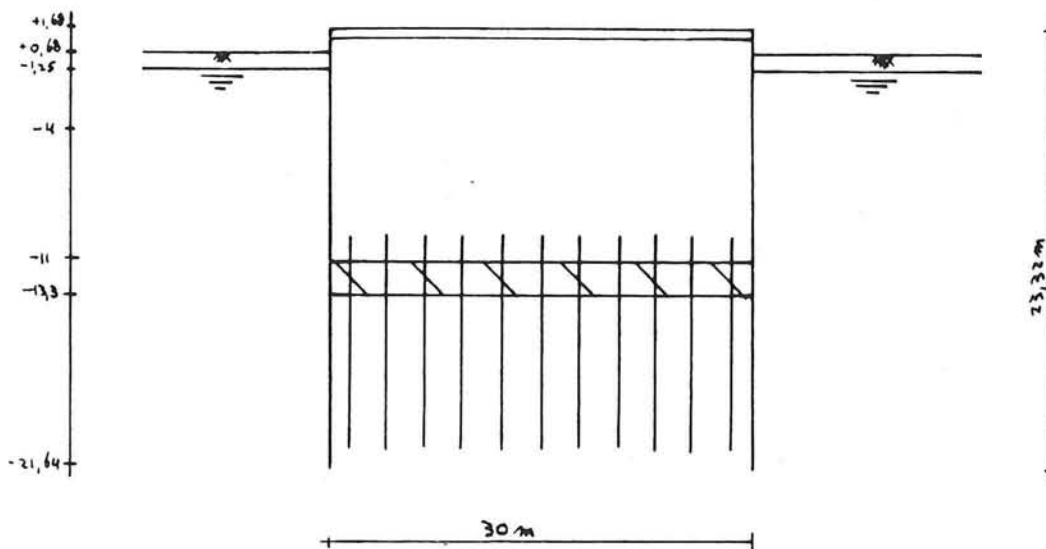
Figuren 12 De verschillende bouwfasen voor variant B1



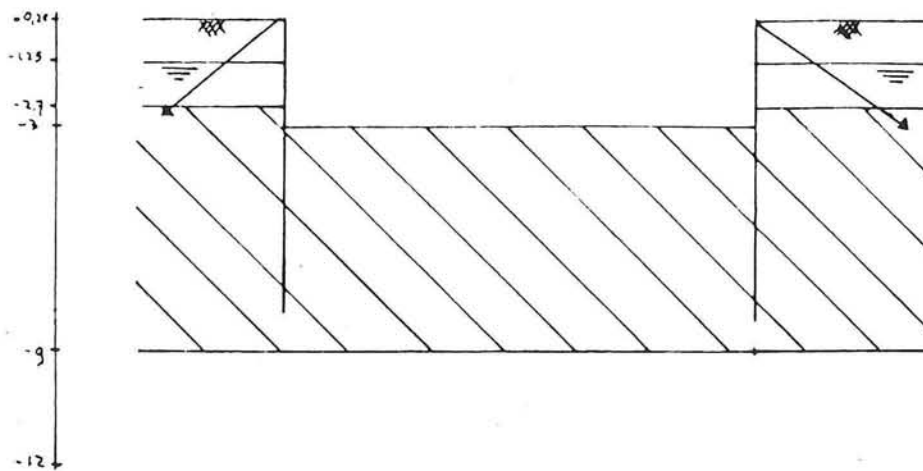
Figuur 13a De overzichtskaart met de plaatsaanduiding van de verschillende bouwmethoden.



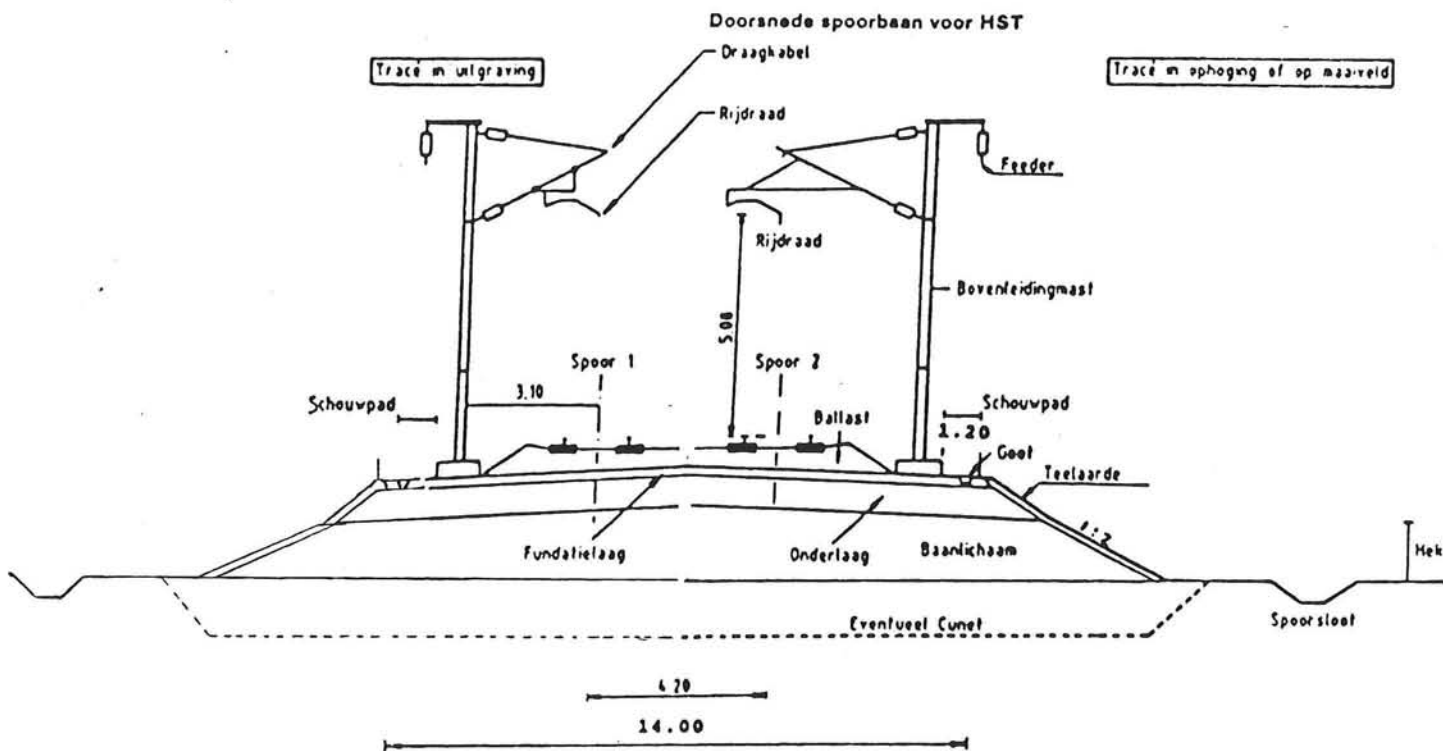
Figuur 13b Dwarsdoorsnede A-A, de zinksleuf.



Figuur 13c Dwarsdoorsnede B-B, de bouwput begrensd door damwanden in combinatie met owb met trekpalen.



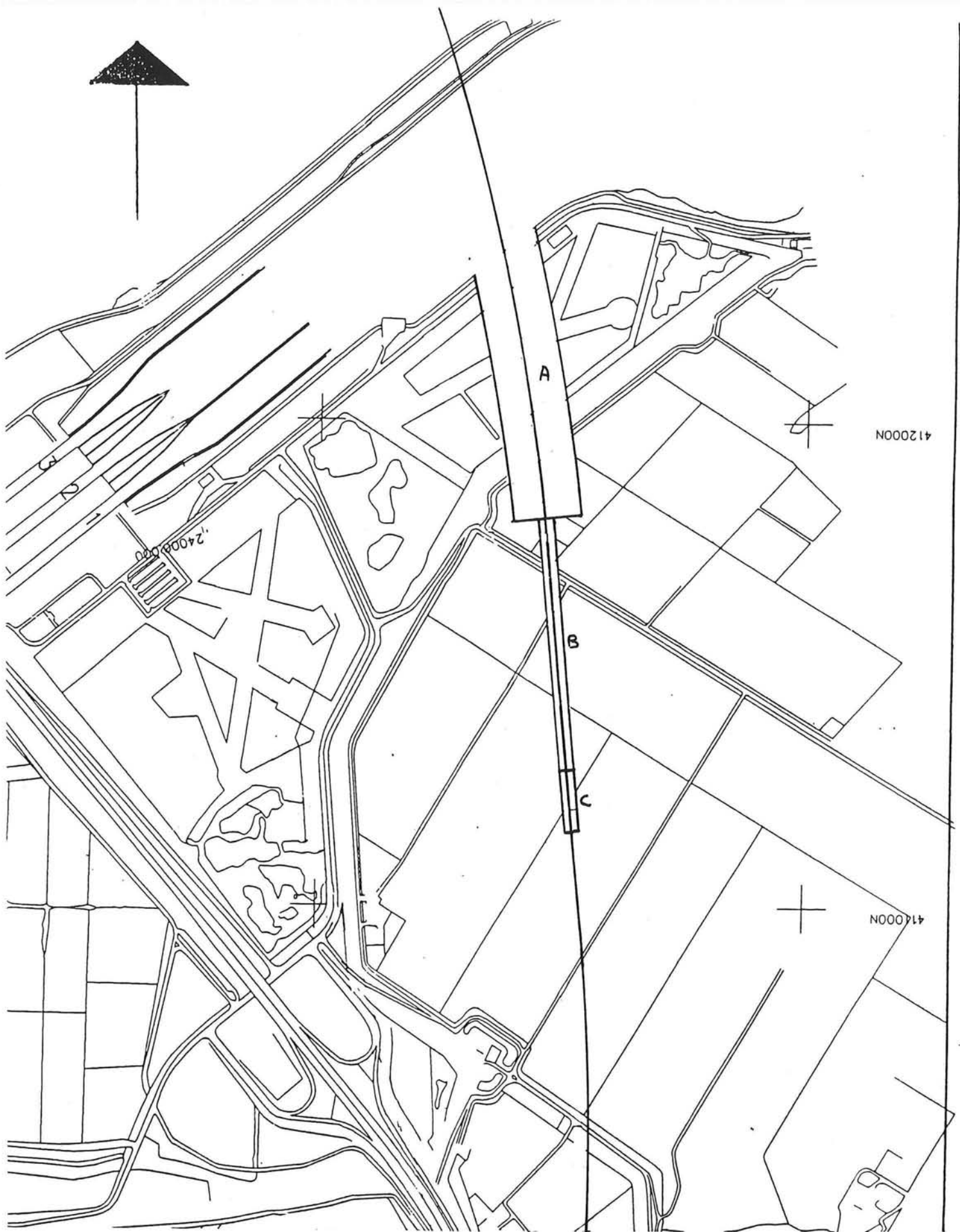
Figuur 13d Dwarsdoorsnede C-C, de bouwput begrensd door damwanden en de slecht-doorlatende laag.



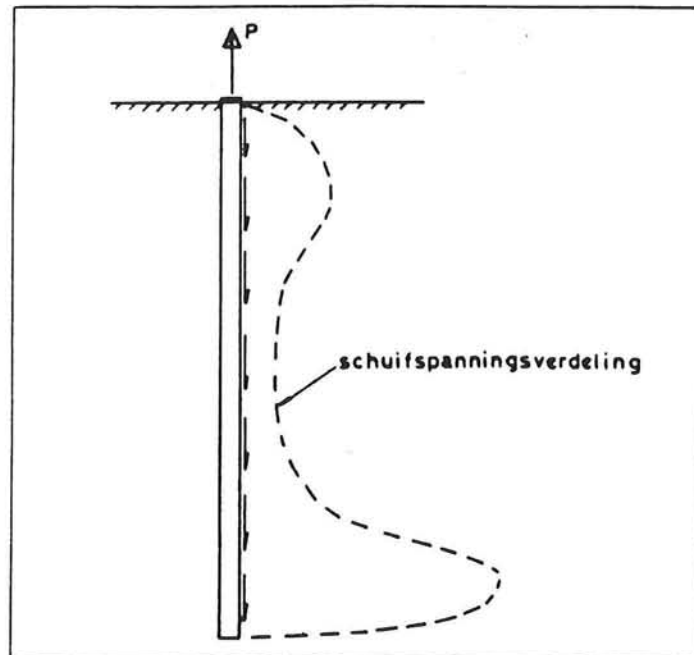
Figuur 13e Dwarsdoorsnede D-D, de ligging van de HSL op maaiveld.

hoogteligging zinksleufbodem (t.o.v. NAP)	lengte damwanddeel (in meters)	inheidiepte (in meters)
-20 naar -19	178.9	27.1
-19 naar -18	74	25.2
-18 naar -17	56.8	23.4
-17 naar -16	48.4	21.5
-16 naar -15	47	19.6
-15 naar -14	47	17.7
-14 naar -13	23.5	15.7

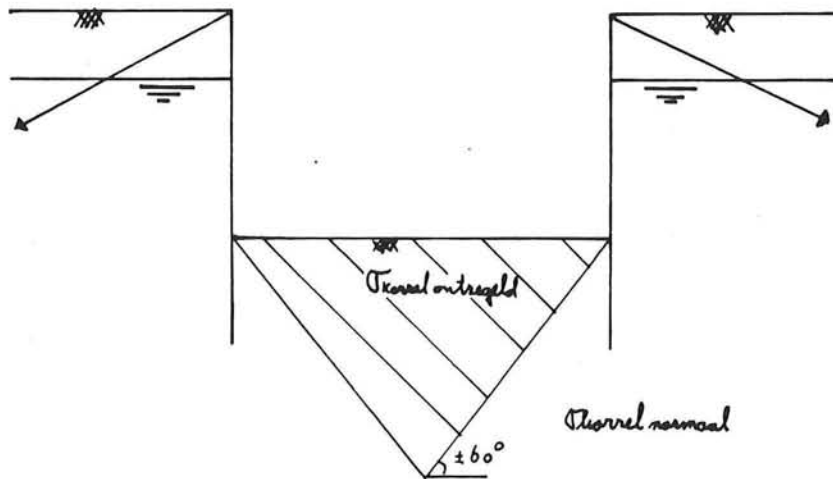
Figuur 14a Het damwandverloop van NAP -20 meter
t/m NAP -13 meter.



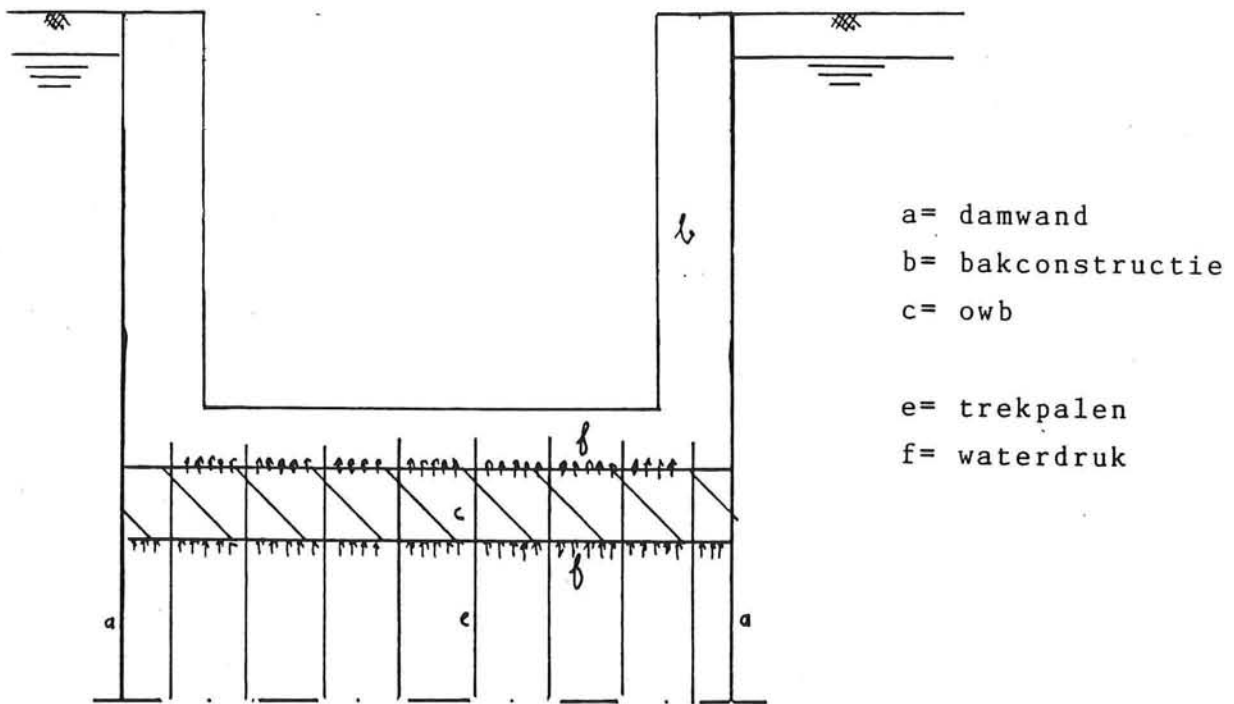
Figuur 14b Het bovenaanzicht van de bouwmethoden in de oever van Noord-Brabant.



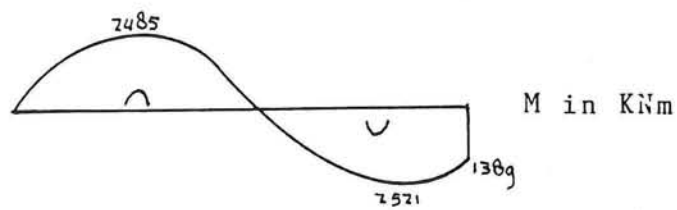
Figuur 15a De schuifspanningsverdeling over de trekpaal volgens methode 2.



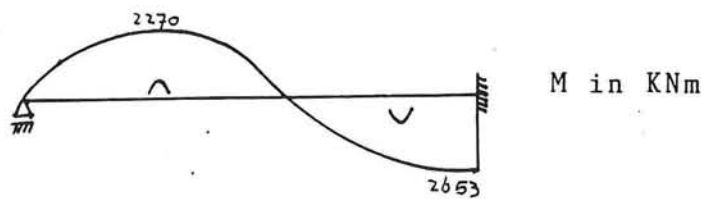
Figuur 15b Het korrelspanningsverloop voor een ontlaste bodem.



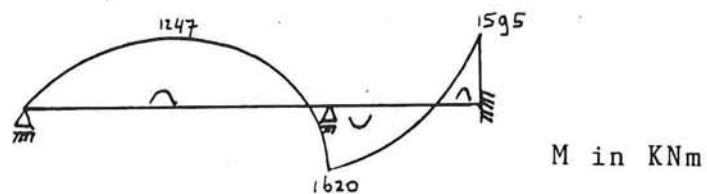
Figuur 16 Drukopbouw van de opwaartse waterdruk
 onder vloer van de permanente constructie.



Figuur 17 a Het moment in de damwand volgens het computerprogramma gebaseerd op de methode Blum

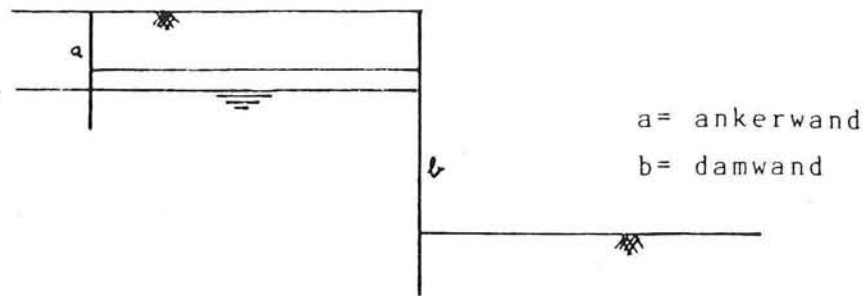


Figuur 17 b Het momentverloop in de damwand volgens de schematisatie met Pc-frame zonder de stempelwerking.

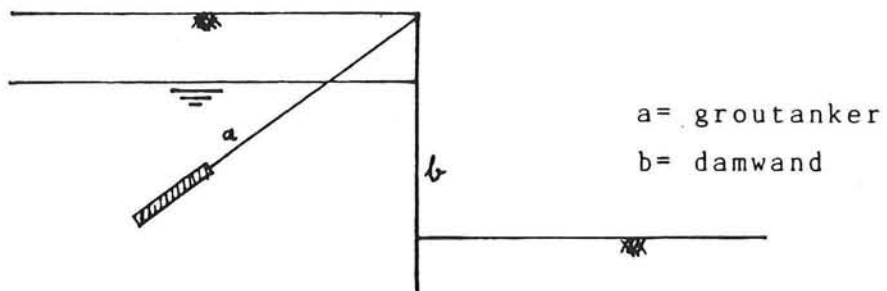


Figuur 17 c Het momentverloop in de damwand volgens de schematisatie met Pc-frame met stempelwerking.

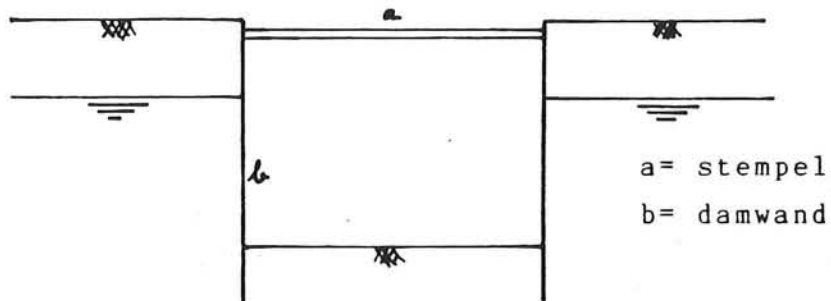
Figuren 17 De invloed van de stempelwerking van de owb-vloer op het momentenverloop in de damwand.



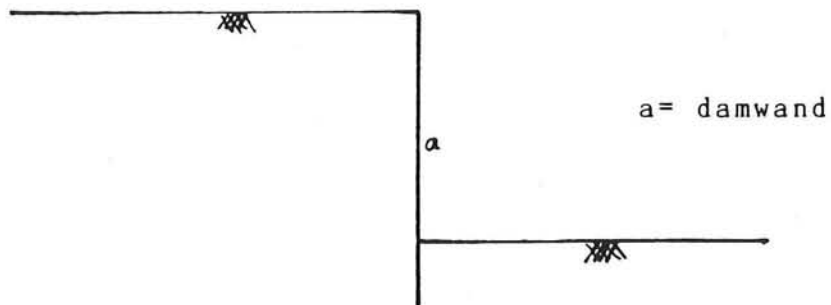
Figuur 18a Damwandverankering d.m.v. een ankerwand.



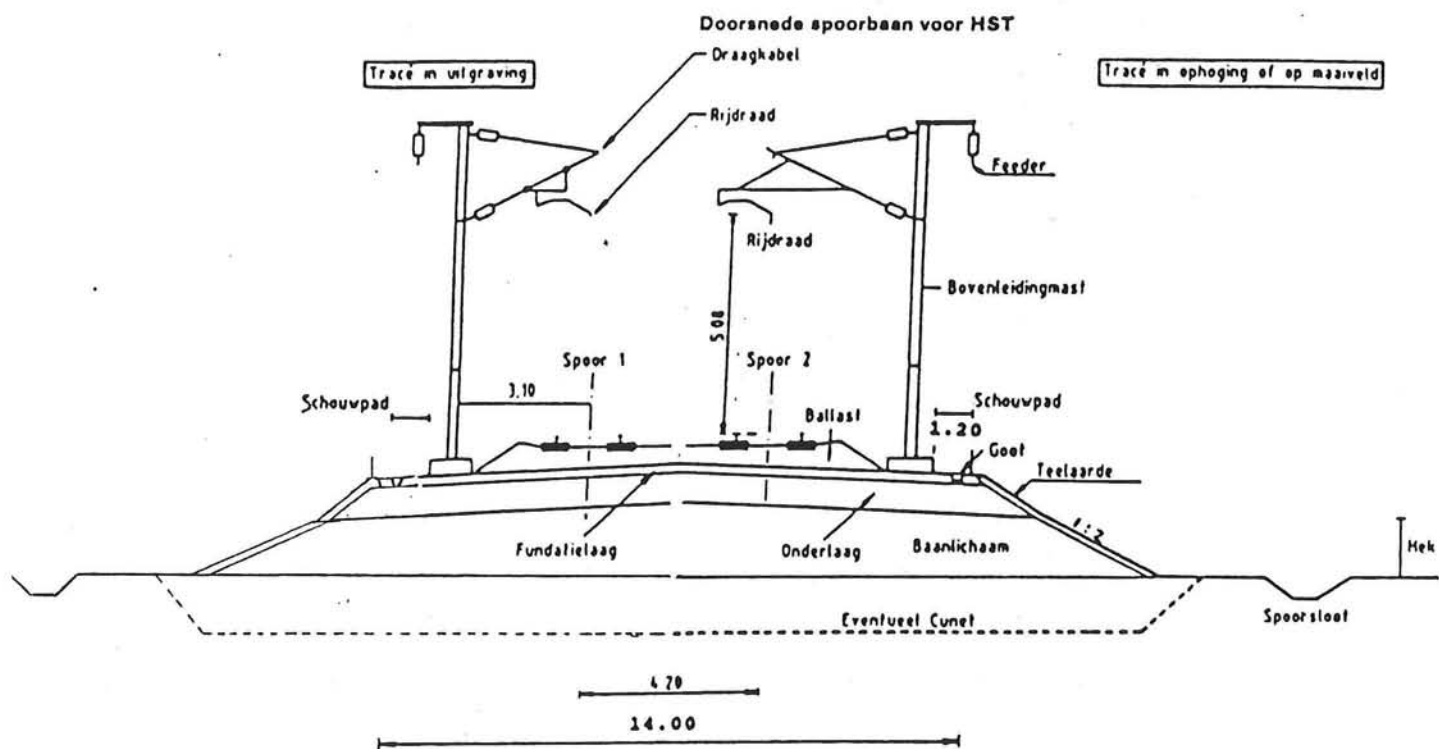
Figuur 18b Damwandverankering d.m.v. groutankers.



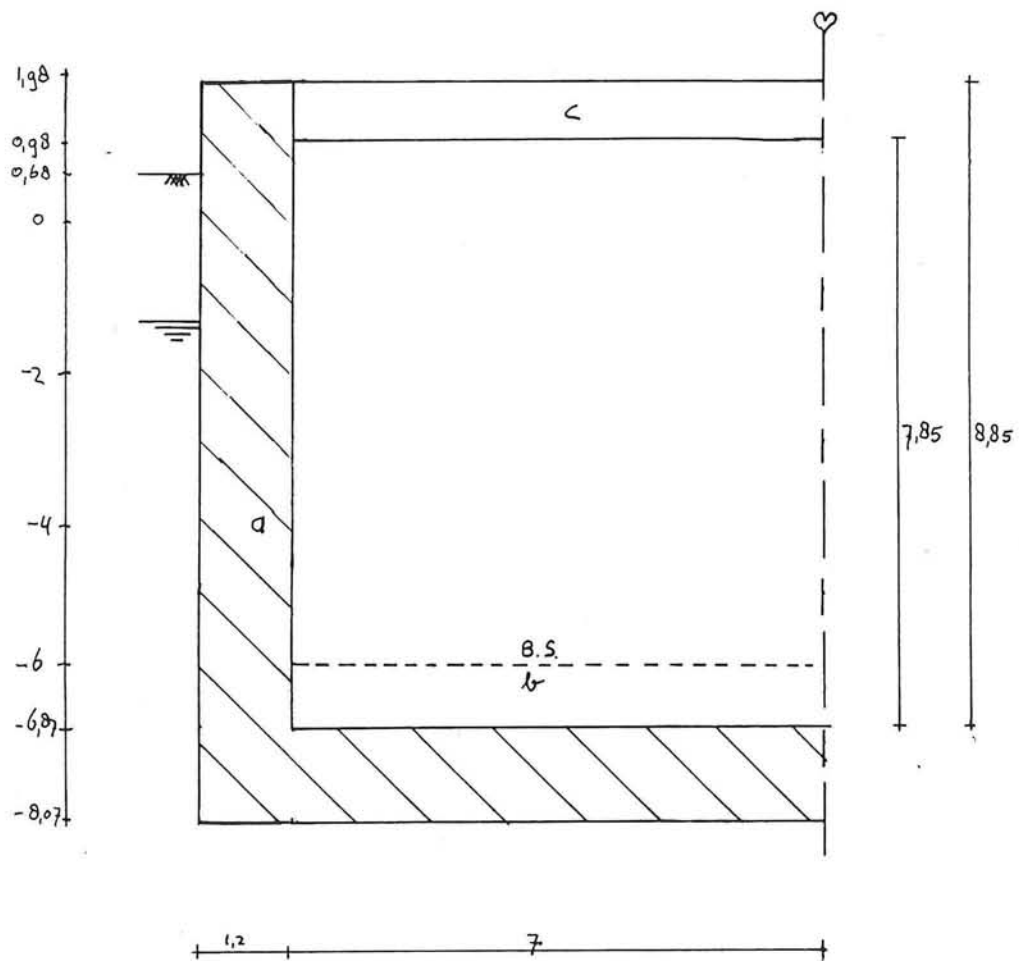
Figuur 18c Damwandverankering d.m.v. stempels.



Figuur 18d Damwandverankering d.m.v. inklemming van de damwand in de grond.

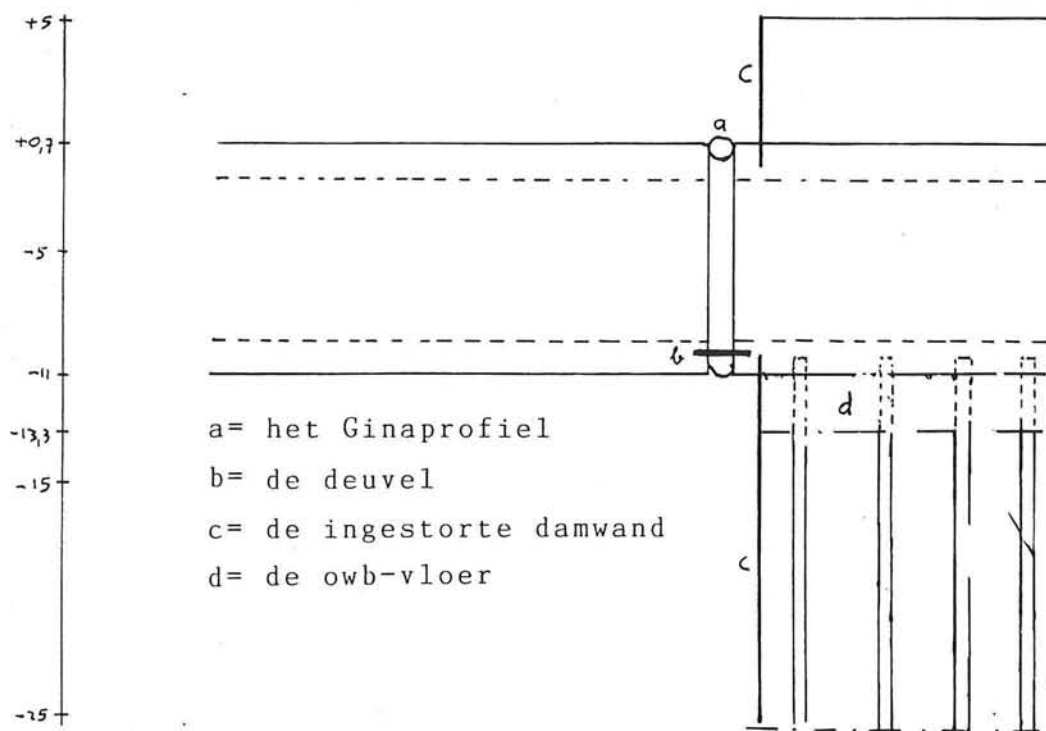


Figuur 20 Het profiel van vrije ruimte van HSL op maaiveld.

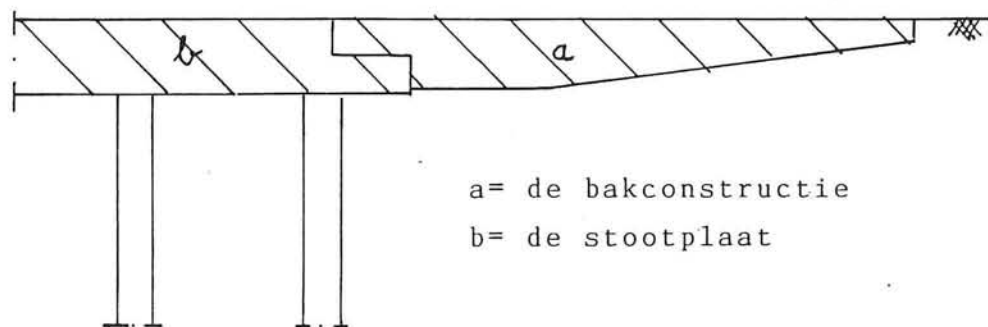


Figuur 21 De globale afmetingen van het bakprofiel voor een diepteligging van de constructie op NAP -8.07.

- a= de bakconstructie
- b= bovenkant spoor (bs)
- c = de stempel



Figuur 22a Het overgangsdeel tussen de zinkmethode en de bouwput met owb en trekpalen.



Figuur 22b Het overgangsdeel tussen de ondersteunde bakconstructie en het maaiveld. (stootplaatprincipe)

dwarsprofiel	1a	1b	2
criterium			
1) veiligheid:			
1a) brand	--	+	++
1b) inundatie	--	+	++
2) bedrijfszekerheid:			
2a) onderhoud en inspectie	+	++	++
2b) functioneren bij ongeval	-	+	++
3 kosten	++	-	+

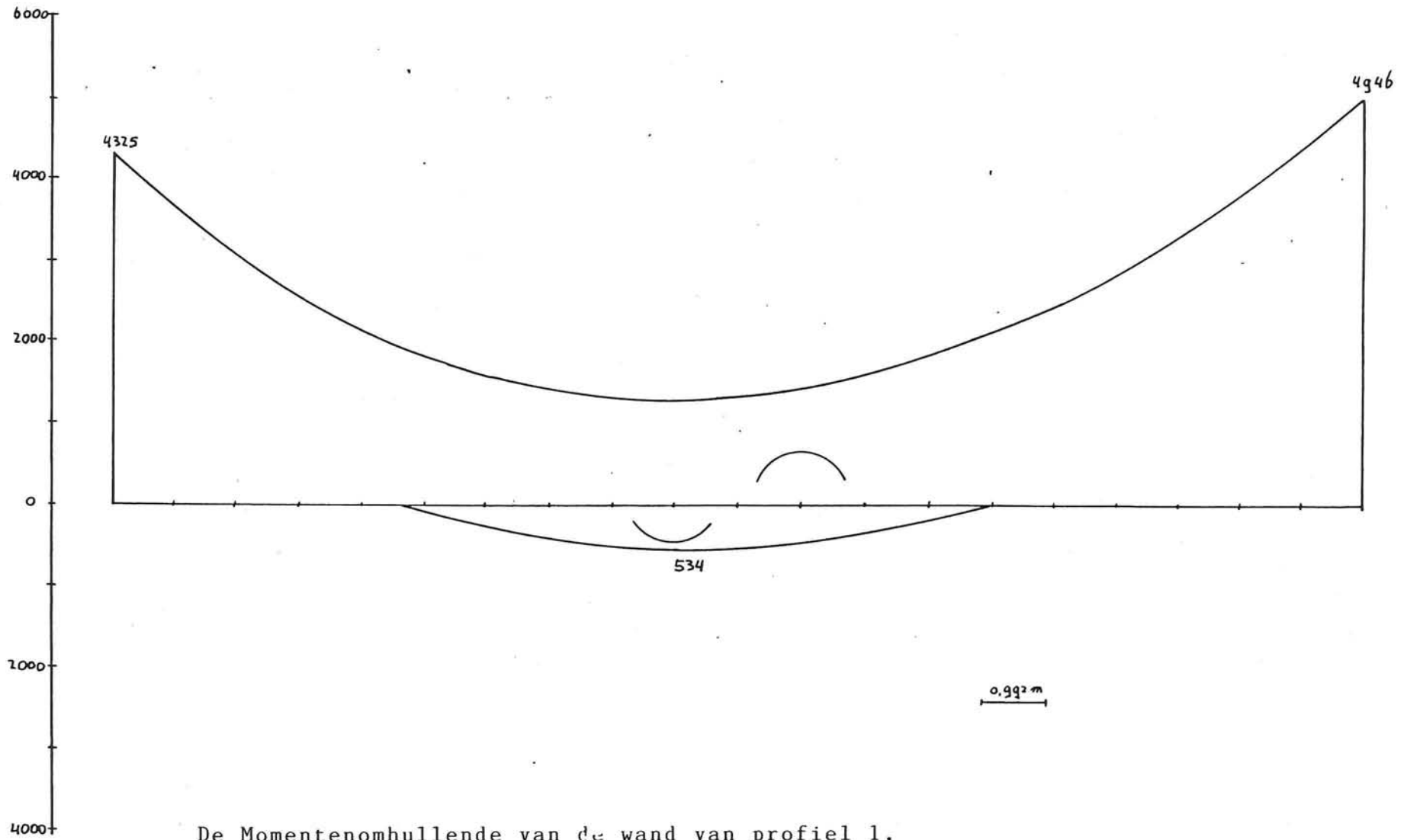
Tabel 1 De evaluatietabel voor de keuze van een enkel- of dubbelbuizig dwarsprofiel voor de afzinktunnel.

begin van damwand (t.o.v. NAP)	inheidiepte (in meters)	maximum moment (in KNm)	diepte van anker onder m.v (in meters)	bouwput breedte (in meters)
+5	39.29	4291	3	B
0	33.27	3356	1	B+40
-2	30.68	2757	1	B+56
-5	34.31	15303	geen anker	B+80
-9.1	27.06	8203	geen anker	B+113
-12	22.25	5233	geen anker	B+136
-15	16.86	2690	geen anker	B+160

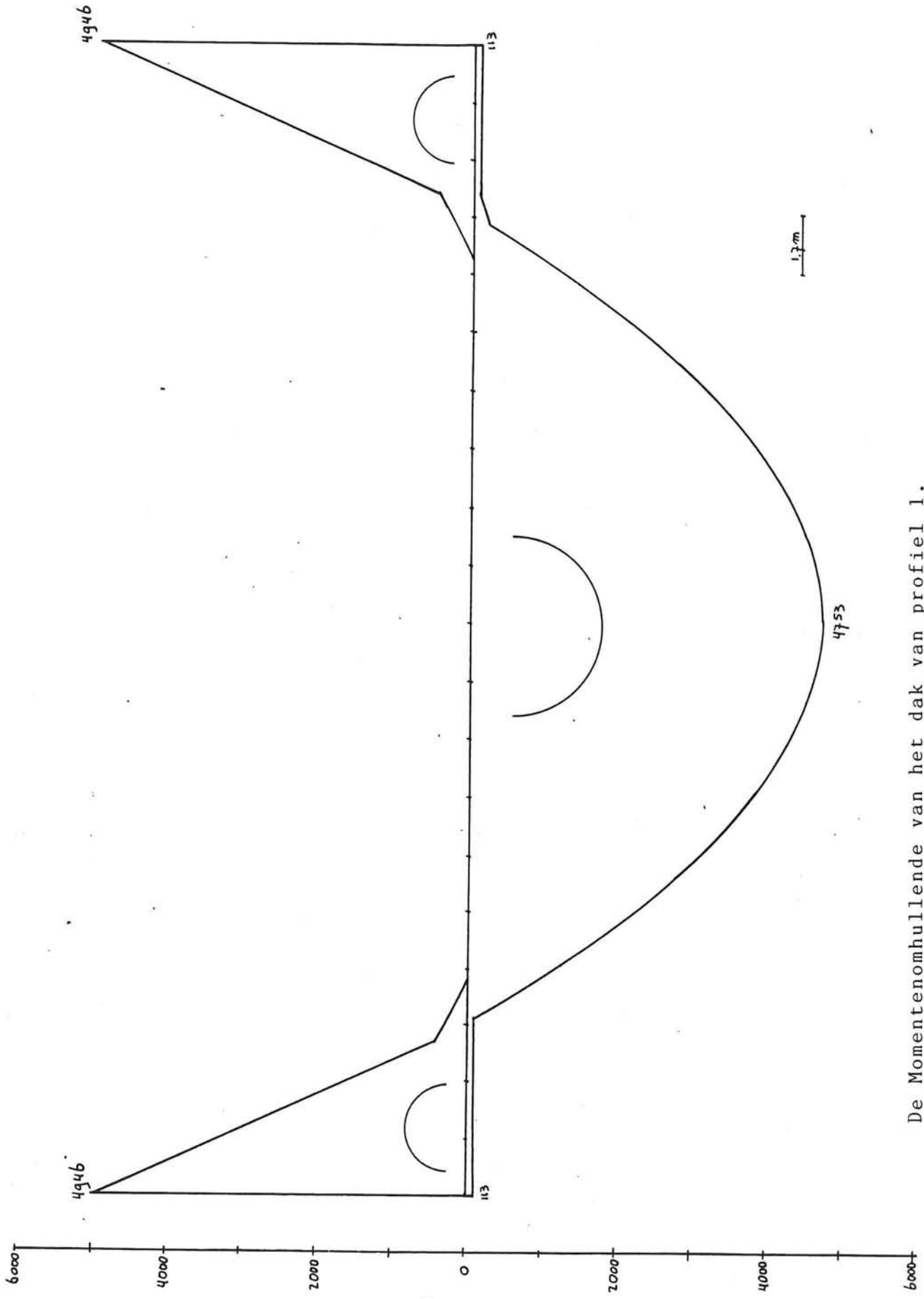
Tabel 2 De afwegingstabel voor de dimensionering van zinksleuf m.b.t. de benodigde ontgravingsdiepte.

ligging bodem zinksleuf (t.o.v. NAP)	inheidiepte (in meters)	maximum moment (in KNm)	wel of geen anker
-20	27.06	8203	geen
-19	25.24	6905	geen
-18	23.39	5722	geen
-17	21.53	4655	geen
-16	19.64	3698	geen
-15	17.69	2852	geen
-14	15.72	2115	geen
-13	13.68	1485	geen

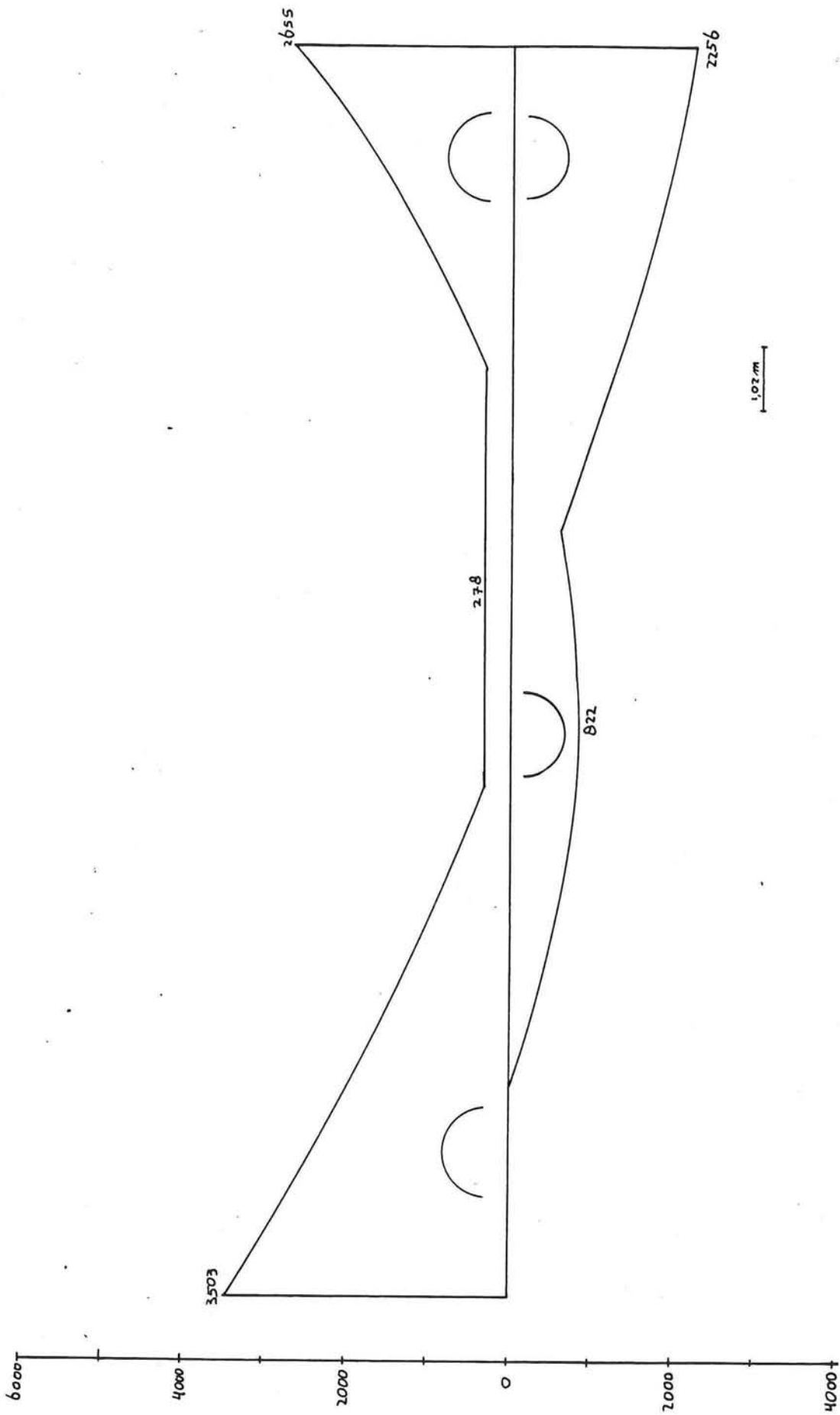
Tabel 3 De afwegingstabel voor de dimensionering van de zinksleuf met een ontgravingsniveau van NAP -9.1 meter boven de damwand.



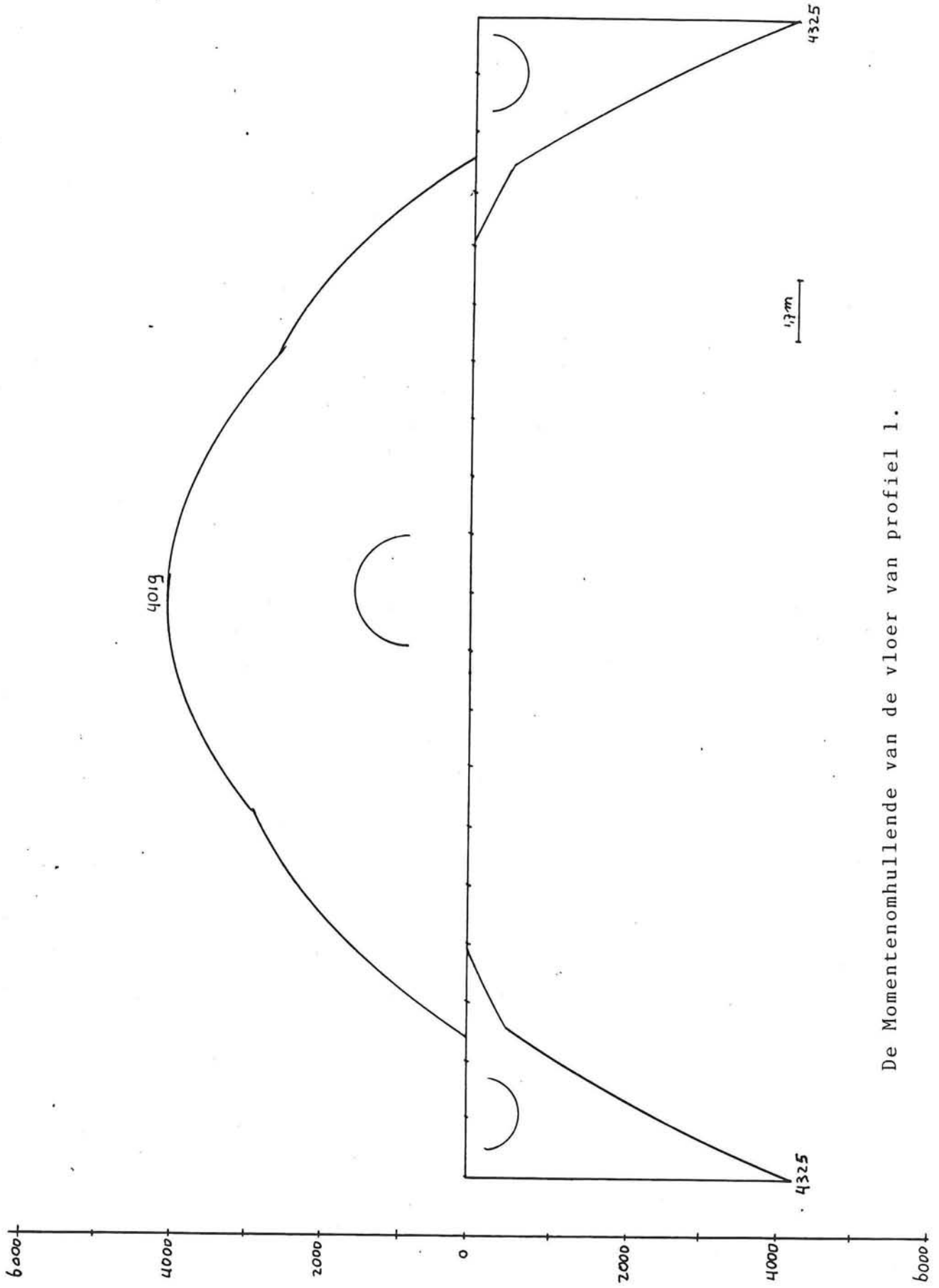
De Momentenomhullende van de wand van profiel 1.



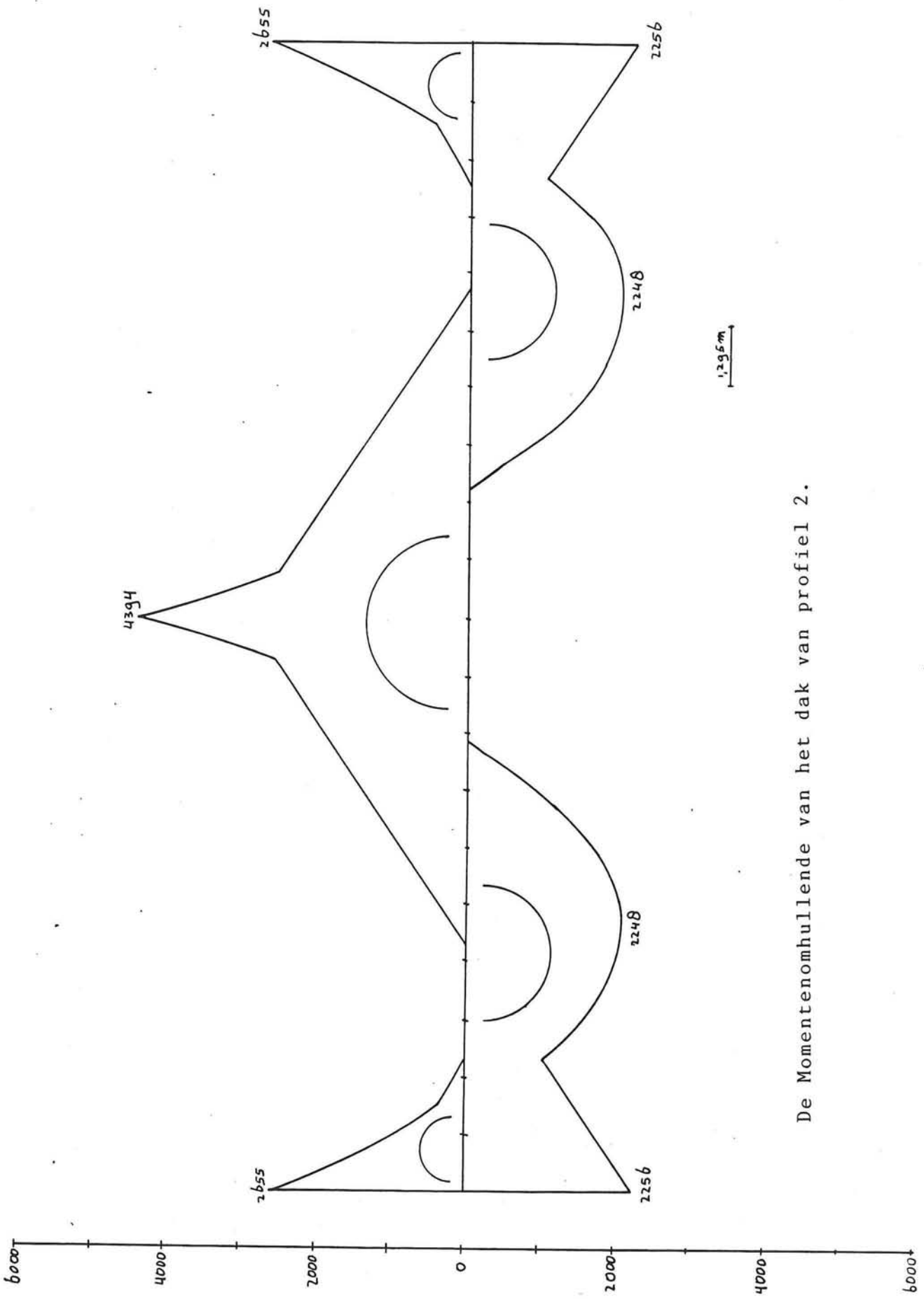
De Momentenomhullende van het dak van profiel 1.



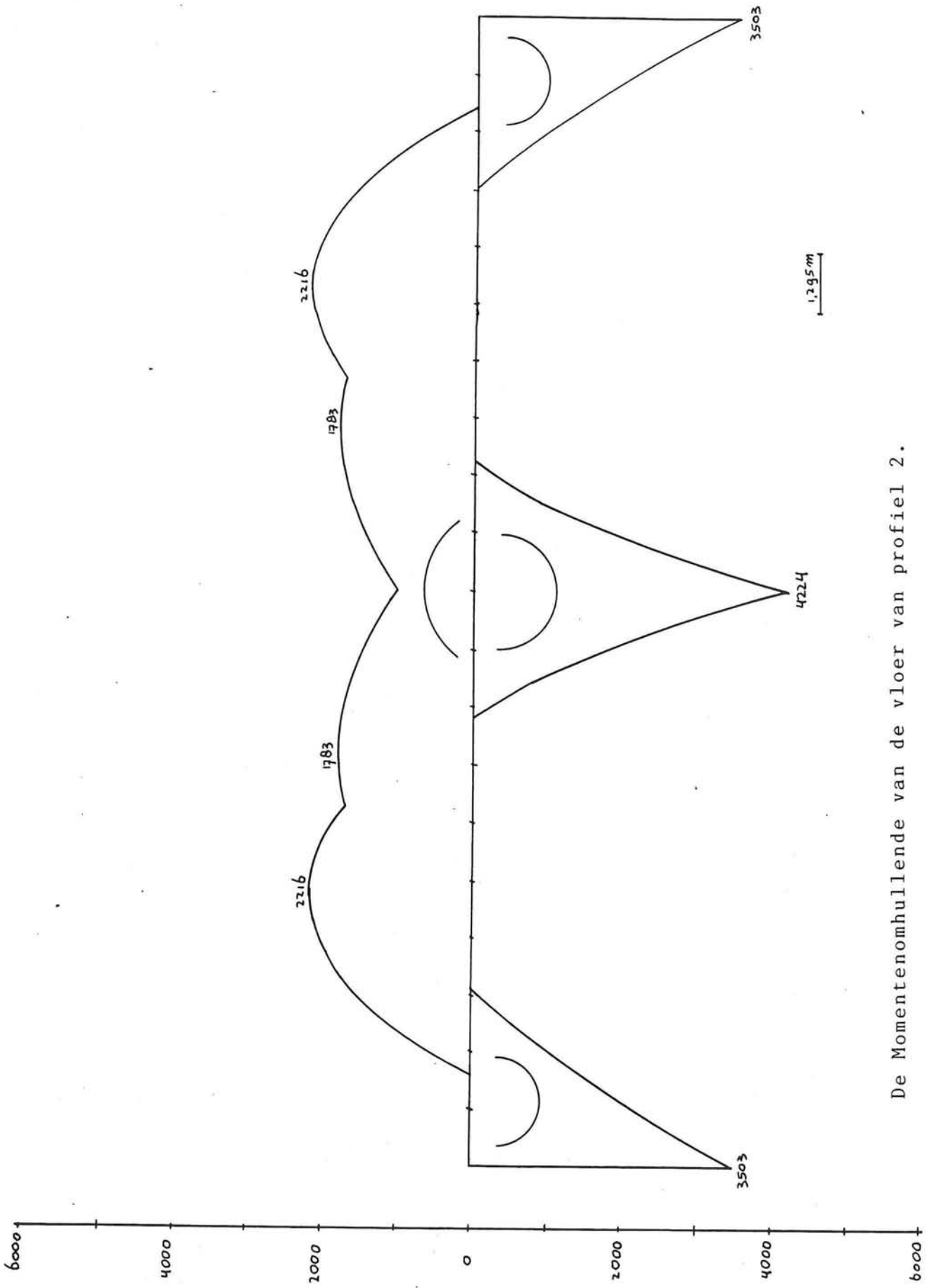
De Momentenomhullende van de wand van profiel 2.



De Momentenomhullende van de vloer van profiel 1.



De Momentenomhullende van het dak van profiel 2.



De Momentenomhullende van de vloer van profiel 2.