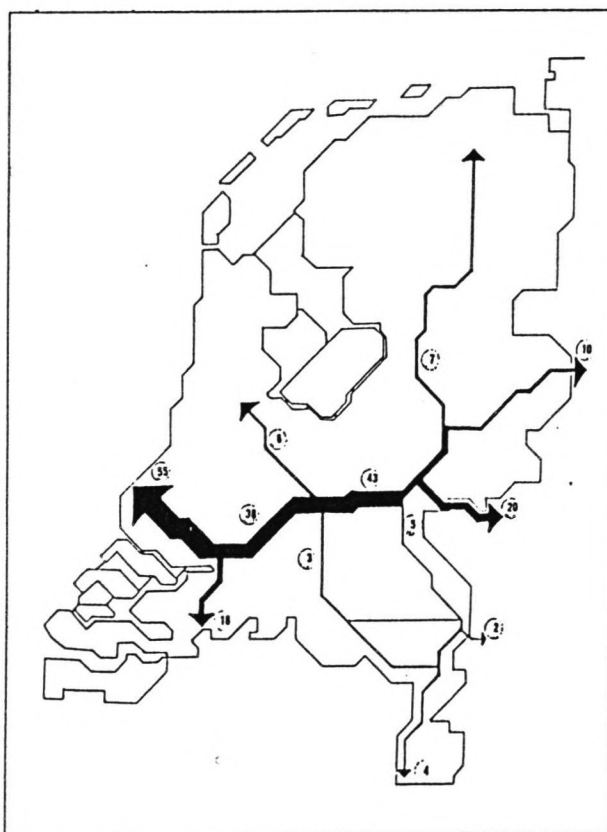


Ontwerp van de kruising van de geplande Betuwelijn met de rivier de Noord



Door:
M.R. Heijbroek

Afst. Commissie:
Prof ir. A. Glerum
ir. B. Polen
ir. K.G. Bezuyen



Voorwoord

In 1991 is besloten tot de aanleg van een goederenspoorlijn van Rotterdam naar Zevenaar, de Betuwelijn. In deze scriptie is de kruising van de geplande Betuwelijn met de rivier De Noord uitgewerkt.

Graag wil ik ir. D. Vinks bedanken voor zijn hulp bij de planning van het werk en ir. E. van der Meer voor de informatie over het afzinken van tunnelelementen.

Daarnaast wil ik Prof.ir. A. Glerum, ir. B. Polen en ir. K.G. Bezuyen bedanken voor de begeleiding bij de totstandkoming van deze scriptie.

Samenvatting

Om in Nederland aan de toenemende vraag naar goederenvervoer per spoor te kunnen voldoen is in 1990 door de NS het plan Rail 21 Cargo gepresenteerd. Onderdeel van dit plan is de aanleg van een hoogwaardige verbinding van Rotterdam naar Zevenaar die exclusief gebruikt wordt voor het goederenvervoer. Deze verbinding wordt de Betuwelijn genoemd. Deze lijn moet het goederenvervoer per spoor van de haven van Rotterdam naar het Duitse achterland gaan verzorgen.

Onderdeel van de Betuwelijn is het Sophiatracé. Dit tracé bestaat uit drie delen. Het westelijke landgedeelte, het gedeelte vanaf Kijfhoek tot aan de Rietbaan. Het rivierengedeelte, het gedeelte dat onder de Rietbaan en de rivier De Noord door loopt en het oostelijke landgedeelte. Dit is het gedeelte vanaf de rivier De Noord tot aan de A15.

Voor het Sophiatracé zijn, naast het alternatief uit de projectnota Betuweroute (alternatief 1), waarbij de sporen in het westelijke landgedeelte in een openbak op 6.00 m onder het maaiveld liggen, twee andere alternatieven onderzocht.

- Omdat in de projectnota de sporen in het westelijke landgedeelte al op grote diepte liggen, is allereerst een alternatief onderzocht, alternatief 2, waarbij in dit gedeelte de sporen in een tunnel liggen. Hiervoor is het lengteprofiel bepaald.

Het lijkt mogelijk dat tegen geringe meerkosten een kwalitatief betere oplossing verkregen kan worden dan de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Deze is daarom verder uitgewerkt.

- Als laatste is een geboorde tunnel onderzocht (alternatief 3). Omdat een geboorde tunnel veel dieper moet komen te liggen dan een afgezonken tunnel zijn lange en dure opritten noodzakelijk. Hierdoor levert een geboorde tunnel geen goede oplossing op, en is daarom niet verder uitgewerkt.

Voor de drie verschillende tracédelen van alternatief 2 is de uitvoeringsmethode bepaald. Het rivierengedeelte wordt uitgevoerd als afgezonken tunnel. De tunnelelementen kunnen in de Polder het Nieuwland, of elders gebouwd worden. Hiervoor komt bijvoorbeeld het bouwdok in Barendrecht in aanmerking.

Het oostelijke landgedeelte wordt geheel uitgevoerd volgens de in de projectnota gepresenteerde oplossing.

De uitvoeringsmethode voor het westelijke landgedeelte wordt in grote mate bepaald door de ligging in een waterwingebied. Vanwege de eisen die het waterleidingbedrijf IJselmonde stelt ten aanzien van wateronttrekking uit het gebied, komt alleen een bouwkuip van stalen damwanden met een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen in aanmerking.

De tunnel kan in het westelijke landgedeelte ter plaatse gebouwd worden, of uitgevoerd worden als afgezonken tunnel. Wanneer de tunnel ter plaatse gebouwd wordt moet over de gehele lengte een bouwkuip van stalen damwanden, met een vloer

van onderwaterbeton voorzien van trekpalen, gemaakt worden. Dit is een dure oplossing en derhalve is deze oplossing vergeleken met een tunnel die uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel. Deze laatste oplossing is constructief uitgewerkt. Wanneer het westelijke landgedeelte uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel komt voor het bouwdok alleen een lokatie binnen de hoogwaterkeringen komen in aanmerking.

De grootste voorkeur gaat uit naar het alternatief voor de afgezonken tunnel waarbij in twee bouwdokken om en om tunnel-elementen gebouwd worden. Dit bouwdok moet dan ongeveer halverwege het westelijke landgedeelte komen te liggen. Op deze wijze kunnen 11 tunnelementen met een lengte van 150 m gebouwd worden. Van het bouwdok en de tunnelementen is globaal de ligging bepaald. Omdat niet het gehele westelijke landgedeelte als afgezonken tunnel uitgevoerd wordt, moet een gedeelte ter plaatse gebouwd worden. Van het westelijke landgedeelte zijn de relevante doorsneden bepaald.

Na de uitwerking van het westelijke landgedeelte is het nog niet mogelijk vast te stellen of het gunstiger is de tunnel af te zinken of ter plaatse te bouwen. Tevens kan nog niet bepaald worden of de extra kosten die aan een tunneloplossing verbonden zijn opwegen tegen een ter plaatse gebouwde tunnel.

Inhoudsopgave:

1	Inleiding	5
2	De Betuwelijn en het Sophiatracé	6
2.1	Inleiding	6
2.2	De Betuwelijn	6
.1	Ontwikkelingen in het verkeer en vervoer.	6
.2	Rail 21 Cargo.	7
.3	Procedures tracévaststelling	9
.4	Doelstelling Betuwelijn	9
2.3	Het Sophiatracé	10
.1	Wat is het Sophiatracé.	10
.2	Alternatieven ter plaatse van het Sophiatracé	10
3	Uitwerking alternatieven voor het Sophiatracé	12
3.1	Inleiding	12
3.2	Probleemstelling	12
3.3	Probleemanalyse	12
3.4	Doelstelling	12
3.5	Aansluiting met het rangeerterrein Kijfhoek	13
3.6	Alternatief 1	14
.1	Inleiding	14
.2	Afgezonken tunnels	14
.3	Locatie bouwdok	14
.4	Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van het lengteprofiel	15
.5	Lengteprofiel	15
3.7	Alternatief 2	17
.1	Inleiding	17
.2	Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van het lengteprofiel	17
.3	Diepteligging gesloten gedeelte	17
3.8	Alternatief 3	19
.1	Inleiding	19
.2	Methoden voor het boren in slappe grond.	19
.3	Randvoorwaarden en uitgangspunten voor een geboorde tunnel	20
.4	Bepaling diepteligging van de geboorde tunnel	20
.5	Bepaling lengteprofiel van de geboorde tunnel	22
.6	Conclusie	22
3.9	Vergelijking alternatieven	25
3.10	Conclusie	25

4	Constructieve uitwerking alternatief 2	27
4.1	Inleiding	27
4.2	Probleemstelling	27
4.3	Probleemanalyse	27
4.4	Doelstelling	28
4.5	Het westelijke landgedeelte	29
.1	Inleiding	29
.2	Eisen ten aanzien van de ligging in het waterwingebied	29
.1	Inleiding	29
.2	Eisen aan een bouwkuip ten aanzien van bemaling	31
.3	Eisen ten aanzien van de toevoer van gebiedsvreemd water aan het waterwingebied	33
.3	Tunnel uitgevoerd als afgezonken tunnel	34
.1	Inleiding	34
.2	Bouwdok ter plaatse	34
.3	Bouwdok elders	35
.4	Conclusie	35
.4	Tunnel in situ gebouwd	36
.1	Inleiding	36
.2	Oplossingsprincipes	36
.3	Conclusie	36
.5	Vergelijking overgebleven alternatieven	37
.1	Inleiding	37
.2	Tunnel in situ gebouwd	37
.3	Tunnel als afgezonken tunnel	38
.4	Vergelijking van de oplossingen voor het westelijke landgedeelte	43
.5	Conclusie	43
4.6	Het rivierengedeelte	44
.1	Inleiding	44
.2	Bouwdok ter plaatse	44
.1	Inleiding	44
.2	Vergelijking lokaties bouwdok ter plaatse	47
.3	Conclusie	47
.3	Bouwdok elders	48
.1	Inleiding	48
.2	Conclusie	50
.4	Vergelijking oplossingen rivierengedeelte.	51
.1	Inleiding	51
.2	Vergelijking alternatieven	51
.3	Conclusie	51
4.7	Het oostelijke landgedeelte	52
.1	Inleiding	52
.2	Bouwwijze van het oostelijke landgedeelte	52
.3	Conclusie	52

5	Het westelijke landgedeelte uitgevoerd als afgezonden tunnel	54
5.1	Inleiding	54
5.2	Randvoorwaarden en uitgangspunten voor het uitvoeren van het westelijke landgedeelte als afgezonden tunnel	54
5.3	Lengteprofiel westelijke landgedeelte	56
5.4	Alternatieven westelijke landgedeelte	58
	.1 Inleiding	58
	.2 Factoren die van invloed zijn op de uitvoering	58
	.3 Alternatieven westelijke landgedeelte	60
	.4 Vergelijking alternatieven	62
	.5 Conclusie	62
	.6 Ligging bouwdok en tunnelelementen	63
5.5	Relevante doorsneden alternatief 2	64
	.1 Inleiding	64
	.2 Tunneldoorsnede	64
	.3 Doorsnede zinksleuf	64
	.4 Doorsnede bouwdok	66
	.5 Doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte	67
	.6 Doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte	68
6	Evaluatie, conclusies en aanbevelingen	70
6.1	Evaluatie	70
6.2	Conclusies	70
6.3	Aanbevelingen	71

Bijlage I	Kaart van het Sophiatracé	72
Bijlage II	Terreinen en objecten in het Sophiatracé. . .	73
Bijlage III	Algemene gegevens Sophiatracé	74
Bijlage IV	Eisen ten aanzien van boogstralen en hellingen	76
.1	Inleiding	76
.2	Eisen ten aanzien van horizontale boogstralen	76
.3	Eisen ten aanzien van hellingspercentages en verticale boogstralen	76
.4	Eisen ten aanzien van een combinatie van bogen en hellingen	77
Bijlage V	Tijdschema's bij het afzinken van het westelijke landgedeelte	79
Bijlage VI	Berekeningen van de relevante doorsneden van het westelijke landgedeelte	82
.1	Inleiding	82
.2	Bepaling tunneldoorsnede	82
.1	Inleiding	82
.2	Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van de tunneldoorsnede	83
.3	Alternatieven tunneldoorsnede	87
.1	Inleiding	87
.2	Alternatief 1	88
.3	Alternatief 2	90
.4	Alternatief 3	92
.4	Vergelijking tunneldoorsneden	94
.5	Conclusie	95
.6	Controle van de tunneldoorsnede op sterkte	96
.3	Bepaling doorsnede zinksleuf	105
.1	Inleiding	105
.2	Afmetingen doorsnede	105
.3	Berekening damwanden	107
.4	Bepaling doorsnede bouwdok	109
.1	Inleiding	109
.2	Berekening dokvloer en palenstramien	109
.3	Berekening paallengte	112
.4	Resultaat damwandberekening	116
.5	Doorsnede in situ gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt	118
.1	Inleiding	118
.2	Controle betondoorsnede op sterkte	118
.6	Doorsnede in situ gebouwde gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt.	126
Bijlage VII	Ligging van de tunnelementen en het bouwdok	128
Literatuurlijst	129

1 Inleiding

Om in Nederland aan de toenemende vraag naar goederenvervoer per spoor te kunnen voldoen is in 1990 door de NS het plan Rail 21 Cargo gepresenteerd. Essentieel hierin is de aanleg van een spoorlijn van Rotterdam naar Zevenaar die exclusief gebruikt wordt voor het goederenvervoer. Deze verbinding wordt de Betuwelijn genoemd.

In 1991 zijn de procedures die moeten leiden tot de realisering van de Betuwelijn in gang gezet. De doelstelling van de Betuwelijn is de realisering van een hoogwaardige verbinding voor het internationale goederenvervoer per spoor tussen de Rotterdamse haven en het Duitse achterland.

Een onderdeel van de Betuwelijn is het Sophiatracé. In dit tracé kruist de spoorlijn de rivier De Noord. In de Projectnota Betuweroute is een ontwerp voor het Sophiatracé gemaakt.

In deze scriptie is het hierboven genoemde ontwerp vergeleken met twee alternatieve ontwerpen. Van één van deze ontwerpen is een onderdeel nader uitgewerkt.

In hoofdstuk 2 wordt uitgelegd waarom de Betuwelijn aangelegd dient te worden en wat het Sophiatracé inhoudt. In hoofdstuk 3 worden twee alternatieven voor de kruising met de rivier De Noord vergeleken met de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Een van deze twee alternatieven wordt in hoofdstuk 4 constructief uitgewerkt. Een gedeelte van dit alternatief is het westelijke landgedeelte. Hiervoor zijn verschillende uitvoeringsmethoden mogelijk. Eén methode is het afzinken van tunnelelementen, deze wordt in hoofdstuk 5 uiteengezet. Tenslotte worden in hoofdstuk 6 de resultaten geëvalueerd, conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan.

2 De Betuwelijn en het Sophiatracé

2.1 Inleiding

In januari 1991 is door de Minister van Verkeer en Waterstaat besloten de procedures die tot de realisering van de Betuwelijn moeten leiden in gang te zetten [2.1]. Dit hoofdstuk behandelt de Betuwelijn en het Sophiatracé, hetwelk een onderdeel is van de Betuwelijn.

In paragraaf 2.2 worden de ontwikkelingen weergegeven die hebben geleid tot het besluit de Betuwelijn aan te leggen, en de procedures die hierbij gevolgd zijn. In paragraaf 2.3 wordt het Sophiatracé beschreven.

2.2 De Betuwelijn

2.2.1 Ontwikkelingen in het verkeer en vervoer.

De laatste jaren is het verkeer en vervoer in Nederland sterk gegroeid. Ook in de toekomst wordt verwacht dat de vraag naar personen- en goederenverkeer sterk zal toenemen. Dit leidt steeds meer tot congestie op de weg. De bereikbaarheid van bestemmingen wordt minder en de schade aan het leefmilieu wordt steeds groter.

Er zijn een aantal nota's verschenen die deze problemen signaleren en aangeven wat de gewenste richting is om de groei van het verkeer in goede banen te leiden. Deze zijn, het Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer (SVV-II) [2.2], het Nationaal MilieubeleidsPlan (NMP en NMP-plus) [2.3] en de Vierde Nota over de Ruimtelijke Ordening Extra (Vinex) [2.4].

In al deze nota's komt naar voren dat de groei van het verkeer over de weg teruggedrongen, en het vervoer per spoor gestimuleerd moet worden.

Ook in Europa zijn een aantal ontwikkelingen gaande die een sterke groei van vervoer van goederen per spoor noodzakelijk maken. Ten eerste de ontwikkeling van mainports in Europa. Om de efficiency van de mondiale goederenstroom te vergroten wordt er naar gestreefd de goederenstromen zo "dik" mogelijk te maken. Hierdoor zullen de goederenstromen geconcentreerd worden in een beperkt aantal havens, de zogenaamde mainports. Om de functie van Nederland als distributieland te behouden moet de Rotterdamse haven zich ontwikkelen tot mainport. Het belang van een mainport wordt mede bepaald door de diversiteit en kwaliteit van de achterlandverbindingen. Hierbij wordt een goede verbinding per spoor noodzakelijk geacht.

Ten tweede wordt een restrictief beleid gevoerd ten aanzien van het wegverkeer. Veel wordt geïnvesteerd in spoorinfrastructuur. Het vervoer door de Alpen bijvoorbeeld zal meer over het spoor plaats moeten vinden, omdat de maximaal toelaatbare capaciteit van het wegverkeer hier al is bereikt.

2.2.2 Rail 21 Cargo.

Om in Nederland aan de toenemende vraag naar goederenvervoer per spoor te kunnen voldoen is in 1990 door de NS het plan Rail 21 Cargo gepresenteerd [2.5].

De capaciteit op het huidige spoorwegennet wordt bijna geheel benut door het personenvervoer. Voor het goederenvervoer is alleen de restcapaciteit beschikbaar. Dit betekent dat het goederenvervoer voornamelijk in de nacht plaatsvindt. Tevens is dit de tijd waarin noodzakelijk onderhoud en reparaties aan de spoorbaan plaatsvinden. Het gevolg is dat uitbreiding van het goederenvervoer op het nu aanwezige spoorwegennet niet of nauwelijks mogelijk is. Zonder capaciteitsuitbreiding zullen de verliezen sterk oplopen, en zal afbouwen van het goederenvervoer, uit bedrijfseconomisch opzicht, het meest logisch zijn. Uit maatschappelijk oogpunt is dit onacceptabel. Ook kunstmatige instandhouding van het goederenvervoer door middel van subsidies biedt geen oplossing.

Het lijkt mogelijk dat een sterke groei van NS Goederenvervoer kan leiden tot een niet-verliesgevende situatie. Deze groei betreft met name het internationale vervoer vanaf de mainport Rotterdam naar het Duitse achterland. Momenteel vindt dit vervoer plaats via de zogenaamde "Brabantroute". Uitbreiding van het vervoer over deze route is nauwelijks mogelijk. Deze route wordt naast het goederenvervoer ook gebruikt voor passagiersvervoer. Tevens kan het vervoer over de grens bij Venlo vanwege het enkelsporige baanvak in Duitsland, niet toenemen. De enige grensovergang die de gevraagde groei op kan vangen is de overgang bij Emmerich.

In Rail 21 Cargo wordt aangegeven hoe aan de verwachte vraag naar vervoer (zie fig. 2.1) kan worden voldaan. Essentieel hierin is de aanleg van een hoogwaardige verbinding van Rotterdam naar Zevenaar die exclusief gebruikt wordt voor het goederenvervoer. Deze verbinding wordt de **Betuwelijn** genoemd.

Onder hoogwaardig wordt verstaan:

- primair ingericht voor goederenvervoer;
- hoge snelheid: 100 a 120 km/u;
- elektrische tractie;
- aslasten afgestemd op de Europese standaard, dat wil zeggen 22.5 ton per as;
- ongelijkvloerse kruisingen met wegen en overige spoorwegen.

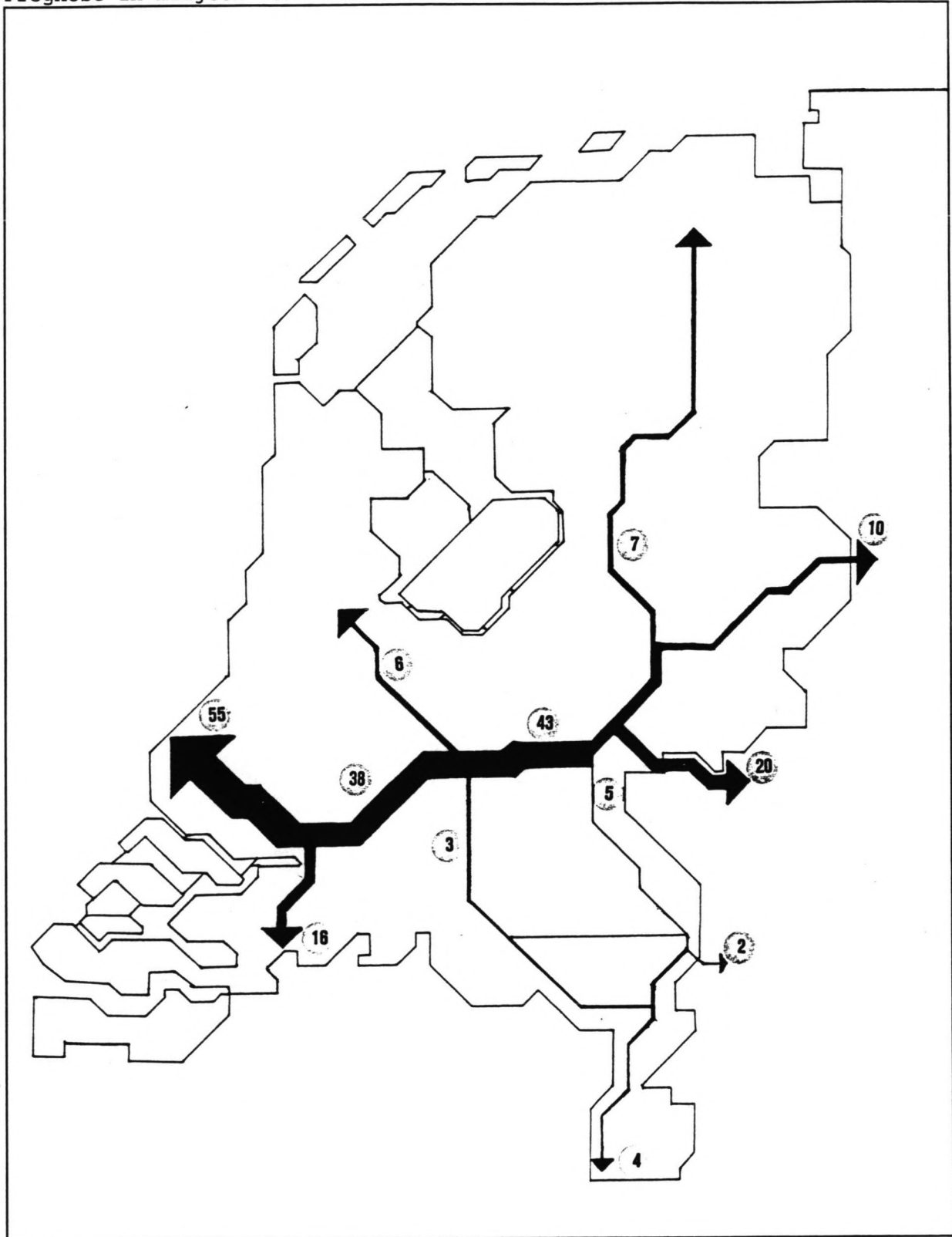
Rail 21 Cargo bevat de volgende drie fasen:

Eerste fase: aanpassen van de "Brabantroute" (Kijfhoek-Venlo); deels voor reizigers-, deels voor goederenvervoer en aanpassen van de havenspoorlijn op de linker Maasoever (gereed rond 1995);

Tweede fase: nieuwe oost-westverbinding Rotterdam-Zevenaar ("**Betuwroute**") inclusief een Containeruitwisselpunt in de oostelijke Betuwe (gereed rond 2000; het NS-rapport "Toekomstplan voor het goederenbedrijf" noemt 1998);

Derde fase: deze fase is er op gericht de Betuwroute ook geschikt te maken als aan-/doorvoerroute voor andere delen van Nederland (gereed rond 2010-2015).

structuur en verdeling van het verwachte
vervoer over de Betuweroute en de
aangrenzende baanvakken
Prognose in miljoen ton 2010



Figuur 2-1

2.2.3 Procedures tracévaststelling

Voordat kan worden overgegaan tot de aanleg van de Betuwelijn moet eerst de tracévaststellingsprocedure en de hierbij verplichte Milieu-Effect Rapport-procedure worden doorlopen. Besloten is om deze procedures gelijktijdig te doorlopen. Hiertoe is in januari 1991 de startnotitie opgesteld die deze procedures in gang heeft gezet [2.1]. Vanwege het aan elkaar koppelen van de procedures zijn de Milieu-Effect Rapportage (MER) en de Tracénota samengevoegd tot één nota, de Projectnota Betuweroute. Eind 1993 moet het ontwerp bestemmingsplan met daarin het definitieve tracé ter visie worden gelegd.

2.2.4 Doelstelling Betuwelijn

De doelstelling van de Betuwelijn is: "De realisering van een hoogwaardige achterlandverbinding voor het goederenvervoer per spoor tussen de Rijnmond en het Duitse achterland, via het tracé Rotterdam-Geldermalsen-Zevenaar-Duitsland (in casu de grensovergang Emmerich).

De Betuweroute moet een bijdrage leveren aan:

- de verdere ontwikkeling van de mainport Rotterdam;
- het restrictieve beleid ten aanzien van het vrachtvervoer over de weg, dat in een aantal Europese landen in toenemende mate te constateren valt;
- het nationale verkeer- en vervoerbeleid door beperking van de groei van het vrachtvervoer over de weg;
- de realisering van het nationale milieubeleid, om de groei van het vrachtverkeer over de weg zo klein mogelijk te houden. Daarmee wordt een bijdrage geleverd aan de reductiedoelstellingen voor het vrachtvervoer zoals geformuleerd in het Nationaal MilieubeleidsPlan.

2.3 Het Sophiatracé

2.3.1 Wat is het Sophiatracé.

De Betuweroute is opgedeeld in een aantal secties. Deze secties bestaan uit delen waar één tracé mogelijk is, en uit delen waarvoor meerdere tracés mogelijk zijn. De kruising met de rivier De Noord heeft verschillende tracémogelijkheden. Eén hiervan is het zogenaamde **Sophiatracé**, genoemd naar de Sophia-polder die door de spoorlijn doorkruist wordt (zie fig. 2.2: tracé 1KH). Dit is het voorkeurstracé.

Het tracé loopt vanaf de zuidzijde van het rangeerterrein Kijfhoek tot aan de noordzijde van de A15. De lengte hiervan bedraagt circa 7.4 km. Bijlage I bevat een kaart van het Sophiatracé. In bijlage II is een opsomming gegeven van de opeenvolgende terreinen en objecten in het tracé. In bijlage III zijn de algemene gegevens van de verschillende gebieden en de rivier gegeven.

2.3.2 Alternatieven ter plaatse van het Sophiatracé

Als oplossing ter plaatse van het Sophiatracé worden in hoofdstuk 3 drie alternatieven uitgewerkt en met elkaar vergeleken. Ten eerste de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Hierbij ligt één deel van het tracé in een open bak, en een ander deel, het gedeelte onder de rivier De Noord en de Rietbaan, in een afgezonken tunnel.

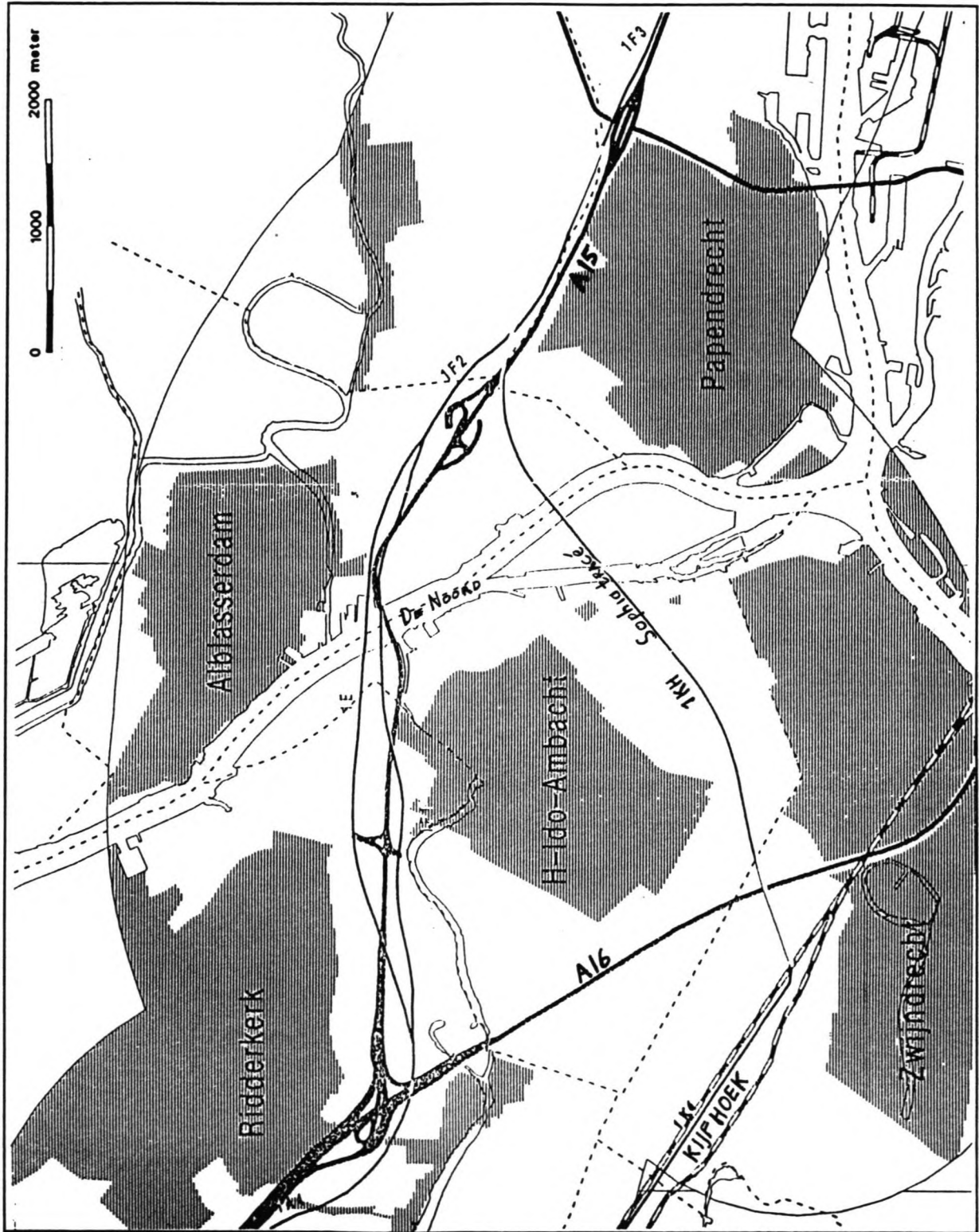
Ten tweede wordt bekeken of de spoorlijn vanaf de A16 tot aan de A15 niet geheel ondergronds kan lopen. Hierbij wordt in plaats van een tunnelbak een tunnel gemaakt.

Ten derde wordt gekeken naar een oplossing waarbij over de hele lengte van het tracé een tunnel geboord wordt.

Literatuur

- [2.1] Projectnota Betuweroute, Startnotitie (1991) en Deel B. (1992)
- [2.2] Tweede Strukturaarschema verkeer en Vervoer, deel d, 1990
- [2.3] Nationaal MilieubeleidsPlan, (mei 1989) en Nationaal milieubeleidsPlan plus, (1990)
- [2.4] Vierde Nota Ruimtelijke Ordening Extra, 14 nov 1990
- [2.5] NS, Rail 21 Cargo, 1990

- 1KH** Betuwaroute
- Aansluitboog
- Woonbebouwing
- Spoorlijn
- Rijksweg
- Kanaal, rivier
- Provinciegrens
- Gemeentegrens



Figuur 2-2

3 Uitwerking alternatieven voor het Sophiatracé

3.1 Inleiding

In paragraaf 2.3.2 zijn de drie verschillende alternatieven ter plaatse van het Sophiatracé gegeven. In dit hoofdstuk zullen deze drie alternatieven verder worden uitgewerkt en met elkaar worden vergeleken.

In paragraaf 3.2 tot en met 3.4 worden de probleemstelling, probleemanalyse en doelstelling voor dit hoofdstuk beschreven. In paragraaf 3.5 wordt de aansluiting met het rangeerterrein Kijfhoek besproken. In paragraaf 3.6 wordt de in de projectnota gepresenteerde oplossing behandeld (alternatief 1). In paragraaf 3.7 wordt het alternatief behandeld waarbij het gehele tracé ondergronds loopt (alternatief 2), en in paragraaf 3.8 wordt een oplossing bekeken waarbij de tunnel geboord wordt (alternatief 3).

3.2 Probleemstelling

Voor het Sophiatracé dient het lengteprofiel en de daarbij behorende ligging van het tracé bepaald te worden.

3.3 Probleemanalyse

Om aan de toenemende vraag van het vervoer van goederen per spoor te kunnen voldoen dient een hoogwaardige verbinding van Rotterdam naar Zevenaar aangelegd te worden. Eén onderdeel van deze verbinding is het Sophiatracé. Voor het Sophiatracé dient het lengteprofiel bepaald te worden. De ligging van het tracé is weergegeven in Bijlage I. Echter wanneer de tunnel geboord wordt krijgt het tracé een andere ligging (zie fig. 3.3).

De ligging van het tracé met de daarin voorkomende boogstralen bepaalt de maximum snelheid van de treinen. Het lengteprofiel bepaalt de opvolgingstijd van de treinen, en daarmee de capaciteit van de spoorlijn.

Om het optimale lengteprofiel, met de daarbij horende ligging van het tracé te bepalen, dienen verschillende alternatieven te worden uitgewerkt, en met elkaar te worden vergeleken.

3.4 Doelstelling

Bepaling van het lengteprofiel van het Sophiatracé en de bijbehorende ligging van het tracé, zodanig dat een hoogwaardige (zie paragraaf 2.2.2) spoorlijn ontstaat die een capaciteit krijgt van 10 treinen per uur, met een maximale baanvakbelasting van 75 procent. Deze spoorlijn moet voldoen aan de eisen die gesteld worden ten aanzien van boogstralen en hellingen zoals aangegeven in bijlage IV.

3.5 Aansluiting met het rangeerterrein Kijfhoek

Het rangeerproces op Kijfhoek vindt plaats van noord naar zuid. Daarom hebben alle vertreksporen een vertrekbaarheid in zuidelijke richting. Dit betekent dat de spoorbaan in oostelijke richting, aangesloten moet worden op de zuidzijde van Kijfhoek. De treinen die van de spoorbaan in westelijke richting komen, en gerangeerd moeten worden, moeten aan de noordzijde van Kijfhoek aankomen. Op figuur 2.1 is te zien dat sectie 1KH aansluit op sectie 1K4 die evenwijdig loopt aan Kijfhoek.

Als oplossing voor de aansluiting met Kijfhoek wordt sectie 1KH aangesloten op sectie 1K4 door middel van een boog met een boogstraal van 1300 m, en een hellingspercentage van minder dan 5 promille. Daarnaast wordt de spoorbaan in oostelijke richting aangesloten op de zuidzijde van Kijfhoek. Dit moet gebeuren met een hellingspercentage van meer dan 5 promille. Aangezien de treinen op deze aansluiting alleen maar heuvelafwaarts rijden, is dit geen probleem.

3.6 Alternatief 1

3.6.1 Inleiding

Alternatief 1 is de in de projectnota gepresenteerde oplossing. De ligging van het tracé en lengteprofiel hiervan staan afgebeeld in figuur 3.1 [3.1]. Tevens bevat bijlage I een overzichtskaart van het tracé.

Het tracé begint met de aansluiting op rangeerterrein Kijfhoek. Hier gaat de aansluiting op het rangeeremplacement onder de verhoogde reizigerssporen door. Vanaf de A16 tot aan de Vrouwgelenweg ligt de spoorbaan in een open tunnelbak met BS (bovenkant spoorstaaf) op NAP - 7.00 m. Vanaf de Vrouwgelenweg tot aan de coupure kering bij de Veerse dijk komen de sporen in de open bak op een steeds grotere diepte te liggen. Vervolgens loopt de spoorbaan vanaf de Veerse dijk tot aan de de Hogendijk geheel ondergronds. Hierbij worden de Rietbaan en De Noord gekruist door middel van een afgezonken tunnel. Het gedeelte in de Sophiapolder kan in situ of als afgezonken tunnel worden gebouwd. Vanaf de Hogendijk tot onder de A15 ligt de spoorbaan weer in een open tunnelbak op NAP - 7.95. Na de A15 stijgt de baan om ter hoogte van de N214 op het maai-veld uit te komen.

In paragraaf 3.6.2 wordt het afzinken van tunnels beschreven. In paragraaf 3.6.3 worden de mogelijke lokaties voor het bouwdok gegeven. In paragraaf 3.6.4 worden de randvoorwaarden en uitgangspunten die bij de bepaling van het lengteprofiel gehanteerd zijn gegeven. In paragraaf 3.6.5 wordt dit profiel toegelicht.

3.6.2 Afgezonken tunnels

Een veel toegepaste methode van het bouwen van tunnels in Nederland is het afzinken van tunnelelementen. Allereerst worden in een bouwdok de tunnelelementen gebouwd. Deze worden zo geconstrueerd dat ze kunnen drijven. Vervolgens wordt het bouwdok onder water gezet. Hierbij komt het dak net boven het water uit. Nadat de tunnelelementen naar de plaats van bestemming gevaren zijn worden deze afgezonken. Om de tunnel af te kunnen zinken wordt ballast toegevoegd. Tijdens het afzinken van de tunnelelementen in de rivier zorgen afzinkpontons ervoor dat de tunnel op de goede plaats komt te liggen.

3.6.3 Locatie bouwdok

Als lokatie van het bouwdok komen globaal gezien vier lokaties in aanmerking. Ten eerste de Sophiapolder. Hierbij wordt de bouwkuip van het insitu gedeelte gebruikt als bouwdok voor de riviergedeelten. Ten tweede en derde kunnen de opritten op de westelijke en oostelijke oever als tijdelijk bouwdok gebruikt worden. Als vierde oplossing kan een lokatie elders gebruikt worden als bouwdok. Hiervoor kan bijvoorbeeld het bouwdok in Barendrecht dienen. Echter vanwege de beperkte diepte van De Noord zal, ook wanneer van de hoge rivierwaterstanden gebruik

gemaakt wordt, uitbaggeren van De Noord en het gedeeltelijk afbouwen in het bouwdok en verder afbouwen ter plaatse, noodzakelijk zijn.

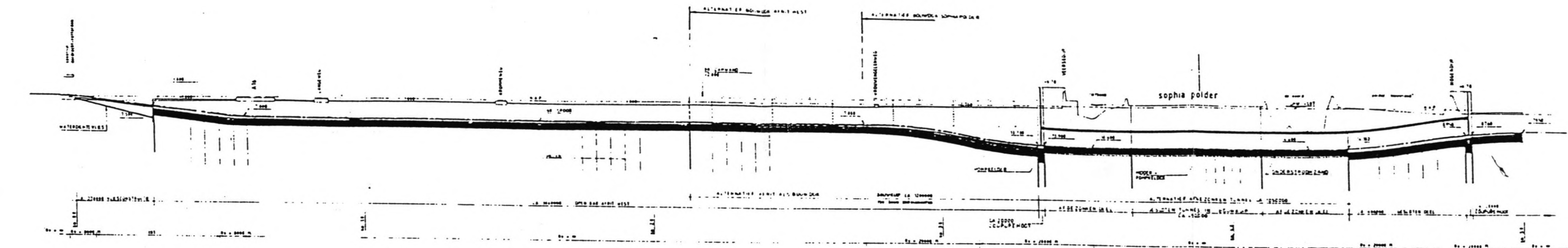
3.6.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van het lengteprofiel

- Alle kruisingen met wegen en overige spoorlijnen moeten ongelijkvloers zijn. Bij de kruising van grote vaarwegen door middel van een vaste brug kan indien dit noodzakelijk is de brug voorzien worden van een beweegbaar deel om in uitzonderingsgevallen doorvaart mogelijk te maken.
- Gezien de ligging van het tracé aan de rand van een waterwingebied, zal dieptebemaling op veel bezwaren stuiten, en kan alleen oppervlaktebemaling worden toegepast;
- De minimale diepte van De Noord tussen Alblasserdam en Zwijndrecht is NAP - 6.00 m;
- Vanwege het kruisen van de hoogwaterkeringen moet de tunnel voorzien worden van coupure keringen.

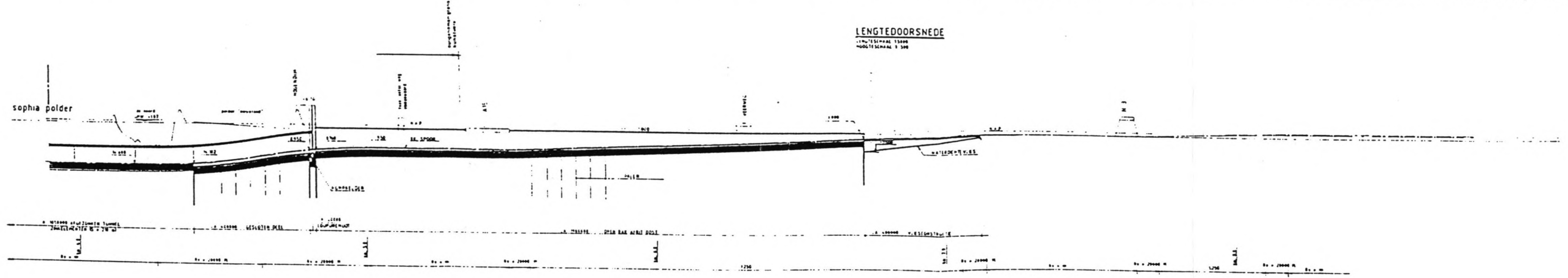
3.6.5 Lengteprofiel

De bovenzijde van de afgezonken tunnel ligt op een diepte van NAP - 7.625 m. Bovenop de tunnel komt een zandaanvulling met een minimale dikte van 0.5 m.

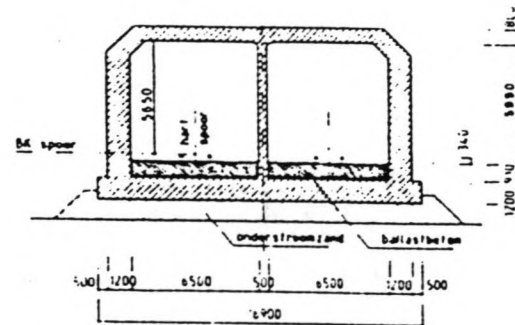
De lengte van het tunnelgedeelte tussen de Vrouwgelenweg en de Hogendijk, tussen hellingen met een stijgingspercentage van meer dan 5 promille, is kort genoeg om geen capaciteitsproblemen te veroorzaken. Door de ligging van de tunnel in een open bak, hoeft de hoogteligging van de wegen die gekruist worden niet aangepast worden. Wel moet een oplossing gevonden worden voor de kruising met een hogedrukgasleiding.



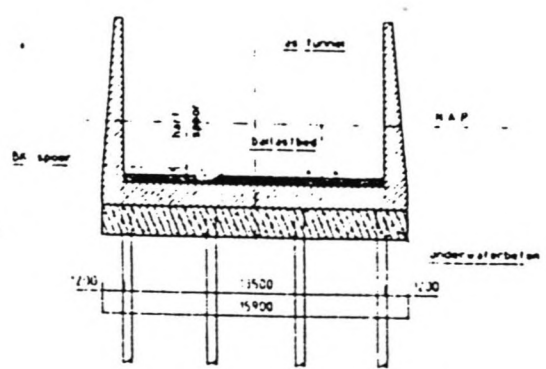
LENGTEDOORSNEDE
1:100
1:100



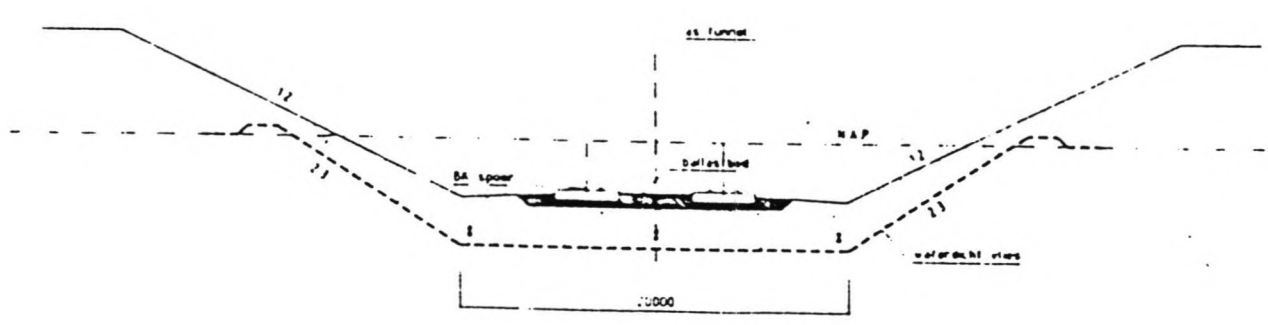
LENGTEDOORSNEDE



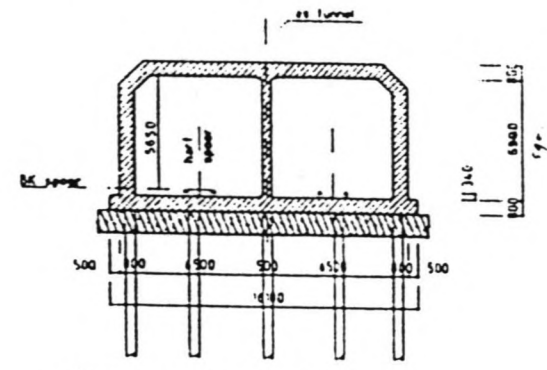
algemene doorsnede afgezinken
gesloten gedeelte
schaal 1:200



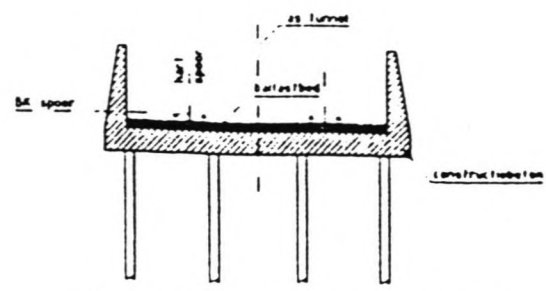
algemene doorsnede open bak 1
schaal 1:200



algemene doorsnede vliesconstructie
schaal 1:200



algemene doorsnede
gesloten gedeelte



algemene doorsnede open bak 2

Alternatief 1
Figuur 3-1

3.7 Alternatief 2

3.7.1 Inleiding

Op de westelijke oever van de Noord, waar in alternatief 1 gekozen is voor een open bak, is in alternatief 2 gekozen voor een tunnel. Op de oostelijke oever loopt het tracé door een gebied waar alleen een zuiveringsinstallatie en een trafostation aanwezig zijn (zie bijlage I). Verder ligt het gebied naast een snelweg en wordt het door een afslag doorkruist. Het biedt voor de omgeving geen voordelen op de oostelijke oever de openbak te vervangen door een tunnel. De oplossing voor dit gedeelte zal daarom gelijk zijn aan de oplossing in alternatief 1.

Het tunnelgedeelte onder de Sophiapolder zal onder een helling van 1:200 vanaf De Noord omhoog lopen. Hierdoor hoeft minder ontgraven te worden. Dit levert een kostenbesparing op.

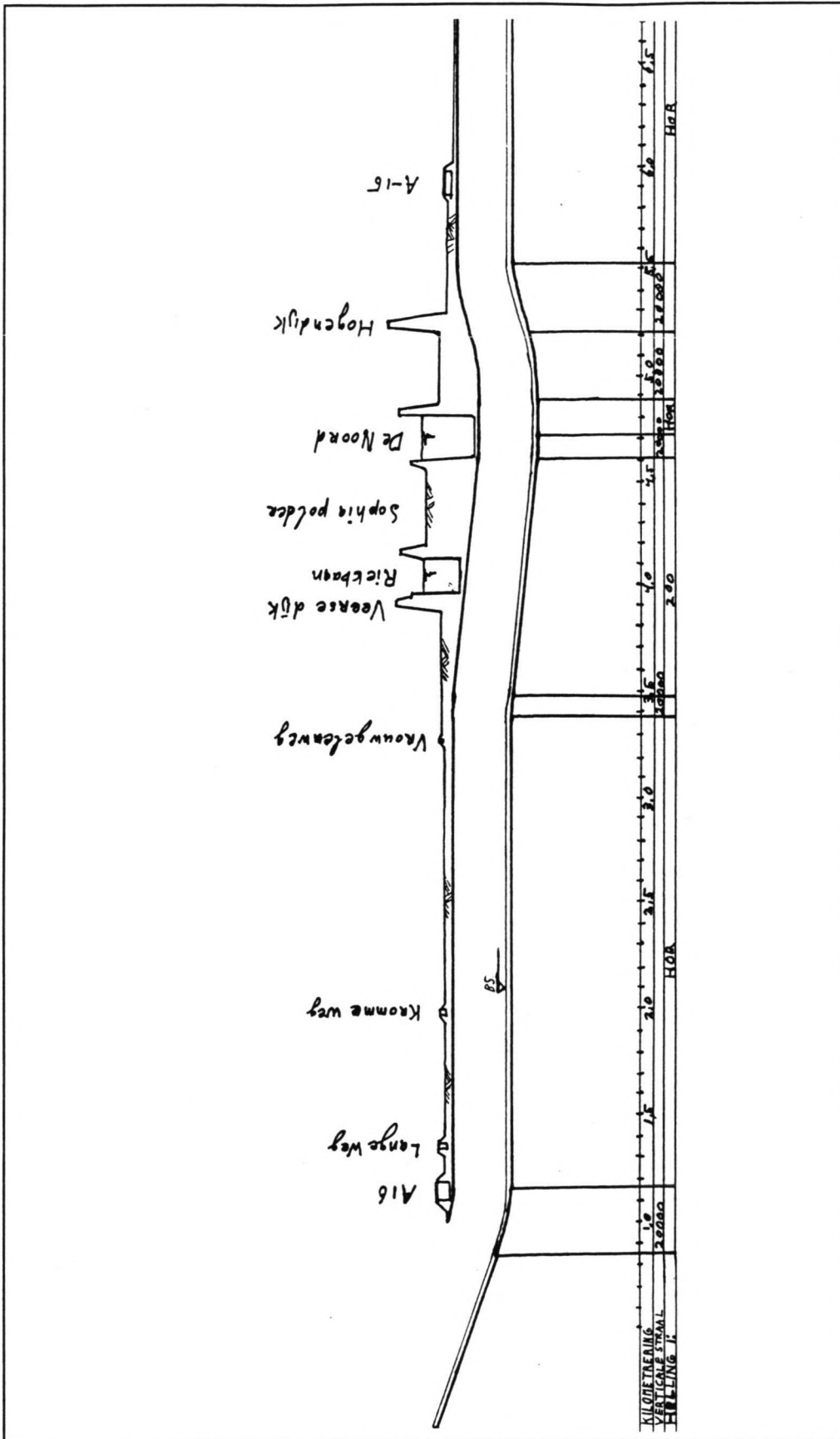
Het gesloten gedeelte op de westelijke oever zal worden besproken in paragraaf 3.7.3. De ligging van het tracé is gelijk aan die van alternatief 1 (zie figuur 3.1 en bijlage I). Het lengteprofiel staat afgebeeld in figuur 3.2.

3.7.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van het lengteprofiel

- Op de westelijke oever van de rivier de Noord ligt het tracé aan de rand van een waterwingebied. Hierdoor zal dieptebemaling op veel bezwaren stuiten, en kan alleen oppervlaktEBemaling worden toegepast;
- De minimale waterdiepte van De Noord ter plaatse van het tracé is NAP - 6.00 m, en van de Rietbaan NAP - 4.00 m;
- Vanwege het doorkruisen van de hoogwaterkeringen moet de tunnel voorzien worden van coupurekeringen.

3.7.3 Diepteligging gesloten gedeelte

Bij de bepaling van de optimale diepteligging van de tunnel op de westelijke oever van De Noord geldt, hoe dieper de tunnel komt te liggen, hoe hoger de kosten. De damwanden van de bouwkuip moeten zwaarder en langer worden, de tunnelconstructie wordt zwaarder belast, de maatregelen tegen openbarsten van de bodem van de bouwkuip worden groter en het grondverzet neemt toe. Daar tegenover staat dat de invloed van de tunnel op de omgeving kleiner wordt bij een diepere ligging. De landelijke infrastructuur blijft behouden, de invloed op de vegetatie wordt kleiner en de invloed op de waterhuishouding van de bovenste grondlaag wordt kleiner. De voordelen van een diepere ligging van de tunnel nemen sterk af bij een grotere diepte, terwijl de kosten van een diepere ligging van de tunnel steeds sterker toenemen bij een grotere diepteligging. Na afweging van deze factoren is uiteindelijk gekozen voor een diepteligging van de tunnel van 2 meter onder het maaiveld. Hiermee wordt de diepteligging van de bovenkant van het gesloten gedeelte van de tunnel in de Polder Ambacht NAP - 3.00 m.



Alternatief 2

Figuur 3-2

3.8 Alternatief 3

3.8.1 Inleiding

Alternatief 3 is een oplossing waarbij het gehele tracé exclusief opritten ondergronds ligt. Dit ondergrondse gedeelte wordt uitgevoerd als geboorde tunnel.

Bij een geboorde tunnel hoeft minder rekening te worden gehouden met de gebieden waar het tracé doorheen loopt en met de afstand tot de bestaande bebouwing (zie figuur 3-4). Hiervan wordt gebruik gemaakt door het tracé een iets ander verloop te geven waardoor de krapste boog op de oostelijke oever, een straal krijgt van 1700 m in plaats van 1300 m. De spoorlijn loopt hierdoor vlak langs een woonwijk in het noorden van Papendrecht.

In paragraaf 3.8.2 worden methoden voor het boren in slappe grond beschreven. In paragraaf 3.8.3 worden de randvoorwaarden en uitgangspunten voor een geboorde tunnel gegeven. In paragraaf 3.8.4 wordt de diepteligging van de tunnel bepaald. Tenslotte wordt in paragraaf 3.8.5 het lengteprofiel vastgesteld.

3.8.2 Methoden voor het boren in slappe grond.

Het boren van spoortunnels in slappe grond bracht in het verleden onoverkomelijke problemen met zich mee. Tegenwoordig is, met name in Japan, maar ook in Europa, de techniek van het boren zo ver ontwikkeld, dat het boren in diep gelegen klei- en zandlagen en het inschatten van de risico's hierbij goed mogelijk is. In Nederland is echter nog geen ervaring opgedaan.

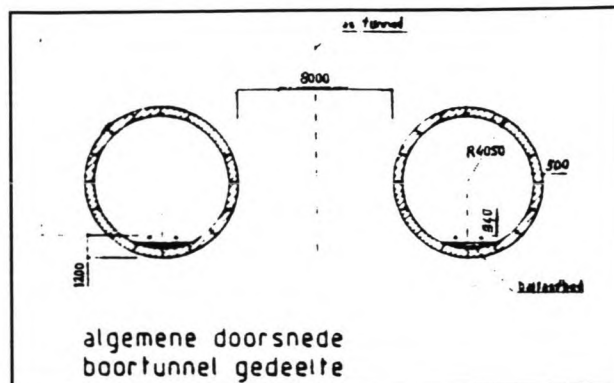
Van de verschillende boormethoden zijn, wanneer in slappe grond ver onder de grondwaterspiegel geboord wordt, twee methoden het meest geschikt [3.5].

Ten eerste boren met een vloeistofschild. Hierbij wordt het ontgravingsfront ondersteund met een bentonietsuspensie. Deze methode is het meest geschikt voor het boren in zandlagen.

Ten tweede boren met een gronddrukschild. Hierbij wordt de ontgraven grond gebruikt om het ontgravingsfront te ondersteunen. Deze methode is het meest geschikt voor het boren in kleilagen.

3.8.3 Randvoorwaarden en uitgangspunten voor een geboorde tunnel

- Het geboorde gedeelte bestaat uit twee enkelsporige tunnelbuizen met een inwendige diameter van 7100 mm [3.1];



Figuur 3-3

- Als boogstraal van de tunnel moet bij voorkeur minimaal 50 maal de diameter aangehouden worden. Deze boogstraal wordt verkregen door de tunnelringen in de binnenbocht een kleinere dikte te geven dan in de buitenbocht.
- De gronddekking moet overal minimaal éénmaal de diameter van de tunnel bedragen;
- De grondlaag waarin geboord wordt moet bij voorkeur overal de zelfde samenstelling hebben;
- Vanwege het doorkruisen van de hoogwaterkeringen moet de tunnel voorzien worden van coupurekeringen. Deze kunnen aan het begin van het gesloten gedeelte van de tunnel gesitueerd worden.
- Voor de tunnelwand worden geprefabriceerde betonnen segmenten gebruikt. De flexibele ronde vorm van de buis in combinatie met de hoge druksterkte van het beton is zeer geschikt om de hoge grond- en waterdrukken die op de tunnel werken te weerstaan. Ook moet de tunnelwand de krachten van de vijzels, die het schild in de grond voortschuiven, op kunnen nemen ;

3.8.4 Bepaling diepteligging van de geboorde tunnel

De diepteligging van de tunnel wordt voornamelijk bepaald door twee factoren:

Ten eerste moet de gronddekking overal minimaal éénmaal de diameter van de tunnel bedragen. Dit is vanwege het feit dat, wanneer reparaties en onderhoud gepleegd moet worden of wanneer obstakels verwijderd moeten worden, de bentonietsuspensie vervangen wordt door lucht onder verhoogde druk.

Ten tweede moet de grondlaag waarin geboord wordt bij voorkeur overal de zelfde samenstelling hebben. Dit is omdat een graafwiel maar voor een bepaalde grondsoort het meest ideale graafwiel is. Ook wordt bij het boren in verschillende grondsoorten de procesvoering ingewikkelder.

De hoeveelheid bentoniet die bijgemengd moet worden, de ondersteuning van het graaffront en de hoeveelheid afgegraven grond variëren sterker en zijn moeilijker te controleren. Ook zal bij het gedeeltelijk boren in klei het volledig terugwinnen van de bentoniet uit het zand- en kleimengsel een probleem vormen. Daardoor is de specie die opgepompt wordt minder geschikt voor gebruik voor andere doeleinden.

De maximale bodemdiepte van De Noord ter plaatse van het tracé is circa NAP - 7.00 - 8.00 m. Bij een tunneldiameter van 8 m moet de bovenkant van de tunnel minimaal op een diepte van NAP - 16.00 m liggen.

Uit grondonderzoek blijkt dat wanneer de tunnel op een diepte van NAP - 16.00 m tot NAP - 24.10 m wordt aangelegd de tunnel geheel in de pleistocene zandlaag ligt. Deze zandlaag begint op een diepte van NAP - 12.50 à 14.00 m en loopt tot aan een diepte van NAP - 24.00 à 26.00 m.

Bij een diepere ligging komt de tunnel gedeeltelijk in de pleistocene klei te liggen.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de optimale diepte van de tunnel ter plaatse van De Noord NAP - 16.00 tot 24.10 m is. De bovenkant van de spoorstaaf ligt dan op: BS = NAP - 22.90 m.

Op het overige gedeelte van het tracé kan een geringere diepte worden aangehouden. Hoe dieper de ligging van de tunnel hoe langer en duurder de opritten. Voor een optimaal boorproces moet de tunnel wel geheel in de pleistocene zandlaag liggen. Gekozen is voor een diepteligging van de tunnel van NAP - 14.00 - 22.10 m. De bovenkant van de spoorstaaf ligt hierbij op: BS = NAP - 20.90 m.

Opmerking:

- Wanneer de twee sporen in één enkele tunnelbuis komen te liggen krijgt deze buis een uitwendige diameter van circa 12 m. Omdat onder de rivier de Noord de gronddekking minimaal één maal de diameter moet bedragen zou bij het toepassen van deze diameter de tunnel op een diepte van ongeveer 20 tot 32 m komen te liggen. De tunnel ligt dan half in de pleistocene zandlaag en half in de pleistocene kleilaag. Daarnaast worden door de grotere diepte ligging de opritten langer en de geboorde lengte korter. Eén enkele buis heeft louter nadelen en daarom moet bij een geboorde tunnel uitgegaan worden van twee enkelsporige tunnelbuizen zoals aangegeven in paragraaf 3.8.3.

3.8.5 Bepaling lengteprofiel van de geboorde tunnel

Bij de bepaling van het lengteprofiel van de geboorde tunnel is eerst de mogelijkheid van een tunnel met korte steile opritten onderzocht (zie figuur 3-5). Deze opritten hebben het maximaal toegestane hellingspercentage van 25 promille. Het voordeel van deze korte opritten is dat de geboorde lengte van de tunnel zo groot mogelijk is. Dit is gunstig omdat de mobilisatiekosten van de boorinstallatie, de bouw van de diepe opritten en de bouw van de toegangsschachten bij een langere tunnel een kleiner deel van de totale kosten uitmaken. Het boren van een tunnel wordt dan relatief goedkoper.

In bijlage IV komt naar voren dat wanneer opritten met een hellingspercentage van meer dan 5 promille worden toegepast maar één trein tegelijk in de tunnel mag zijn. Op de Betuwelijn moet in beide richtingen iedere 4.5 minuten een trein kunnen passeren. Uit rijtijdberekening van een goederentrein die in de toekomst op de Betuwelijn moet gaan rijden komt naar voren dat, om aan de twee eerder genoemde eisen te kunnen voldoen, de tunnel maximaal een lengte van 5180 m mag hebben. De tunnel in figuur 3-5 heeft een totale lengte van 6350 m, en voldoet daarmee niet aan de eisen ten aanzien van de capaciteit. Door in het westelijke landgedeelte de sporen over een lengte van circa 1200 meter in een open bak te leggen kan wel aan deze eisen worden voldaan. Hiermee gaan echter de voordelen van deze oplossing ten opzichte van de in de projectnota gepresenteerde oplossing verloren. In deze oplossing worden zowel de nadelen van de open bak als de hogere kosten van een geboorde tunnel gecombineerd. Deze oplossing is hierom niet uitgewerkt.

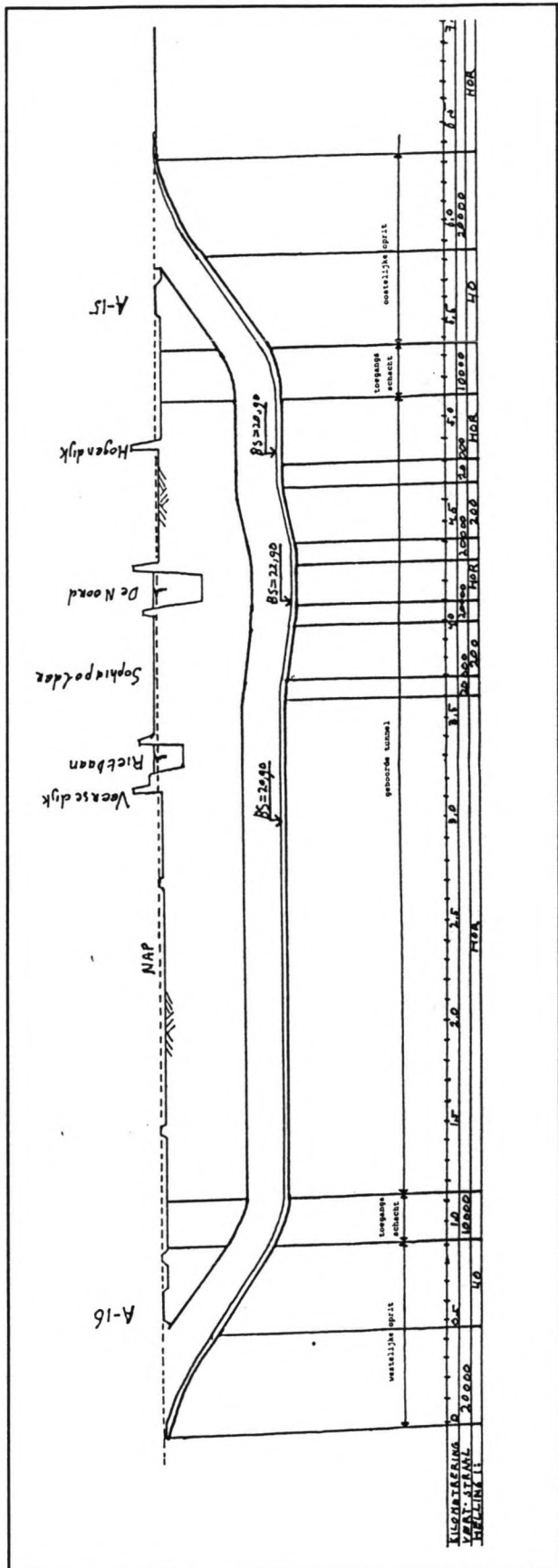
Als tweede is een lengteprofiel bekeken waarbij de opritten een hellingspercentage hebben van 5 promille (zie figuur 3-6). Bij dit hellingspercentage krijgen de opritten een lengte van ongeveer 4000 m. Hierdoor moet de tunnel aan de oostzijde circa 2000 m langer worden en krijgt het geboorde gedeelte een lengte van minder dan 200 m. Vanwege de lange en dure opritten is deze oplossing daarom niet verder uitgewerkt.

3.8.6 Conclusie

Een geboorde tunnel levert, wanneer aan alle eisen die de NS stelt ten aanzien van hellingspercentages, verticale- en horizontale boogstralen wordt voldaan [3.3], geen goede tunneloplossing op. Deze oplossing zal daarom niet in de afweging worden meegenomen.

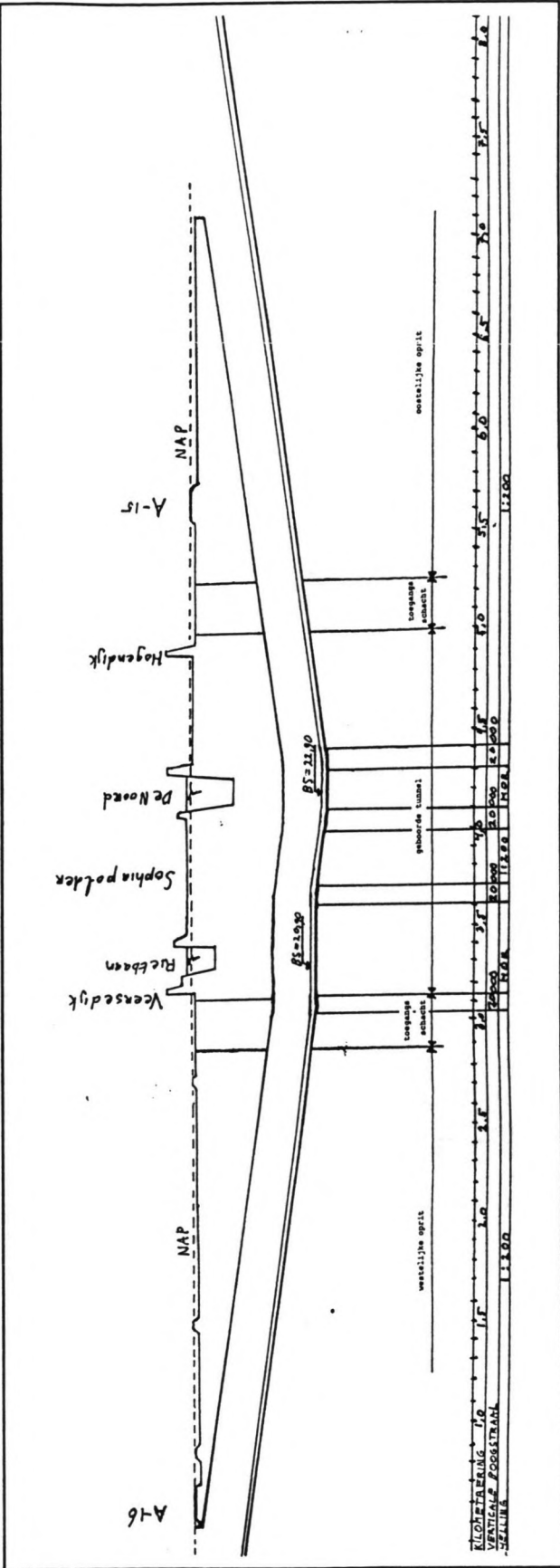


Figuur 3-4



Figuur 3-5

Alternatief 3



Figuur 3-6

3.9 Vergelijking alternatieven

In deze paragraaf wordt alternatief 2 vergeleken met alternatief 1, de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Waar in alternatief 1 op de westelijke oever van de Noord de sporen in een open bak liggen, liggen de sporen bij alternatief 2 in een tunnel.

Het nadeel van een tunnel ten opzichte van een open bak is dat deze duurder is. Hiertegenover staan veel voordelen;

- De geluidsbelasting neemt bij alternatief 2 af met 10 dB(A) [3.6]. Langs de noordrand van Zwijndrecht en Papendrecht en langs de zuidrand van Hendrick-Ido-Ambacht komt de geluidsbelasting daarmee op rond de 60 dB(A). Aan de zuidrand van H-I-Ambacht zijn 4000 nieuwe woningen gepland. Bij alternatief 1 is ten opzichte van alternatief 2 de geluidsbelasting op deze locatie 15 dB(A) hoger. Deze is 65dB(A).
- De barrièrewerking van de tunnelbak is groot;
- De landelijke infrastructuur moet worden aangepast;
- Voor vier kleine waterlopen moet een andere ligging gekozen worden;
- Zowel het groepsrisico als het individuele risico dat de omwonende bij een ongeluk van een trein die gevaarlijke stoffen vervoert lopen, is bij een open tunnelbak groter dan bij in een tunnel [3.7].
- Het permanente ruimtebeslag is groter.

3.10 Conclusie

Door te kiezen voor alternatief 2, waarbij de tunnel in een gesloten tunnel ligt in plaats van in een open bak, lijkt het mogelijk dat tegen geringe meerkosten een kwalitatief betere oplossing verkregen kan worden dan de in de projectnota gepresenteerde oplossing.

Aanbevolen wordt om alternatief 2 verder uit te werken. Dit wordt in hoofdstuk 4 uiteengezet.

Literatuur

- [3.1] Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992
- [3.2] Projectnota Betuweroute, startnotitie (1991) en deel B. (1992)
- [3.3] Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samen gesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel I, 1976
- [3.4] Project Kijfhoek, De noodzaak van toename van rangeeractiviteiten op Kijfhoek en de relatie met de Betuweroute, 17 maart 1992
- [3.5] De Ingenieur, Geboorde tunnels voor infrastructuurprojecten in Nederland, NR.11 (1992)
- [3.6] Projectnota Betuweroute, Aspectrapport geluid, maart 1992
- [3.7] Projectnota Betuweroute, Aspectrapport veiligheid, april 1992

4 Constructieve uitwerking alternatief 2

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt alternatief 2, dit is het alternatief waarbij het gedeelte op de westelijke oever in een tunnel ligt in plaats van een open bak, verder uitgewerkt. Hiervoor is het tracé in drie delen opgesplitst (zie bijlage I):

- Het gedeelte op de westelijke oever, het westelijke landgedeelte. Dit gedeelte loopt vanaf de A16 tot aan de Veerse Dijk. De aansluiting met rangeerterrein Kijfhoek zal in dit verslag niet verder worden uitgewerkt;

- Het rivierengedeelte. Dit is het gedeelte tussen de hoogwaterkeringen. Dit gedeelte loopt vanaf de Veerse Dijk door de Sophiapolder tot aan de Hogendijk;

- Het gedeelte op de oostelijke oever, het oostelijke landgedeelte. Dit gedeelte loopt vanaf de Hogendijk tot aan de N3.

Voor elk van de tracédelen wordt bekeken wat de meest geschikte uitvoeringsmethode c.q. constructieve oplossing is. Daarnaast moet een oplossing voor de kruising met de hoogwaterkeringen, en de hierbij noodzakelijke coupurekeringen, gevonden worden. Dit zal in samenhang met de constructieve oplossingen van de drie tracédelen gebeuren.

In paragraaf 4.2 tot en met 4.4 worden de probleemstelling, probleemanalyse en doelstelling voor dit hoofdstuk beschreven. In paragraaf 4.5 wordt de uitvoeringsmethode voor het westelijke landgedeelte uitgewerkt. Hetzelfde geschiedt voor het rivierengedeelte in paragraaf 4.6 en voor het oostelijke landgedeelte in paragraaf 4.7.

4.2 Probleemstelling

Voor de drie verschillende delen van het Sophiatracé dient de meest geschikte uitvoeringsmethode bepaald te worden.

4.3 Probleemanalyse

In hoofdstuk 3 is globaal het lengteprofiel voor het Sophiatracé bepaald (zie figuur 3.2). Om dit lengteprofiel te kunnen realiseren moet voor de verschillende tracédelen (zie par. 4.1) de uitvoeringsmethode vastgesteld worden. De uitvoeringsmethode van het westelijke landgedeelte wordt voor een groot deel bepaald door de ligging in een waterwingebied. Het rivierengedeelte bestaat in feite uit vier verschillende delen: de Rietbaan, de Sophiapolder, De Noord en Polder het Nieuwland. Dit zorgt voor een grote variatie aan oplossingen. Toch moeten deze vier gedeelten als één geheel behandeld worden. Het westelijk landgedeelte en het rivierengedeelte worden verbonden door een coupurekering. De uitvoering van deze coupurekering zal samenhangen met de gekozen oplossingen voor de twee eerder genoemde gedeelten.

De uitvoering van de coupurekering op de oostelijke oever zal afhangen van de uitvoering van het rivierengedeelte. Het oostelijke landgedeelte sluit wel op deze coupurekering aan, maar heeft niet of nauwelijks invloed op de uitvoering. Voor het oostelijk landgedeelte zijn er geen speciale bijzonderheden die grote invloed hebben op de uitvoeringsmethode.

4.4 Doelstelling

Bepaling van de uitvoeringsmethode voor de drie tracédelen, en daarmee in grote lijnen de constructieve oplossing van alternatief 2.

4.5 Het westelijke landgedeelte

4.5.1 Inleiding

Het westelijke landgedeelte is het gedeelte dat loopt van de A16 tot aan de Veerse Dijk (zie bijlage I). De lengte van dit gedeelte is circa 2600 m. De A16 is als beginpunt gekozen, omdat hier de spoorlijn vrijwel op diepte ligt, en daarmee de bouwmethode over de gehele lengte van dit tracégedeelte gelijk is.

Het westelijke landgedeelte loopt in zijn geheel door een waterbeschermingsgebied en langs de rand van een waterwingebied. De eisen die ten gevolge hiervan gesteld worden aan de bouw van de tunnel worden in paragraaf 4.5.2 besproken. Voor dit gedeelte zijn twee uitvoeringsmethoden mogelijk. Paragraaf 4.5.3 behandelt het bouwen van de tunnel als afgezonken tunnel, en paragraaf 4.5.4 behandelt dit voor een in situ gebouwde tunnel. In paragraaf 4.5.5 worden deze oplossingen verder uitgewerkt en met elkaar vergeleken.

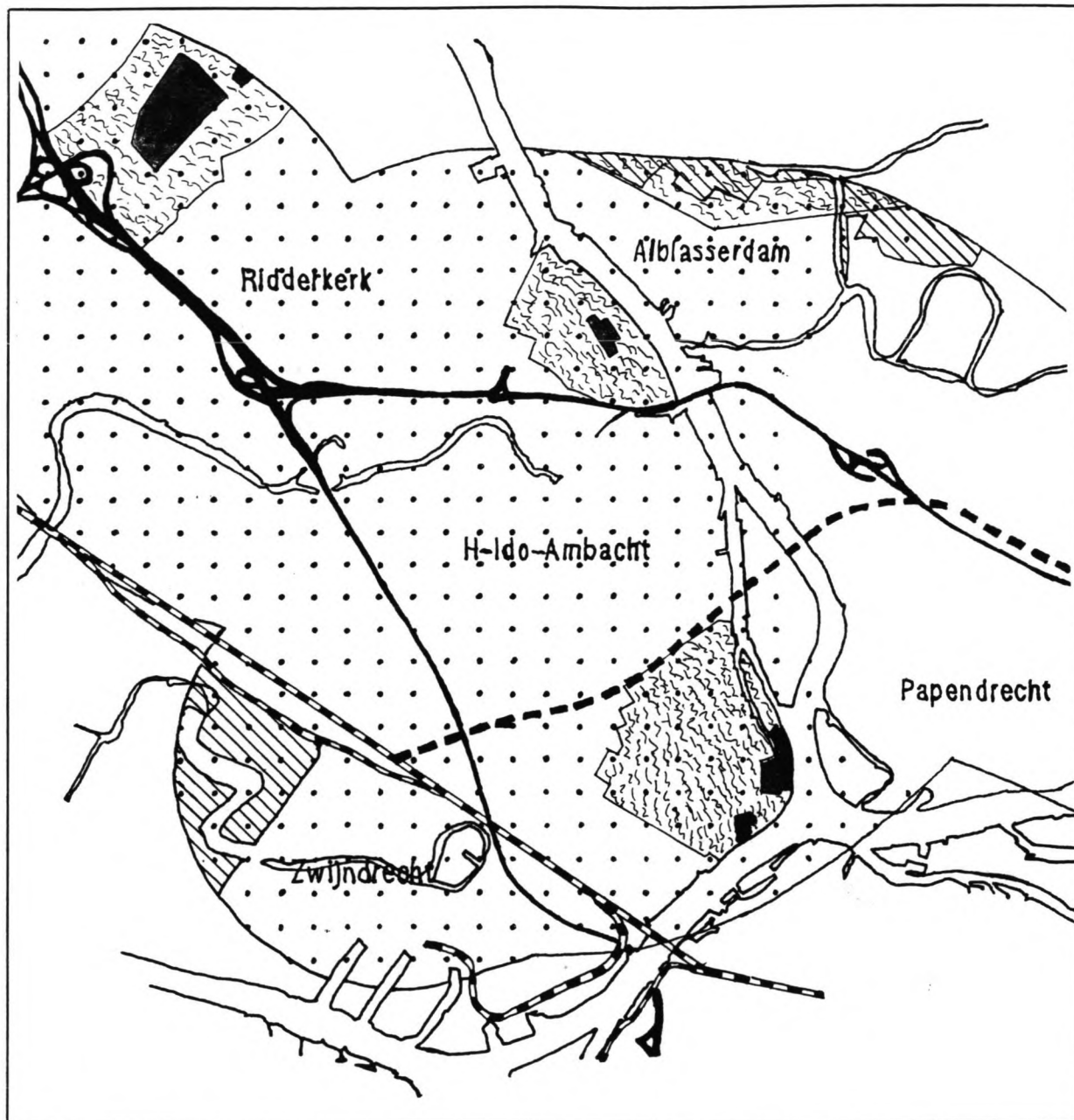
4.5.2 Eisen ten aanzien van de ligging in het waterwingebied

4.5.2.1 Inleiding

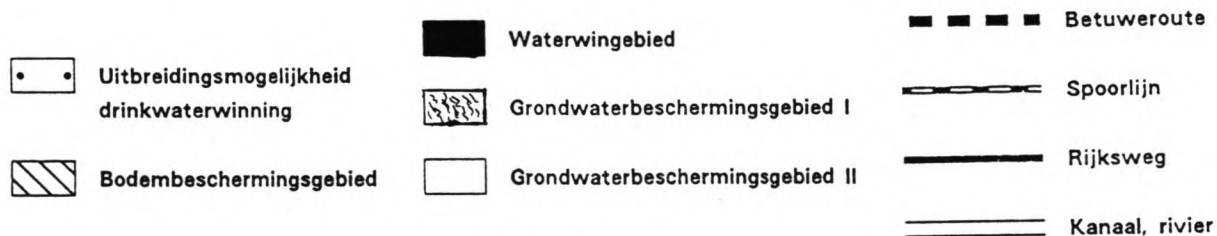
Het gehele gebied waarin het westelijke landgedeelte ligt, is een grondwaterbeschermingsgebied. Dit gebied valt onder de verantwoordelijkheid van het Waterschap IJsselmonde. In dit gebied ligt een waterwingebied van het waterleidingbedrijf Oost-IJsselmonde. Het Sophiatracé loopt langs de noordrand van dit gebied. Het gehele gebied wordt als eventuele uitbreidingsmogelijkheid voor drinkwaterwinning gezien (zie figuur 4.1). Het waterleidingbedrijf stelt zeer strenge eisen ten aanzien van wateronttrekking uit het gebied en toevoer van water van buitenaf.

In hetzelfde gebied als waar de spoortunnel moet komen is kort geleden een verkeerstunnel aangelegd [4.1]. Dit tracé loopt, evenals het Sophiatracé, langs de rand van een waterwingebied (zie fig. 4.1). Omdat beide waterwingebieden onder de verantwoordelijkheid van het waterleidingbedrijf Oost-IJsselmonde vallen, en in het zelfde gebied liggen, is er vanuit gegaan dat de eisen ten aanzien van wateronttrekking en de eisen ten aanzien van de toevoer van gebiedsvreemd water van buitenaf, overeenkomen.

In paragraaf 4.5.2.2 worden de eisen die aan een bouwkuip gesteld worden ten aanzien van bemaling besproken. Paragraaf 4.5.2.3 behandelt de bezwaren ten aanzien van toevoer van gebiedsvreemd water.



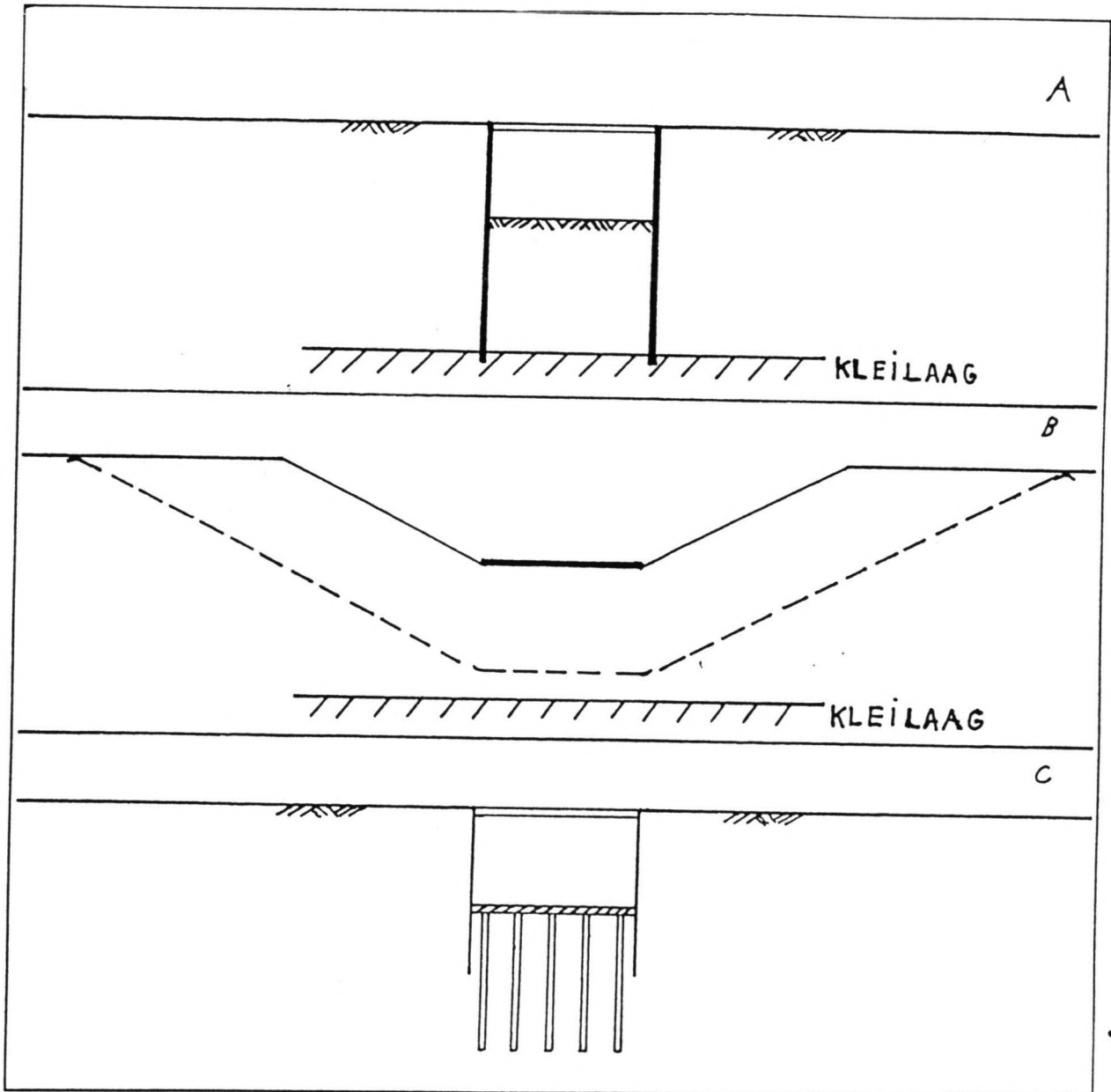
Figuur 4-1



4.5.2.2 Eisen aan een bouwkuip ten aanzien van bemaling

De traditionele oplossing van een bouwdok met bronbemaling, voldoet niet aan de eisen die het waterleidingbedrijf stelt ten aanzien van wateronttrekking aan het gebied. Dit is vanwege de aanwezigheid van de watervoerende pleistocene zandlaag op een diepte van NAP - 11.0 tot NAP - 24.00 à 26.00 m (zie bijlage III). Lokaal en met name aan de oever van De Noord kan deze diepte oplopen tot NAP - 30.00 m. Bij de aanleg van de verkeerstunnel onder De Noord [4.1] is bekeken of het mogelijk is een bouwdok te maken met damwandschermen tot in de kleilaag op NAP - 30 m, die wel voldoet aan de eisen van het waterleidingbedrijf. Het waterleidingbedrijf stelt hiervoor als eis dat de lekkage van de damwanden niet meer mag bedragen dan 5000 m³ per jaar of 1 liter per vierkante meter damwand per etmaal. De damwandschermen kunnen hier niet aan voldoen. Wanneer een damwand beneden de vloer van het dok uit het slot is gelopen is de exacte plaats waar dit gebeurd is niet goed te bepalen, en kan het lek niet afdoende gedicht worden. Een bouwkuip is alleen toegestaan wanneer deze praktisch waterdicht is. Dit kan op de volgende manieren bereikt worden:

- Een bouwkuip met waterdichte wanden tot in de kleilaag op NAP - 30 m (zie figuur 4.2 a). Dit kunnen bijvoorbeeld diepwanden zijn. Het water dat door de pleistocene zandlaag de bouwkuip binnen komt moet weggepompt worden. Deze hoeveelheid is zo gering dat hier wel toestemming voor verkregen kan worden;
- Een bouwput die waterdicht gemaakt is met een in den natte aangebrachte folie (zie fig. 4.2.B). Vanwege de maximale waterstand in de pleistocene zandlaag van NAP - 0.25 m moet de folie op een diepte van ongeveer NAP - 23.00 m komen te liggen;
- Een bouwkuip met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton op trekpalen (zie fig. 4.2.C). In tegenstelling tot de oplossing van een bouwdok met damwanden tot in de kleilaag op NAP - 30 m, kunnen bij deze oplossing de damwanden wel aan de eisen ten aanzien van waterdichtheid voldoen. De lekken in de damwanden en in de onderwaterbetonvloer zijn goed zichtbaar, en daarmee goed te dichten. Dit is niet het geval met de lekken die onder het ontgravingsniveau liggen. In plaats van stalen damwanden zouden hier ook korte diepwanden toegepast kunnen worden met een vloer van onderwaterbeton. Het gebruik van diepwanden is echter duurder dan stalen damwanden, en moet alleen dan worden toegepast, wanneer een oplossing met stalen damwanden niet mogelijk is. Dit geldt ook wanneer de diepwanden onderdeel van de tunnel uitmaken. Deze oplossing wordt daarom niet verder uitgewerkt. De oplossingen voor een bouwdok zoals die in figuur 4.2 weergegeven zijn, komen zowel voor de ter plaatse gebouwde tunnel als voor de afgezonken tunnel in aanmerking.



Figuur 4-2

4.5.2.3 Eisen ten aanzien van de toevoer van gebiedsvreemd water aan het waterwingebied

De hoeveelheid vervuild water uit De Noord die tijdens de aanleg van de tunnel het waterwingebied binnen kan dringen, dient tot het uiterste beperkt te worden. Bij de verkeerstunnel onder De Noord zijn, om het binnendringen van water uit De Noord in het waterwingebied te voorkomen, aan het einde van de zinksleuf kop- en vleugelschermen geheid tot in de pleistocene kleilaag op NAP - 30 m. Bij de zinksleufoperatie wordt de grond namelijk tot in de watervoerende pleistocene zandlaag ontgraven. Zonder maatregelen zal de hoeveelheid vervuild water die vanuit De Noord het waterwingebied binnendringt sterk toenemen.

4.5.3 Tunnel uitgevoerd als afgezonken tunnel

4.5.3.1 Inleiding

Het westelijke landgedeelte kan geheel of gedeeltelijk als afgezonken tunnel uitgevoerd worden. Dit heeft als voordeel dat alleen ter plaatse van het bouwdok een waterdichte vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen nodig is. De besparingen van de goedkope zinksleuf moeten dan opwegen tegen de extra kosten die verbonden zijn aan het afzinken van de tunnel.

Het bouwdok voor de tunnelementen kan globaal op twee locaties gesitueerd worden. Ten eerste ter plaatse. Hiermee wordt bedoeld binnen de hoogwaterkering. Binnen de hoogwaterkering is aan de landzijde. Hiertoe moet een deel van het tracé tijdelijk als bouwdok dienen. Deze oplossing wordt in paragraaf 4.5.3.2 besproken. Ten tweede door de tunnelementen vanaf de Rietbaan aan te voeren, met behulp van een tijdelijke sluis in de Veerse Dijk. Deze oplossing wordt in paragraaf 4.5.3.3 besproken. Voor de tussenoplossing van een bouwdok buiten tegen de hoogwaterkering, waarbij geen sluis nodig is, is tussen de Veerse Dijk en de Rietbaan geen ruimte.

4.5.3.2 Bouwdok ter plaatse

Door de bouwsleuf van de tunnel plaatselijk te verbreden, ontstaat een bouwdok voor de bouw van de afzinkelementen. Vanwege de eisen die het waterleidingbedrijf stelt ten aanzien van wateronttrekking aan het gebied, moet het bouwdok uitgevoerd worden volgens één van de drie oplossingen zoals aangegeven in paragraaf 4.5.2.2.

De eerste oplossing is een bouwdok met waterdichte wanden tot in de kleilaag op NAP - 30 m (zie fig. 4.2.a). Na de bouw van de tunnel blijven de waterdichte wanden in de grond achter. Daarmee vormen ze een permanente afsluiting van de watervoevende pleistocene zandlaag. Dit zal blijvend grote gevolgen hebben voor de waterhuishouding in het gebied. Daarnaast vormen deze wanden een dure oplossing, zeker wanneer deze geen onderdeel uitmaken van de uiteindelijke constructie. Deze oplossing zal daarom niet verder worden uitgewerkt.

De tweede oplossing is een bouwdok waterdicht gemaakt met een in den natte aangebracht folie (zie fig. 4.2.b). De folie zal evenals de diepwanden een permanente afsluitende werking hebben op de pleistocene zandlaag. De folie zal bij een aanlegdiepte van NAP - 23 m de pleistocene zandlaag voor meer dan 80% afsluiten. Daarnaast neemt de bouwsleuf veel meer ruimte in beslag dan de overige oplossingen. Dit veroorzaakt meer indirecte economische schade. Het extra ruimtebeslag is in figuur 4.2 goed te zien. Deze oplossing zal daarom niet verder worden uitgewerkt.

De derde en laatste oplossing is een bouwdok met stalen damwandschermen en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen (zie fig. 4.2.c). Deze oplossing heeft geen nadelige factoren, die bij voorbaat leiden tot het afvallen van deze oplossing, en zal daarom verder worden uitgewerkt.

4.5.3.3 Bouwdok elders

Als het bouwdok buiten de hoogwaterkeringen gesitueerd wordt, dit is aan de rivierzijde, moeten de tunnelementen de hoogwaterkering passeren. Dit kan door middel van een enkele deur, en door middel van een sluis met twee deuren en een sluiskolk. Wanneer de opening in de hoogwaterkering door een enkele deur wordt afgesloten zal, bij het binnenvaren van de tunnelementen, de zinksleuf in open verbinding staan met De Noord. Hierdoor zal een grote hoeveelheid vervuild water het waterwingebied binnen stromen. Daarnaast zal de zinksleuf moeten worden voorzien van hoge dijken. De kruinhoogte van deze dijken moet vanwege de waterstanden op de rivier (zie bijlage III) minimaal liggen op NAP + 2.00 m. Het maaiveld ligt op een hoogte van NAP - 1.00 m. De dijken moeten hierdoor een hoogte krijgen van 3 meter. Vanwege deze twee bezwaren zal deze oplossing daarom niet verder worden uitgewerkt.

Het binnendringen van het vervuilde water kan voor het grootste deel voorkomen worden door het maken van een sluiskolk met twee deuren. Echter, door de totale lengte van de tunnel van 3 kilometer, zal de sluis een groot aantal malen gebruikt moeten worden, en is een dure sluis noodzakelijk.

Door het westelijke landgedeelte maar voor een deel als gezonken tunnel uit te voeren gaat het eventuele voordeel van het elders bouwen van de tunnelementen verloren.

Gezien de hoge kosten die verbonden zijn aan de sluis zal deze oplossing niet verder worden uitgewerkt.

4.5.3.4 Conclusie

Uit het voorafgaande blijkt dat voor het bouwdok van de tunnelementen alleen een lokatie binnen de hoogwaterkering in aanmerking komt. Dit bouwdok moet gemaakt zijn van stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen.

4.5.4 Tunnel in situ gebouwd

4.5.4.1 Inleiding

De bouwkuip voor het in situ gebouwde tunnel kan op drie manieren uitgevoerd worden. In paragraaf 4.5.4.2 worden deze methoden met elkaar vergeleken. In paragraaf 4.5.4.3 wordt de beste uitvoeringsmethode gekozen.

4.5.4.2 Oplossingsprincipes

Wanneer de tunnel ter plaatse gebouwd wordt, zal de bouwkuip uitgevoerd moeten worden volgens één van de drie oplossingen zoals aangegeven in paragraaf 4.5.2.2.

De eerste oplossing, die van een bouwkuip met waterdichte wanden, heeft evenals aangegeven in paragraaf 4.5.3.2, het bezwaar dat deze wanden een permanente afsluiting vormen van de watervoerende pleistocene zandlaag. Daarnaast is een oplossing met diepwanden, ondanks dat ze hier deel uitmaken van de uiteindelijke oplossing, een dure oplossing. Deze oplossing zal daarom niet verder worden uitgewerkt.

De tweede oplossing is een bouwput die waterdicht gemaakt is met een in den natte aangebrachte folie. Deze oplossing heeft zoals eerder is aangegeven in paragraaf 4.5.4.2, het bezwaar dat de pleistocene zandlaag voor 80% wordt afgesloten. Daarnaast is ook hier het grote ruimtebeslag een probleem. Deze oplossing zal daarom niet verder worden uitgewerkt.

Als derde oplossing is er de mogelijkheid van een bouwkuip met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen. Dit is een dure oplossing, maar deze heeft geen nadelige factoren die bij voorbaat leiden tot het afwijzen van deze oplossing, en zal daarom verder worden uitgewerkt.

4.5.4.3 Conclusie

Wanneer het westelijke landgedeelte in situ gebouwd wordt, komt hiervoor alleen een bouwkuip met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen in aanmerking.

4.5.5 Vergelijking overgebleven alternatieven

4.5.5.1 Inleiding

Voor het westelijke landgedeelte zijn, na de eerste evaluatie, de volgende twee oplossingen overgebleven: In de eerste plaats een afgezonken tunnel gebouwd in een bouwdok met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen. Deze methode wordt in paragraaf 4.5.5.2 uitgewerkt. Ten tweede een in situ gebouwde tunnel in een bouwkuip met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen. Deze oplossing zal in paragraaf 4.5.5.3 worden beschreven. In paragraaf 4.5.5.4 worden deze oplossingen met elkaar worden vergeleken.

4.5.5.2 Tunnel in situ gebouwd

In het bouwproces van de ter plaatse gebouwde tunnel zijn de volgende bouwfasen te onderscheiden:

- 1) Het inheien van de damwanden;
- 2) Het gedeeltelijk ontgraven van de bouwkuip voor het aanbrengen van de gordingen en stempels of groutankers;
- 3) Het op diepte brengen van de bouwput;
- 4) Het inheien van de (trek)palen;
- 5) Het storten van de onderwaterbetonvloer;
- 6) Het leegpompen van de bouwput en het dichten van eventuele lekken;
- 7) Het maken van de tunnelkoker;
- 8) Het aanvullen van de grond en verwijderen van de gordingen en de stempels of groutankers;
- 9) Het trekken van de damwanden.

ad 1) De inheidiepte wordt door fase 3 bepaald.

ad 2) Stempels of groutankers zijn beide mogelijk. Het toepassen van stempels is hier echter veel goedkoper dan het toepassen van groutankers. De bovenste 11 m grond bestaat uit slappe klei en veenlagen. Voor het mobiliseren van voldoende ankerkracht is het daarom gunstiger om de damwand te verankeren in de zandlaag op NAP - 12.00 m. Verankering in de diepe zandlaag maakt echter lange ankerstangen noodzakelijk. Ook werken dan de ankerkrachten onder een ongunstige hoek. Bovendien hebben stempels het voordeel dat ze bij het gefaseerd aanleggen van de tunnel meerdere malen gebruikt kunnen worden. De overspanning van circa 17 m vormt geen probleem.

ad 3) De totale hoeveelheid te ontgraven grond is ongeveer 500.000 m³.

ad 4) Vanwege de aanwezigheid van zwerfstromen in de tunnel en de corrosie die deze stromen kunnen veroorzaken, eist de NS dat, wanneer in de definitieve constructie palen op trek worden belast, deze palen geen scheuren mogen vertonen.

- ad 5) Na het ontgraven van de bouwput is de bodem niet mooi vlak. Vanwege de onregelmatigheden van de bodem na ontgraven en de ongelijkmatige bodem na het storten van het onderwaterbeton wordt, om overal een minimale dikte van 1.00 meter te garanderen, gekozen voor een dikte van de onderwaterbetonvloer van 1.25 m. Daardoor zal de benodigde hoeveelheid onderwaterbeton ongeveer 55.000 m³ zijn.
- ad 6) Deze fase of fase 3 bepaalt de benodigde sterkte van de damwanden.
- ad 7) De doorsnede van de tunnelkoker moet nog bepaald worden.
- ad 8) De aan te vullen hoeveelheid grond bedraagt ongeveer 125.000 m³. De stempels kunnen wanneer de tunnel in fasen uitgevoerd wordt meerdere malen gebruikt worden.
- ad 9) Bij het in fasen uitvoeren van de tunnel kunnen de damwanden een aantal malen gebruikt worden.

4.5.5.3 Tunnel als afgezonken tunnel

De bouw van de afgezonken tunnel kan op vele manieren gebeuren. Bij de bepaling van de optimale oplossing voor het bouwdok spelen twee factoren een rol: ten eerste het aantal malen dat het bouwdok gebruikt wordt. Om dit te bepalen is naar de bouwtijd van eerder gebouwde afgezonken tunnels gekeken. De meeste afgezonken tunnels zijn in 5 jaar tijd gebouwd. Een uitzondering hierop is de verkeerstunnel onder De Noord. Deze is in drie jaar gebouwd. Dit was echter een zeer korte tunnel, en het bouwdok voor de tunnelementen was al aanwezig. Bij de spoortunnel moet eerst het bouwdok gebouwd worden, voordat met de bouw van de tunnelementen kan worden begonnen. Normaal gesproken neemt de bouw en het afzinken van de tunnelementen één à anderhalf jaar in beslag. Hierdoor kan het bouwdok twee keer gebruikt worden. Het is echter mogelijk om het bouwproces te versnellen. Dit brengt wel extra kosten met zich mee. In dit stadium is het niet mogelijk het aantal malen dat het bouwdok gebruikt kan worden te bepalen. Dit zal nader onderzocht moeten worden.

Ten tweede de configuratie van het bouwdok. Hiervoor zijn in hoofdlijnen twee reële oplossingen:

- Een bouwdok waarin de tunnelementen in meerdere rijen naast elkaar gebouwd worden, eventueel met een constructieweg in het dok. Het voordeel van deze oplossing is dat het bouwproces efficiënt kan verlopen. Bij het onderzoek naar deze oplossing vallen twee grote bezwaren op: Ten eerste de verhouding tussen het oppervlak van het bouwdok voor de tunnelementen en het oppervlak van de bouwkuip voor de in situ gebouwde tunnel. De kosten van het afzinken van de tunnel moeten immers opwegen tegen de besparingen op de kosten van de bouwsleuf. Op dit punt geldt, hoe vaker het bouwdok gebruikt wordt, hoe gunstiger

deze verhouding is. Wel wordt met een toename van het aantal rijen het oppervlak van het bouwdok dat deel uitmaakt van de uiteindelijke tunnel kleiner, waardoor de zinksleuf langer wordt.

Ten tweede vormt de vloer van het bouwdok een probleem. Wanneer aan één zijde van het dok een tunnelement gereed is en aan de andere zijde nog niet, kunnen er door de ongelijke belasting scheuren in de vloer ontstaan. Het grote oppervlak van het bouwdok en de problemen met het scheuren van de vloer doen de eventuele voordelen van het afzinken van de tunnelementen teniet. Deze oplossing zal daarom niet verder worden uitgewerkt.

- Een bouwdok waar de tunnelementen in één lange rij achter elkaar gebouwd worden. Hierbij maakt bijna het gehele oppervlak van het bouwdok onderdeel uit van de uiteindelijke constructie.

Evenals bij de eerste oplossing wordt ook hier de vloer van het bouwdok ongelijkmatig belast. Door het kleinere vloeroppervlak zijn de afstanden waarover deze krachten afgedragen moeten worden kleiner, en zullen deze problemen ook kleiner zijn dan bij de eerste oplossing.

Omdat er geen factoren zijn die bij voorbaat leiden tot het afvallen van deze oplossing, zal deze oplossing verder worden uitgewerkt.

Het bouwproces van de afgezonken tunnel bestaat uit een aantal fasen, die in sommige gevallen parallel aan elkaar verlopen. De bouw van het bouwdok en de tunnelementen is onder te verdelen in de volgende fasen:

- 1) Het inheien van de damwanden voor het bouwdok;
- 2) Het gedeeltelijk ontgraven van de bouwput en het aanbrengen van de stempels of groutankers;
- 3) Het op diepte brengen van het bouwdok;
- 4) Het 'inheien' van de trekpalen;
- 5) Het storten van de onderwaterbetonvloer;
- 6) Het leegpompen van de bouwput en het dichten van eventuele lekken;
- 7) Het aanbrengen van een grindbed waarop de tunnelementen gebouwd worden;
- 8) Het bouwen van de tunnelementen;
- 9) Het geschikt maken van de tunnel voor het opdrijven, en het voorzien van de tunnel van de benodigde onderdelen voor het transport;
- 10) Het inunderen van het dok, en daarna het laten opdrijven van de tunnelementen;

Parallel aan fase 1 tot en met 10 vindt de bouw van de zinksleuf plaats. Hierin zijn de volgende fasen te onderscheiden:

- I) Het inbrengen van de damwanden;
- II) Het gedeeltelijk ontgraven van de zinksleuf en het aanbrengen van de stempels;
- III) Het op diepte brengen van de zinksleuf;
- IV) Het geschikt maken van de zinksleuf voor het afzinken van de tunnelementen.

Na fase IV volgen de volgende fasen:

- 11) Het naar de plaats van bestemming slepen van de tunnelelementen;
- 12) Het gereedmaken van de tunnelelementen voor het afzinken;
- 13) Het afzinken van de tunnelelementen;
- 14) Het funderen van de tunnel door middel middel het onderstromen van de tunnel met zand;
- 15) Het aanvullen van de grond en verwijderen van de gordingen en de stempels;
- 16) Het trekken van de damwanden.

Na het weer afsluiten en leegpompen van het bouwdok, volgt opnieuw de cyclus van fase 8 tot en met 16. Nadat deze cyclus eventueel nog een aantal keren herhaald is, wordt het bouwdok afgesloten, en het laatste deel van de tunnel in situ gebouwd.

ad 1) De inheidiepte en daarmee de lengte van de damwanden wordt, evenals bij de in situ gebouwde tunnel, bepaald door fase 3 en fase 6.

ad 2) Vanwege de grote diepte waarop de draagkrachtige zandlaag ligt, is het gunstiger stempels dan groutankers toe te passen. Het verslepen van de tunnelelementen gebeurt met lieren (zie ad 11). De sleepkabel loopt onder de stempels door.

ad 3) De breedte van het bouwdok zal iets groter zijn dan de breedte van de bouwkuip voor de ter plaatse gebouwde tunnel. De diepte zal echter gelijk zijn omdat het bouwdok de laatste keer gebruikt wordt voor het ter plaatse bouwen van de tunnel. Bij het bouwdok zal dus iets meer grond ontgraven moeten worden dan bij een in situ gebouwde tunnel. Echter de hoeveelheid te ontgraven grond in fase III zal iets kleiner kunnen zijn dan bij de in situ gebouwde tunnel, doordat hier geen vloer van onderwaterbeton nodig is. Dit alles bij elkaar opgeteld, zal de totale hoeveelheid te ontgraven grond in fase 3 en III samen niet veel verschillen van de hoeveelheid te ontgraven grond in fase 3 van de in situ gebouwde tunnel.

ad 4) Vanwege de aanwezigheid van zwerfstromen in de tunnel en de corrosie die deze stromen kunnen veroorzaken, eist de NS dat, wanneer in de definitieve constructie palen op trek worden belast, deze palen geen scheuren mogen vertonen.

ad 5) De benodigde hoeveelheid onderwaterbeton is afhankelijk van de grootte van het bouwdok. Deze hoeveelheid is evenredig veel kleiner dan de hoeveelheid nodig bij de in situ gebouwde tunnel, met het aantal keren dat het bouwdok wordt gebruikt.

- ad 6) Deze fase bepaalt de benodigde sterkte van de damwanden. Deze is gelijk aan de benodigde sterkte van de damwanden van de in situ gebouwde tunnel. Gezien de ligging in het open veld worden geen strenge eisen gesteld ten aanzien van zettingen die een stijvere damwand noodzakelijk maken.
- ad 7) De tunnelelementen worden gebouwd op een grindbed van 30cm dikte. Dit is om eventuele kleef aan de bodem van het bouwdok bij het opdrijven van de tunnelelementen te voorkomen.
- ad 8) De doorsnede van de tunnelelementen komt er anders uit te zien als de tunneldoorsnede voor het rivierengedeelte, zoals aangegeven in figuur 4.3. De hoeveelheid ballast kan vanwege de grondmassa op het dak van de tunnel verkleind worden. In deze fase wordt ook het rubber afdichtingsprofiel de zogenaamde "Gina" aangebracht.
- ad 9) Omdat de tunnelelementen niet over een vaarweg vervoerd worden, zijn voor het transport geen navigatielichten en dergelijke nodig. De uitrusting voor het verslepen van de tunnel bestaat uit bolders en geleidingsconstructies. Voor het geschikt maken van de tunnelelementen voor opdrijven zijn kopschotten, ballasttanks noodzakelijk.
- ad 10) Hierbij wordt de afscheiding tussen de zinksleuf en het bouwdok verwijderd. Ballasttanks zorgen er voor dat tijdens het vullen van het bouwdok met water de tunnel-elementen aan de grond blijven, zodat door het leegpompen van de ballasttanks de tunnel elementen gecontroleerd opdrijven.
- ad I) Doordat de bodem hier minder ver ontgraven hoeft te worden, kunnen de damwanden korter worden.
- ad II) Er moet voldoende ruimte zijn tussen het dak van de tunnel en de stempels voor het verslepen van de tunnelelementen. Deze ruimte van 30 cm is nodig voor de bolders.
- ad III) Deze fase bepaalt de benodigde sterkte van de damwanden. Doordat de zinksleuf niet drooggepompt wordt, kunnen de damwanden veel lichter uitgevoerd worden dan de damwanden van de bouwsleuf van de in situ gebouwde tunnel. Ook hebben de damwanden een kleinere lengte. Hier is geen onderwaterbetonvloer nodig, dus hoeft de bouwkuip minder ver ontgraven te worden. Wel wordt vanwege onregelmatigheden in het ontgravingsproces de bodem plusminus 0.50 m dieper ontgraven en wordt de bodem van de tunnel onderspoeld met zand (zie ad 14).

- ad IV) De bodem van de zinksleuf komt nog net in de pleistocene zandlaag te liggen. De kleilaag begint echter vlak boven het ontgravingsniveau. Doordat lokaal de diepte van de overgang van klei naar zand sterk kan verschillen zal grondonderzoek uit moeten wijzen of op sommige plaatsen grondverbetering noodzakelijk is.
- ad 11) Het verslepen van de tunnelementen geschiedt door middel van lieren. Hiervoor zijn twee lieren noodzakelijk, een treklier en een houdlier. De houdlier zorgt ervoor dat de kabels onder spanning blijven staan, en om de tunnelementen af te kunnen remmen. Om beschadiging van de tunnelementen of de wand van de zinksleuf te voorkomen worden in fase negen (zie ad 9) stalen geleidingsprofielen op de tunnelementen bevestigd. Daar waar de tunnelementen door een bocht verslept worden, worden de tunnelementen langs de binnenzijde van de bocht geleid. Dit gebeurt door de kabels door klapschijven te laten lopen. Hierbij schuurt het tunnelement langs de wand van de zinksleuf.
- ad 12 en 13) Door de afwezigheid van stroming in de zinksleuf en de kleine breedte van de zinksleuf, die de plaatsbepaling bij het afzinken van de tunnel veel eenvoudiger maakt, zal de uitrusting voor het afzinken van de tunnel veel eenvoudiger kunnen zijn dan in het geval van het afzinken van tunnelementen in een rivier. In de plaats van aan afzinkpontons worden de tunnelementen aan twee afzinktraverses opgehangen, die op de damwanden van de zinksleuf rusten. De kracht op elke traverse is ongeveer 2500 KN. Deze kracht dient als tegenwicht voor fase 14. Deze kracht moet over een voldoende grote damwandlengte verdeeld worden. Door in plaats van aan kabels de damwanden aan draadeinden die met vijzels verbonden zijn op te hangen kan de kracht hierin tijdens het afzinken en onderspoelen van de tunnelementen gecontroleerd worden.
- ad 14) Door de wanden en de vloeren van de tunnelementen lopen leidingen voor het onderspoelen van de tunnelementen met een zand/water mengsel. Nadat het water weggestroomd is, blijft een aaneengesloten laag zandpannekoeken onder de tunnel achter. Dit onderspoelen kan aan de hand van de kracht in de vijzels gecontroleerd worden. De kracht in de draadeinden (zie fase 12 en 13) moet evenredig verminderd worden met de kracht op de bodem van de tunnel ten gevolge van het onderspoelen met zand. Doordat de zinksleuf zich op het land bevindt kan het eventueel mogelijk zijn dat, in plaats van de traditionele oplossing van het onderspoelen van de tunnel met zand, de tunnel op een grindbed wordt opgelegd. Dit is vanwege het feit dat, in tegenstelling tot op de rivier, het vanaf het land wel mogelijk moet zijn dit grindbed goed te egaliseren.

ad 15) De aan te vullen hoeveelheid grond verschilt nauwelijks met de hoeveelheid die nodig is bij de in situ gebouwde tunnel. Wel zal, omdat hier de constructie niet gefundeerd is op palen, de aan te vullen grond een grotere invloed hebben op de stabiliteit van de tunnel. Ook zal wanneer de vloer van de tunnel buiten de damwanden uitsteekt, de grond dienen als ballast tegen het opdrijven van de tunnel.

ad 16) De damwanden kunnen in dit project maar één keer gebruikt worden.

4.5.5.4 Vergelijking van de oplossingen voor het westelijke landgedeelte

Om tot een goede vergelijking van de oplossingen te komen, zijn de belangrijkste voor- en nadelen van de afgezonken tunnel ten opzichte van de in situ gebouwde tunnel in een tabel samengevat (zie tabel 4.1).

Afgezonken tunnel t.o.v in situ tunnel gebouwde tunnel	
Voordelen	Nadelen
De damwanden voor de zinksleuf hoeven veel minder stijf te zijn.	Damwanden en stempels vanaf het begin over de gehele lengte van het traject noodzakelijk.
De oppervlakte van de onderwaterbetonvloer voorzien van trekpalen is veel kleiner.	Extra kosten vanwege het transport en afzinken van de tunnel.
De bouw van de tunnelelementen kan in een goed uitgerust bouwdok plaatsvinden.	Extra kosten voor het onderspoelen van de tunnel met zand.
De damwanden voor de zinksleuf zijn iets korter.	

Tabel 4-1

De voordelen van de afgezonken tunnel, zoals die in de tabel zijn genoemd, nemen toe naarmate het bouwdok vaker gebruikt wordt. De besparingen die de zinksleuf oplevert ten opzichte van een waterdichte bouwkuip moeten opwegen tegen extra kosten die verbonden zijn aan het afzinken van de tunnel.

4.5.5.5 Conclusie

In deze fase is het nog niet mogelijk te bepalen welke van de twee oplossingen de beste is. Beide moeten daarom nog verder worden uitgewerkt. In hoofdstuk 5 wordt de oplossing van het afzinken van de tunnel uitgewerkt.

4.6 Het rivierengedeelte

4.6.1 Inleiding

Het rivierengedeelte tussen de hoogwaterkeringen bestaat uit vier delen (zie bijlage I): de Rietbaan, de Sophiapolder, De Noord en Polder Het Nieuwland. De lengte van dit gedeelte is 1300 m.

Dit gedeelte kan in de eerste plaats geheel als afgezonken tunnel uitgevoerd worden. De tunnelementen sluiten dan bij de hoogwaterkeringen op de coupurekeringen aan. Tevens kan dit gedeelte gedeeltelijk als afgezonken tunnel uitgevoerd en in situ gebouwd worden. Hierbij worden de gedeelten onder de Rietbaan en De Noord in ieder geval als afgezonken tunnel uitgevoerd. De gedeelten onder de Sophiapolder en/of het gedeelte Polder Het Nieuwland kunnen in situ gebouwd worden.

Het bouwdok voor de tunnelementen kan globaal op twee plaatsen gesitueerd worden. Ten eerste ter plaatse. Hiermee wordt bedoeld ter plaatse van De Noord. In de praktijk zal dit neerkomen op een bouwdok ter plaatse van het tracé. Deze oplossing wordt in paragraaf 4.6.2 besproken.

Ten tweede een bouwdok elders. Hiervoor is het bouwdok bij Barendrecht de meest voor de hand liggende oplossing. Dit dok ligt dichtbij en is groot genoeg om alle tunnelementen tegelijk te kunnen bouwen. Deze oplossing wordt in paragraaf 4.6.3 besproken.

In paragraaf 4.6.4 worden alle overgebleven oplossingen met elkaar vergeleken.

4.6.2 Bouwdok ter plaatse

4.6.2.1 Inleiding

Het bouwdok voor de tunnel kan op drie plaatsen gesitueerd worden:

- Ten eerste in het westelijke landgedeelte. In paragraaf 4.5.3 is naar voren dat een bouwdok in het westelijke landgedeelte vanwege de ligging naast het waterwingebied gemaakt moet zijn van stalen damwanden en een onderwaterbetonvloer voorzien van trekpalen.

Om de tunnelementen af te kunnen zinken moet de hoogwaterkering doorbroken worden. Om dan toch een voldoende waterkerende hoogte te garanderen moeten de oevers van het bouwdok hoog genoeg zijn om als vervangende waterkering te dienen. Dit is kostbaar. Daarnaast vormen deze oevers een obstakel bij de aanvoer van materiaal.

Het combineren van het bouwdok voor het rivierengedeelte met het bouwdok voor het westelijke landgedeelte kan vanwege de concentratie van de bouwactiviteiten voordelen opleveren. In dit stadium is het echter niet te voorspellen hoe groot deze voordelen zijn. Vanwege de kosten die zijn verbonden aan het waterdicht maken van het bouwdok, en de hoge oevers van het bouwdok, zal deze oplossing niet verder worden uitgewerkt. Echter, indien voor het rivierengedeelte voor een bouwdok ter plaatse gekozen wordt, en voor het landgedeelte voor het

afzinken van de tunnel, moet deze oplossing verder worden uitgewerkt.

- Ten tweede in de Sophiapolder. De Sophiapolder is het eiland tussen De Noord en de Rietbaan. De enige bestaande verbinding met de Sophiapolder is een veerpont over de Rietbaan. Deze pont is geschikt voor een enkel voertuig. Wanneer het bouwdok op het eiland gesitueerd wordt moet voor de aanvoer van bouwmaterialen, materieel en personen tijdelijke voorzieningen getroffen worden, zoals een oeververbinding en een aanlegsteiger.

Het bouwdok wordt eerst gebruikt voor de bouw van afzinkelementen en daarna voor de bouw van een in situ gedeelte.

Het afgezonken gedeelte bestaat uit twee delen: Ten eerste het gedeelte onder de Rietbaan. Dit gedeelte loopt vanaf de coupurekering in de Veerse dijk tot net voorbij de westelijke kering van de Sophiapolder. De lengte hiervan is 275 m. Ten tweede het gedeelte vanaf de oostelijke kering van de Sophiapolder tot aan de coupurekering in de Hogendijk. Dit gedeelte heeft een lengte van 670 m. De gezamenlijke lengte van deze twee gedeeltes is 945 m.

In de Sophiapolder, ter plaatse van het tracé, bedraagt de ruimte tussen de waterkeringen 450 m. In een bouwdok waarin de tunnelementen in twee rijen naast elkaar gebouwd kunnen worden, is er afhankelijk van de benodigde ruimte tussen de tunnelementen tijdens de bouw, een lengte voor de tunnelementen van plusminus 850m beschikbaar. Deze lengte is niet voldoende voor de totale lengte van het afgezonken gedeelte van 945 m.

Voor de ontbrekende 100 m zijn verschillende oplossingen denkbaar:

- 1) Door het dok gedeeltelijk zo breed te maken dat drie rijen tunnelementen naast elkaar gebouwd kunnen worden;
 - 2) Door in de Polder Het Nieuwland een gedeelte in situ te bouwen. Dit gedeelte ligt buiten de hoogwaterkering. Hierdoor moeten de wanden van de bouwkuip voldoende kerende hoogte hebben;
 - 3) Door het bouwdok vaker te gebruiken. De grote van het bouwdok hangt dan af van het aantal malen dat het bouwdok gebruikt wordt.
- Ten derde in de Polder Het Nieuwland. Het tracé loopt hier vlak onder de met asfalt afgedekte vuilstortplaats van Ned. Staal langs. Vanwege de ligging bij de vuilstortplaats is het mogelijk dat door bemaling vervuild water het gebied instroomt. Hiertegen zullen dan maatregelen genomen moeten worden.
- In het bouwdok kan de tunnel geheel gebouwd worden als afgezonken tunnel, of gedeeltelijk als afgezonken tunnel en gedeeltelijk in situ gebouwd worden.
- Wanneer de tunnel in één keer geheel als afgezonken tunnel gebouwd wordt moeten de tunnelementen in meerdere rijen naast elkaar worden gebouwd. De lengte van het tracé gedeelte tussen Nieuwlandse kade en de Hogendijk is 350 m. Bij

een lengte van het rivierengedeelte van 1300 m moeten daarom de tunnelementen minimaal in vier rijen naast elkaar gebouwd worden. Een andere mogelijkheid is het bouwdok meerdere malen te gebruiken. Een nadeel hierbij is dat de zinksleuf gedurende een lange tijd open ligt. Dit vormt met name in de Sophiapolder een probleem doordat hier de hoogwaterkeringen doorkruist worden (zie bijlage I). Het lijkt daarom alleen mogelijk het bouwdok maximaal twee maal te gebruiken, waarbij de eerste keer het gehele gedeelte vanaf de Veerse dijk tot voorbij de oostelijke kering van de Sophiapolder gebouwd moet worden.

Wanneer de tunnel voor het rivierengedeelte gedeeltelijk als afgezonken tunnel en gedeeltelijk in situ wordt gebouwd, wordt het bouwdok meerdere keren gebruikt. Hierbij wordt het bouwdok eerst gebruikt voor de bouw van de afzinkelementen, en daarna voor de bouw van het in situ gedeelte. De lengte van het afgezonken gedeelte loopt vanaf de coupurekering in de Veerse dijk tot aan de Nieuwlandse kade. Deze lengte is 990 m.

Voor het bouwdok is tussen de Nieuwlandse kade en de Hogendijk een ruimte van 350 m lengte beschikbaar. Dit betekent dat de tunnelementen met een totale lengte van 990 m in drie rijen naast elkaar gebouwd moeten worden. Het gedeelte in de Polder Het Nieuwland wordt nadat het dok gebruikt is voor de bouw van de afzinkelementen ter plaatse in het dok.

Door het dok de tweede keer, behalve voor de bouw van het in situ gedeelte, ook te gebruiken voor het bouwen van afzinkelementen kan het dok kleiner worden. Voor het uitvaren van de tunnelementen moet dan wel de zinksleuf plaatselijk verbreed worden, of moet het in situ gebouwde gedeelte kleiner worden. Een nadeel van het vaker gebruiken van het dok voor de bouw van afzinkelementen is dat de zinksleuf voor langere tijd open blijft liggen.

4.6.2.2 Vergelijking lokaties bouwdok ter plaatse

Om te bepalen wat de meest gunstige lokatie voor het bouwdok is, zijn de voor- en nadelen van een bouwdok in de Sophiapolder ten opzichte van een bouwdok in de Polder Het Nieuwland in tabel 4.2 uiteengezet.

Bouwdok in Sophiapolder t.o.v bouwdok in Polder Het Nieuwland	
Voordelen	Nadelen
Geen problemen met de vuilstortplaats.	Extra tijdelijke oeververbindingen noodzakelijk.
Lengte tussen de waterkeringen groter.	Afgezonken gedeelte niet uit één gedeelte.
Bij vaker gebruiken bouwdok kan eerst het gedeelte onder De Noord en daarna het gedeelte onder de Rietbaan gebouwd worden.	Het bouwdok kan niet tegelijkertijd voor de bouw van de coupurekering gebruikt worden.
	De vegetatie in de Sophiapolder is gevoeliger voor waterstandsveranderingen dan de vegetatie in de Polder Het Nieuwland.
	Door de hogere ligging van het maaiveld in de Sophiapolder wordt de bouwkuip relatief dieper.

Tabel 4-2

4.6.2.3 Conclusie

Voor de bouw van de tunnel lijkt de Polder Het Nieuwland de meest gunstige lokatie te zijn. Het kan echter mogelijk zijn dat de kosten met betrekking tot de vuilstortplaats zo hoog oplopen dat daardoor de Sophiapolder de beste lokatie is. Nader onderzoek zal dit moeten uitwijzen.

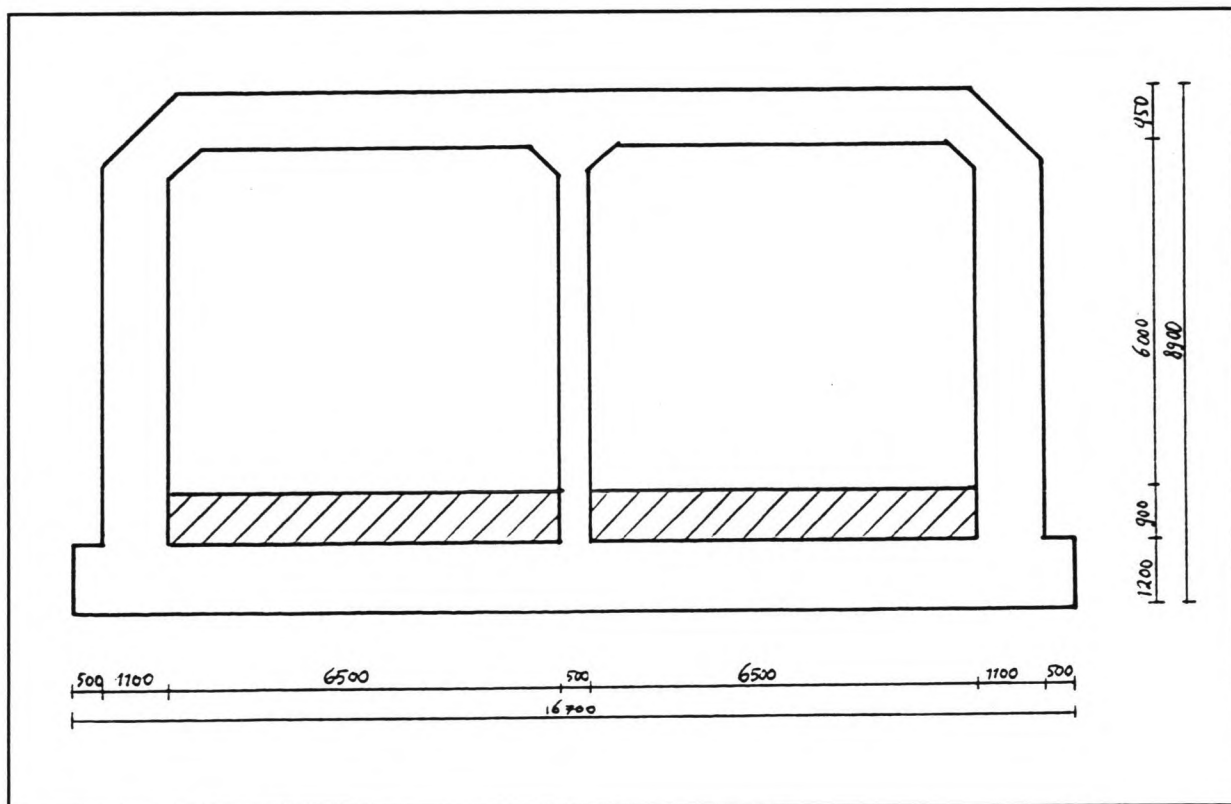
4.6.3 Bouwdok elders

4.6.3.1 Inleiding

Als lokatie komt het bouwdok bij Barendrecht in aanmerking. In het verleden zijn hier al veel tunnels gebouwd. Eén daarvan is de verkeerstunnel onder De Noord.

Om de hoeveelheid ballast die nodig is voor het afzinken van de tunnel te beperken, is het gebruikelijk het vrijboord van de drijvende tunnelelementen zo klein mogelijk te houden. Dit is ongeveer 0.2 m. De diepgang van de tunnelelementen is dan echter zo groot, dat het niet mogelijk is de tunnelelementen vanuit het bouwdok in Barendrecht naar de afzinklokatie te varen. Om de vereiste minimale diepgang te verkrijgen worden de tunnelelementen in het bouwdok daarom maar gedeeltelijk afgebouwd. Op de afzinklokatie moeten de tunnelelementen dan voltooid worden. Dit kan bijvoorbeeld door in het bouwdok het beton in het dak maar voor ongeveer de helft te storten, en de andere helft op de afzinklokatie.

De tunneldoorsnede voor het rivierengedeelte staat afgebeeld in figuur 4-3 [4-2]. Wanneer van deze tunneldoorsnede het dak maar voor 0.50 m gestort wordt is de diepgang van deze doorsnede tijdens het transport 7.2 à 7.6 m. De exacte diepgang hangt af van het gewicht van de kopschotten en de ballasttanks. Wanneer het gewicht van de kopschotten en ballasttanks niet meegerekend wordt steekt de tunnel 6.8 m diep. Het is goed mogelijk deze diepgang verder te verkleinen. Echter hoe kleiner de diepgang, hoe duurder de tunnelelementen worden.



Figuur 4-3

 BALLAST BETON

Vanuit het bouwdok bij Barendrecht zijn er twee vaarroutes naar de afzinklocatie in De Noord. De eerste route is de langste route. Deze loopt vanuit het bouwdok naar het westen over de Oude Maas naar de Nieuwe Maas. Vervolgens over de Nieuwe Maas, door Rotterdam, tot de splitsing Nieuwe Maas-Lek-Noord. Vanaf hier gaat het over De Noord naar de afzinklocatie. De verkeerstunnel onder De Noord is over de zelfde route vervoerd [4-3]. Er is destijds voor deze route gekozen, omdat hier minder knelpunten in voorkomen dan in de kortste route. De tunnelementen van de verkeerstunnel hadden een diepgang van 6.8 m. De Rijkswaterstaat en het Gemeentelijk Havenbedrijf van Rotterdam hebben toestemming gegeven voor het transport, mits er tussen de bodem van de tunnelementen en de rivierbodem een diepte van 0.5 m vrij zou blijven. De tunnelementen zijn vervoerd bij een waterstand van NAP + 0.50 m of hoger. Dit betekent dat de benodigde diepte voor transport NAP - 6.80 m bedroeg. Alleen bij enkele smalle passages moest er hier en daar wat gebaggerd worden.

Wanneer de spoortunnel over dezelfde route vervoerd wordt, zal bij een diepgang van de tunnelementen van 6.8 m tot aan de verkeerstunnel niet of nauwelijks gebaggerd hoeven te worden. Bij het transport van de spoortunnel moet ook nog de verkeerstunnel onder De Noord en het gedeelte van De Noord tussen de verkeerstunnel en de afzinklocatie gepasseerd worden. De bovenkant van het dak van de verkeerstunnel, in het midden van de rivier, ligt op een diepte van NAP - 8.44 m. Hier bovenop ligt nog een zandaanvulling. Bij transport van de tunnel over deze route zal de bodem boven de tunnel waarschijnlijk uitgebaggerd moeten worden. Dit kan maximaal tot een diepte van NAP -7.50 à 8.00 m.

Het gedeelte vanaf de verkeerstunnel tot aan de afzinklocatie heeft een gegarandeerde vaardiepte van 5.0 m. In werkelijkheid zal de diepte groter zijn. Ook hier zal gebaggerd moeten worden.

De tweede route, de kortste, loopt vanuit het bouwdok naar het oosten over de Oude Maas naar de splitsing Oude Maas-Noord-Beneden Merwede. Vanaf hier gaat het transport over De Noord naar de afzinklocatie. In deze route zitten twee knelpunten. Ten eerste de Drechtunnel. De gegarandeerde vaardiepte boven de tunnel is 5 m. De werkelijke diepte van de bodem ligt op NAP - 5.50 m. Het dak van de tunnel ligt op een diepte van NAP - 7.80 m. De bodem boven de tunnel kan ontgraven worden tot een diepte van NAP 6.80 à 7.30 m. Wanneer de tunnelementen vervoerd worden bij een waterstand van NAP + 0.5 m of meer, en een kielspeling van het tunnelement van 0.5 m vereist is, ligt de maximale diepgang tussen de 6.80 en 7.30 m. Het tweede knelpunt is de diepgang van de zuidelijke toegang tot De Noord. De gegarandeerde vaardiepte is hier NAP - 4.40 m, zodat hier veel grond weggebaggerd moet worden.

Bij de vergelijking van deze twee routes blijkt de lange route via Rotterdam de gunstigste route te zijn. Langs deze route hoeft veel minder grond verwijderd te worden dan bij de korte route. Deze grond zal zeer waarschijnlijk uit vervuild rivierslib bestaan.

Daarnaast is de diepte boven de tunnel onder De Noord groter dan de diepte boven de Drechtunnel. Hier is een maximale diepgang van de tunnelementen van 7.50 à 8.00 m mogelijk. De werkelijke diepte zal uiteindelijk bepaald moeten worden uit het optimum tussen extra bouwkosten en extra baggerkosten. Door de hoge kosten die verbonden zijn aan een kleinere diepgang van de tunnelementen dan de 7.2 à 7.6 m, waarbij alleen het dak maar voor de helft is afgebouwd, lijkt het in dit stadium het gunstigste de vaargeul tot deze diepte uit te baggeren, en de diepgang van de tunnelementen niet verder te verkleinen.

4.6.3.2 Conclusie

Wanneer de tunnel elders gebouwd wordt, komt als lokatie het bouwdok bij Barendrecht in aanmerking. De gunstigste route voor het transport van de tunnelementen van het bouwdok naar de afzinklokatie is de langste route door Rotterdam.

4.6.4 Vergelijking oplossingen rivierengedeelte.

4.6.4.1 Inleiding

Voor het rivierengedeelte zijn er na de eerste evaluatie drie oplossingen over. Een tunnel die gebouwd wordt in het bouwdok bij Barendrecht, een tunnel die ter plaatse gebouwd wordt in een bouwdok in Polder Het Nieuwland en tenslotte de oplossing waarbij het bouwdok in Sophiapolder gesitueerd is. Van de laatste twee lokaties heeft de Polder Het Nieuwland een lichte voorkeur.

4.6.4.2 Vergelijking alternatieven

In tabel 4.3 zijn de verschillen in kosten van een in het bouwdok bij Barendrecht gebouwde tunnel en een in de Polder Het Nieuwland gebouwde tunnel uiteengezet.

Bouwdok in Barendrecht t.o.v bouwdok in Polder Het Nieuwland	
Voordelen	Nadelen
Geen kosten aan de bouw van het bouwdok verbonden. (Waar-schijnlijk moet er wel een waterdicht scherm rond het dok aangebracht worden).	De tunnelementen moeten vanaf Barendrecht naar de afzinklokatie versleept worden.
Geen maatregelen tegen de vuilstortplaats nodig.	Tunnelementen moeten ter-plaatse afgebouwd worden.
De tunnelementen kunnen in een ruim en goed uitgerust bouwdok gebouwd worden.	In De Noord moet een smalle vaargeul gebaggerd worden.
Geen schade aan vegetatie door bemaling.	

Tabel 4-3

4.6.4.3 Conclusie

In dit stadium is het nog niet duidelijk welke van de twee lokaties de beste oplossing is. Nader onderzoek moet dit uitwijzen.

4.7 Het oostelijke landgedeelte

4.7.1 Inleiding

Het oostelijke landgedeelte loopt vanaf de Hogendijk tot aan de N3 (zie bijlage I). Hierbij wordt de verlengde Burgemeester Keijzerweg en de A15 gekruist. Het lengterprofiel van dit gedeelte staat afgebeeld in figuur 3.1.

4.7.2 Bouwwijze van het oostelijke landgedeelte

De tunnel sluit bij de Hogendijk aan op de coupurekering. De bouwwijze van het oostelijke landgedeelte heeft niet of nauwelijks invloed op de coupurekering. Daardoor kan dit gedeelte geheel uitgevoerd worden volgens de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Daarom wordt het oostelijk landgedeelte niet verder uitgewerkt.

4.7.3 Conclusie

Het oostelijke landgedeelte wordt geheel uitgevoerd volgens de in de projectnota gepresenteerde oplossing.

4.8 Conclusie hoofdstuk 4

Uit dit hoofdstuk komt naar voren dat de tunnel op de volgende wijze uitgevoerd wordt.

Het rivierengedeelte wordt uitgevoerd als afgezonken tunnel. De afzinkelementen kunnen in een bouwdok ter plaatse gebouwd worden of in het bouwdok in Barendrecht. De hoogwaterkeringen worden gepasseerd door de bouwkuip van de coupurekeringen aan de rivierzijde te openen en het rivierengedeelte hierop aan te laten sluiten.

Het oostelijke landgedeelte wordt ter plaatse gebouwd en sluit op de coupurekering bij de Hogendijk aan.

Voor het westelijke landgedeelte zijn twee uitvoeringsmethoden mogelijk. Ten eerste het gedeelte in situ te bouwen, en ten tweede de tunnel uit te voeren als afgezonken tunnel. De bouwkuip voor de coupurekering kan als bouwdok dienen. Deze moet daarvoor wel vergroot worden. In beide gevallen moet de bouwkuip gemaakt zijn van stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen.

In hoofdstuk 5 wordt de oplossing waarbij het westelijke landgedeelte uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel verder uitgewerkt.

Literatuur

- [4.1] Land en Water, Private sector financiert en exploiteert tunnel De Noord, 1989, nr.10
- [4.2] Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992
- [4.3] Land en Water, eerste tunnelementen onder water verdwenen, november 1990

5 Het westelijke landgedeelte uitgevoerd als afgezonken tunnel

5.1 Inleiding

Het westelijke landgedeelte is het gedeelte dat loopt van de A16 tot aan de Veerse Dijk (zie bijlage I). De lengte van dit gedeelte is circa 2600 m. In paragraaf 4.5 is bekeken welke uitvoeringsmethoden voor dit gedeelte in aanmerking komen. Twee methoden zijn daarbij naar voren gekomen (zie paragraaf 4.5.5.5): het in situ bouwen van de tunnel in een bouwkuip met stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen, en het bouwen als afgezonken tunnel. Deze laatste oplossing wordt in dit hoofdstuk verder uitgewerkt. In paragraaf 5.2 zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten gegeven voor het uitvoeren van het westelijke landgedeelte als afgezonken tunnel. In paragraaf 5.3 wordt het lengteprofiel van het westelijke landgedeelte besproken, en de invloed hiervan op de uitvoering als afgezonken tunnel. In paragraaf 5.4 worden de verschillende alternatieven besproken, en wordt bepaald welke het beste alternatief is. Tot slot wordt in paragraaf 5.5 de gekozen oplossing constructief uitgewerkt.

5.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten voor het uitvoeren van het westelijke landgedeelte als afgezonken tunnel

- De maximaal beschikbare bouwtijd voor het Sophiatracé is 5 jaar [5.1]. Omdat de bouwtijd van het Sophiatracé bepalend is voor de gehele Betuwelijn mag de bouwijd van 5 jaar niet worden overschreden. De bouw van het Sophiatracé is opgedeeld in twee projecten. Het westelijke landgedeelte en het rivierengedeelte. Beide projecten worden tegelijkertijd uitgevoerd en hebben elk een bouwijd van 5 jaar.
- Het gedeelte waarover het westelijke landgedeelte uitgevoerd kan worden als afgezonken tunnel loopt vanaf de Veerse dijk tot aan de Langeweg.
Van de drie wegen tussen de A16 en de Veerse dijk (zie bijlage I) is de Langeweg het belangrijkste en de Vrouwelenweg het minst belangrijk. Vanwege de hoge verkeersintensiteit op de Langeweg en het belang van deze weg voor het gebied mag de bouw van het westelijke landgedeelte geen hinder voor het verkeer opleveren. Het gedeelte tussen de Langeweg en de A16 is circa 180 m lang. Hiervan kan, vanwege de verticale overgangsboog en de helling die hierin voorkomen, maar een deel uitgevoerd worden als afgezonken tunnel. Het is daarom niet voordelig de zinksleuf tot voorbij de Langeweg door te laten lopen, waardoor een hulpbrug noodzakelijk wordt.

- De diepteligging van de tunnel. Bij de rivieroever komt de tunnel steeds dieper te liggen (zie figuur 5.1). Om toch een bouwdok met een vlakke constructievloer te verkrijgen moeten extra voorzieningen worden getroffen. Bij de verticale overgangsboog tussen het horizontale gedeelte en het gedeelte onder een helling van 1 : 200 kan dit bijvoorbeeld door het grindbed waarop de vloeren van de tunnel gestort worden steeds dikker te laten worden. De extra hoogte voor de overgangsboog bedraagt maximaal 0.25 cm. Wanneer het dok tot in het gedeelte met de helling van 1 : 200 doorgezet wordt zal er meer nodig zijn dan alleen het grindbed dikker maken. Deze voorzieningen brengen extra kosten met zich mee. Door het dok geheel op de helling te situeren kan ook een vlakke vloer verkregen worden. Dit gedeelte is echter maar 130 m lang. Bovendien zal de tunnel voor het rivierengedeelte hier gedeeltelijk in doorlopen. Daarom komt dit gedeelte niet in aanmerking als locatie voor het bouwdok.

- De overgang van de tunneldoorsnede van het rivierengedeelte naar de tunneldoorsnede van het westelijke landgedeelte heeft een lengte van 200 m. In het rivierengedeelte (zie figuur 4-3) liggen de twee sporen in een aparte tunnelbuis, terwijl in het westelijke landgedeelte (zie figuur 5-4) de sporen in een enkele buis liggen. Hierdoor liggen in het rivierengedeelte de sporen 2.60 m verder uit elkaar dan in het westelijke landgedeelte. De lengte van de overgang tussen deze twee gedeelten wordt bepaald door de toe te passen boogstraal in de overgang. De krapste boogstraal in het Sophiatracé (zie bijlage I) is 1300 m. Wanneer deze boogstraal toegepast wordt, en rekening wordt gehouden met de verkanting die nodig is bij een snelheid in de tunnel van 80 km/u (zie VTG deel I [5.2]), moet de overgang minimaal een lengte krijgen van 190 m. Spoor-technisch gezien is een grotere lengte van de overgang gunstiger. Bij een lengte van de overgang van 190 m treedt grote slijtage aan de rails op. In het ontwerp van het westelijke landgedeelte is daarom gerekend met een lengte van de overgang van 200 m en zal in het definitieve ontwerp bekeken worden of hier eventueel een grotere lengte voor aangehouden kan worden.

- De bouwdokken moeten goed bereikbaar zijn. Een zandlichaam zoals die naast de zinksleuf gelegd wordt is als aanvoerweg niet voldoende. Daarom wordt gestreefd de bouwdokken zo dicht mogelijk bij bestaande verharde wegen te leggen.

- De lengte van een bouwdok is gelijk aan de lengte van een tunnelelement plus de lengte van de kist plus 10 m. Wanneer een bouwdok de laatste keer gebruikt wordt voor een in situ gebouwd gedeelte, wordt de extra 10 m gebruikt voor het maken van een sluitvoeg. Bij de berekening van de diverse tunnellenlengten wordt deze 10 m daarom vaak niet meegenomen. Bij de ligging van het bouwdok is hier wel rekening mee gehouden.

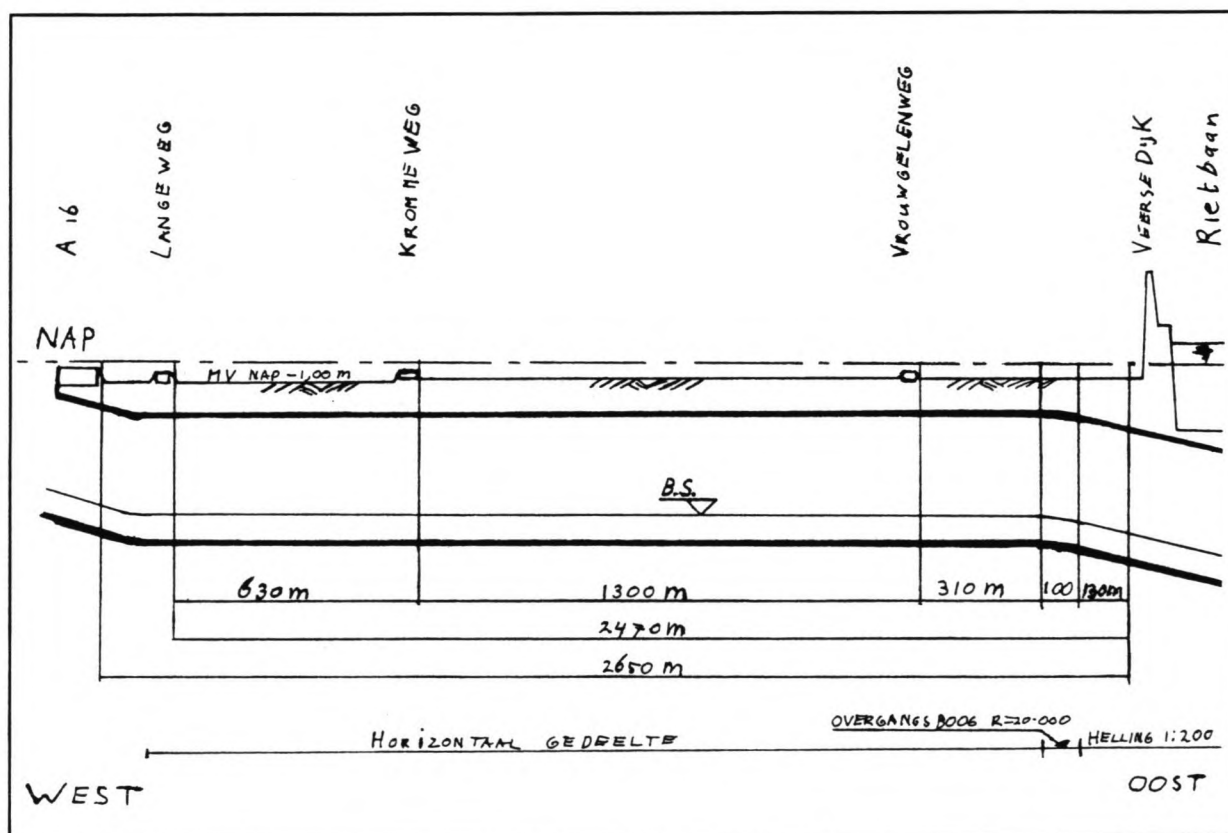
- Wanneer een tunnelement tegen een in situ gebouwd gedeelte afgezonken wordt, moet het in situ gedeelte minimaal een lengte hebben van 25 meter om de kracht ten gevolge van de hydrostatische waterdruk op het uiteinde van het zinkelement op te kunnen nemen.

Uit ervaring met eerdere projecten is gebleken dat 25 m een goede schatting is voor deze lengte.

5.3 Lengteprofiel westelijke landgedeelte

In deze paragraaf wordt voor het lengteprofiel van het westelijke landgedeelte uiteengezet wat de invloed van de verschillende tracédelen is op de keuze van de uitvoeringsmethode. Met name de invloed op het bouwen van een afgezonken tunnel.

In figuur 5-1 is het lengteprofiel van het westelijke landgedeelte afgebeeld en zijn de lengtes van de verschillende delen weergegeven.



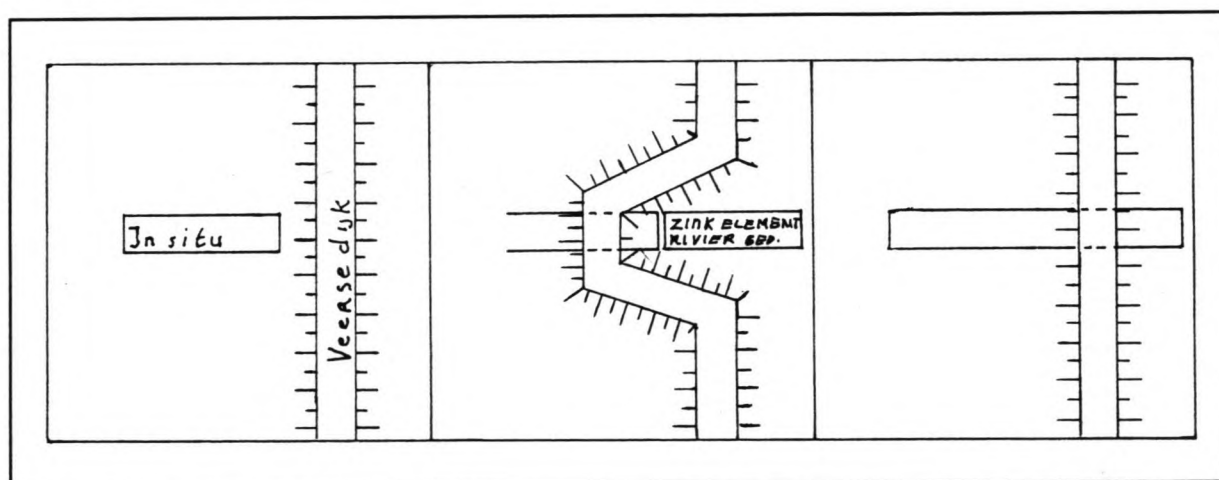
Figuur 5-1

Aan de westzijde kan (zie paragraaf 5.2) de tunnel tot aan de Langeweg als afgezonken tunnel uitgevoerd worden. Vanaf hier ligt, in oostelijke richting, de tunnel tot aan de verticale overgangsboog (zie figuur 5-1) horizontaal. Na de verticale overgangsboog ligt de tunnel onder een helling van 1 : 200.

Tot hoever de tunnel aan oostzijde als afgezonken tunnel uitgevoerd kan worden hangt af van de volgende factoren:

- de lengte waarover de zinkelementen van het rivierengedeelte in het land gedeelte uitsteken;
- de overgang tussen de tunneldoorsnede van het rivierengedeelte en het westelijke landgedeelte van 200 m;
- de diepteligging van de tunnel.

De zinkelementen van het rivierengedeelte steken net ver genoeg door de dijk heen om tijdens de bouw van het in situ gedeelte (zie figuur 5-2) de stabiliteit van de dijk te waarborgen. Door de helling in het tracé en de overgang van 200 m die nodig is tussen de tunneldoorsnede van het rivierengedeelte en het westelijke landgedeelte is de totale lengte waarover de tunnel afgezonken kan worden circa: $2470 - 200 = 2270$ m.



Figuur 5-2

De hoogwaterkering wordt gekruist door eerst aan de landzijde van de Veersedijk de overgang tussen het rivierengedeelte en het landgedeelte in situ te bouwen (zie figuur 5-2). Dit gedeelte bevat de coupurekering en eventueel het bedieningsgebouw van de tunnel. Wanneer dit gedeelte af is wordt tijdelijk over dit gedeelte de waterkering gelegd, zodat de zinksleuf van het rivierengedeelte door de Veerse dijk heen gebaggerd kan worden. Het eerste tunnelelement van het rivierengedeelte sluit op dit in situ gedeelte aan. Dit gedeelte moet daarom minimaal 25 m lang zijn om de hydrostatische waterdruk die op de kop van het zinkelement werkt op te kunnen nemen.

5.4 Alternatieven westelijke landgedeelte

5.4.1 Inleiding

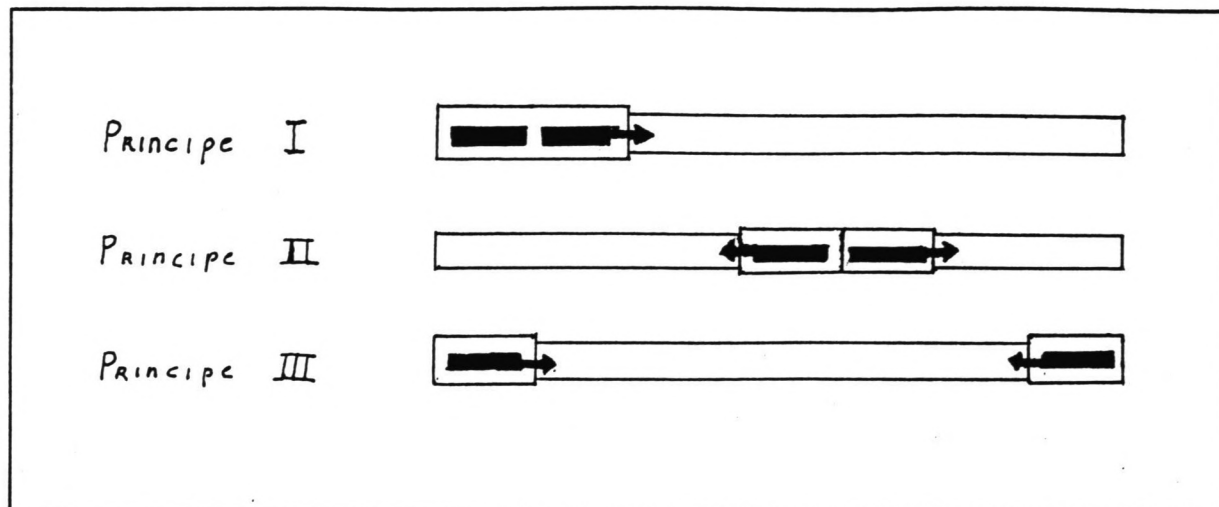
In deze paragraaf worden de verschillende alternatieven voor het westelijke landgedeelte besproken en wordt bepaald welke van deze alternatieven het beste is.

In paragraaf 5.4.2 worden de factoren die van invloed zijn op de uitvoering omschreven. In paragraaf 5.4.3 wordt de optimale combinatie tussen deze factoren bepaald. Binnen deze combinatie zijn een tweetal alternatieven mogelijk. In paragraaf 5.4.4 worden deze met elkaar vergeleken en wordt bepaald welk van deze twee mogelijkheden het beste is. Tenslotte wordt in paragraaf 5.4.6 de optimale ligging van de tunnelelementen en het bouwdok gegeven.

5.4.2 Factoren die van invloed zijn op de uitvoering

De keuze van het ontwerp wordt bepaald door de volgende factoren:

- de lengte waarover de tunnel uitgevoerd kan worden als afgezonken tunnel (zie paragraaf 5.3). Deze lengte is 2270 m;
- de tijd die beschikbaar is voor de bouw van de tunnelelementen, en daarmee het aantal malen dat een bouwdok gebruikt kan worden. Voor de afzinkelementen en het in situ gedeelte dat in het dok gebouwd wordt zijn 165 weken beschikbaar. Van de vijf jaar voor de bouw van de tunnel is één jaar nodig voor het afbouwen van de tunnel. Voordat met het construeren van de eerste tunnelmoten begonnen kan worden zijn 15 weken nodig voor de aanleg van het eerste compartiment van het bouwdok. Ook zijn na de bouw van het laatste in situ gedeelte nog acht weken nodig voor de laatste sluitvoeg. Vanwege de bouwvakvacantie en de kerstperiode zijn 47 weken per jaar beschikbaar. Hierdoor resteert voor de de tunnelmoten een bouwtijd van:
 $4 * 47 - 15 - 8 = 165$ weken;
- de lengte van elk van de tunnelelementen. Een tunnelelement bestaat uit meerdere moten. Eén moot kan in 2 weken gebouwd worden. De maximale lengte die hierbij redelijkerwijs haalbaar is bedraagt 25 meter. Daarom wordt bij de bepaling van de lengte van de tunnelelementen uitgegaan van een veelvoud van 25 meter;
- het aantal bouwdokken;
- de wijze waarop de bouwdokken gebruikt worden (zie figuur 5-3);



Figuur 5-3

- het aantal tunnelementen dat tegelijkertijd in het bouwdok gebouwd wordt;
- het aantal moten van één tunnelement waaraan gelijktijdig gebouwd wordt.

5.4.3 Alternatieven westelijke landgedeelte

Bij het zoeken naar de optimale combinatie tussen de factoren zoals genoemd in paragraaf 5.4.2 komt het volgende naar voren. De optimale combinatie van de factoren die van invloed zijn op de uitvoering is de combinatie waarbij:

- In één dok telkens aan twee tunnelementen tegelijk wordt gebouwd volgens principe I, of in twee dokken telkens één element wordt gebouwd volgens principe II of principe III;
- bij de tunnelementen maar aan één moot tegelijk gebouwd wordt;
- de tunnelementen een lengte hebben van 150 of 200 m;

De bovenstaande lijst, waaruit het definitieve ontwerp naar voren moet komen, is op twee punten nog nader gespecificeerd:

- principe II heeft ten opzichte van principe III het voordeel dat alle bouwactiviteiten op één lokatie geconcentreerd zijn. Het nadeel van dit principe is dat het gecombineerde bouwdok ongeveer 200m van de bestaande verharde weg komt te liggen, zodat aanvoerweg naar het dok moet worden gelegd. De voordelen van de concentratie van de bouwactiviteiten is echter zodanig dat principe II de voorkeur verdient boven principe III.

- tunnelementen met een lengte van 150 m hebben het voordeel ten opzichte van elementen met een lengte van 200 m dat de zinksleuf en het bouwdok vanwege de kromming in lengterichting 1.10 meter smaller kunnen worden. Daarnaast wordt het bouwdok, of de twee bouwdokken, 100 meter korter. Daartegenover staat dat het aantal afzinkoperaties iets toeneemt. Een deel van de kosten van de afzinkoperaties is onafhankelijk van de gekozen lengte van de tunnelementen, zoals de kosten van ballasttanks. Een deel van de kosten neemt toe naarmate het aantal zinkoperaties toeneemt, zoals de kosten van de kopschotten. De verwachting is dat deze kosten niet opwegen tegen de extra kosten aan de bouwsleuf en het bouwdok. Daarom wordt in dit stadium er van uitgegaan dat de optimale lengte van de tunnelementen 150 m bedraagt.

Nadat de optimale combinatie van de factoren die van invloed zijn op het ontwerp bepaald is, blijven twee alternatieven over:

Alternatief 1

Bij alternatief 1 wordt volgens principe I (zie figuur 5-3) in één bouwdok telkens tegelijkertijd aan twee tunnelementen gebouwd. Deze tunnelementen bestaan uit 6 moten van 25.0 m. Per tunnelement wordt gelijktijdig aan één moot tegelijk gebouwd. Elke tunnelement heeft een lengte van 150 m. Het nadeel principe I is dat voor de twee ploegen die de tunnelmoten bouwen maar voor de helft van de tijd werk is. Voor deze ploegen moet in deze tijd ander werk gevonden worden hetgeen voor de planning van het werk zeer ongunstig of zelfs niet mogelijk is.

Voor de bouw van de afzinkelementen en het in situ gebouwde gedeelte dat, nadat het dok voor de bouw van de afzinkelementen gebruikt is, in het bouwdok gebouwd wordt, zijn 165 weken beschikbaar. In deze 165 weken kan (zie bijlage V, tijdschema 1) het dok 6 keer gebruikt worden voor de bouw van de afzinkelementen. In totaal worden dan 12 afzinkelementen gebouwd. De lengte van het in situ gebouwde gedeelte dat in het dok gebouwd wordt is gelijk aan de lengte van het bouwdok. Deze lengte wordt bepaald door:

- de lengte van de tunnelementen. Deze is $2 * 150 = 300$ m;
- de lengte van de twee kisten voor het storten van de tunnelmotten. Deze is $2 * 25 = 50$ m;
- een extra werkruimte van 10 m.

Hierdoor krijgt het bouwdok een totale lengte van 360 m. De totale lengte van het afgezonken gedeelte wordt hiermee: $12 * 150 + 360 = 2160$ m. Deze lengte is net iets korter dan de maximale lengte die voor de afgezonken tunnel mogelijk is. Het gedeelte dat niet uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel moet ter plaatse gebouwd worden.

Alternatief 2

Bij alternatief 2 wordt volgens principe II (zie figuur 5-3) in twee dokken telkens om en om één tunnelement gebouwd. Deze tunnelementen bestaan uit 6 moten van 25.0 m. Per tunnelement wordt aan één moot tegelijkertijd gebouwd. Elk tunnelement heeft een lengte van 150 m.

Het voordeel van het bouwen van de tunnelmotten volgens principe II is dat de ploeg voor de bouw van de tunnelmotten continu door kan werken.

Doordat de afzinkelementen in twee dokken om en om gebouwd worden kan (zie bijlage V, tijdschema 2) ten opzichte van alternatief 2, één afzinkelement minder gebouwd worden. Hierdoor wordt de lengte van het afgezonken gedeelte korter. Bij dit alternatief bestaat de lengte van de twee dokken uit de lengte van een tunnelement plus de lengte van de kist voor het storten van de tunnelmotten plus voor ieder dok een werkruimte van 10 m. De totale lengte van de twee dokken komt hiermee op: $2 * (150 + 25 + 10) = 370$ m.

De totale lengte van het afgezonken gedeelte wordt:

$11 * 150 + 370 = 2020$ m. Deze lengte is 250 meter korter dan de maximale lengte die voor het afgezonken gedeelte mogelijk is. Het gedeelte dat niet uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel moet ter plaatse gebouwd worden.

Opmerking:

Het is bij alternatief 2 ook mogelijk in beide dokken telkens twee tunnelementen tegelijk te bouwen, maar in dat geval is alternatief 1 een veel betere oplossing. Dit is vanwege de ligging van het bouwdok en de voordelen die één lange zink-sleuf oplevert.

5.4.4 Vergelijking alternatieven

Om tot een goede afweging tussen de twee overgebleven alternatieven te komen, zijn de verschillen in tabel 5.2 uiteengezet.

Verschillen tussen alternatief 1 en alternatief 2	
Alternatief 1	Alternatief 2
Lengte bouwdok 360 m.	Totale lengte van de twee bouwdokken 370 m.
Totale lengte van de afzink-elementen is 1800m.	Totale lengte van de afzink-elementen is 1650 m.
Aantal afzinkelementen 12 en daarmee 12 afzinkoperaties	Aantal afzinkelementen 11 en daarmee 9 afzinkoperaties
Totale lengte bouwdok plus afzinkelementen 2160 m.	Totale lengte bouwdok plus afzinkelementen 2020 m.
Bouwdok goed bereikbaar	Bouwdok halverwege de Krommeweg en de Vrouwgelenweg
Zeer ongunstige planning van de werkzaamheden noodzakelijk	Ploegen kunnen continu doorwerken

Tabel 5.2

Uit de vergelijking tussen de alternatieven komt naar voren dat bij alternatief 1 de lengte waarover de tunnel afgezonken wordt iets gunstiger is dan bij alternatief 2. Dit gaat echter ten koste van een goede planning van het werk. De ploegen voor de bouw van de tunnelmoten werken maar gedurende de helft van de tijd. In de andere helft van de tijd moeten deze elders werk vinden. Doordat het westelijke landgedeelte een totale lengte heeft van circa 2650 m, beslaat het gedeelte van het werk dat niet uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel circa $2650 - 2160 = 490$ m. Doordat dit gedeelte veel korter is dan het gedeelte dat uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel is het niet mogelijk binnen hetzelfde project voldoende vervangend werk voor de bouwploegen te vinden.

Bij alternatief 2 kunnen de ploegen voor de bouw van de tunnelelementen continu doorwerken. Dit alternatief wordt daarom geprefereerd boven alternatief 1.

5.4.5 Conclusie

Alternatief 2, de oplossing waarbij volgens principe II in twee bouwdokken om en om tunnelelementen met een lengte van 150 m gebouwd worden, is in dit stadium van het ontwerp de beste oplossing.

5.4.6 Ligging bouwdok en tunnelementen

In deze paragraaf wordt de optimale ligging van het bouwdok en de tunnelementen bepaald. In bijlage VII is de ligging van de tunnelementen en het bouwdok weergegeven.

Aan de oostzijde, aan de kant van de Veerse dijk, moet rekening worden gehouden met de overgang van het rivierengedeelte naar het westelijke landgedeelte. Deze overgang heeft een lengte van 200 m. Daarnaast is de diepteligging van de tunnel van belang. Aan de westzijde is tussen de Langeweg en de zinkelementen ruimte voor een in situ gebouwd gedeelte met een lengte van 25 m, waartegen de tunnelementen afgezonken kunnen worden.

Om de bouwdokken zo dicht mogelijk bij een bestaande weg te situeren, is gekozen aan de westzijde van de bouwdokken vijf tunnelementen af te zinken en aan de oostzijde 6 elementen. Hierdoor komen de bouwdokken zo dicht mogelijk bij de Krommeweg te liggen.

5.5 Relevante doorsneden alternatief 2

5.5.1 Inleiding

In dit gedeelte worden de relevante doorsnede van het westelijke landgedeelte weergegeven. In paragraaf 5.5.2 wordt de tunneldoorsnede besproken. In 5.5.3 is de doorsnede van de zinksleuf vastgesteld. In 5.5.4. is de doorsnede voor het bouwdok gegeven. De doorsnede van het in situ gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt is gegeven in paragraaf 5.5.5, en het in situ gebouwde gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt is gegeven in 5.5.6.

5.5.2 Tunneldoorsnede

In figuur 5-4 staat de tunneldoorsnede voor het westelijke landgedeelte afgebeeld. In bijlage VI.2 is deze doorsnede vastgesteld. Deze tunneldoorsnede is kleiner dan de doorsnede van het rivierengedeelte (zie figuur 4-3). Dit heeft twee redenen: ten eerste is door de minder diepe ligging van de tunnel de hydrostatische waterdruk die op de tunneldoorsnede werkt kleiner, waardoor de tussenwand kan komen te vervallen. Ten tweede kan de tunneldoorsnede een kleinere massa krijgen vanwege de grotere grondmassa die op de tunnel rust en opdrijven tegen gaat.

5.5.3 Doorsnede zinksleuf

De doorsnede van de zinksleuf staat afgebeeld in figuur 5-5. Hoe tot deze doorsnede gekomen is uiteengezet in bijlage VI-3. De breedte van de zinksleuf bestaat uit drie onderdelen:

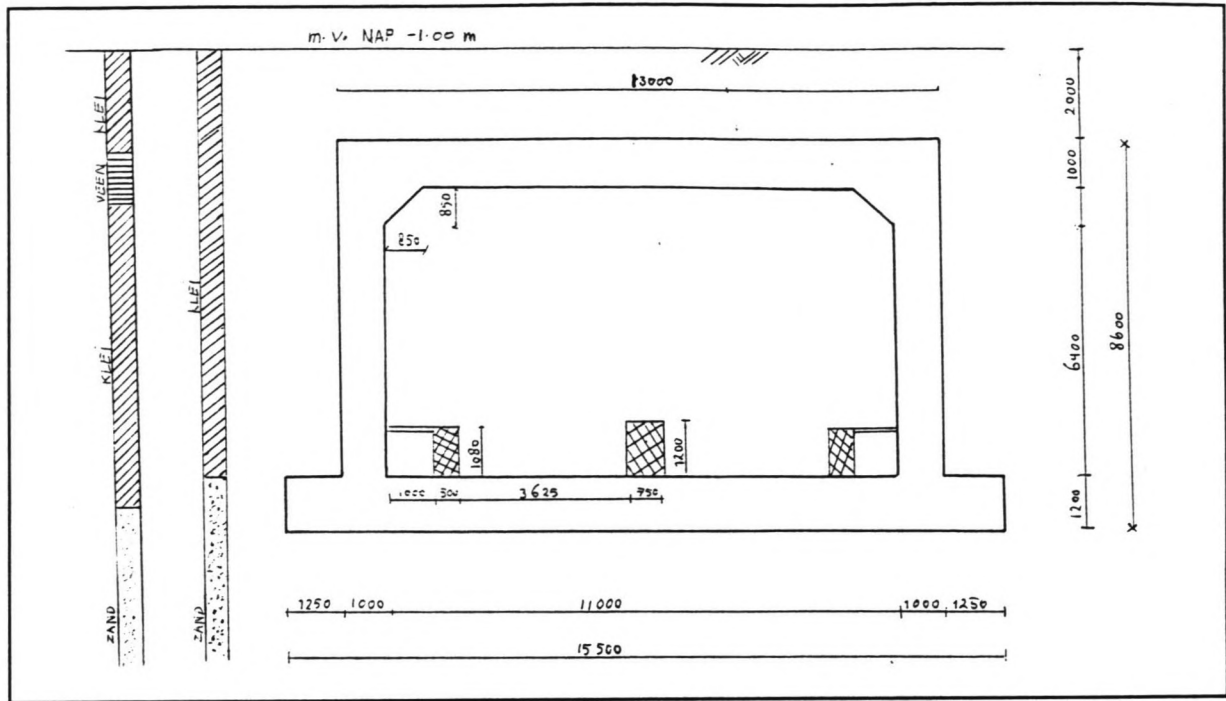
- 1) de breedte van de tunnel. Deze breedte is 15.50 m.
- 2) de extra breedte van de tunnel ten gevolge van de kromming van de afzinkelementen in lengterichting. Deze is 1.41 m.
- 3) de extra breedte van de zinksleuf die nodig is voor het verslepen van de tunnelementen van 1.50 m.

Hiermee wordt de totale breedte:

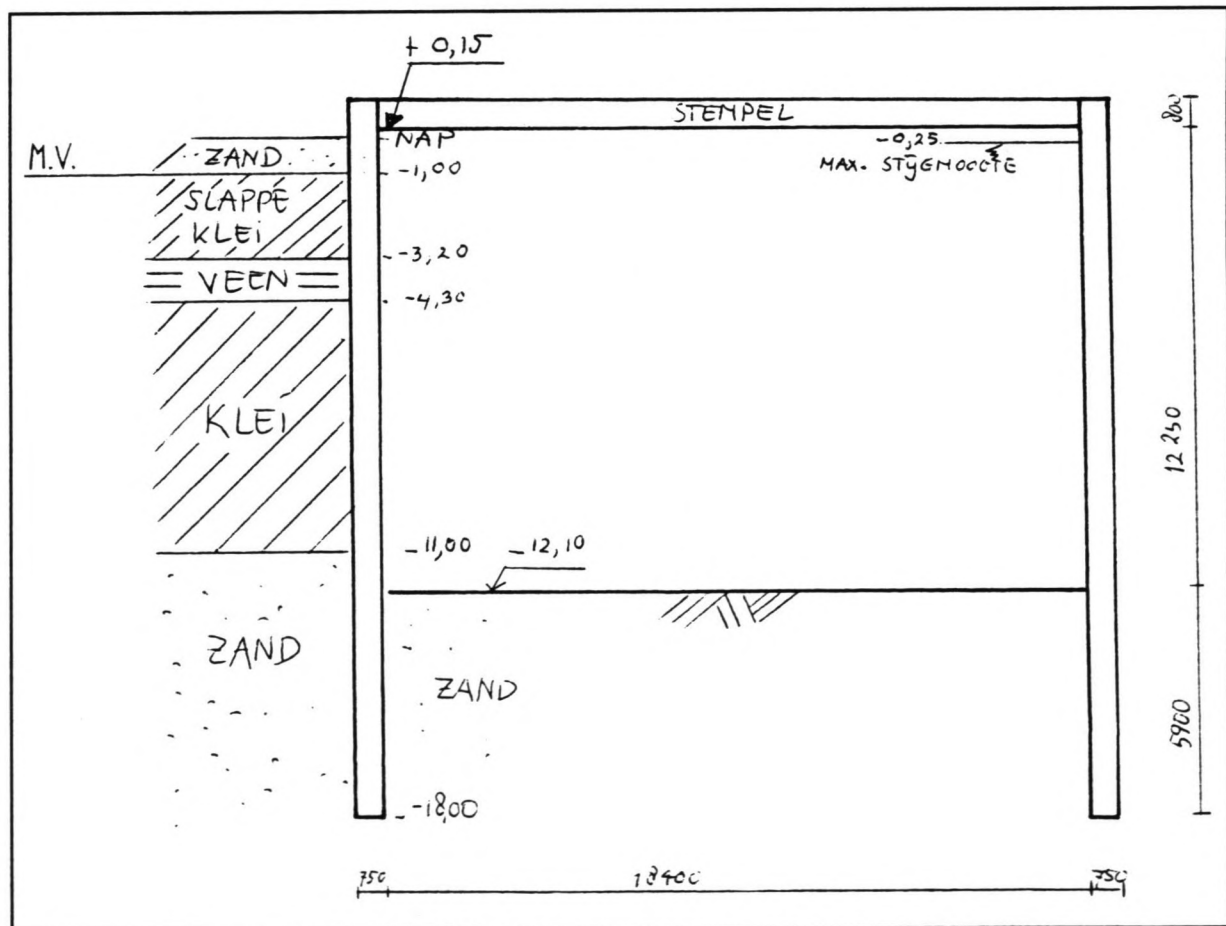
$15.50 + 1.41 + 1.50 = 18.41$ m. Afgerond wordt dit 18.40 meter.

De bodem van de zinksleuf ligt op een diepte van NAP - 12.10 m. Voor het onderspoelen van de tunnel met zand is een diepte van 0.5 m aangehouden.

De inheidiepte van de damwanden is NAP - 18.00 m, en het benodigde damwandprofiel is een Larssen 420 profiel (zie bijlage VI.3.3) en heeft een hoogte van 750 mm.



Figuur 5-4



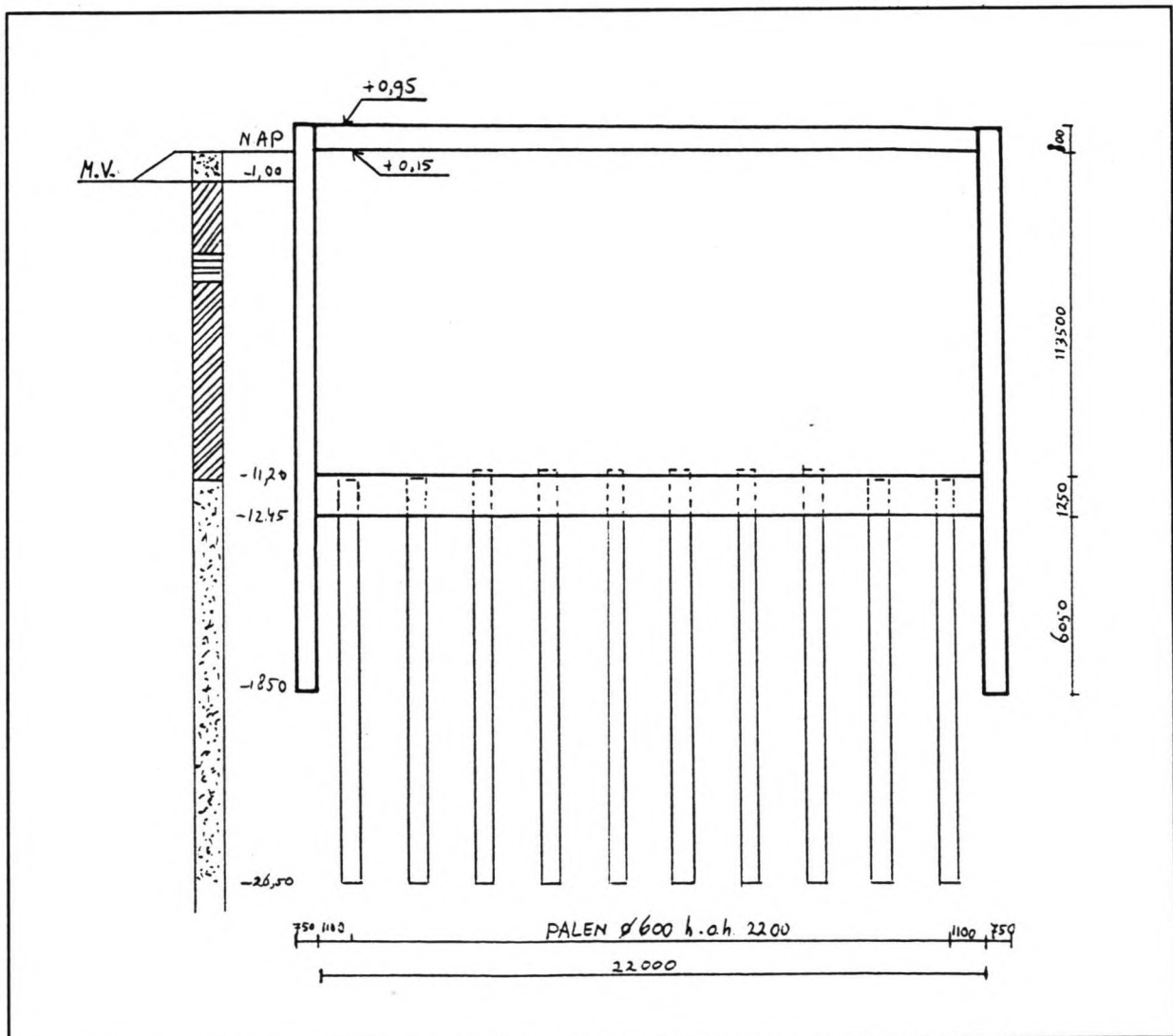
figuur 5-5

5.5.4 Doorsnede bouwdok

De doorsnede van het bouwdok is weergegeven in figuur 5-6. De breedte van het bouwdok bestaat uit de breedte van het tunnel-element van 15.50 m, de extra breedte van het tunnelement ten gevolge van de kromming in lengterichting van 1.41 m en een werkbreedte aan beide zijden van de tunnelementen van 2.50 m. De breedte wordt hiermee 22.00 meter.

De berekening van onderwaterbetonvloer en de trekpalen wordt uiteengezet in bijlage VI.4.2. De onderwaterbetonvloer krijgt een dikte van 1.25 m. De hart op hart afstand van de trekpalen is 2.20 m in breedte richting, en 2.80 meter in lengte richting. De lengte van de trekpalen is 12.95 m.

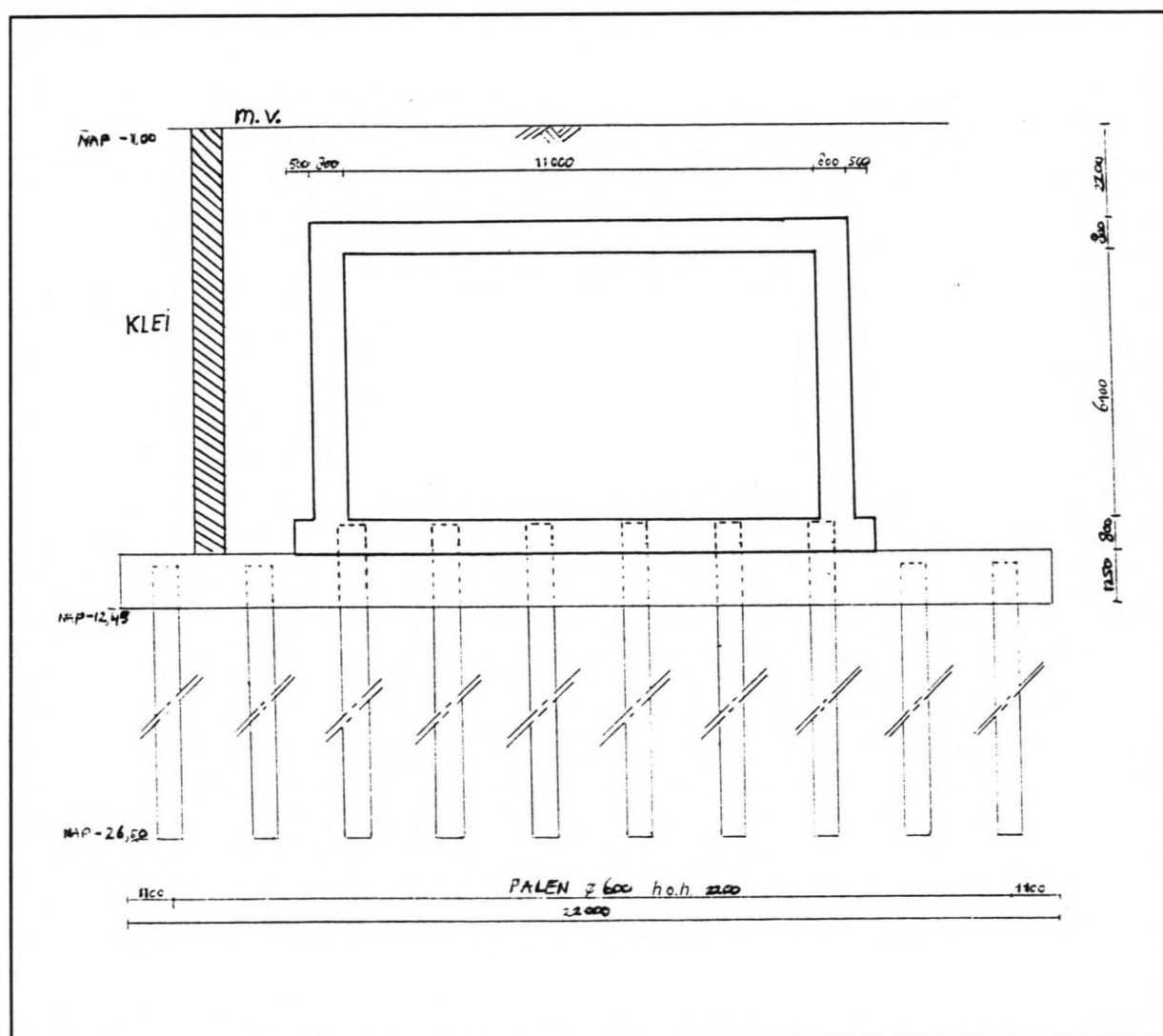
De lengte en de sterkte van de damwanden is berekend met het programma SPW. De inheidiepte van de damwanden is NAP - 18.50 m. Het damwandprofiel is een Larssen 430 profiel (zie bijlage VI.4.3).



Figuur 5-6

5.5.5 Doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt

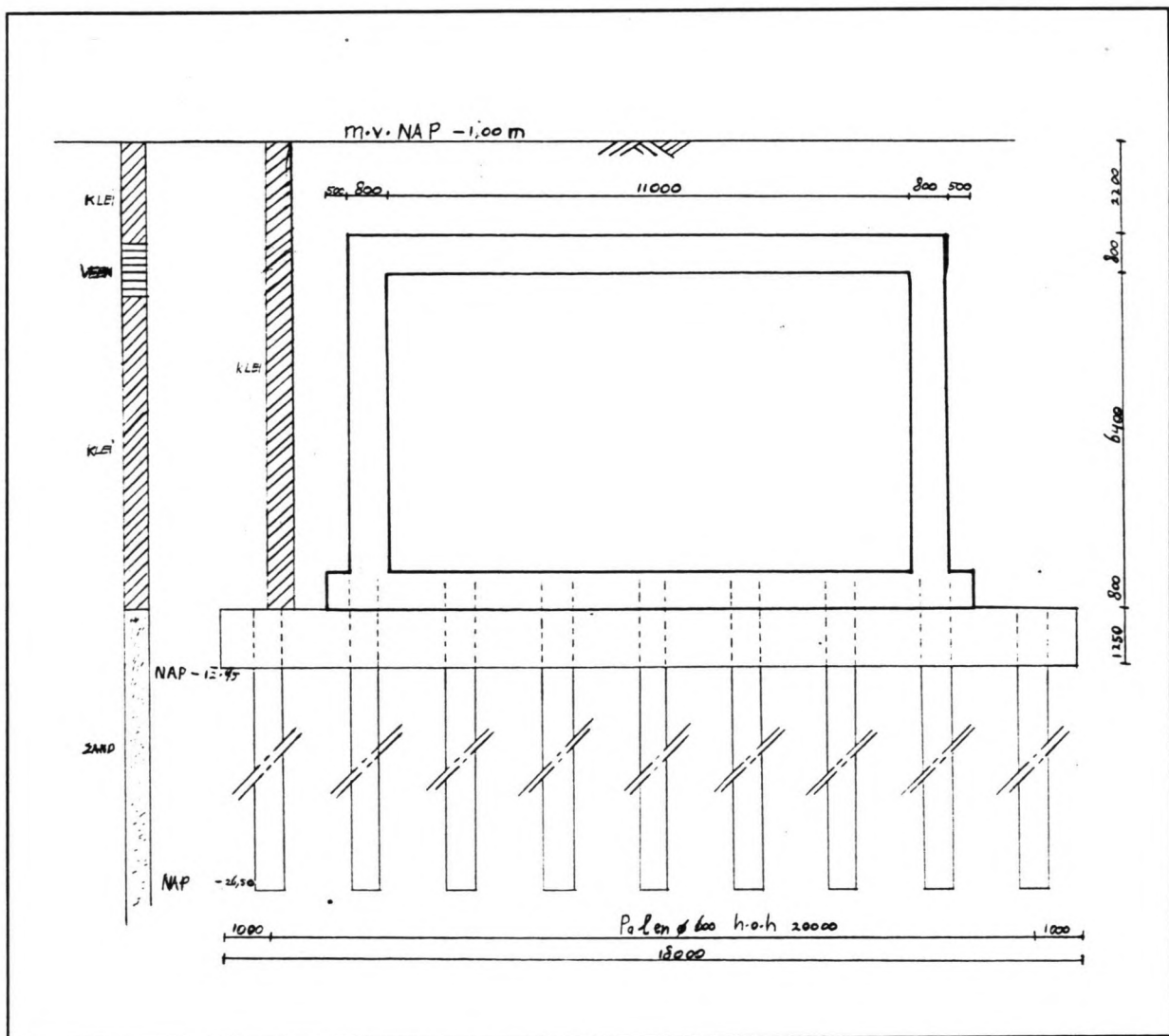
De doorsnede van het in situ gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt (zie figuur 5.7) is bepaald in bijlage VI.5. Of het vloeroppervlak buiten de wanden uit moet steken moet nog onderzocht worden. Omdat het in situ gedeelte dat aan de zinkelementen van het rivierengedeelte aansluit ook 0.50 m buiten de wanden uitsteekt is dat hier ook aangehouden. De palen worden aan de vloeren bevestigd door ze boven de onderwaterbetonvloer uit te laten steken. Bij het in situ gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt kan de onderwaterbetonvloer smaller worden. Om voldoende werkruimte te hebben steekt deze aan beide kanten 1.50 meter buiten de vloer uit.



Figuur 5-7

5.5.6 Doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt

De doorsnede van het in situ gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt (zie figuur 5.8) is bepaald in bijlage VI.6. De breedte van de bouwkuip is smaller dan het gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt. Dit is vanwege het feit dat de werkruimte aan beide zijden kleiner is. Bovendien hoeft geen rekening gehouden te worden met de kromming van de tunnel in lengterichting. Hierdoor is ook voor een iets andere hart op hart afstand van de palen gekozen. Voor het overige is de doorsnede gelijk aan de doorsnede in figuur 5.7.



Figuur 5-8

Literatuur

- [5.1] Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992
- [5.2] Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samengesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel I, 1976

6 Evaluatie, conclusies en aanbevelingen

6.1 Evaluatie

In 1991 is besloten de procedures die tot de realisering van de Betuwelijn moeten leiden in gang te zetten. De Betuwelijn is onderverdeeld in een aantal secties. Eén van de secties is het gedeelte waarin de rivier De Noord gekruist wordt waarvoor verschillende tracés mogelijk zijn. Een van deze tracés is het Sophiatracé. Dit is het voorkeurstracé.

In de Projectnota Betuweroute is aanbevolen het gedeelte van het Sophiatracé dat loopt vanaf de A16 tot aan de Veersedijk verdiept aan te leggen. Hierbij liggen de sporen in een open bak. De bovenkant van de spoorstaaf ligt daarbij op 6 meter onder het maaiveld. De open bak moet worden gebouwd in een bouwkuip van stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen.

Vanwege de diepe ligging van de sporen in de open bak, en de dure constructie die hiervoor nodig is, is bekeken of het niet mogelijk is tegen geringe meerkosten het gehele Sophiatracé in een tunnel te leggen en daarmee een kwalitatief betere oplossing te krijgen. Voor de bouw van deze tunnel zijn twee varianten onderzocht. Bij de eerste variant komen de sporen in plaats van in een open bak in een tunnel te liggen met de bovenkant van het dak op twee meter onder het maaiveld. Deze oplossing is verder uitgewerkt. De tweede variant is een geboorde tunnel. Dit alternatief bleek geen goede oplossing te zijn en is daarom niet verder uitgewerkt.

Het tunnelgedeelte met het dak op twee meter onder het maaiveld kan ter plaatse gebouwd worden, of uitgevoerd worden als afgezonken tunnel. Deze laatste mogelijkheid is constructief nader uitgewerkt.

6.2 Conclusies

Uit de werkzaamheden zoals die hierboven geschetst zijn, kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Het uitvoeren van het Sophiatracé als geboorde tunnel levert geen goede oplossing op. Vanwege de diepere ligging zijn langere opritten noodzakelijk. Deze opritten brengen hogere kosten met zich mee.
- Vanwege de eisen die het waterleidingbedrijf IJselmonde stelt ten aanzien van wateronttrekking uit het betreffende gebied, komt voor de ter plaatse gebouwde tunnel alleen een bouwkuip van stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton voorzien van trekpalen in aanmerking.
- Wanneer het westelijke landgedeelte uitgevoerd wordt als afgezonken tunnel, is de oplossing waarbij in twee bouwdoeken om en om tunnelementen met een lengte van 150 m gebouwd worden, de beste oplossing.

- Het is in dit stadium nog niet mogelijk vast te stellen of het in het westelijke landgedeelte gunstiger is de tunnel af te zinken dan ter plaatse te bouwen.
Tevens kan nog niet bepaald worden of in dit gedeelte de voordelen van een tunnel opwegen tegen de extra kosten die hieraan verbonden zijn.

6.3 Aanbevelingen

Het lijkt mogelijk, dat tegen geringe meerkosten een kwalitatief betere oplossing verkregen kan worden dan de in de projectnota gepresenteerde oplossing. Aanbevolen wordt, naast de oplossing uit de projectnota waarbij in het westelijke landgedeelte de sporen in een open bak liggen, de oplossing waarbij de sporen in een tunnel liggen, nader uit te werken. Daarna dient afgewogen te worden of de extra kosten die aan de tunnel verbonden zijn opwegen tegen meerwaarde van deze oplossing.

Bijlage II Terreinen en objecten in het Sophiatracé.

Hier volgt een overzicht van de verschillende terreinen en objecten in het tracé (zie bijlage I) en punten die hierbij van belang zijn:

- aansluiting van de Betuwelijn op het rangeerterrein Kijfhoek. De spoorlijn Dordrecht-Rotterdam wordt in kader van het project 4/6-sporigheid verhoogd, waardoor de Betuweroute onder deze sporen door kan gaan;
- waterafvoer spoorlijn;
- sportpark Bakenstein. Dit terrein krijgt in de toekomst mogelijk de bestemming van bedrijventerrein;
- kruising met de A16;
- bedrijven terrein de Steeg. Het gedeelte waar het tracé doorheen loopt is nog onbebouwd. Aan de zuidzijde van het terrein ligt het Jacobusziekenhuis;
- Polder Ambacht. In de Polder Ambacht loopt het tracé zo dicht mogelijk langs een hogedrukgasleiding. In de polder is de bouw van 4000 woningen gepland. Aangezien aan weerszijden van de gaslijn een strook van minimaal 45 meter onbebouwd moet blijven, hoeft deze strook bij aanleg van de spoorlijn nauwelijks verbreed te worden.
- de Langeweg;
- de Krommeweg;
- de Vrouwgelenweg;
- kruising met de hoogwaterkering en de hierop gelegen weg de Veerse dijk;
- de Rietbaan;
- de Sophiapolder;
- De Noord;
- Polder Het Nieuwland. Het tracé ligt hier zo noordelijk mogelijk. Dit is vlak onder de met asfalt overdekte vuilstort van Ned. Staal, en daarmee zo ver mogelijk weg van de geplande kantoorbebouwing in het zuiden van de polder;
- kruising met de hoogwaterkering en de hierop gelegen weg de Hogendijk;
- De verlengde van de BurgemeesterKeijzerweg;
- kruising met de A15;
- de Veerweg;
- de N214.

Bijlage III Algemene gegevens Sophiatracé

Gegevens De Noord:

- Breedte op de waterlijn: ca. 205 m
- Breedte tussen de hoogwaterkeringen (Veersedijk-Hogendijk): ca. 1350 m
- Breedte tussen de Nieuwlandse kade en de oostelijke waterkering van de Sophiapolder: ca. 235 m
- Bodemdiepte ter plaatse van tracé: ca. NAP -7.00-8.00 m

Gegevens Rietbaan:

- Breedte tussen de Veersedijk en de westelijke waterkering van de Sophiapolder: ca. 240 m
- Bodemdiepte: ca. NAP - 4.00 m

Waterstanden:

- Gemiddeld hoogwater: NAP + 1.07 m
- Gemiddeld Laagwater: NAP - 0.02 m

Overschrijdingsfrequenties:

- 100 maal per jaar: NAP + 1.28 m
- 10 maal per jaar: NAP + 1.72 m
- 1 maal per jaar: NAP + 2.18 m
- 1 maal per 5 jaar: NAP + 2.39 m
- 1 maal per 10 jaar: NAP + 2.48 m
- 1 maal per 100 jaar: NAP + 2.90 m

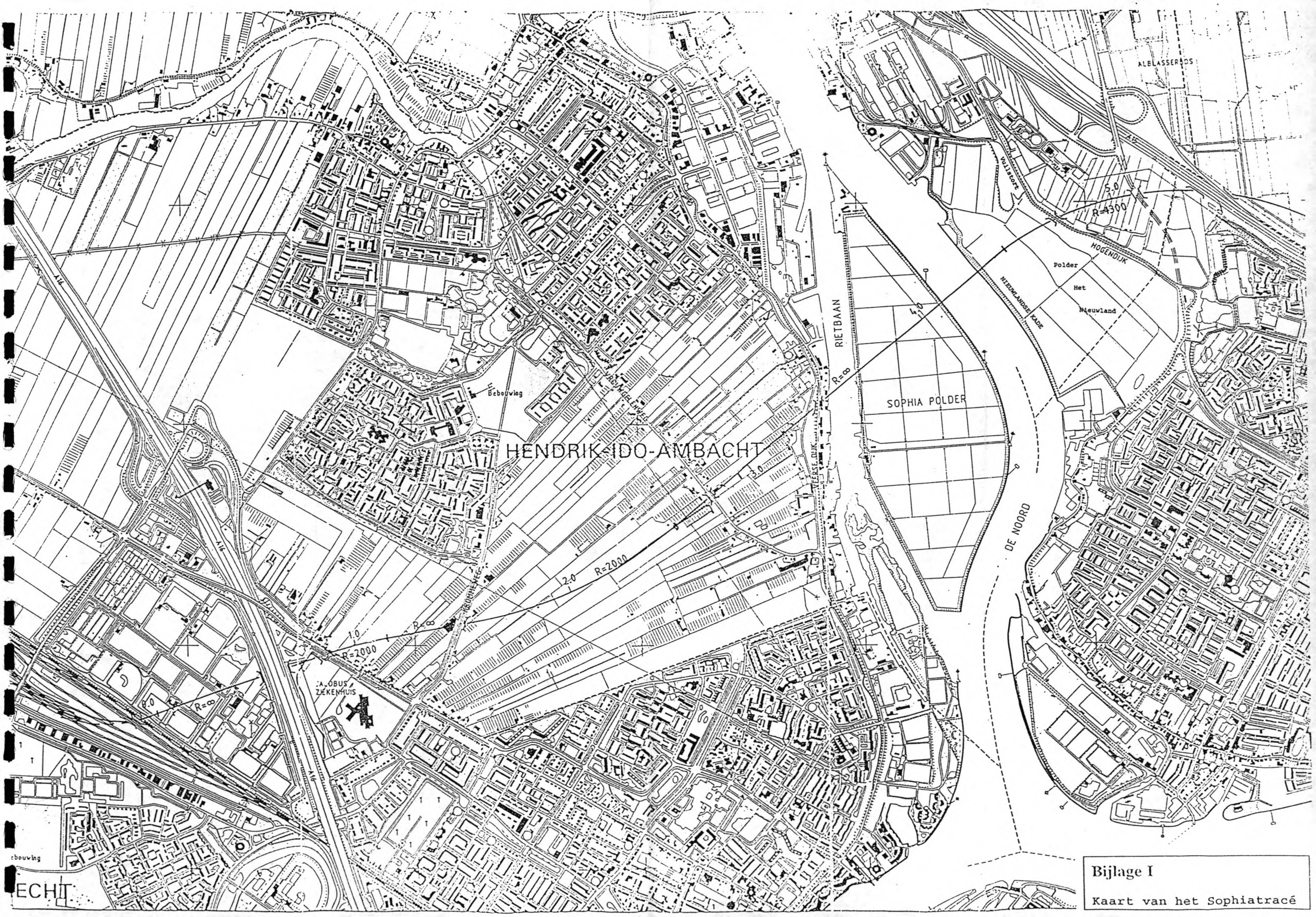
Onderschrijdingsfrequenties

- 100 maal per jaar: NAP - 0.29 m
- 10 maal per jaar: NAP - 0.54 m
- 1 maal per jaar: NAP - 0.80 m
- 1 maal per 5 jaar: NAP - 0.95 m
- 1 maal per 10 jaar: NAP - 1.00 m
- 1 maal per 100 jaar: NAP - 1.17 m

Bodem gesteldheid

De bodem aan de westzijde van De Noord is van boven naar beneden globaal opgebouwd uit:

- slappe kleilaag van m.v. (ca. NAP - 1.00 m) tot ca. NAP - 3.20 m;
- veenlaag tot ca. NAP - 4.30 m;
- kleilaag tot ca. NAP - 11.00 m;
- zandlaag tot ca. NAP - 24.00-26.00 m;
- kleilaag vanaf NAP - 24.00-26.00 m; lokaal NAP - 30.00 m.



HENDRIK-IDO-AMBACHT

SOPHIA POLDER

RIETBAAN

DE NOORD

HOGENDIJK

Polder
Het
Nieuwland

ALBLASSERADS

A. OBUS
ZIEKENHUIS

Beboewing

Bijlage I
Kaart van het Sophiatracé

ECHT

De bodem ter plaatse van de Sophiapolder is van boven naar beneden globaal opgebouwd uit:

- slappe kleilaag van m.v. (ca. NAP + 0.80 m) tot ca. NAP - 12.00 m;
- zandlaag tot ca. NAP - 24.00-26.00 m;
- kleilaag vanaf NAP - 24.00-26.00 m.

De bodem aan de oostzijde (Polder Het Nieuwland) van De Noord is van boven naar beneden is globaal opgebouwd uit:

- slappe kleilaag van m.v. (ca. NAP - 0.20 m) tot ca. NAP - 4.00 m;
- veenlaag tot ca. NAP - 6.40 m;
- kleilaag tot ca. NAP - 11.60 m;
- zandlaag tot ca. NAP - 24.00-26.00 m;
- kleilaag vanaf NAP - 24.00-26.00 m.

Maaiveldhoogten

Westzijde (Hendrik-Ido-Ambacht): ca. NAP - 1.00 m
Sophiapolder : ca. NAP + 0.80 m
Oostzijde (Polder Het Nieuwland): ca. NAP + 0.40 /- 0.60 m

Grondwaterstanden

De freatische grondwaterstanden variëren gedurende het jaar tussen NAP - 1.25 m en NAP - 1.75 m.

De stijghoogte van water in de pleistocene zandlaag, het 1e watervoerende pakket, varieert gedurende het jaar tussen NAP - 0.25 m en NAP - 1.75 m.

De freatische grondwaterstand is maximaal 0.25 m hoger dan de waterstand in het 1° watervoerende pakket.

Dit is bij een freatische grondwaterstand van NAP - 1.25 m, en een waterstand in de pleistocene zandlaag van NAP - 1.50 m.

Hoogwaterkeringen

Veersedijk: ca. NAP + 5.30 m
Westelijke kering Sophiapolder: ca. NAP + 3.20 m
Oostelijke kering Sophiapolder: ca. NAP + 2.45 m
Nieuwlandse kade: ca. NAP + 3.65 m
Hogendijk: ca. NAP + 4.30 m

Literatuur

- [III.1] Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992

Bijlage IV Eisen ten aanzien van boogstralen en hellingen

IV.1 Inleiding

Om een hoogwaardige verbinding (zie par. 2.2.2) te verkrijgen dienen de boogstralen en hellingen te voldoen aan de eisen die de NS stelt ten aanzien van bogen en hellingen [IV.1]. Wanneer door de plaatselijke situatie het onmogelijk is aan deze eisen te voldoen, kan in samenspraak met de NS van deze eisen afge- weken worden. Dit levert wel een baanvaksnelheidsbeperking en/of capaciteitsbeperking op.

In paragraaf IV.2 worden de eisen ten aanzien van de horizon- tale boogstralen besproken, in paragraaf IV.3 de eisen t.a.v. hellingspercentages en verticale boogstralen en in paragraaf IV.4 de eisen t.a.v. een combinatie van bogen en hellingen.

IV.2 Eisen ten aanzien van horizontale boogstralen

Gestreefd wordt naar horizontale boogstralen van meer dan 10.000 m. Bij dergelijke boogstralen is verkanting niet nood- zakelijk.

De minimale toegestane boogstraal is 1700 m. Alleen bij aan- sluiting op het bestaande net mag een minimum boogstraal van 1300 m toegepast worden.

IV.3 Eisen ten aanzien van hellingspercentages en verticale boogstralen

Om de opvolgingstijd van treinen door een lengteprofiel van een tunnel te berekenen moet men onderscheid maken tussen hellingen tot 5 promille en hellingen van meer dan 5 promille. Het maximum hellingspercentage dat toegepast mag worden is 25 promille.

Hellingen tot 5 promille hebben geen invloed op de capaciteit van een spoorlijn en mogen altijd toegepast worden.

Bij hellingen groter dan 5 promille, ontstaan er gewichtsbe- perkingen, omdat locomotieven die een volbeladen trein voort- trekken dan niet meer vanuit stilstand op kunnen trekken. Aangezien gewichtsbeperkingen de capaciteit van de spoorlijn negatief beïnvloeden moeten deze voorkomen worden. Dit is mogelijk door er voor te zorgen dat goederentreinen op hellin- gen van meer dan 5 promille nooit hoeven te remmen en daardoor niet tot stilstand komen. Daarnaast dient op het laagste punt van de tunnel een zodanige snelheid te zijn bereikt, dat de trein altijd de opgaande hellingen kan beklimmen.

Om te voorkomen dat een trein moet remmen in de tunnel mogen geen remopdrachten gegeven worden. Dit kan door geen seinen in de tunnel te plaatsen. De seinafstand noemt men een blok. Vanwege het risico dat een deel van de trein in de opgaande helling kan afbreken, na verloop van tijd terug gaat rollen en op de achteropkomende trein botst, mag er maar één goederen- trein tegelijk tot de tunnel toegelaten worden. Het gevolg is dat een tunnel met hellingen van meer dan 5 promille een grote bloklengte krijgt.

De minimale opvolgingstijd van de treinen bij een snelheid van 120 km/u op een normaal baanvak is 1,7 minuten. Op een baanvak in een tunnel met steile hellingen wordt de seinafstand groter. Daarmee wordt ook de blokafstand groter en neemt de capaciteit van de spoorbaan af. Door de tunnel zo kort mogelijk te houden kan het capaciteitsverlies zoveel mogelijk beperkt worden.

Om veiligheidsredenen is de maximum toegestane snelheid van een trein in een tunnel 100km/u. Dit houdt in dat om op het laagste deel van de tunnel een snelheid van maximaal 100km/u te hebben, boven aan de helling een maximum snelheid geldt van 80 km/u.

Uit de rijtijd berekening van een goederentrein die in de toekomst op de Betuwelijn moet gaan rijden, is de minimaal benodigde afstand tussen twee opeenvolgende treinen berekend wanneer hellingspercentages toegepast worden van meer dan 5 promille [IV.2]: Bij de gewenste capaciteit van tien treinen per uur met de maximaal geaccepteerde baanvakbelasting van 75 procent is deze afstand 6180m. Deze afstand bestaat uit 300m zichtafstand plus de treinlengte van 700m plus de blokafstand. Dit betekent dat de blokafstand en daarmee de lengte van de tunnel plus opritten maximaal 5180m mag bedragen. Hierbij is uitgegaan van een baanvaksnelheid van 100 km/u. Vanwege de korte afstand tussen de tunnel onder De Noord en het rangeerterrein Kijfhoek zal een grote hoeveelheid van de treinen een kleinere baanvaksnelheid hebben. Bij een blok lengte van 5180m is een capaciteitsbeperking het gevolg. Wanneer deze capaciteitsbeperking niet geaccepteerd wordt zal een kortere tunnel noodzakelijk zijn.

De minimaal toe te passen verticale boogstraal bedraagt 20.000 m. Bij hellingsveranderingen waar het uitzicht niet beperkt wordt (dalbogen) geldt een boogstraal van 10.000 m. In een tunnel wordt het zicht echter wel beperkt, en geldt derhalve een boogstraal van 20.000m.

IV.4 Eisen ten aanzien van een combinatie van bogen en hellingen

Bij een bocht in het tracé dient overal een kleiner hellingspercentage aangehouden te worden ten gevolge van de boogweerstand.

Bij een boogstraal $R > 400$ m geldt voor de boogweerstand W_b :

$W_b = 6500/(R-55)$ N per ton treingewicht.

Een helling van "a" promille geeft een weerstand van $10a$ N per ton treingewicht. Dus een helling van 5 promille geeft een weerstand van 50 N per ton treingewicht.

Een boog met $R = 1300$ m geeft een weerstand van $6500/(1300-55) = 5,22$ N per ton treingewicht.

Wanneer in deze boog geen gewichtsbeperkingen mogen gelden mag de hellingsweerstand maximaal $50 - 5,22 = 44,78 = 45$ N per ton treingewicht bedragen. Dit is bij een hellingspercentage van 4.5 promille.

Literatuur

- [IV.1] Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samengesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel I, 1976
- [IV.2] Grontmij - De Weger, Notitie lengteprofielen voor de kruising van De Noord door middel van een tunnel, 1992

Bijlage V Tijdschema's bij het afzinken van het westelijke landgedeelte

V.1 Inleiding

In deze bijlage zijn twee tijdschema's gegeven. Deze horen bij de alternatieven zoals die in paragraaf 5.4.3 zijn besproken. De schema's worden in paragraaf VI.2 en VI.3 besproken.

V.2 Toelichting tijdschema 1

Uit tijdschema 1 blijkt dat het niet mogelijk is het bouwdok nog een extra keer te gebruiken voor de bouw van afzinkelementen (zie fase 2 en 3). Hiervoor zijn namelijk 24 weken extra nodig.

De verschillende fasen zijn als volgt samengesteld:

- Fase 1: Na 15 weken kunnen in het bouwdok de eerste vloeren gestort worden. Deze 15 weken zijn nodig voor:
 - a) de levertijd van de damwanden van 6 weken;
 - b) het heien van de damwanden voor het bouwdok. Hierbij wordt gewerkt met 4 heistellingen die allen 10 meter damwanden per dag heien.
 - c) het ontgraven van het bouwdok.
 - d) het heien van de trekpalen. Iedere stelling kan 10 palen per dag inheien
 - e) het storten van de onderwaterbetonvloer en het droogpompen van het dok. Hiervoor zijn 1.5 weken nodig.

- Fase 2: Ieder tunnelelement bestaat uit zes moten met een lengte van 25.00 m. Het storten van de wanden en de daken van deze moten neemt twee weken in beslag. In totaal zijn hierdoor twaalf weken voor deze fase nodig. In het dok worden telkens twee tunnelelementen tegelijk gebouwd. Het dok wordt zes maal gebruikt voor de bouw van de tunnelelementen. In totaal worden zo, twee maal zes is, twaalf elementen gebouwd.
De eerste keer dat het dok gebruikt wordt zijn de vloeren voor de eerste moot nog niet gereed. Voor het storten van de vloeren zijn 2 weken nodig. Daarom is de eerste keer voor fase 2 14 weken nodig. Voor de overige keren 12 weken.

- Fase 3: Nadat het betonwerk van een tunnelelement gereed is moet dit element afgezonken worden. Voordat met het betonwerk voor het volgende tunnelelement begonnen kan worden zijn 12 weken nodig.
Deze 12 weken zijn als volgt opgebouwd:
 - a) het bouwen van de kopschotten en de ballasttanks en het aanbrengen van de voorspanning in de tunnelelementen neemt 7 weken in beslag.
 - b) voor het opdrijven en uitvaren van de tunnelelementen is één week nodig.

- c) voor het droogpompen en het schoonmaken van het dok zijn, samen met de tijd die nodig is voor het neerzetten van de kist twee weken nodig.
- d) voor het storten van de vloeren van de eerste moot van de tunnelelementen zijn 2 weken nodig.

- Fase 4: Nadat het dok voor de bouw van de afzinkelementen gebruikt is wordt in het dok een gedeelte van de tunnel ter plaatse gebouwd. Voor deze fase zijn per 25 meter tunnel 2 weken nodig. Het dok is 360 m lang. Door met twee kisten te werken kan 350 meter in $(350 / 2 * 25) * 2 = 14$ weken gebouwd worden. Omdat ook 2 weken nodig zijn voor het storten van de eerste vloeren, duurt deze fase 16 weken.
- Fase 5: In het dok moet als laatste tussen het afgezonken gedeelte en het in het dok gebouwde gedeelte en tussen het in het dok gebouwde gedeelte en het in situ gedeelte een sluitvoeg gemaakt worden. Hiervoor zijn 8 weken nodig.
- Fase 6: Nadat de gehele tunnelkoker gereed is, is nog 1 jaar nodig voor het afbouwen van de tunnel.

V.3 Tijdschema 2

Tijdschema 2 is het schema dat hoort bij alternatief 2 (zie paragraaf 5.3.3). Bij alternatief 2 kunnen de ploegen die de tunnelmotten bouwen continu door kunnen werken doordat de afzinkelementen om en om in twee bouwdokken gebouwd worden. Deze twee dokken kunnen aan de uiteinden van de zinksleuf liggen of gecombineerd worden tot één groot dok middenin (zie bijlage VII.2). Voor het overige wordt verwezen naar paragraaf V.2.

Doordat om en om in twee dokken gewerkt wordt, kunnen maar 11 tunnelelementen gebouwd worden. In het tijdschema 2 is, in de plaats van fase 2 en 3 uit tijdschema 1, alleen de tijd die nodig is voor het betonwerk aangegeven. In de 12 weken dat in het ene dok een element gebouwd wordt, wordt het tunnelelement dat in het andere dok gebouwd is afgezonken. Terwijl het elfde tunnelelement wordt afgezonken wordt in bouwdok II met de bouw van het in situ gedeelte begonnen.

Opmerking: in de tijdschema's is met romeinse cijfers het aantal tunnelelementen dat gebouwd wordt aangegeven.

FASSEN

WEEK NR.

1^e Jaar

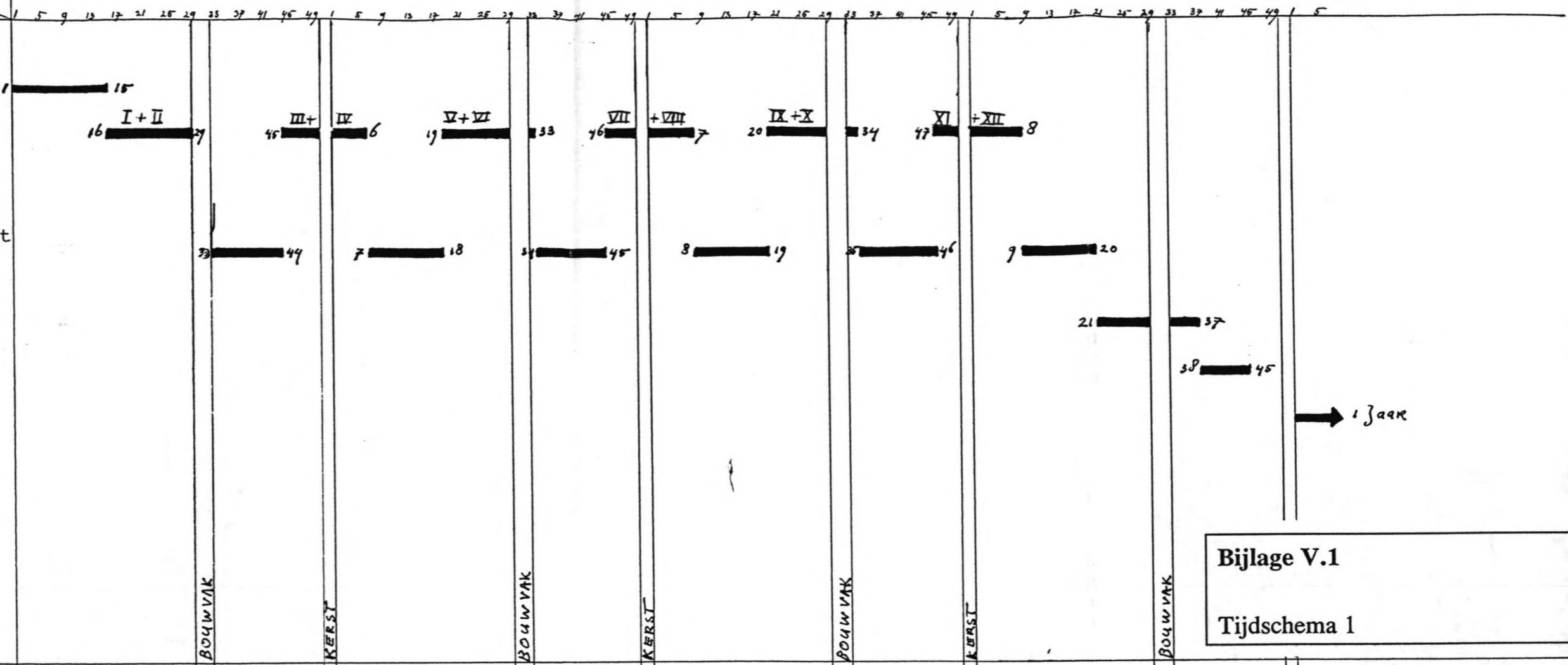
2^e Jaar

3^e Jaar

4^e Jaar

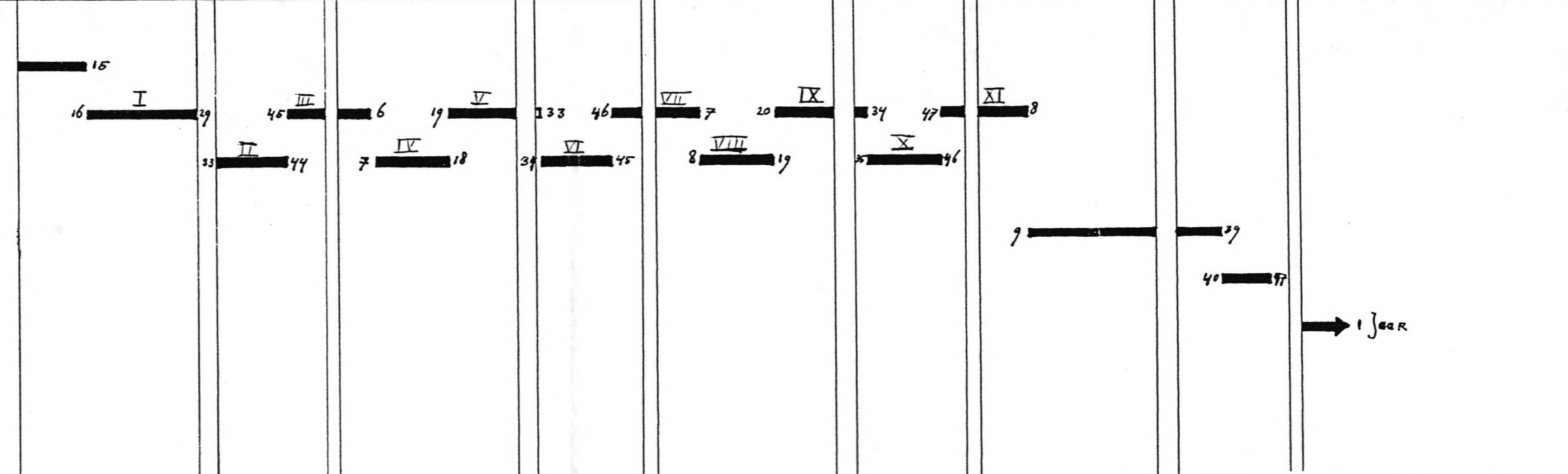
5^e Jaar

- 1) Dok maken voor de bouw van de eerste moten
- 2) Betonwerk tunnelmotten
- 3) Ballasttanks en kop-schotten, voorspanning opdrijven en uitvaren droogpompen dok en stort van eerste vloeren
- 4) Betonwerk in situ gebouwde gedeelte (175m)
- 5) Sluitvoeg maken
- 6) Afbouwen tunnel.



Bijlage V.1
Tijdschema 1

- 1) Dok maken voor de bouw van de eerste moten
- 2) Betonwerk in dok I
- 3) Betonwerk in dok II
- 4) Betonwerk in situ gebouwde gedeelte (350m)
- 5) Sluitvoeg maken
- 6) Afbouwen tunnel



Bijlage V.2
Tijdschema 2

Bijlage VI Berekeningen van de relevante doorsneden van het westelijke landgedeelte

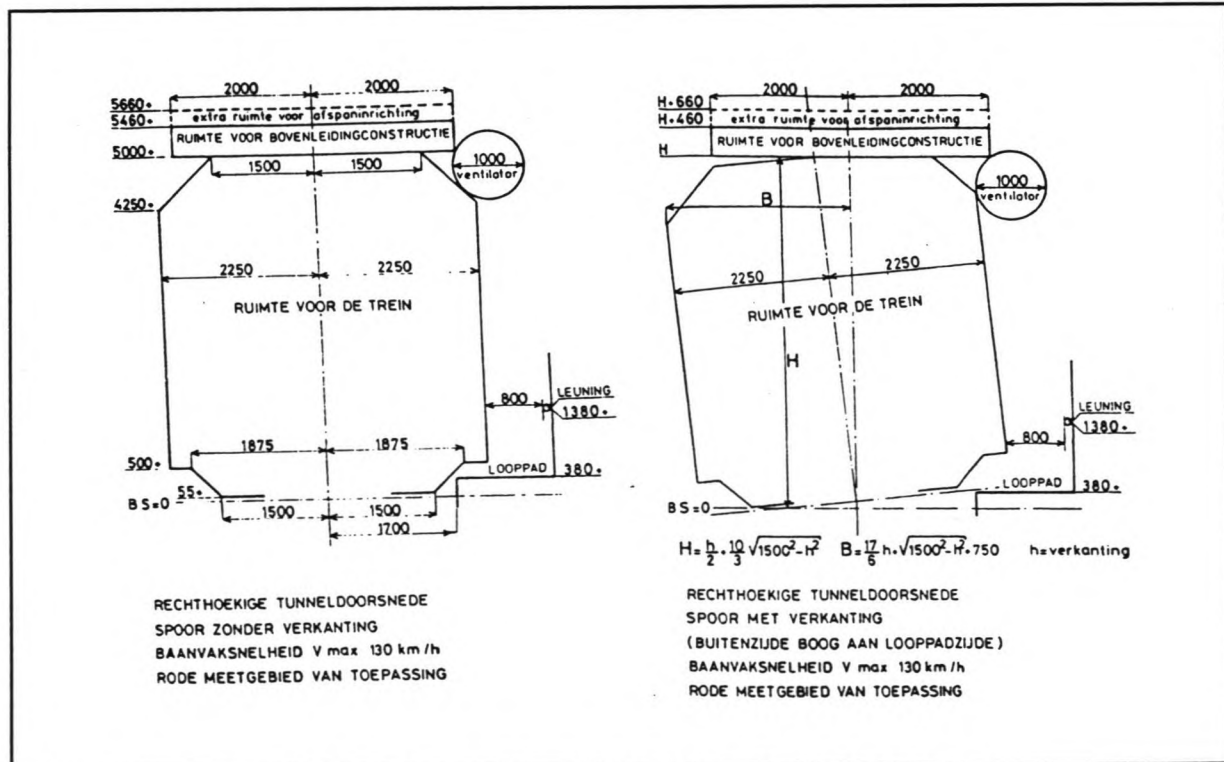
VI.1 Inleiding

In deze bijlage zijn de berekeningen, die bij de bepaling van de relevante doorsneden gemaakt zijn, weergegeven. In paragraaf VI.2 wordt de keuze van de tunneldoorsnede uiteengezet. In paragraaf VI.3 wordt de doorsnede van de zinksleuf en in paragraaf VI.4 de doorsnede van het bouwdok bepaald. In paragraaf VI.5 wordt de doorsnede van het in situ gedeelte dat in het dok gebouwd wordt, en in paragraaf VI.6 wordt het in situ gedeelte dat buiten het dok gebouwd vastgesteld.

VI.2 Bepaling tunneldoorsnede

VI.2.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de tunneldoorsnede van de zinkelementen vastgesteld. In paragraaf VI.2.2 worden de randvoorwaarden en uitgangspunten, die bij de bepaling van de tunnelementen gehanteerd zijn, beschreven. Uit deze randvoorwaarden en uitgangspunten zijn drie verschillende tunneldoorsneden voortgekomen (zie paragraaf VI.2.3) die in paragraaf VI.2.4 met elkaar worden vergeleken. In paragraaf VI.2.5 wordt uiteengezet welke doorsnede de beste is. In paragraaf VI.2.6 is deze doorsnede op sterkte gecontroleerd.



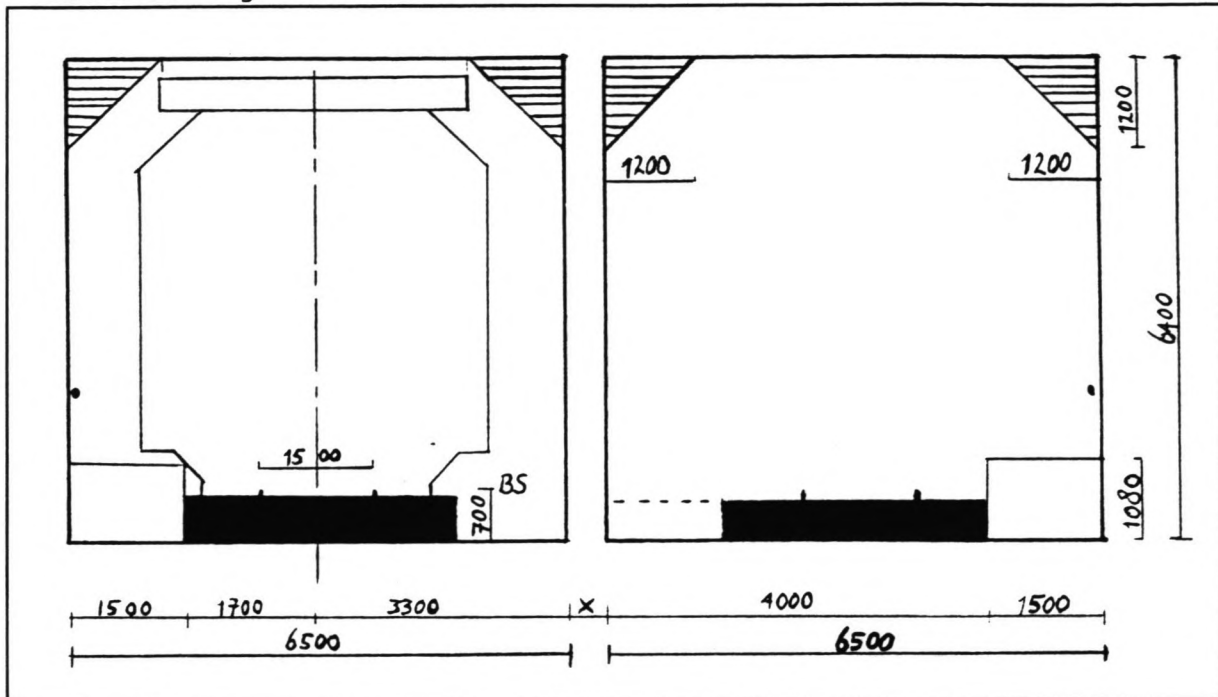
Profiel van vrije ruimte voor de trein

Figuur VI-1

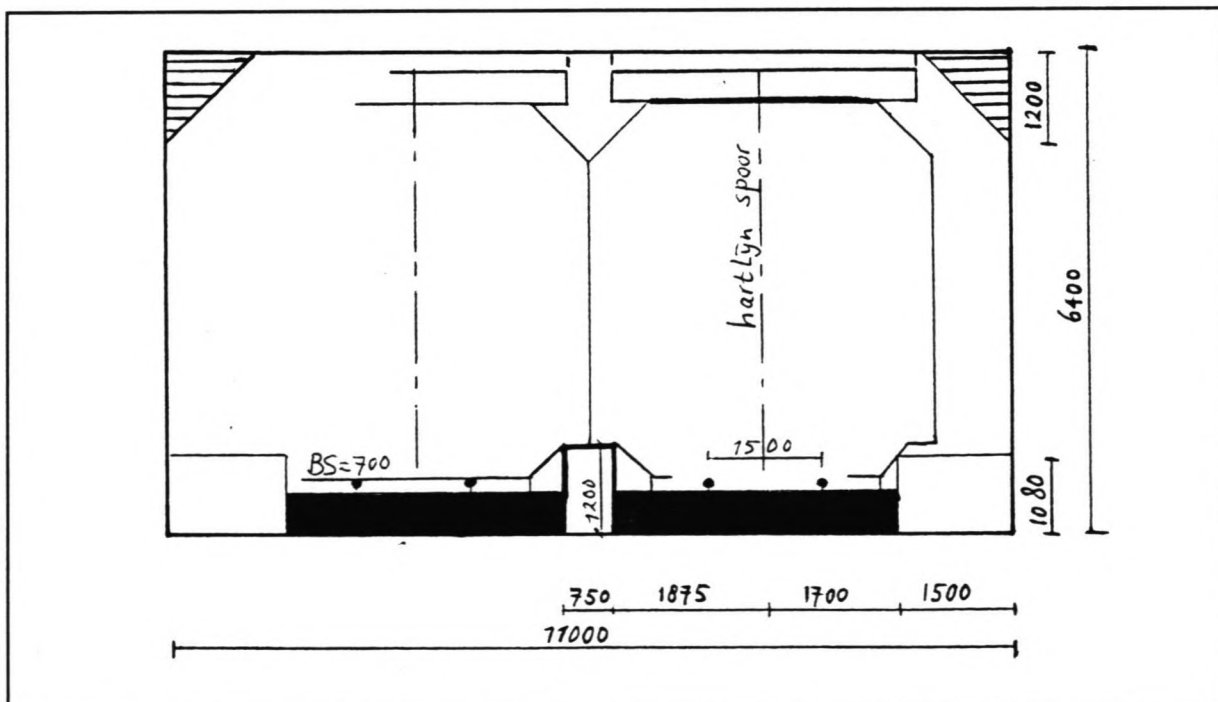
VI.2.2 Randvoorwaarden en uitgangspunten voor de bepaling van de tunneldoorsnede

- Het profiel van vrije ruimte dat voor de trein nodig is, is afgebeeld in figuur VI-1 [VI.1].
- Er zijn twee profielen van vrije ruimte voor de tunneldoorsnede mogelijk (zie figuur VI.2 en figuur VI.3). Het profiel van vrije ruimte in figuur VI.2 is het profiel dat in de projectnota wordt aangehouden [VI.2]. Hierbij rijden de treinen uit beide richtingen in een aparte koker. De luchtcirculatie rond de trein bepaalt hoeveel groter het profiel van vrije ruimte voor de tunnel is in vergelijking tot het profiel van vrije ruimte voor de trein. Hiervoor bestaan nog geen normen. Bij navraag op de vakgroep Verkeer van de faculteit Civiele Techniek in Delft werd aangegeven dat wanneer de treinen uit beide richtingen door één koker rijden, een kleinere maat voor het profiel van vrije ruimte toegepast kan worden. Dit heeft geresulteerd in het profiel van vrije ruimte zoals die in figuur VI.3 staat afgebeeld.
- De spoorbaan komt in de tunnel op een ballastbed te liggen. Uit ervaring met eerder gebouwde tunnels waarbij de spoorstaven direct aan de betonnen vloer van de tunnel bevestigd zijn, blijkt dat na verloop van tijd door ongelijke zettingen van de tunnelelementen problemen met de spoorstaafbevestiging optreden. Ondanks de grotere constructiehoogte wordt de laatste tijd verkozen de spoorbaan in de tunnel op een ballastbed te leggen.
- De hoogte tussen de bovenkant van de vloer van de tunnel en de bovenkant van de spoorstaaf is 700mm. Het railprofiel, een UIC 54 profiel [VI.3], heeft een hoogte van 159 mm. De dwarsdrager heeft een hoogte van 225 mm. Tussen de dwarsdrager en het railprofiel zit een rubber onderlegplaat. Deze heeft een dikte van 1 cm. De dwarsdragers liggen op een ballastbed. De optimale dikte van het ballastbed is 25 a 30 cm. Deze dikte is de dikte vanaf de bovenkant van de vloer tot aan de onderkant van de dwarsdrager. De totale hoogte vanaf de bovenkant van de vloer tot aan de bovenkant van de spoorstaaf komt hiermee op:
 $159 + 100 + 225 + 300 = 694 \text{ mm}$. Afgerond wordt dit 700 mm.
- Het ballastbed is, bij een totale hoogte tussen de vloer van de tunnel en de bovenkant van de spoorstaaf van 700 mm, in staat om de optredende zettingen op te vangen. De zettingen van de pleistocene zandlaag kunnen verwaarloosd worden. De zettingen die optreden komen geheel voor rekening van de onderspoellaag. Deze zijn gelijk aan 5 a 10 % van de dikte van de onderspoellaag. De dikte van de onderspoellaag is 0.5 m. De zettingen komen hiermee op 2.5 à 5 cm.
- Bij de in het westelijke landgedeelte toegepaste horizontale en verticale boogstralen is het niet nodig het profiel van vrije ruimte te vergroten.

- In het profiel van vrije ruimte voor de tunnel is rekening gehouden met verkanting.
In het westelijke landgedeelte hebben de treinen een maximale snelheid van 80 km/u. Bij deze snelheid is de optimale verkanting 39 mm. Omdat de gemiddelde snelheid van de treinen kleiner is dan 80 km/u zal de optimale verkanting ook kleiner zijn dan 39 mm.



Figuur VI-2



Figuur VI-3

- De veiligheidsfactor tegen het opdrijven van de tunnelelementen in de definitieve situatie is aangenomen op 1.1.
- De veiligheidsfactor tegen opdrijven van de tunnelelementen voordat de zinksleuf is aangevuld is aangenomen op 1.075. Deze veiligheid moet door het water in de ballasttanks worden geleverd.
- Wanneer de tunneldoorsnede berekend wordt tegen opdrijven, wordt gerekend met een volumegewicht van gewapend beton van 24.2 KN/m^3 en van ballastbeton van 22.5 KN/m^3 .
- Wanneer berekend wordt of de tunnel voldoende opdrijvend vermogen heeft voor het transport wordt gerekend met een volumegewicht van gewapend beton van 24.6 KN/m^3 . Vanwege de onzekerheden ten aanzien van het toegepaste wapeningspercentage in de doorsnede, het soortelijke gewicht van het beton en de maatafwijkingen van de betonconstructie, wordt bij het berekenen van de veiligheid van de tunneldoorsnede tegen opdrijven met een ander volumegewicht van het beton gerekend dan bij het berekenen van het opdrijvend vermogen van de tunnel.
- Het gewicht van de kopschotten en de afzinkuitrusting uitgedrukt per meter tunnel wordt geschat op maximaal 25 KN/m .
- Het vrijboord van de tunnel tijdens het transport bedraagt 10 cm.
- De maximale waterdruk op de bodem van de tunnel wordt bepaald door de hoogste waterstand in de pleistocene zandlaag. Deze waterstand is NAP - 0.25m (zie bijlage III).
- De zinksleuf zal na afloop van de zinkoperatie en het onder spoelen van de tunnelelementen aangevuld worden met de klei uit de zinksleuf die eerder ontgraven is. Het volumegewicht van de klei is 16 KN/m^3 en $\lambda_a = 0.50$. Gekozen is de zinksleuf aan te vullen met klei. Hierbij wordt het maaiveld zo goed mogelijk in de oude staat hersteld. Tevens is dit noodzakelijk vanwege de hoge waterstanden in de pleistocene zandlaag. De waterstanden op het maaiveld moeten zo min mogelijk door de waterstanden in de pleistocene zandlaag beïnvloed worden.
- Bij berekening de veiligheid van de tunnelelementen tegen opdrijven wordt voor de neerwaartse kracht op de vloerdelen die buiten de wanden uitsteken gerekend met de verticale korreldruk en waterdruk op deze delen. Bij alternatief 1 is dit een kolom van klei en water van 1.00 m breedte en bij alternatief 2 van 1.25 m breedte. Daarnaast wordt de wrijving tussen de kolom recht boven de vloeren en de grond buiten de vloeren verwaarloosd.

- De sterkte van de tunnelementen wordt gecontroleerd in de situatie waarbij de zinksleuf volledig is aangevuld, en bij de maximale waterstand in de zinksleuf van NAP - 0.25 m. In deze situatie staat er een laag van 0.75 m water op het maaiveld. Het maaiveld niveau ligt op NAP - 1.00 m. In de definitieve situatie is de waterstand gelijk aan het niveau van de freatische grondwaterstanden. Hierbij is de belasting op de bovenkant van de tunnel 7.5 KN/m^2 kleiner dan in de situatie waarbij de zinksleuf is aangevuld en de maximale waterstand in de zinksleuf staat. In de uiteindelijke situatie moet echter rekening gehouden worden met de bovenbelasting in de gebruikssituatie. De grond boven de tunnel wordt grotendeels gebruikt voor agrarische doeleinden. Daarnaast vindt op enkele lokaties glastuinbouw plaats. In de eindsituatie wordt op de tunnel een bovenbelasting van maximaal 7.5 KN/m^2 toegelaten. Wanneer de bovenbelasting op de tunnel van kruisende wegen of van gebouwen groter wordt dan 7.5 KN/m^2 zal hiervoor een aparte draagconstructie noodzakelijk zijn.

VI.2.3 Alternatieven tunneldoorsnede

VI.2.3.1 Inleiding

Bij de bepaling van de alternatieven van de tunneldoorsnede blijkt dat de tunneldoorsnede wezenlijk op drie punten gevarieerd kan worden:

- 1) De sporen kunnen in de tunnel op een ballast liggen, of direct op de bodem van de tunnel bevestigd worden.
In paragraaf VI.2.2 is vastgesteld dat de sporen op een ballastbed komen te liggen. Hierdoor blijven twee punten over waarop de doorsnede gevarieerd kan worden.
- 2) De tunneldoorsnede kan een profiel van vrije ruimte hebben met twee aparte buizen, zoals in figuur VI.2, of één enkele buis, zoals in figuur VI.3.
In paragraaf VI.2.3.2 is een tunneldoorsnede afgebeeld met het profiel van vrije ruimte uit figuur VI.2 (alternatief 1).
- 3) De vloeren van de tunnelementen kunnen wel of niet buiten de wanden uitsteken.
Alternatief 2 (zie paragraaf VI.2.3.3) en alternatief 3 (zie paragraaf VI.2.3.4) zijn beide tunneldoorsneden met een profiel van vrije ruimte als in figuur VI.3. Deze doorsneden zijn gevarieerd op punt 3. Bij alternatief 2 (zie figuur VI-5) steekt de vloer van de tunnelementen buiten de wanden uit. Hierdoor wordt extra gewicht van de grond gemobiliseerd. Dit gewicht van de grond zorgt ervoor dat de tunneldoorsnede zowel voldoende veiligheid tegen opdrijven als voldoende drijvend vermogen heeft.
Bij alternatief 3 (zie figuur VI-6) is door middel van het gebruik van ballastbeton bewerkstelligd dat de doorsnede zowel voldoende veiligheid tegen opdrijven als voldoende drijvend vermogen heeft.

In paragraaf VI.2.3.2 tot en met VI.2.3.4 worden de verschillende tunneldoorsneden weergegeven. In deze paragrafen wordt gecontroleerd of de tunneldoorsneden voldoende veiligheid tegen opdrijven en tegelijkertijd voldoende drijvend vermogen hebben om afgezonken te kunnen worden. In paragraaf VI.2.4 worden alternatief 2 en alternatief 3 met elkaar vergeleken. In paragraaf VI.2.6 wordt het beste alternatief, alternatief 3, op sterkte gecontroleerd.

VI.2.3.2 Alternatief 1

Alternatief 1 is de tunneldoorsnede in figuur VI-4. Deze doorsnede moet aan twee criteria voldoen:

Ten eerste moet de tunnel voldoende veiligheid hebben tegen opdrijven.

De veiligheidsfactor tegen opdrijven in de definitieve situatie is 1.1. Dit heeft tot gevolg dat de neerwaartse belasting minimaal gelijk moet zijn aan 1.1 maal de opwaartse belasting. De opwaartse belasting is gelijk aan de waterdruk tegen de onderkant van de doorsnede. De grootste waterdruk treedt op bij de maximale stijghoogte in de pleistocene zandlaag van NAP - 0.25 m. De onderkant van de tunnel ligt op een diepte van NAP - 11.90 m. De opwaartse belasting op de tunnel is gelijk aan:

$$(11.90 - 0.25) * 10 = \underline{116.5 \text{ KN/m}^2}.$$

Wanneer nu de gehele tunneldoorsnede beschouwd wordt moet de neerwaartse belasting minimaal gelijk zijn aan:

$$1.1 * 116.5 * 17.5 = \underline{2243 \text{ KN/m}'}$$

De neerwaartse belasting bestaat uit drie componenten:

- de verticale gronddruk. Deze is gelijk aan:
 $(2 * 15.5 + 2 * 1 * 9.7) * 16 = \underline{806 \text{ KN/m}'}$.
- het gewicht van het constructiebeton. De doorsnede van het constructie beton is gelijk aan 53.53 m^2 . Het gewicht komt hiermee op: $24.2 * 53.53 = \underline{1295 \text{ KN/m}'}$.
- het gewicht van de ballastbeton. Deze is gelijk aan:
 $(2 * 6.5 * 0.5) * 22.5 = \underline{146 \text{ KN/m}'}$.

De totale neerwaartse belasting komt hiermee op:

$$806 + 1295 + 146 = \underline{2247 \text{ KN/m}'}$$

Deze belasting is groter dan $2243 \text{ KN/m}'$. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de tunneldoorsnede voldoende veiligheid heeft tegen opdrijven.

Ten tweede moet de tunnel voldoende drijvend vermogen hebben. Bij het transport moet de tunnel een vrijboord hebben van 10 cm. Het drijvend vermogen van de tunnel is hierbij:

$$(1.2 * 17.5 + 7.6 * 15.5) * 10 = \underline{1388 \text{ KN/m}'}$$

Het gewicht van de tunneldoorsnede tijdens transport bestaat uit twee componenten:

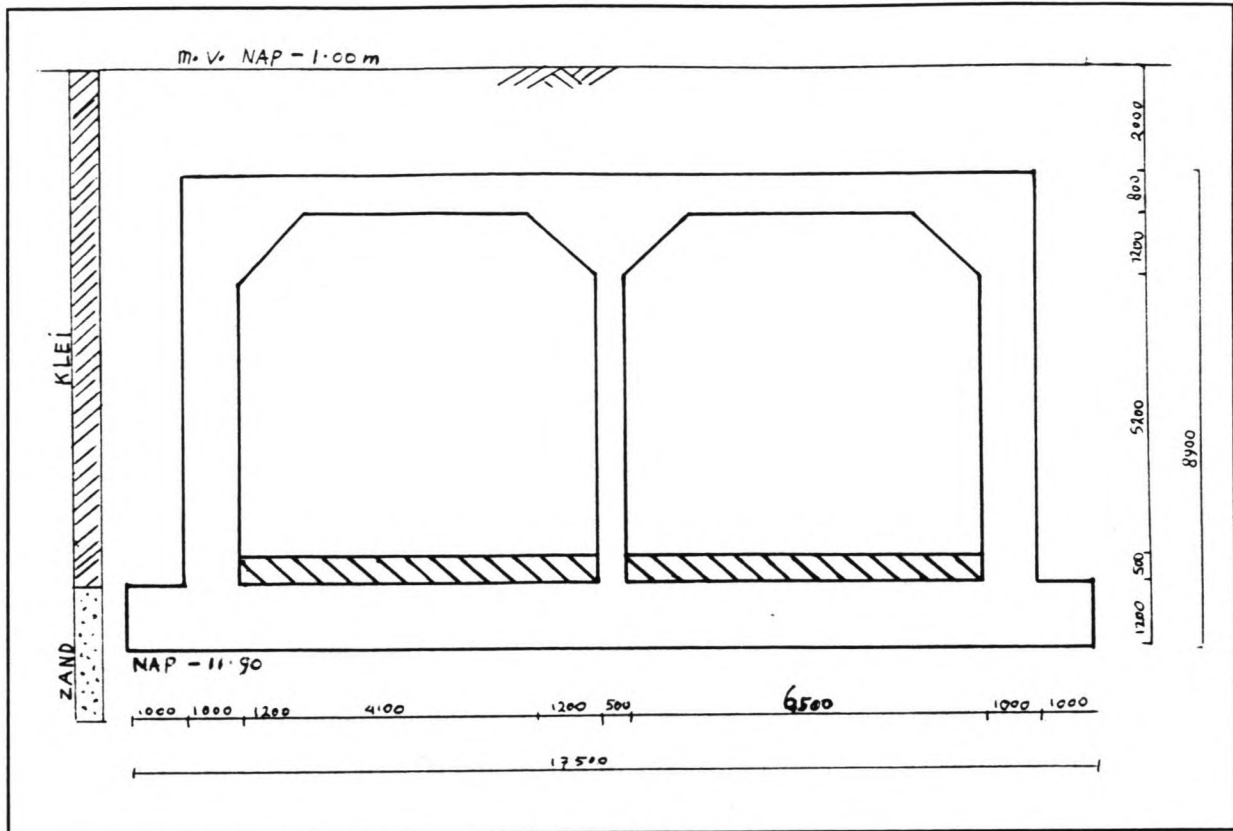
- het gewicht van de betondoorsnede (exclusief ballastbeton)
Dit gewicht is gelijk aan:
 $24.6 * 53.53 = \underline{1317 \text{ KN/m}'}$
- het gewicht van de kopschotten en de afzinkuitrusting. Dit gewicht wordt geschat op $\underline{25 \text{ KN/m}'}$.

Hiermee komt het totale neerwaartse gewicht op:

$$1317 + 25 = \underline{1342 \text{ KN/m}'}$$


Dit gewicht is kleiner dan het drijvend vermogen van $1388 \text{ KN/m}'$. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de tunnel voldoende drijvend vermogen heeft.

Opmerking: Doordat al in een vroeg stadium duidelijk was dat dit geen goed alternatief is, is de doorsnede niet verder geoptimaliseerd.



Figuur VI-4

Alternatief 1

 BALLAST BETON

Het voordeel van tunneldoorsneden met een profiel van vrije ruimte, zoals in figuur VI.2 is weergegeven, ten opzichte van tunneldoorsneden met een profiel van vrije ruimte, zoals in figuur VI-3 staat afgebeeld, is dat de overspanningen in het dak en de vloer kleiner zijn. Dit is gunstig voor de opname van de krachten. Het rivierengedeelte (zie fig 4.3) heeft hetzelfde profiel van vrije ruimte. Op de doorsnede voor het westelijke landgedeelte werken veel kleinere krachten dan op de doorsnede van het rivierengedeelte. De kleinere overspanningen zijn daarom niet nodig.

Uit economisch oogpunt heeft de doorsnede uit figuur VI-4, ten opzichte van de doorsneden in figuur VI-5 en VI-6, louter nadelen. Dit geldt voor iedere doorsnede met het profiel van vrije ruimte zoals die in figuur VI-2 is weergegeven. Doordat dit profiel van vrije ruimte groter is dan het profiel van vrije ruimte dat in figuur VI-3 is afgebeeld, is de tunneldoorsnede groter. Daarmee is ook de zinksleuf, het bouwdok en de hoeveelheid beton in de doorsnede groter. Ook is bij deze doorsnede het gebruik van ballastbeton onvermijdelijk. Alternatief 1 wordt daarom niet in de vergelijking van de tunneldoorsneden, in paragraaf VI.2.4, meegenomen.

VI.2.3.3 Alternatief 2

Alternatief 2 is een alternatief met een profiel van vrije ruimte zoals uiteengezet in figuur VI.3, waarbij de vloer buiten de wanden van de tunnel uitsteekt (zie figuur VI.5). Hierdoor wordt extra gewicht van de grond gemobiliseerd. Dit extra gewicht zorgt ervoor dat de tunneldoorsnede zowel voldoende veiligheid tegen opdrijven bezit als voldoende drijvend vermogen. De vloer steekt zover buiten de wanden van de tunnel uit, dat het gebruik van ballast beton niet nodig is.

De controle van de veiligheid tegen opdrijven en het drijvend vermogen geschiedt op dezelfde manier als bij alternatief 1.

Opmerking:

- Bij de berekening van veiligheid van de tunnel tegen opdrijven is voor de dubbel gearceerde oppervlakken gerekend met een volumegewicht van 24.2 KN/m^2 . Deze oppervlakken bestaan uit gewapend beton. Deze elementen worden pas na de zinkoperatie gebouwd. Bij het berekenen van het drijvend vermogen van de tunnel worden deze oppervlakken niet mee gerekend, maar wel bij het berekenen van de veiligheid tegen opdrijven.

Controle van de veiligheid tegen opdrijven voor alternatief 2:

De opwaartse waterdruk tegen de bodem van de tunnel is gelijk aan: $(11.60 - 0.25) * 10 = \underline{113.5 \text{ KN/m}^2}$.

De neerwaartse belasting van de doorsnede moet hierdoor gelijk zijn aan: $1.1 * 15.5 * 113.5 = \underline{1935 \text{ KN/m}'}$.

De neerwaartse belasting bestaat uit twee componenten:

- De verticale gronddruk. Deze is gelijk aan:
 $(2 * 1.25 * 9.4 + 2 * 13.0) * 16 = \underline{792 \text{ KN/m}'}$
- Het gewicht van het constructie beton. De oppervlakte van de betondoorsnede is gelijk aan:
 $15.5 * 1.2 + 2 * 1 * 6.4 + 1 * 13.0 + 0.85^2 + 2 * 1.08 * 0.5 + 0.75 * 1.2 = \underline{47.1 \text{ m}^2}$.

Het gewicht van de tunneldoorsnede komt hiermee op:

$$47.1 * 24.6 = \underline{1159 \text{ KN/m}'}$$

De totale neerwaartse belasting komt hiermee op:

$$792 + 1159 = \underline{1951 \text{ KN/m}'}$$

Deze belasting is groter dan $1935 \text{ KN/m}'$. Hieruit kan geconcludeerd worden dat alternatief 2 voldoende veiligheid heeft tegen opdrijven.

Controle van het drijvend vermogen van alternatief 2:

Bij het controleren van het drijvend vermogen van de tunneldoorsnede worden de dubbel gearceerde oppervlakken niet meegeteld.

Tijdens transport moet de tunnel een vrijboord hebben van 10 cm. Het drijvend vermogen van de tunnel is dan:

$$(1.2 * 15.5 + 13.0 * 7.3) * 10 = \underline{1135 \text{ KN/m'}}$$

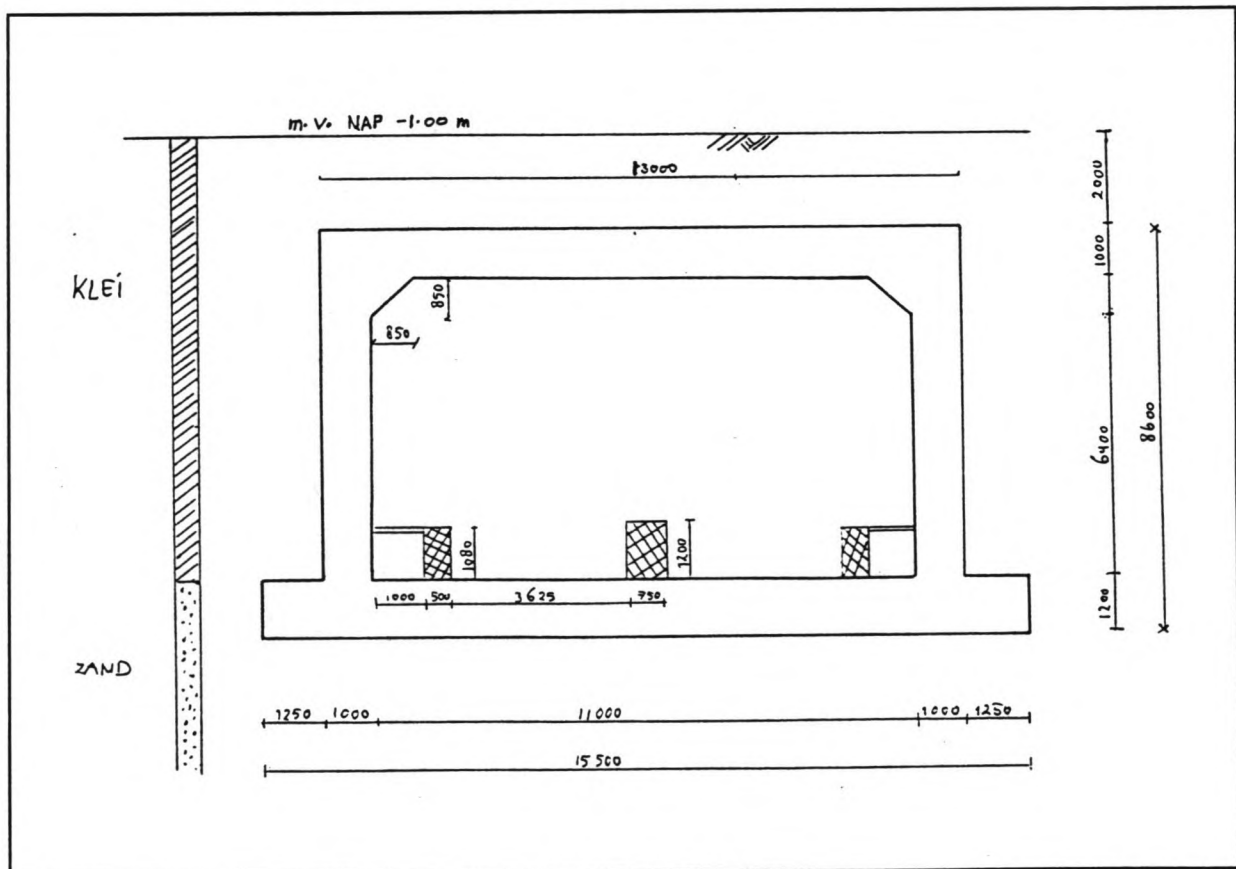
Het gewicht van de tunneldoorsnede tijdens transport bestaat uit twee componenten:

- het gewicht van de betondoorsnede. Deze is gelijk aan:
 $(15.5 * 1.2 + 2 * 1 * 6.4 + 1 * 13.0 + 0.85^2) * 24.6 = \underline{1110 \text{ KN/m'}}$.
- het gewicht van de kopschotten en de afzinkuitrusting. Dit gewicht wordt geschat op 25 KN/m'.

Hiermee komt het totale neerwaartse gewicht op:

$$1110 + 25 = \underline{1135 \text{ KN/m'}}$$

Dit gewicht is gelijk aan het drijvend vermogen van de tunnel. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de tunneldoorsnede voldoende drijvend vermogen bezit.



Alternatief 2

Figuur VI-5

Deze tunneldoorsnede (alternatief 2) wordt in paragraaf VI.2.4 met de tunneldoorsnede in figuur VI-6 (alternatief 3) vergeleken.

VI.2.3.4 Alternatief 3

Bij alternatief 3 steekt de vloer niet buiten de wand van de tunnel uit (zie figuur VI.6). Bij deze doorsnede wordt door middel van het gebruik van ballastbeton gerealiseerd dat de doorsnede zowel voldoende veiligheid tegen opdrijven heeft als voldoende drijvend vermogen bezit.

De controle van de veiligheid tegen opdrijven en het drijvend vermogen van de twee tunnelelementen geschiedt op dezelfde manier als voor alternatief 1.

Opmerkingen:

- Bij de berekening van de veiligheid van de tunnel tegen opdrijven is voor de dubbel gearceerde oppervlakken gerekend met een volumegewicht van 24.2 KN/m^2 . Deze oppervlakken bestaan uit gewapend beton. Deze elementen worden na de zinkoperatie gebouwd en worden daardoor bij het berekenen van het drijvend vermogen van de tunnel niet meegerekend, maar wel bij het berekenen van de veiligheid tegen opdrijven.
- Bij alternatief 3 wordt gebruik gemaakt van ballastbeton. Het ballastbeton kan gestort worden wanneer de tunnel aan de draadeinden hangt om afgezonken te worden. Het gewicht van het ballastbeton komt ongeveer overeen met de kracht die nodig is om voldoende tegenwicht te bieden aan het onderspoelen van de tunnel met zand (zie par. 4.5.5.3 ad 14). Bovendien kunnen de ballasttanks hierdoor kleiner worden.

Controle van de veiligheid tegen opdrijven voor alternatief 3:

De opwaartse waterdruk tegen de bodem van de tunnel is gelijk aan:

$$(12.10 - 0.25) * 10 = \underline{118.5 \text{ KN/m}^2}.$$

De neerwaartse belasting van de doorsnede moet hierdoor gelijk zijn aan:

$$1.1 * 13.4 * 118.5 = \underline{1746 \text{ KN/m}'}.$$

De neerwaartse belasting bestaat uit drie componenten:

- de verticale gronddruk. Deze is gelijk aan:
 $(2 * 13.4) * 16 = 429 \text{ KN/m}'.$
- het gewicht van het constructiebeton. Dit is gelijk aan:
 $((1.3 + 1.0) * 13.4 + 2 * 1.2 * 6.4 + 1.2^2 + 2 * 0.5 * 1.08 + 0.75 * 1.2) * 24.2 = 49.6 * 24.2 = \underline{1200 \text{ KN/m}'}$
- het gewicht van de ballastbeton. Dit is gelijk aan:
 $(11.0 * 0.4 + 2 * 0.4 * 1) * 22.5 = \underline{117 \text{ KN/m}^3}.$

De totale neerwaartse belasting komt hiermee op:

$$429 + 1200 + 117 = \underline{1746 \text{ KN/m}'}$$

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de tunneldoorsnede voldoende veiligheid heeft tegen opdrijven.

Controle van het drijvend vermogen van alternatief 3:

Bij het controleren van het drijvend vermogen van de tunneldoorsnede worden de dubbel gearceerde oppervlakken niet meege-rekend.

Allereerst wordt het drijvend vermogen van de tunnel berekend bij een vrijboord van 10 cm. Dit is gelijk aan:

$$(13.4 * 9.0) * 10 = \underline{1206 \text{ KN/m'}}$$

Het gewicht van de tunneldoorsnede tijdens transport bestaat uit twee componenten:

- het gewicht van de betondoorsnede:

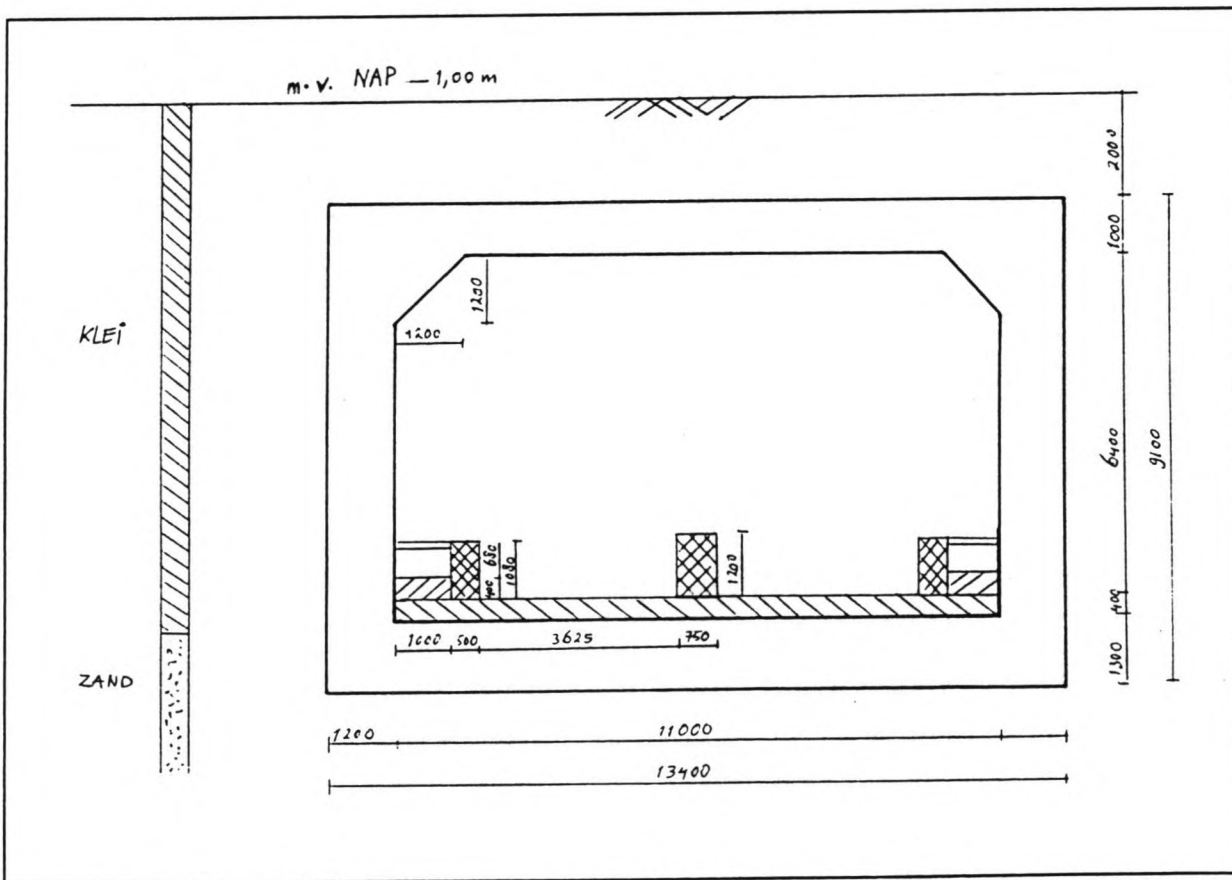
$$((1.3 + 1) * 13.4 + 2 * 1.2 * 6.4 + 1.2^2) * 24.6 =$$

$$\underline{1171 \text{ KN/m'}}$$

- het gewicht van de kopschotten en de afzinkuitrusting. Dit gewicht wordt geschat op 25 KN/m'.

Hiermee komt het totale neerwaartse gewicht op:

$1171 + 25 = \underline{1196 \text{ KN/m'}}$. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de tunneldoorsnede voldoende drijvend vermogen bezit.



Figuur VI-6

Alternatief 3

 BALLAST BETON

Deze tunneldoorsnede (alternatief 3) wordt in paragraaf VI.2.4 met de tunneldoorsnede in figuur VI.5 (alternatief 2) vergeleken.

VI.2.4 Vergelijking tunneldoorsneden

In deze paragraaf worden alternatief 2 (zie figuur VI-5) en alternatief 3 (zie figuur VI-6) met elkaar vergeleken. Deze doorsneden hebben beide een profiel van vrije ruimte zoals in figuur VI-3 staat afgebeeld. De vraag die hierbij speelt is of het nu wel of niet gunstig is om de vloeren buiten de tunnelwanden uit te laten steken. De zinksleuf wordt hierdoor breder, en de hoeveelheid weer aan te vullen grond neemt toe, maar de hoeveelheid benodigde beton in de doorsnede neemt af. In tabel VI-I worden de kosten van alternatief 2 en alternatief 3 met elkaar vergeleken.

De kosten in de tabel zijn uitgerekend voor een meter tunnel.

Doorsnede	Kosten	alternatief 2	alternatief 3	Δfl
Betondoor-snede	fl 500,- (m ³)	47.1 (m ²)	55.8 (m ²)	8.7 * 500 = + fl 4351.-
Bekisting	fl 100,- (m ²)	54.3 (m ²)	54.8 (m ²)	0.5 * 100 = + fl 50,-
Te ontgra-ven grond	fl 30,- (m ³)	204.4 (m ³)	189.2 (m ³)	15.2 * 30 = - fl 456,-
Aan vullen grond	fl 30,- (m ³)	76.9 (m ³)	55.6 (m ³)	21.3 * 30 = - fl 639,-
Onderspoe-len	fl 60,- (m ³)	12.7 (m ³)	11.6 (m ³)	1.1 * 60 = - fl 66,-
Lengte stempels h.o.h.6 m.	fl 1000,- (m)	18.4 (m)	16.3 (m)	2.1 * 1000/6 = - fl 350,-
Onderwa-terbeton	fl 200,- (m ³)	27.4 (m ³)	24.8 (m ³)	2.6 * 200/6 = - fl 87,-
Heipalen	fl 150,- (m)	7.4 (m)	6.7 (m)	0.7 * 150 = - fl 35,-
Extra kosten variant 3 t.o.v variant 2				+ fl 2768,-

Tabel VI-I

Opmerkingen bij de berekening van de kosten:

- Bij de berekening van de bekisting is er van uitgegaan dat de bovenkant van de vloer en het dak niet bekist hoeven te worden;
- De bekisting voor de dubbelgearceerde oppervlakken is niet mee gerekend. Het oppervlak van de bekisting is voor beide alternatieven gelijk;
- De hoeveelheid te ontgraven en de hoeveelheid weer aan te vullen grond is berekend voor de zinksleuf. Hierbij is gere-

kend met een lengte van de tunnelementen van 150 m. Bij deze lengte krijgt de zinksleuf een extra breedte van 1.41 m ten gevolge van de kromming van de tunnel in lengterichting.

- Naast de extra breedte van het bouwdok en de zinksleuf van 1.41 m, krijgt het bouwdok een extra breedte van $2 * 2.5 = 5$ m en de zinksleuf een extra breedte van 1.5 m.
- De lengte van de stempels is de lengte van de stempels voor de zinksleuf.
- De hart op hart afstand van de stempels is 6 m.
- De onderwaterbetonvloer en de trekpalen zijn berekend voor het bouwdok, waarbij er vanuit gegaan is dat het bouwdok 6 keer gebruikt wordt.
- Bij de kosten van de heipalen is gerekend met een lengte van de paal van 12.5 m. Ieder paal neemt $2.2 * 2.8 = 6.2$ vierkante meter dok voor zijn rekening. Ook hier is er vanuit gegaan dat het dok 6 keer gebruikt wordt. De breedte van het dok bij doorsnede 2 is 22.0 m. De paallengte per meter dok komt hiermee op $(22.0 * 12.5) / (6.2 * 6.0) = 7.56$ m. De breedte van het dok bij doorsnede 3 is 20 m.

VI.2.5 Conclusie

Uit tabel VI-I blijkt dat variant 2 per meter tunnel fl 2768,- goedkoper is dan variant 3. De totale kosten van een meter tunnel in deze berekening van variant 2 is fl 42470,-. In de berekening zijn niet alle kosten meegenomen. Omdat het kostenverschil berekend is, en dit verschil 7% bedraagt, kan worden geconcludeerd dat variant 2 de goedkoopste oplossing is.

VI.2.6 Controle van de tunneldoorsnede op sterkte

De sterkte van de tunneldoorsnede wordt gecontroleerd met behulp van het programma PC-Frame. Dit is een programma om vlakke raamwerken mee te berekenen. In figuur VI-7 wordt weergegeven hoe de tunneldoorsnede tot een vlak raamwerk geschematiseerd is en de belastingen die hier op werken. De belastingen zijn berekend bij een waterstand in de zinksleuf van NAP - 0.25 m. Het maaiveld ligt op een niveau van NAP - 1.00 m (zie figuur VI.5). De zinksleuf zal worden aangevuld met klei (zie paragraaf VI.2.2). De klei heeft een volumegewicht van 16 KN/m³ en een λ_a van 0.50.

De belastingen die op de tunneldoorsnede werken zijn als volgt berekend:

- De gelijkmatig verdeelde belasting op het dak van de tunnel bestaat uit drie componenten:
 - 1) de belasting van het water bij de hoogste waterstand in de zinksleuf. Deze is: $(1.00 - 0.25) * 10 = 7.5 \text{ KN/m'}$.
 - 2) de belasting van de twee meter dikke kleilaag. Deze is: $2.0 * 16 = 32.0 \text{ KN/m'}$.
 - 3) het eigen gewicht van het tunneldak. Dit gewicht is: $1.00 * 24.6 = 24.6 \text{ KN/m'}$.De totale belasting wordt daarmee:
 $7.5 + 32.0 + 24.6 = 64.1 \text{ KN/m'}$;

- Bij de schematisatie van de tunnel zijn de hartlijnen van de vloer, wand en dak aangehouden. Hierdoor is het dak aan beide zijden 0.5 m korter geworden. Twee puntlasten zorgen ervoor dat de belasting op deze delen wel in de berekening meegenomen wordt. Het water en de kleilaag hebben samen een gewicht van:
 $0.5 * (0.75 * 10 + 2 * 16) = 19.75 \text{ KN}$

- De verticale gelijkmatig verdeelde belasting op de wanden van de tunnel bestaat uit het eigen gewicht van de wanden van: $1.0 * 24.6 = 24.6 \text{ KN/m'}$

- De horizontale verdeelde belasting op de wanden van de tunnel bestaat uit twee componenten:
 - 1) de hydrostatische waterdruk.
Bovenaan de doorsnede, op een diepte van NAP - 3.50 m, is deze gelijk aan:
 $(3.50 - 0.25) * 10 = 32.5 \text{ KN/m'}$.
Onderaan de doorsnede, op een diepte van NAP - 10.40 m, is deze gelijk aan:
 $(10.40 - 0.25) * 10 = 101.5 \text{ KN/m'}$.
 - 2) de actieve korreldruk. De klei heeft een λ_a van 0.50.
Boven aan de doorsnede is de actieve korreldruk:
 $0.50 * (16 - 10) * (3.5 - 1.00) = 7.5 \text{ KN/m'}$.
Onder aan de doorsnede is de actieve korreldruk gelijk aan:
 $0.50 * (16 - 10) * (10.4 - 1.00) = 28.2 \text{ KN/m'}$.
Boven aan de wand wordt de druk daarmee:
 $32.5 + 7.5 = 40 \text{ KN/m}$.
Onder aan de wand wordt de druk daarmee:
 $101.5 + 28.2 = 129.7 \text{ KN/m'}$;

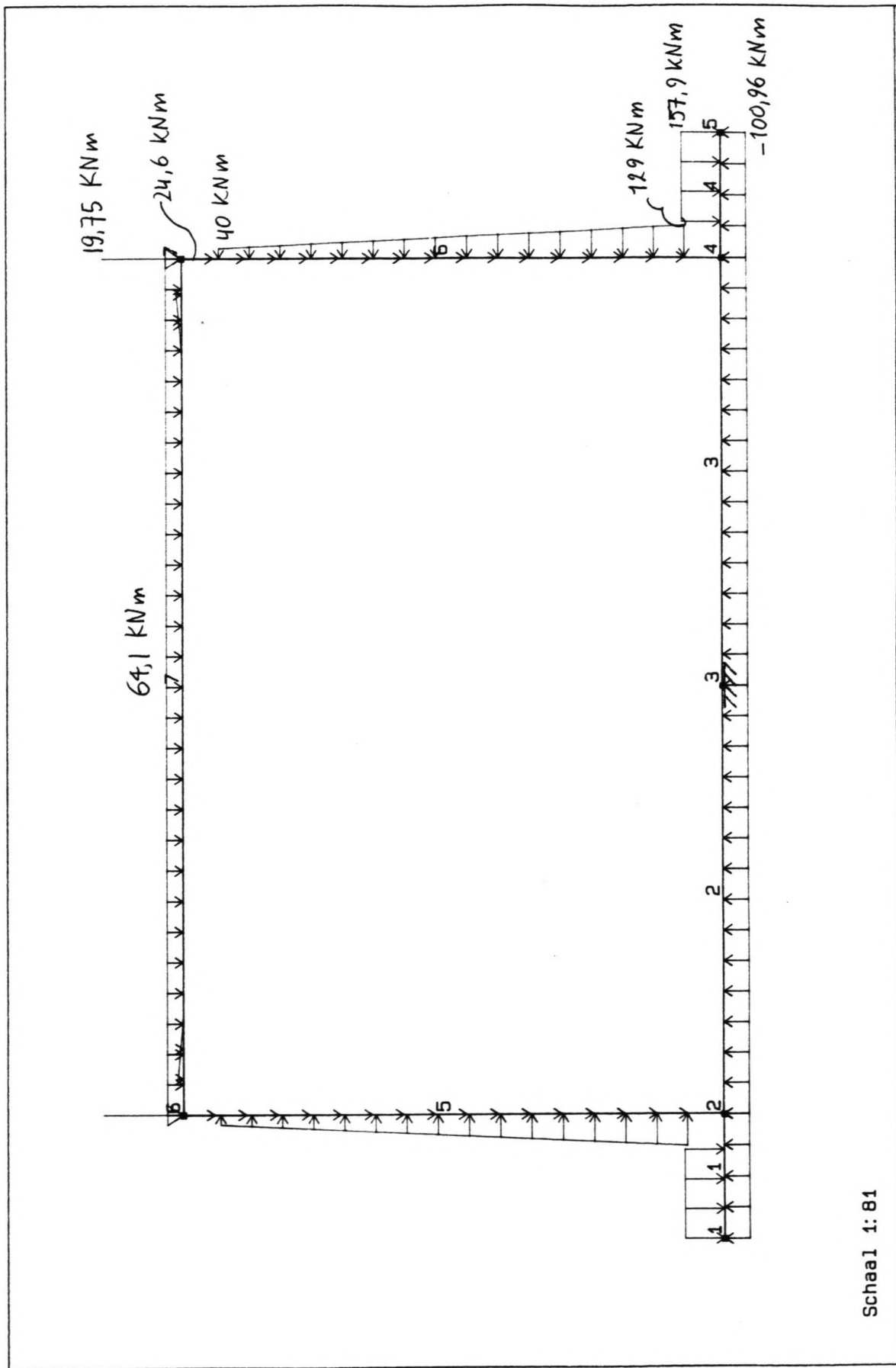
- De verticale belasting op de vloerdelen die buiten de wanden uitsteken. Deze belasting bestaat uit twee componenten:
 - 1) de belasting van het water bij de hoogste waterstand in de zinksleuf. Bij deze waterstand staat een laag van 0.75 m water boven op de kleilaag. Dit gewicht is: $0.75 * 10 = 7.5 \text{ KN/m'}$.
 - 2) uit het volume gewicht van de klei. Dit gewicht is: $(10.4 - 1.00) * 16 = 150.4$
 De totale belasting wordt daarmee:
 $7.5 + 150.4 = 157.9 \text{ KN/m'}$;

- De opwaartse belasting tegen de onderkant van de vloer. Deze bestaat uit drie componenten:
 - 1) de opwaartse waterdruk.
 - 2) het eigen gewicht van de vloer van de betondoorsnede
 - 3) de verticale korreldruk tegen de onderkant van de vloer. Deze druk is geschematiseerd als gelijkmatig verdeelde belasting. In werkelijkheid zal aan de buitenzijde van de tunneldoorsnede de reactiekracht van de grond groter zijn dan in het midden. Omdat de verticale belasting maar een klein percentage van de totale belasting uitmaakt is die schematisatie gegrond. De grote van de kracht van 110.96 KN/m' volgt uit de voorwaarde dat sprake moet zijn van verticaal evenwicht van de doorsnede.

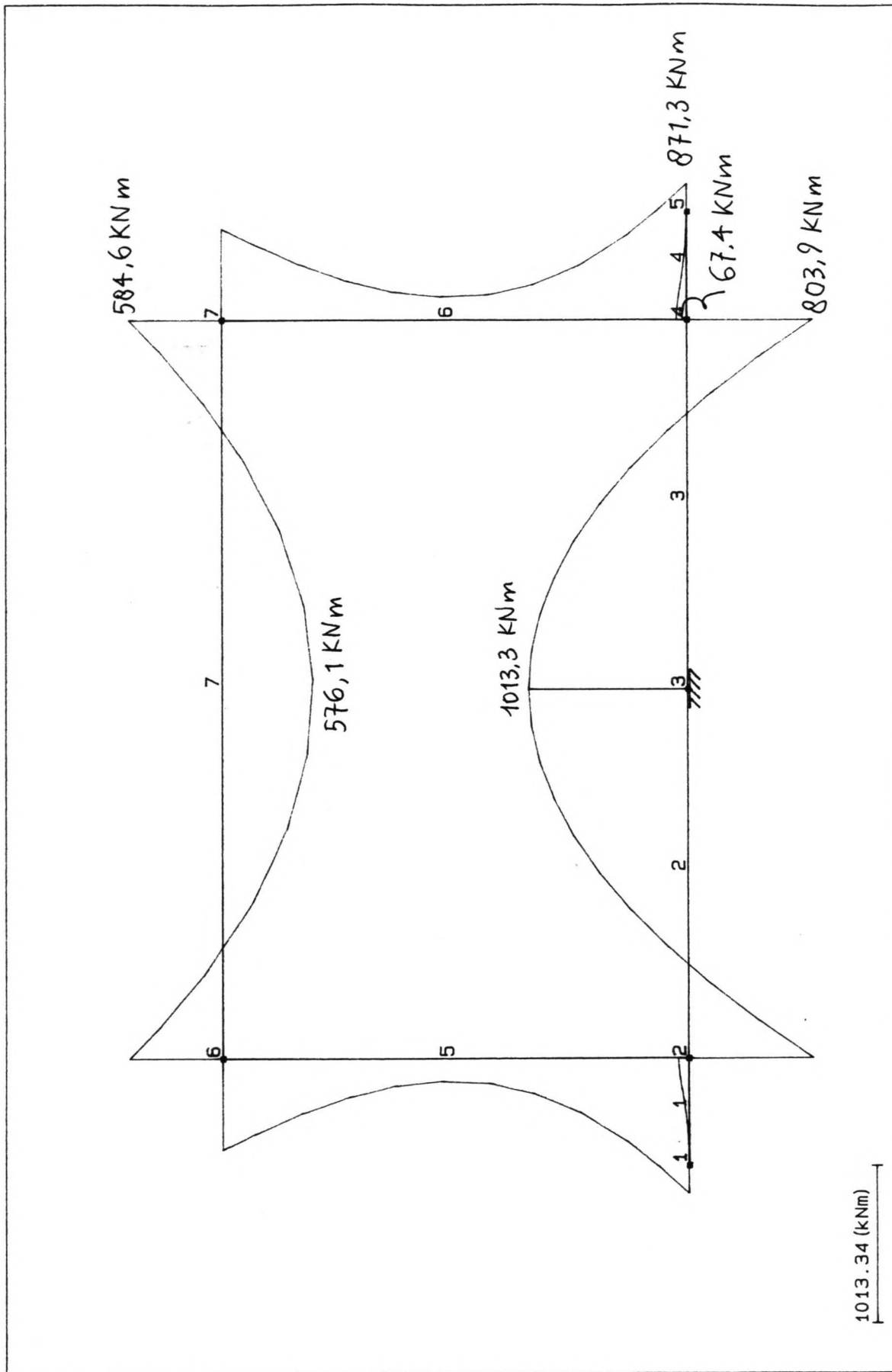
De uit de berekening resulterende momentenlijn en dwarskrachtenlijn zijn opgenomen in figuur VI-8 en figuur VI-9. In tabel VI-2 wordt gecontroleerd of de doorsnede aan de sterkte-eisen ten aanzien van de momenten kan voldoen. In tabel VI-3 is hetzelfde gedaan voor de dwarskrachten.

Opmerkingen:

- De geschematiseerde tunneldoorsnede wordt gevormd door de hartlijnen van de tunneldoorsnede;
- De tunneldoorsnede is bij knooppunt 3 ingeklemd. Dit is om programmatische redenen gedaan. In werkelijkheid is deze inklemming niet aanwezig. Controle achteraf geeft aan dat alle oplegkrachten gelijk zijn aan nul;
- Bij de berekening van de belastingen die op de doorsnede werken is van de randvoorwaarden en uitgangspunten zoals die genoemd zijn in paragraaf VI.2.2 uitgegaan.
- Het maatgevende belastinggeval is die waarbij in de tunnel geen treinen rijden en het ballastbed nog niet aanwezig is.



Schaal 1: 81



Figuur VI-8

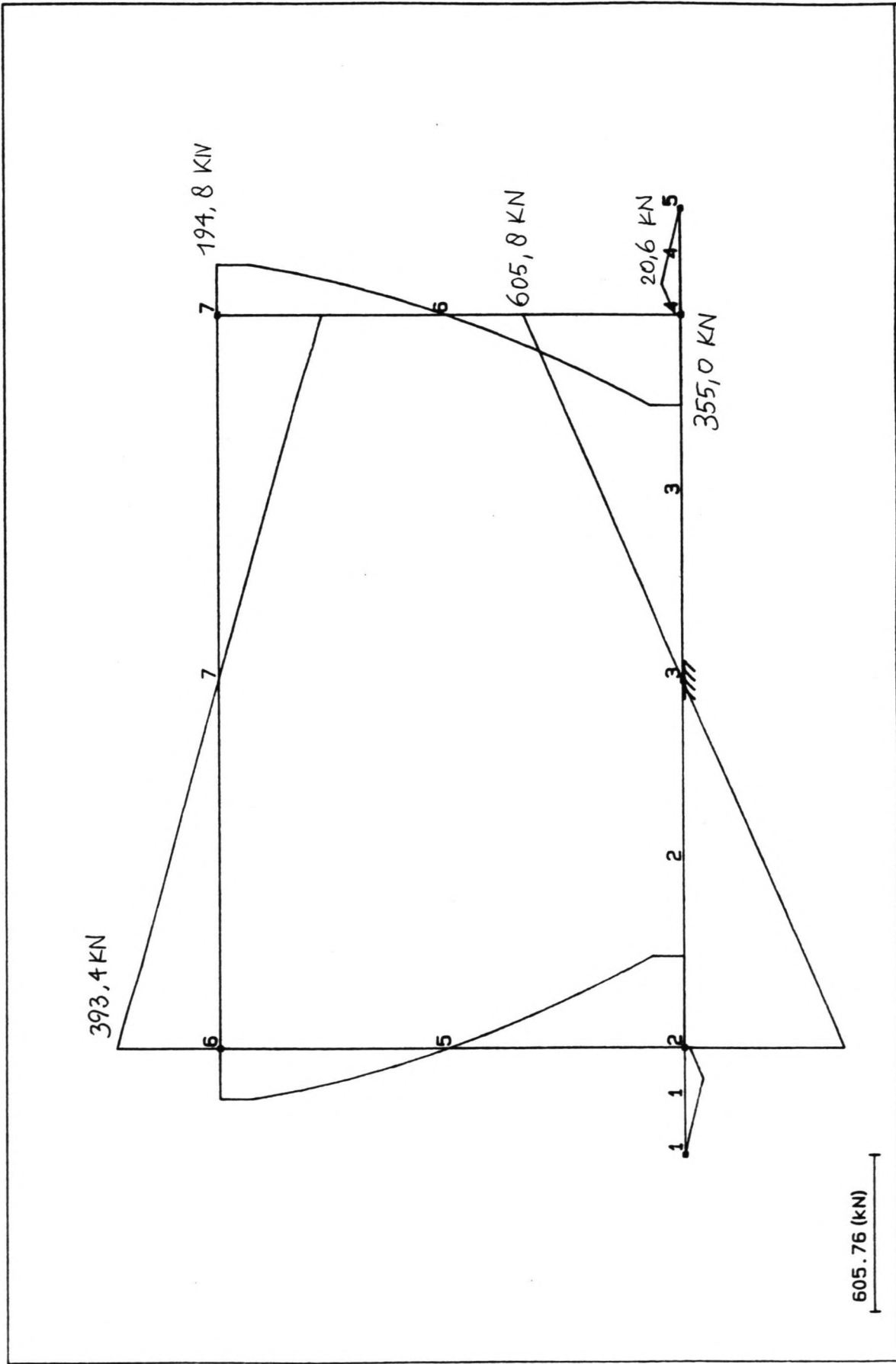
Datum : 19/8/1993

TU-Delft, Civiele Techniek

MOMENT belastinggeval 1

Onderdeel: Westelijke landgedeelte

Project: Sophiatown



Figuur VI-9

Datum : 19/8/1993

TU-Delft, Civiele Techniek

DWARSKRACHT belastinggeval 1

Onderdeel: Westelijke landgedeelte

Project: Sophiatrace

Controle van de maximum momenten

Als eerste wordt berekend welke wapeningspercentages nodig zijn voor de opname van de maximum momenten zoals die te zien zijn in figuur VI-7. Dit wordt gedaan in tabel VI-2.

De wapeningspercentages worden berekend voor een betonkwaliteit B25 en een staalkwaliteit FEB500. Het maximum wapeningspercentage dat hierbij toegepast mag worden is 1.2%.

De wapeningspercentages worden berekend aan de hand van de volgende formule:

$$A_{s, req} = \frac{M_d}{0.85 * d * f_{sd}}$$

Hierin is:

- $A_{s, req}$ is het oppervlak van de benodigde wapening;
- $M_d = 1.35 * \text{Maximum optredend moment}$;
In deze situatie is het belastinggeval waarbij enkel gerekend wordt met 1.35 maal de rustende belasting maatgevend;
- $0.85 d$ is de inwendige hefboomsarm;
- d is de nuttige hoogte;
- $f_{sd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ N/mm}^2$.

Het wapenings percentage is dan:

$$w_d = \frac{A_{s, req}}{d * 1000}$$

Staaft nr.	Dikte drsn. (mm)	Hoogte d (mm)	Maximum optredend moment (KNm/m')	Benodigde wapeningspercentage (%)
2 en 3	1200	1125	1013.3	0.29
2 en 3	1200	1125	803.9	0.23
5 en 6	1000	925	871.3	0.34
7	1000	925	576.1	0.23
7	1000	925	584.6	0.23

Tabel VI-2

Opmerking:

In het definitieve ontwerp van de betondoorsnede zal met een kleiner wapeningspercentage volstaan kunnen worden. In de tabel zijn de momenten in de knopen opgenomen. In het definitieve ontwerp wordt, mede afhankelijk van de afschuining in de linker en rechter bovenhoek met een kleiner moment gerekend.

Controle van de dwarskrachten

De controle van de dwarskrachten geschiedt aan de hand van de formule van Rafla:

$$V_{cu,d} = 0.60 \alpha_u \cdot d^{-0.25} \cdot \sqrt{[f_{cck} + 5]} \cdot \sqrt[3]{[\omega_d \cdot 10^2]} \cdot bd$$

Hierin is:

- $V_{cu,d}$: dwarskracht die door de doorsnede opgenomen kan worden;
- α_u : functie van de hoogte d en lengte l van de balk;
- ω_d : het wapeningspercentage dat nodig is om de dwarskracht op te nemen.

De maximum dwarskrachten treden op in het dak en in de vloer. In tabel VI-3 wordt berekend wat het wapeningspercentage moet zijn om de dwarskrachten op te kunnen nemen. Hierbij is het belastinggeval waarbij met 1.35 maal de rustende belasting moet worden gerekend maatgevend. De waarde van de dwarskracht in tabel VI-3 moet daarom in de berekening met 1.35 worden vermenigvuldigd. In de tabel wordt niet gerekend met de dwarskrachten die in de knooppunten optreden, maar met de dwarskrachten op de overgang tussen de vloer of dak met de wand.

Staaft nr.	Dikte drsn (mm)	Dwarskracht (KN)	Hoogte d (mm)	Lengte (mm)	α_u	f_{cck} (N/mm ²)	ω_d (%)
2 en 3	1200	555.3	1125	11000	1.34	25	0.66
5 en 6	1000	355.0	925	6400	1.57	25	0.17
7	1000	360.6	925	11000	1.27	25	0.34

Tabel VI-3

Uit de waarden van de wapeningspercentages die nodig zijn om de dwarskrachten op te kunnen nemen kan geconcludeerd worden dat in de staven 2, 3 en 7 ter plaatse van de knooppunten dwarskrachtwapening moet worden toegepast. In deze staven is deze wapening maatgevend. Hier moet naast de wapening die nodig is voor de opname van de maximum momenten extra dwarskrachtwapening worden toegepast. In de staven 2,3 en 7 is ter plaatse van het maximum optredend veldmoment de dwarskracht gelijk aan nul. Hier is de wapening voor de opname van de momenten maatgevend.

Scheurwijdte controle

Van de tunneldoorsnede moet, ter plaatse van de hierbovenge-
noemde maatgevende wapening, de scheurwijdte gecontroleerd
worden.

De scheurwijdte controle vindt plaats volgens NEN 6720 artikel
8.7.2 [VI.4]. Dit artikel geeft aan wat de maximale diameter
van de wapeningsstaven of de maximaal toelaatbare afstand
tussen de staven mag zijn. Van deze twee waarden mag de gun-
stigste gekozen worden. Wanneer in de gebruikstoestand de
spanning in het wapeningsstaal bekend is kunnen de maximale
staafdikte en de maximale afstand tussen de staven uit een
tabel (in artikel 8.7.2) worden afgelezen.

Vanwege de aanwezigheid van zwerfstromen is sprake van een
agressief milieu en mag een maximale scheurwijdte van 2 mm
worden toegelaten.

In de volgende tabel worden, voor de verschillende onderdelen
van de tunnel, de maximaal toelaatbare staafdikte en de
maximaal toelaatbare afstand tussen de wapeningsstaven bere-
kend.

StAAF nr.	Toegepaste wapenings- percentage	Spanning in de wapening (N/mm ²)	Maximale dikte staven (mm)	Maximale staafafstand (mm)
2 + 3	0.29 %	322	7	25
2 + 3	0.66 %	142	18	220
5 + 6	0.34 %	322	7	25
7	0.23 %	322	7	25
7	0.34 %	218	12	105

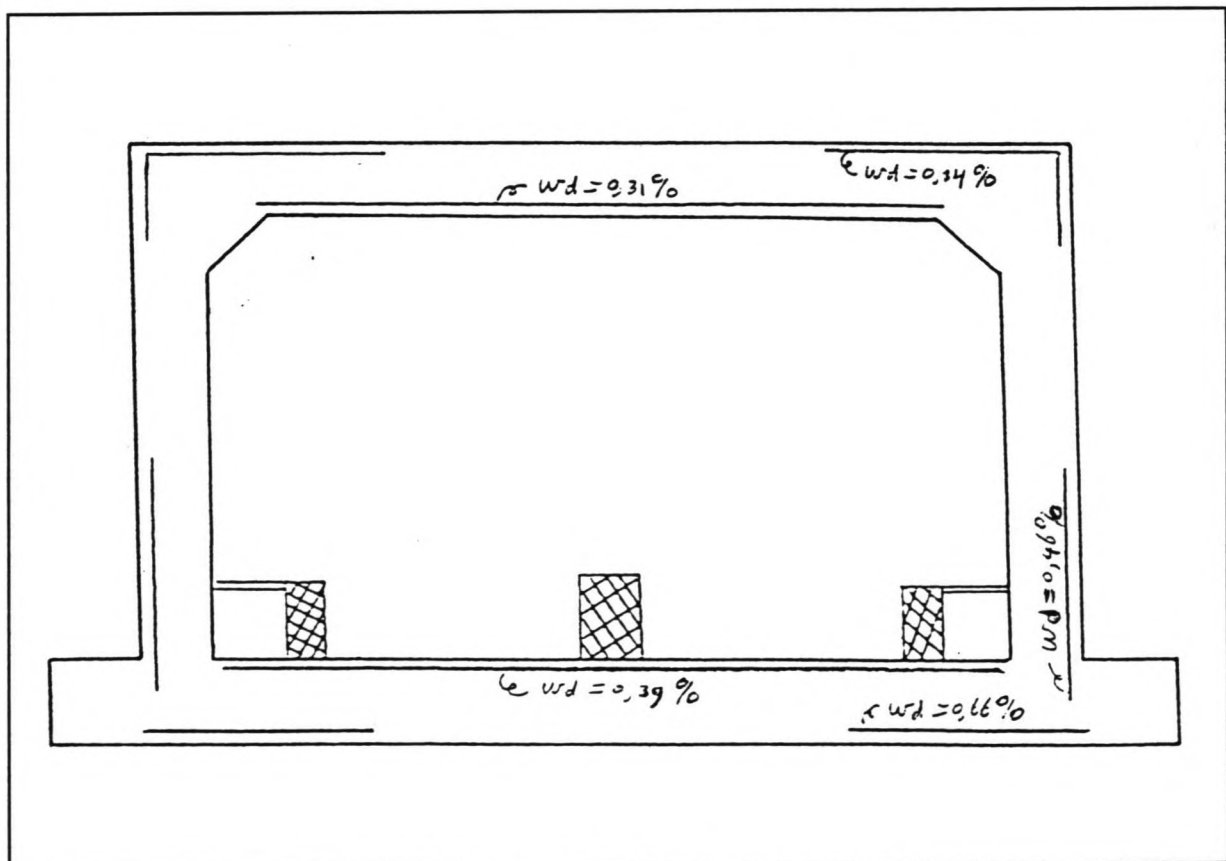
Uit de tabel komt het volgende naar voren:

- In de staven 2 en 3 moet ter plaatse van het maximum veldmo-
ment extra wapening worden toegepast om aan de eisen ten
aanzien van de scheurwijdte te kunnen voldoen. Door de
spanning in de wapening te verlagen tot 240 N/mm² mogen de
staven een hart op hart afstand van 80 mm hebben. Het
wapeningspercentage moet hier verhoogd worden tot:
 $(322 / 240) * 0.29 = 0.39 \%$.
In de praktijk zal het wapeningspercentage waarschijnlijk
verder verhoogd worden zodat een grotere hart op hart af-
stand tussen de wapeningsstaven mogelijk is.
- in de staven 2 en 3 kan ter plaatse van de knooppunten aan
de eisen ten aanzien van de scheurwijdte worden voldaan. In
deze staven moet dan wapeningsstaven met een doorsnede van
35 mm en een hart op hart afstand van 130 mm worden toege-
past.
- In de staven 5 en 6 moet ter plaatse van de knooppunten het
wapeningspercentage verhoogd worden om aan de eisen ten aan-
zien van de scheurwijdte te voldoen.

Het wapeningspercentage moet dan verhoogd worden tot:
tot $(322 / 240) * 0.34 = 0.46 \%$.

- In staaf 7 moet ter plaatse van het maximum optredend veldmoment de het wapeningspercentage verhoogd worden tot:
 $(322 / 240) * 0.23 = 0.31 \%$.
- Door in staaf 7, ter plaatse van de knooppunten tussen de wapeningsstaven een kleinere hart op hart afstand dan 105 mm toe te passen wordt aan de eisen ten aanzien van de scheurwijdte voldaan. Hier kunnen bijvoorbeeld wapeningsstaven met een diameter van 20 mm en een hart op hart afstand van 100mm worden toegepast.

In onderstaande figuur is globaal de ligging van de wapening en de hierbij horende wapeningspercentages weergegeven. Uit de benodigde hoeveelheid wapening kan geconcludeerd worden dat de doorsnede in staat is de hierop werkende belastingen op te nemen.



Ligging van de wapening in de doorsnede

VI.3 Bepaling doorsnede zinksleuf

VI.3.1 Inleiding

Als eerste zijn in paragraaf VI.3.2 de afmetingen van de zinksleuf vastgesteld. Daarna is in paragraaf VI.3.3 de lengte en de benodigde sterkte van de damwanden bepaald. De doorsnede van de zinksleuf wordt weergegeven in figuur VI-10. Bij de bepaling van de zinksleuf is uitgegaan van de tunneldoorsnede uit figuur VI.5 en van een lengte van de tunnelementen van 150 m.

VI.3.2 Afmetingen doorsnede

Langs de zinksleuf wordt een zandlichaam met een hoogte van 1.00 m aangelegd (zie figuur VI-10). Dit is vanwege de volgende

de drie redenen:

- Op de slappe kleilaag kunnen geen zware voertuigen rijden;
- Het hoogste waterniveau binnen de damwanden is NAP - 0.25 m. Het zandlichaam moet boven dit waterniveau uitkomen;
- De damwanden en de stempels moeten niet te ver boven de grond uitsteken.

Hoogte hartlijn stempel:

De hoogte van de hartlijn van de stempel wordt bepaald door:

- stempeldoorsnede 80cm;
- tunneldak tijdens transport 10 cm boven waterspiegel;
- tussen tunneldak en stempels 30 cm (borders);
- hoogste waterstand in de zinksleuf van NAP - 0.25 m.

De hartlijn van de stempel komt hiermee op een niveau van:

$$-0.25 + 0.30 + 0.10 + \frac{1}{2} * 0.80 = \underline{\text{NAP} + 0.55 \text{ m.}}$$

Ontgravingsdiepte

De ontgravingsdiepte wordt bepaald door:

- niveau maaiveld van NAP - 1.00 m;
- dekking op het dak van de tunnel van 2.00 m;
- hoogte tunnelement van 8.60 m;
- een extra diepte voor het onderspoelen van de tunnel met zand en vanwege de onregelmatigheid van de bodem na ontgraven van 0.50 m.

Hiermee wordt de ontgravingsdiepte:

$$- 1.00 - 2.00 - 8.60 - 0.50 = \underline{\text{NAP} - 12.10 \text{ m.}}$$

Breedte zinksleuf

De breedte van de zinksleuf wordt bepaald door:

- breedte tunnelelement van 15.5 m;
- extra breedte van de zinksleuf t.g.v de kromming van de tunnel in lengterichting van 1.41 m;
- extra breedte van de zinksleuf nodig voor het verslepen van de tunnelementen van 1.50 m.

Hiermee wordt de breedte van de zinksleuf:

$15.5 + 1.41 + 1.50 = 18.41$ m. Afgerond wordt dit 18.40 m.

VI.3.3 Berekening damwanden

Er zijn slechts een beperkte hoeveelheid grondgegevens beschikbaar (zie bijlage III). Om toch een damwandberekening te kunnen maken is, mede aan de hand van de diepte waarop de verschillende lagen voorkomen, tabel VI-4 met grondgegevens van de verschillende lagen uit figuur VI-10 opgesteld.

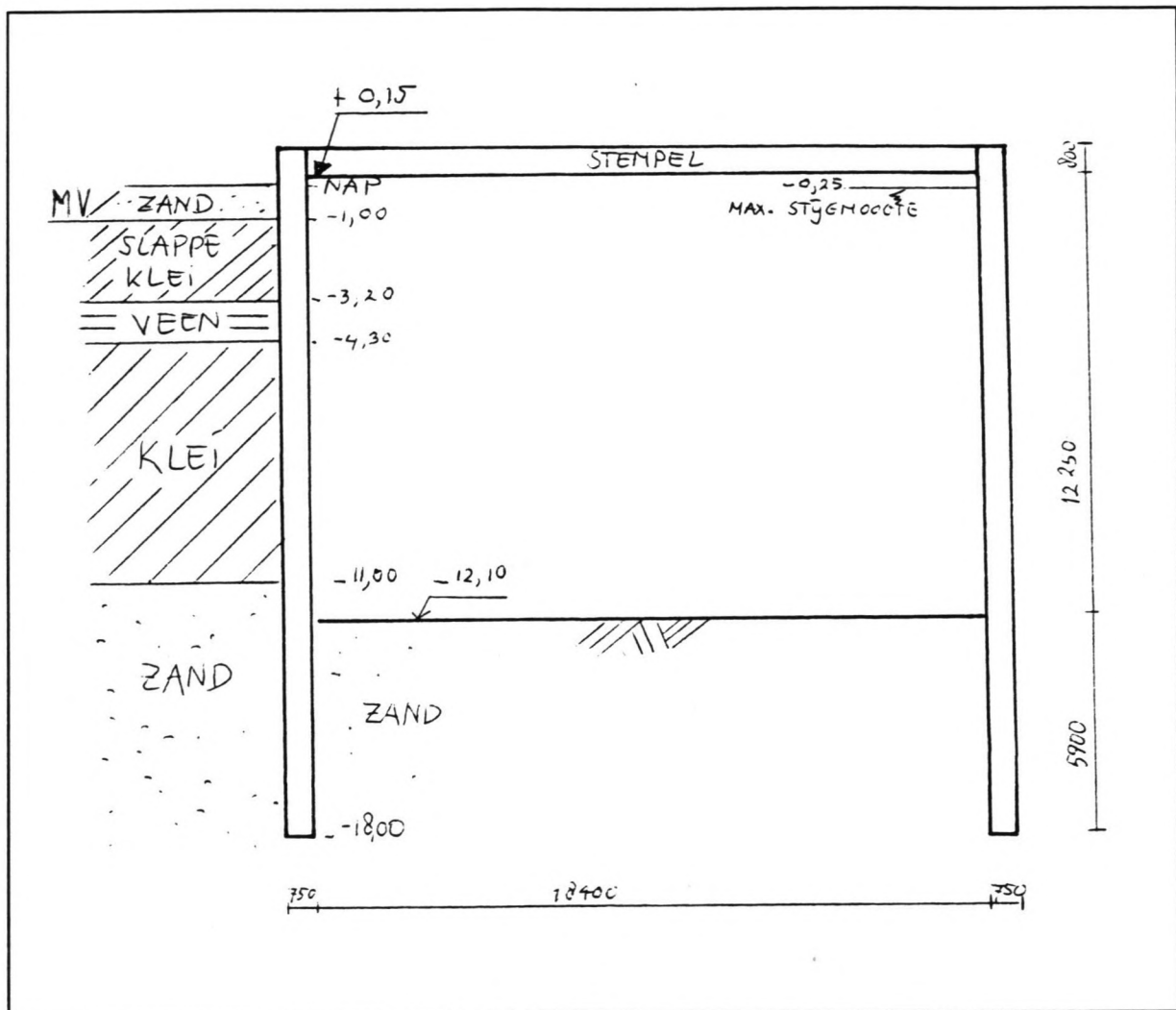
Laag	grondsoort	λ_a	λ_p	ϕ	C KN/m ²	γ_d KN/m ³	γ_n KN/m ³
1	zand	0.33	3	30°	0	18	20
2	klei	0.51	1.86	17.5°	5	16	16
3	veen	0.59	1.70	15°	2.5	11	11
4	klei	0.49	2.04	20°	5	17	17
5	zand	0.33	3	30°	0	18	20

Tabel VI-4

Met het programma Sheet Pile Wall (SPW) is de benodigde sterkte en de inheidiepte van de damwanden bepaald. Deze diepte is vastgesteld bij het meest ongunstige verschil van de waterstand buiten en binnen de damwanden, van 0.25 m (zie bijlage III). Dit is bij een waterniveau buiten de damwanden van NAP - 1.25 m en binnen de damwanden van - 1.50 m. Om de inheidiepte te bepalen is als eerste de minimale inheidiepte berekend. Dit is de diepte waarbij de grond in de zinksleuf nog net voldoende passieve gronddruk kan ontwikkelen, zodat de damwand niet bezwijkt op afschuiven. Deze diepte is 4.89 m. Om er zeker van te zijn dat de onderkant van de damwand voldoende passieve gronddruk kan ontwikkelen wordt deze inheidiepte met 20 % vergroot. De totale inheidiepte komt hiermee op $1.2 * 4.89 = 5.96$ m. De onderkant van de damwanden komt daarmee op $12.10 + 5.96 = \text{NAP} - 18.06$ m. Afgerond wordt dit NAP - 18.0 m. Doordat de damwand verder ingeheid wordt dan de minimale inheidiepte, wordt de onderkant van de damwand gedeeltelijk ingeklemd. Hierdoor wordt het veldmoment in de damwanden kleiner. Het maximum moment in de damwanden bij deze inheidiepte is 848.0 KNm. Bij dit moment zou een Larssen 420 profiel toegepast kunnen worden. Dit profiel heeft een hoogte van 750 mm.

Opmerking: Bij de damwandberekening is geen wandwrijving meegenomen. Wanneer dit wel gedaan wordt is het waarschijnlijk mogelijk een lichter damwandprofiel toe te passen.

Met de afmetingen uit paragraaf VI.3.2 en de berekende lengte en sterkte van de damwanden ligt de doorsnede van de zinksleuf vast. De doorsnede is afgebeeld in figuur VI-10.



Doorsnede zinksleuf

Figuur VI-10

VI.4 Bepaling doorsnede bouwdok

VI.4.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de doorsnede van het bouwdok vastgesteld. In paragraaf VI.4.2 worden de onderwaterbetonvloer en het palenstramien berekend. Daarna wordt in paragraaf VI.4.3 de bijbehorende lengte van de palen bepaald. In paragraaf VI.4.4 worden de resultaten van de damwandberekening gepresenteerd. In paragraaf VI.4.5 is de doorsnede van het bouwdok weergegeven.

VI.4.2 Berekening dokvloer en palenstramien

Als eerste is de diepteligging van de dokvloer (zie figuur VI.13) vastgesteld. Deze hangt af van de volgende twee factoren:

- de dikte van de vloer van het in situ gebouwde gedeelte van 800 mm (zie figuur VI.14);
- de diepteligging van het afgezonken gedeelte, die de diepteligging van de sporen bepaald. Bij het afgezonken gedeelte ligt de onderkant van het ballastbed op NAP - 10.40 m.

Hiermee komt de bovenkant van de vloer van het bouwdok op een diepte van $-10.40 - 0.80 = \underline{\text{NAP } -11.20 \text{ m}}$ te liggen.

De dikte van de onderwaterbetonvloer is 1.25 m. Hiermee ligt de onderkant van de onderwaterbetonvloer op NAP - 12.45 m.

Vervolgens wordt de waterdruk die door de onderwaterbetonvloer en de trekpalen opgenomen moet worden berekend. Bij een maximale stijghoogte van de waterstand in de pleistocene zandlaag van NAP - 0.25 m staat op de onderkant van de vloer een waterdruk van $(12.45 - 0.25) * 10 = 122 \text{ KN/m}^2$.

Het gewicht van de onderwaterbetonvloer is:

$$1.25 * 22 = 27.5 \text{ KN/m}^2.$$

Het tekort aan neerwaarts gewicht is:

$$122 - 27.5 = 94.5 \text{ KN/m}^2. \text{ Bij aannahme van een veiligheidsfactor van 1.1 wordt dit tekort } 1.1 * 94.5 = \underline{104.4 \text{ KN/m}^2}.$$

De h.o.h. afstand van de palen wordt naast de trekkracht in de paal bepaald door drie criteria:

- De sterkte van de onderwaterbetonvloer;
- Er moet voldoende kleef langs de paalschacht zijn. Dit is het zogenaamde schuifcriterium;
- Iedere paal moet voldoende grondgewicht kunnen mobiliseren om de trekkracht te kunnen leveren. Dit heet het kluitcriterium.

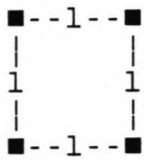
Door de aanwezigheid van de pleistocene zandlaag en de grote dikte hiervan, zal het leveren van voldoende kleef en voldoende grondgewicht geen probleem zijn. Daarom wordt in deze paragraaf eerst de sterkte van de onderwaterbetonvloer berekend. Deze berekening bestaat uit drie fasen:

- 1) Als eerste wordt bekeken wat de maximale hart op hart afstand van de palen kan zijn aan de hand van de optredende momenten in de vloer.

- 2) Aan de hand van de uitkomst van fase 1 wordt het palenstramien gekozen.
- 3) Als laatste wordt bij het gekozen palenstramien de verbinding tussen de vloer en de palen gecontroleerd op pons.
- Na de controle van de onderwaterbetonvloer op sterkte wordt, in paragraaf VI.4.3, aan de hand van het schuifcriterium en het kluitcriterium de benodigde lengte van de palen bepaald.

1) Bepaling maximale hart op hart afstand van de palen aan de hand van de optredende momenten in de vloer:

Stel de h.o.h. afstand van de palen in beide richtingen is l .



- Het maximum veldmoment in de onderwaterbetonvloer ten gevolge van de waterdruk is:

$$M_w = \frac{1}{10} q l^2 * l = \frac{1}{10} q l^3 = 10.44 * l^3 \text{ KNm}$$

- Het maximum buigend moment dat de onderwaterbetonvloer op kan nemen is:

$$M_r = W * f_{ctf}$$

Hiervoor geldt:

- de gebruikte betonsterkte is B15;
- de dikte van de onderwaterbetonvloer is 1.25 m.
- de dikte waar ten gevolge van de onregelmatigheden van de vloer mee gerekend mag worden is 1.00 m;
- bij een dikte van 1.00 m is $f_{ctf} = 1 * f_{ctm}$;
- bij B15 is $f_{ctm} = 2.5 \text{ N/mm}^2 = 2.5 * 10^3 \text{ KN/m}^2$;
- wanneer beton op trek wordt belast is, bij een veiligheidsfactor $\gamma_m = 1.7$, de rekenwaarde voor de treksterkte $f_{ctm} = 2.5 * 10^3 / 1.7 = 1.47 \text{ KN/m}^2$
- $W = 1/6 b h^2$. Hierin is $b = 1$ en $h = 1.00$.
Daarmee is $W = 1/6 * 1 * 1.00^2 = 1/6$.

Hiermee wordt M_r :

$$M_r = \frac{1}{6} l * f_{ctm} = \frac{1}{6} l * 1.47 * 10^3 = 245.01 \text{ [KNm]}$$

Er moet gelden: $M_w = M_r$

Ingevuld geeft dit: $10.44 l^3 = 245.01$

En $l = 4.84 \text{ m}$.

Dus bij een palenstramien met een h.o.h. afstand kleiner dan 4.84 m heeft de ongewapende onderwaterbetonvloer voldoende sterkte.

2) Bepaling palenstramien

Wanneer een hart op hart afstand tussen de palen van 4.84 m gekozen wordt, moeten de trekpalen een treksterkte hebben van meer dan 2000 KN. Dit is geen reële optie. Daarom moet een kleinere hart op hart afstand van de palen gekozen worden. Gekozen is voor het toepassen van een Vibro trekpaal met een treksterkte van 800 KN. Bij deze paal wordt een stalen mantelbuis met een inwendige diameter van 500 mm ingeheid. In deze buis komt een prefab voorgespannen betonnen paal van 35 * 35 cm. Nadat de overgebleven ruimte in de paal gevuld is met mortel wordt de stalen buis heidend getrokken.

Elke paal met een treksterkte van 800 KN en een diameter van 800 mm kan een opwaartse druk van 104.4 KN/m² opnemen op een vloeroppervlak ter grootte van:
 $800/104.4 = 7.7 \text{ m}^2$.

Vanwege de breedte van het bouwdok van 22 m (zie figuur VI-13) is gekozen voor een h.o.h. afstand van de palen in de breedte van 2.20 m, en in de lengte van 3.50 m. Op één rij staan 10 palen. De eerste en laatste paal staan 1.10 m binnen de zijkant van de vloer.

3) Bij het gekozen palenstramien wordt de verbinding tussen de vloer en de palen gecontroleerd op pons.

De onderwaterbetonvloer brengt de belasting over op de trekpalen. Of dit zonder meer mogelijk is wordt in de volgende berekening gecontroleerd.

De trekkracht die door de onderwaterbetonvloer op de omtrek van de paal overgebracht moet worden is:

$$1.5 * 104.4 * (2.2 * 3.5 - \pi/4 * (0.5)^2) = 1175 \text{ KN.}$$

Het oppervlak waarlangs de schuifkracht moet kunnen worden opgenomen bestaat uit de omtrek van de prefab voorgespannen betonnen paal van 35 * 35 cm, vermenigvuldigd met de hoogte waarover de schuifkracht werkt. Deze is gelijk aan de dikte van de onderwaterbetonvloer. Het oppervlak is:
 $4 * 0.35 * 1.25 = 1.75 \text{ m}^2$.

Het beton moet nu een afschuifsterkte hebben van:

$$\tau_d = \frac{1175}{1.75} = 671 \text{ KN/m}^2 < \tau_1$$

Hierin is voor B15: $\tau_1 = 0.5 f_b = 0.5 * 1500 = 750 \text{ KN/m}^2$.
Dus het beton kan de schuifkracht dus overbrengen.

VI.4.3 Berekening paallengte

Nu het palenstramien en de trekkracht die de paal op moet kunnen nemen bekend is moet vervolgens de inheidiepte van de palen berekend worden.

Deze inheidiepte wordt door twee criteria bepaald:

- Er moet voldoende kleef langs de paalschacht zijn. Dit is het zogenaamde schuifcriterium;
- Iedere paal moet voldoende grondgewicht kunnen mobiliseren om de trekkracht te kunnen leveren, het kluitcriterium.

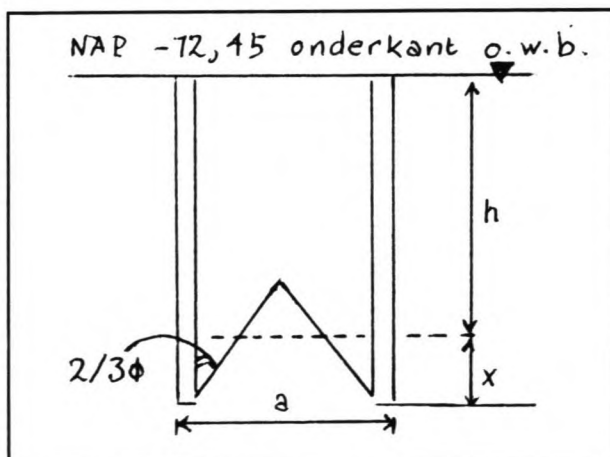
Omdat het kluitcriterium in de meeste gevallen maatgevend blijkt te zijn wordt eerst aan de hand van dit criterium de paallengte bepaald, en daarna wordt de paal op het schuifcriterium gecontroleerd.

Berekening paallengte aan de hand van het kluitcriterium

Bij het berekenen van het benodigde kluitgewicht wordt uitgegaan van een veiligheid $\gamma = 1.2$ op de optredende waterdruk op de onderwaterbetonvloer. Hieruit volgt dat het kluitgewicht moet zijn: $1.2 * 94.5 = 113.4 \text{ KN/m}^2$.

- Hier mag het aandeel van de paal van af getrokken worden. Het effectieve paalgewicht onderwater ($\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$) is: $\pi/4 d^2 * 14 = \pi/4 (0.50)^2 * 14 = 2.75 \text{ KN/m}'$.
- Het effectieve volumegewicht van zand onderwater is 10 KN/m^2
- De onderzijde van de kluit die door de trekpalen gemobiliseerd wordt bestaat uit een groot aantal aan elkaar aansluitende kegels. De afstand van de onderkant van de paal tot aan het zwaartepunt van de paal bepaald het effectieve kluitgewicht. De extra lengte x (zie figuur VI-11) van de palen t.o.v.van de hoogte van de kluit is:

$$x = \frac{a}{3 \tan(2/3\phi)} = 3.11 \text{ m}$$



Figuur VI-11

Hierin is:

$$\phi = 30^\circ \text{ en } a = (2.2 + 3.5)/2$$

Dus het kluitgewicht moet zijn: $1.2 * 94.5 = 113.4 \text{ KN/m}^2$.

Het gewicht van de kluit per meter hoogte wordt bepaald door het gewicht van de palen en van de grond. Dit gewicht is: $(7.50 * 10 + 2.75) / (2.2 * 3.5) = 10.1 \text{ KN/m}^2$.

De extra lengte van de paal van 3.11 m heeft een gewicht van:
 $(3.11 * 2.75) / (2.2 * 3.5) = 1.11 \text{ KN/m}^2$.
 Hiermee wordt de hoogte van de kluit:
 $(113.4 - 1.11) / 10.1 = 11.12 \text{ m}$

De lengte van de palen komt daarmee op $11.12 + 3.11 = 14.23 \text{ m}$.
 De onderkant van de onderwaterbetonvloer ligt op NAP - 12.45m.
 Hiermee komt de paalpunt op een diepte van NAP 26.68 m. Afgerond wordt dit NAP - 26.50 m.

Controle van de palen op het schuifcriterium

Als laatste wordt gecontroleerd of de palen voldoen aan het schuifcriterium.

Het ontgraven van de grond in het bouwdok heeft tot gevolg dat de spanning in de grond onder het dok veranderd. De conusweerstand, die van belang is voor het berekenen van de kleef langs de paal, neemt door het ontgraven af. De conusweerstand is daarom gereduceerd volgens de methode van Begemann (zie figuur VI-12). De conusweerstand na ontgraven wordt gevonden uit de volgende formule:

$$\frac{\text{Wrijving}}{\text{conusweerstand}} = \frac{W}{C_w} = 1\%$$

Hierin is: q_{c1} = conusweerstand voor ontgraven
 q_{c2} = conusweerstand na ontgraven
 $\sigma_{kv,1}$ = voor ontgraven
 $\sigma_{kv,2}$ = na ontgraven

Voor de pleistocene zandlaag geldt:

$$q_{c2} = q_{c1} * \frac{\sigma_{kv,2}}{\sigma_{kv,1}}$$

De omtrek van de paal is $\pi * D = \pi * 0.5 = 1.57 \text{ m}$.

De kleef op de paal is nu:

Van NAP 12.45 - 16.00: $q_{gem} = 2.3 \text{ N/mm}^2$
 Van NAP 16.00 - 18.80: $q_{gem} = 6.8 \text{ N/mm}^2$
 Van NAP 18.80 - 20.40: $q_{gem} = 9.9 \text{ N/mm}^2$
 Van NAP 20.40 - 26.50: $q_{gem} = 12.0 \text{ N/mm}^2$

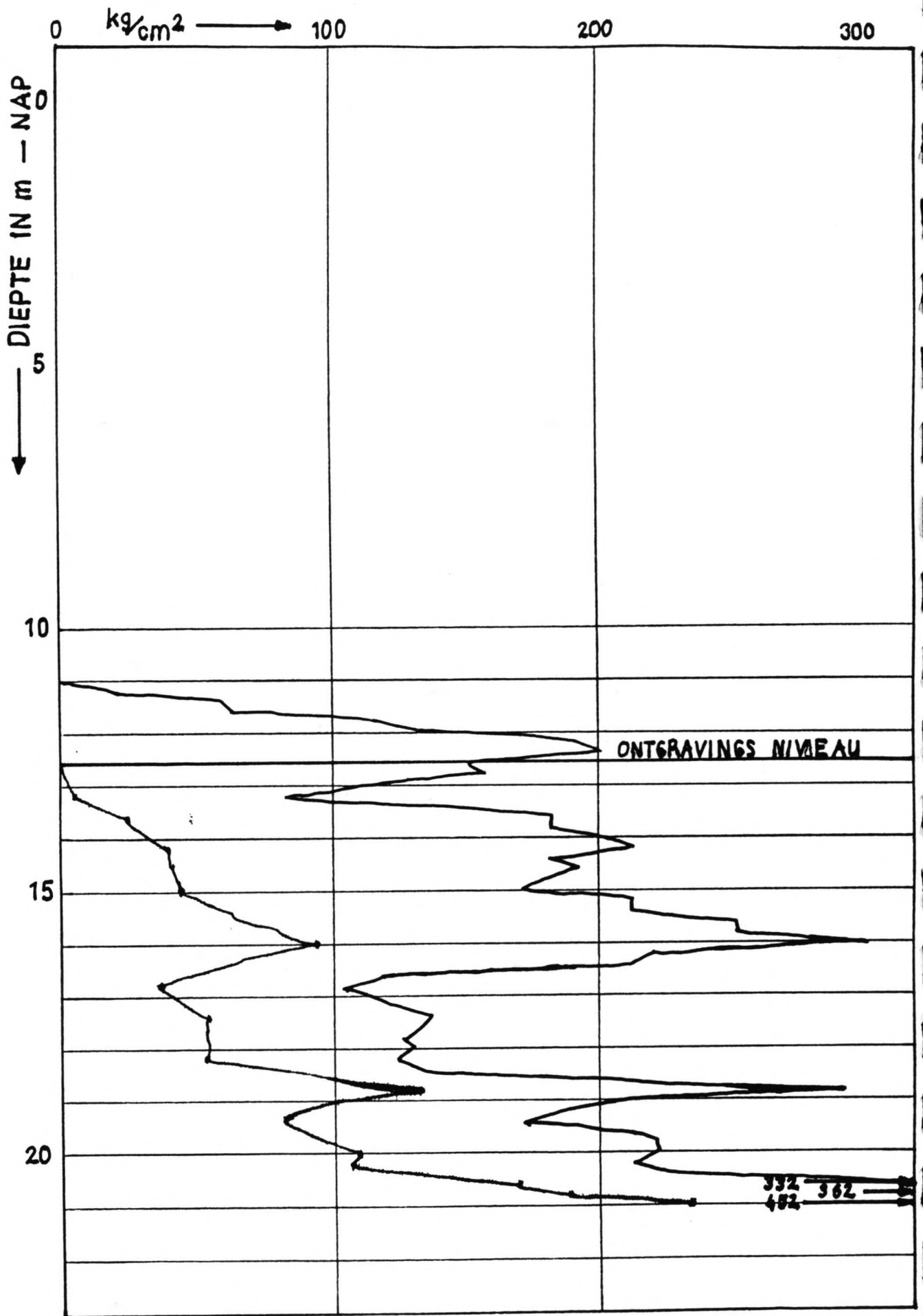
De trekkracht in de paal wordt hiermee:

Van NAP 12.45 - 16.00: $0.014 * 2.3 * 1570 * 3.55 = 179.5 \text{ KN}$
 Van NAP 16.00 - 18.80: $0.014 * 6.8 * 1570 * 2.80 = 418.5 \text{ KN}$
 Van NAP 18.80 - 20.40: $0.014 * 9.9 * 1570 * 1.60 = 348.2 \text{ KN}$
 Van NAP 20.40 - 26.50: $0.014 * 12.0 * 1570 * 6.10 = 1608.9 \text{ KN}$

De bezwijktrekkracht die door de grond gemobiliseerd wordt is:
 $179.5 + 418.5 + 348.2 + 1608.9 = 2555.1 \text{ KN}$

De kleef wordt berekend met een veiligheidsfactor van $\gamma = 2.5$. Daardoor wordt de toelaatbare trekkracht die op de paal toegelaten kan worden: $2555.1 / 2.5 = 1022.0$ KN. De kracht die op de paal opgenomen moet worden is 800 KN.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de kleef van de paal voldoende groot is en de paal daarmee voldoet aan het schuifcriterium.



Figuur VI-12

VI.4.4 Resultaat damwandberekening

Met behulp van het programma SPW is de benodigde lengte en sterkte van de damwanden berekend. Dit is op dezelfde manier gedaan als in paragraaf VI.3.3. Hierbij is weer gebruik gemaakt van de grondgegevens in tabel VI-4. Voor de inheidiepte is de fase waarbij de zinksleuf geheel ontgraven is en de onderwaterbetonvloer nog niet gestort is, maatgevend.

De minimum inheidiepte van de damwanden, waarbij de grond nog net voldoende passieve gronddruk kan ontwikkelen, bedraagt 5.01 m. Om er zeker van te zijn dat de damwand voldoende passieve gronddruk kan mobiliseren, krijgt de damwand een extra inheidiepte van 20%. De inheidiepte wordt hiermee $1.2 * 5.01 = 6.01$ m. De onderkant van de damwand komt dan op een diepte van NAP - 18.46 m. Afgerond is dit:

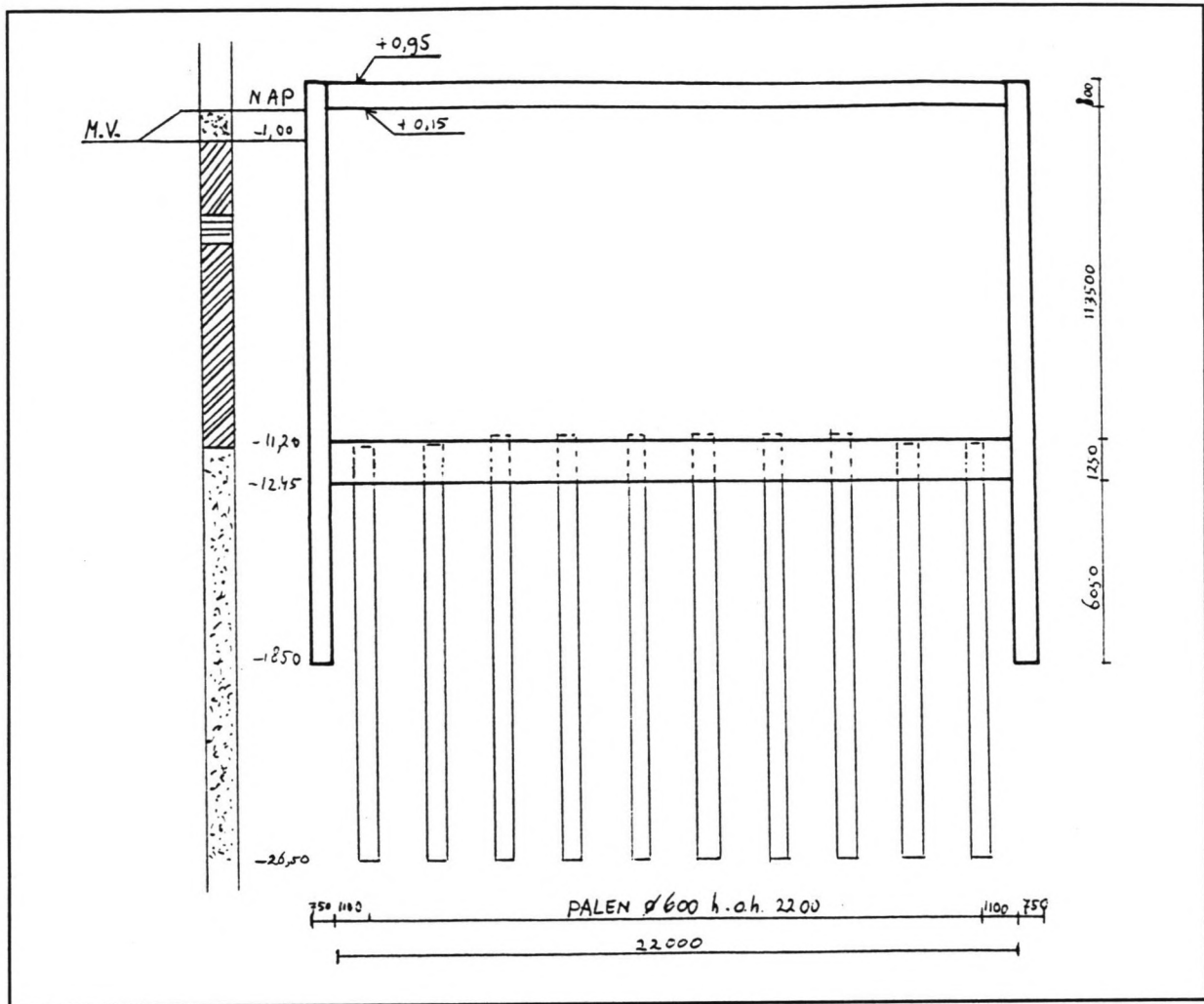
NAP - 18.50 m.

Bij deze inheidiepte is het maximum moment in de damwanden 1030 KNm. Dit moment kan opgenomen worden door een Larssen 430 profiel. Dit profiel heeft een hoogte van 750 mm.

Opmerkingen:

- Het maximum moment treedt op in de fase waarbij de onderwaterbetonvloer is aangebracht en het bouwdok drooggepompt is.
- Bij de damwandberekening is geen wandwrijving meegenomen. Wanneer dit wel gedaan wordt is het waarschijnlijk mogelijk een lichter damwandprofiel toe te passen.

De doorsnede van het bouwdok komt er daarmee uit te zien zoals in figuur VI-13 is weergegeven.



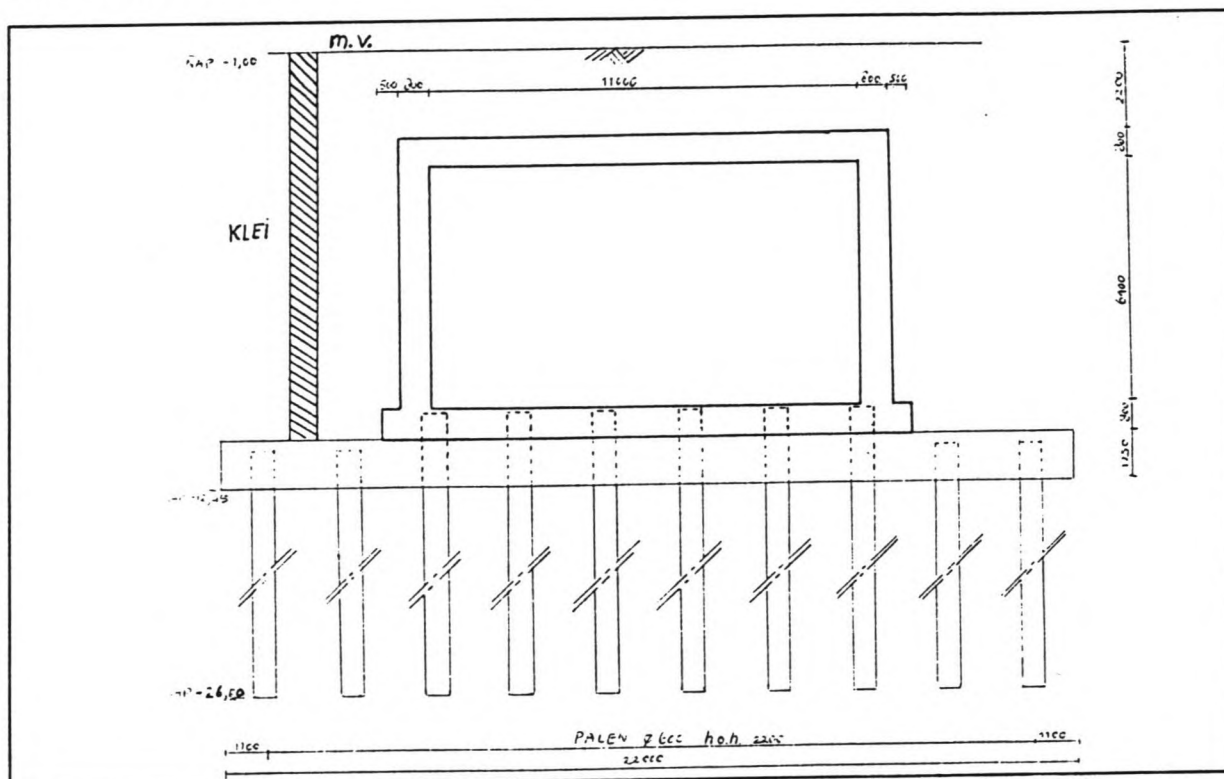
Figuur VI-13

Doorsnede bouwdok

VI.5 Doorsnede in situ gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt

VI.5.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt vastgesteld (zie figuur VI-14). Op de afmetingen van de betondoorsnede na ligt de gehele doorsnede vast (zie paragraaf VI.4). In paragraaf VI.5.2 wordt de sterkte van de betondoorsnede gecontroleerd.



Doorsnede insitu gebouwde gedeelte in het bouwdok
Figuur VI-14

VI.5.2 Controle betondoorsnede op sterkte

De tunneldoorsnede van het in situ gedeelte wordt net als de af te zinken tunneldoorsnede (zie paragraaf VI.2.6) op sterkte gecontroleerd met het programma PC-Frame.

De berekening van de belastingen op de wanden en op het dak is op dezelfde manier gedaan als in paragraaf VI.2.6 en wordt daarom niet opnieuw gegeven. De belasting op de vloer verschilt echter wel met paragraaf VI.2.6.

In figuur VI-15 zorgen de palen voor verticaal evenwicht in plaats van de grond onder de tunneldoorsnede. Bij de schematisatie van de palen spelen twee componenten een rol:

- 1) De rek in de palen.
- 2) De verplaatsing van de palen ten opzichte van de grond.

- ad 1) De rek in de palen wordt in het programma PC-frame meegenomen door de elasticiteitsmodulus (E) en de oppervlakte (A) van de paal in te voeren. $E * A = 7.1 * 10^6$.
- ad 2) Doordat de palen verplaatsen ten opzichte van de grond wordt kleef langs de paalschacht ontwikkeld. Deze verplaatsing kan geschematiseerd worden door de paalpunten verend op te leggen. In PC-frame is dit niet mogelijk. Door de verplaatsing van de paalschacht uit te drukken in een EA-modulus kan deze verplaatsing op de rek in de palen gesuperponeerd worden en in de berekening worden meegenomen. Bij een kracht in de paal van 800 KN is de verplaatsing 2.5 mm [VI,5]. Bij een lengte van de paal van 5 m is de EA-modulus $1.6 * 10^6$.

De twee componenten worden als volgt op elkaar gesuperponeerd:

$$\frac{1}{7.1 * 10^6} + \frac{1}{1.6 * 10^6} = \frac{1}{1.3 * 10^6}$$

Door in PC-frame voor de EA-modulus $1.3 * 10^6$ in te vullen worden beide componenten in de berekening meegenomen.

De belasting op de vloer van de tunnel is gelijk aan de hydrostatische waterdruk onder tegen de betondoorsnede en het eigen gewicht van de tunnelvloer. Deze is gelijk aan:
 $(0.75 + 10.2) * 10 - 0.8 * 24.6 = 89.82 \text{ KN/m'}$.

Opmerkingen:

- Het gewicht van de onderwaterbetonvloer mag niet in de berekening worden meegenomen. In de definitieve situatie moet rekening gehouden worden met scheuren in de onderwaterbetonvloer, waardoor de volledige hydrostatische waterdruk op de onderkant van de tunneldoorsnede komt te staan.
- Het maatgevende belastinggeval is die waarbij in de tunnel geen treinen rijden en het ballastbed nog niet aanwezig is.

In figuur VI-15 is de tunneldoorsnede geschematiseerd voor een meter lengte. In deze doorsnede bevindt zich een rij palen. Omdat maar één meter tunnel geschematiseerd is, geeft dit geen goed beeld van de krachten die op de gehele doorsnede werken. Immers, de palen staan in lengterichting h.o.h. 3.5 m en de kracht op 3.5 m tunnellengete moet door de palen opgenomen worden. In het dak van de tunnel zijn de krachten die optreden gelijkmatig over de gehele lengte van de tunneldoorsnede verdeeld, terwijl in de vloer de krachten zich rond de palen zullen concentreren. In figuur VI-16 en VI-17 zijn de momentenlijn en dwarskrachtenlijn die op één meter tunnel werken, weergegeven. Dit probleem is opgelost door in de buurt van de palen de krachten in de doorsnede met een factor 3.5 te vermenigvuldigen en in het dak te werken met de waarden zoals die in figuur VI-16 en VI-17 staan.

Controle van de maximum momenten

Staaft nr.	Dikte drsn. (mm)	Maximum optredend moment (KNm/m')	Benodigde wapeningspercentage (%)
4,6	800	665	0.46
11	800	509	0.26
9,10,11	800	576	0.40

Tabel VI-4

Opmerkingen:

- De momenten in staven 4 en 6 zijn $3.5 * 190 = 665$ KNm;
- De ingevoerde paallengte is nauwelijks van invloed op de krachten in de doorsnede. Er is hier voor 5 m gekozen omdat het onderste gedeelte van de palen niet bijdragen aan het opnemen van de krachten in de vloer.

Van de staven in tabel VI-4 moeten vervolgens de dwarskrachten worden gecontroleerd.

Controle van de dwarskrachten

In tabel VI-5 zijn de wapeningspercentages die nodig zijn voor de opname van de dwarskrachten berekend. De waarden zijn op dezelfde manier berekend als in tabel VI-3.

Staaft nr.	Dikte drsn (mm)	Dwarskracht (KN)	Hoogte d (mm)	Lengte (mm)	α_u	f_{ck} (N/mm ²)	ω_d (%)
4 en 6	800	402.5	725	11000	1.20	25	0.39
9,10,11	800	368.0	725	11000	1.20	25	0.30

Tabel VI-5

Opmerkingen

- De dwarskracht in staaft 4 en 6 is $3.5 * 115 = 402.5$ KN;
- Bij de bepaling van α_u voor staaft 4 en 6 is de belasting van de trekpalen op de vloer als gelijkmatig verdeelde belasting geschematiseerd.
- Doordat in de werkelijke situatie in staaft 2 en 20 de dwarskrachten voor het grootste deel rechtstreeks door de wanden wordt opgenomen zijn de krachten in deze staven veel kleiner dan de krachten in figuur VI-16 en VI-17.
- In geen van de staven is de dwarskrachtwapening maatgevend.

Scheurwijdte controle

De scheurwijdte controle vindt plaats op dezelfde wijze als in paragraaf VI.2.6.

In tabel VI-6 worden voor de verschillende onderdelen van de tunnel de maximaal toelaatbare staafdikte en de maximaal toelaatbare afstand tussen de wapeningsstaven berekend.

StAAF nr.	Toegepaste wapeningspercentage	Spanning in de wapening (N/mm ²)	Maximale dikte staven (mm)	Maximale staafafstand (mm)
4,6	0.46 %	322	7	25
11	0.26 %	322	7	25
9,10,11	0.30 %	322	7	25

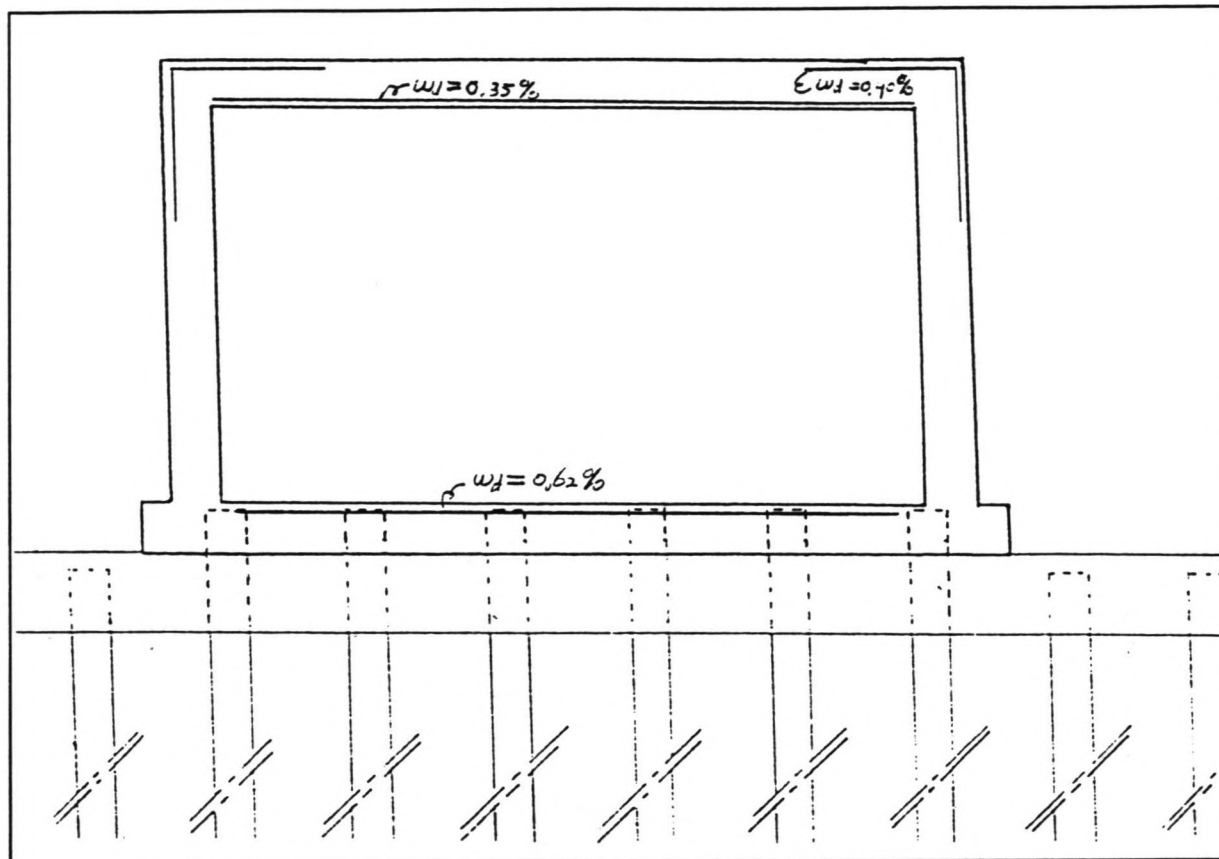
Tabel VI-6

Uit de waarden in de tabel blijkt dat in de staven 4,6,9,10 en 11 de wapening niet aan de eisen ten aanzien van de scheurwijdte kan voldoen. Door in al deze staven het wapeningspercentage te verhogen met een factor $322 / 240 = 1.34$ mag een hart op hart afstand tussen de staven van 80 mm aangehouden worden. Bij deze afstand en deze wapeningspercentages is het mogelijk aan de scheurwijdte-eisen te voldoen.

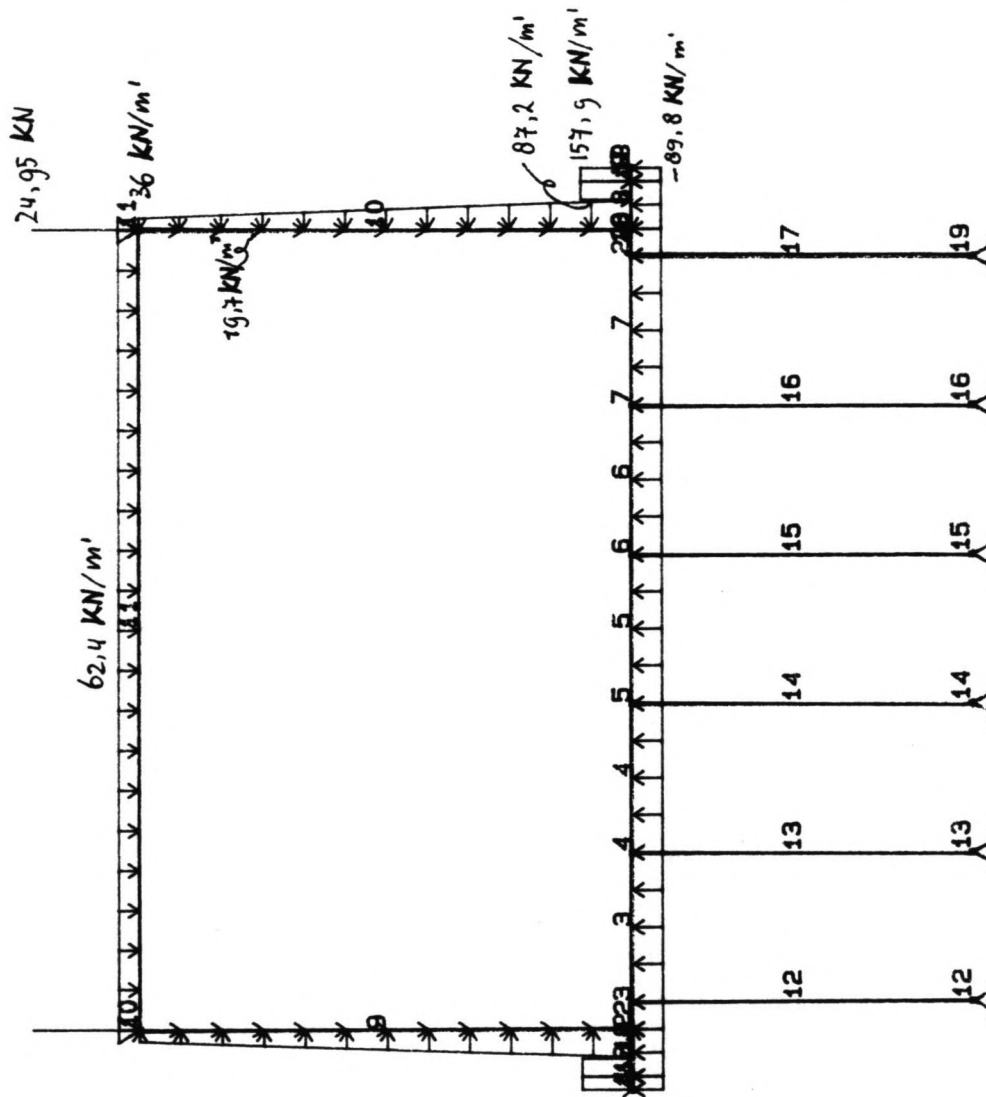
De wapeningspercentages die dan toegepast dienen te worden zijn:

- voor de staven 4 en 6: $1.34 * 0.46 = 0.62 \%$
- voor staaf 11: $1.34 * 0.26 = 0.35 \%$
- voor de staven 9, 10 en 11: $1.34 * 0.30 = 0.40 \%$

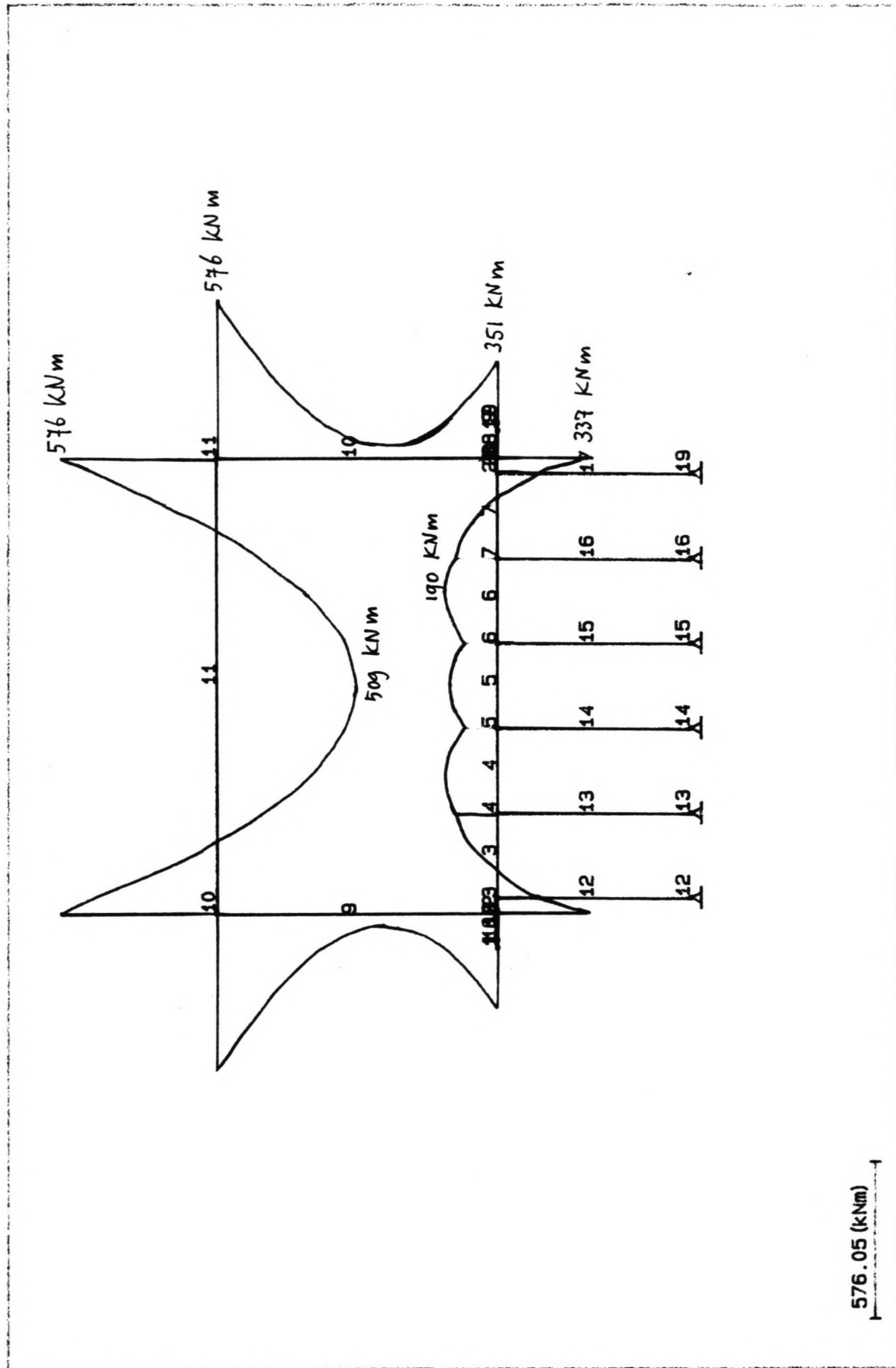
In onderstaande figuur is globaal de ligging van de wapening en de hierbij horende wapeningspercentages weergegeven. Uit de benodigde hoeveelheid wapeningspercentage kan geconcludeerd worden dat de doorsnede in staat is de hierop werkende belastingen op te nemen.

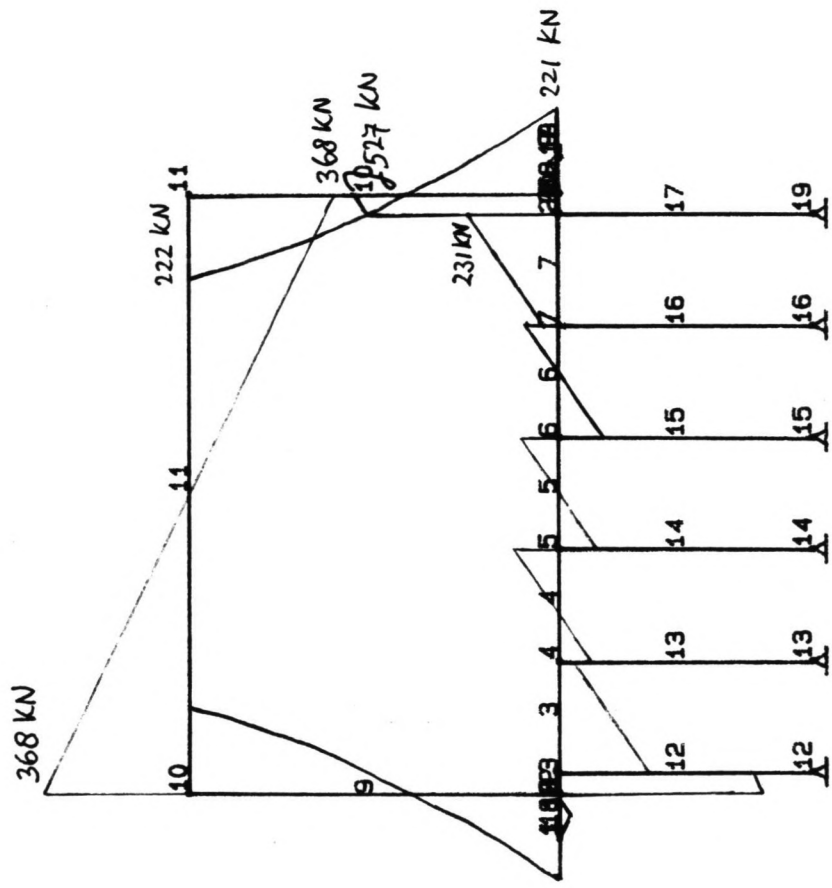


Ligging van de wapening in de doorsnede



Schaal 1: 112





527.43 (kN)

VI.6 Doorsnede in situ gebouwde gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt.

De doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte dat niet in het bouwdok gebouwd wordt (zie figuur VI-18) verschilt op twee punten met het in situ gebouwde gedeelte dat in het bouwdok gebouwd wordt (zie figuur VI-14).

Ten eerste is de breedte van de bouwsleuf kleiner. Deze breedte wordt bepaald door:

- de breedte van de tunneldoorsnede van 13.6 m;
- de extra breedte vanwege de kromming van de tunnelelementen in lengte richting van 1.41 m;
- de extra breedte aan beide zijden van de doorsnede van 1.50 m voor de bouw van de tunnel.

Hiermee wordt de breedte van de bouwsleuf:

$$13.6 + 1.41 + 2 * 1.50 = 18.01 \text{ m.}$$

Afgerond wordt dit 18.00 m.

Vanwege de breedte van 18.00 m is gekozen voor een h.o.h afstand van de palen in de breedte van 2.0 m en in de lengte van 3.8 m. Hierbij staan op één rij 9 palen. De buitenste palen staan 1.00 m binnen de zijkant van de vloer.

Ten tweede is de hoogte van de hartlijn van de stempels verschillend. Bij deze doorsnede hoeft geen rekening gehouden te worden met het verslepen van de tunnelelementen. De hoogte van de hartlijn wordt bepaald door:

- stempeldoorsnede 80 cm;
- hoogste waterstand in de zinksleuf van NAP - 0.25 m;
- vrije ruimte tussen de stempels en de hoogste waterstand van 5 cm.

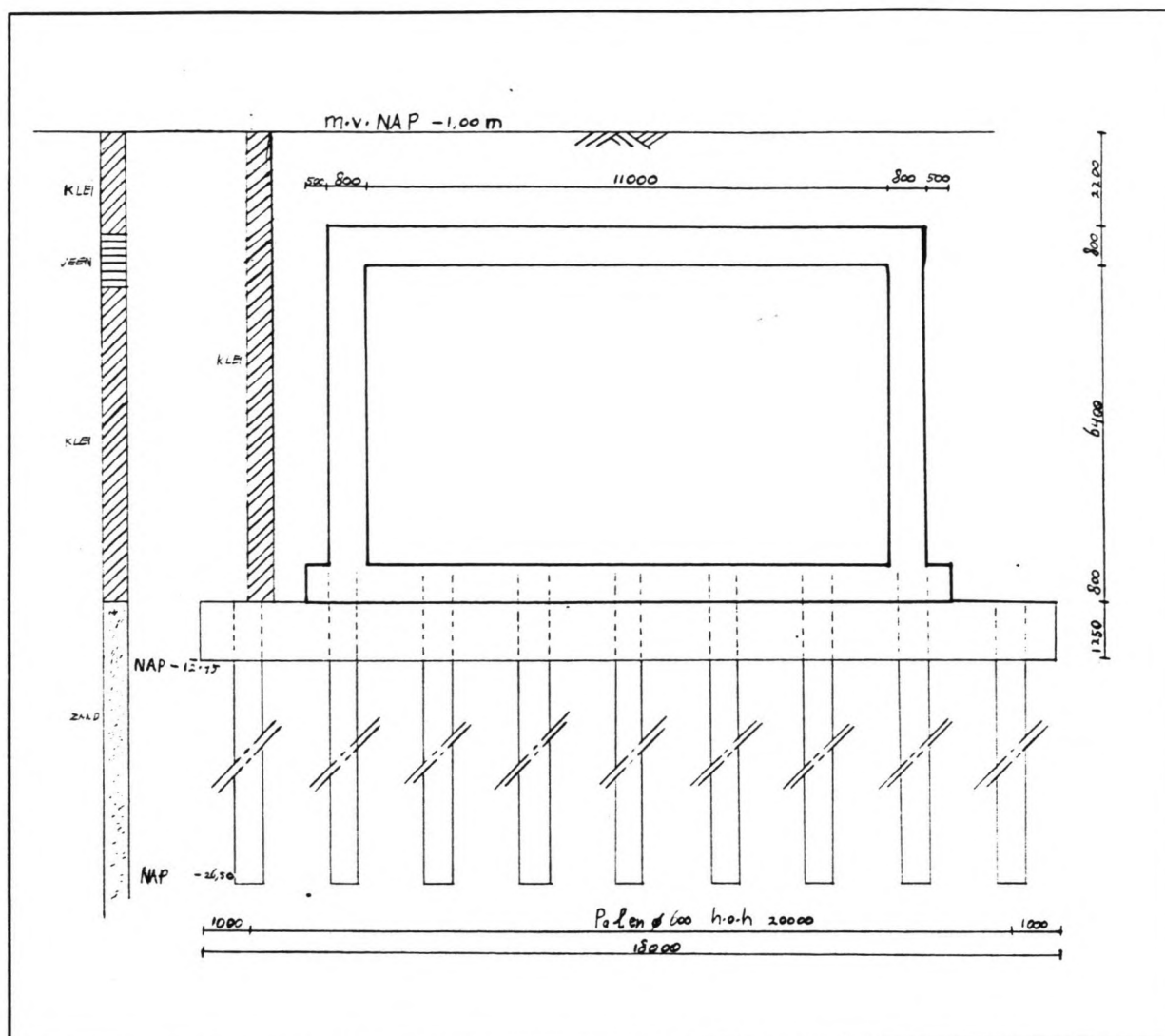
De hartlijn van de stempel komt hiermee op een niveau te liggen van $-0.25 + 0.05 + \frac{1}{2} * 0.80 = \underline{\text{NAP} + 0.20 \text{ m.}}$

Doordat de stempels lager komen te liggen wordt de damwand korter en is het moment in de damwanden kleiner.

Met het programma SPW is de inheiddiepte van de damwanden bepaald en is bekeken wat voor een profiel voor de damwanden nodig is. De berekening is op de zelfde manier gebeurd als in paragraaf VI.3.3 en VI.3.4 en daarom worden in deze paragraaf alleen de resultaten gegeven.

De minimale inheiddiepte waarbij de damwanden nog net niet afschuiven is 4.75 m. Daarom krijgen de damwanden een inheiddiepte van $1.2 * 4.75 = 5.7 \text{ m.}$ De onderkant van de damwand komt daarmee op een diepte van NAP - 18.15 m. Bij deze inheiddiepte treedt het maximum moment in de damwanden op wanneer de onderwaterbetonvloer gestort is, en wanneer het dok is droog gepompt. Het maximum moment is 1021 KN. Dit moment kan opgenomen worden door een Larssen 430 profiel. Dit profiel heeft een breedte van 750 mm.

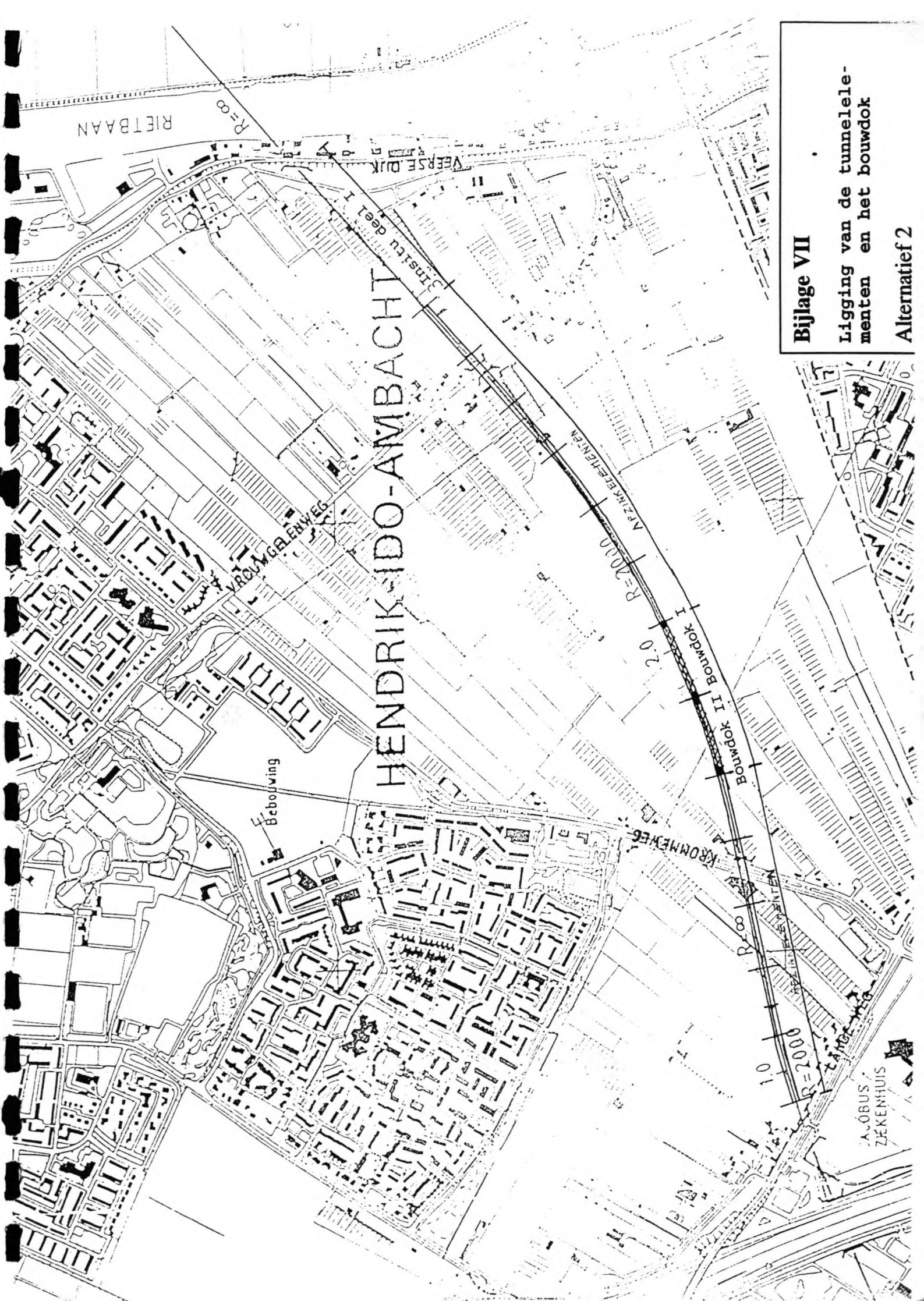
De doorsnede van het in situ gebouwde gedeelte komt er uit te zien als in figuur VI-18.



Doorsnede in situ gebouwde gedeelte buiten het bouwdok
 Figuur VI-18

Literatuur

- [VI.1] Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samengesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel VI, 1976
- [VI.2] Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992
- [VI.3] Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samengesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel II, 1976
- [VI.4] NEN 6720, Technische Grondslagen voor de Bouwvoorschriften (TGB), 1992
- [VI.5] Technische Universiteit Delft, College diktaat: Funderingstechnieken, 154011, september 1988



Bijlage VII

Ligging van de tunnelelementen en het bouwdok

Alternatief 2

Literatuurlijst

Grontmij - De Weger, Haalbaarheidsonderzoek grote kunstwerken, 1992

Grontmij - De Weger, Notitie lengteprofielen voor de kruising van De Noord door middel van een tunnel, 1992

De Ingenieur, Geboorde tunnels voor infrastructuurprojecten in Nederland, NR.11 (1992)

Land en Water, Private sector financiert en exploiteert tunnel De Noord, 1989, nr.10

Land en Water, eerste tunnelelementen onder water verdwenen, november 1990

Nationaal MilieubeleidsPlan, (mei 1989) en Nationaal milieubeleidsPlan plus, (1990)

NEN 6720, Technische Grondslagen voor de Bouwvoorschriften (TGB), 1992

NS, Rail 21 Cargo, 1990

Projectnota Betuweroute, Startnotitie (1991) en Deel B. (1992)

Projectnota Betuweroute, Aspectrapport geluid, maart 1992

Projectnota Betuweroute, Aspectrapport veiligheid, april 1992

Project Kijfhoek, De noodzaak van toename van rangeeractiviteiten op Kijfhoek en de relatie met de Betuwelijn, 17 maart 1992

Technische Universiteit Delft, College diktaat: Funderingstechnieken, 154011, september 1988

Tweede Strukturaarschema Verkeer en Vervoer, deel d, 1990

Verzameling van Technische Gegevens en eisen, samengesteld door de Dienst van Infrastructuur, Deel I, 1976

Vierde Nota Ruimtelijke Ordening Extra, 14 nov 1990



