

TUNNEL ONDER HET IJ

Afgezonken tunnel voor de Noord-Zuidlijn

Afstudeercommissie

Prof. ir. A.F. van Tol (Geotechniek)
ing. J.C. Heidman (Ingenieursbureau Amsterdam)
ir. B. Polen (Geotechniek)
ir. J.P. Oostveen (Geotechniek)
ir. K.G. Bezuyen (Waterbouwkunde)
dr. ir. C. van der Veen (Betonconstructies)

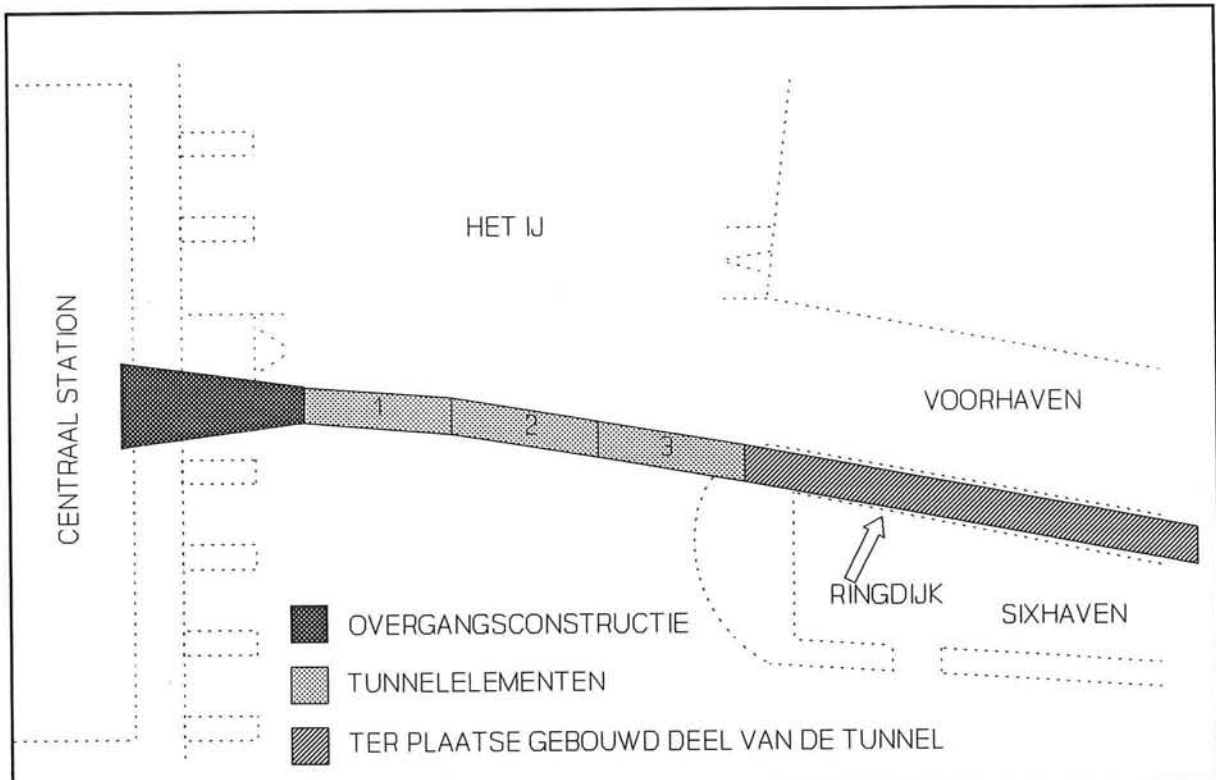
Deel 1: Globaal ontwerp

J.C.G. Bellis (047659)
Faculteit der Civiele Techniek
TU Delft, 3 mei 1995

VOORWOORD

Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstuderen bij de vakgroep Waterbouwkunde van de Faculteit der Civiele Techniek. Het onderwerp waar het afstuderen zich op richt, is het ontwerpen van een afgezonken tunnel onder het IJ voor de toekomstige Noord-Zuidlijn te Amsterdam. In dit deelrapport is de tunnel uitgewerkt tot een globaal ontwerp. In de vervolgstudie zal de fundering van de tunnel nader worden bekeken, in het bijzonder de optredende zetting van de ondergrond en het vervormingsgedrag van de tunnel.

Bij dit project krijg ik ondersteuning van het Ingenieursbureau Amsterdam dat betrokken is bij het ontwerp van de totale Noord-Zuidlijn. Graag wil ik de heren Heidman, Koreman en Van Zandbergen van dit bureau bedanken voor de adviezen die ze mij hebben gegeven bij de totstandkoming van dit rapport. Daarnaast wil ik de heren Polen, Oostveen, Bezuyen en Van Tol van de vakgroep waterbouw en de heer Van Der Veen van de vakgroep Mechanica & Constructies bedanken voor hun begeleiding. Many thanx tenslotte voor Merian -dé Bûv- Plaat van bureau Plaatwerk, voor het maken van het strakke voorkantje.



Figuur S.1: Tracé van de tunnel.

SAMENVATTING

In de Amsterdamse regio wordt de groei van het autoverkeer een steeds groter probleem. Eén van de oplossingen hiervoor wordt gezocht in uitbreiding van het metro/sneltramnet. De aanleg van de Noord-Zuidlijn maakt onderdeel uit van deze plannen. Deze Noord-Zuidlijn gaat de openbaar vervoersverbinding vormen tussen Amsterdam-Noord, het stadscentrum, Amsterdam-Zuid en Schiphol.

In dit rapport wordt ingegaan op de kruising van de Noord-Zuidlijn met het IJ. De doelstelling van dit rapport is voor deze kruising een afgezonken tunnel in hoofdlijnen te ontwerpen, waarbij met name aandacht wordt geschonken aan de funderingswijze omdat de ondergrond ter plaatse van het IJ tot aanzienlijke diepte slechts een geringe draagkracht heeft. Hiermee vormt dit rapport een aanvulling op de studies die tot nu toe zijn verricht door het Ingenieursbureau Amsterdam dat betrokken is bij het ontwerp van de Noord-Zuidlijn. In deze studies werd er tot voor kort vanuit gegaan dat de tunnel onder het IJ zou worden geboord, evenals het deel van de tunnel onder de stad. Nu wordt ook de afgezonken tunnel weer bestudeerd, om een goede afweging tussen boren en afzinken te kunnen maken.

Om tot een verantwoord ontwerp te komen is eerst een literatuurstudie verricht naar afgezonken tunnels in Nederland en in de nabijheid van Amsterdam in het bijzonder. Hieruit is gebleken dat funderen op staal, op een zandbed dat wordt aangebracht door onderstromen, de goedkoopste methode is die bovendien de minste hinder voor de scheepvaart oplevert. Bij deze methode wordt zand onder de afgezonken elementen gespoten door injectiegaten in de tunnelvloer. Tegelijkertijd bleek echter dat bij projecten in het verleden, waarbij ook een slechte ondergrond aanwezig was (metrotunnel onder de Nieuwe Maas in Rotterdam, IJ-tunnel en Zeeburgertunnel), altijd gekozen is voor een paalfundering.

Voor de halte van de Noord-Zuidlijn onder het Centraal Station is vastgehouden aan de wens deze halte met een eilandperron uit te voeren, waardoor hier de sporen ver uit elkaar komen te liggen. Tegelijkertijd bestond uit kostenoverwegingen de wens zo smal mogelijke tunnelementen af te zinken, waarbij de sporen zo dicht mogelijk bij elkaar liggen. Het is gebleken dat bij toepassing van een ca. 100 m lange, ter plaatse gebouwde, overgangsconstructie tussen de halte en het eerste zinkelement, aan beide wensen kan worden voldaan. Het tracé van de tunnel is weergegeven in figuur S.1.

Vanwege de zwaar vervuilde bodem van het IJ ter plaatse van de afzinklocatie, is besloten de zinksleuf tussen damwanden aan te leggen waar dat technisch mogelijk is. Het alternatief, een zinksleuf met natuurlijke taluds, levert namelijk zo veel extra vervuilde grond op die moet worden afgevoerd om gecontroleerd te worden gestort of gereinigd, dat de bijbehorende kosten veel hoger liggen dan die van een extra damwandconstructie. Om dezelfde reden wordt de tunnel ter plaatse van de Ringdijk ook tussen damwanden aangelegd.

Het bouwdok voor de tunnelementen wordt bij dit ontwerp gesitueerd ter plaatse van de Ringdijk. Als de elementen zijn afgezonken wordt in de overblijvende bouwkuip de rest van de tunnel ter plaatse gebouwd. Redenen hiervoor zijn de hoge kosten om het dok nabij Amsterdam weer bruikbaar te maken, de dure sleepoperaties die nodig zijn bij gebruikmaking van de dokken in Barendrecht of Antwerpen en het efficiënte gebruik van de damwandconstructie die toch al werd toegepast ter plaatse van de Ringdijk.

Voor de fundering van de tunnel zijn verschillende mogelijkheden geïnterpreteerd. Funderen op staal heeft de voorkeur. Bij toepassing van deze funderingsmethode kunnen zettingsverminderende maatregelen worden getroffen zoals het niet, of met licht materiaal aanvullen van de zinksleuf. Ook het toepassen van een zinksleuf tussen damwanden in plaats van natuurlijke taluds heeft kleinere zettingen tot gevolg. Een andere maatregel is het nastelbaar maken van de tunnel; te grote zettingen worden dan gecompenseerd door de tunnel op één of andere wijze naar boven te bewegen.

Andere funderingsmethoden voor de tunnel zijn: het funderen van de tunnel op palen, op de damwand die tevens dient als begrenzing van de zinksleuf of het 'zwunnel'-principe; de zwevende tunnel die op wil drijven, maar wordt verankerd door trekpalen of groutankers.

In de vervolgstudie zal onderzocht worden of het mogelijk is de tunnel op staal te funderen. Hiertoe zal eerst inzicht moeten worden verkregen in de zettingen die te verwachten zijn na het afzinken van de tunnel. Tevens zal bekeken moeten worden welke ongelijkmatige zettingen toelaatbaar zijn voor de tunnelconstructie.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD	v
SAMENVATTING	vii
1 INLEIDING	1
2 PROGRAMMA VAN EISEN VOOR DE AFZINKTUNNEL	5
3 GEOTECHNISCHE OMSTANDIGHEDEN OP DE TUNNELLOCATIE	9
3.1 Geologisch lengteprofiel	9
3.2 Hydrologisch bodemprofiel	11
3.3 De bodem en oevers van het IJ	15
4 INVENTARISATIE VAN AFGEZONKEN TUNNELS IN NEDERLAND	19
4.1 Gevolgde werkwijze	19
4.2 Uitkomsten van de inventarisatie en conclusies	19
4.2.1 Overzicht van afgezonken tunnels in Nederland	19
4.2.2 Overzicht van afgezonken tunnels in Amsterdam	23
4.2.3 Conclusies	25
5 DIMENSIONERING VAN DE AFZINKTUNNEL	27
5.1 Het dwarsprofiel van de tunnel onder het IJ	27
5.1.1 Bepalende criteria dwarsprofiel	27
5.1.2 Afweging dwarsprofiel	29
5.1.3 Conclusie	35
5.2 Het lengteprofiel van de tunnel onder het IJ	35
5.2.1 Het horizontale lengteprofiel; het tracé	37
5.2.2 Het verticale lengteprofiel	37
5.2.3 De lengte van de afzinktunnel	39
6 ONTWERPASPECTEN VAN DE AFZINKTUNNEL	41
6.1 De zinksleuf	41
6.1.1 Zinksleuf met natuurlijke taluds	41
6.1.2 Zinksleuf met damwanden	43
6.1.3 Conclusie	45
6.2 Het bouwdok	45
6.2.1 Mogelijkheden	45
6.2.2 Afweging	47
6.2.3 Het ontwerp van het bouwdok	49
6.3 De overgangsconstructies	51
6.3.1 Overgangsconstructie noord	53
6.3.2 Overgangsconstructie zuid	55

7	FUNDERINGSMOGELIJKHEDEN VAN DE TUNNEL	57
7.1	Inleiding	57
7.2	Funderen op staal	57
7.2.1	Optredende zettingen	57
7.2.2	Mogelijkheden om zettingen te beperken	59
7.2.3	Conclusie	59
7.3	Nastellen van een op staal gefundeerde tunnel door drukkracht	61
7.3.1	Groutinjectie	61
7.3.2	Met vizels	63
7.3.3	Volumevergroting van een materiaal	67
7.4	Nastellen van een op staal gefundeerde tunnel door trekkracht	67
7.5	Funderen op drukelementen	69
7.5.1	Permanente paalfundering	69
7.5.2	Permanente damwandfundering	69
7.6	Funderen op trekelementen	71
8	CONCLUSIES EN ONDERWERPEN VOOR NADERE STUDIE	73
	LITERATUURLIJST	75
Bijlage 1:	Afgezonken tunnels in Nederland	77
Bijlage 2:	Berekening van de overgangslengte	95
Bijlage 3:	Bepaling van het dwarsprofiel van de tunnel	101
Bijlage 4:	Kostenvergelijking voor de zinksleuf	104
Bijlage 5:	Globale bepaling van de optredende zettingen	107
Bijlage 6:	Controle reactiekracht van de betonvloer in het bouwdok	112
Bijlage 7:	Overzichtskaart	113
Bijlage 8:	Eisen voor het profiel van vrije ruimte	115
Bijlage 9:	Lengte van overgangsbogen en overgangshellingen	116

1 INLEIDING

In de Randstad wordt de mobiliteit een steeds groter probleem: een sterk stijgend aantal autokilometers per jaar met bijbehorende file- en milieuproblematiek, maar ook een openbaar vervoersnetwerk dat steeds zwaarder wordt belast. De toekomst voorspelt nog veel grotere mobiliteitsgroei. De Amsterdamse regio vormt hierop geen uitzondering. Oplossingen om deze problemen het hoofd te kunnen bieden worden in Amsterdam vooral gezocht in uitbreiding van het openbaar vervoersnetwerk, zoals uitbreiding van het metro/sneltramnet. Eén van deze uitbreidingen is de Noord-Zuidlijn, die op dit moment onderwerp is van studie.

De Noord-Zuidlijn moet een verbinding gaan vormen tussen Amsterdam-Noord, het stadscentrum, Amsterdam-Zuid en Schiphol (zie blz. IV). De lijn krijgt overstaprelaties met de bestaande Oostlijn van de metro (die in westelijke richting zal worden uitgebreid), de sneltram naar Amstelveen, de in aanleg zijnde Ringlijn en de nieuw te bouwen IJ-rail. Hierdoor ontstaan snelle verbindingen tussen de verschillende delen van de Amsterdamse agglomeratie.

Een moeilijk onderdeel van de Noord-Zuidlijn vormt het deel in de nabijheid van het Centraal Station; de zogenaamde 'CS-knoop'. De lijn kruist daar ondergronds, vanuit het centrum van de stad gezien, de bestaande metro-Oostlijn, het Centraal Station en de nog te bouwen IJ-rail, waarna de lijn onder het IJ doorgaat. Onder of nabij het Centraal Station moet een ondergronds station komen met snelle overstapmogelijkheden naar het ter plaatse aanwezige overige openbaar vervoer.

De kruising van de Noord-Zuidlijn met het IJ (zie bijlage 7) kan in principe op twee manieren worden gebouwd met minimale hinder voor het scheepvaartverkeer: boren of afzinken. Als bijzondere omstandigheid geldt hierbij ten eerste de ondergrond van het IJ: door erosie van het Oer-IJ is het kenmerkende Amsterdamse bodemprofiel (zie figuur 3.2) ter plaatse niet aanwezig. De eerste draagkrachtige laag bevindt zich op NAP -60 m. Ten tweede moet de tunnel aansluiten op het station van de Noord-Zuidlijn onder of nabij het Centraal Station, vanaf nu *halte-CS* genoemd om verwarring met het Centraal Station te voorkomen.

Om een objectieve keuze te kunnen maken tussen de twee methoden, moeten beide nader worden uitgewerkt. In de studies die zijn gedaan door Ingenieursbureau Amsterdam is tot nu toe uitgegaan van een tunnel onder het IJ die, net zoals onder het centrum van de stad, zal worden gebouwd door middel van de boormethode [lit. 10, 21 en 22]. Alleen deze methode is dan ook door het ingenieursbureau nader uitgewerkt.

In dit rapport wordt de mogelijkheid onderzocht om de tunnel onder het IJ af te zinken. De tunnel wordt hierbij globaal ontworpen en tevens wordt gekeken naar mogelijkheden om de tunnel te funderen. Het onderzoek beperkt zich tot de technische haalbaarheid en de consequenties voor de directe omgeving. De logistieke consequenties voor de bouw van het overige deel van de Noord-Zuidlijn, die voortkomen uit afzinken van de tunnel onder het IJ, worden in het afstudeerwerk van Aukema [lit. 2] in kaart gebracht.

Bij het onderzoek is als volgt te werk gegaan. Eerst is door middel van een literatuurstudie een verkenning gedaan naar afgezonken tunnels in Nederland, waarbij met name

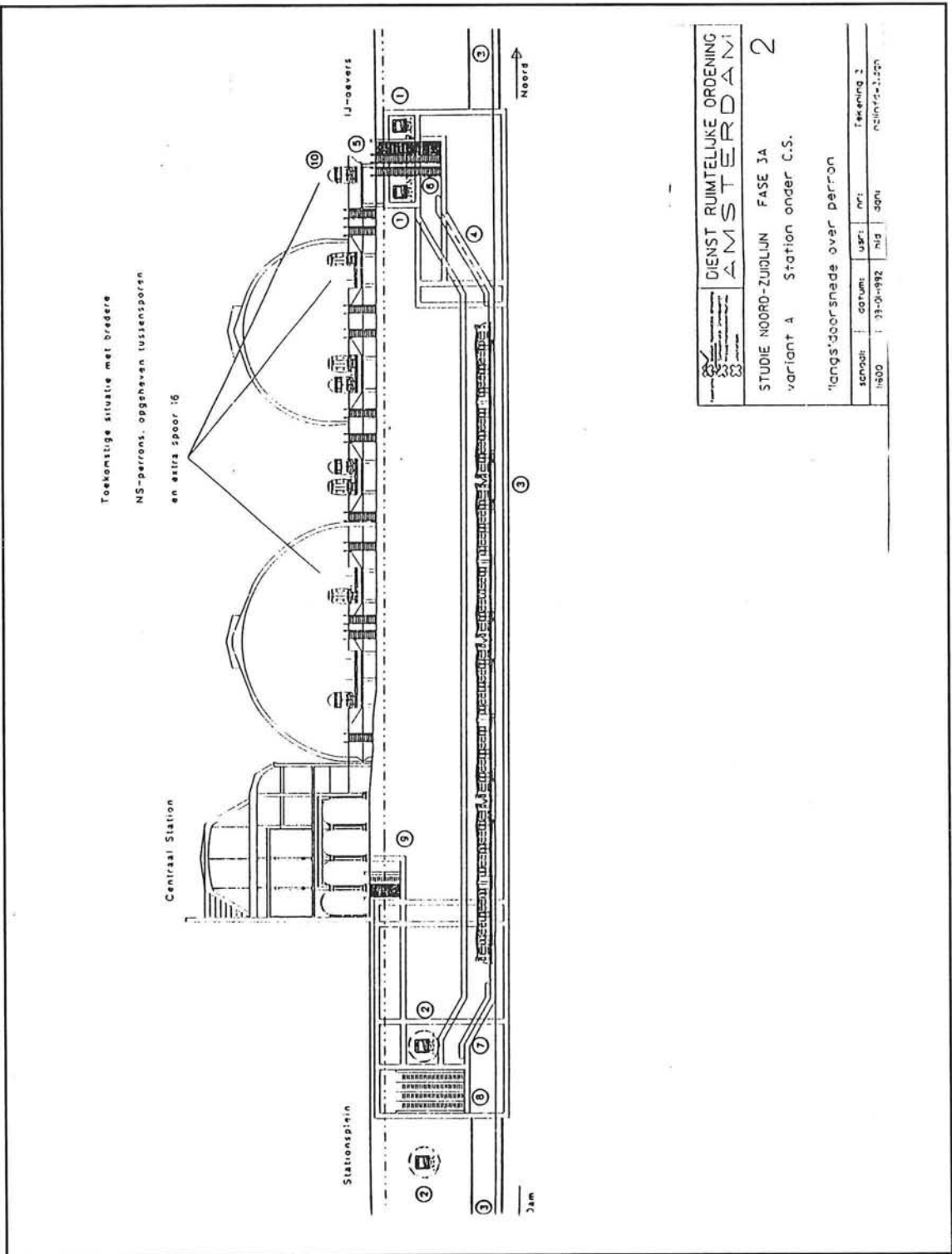
Tunnel onder het IJ

de afgezonken tunnels rond Amsterdam zijn bekeken. Belangrijk onderdeel van de inventarisatie vormde de methode van funderen van de tunnels. Op basis van deze inventarisatie konden een globaal ontwerp van de tunnel en mogelijke funderingen voor de tunnel worden vastgesteld. Ook zijn enkele bijzondere onderdelen van de tunnel, zoals de zinksleuf en de aansluiting op de *halte-CS*, nader uitgewerkt.

Bij het ontwerp van de tunnel moet behalve met de eisen die gelden voor de Noord-Zuidlijn, ook rekening gehouden worden met een aantal toekomstplannen voor de omgeving van het IJ en het Centraal Station. Hoofdstuk 2 beschrijft de eisen die aan de tunnel worden gesteld. In hoofdstuk 3 worden de geotechnische omstandigheden beschreven die gelden op de tunnellocatie. Hoofdstuk 4 doet verslag van de inventarisatie van afgezonken tunnels in Nederland.

Op basis van de eisen, de kennis van de ondergrond en de technieken die mogelijk zijn voor het afzinken van tunnels, wordt in hoofdstuk 5 de afzinktunnel globaal gedimensioneerd, worden in hoofdstuk 6 enkele onderdelen van de tunnel nader uitgewerkt en worden in hoofdstuk 7 mogelijke funderingen voor de tunnel beschouwd.

In hoofdstuk 8 tenslotte, worden conclusies getrokken en wordt vastgesteld welke onderdelen nadere studie behoeven en wat in de volgende studiefase verder zal worden uitgewerkt.



Figuur 2.1: Toekomstige situatie bij het Centraal Station [lit. 26].

2 PROGRAMMA VAN EISEN VOOR DE AFZINKTUNNEL

Naar het zich laat aanzien zal rond het Centraal Station van de NS de komende jaren heel wat gaan veranderen. Behalve de aanleg van de Noord-Zuidlijn, die onder C.S. en het Stationsplein wordt doorgevoerd, bestaat een aantal andere plannen voor nieuwe infrastructuur in dit gebied. Op basis van deze plannen zijn voor deze studie de volgende uitgangspunten gekozen die van belang zijn voor het ontwerp van de tunnel:

- Het moet mogelijk blijven de bestaande metro-Oostlijn in westelijke richting uit te breiden. Hiertoe is het noodzakelijk dat de Noord-Zuidlijn onder het bodemniveau van deze uitbreiding wordt gebouwd (figuur 2.1).
- De perrons van het Centraal Station worden verbouwd en de sporen worden verplaatst en vergroot in aantal, waardoor het station in noordelijke richting wordt uitgebreid (figuur 2.1).
- De IJ-oever plannen: De IJ-oever wordt zo'n 40 m noordelijk (richting IJ) verplaatst en een nieuwe sneltramverbinding langs het IJ naar Amsterdam Nieuw-Oost wordt aangelegd. Deze IJ-rail loopt ter plaatse van het Centraal Station ondergronds (figuur 2.1).
- Plan van het Havenbedrijf om de vaargeul in het IJ te verplaatsen en minder diep te maken. Het bodemprofiel dat is weergegeven in de notitie "*Alternatievenonderzoek CS-knoop 2^e fase*" van mei 1994 [lit.1] wordt aangenomen als nieuwe bodemprofiel.

Daarnaast is een aantal aanvullende (eigen) uitgangspunten gekozen:

- Het tracé van de Noord-Zuidlijn wordt aangehouden zoals dat is vastgelegd in de notitie "*Globale Tracébeschrijving Noord-Zuidlijn*" van 24 maart 1994 [lit. 23]. Als eigen aanname wordt als afwijking hierop uitgegaan van een tracé dat het Centraal Station zal passeren volgens de 'westelijke ligging'; tussen de centrale hal en de westelijke voetgangerstunnel van het Centraal Station.
- Er komt een Noord-Zuidstation (*halte-CS*) direct onder het Centraal Station met een eilandperron. Als een afgezonken tunnel wordt aangelegd, wordt het deel van de tunnel onder het Centraal Station op conventionele wijze gebouwd. Het is dan verstandig hier ook direct het station te bouwen, zodat bouw van station en tunnel hier gelijktijdig plaatsvinden.
- Er komt een kruiswissel ten zuiden van het gereserveerde station van de Sixhaven [lit. 10].
- Voor de afmetingen van het eilandperron bij *halte-CS* gelden de afmetingen die door Dienst Ruimtelijke Ordening (DRO) zijn aangehouden [lit. 29].

Op basis van de eisen voorkomend uit toegepast materieel en de eisen die voortkomen uit bovenstaande plannen, kan het Programma Van Eisen (PVE) worden opgesteld. Indien een eis overgenomen is uit een publikatie wordt dit vermeld.

Eisen op basis van het materieel [lit. 10]:

- PVE1: Breedte van wagenbak: 2,65 m;
- PVE2: Profiel van Vrije Ruimte (PVR). De gegevens aan de hand waarvan dit kan worden vastgesteld is opgenomen in bijlage 8;
- PVE3: Gewicht van leeg rijtuig: 50 ton;
- PVE4: Sporen in ballastbed;
- PVE5: Spoorwijdte: 1,435 m;
- PVE6: Maximale helling in rechtstand: 1:30 (3,33%);
- PVE7: Voeding in de tunnel via 'derde rail', zodat geen bovenleiding nodig is.

Exploitatie-eisen [lit. 10]:

- PVE8: De maximale rijsnelheid van de metro waarop moet worden gedimensioneerd: 70 km/h;
- PVE9: Minimale horizontale boogstraal bij 70 km/h: 235 m;
- PVE10: Overgangsbogen behorend bij gegeven boogstraal en een snelheid van 70 km/h. Deze waarden worden gegeven in bijlage 9;
- PVE11: Minimale verticale boogstraal: 2.000 m;
- PVE12: Afstand spooras-perronrand: 1,41 m;
- PVE13: Minimale horizontale boogstraal bol perron: 1.000 m;
- PVE14: Perronlengte: 130 m;
- PVE15: Sporen langs een perron moeten horizontaal liggen;
- PVE16: Elke 2.000 m wordt een kruiswissel in de sporen gelegd, om bij calamiteiten 'linkerspoor' te kunnen rijden. Bij het begin van de Sixhaven moet zo'n kruiswissel komen;
- PVE17: Indien mogelijk, worden haltes bij voorkeur uitgevoerd met eilandperrons.
- PVE18: De zuidzijde van het perron van *halte-CS* onder het Centraal Station (de stadszijde) heeft een minimale breedte van 16 m, indien uitgevoerd als eilandperron [lit. 29].

Eisen voortkomend uit de uitbreiding metro-Oostlijn:

- PVE19: Bovenkant tunnel van de Noord-Zuidlijn ter plaatse van de kruising met de uitbreiding van de metro-Oostlijn, ligt niet hoger dan NAP -9.20 m.

Eisen voortkomend uit de IJ-oeverplannen:

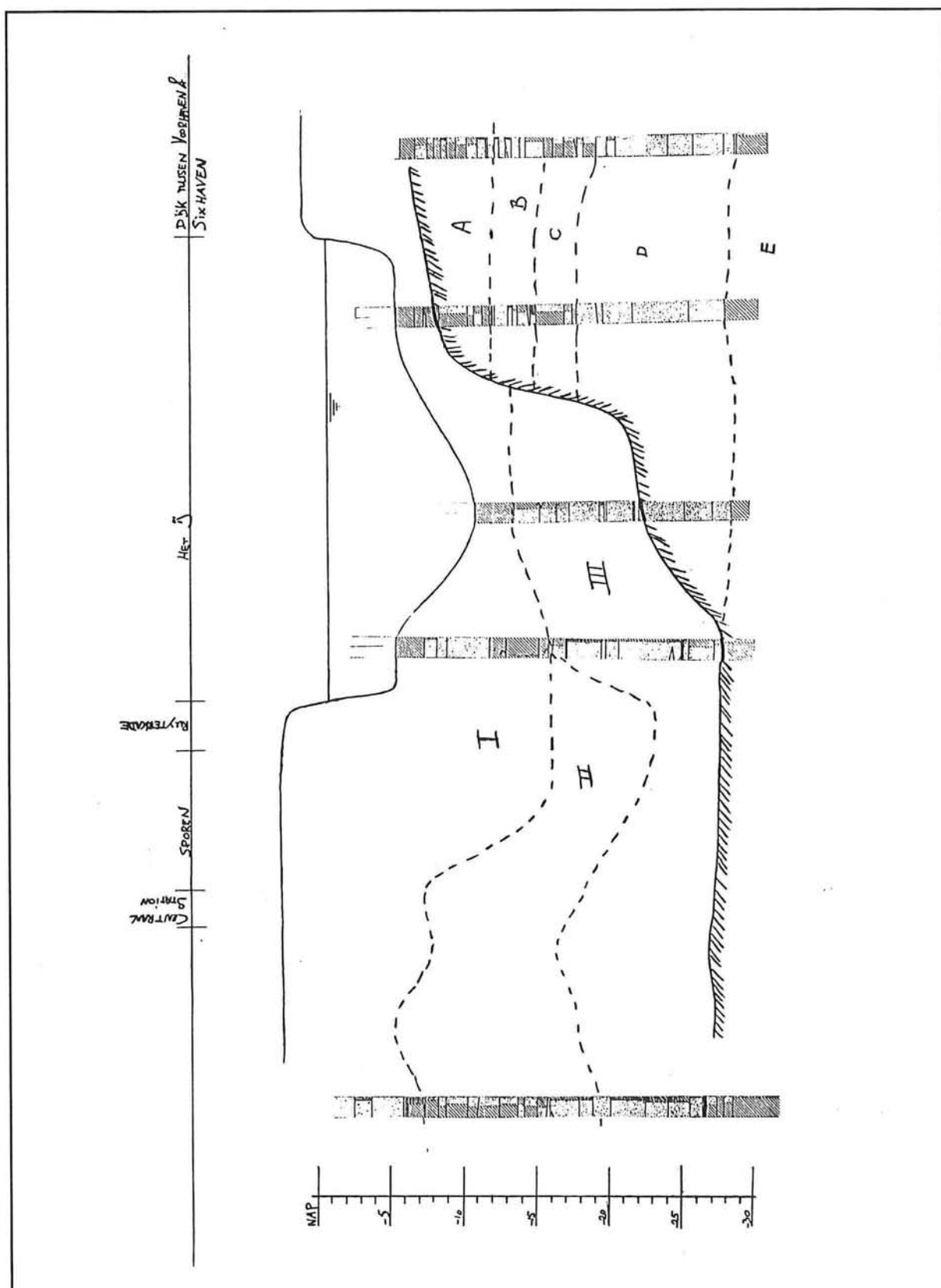
- PVE20: Aan de noordzijde van het perron van *halte-CS* moet een snelle overstapverbinding komen tussen de IJ-rail en de Noord-Zuidlijn [lit. 27].
- PVE21: De zuidelijke IJ-oever zal 40 m noordwaarts verschuiven. Door de grondaanvulling zal met een aanzienlijk grotere bovenbelasting op dit deel van de tunnel gerekend moeten worden, of moeten maatregelen worden genomen om de tunnel hiervan te ontlasten [lit. 1].

Eisen voortkomend uit plannen Havenbedrijf:

- PVE22: Op de afzinktunnel wordt een minimale dekking van 1 m aangehouden. Bij het bepalen van de diepteligging van de tunnel moet rekening worden gehouden met de bestaande vaargeul op NAP -11,50 m en de nieuwe verschoven vaargeul op NAP -10,50 m [lit. 1].

Uitvoeringseisen:

- PVE23: Acceptabele hinder voor alle verkeer bij de bouw van de tunnel.



Figuur 3.1: Bodemprofiel ter plaatse van de toekomstige afzinktunnel.

3 GEOTECHNISCHE OMSTANDIGHEDEN OP DE TUNNELLOCATIE

3.1 Geologisch lengteprofiel

Ter plaatse van het IJ is het voor Amsterdam kenmerkende bodemprofiel verstoord. Het vroegere Oer-IJ heeft hier een diepe geul uitgesleten, op sommige plaatsen tot NAP -30 m diepte. De geul is in de loop der tijd opgevuld met fijn sediment. Deze grond is weinig draagkrachtig. Het bodemprofiel zoals dat aanwezig is op de toekomstige tunnellocatie, is afgebeeld in figuur 3.1. Hierop is te zien dat een af te zinken tunnel gedeeltelijk in een verstoord gebied ligt en gedeeltelijk in een niet-verstoord gebied.

In het verstoorde gebied bestaat het bodemprofiel uit de volgende lagen:

- I : IJ klei
- II : Klei met weinig zandlagen
- III : Zand met enkele kleilagen

In het niet verstoorde gebied bestaat het bodemprofiel uit de volgende lagen⁽¹⁾:

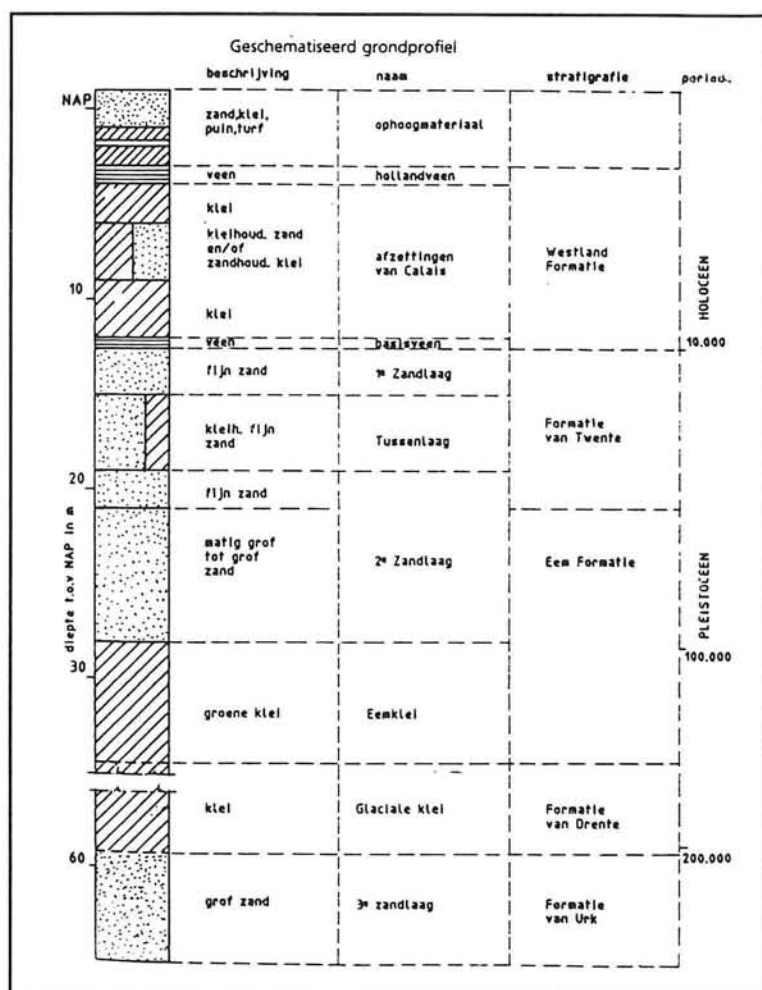
- A : Weinig zandhoudende kleilagen, Holocene
- B : 1° zandlaag, Weichselien
- C : Leem-lösslagen, Weichselien
- D : 2° zandlaag, Eemien
- E : Diepe kleilaag, Eemien
- F : Niet getekend, 3° zandlaag (vanaf NAP -60 m)

In tabel 3.1 zijn enkele geotechnische parameters van de verschillende lagen weergegeven.

Nadere gegevens van de lagen:

- I: De IJ-klei is een zeer slappe klei, afgezet in recente tijden. De klei is zo slap dat de gevoeligheid voor 'squeezing' (het opzij persen van de klei) erg groot is. Conusweerstand met men nauwelijks.
- II: Deze laag wordt gevormd door een klei-afzetting, zoals de IJ-klei, met daarin opgesloten, zandlaagjes en mengsels van slappe klei met zand.
- III: De verticale doorlatendheid in deze laag zal ondanks de aanwezigheid van klei- en veenlaagjes, toch die van de 2° zandlaag benaderen. In deze laag zijn conusweerstand gemeten van 2 tot 10 N/mm².
- A: Deze laag bestaat in feite uit een aantal lagen; dunne veenlagen en kleilagen, zie figuur 3.2 (geschematiseerd kenmerkend Amsterdams grondprofiel). Het hollandveen is een sterk samengedrukte, slappe veenlaag die sterk in dikte kan verschillen. De afzettingen van Calais kunnen in drie lagen worden onderverdeeld. Direct onder het hollandveen is een laag aanwezig die voornamelijk uit

¹: In figuur 3.1 is het basisveen niet weergegeven. Het basisveen bevindt zich tussen laag A en B. Wel is het weergegeven in figuur 3.2. Het basisveen vormt de scheiding tussen het Holocene en het Pleistoceen. Het is gemiddeld zo'n 15 cm dik en is redelijk waterdicht.



Figuur 3.2: Geschematiseerd Amsterdams bodemprofiel.

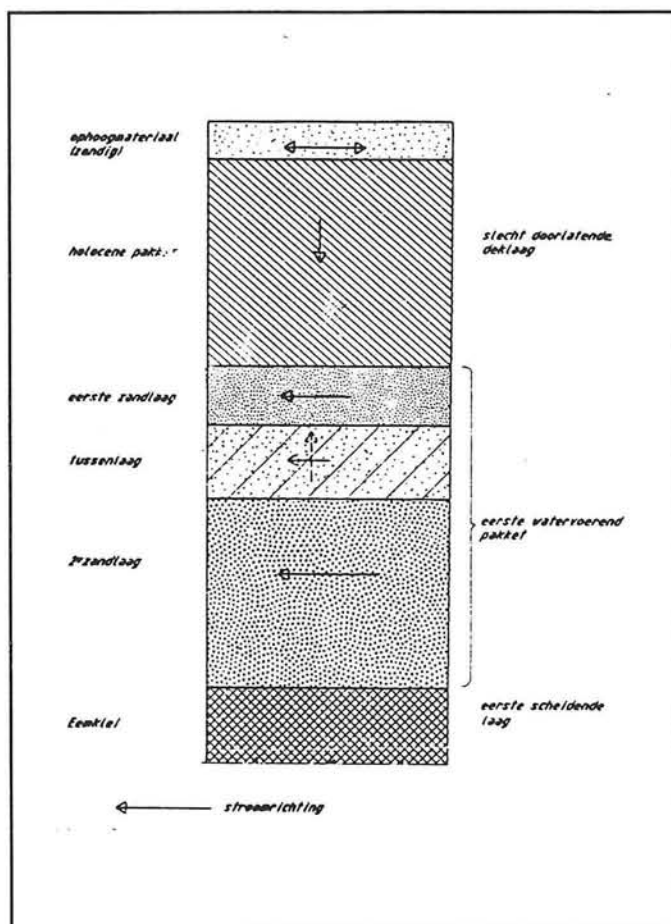
- klei bestaat. Hieronder bevindt zich een pakket dat bestaat uit een afwisseling van klei- en zandlagen. Meestal overheerst de zandfractie in dit pakket. Hieronder bevindt zich weer een pakket dat voornamelijk bestaat uit klei.
- B: De 1° zandlaag wordt gevormd door een afzetting van fijne zanden, waarin afhankelijk van de pakking, zeer hoge conusweerstand kunnen optreden. De doorlatendheid is redelijk tot goed. De zandafzetting is een spanningswatervoerende laag, waarvan het piëzometrisch vlak in de nabijheid van het IJ echter moeilijk is vast te stellen.
- C: Deze laag, de tussenlaag, is zeer heterogeen afgezet, waardoor de doorlatendheid sterk wisselend is. Het bestaat uit fijne tot zeer fijne zanden, afgewisseld met leem-, klei- en veenlagen.
- D1⁽¹⁾: Deze laag is een afzetting van fijne zanden. De laag is goed waterdoorlatend. Aanzienlijke conusweerstand zijn gemeten in deze laag.
- D2⁽²⁾: De laag bestaat uit matig grove zanden, welke tijdens een mariene regressiefase van het Eemien afgezet zijn. Soms worden schelpenbanken met grove grindzanden aangetroffen. De doorlatendheid is zeer hoog. De beide onderdelen van de 2° zandlaag zijn weer een spanningswatervoerende laag. Het piëzometrisch vlak hiervan is in dit gebied moeilijk vast te stellen. De conusweerstand in deze laag is aanzienlijk. Deze laag is dus zeer draagkrachtig.
- E: Deze kleilaag bestaat eigenlijk uit 2 lagen die echter slecht te onderscheiden zijn. De 1° laag is groene klei en is afgezet in de Eemzee tot NAP -45 m. Hieronder bevindt zich een laag lacustroglaciale klei; smeltwaterafzettingen. Deze laag reikt ter plaatse van het Centraal Station tot NAP -65 m.
- F: De zanden van de 3° zandlaag bestaan uit matig grove en grove zanden die fluviaal zijn afgezet. Deze zanden komen voor tot NAP -220 m.

3.2 Hydrologisch bodemprofiel

Het niet-verstoorde gebied kan worden geschematiseerd tot drie watervoerende pakketten die gescheiden zijn door slecht of matig doorlatende lagen. De slecht doorlatende deklaag wordt gevormd door het holocene pakket, met name door het basisveen. Hieronder vormen de 1° zandlaag, de tussenlaag en de 2° zandlaag, een watervoerend pakket. De 2° afsluitende laag wordt gevormd door de laag Eem- en lacustroglaciale klei. In de 3° zandlaag liggen de volgende twee watervoerende pakketten. Deze twee pakketten kunnen als één worden beschouwd, omdat de scheidingslaag die op sommige plaatsen in Noord-Holland aanwezig is, in Amsterdam waarschijnlijk ontbreekt.

¹: Bovenkant 2° zandlaag; oude dekzanden.

²: Rest van 2° zandlaag; marien Eemien.



Figuur 3.3: Geschematiseerd hydrologisch profiel.

Laag	ρ (kN/m ³)	ρ_d (kN/m ³)	ϕ_f	q_c (N/mm ²)	C (kPa)
I ⁽¹⁾	13,1	6,1	(14,3°)	0,0-1,0	3,5
II	16,5	11,4		1,0-3,0	
III ⁽²⁾	18,2	14,2	(33°)	2,0-10,0	10
A ⁽³⁾					
B	19,7	16,2	40,6°	8,0-24,0	
C	18,9	14,7	39,8°	4,0-10,0	
D1	19,6	15,9	38,9°	10,0-26,0	
D2	19,5	16,1	38,6°	14,0-28,0	

Tabel 3.1: Geotechnische parameters van de verschillende lagen. Bron: Omegam buitendienst.

In tabel 3.1 gebruikte grootheden:

- ρ : Volumieke massa van de natte grond;
- ρ_d : Volumieke massa van de droge grond;
- ϕ_f : Hoek van inwendige wrijving bij bezwijken;
- q_c : Conusweerstand;
- C : Cohesie in termen van effectieve spanning;

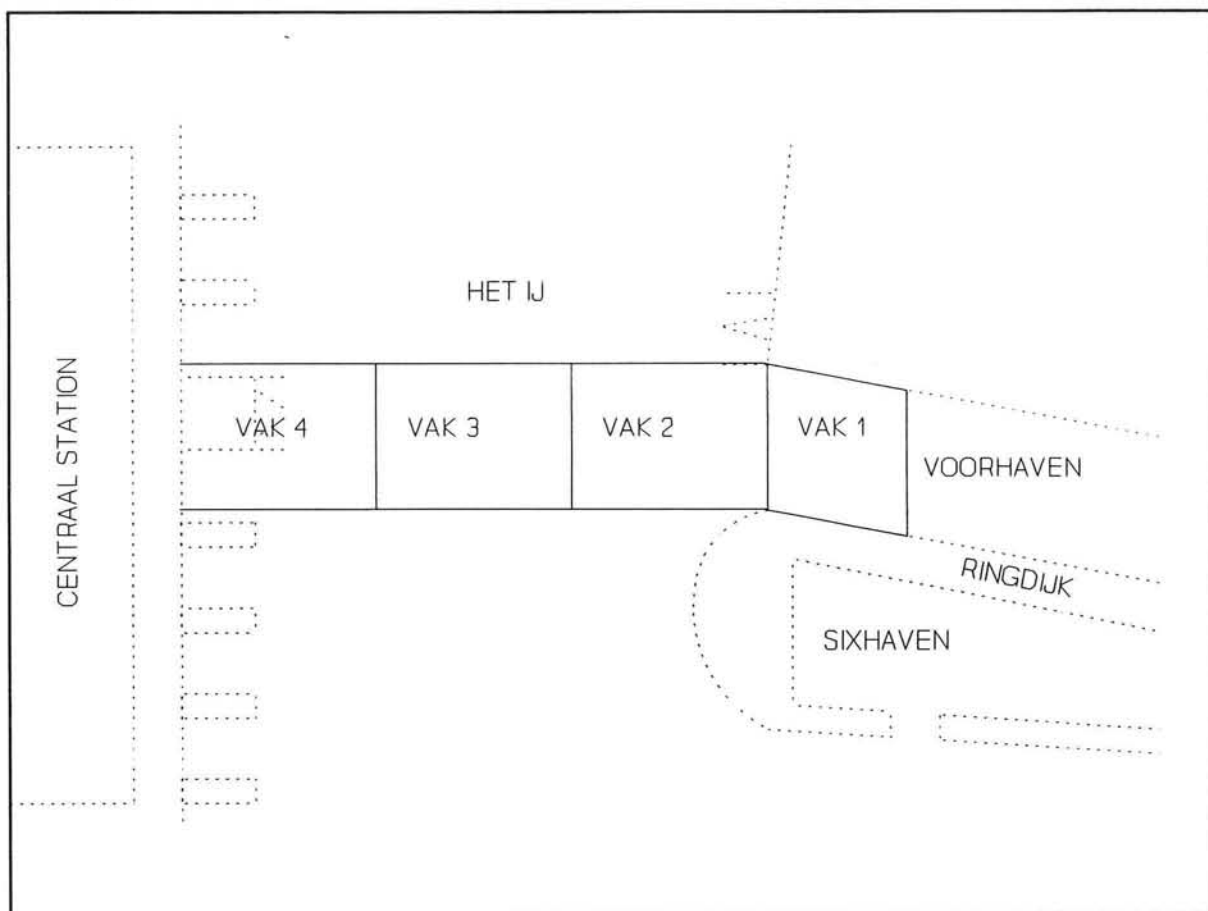
Tussen maaiveld en Eemklei kunnen drie soorten grondwaterstroming worden onderscheiden (zie figuur 3.3):

- Een oppervlakte-grondwaterstroming is in het waterdoorlatend ophoogmateriaal aanwezig. Deze stroming is niet eenduidig vast te stellen. De stijghoogte verloopt van NAP +0.5 m tot NAP -0.6 m)
- Een grondwaterstroming in het 1° watervoerende pakket dat gevormd wordt door de 1° zandlaag, de tussenlaag en de 2° zandlaag. De stijghoogte van het grondwater in het 1° watervoerende pakket bedraagt gemiddeld in Amsterdam NAP -2,5 m en ligt bij het Centraal Station tussen NAP -0,5 m en NAP -1,0 m.
- Een grondwaterstroming in de slecht doorlatende deklaag. De stroomrichting is hoofdzakelijk verticaal naar beneden door een potentiaalverschil tussen het oppervlaktegrondwater en het 1° watervoerende pakket.

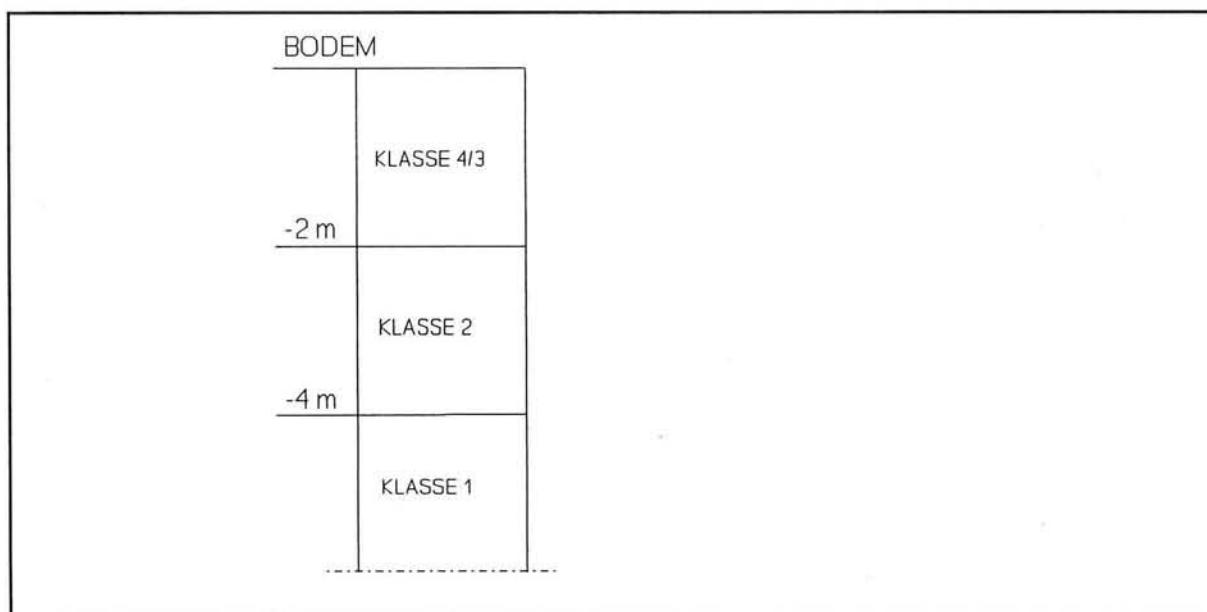
¹: De hoek van inwendige wrijving en de cohesie van deze laag, zijn gegeven in geconsolideerde, ongedraineerde toestand.

²: De hoek van inwendige wrijving en de cohesie van deze laag, zijn gegeven in geconsolideerde, gedraineerde toestand.

³: Deze laag bestaat uit een aantal lagen met sterk uiteenlopende parameters.



Figuur 3.4: Verdeling in vakken van het onderzoeksgebied



Figuur 3.5: Verloop van de vervuiling met de diepte.

3.3 De bodem en oevers van het IJ

De bodem van het IJ ter plaatse van het toekomstige tunneltracé is over de bovenste 2 meter zwaar vervuild⁽¹⁾. In 1991 is een onderzoek gedaan in opdracht van Rijkswaterstaat naar de vervuilingsgraad van de IJ-bodem. De resultaten staan in tabel 3.2. De verdeling van het onderzoeksgebied is weergegeven in figuur 3.4.

VAK	PAK's	Kwik	PCB's	Olie	Koper	Arseen
1	3	3				
2	4					
3	3	3	3			
4	3	3 ⁽²⁾	3	3	3	3

Tabel 3.2: Classificering van de vervuiling van de IJ-bodem.⁽³⁾

De in de tabel 3.2 aangegeven waarden gelden slechts voor de bovenste 2 meter van de bodem. Figuur 3.5 geeft aan hoe de vervuiling verloopt met de diepte.

Rijkswaterstaat zal een saneringsonderzoek (laten) doen, waarna besloten zal worden of, en zo ja in welke mate, de IJ-bodem zal worden gesaneerd. Op welke termijn dit plaats zal vinden is onbekend.

	algemene milieukwaliteit		toetsings- waarde	signalerings- waarde
classificatie	klasse 1	klasse 2	klasse 3	klasse 4
verwerking	nuttig gebruik	nuttig gebruik onder voorwaarden	reinigen of gecontroleerd storten	

Tabel 3.3: Betekenis van de verschillende milieuklassen.

¹: De gegevens van de IJ-bodem zijn telefonisch verkregen van de afdeling Watersystemen, directie Noord-Holland van Rijkswaterstaat.

²: Overschrijding van de toetsingswaarde met ruim 500%. De vervuiling benadert classificering 4. Voor de overige klasse 3 waarden bedraagt de overschrijding zo'n 200%.

³: Normering volgens 3^e Nota Waterhuishouding

Op basis van het Baggerspecieplan van de provincie Noord-Holland [lit. 3], geldt de volgende regelgeving (zie ook tabel 3.3): Baggerspecie klasse 1 komt voor nuttig gebruik en verspreiding in het milieu in aanmerking. Voor klasse 2 is dit alleen mogelijk als aan bepaalde randvoorwaarden wordt voldaan. Deze voorwaarden zijn afhankelijk van de maatgevende vervuilende stoffen. Nuttig gebruik van baggerspecie klasse 3 en 4 is alleen mogelijk als reinigings- en immobilisatietechnieken de verontreinigingen onschadelijk hebben gemaakt. Als deze verwerkingsmogelijkheden niet kunnen worden benut, dient de baggerspecie geborgen te worden onder IBC-condities (Isoleren, Beheren, Controleren).

De IJ-oeveren achter het Centraal Station zijn door Omegam in 1989 onderzocht [lit. 16]. In tabel 3.4 zijn de resultaten weergegeven voor de bodem van de IJ-oeveren. Ook het grondwater blijkt op deze locatie vervuild te zijn, waarbij de gehaltes minerale olie en Vluchtige-Aromatische-Koolwaterstoffen (VAK's) de C-waarde overschrijden.

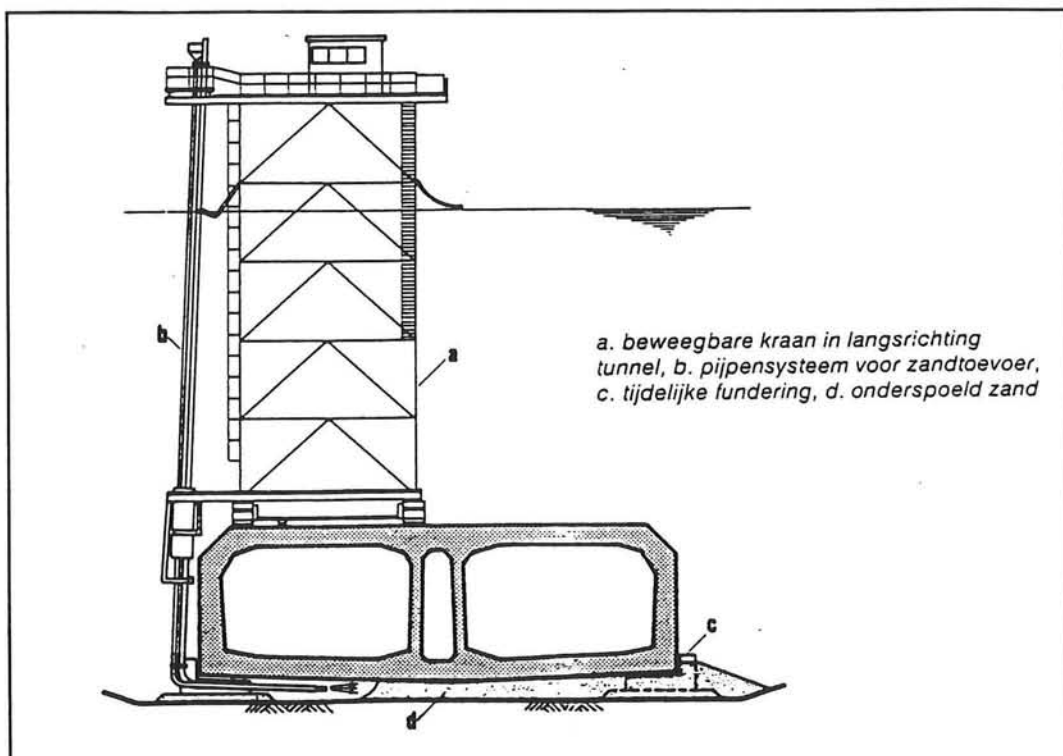
Vervuilende stof	Gehalte	Diepte
minerale olie	> A	0,0-4,5 m-mv ⁽¹⁾
PAK's	> A	0,1-1,0 m-mv
kwik	> B	2,5-2,9 m-mv
lood	> C	2,5-3,0 m-mv

Tabel 3.4: Bodemvervuiling van de IJ-oeveren achter het Centraal Station.

Voor de in tabel 3.4 genoemde richtwaarden geldt de volgende regelgeving:

- A-waarde: het concentratieniveau van de stof(fen) is zodanig dat er geen sprake is van bodemverontreiniging;
B-waarde: nader onderzoek is nodig;
C-waarde: de bodem is ernstig verontreinigd; sanering(sonderzoek) is noodzakelijk.

¹: Meter beneden maaiveld.



Figuur 4.1: Rijdende onderspoelinstallatie (Beneluxtunnel).

4 INVENTARISATIE VAN AFGEZONKEN TUNNELS IN NEDERLAND

4.1 Gevolgde werkwijze

Om inzicht te verkrijgen in de mogelijkheden om een tunnel af te zinken en met name hoe een tunnel gefundeerd kan worden, is een literatuurstudie gedaan. Van de in Nederland afgezonken tunnels is bekeken hoe deze zijn gefundeerd. In het bijzonder zijn de afgezonken tunnels in de nabijheid van Amsterdam bestudeerd.

In de directe omgeving van Amsterdam zijn vier tunnels afgezonken: de IJ-tunnel, de Coentunnel, de Hemspoortunnel en de Zeeburgertunnel. Eén tunnel is in aanbouw; de Piet Heintunnel. De tunnels zijn o.a. onderzocht op de punten:

- Dwarsprofiel en lengteprofiel;
- Voegconstructies;
- Afzinkmethodiek;
- Zinksleuf;
- Geologisch lengteprofiel;
- Toegepaste fundering van het zinkgedeelte;
- Inritten en overgangsconstructies.

4.2 Uitkomsten van de inventarisatie en conclusies

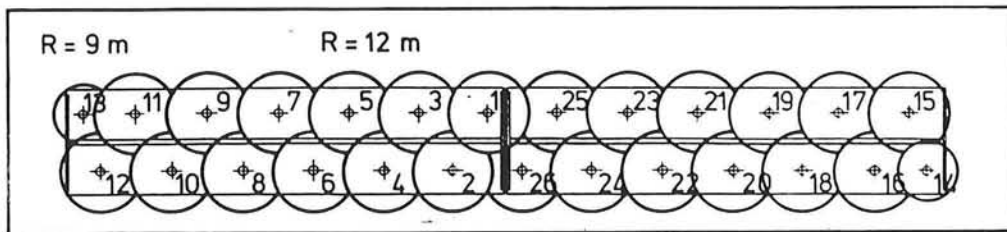
De uitkomsten van de inventarisatie zijn uitgebreid weergegeven in bijlage 1. In deze paragraaf wordt een samengevat overzicht gegeven van de afgezonken tunnels in Nederland en in Amsterdam in het bijzonder en worden conclusies verbonden aan de inventarisatie.

4.2.1 *Overzicht van afgezonken tunnels in Nederland*⁽¹⁾

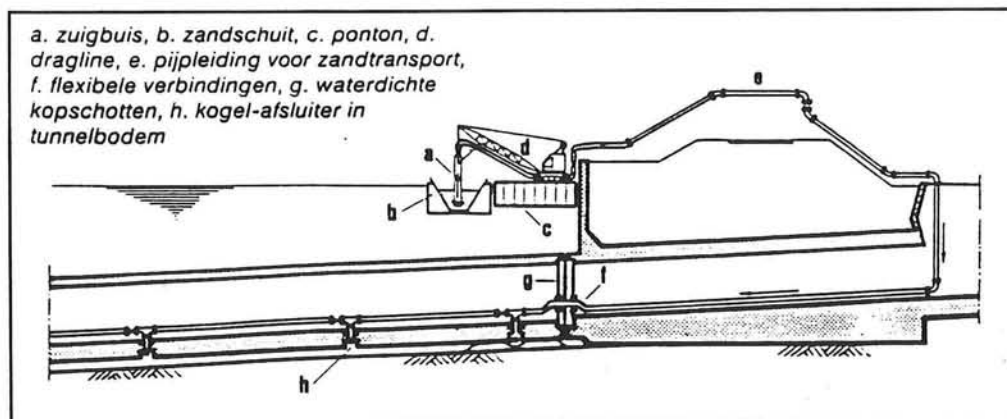
In Nederland zijn negentien afgezonken verkeerstunnels (inclusief de in aanbouw zijnde tunnels), één afgezonken watertransporttunnel en twee afgezonken leidingentunnels gebouwd. Het overgrote deel van de afgezonken tunnels -zestien stuks- is gefundeerd op staal, wat wil zeggen dat ze zijn onderspoeld of onderstroomd met zand.

Bij de eerste vier tunnels die op een zandbed werden gefundeerd, werd het zand aangebracht met de onderspoelmethode. Dit onderspoelen vindt plaats met een rijdende spoelinstallatie (zie figuur 4.1). Hierbij wordt een mengsel van zand en water aangebracht met behulp van een horizontale buis die in de ruimte tussen tunnelbodem en de gebaggerde sleuf wordt gebracht. Het tunnelelement staat in deze fase nog op een ondersteuning van vijzelpennen. Deze worden afgelaten als het zandbed is aangebracht. Om ervoor te zorgen dat het zand regelmatig neerslaat, zodat de ruimte tussen de tunnelbodem en de sleuf goed wordt opgevuld, zijn aan weerszijden van de zandaanvoerbuizen twee aanzuigbuizen geplaatst. Hierdoor wordt een regelmatig stromingspa-

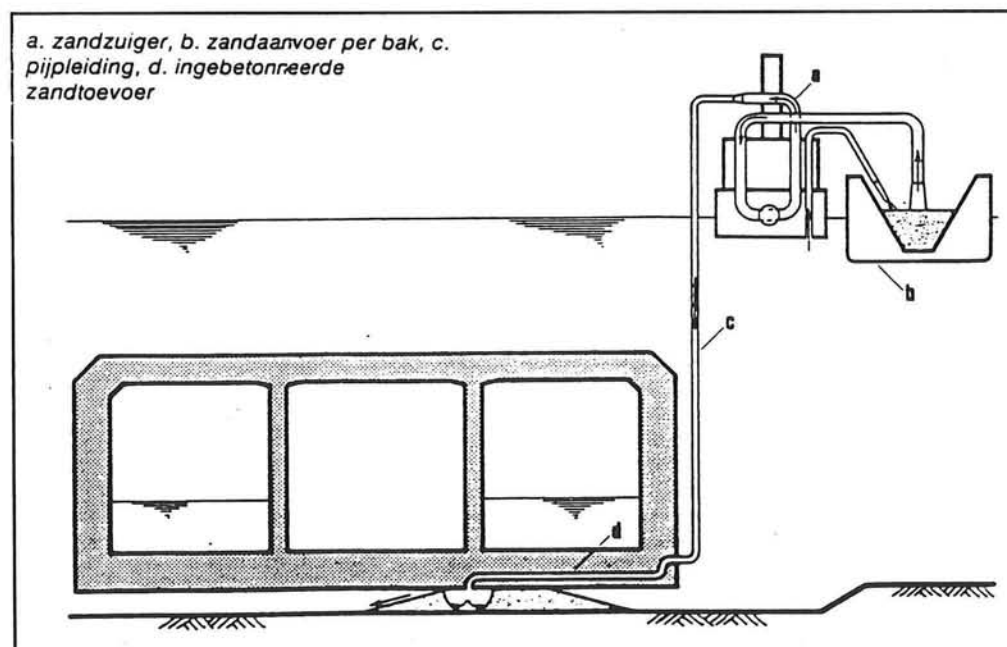
¹: Voor deze paragraaf is gebruik gemaakt van lit. 26 en 28.



Figuur 4.2: Pannecoekenpatroon dat ontstaat bij onderstromen.



Figuur 4.3: Zandaanvoer vanaf de wal (Vlaketunnel).



Figuur 4.4: Zandaanvoer van buiten de tunnel (Hemspoortunnel).

troon bereikt. Het horizontale buisgedeelte is verbonden aan verticale buizen tot een niveau boven de waterspiegel. Het gehele systeem hangt aan een hulpconstructie die verrijdbaar is over het dak van het tunnelelement.

Het zand wordt met bakken naar de hulpconstructie gebracht en via een zandzuiger in het buizensysteem gepompt. De dikte van het zandbed bedraagt over het algemeen 1 m en wordt bepaald door de ruimte die noodzakelijk is voor de onderspoelwerkzaamheden.

Nadelen van deze methode zijn:

- De meeste Nederlandse tunnels zijn gesitueerd onder waterwegen met druk scheepvaartverkeer, waarbij het benodigde materieel voor het zandspoelen een hinderlijk obstakel vormt.
- Er is een kostbare drijvende kraan nodig voor het verplaatsen van de spoeltoren van het ene element naar het andere.
- Er wordt vrij grof en daarmee relatief duur zand toegepast.

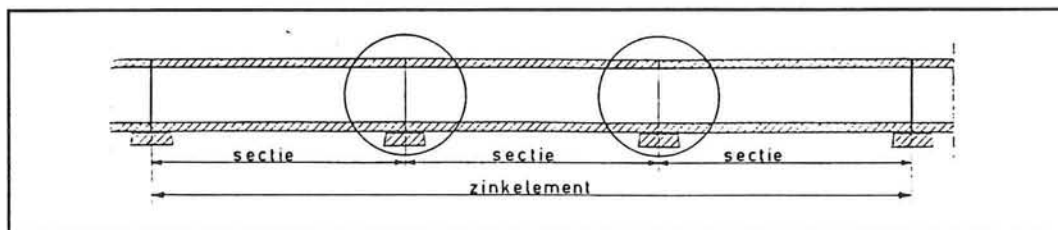
De zandinjectiemethode (onderstromen) kent deze nadelen niet. Deze methode is toegepast voor de andere tunnels die op staal zijn gefundeerd (twaalf stuks) en wordt nog steeds toegepast. Hierbij wordt door openingen in de tunnelbodem de ruimte tussen de onderkant van de tunnel en de zinksleuf volgeperst met zand. De openingen bevinden zich op een vaste afstand uit elkaar. Geïnjecteerd wordt telkens vanuit één opening, terwijl de andere openingen zijn gesloten. Een soort pannekoek van zand zet zich nu af onder de tunnel. Als de "pannekoek" groot genoeg is wordt de opening afgesloten en wordt via de naastgelegen opening het onderstromen voortgezet (zie figuur 4.2). Zo wordt de hele tunnel voorzien van een zandbed. Het zand wordt met buizen door de tunnel aangevoerd vanaf de wal (figuur 4.3) of van buiten de tunnel door hier de zandaanvoer aan te sluiten op in de vloer ingestorte pijpen (figuur 4.4).

Voor een aantal tunnels met een bijzonder slechte ondergrond werden paalfunderingen aangebracht. De metrotunnel onder de Nieuwe Maas in Rotterdam werd op palen gefundeerd omdat de stijfheid van de grondslag in langsrichting aanzienlijk varieerde, zodat grote zettingsverschillen werden verwacht. Bovendien was de massa van de tunnel in relatie tot de dynamische belasting door een passerende metro tamelijk klein. Daardoor bestond de vrees dat de tunnel in trilling zou worden gebracht wat zettingen zou veroorzaken als de tunnel op staal zou zijn gefundeerd.

De fundering werd als volgt uitgevoerd:

Een stalen buispaal van Ø0,62 m, voorzien van een gietijzeren schoen werd de grond in geheid. Onder in de paal werd 0,5 m³ betonspecie gestort. Vervolgens werd een geprefabriceerde betonnen paal met nastelbare kop in de buispaal neergelaten. Hierna werd de buispaal getrokken. De nastelbare kop was noodzakelijk, omdat het onmogelijk is palen exact op hoogte te heien.

Ook de IJ- en de Zeeburgertunnel zijn op palen gefundeerd. In §4.2.2 wordt dieper op deze tunnels ingegaan. De watertransporttunnel onder het Amsterdam-Rijnkanaal is gefundeerd op grindbedden. Deze grindbedden waren aangebracht op kleine onderlinge afstanden, zodat van bovenaf gezien een dambord-achtig patroon ontstond. De duiker werd dus slechts gedeeltelijk ondersteund. De twee leidingentunnels zijn rond. Hierbij is onderspoelen niet nodig. Bij het in slagen aanvullen van de sleuf wordt ook de fundering aangebracht, in de vorm van een zijdelingse opsluiting.



Figuur 4.5: Oplegging van een tunnelement op kespen.

4.2.2 Overzicht van afgezonken tunnels in Amsterdam

Deze paragraaf geeft kort enkele bijzonderheden van vijf in de nabijheid van Amsterdam afgezonken tunnels. De volledige inventarisatie is te vinden in bijlage 1.

De Coentunnel [lit. 11, 31 en 32] is een redelijk standaardontwerp, maar dan met verouderde technieken. De zandbedfundering voor de tunnel is aangebracht met een onderspoelinstallatie. De tunnel is eerst tijdelijk gefundeerd op betonnen oplegplaten die op grindbedden waren opgelegd. De elementen zijn met een uitgebreide waterdichte bekleding uitgevoerd. De inritten zijn uitgevoerd in bouwkuipen met natuurlijke taluds.

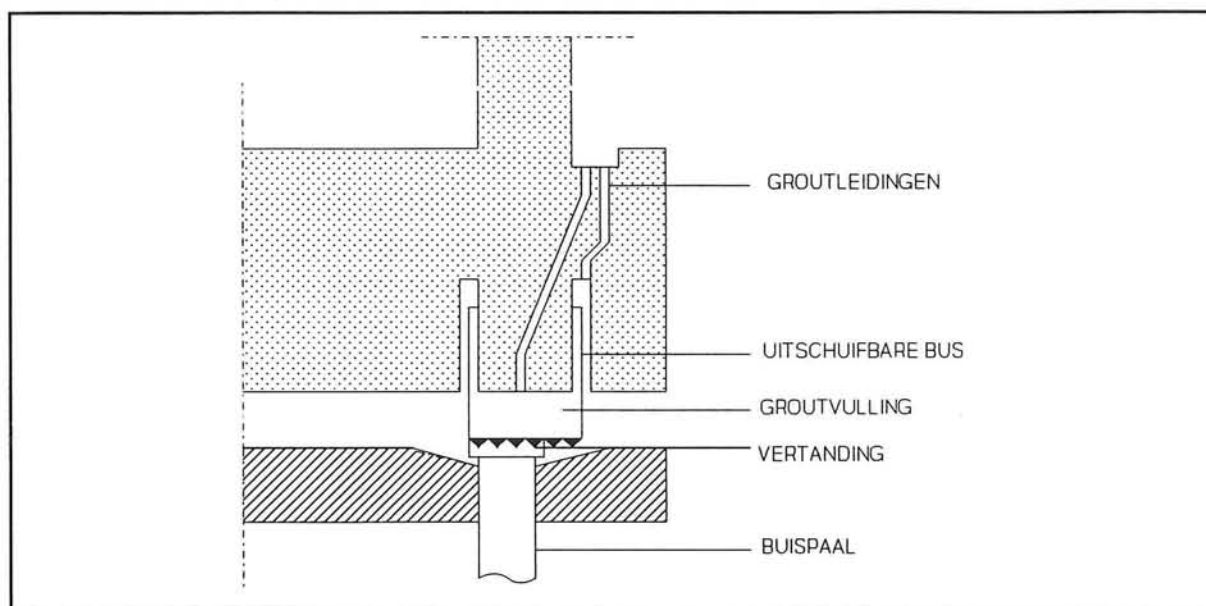
Het ontwerp van **De IJ-tunnel** [lit. 17, 18 en 30] is verre van standaard. Vanwege de slechte ondergrond ter plaatse werd deze tunnel gefundeerd op boorpalen tot in de derde zandlaag, met een maximale lengte tot NAP -90 m. Deze palen werden aangebracht met een speciaal hiervoor ontworpen boorinstallatie op palen. De palen zijn aangebracht in paalgroepen en iedere paalgroep is afgedekt met een betonnen kesp. Iedere tunnelmoot ligt met beide uiteinden op een kesp (zie figuur 4.5).

Het deel van de tunnel dat onder de spoorbaan ligt is gebouwd door het pneumatisch afzinken van caissons. Aan weerszijden van dit deel zijn tunnelementen afgezonken. De tunnelementen zijn voorzien van een waterdichte bekleding en hebben bijzondere voegconstructies gekregen omdat het verwachte gedrag in lengterichting van de elementen op de paalfundering anders was dan bij een fundering op staal.

De Hemspoortunnel [lit. 12 en 19] is een standaardvoorbeeld van een afgezonken tunnel, waarbij de plaatselijke omstandigheden een 'eenvoudig' ontwerp toelieten. De meeste technieken die bij deze tunnel zijn toegepast zijn in de loop der tijd niet wezenlijk veranderd. De tunnel is op een zandbed gefundeerd dat met de zandinjectiemethode is aangebracht. Bij deze tunnel is voor het eerst gebruik gemaakt van in de tunnelvloer ingestorte pijpen. De inritten zijn gebouwd in bouwkuipen met natuurlijke taluds. Bijzonder bij deze tunnel waren de zeer lange elementen van 268 m, wat mogelijk was omdat op de plaats van afzinken geen stroming aanwezig was. Ook het gebruik van koppelstaven in plaats van voorspankabels is opmerkelijk.

De Zeeburgertunnel [lit. 20] staat op stalen buispalen die zijn geheid tot NAP -50 m. Het tunneltracé kruist een dichtgeslibde zandwinput, zodat een fundering op staal niet mogelijk was. De verbinding tussen de buispalen en de tunnelementen is uitgevoerd met busconstructies die in de tunnelvloer zijn opgenomen (zie figuur 4.6). Deze busconstructies liet men zakken op de deksels van de buispalen, waarna de bus werd geïnjecteerd met grout. De verbinding kan verticale drukkracht en horizontale krachten op de palen overbrengen.

De bouwkuip voor de zuidelijke inrit heeft als bouwdok voor de tunnelementen dienst gedaan. De inritten werden gebouwd in bouwkuipen met stalen damwanden en onderwaterbeton met trekpalen. De trekpalen in de geul van het Oer-IJ zijn stalen injectiepalen die reiken tot NAP -40 m. De palen onder de inritten zijn betonnen palen.



Figuur 4.6: Busconstructie van de Zeeburgertunnel.

De in aanbouw zijnde **Piet Heintunnel** [lit. 9, 24, 25] wordt gefundeerd op een zandbed dat wordt aangebracht met de zandinjectiemethode. Bij de hooggelegen delen worden de zettingsgevoelige lagen vervangen door zand. De tunnel is bedoeld voor autoverkeer en een sneltram. De sneltram bepaalt de maximale verticale helling. De tunnel is daarom relatief lang. De tunnelementen worden gebouwd in een bouwdok vlak bij Antwerpen en zullen over de Westerschelde, de Noordzee en het Noordzeekanaal naar Amsterdam worden gesleept. De inritten worden gebouwd in bouwkuipen met stalen damwanden, deels als polder, deels met onderwaterbeton. De oostelijke toegang wordt gefundeerd op stalen buispalen die reiken tot in de 3^e zandlaag, omdat ter plaatse de 2^e zandlaag ontbreekt. Boven de westelijke inrit wordt een plein gebouwd. De damwanden van de inrit en aangebrachte dwarsschermen vormen de draagconstructie voor het plein.

4.2.3 Conclusies

Op basis van de inventarisatie kan het volgende worden vastgesteld:

- Het funderen van een afzinktunnel op een zandbed is vaak toegepast. Deze methode is standaard en hiermee is de meeste ervaring opgedaan. Het is ook een goedkope methode.
- Er is drie keer bij een verkeerstunnel voor een paalfundering gekozen in plaats van een fundering op staal. Eén keer in Rotterdam omdat ten eerste grote zettingsverschillen werden verwacht door de wisselende stijfheid van de grondslag. Ten tweede omdat het een metrotunnel betrof en men bang was dat trillingen van de tunnelementen extra zettingen zouden veroorzaken. Twee keer in Amsterdam omdat de grondslag te slecht was, veroorzaakt door het Oer-IJ en een zandwinput.
- Het ontwerp van de tunnelementen en de methode van afzinken is in hoofdlijnen onafhankelijk van de toegepaste fundering. Bij de Zeeburgertunnel zijn - afgezien van de busconstructies - weinig bijzonderheden aan het tunnelontwerp te ontdekken, ondanks de paalfundering.

Hieraan worden de volgende conclusies verbonden:

- Voor het globale ontwerp van de tunnelementen zal geen rekening gehouden worden met de wijze van funderen.
- De mogelijkheid om de tunnel op een zandbed te funderen zal worden onderzocht omdat met deze methode de meeste ervaring is opgedaan en deze waarschijnlijk de goedkoopste is. Bovendien veroorzaakt deze funderingsmethode minimale hinder voor de scheepvaart.
- Omdat bij voorgaande tunnels altijd een paalfundering is toegepast als de grondslag slecht was, en bij de metrotunnel in Rotterdam ook nog problemen werden gevreesd door trillingen, is het de vraag of een zandbedfundering bij deze tunnel wel mogelijk is. Bij een fundering op staal zal gezocht moeten worden naar maatregelen om de zettingen te verminderen of naar mogelijkheden om de tunnel nastelbaar te maken.
Indien een fundering op staal helemaal niet mogelijk is, moet gezocht worden naar een fundering waarbij de optredende zettingsverschillen wel binnen de marges zijn. Deze fundering moet aan te brengen zijn met acceptabele hinder voor de scheepvaart.

5 DIMENSIONERING VAN DE AFZINKTUNNEL

5.1 Het dwarsprofiel van de tunnel onder het IJ

Vele criteria bepalen het dwarsprofiel van de afgezonken tunnel. Ten eerste stelt het Profiel van Vrije Ruimte die geldt voor het metromaterieel, eisen aan de holle ruimte in de tunnel. Daarnaast moet de tunnel kunnen opdrijven en worden afgezonken, wat grenzen oplegt aan de hoeveelheid toe te passen beton. De tunnelementen moeten tijdens het transport stabiel zijn en de diepgang mag de minimale waterdiepte niet overschrijden. Ten slotte geldt nog als bijzonderheid dat de sporen bij de *halte-CS* ver van elkaar liggen door het eilandperron. Door de aansluiting van de afzinktunnel op *halte-CS*, oefent de hart-op-hart-afstand van de sporen een grote invloed uit op het dwarsprofiel.

5.1.1 *Bepalende criteria dwarsprofiel*

Profiel van Vrije Ruimte (PVR): Voor het PVR dat vereist is voor het metromaterieel gelden de normen die zijn weergegeven in bijlage 8. De minimale horizontale boogstraal van de tunnel zal tussen de 750 en 1000 m liggen.

Minimaal dwarsprofiel: Uitgangspunt voor het dwarsprofiel is het minimale dwarsprofiel. Dit is het minimale Profiel van Vrije Ruimte (PVR) dat vereist is voor het metromaterieel, vermeerderd met ruimte die benodigd is voor de installaties en de tunnelconstructie zelf. Het minimale dwarsprofiel moet nog vermeerderd worden voor bouwtoeranties (ca. 2-3 cm) en afzinktolleranties (3-4 cm), maar gezien het globale karakter van de vaststelling van dit profiel worden deze toleranties buiten beschouwing gelaten.

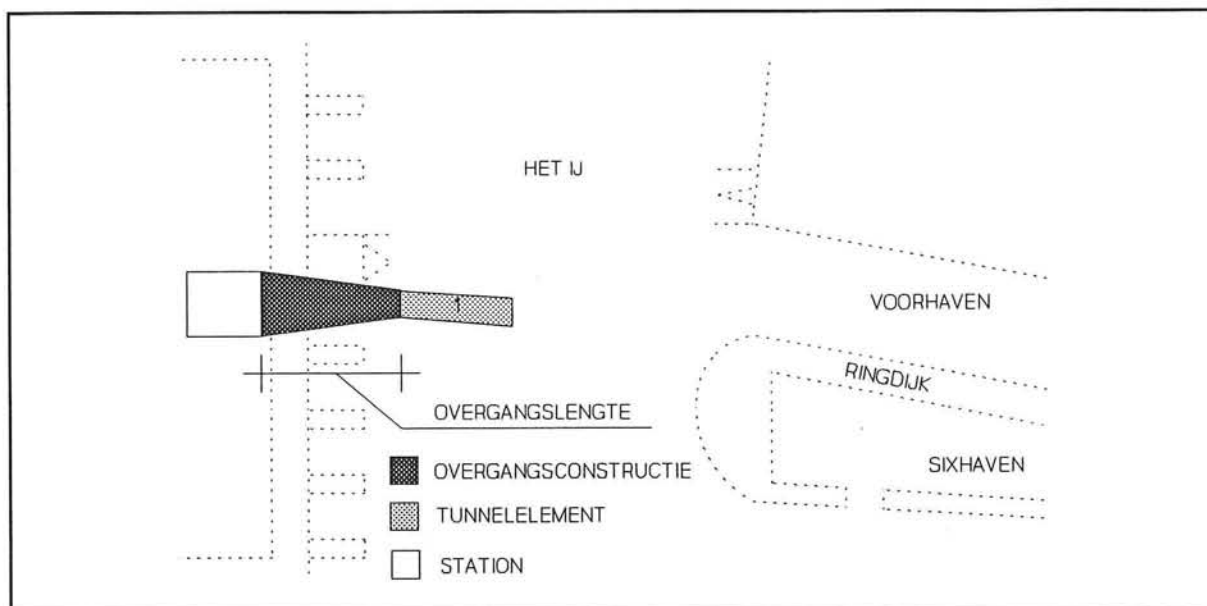
Tunnelconstructie: Ten eerste moet de betonconstructie van de tunnel voldoende sterk zijn om alle maatgevende belastingen op te kunnen nemen. Ten tweede wordt bij een vastgestelde holle ruimte, de hoeveelheid beton die kan worden verwerkt in een element door twee eisen bepaald:

- 1 Een element moet kunnen drijven met beperkt gangboord. Als gesteld wordt dat de opdrijvende kracht van het element $\pm 1\%$ groter is dan het gewicht van het element, geeft dat de vergelijking:
Gewicht tunneldeel = $0,99 \cdot \text{maximum opdrijvende kracht}$.
- 2 Een element moet na het afzinken voldoende zekerheid tegen opdrijven hebben. Als deze zekerheid gelijk gesteld wordt aan $\pm 7,5\%$ van het opdrijvend vermogen van het tunneldeel ontstaat de volgende vergelijking:
Gewicht tunneldeel = $1,075 \cdot \text{maximum opdrijvende kracht}$.

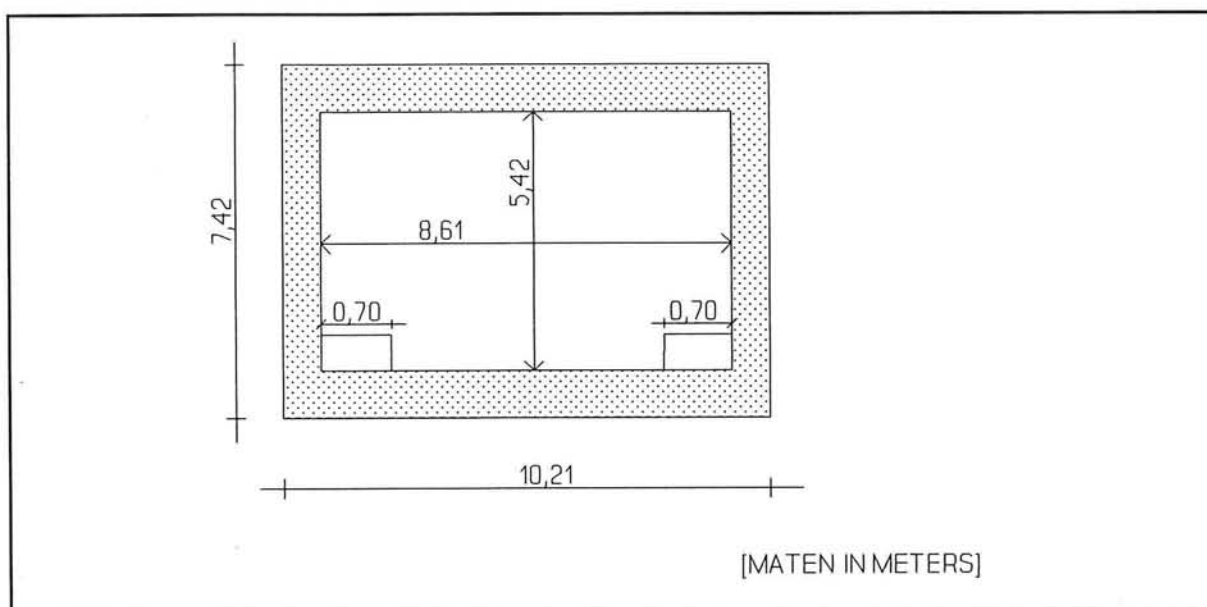
Per strekkende meter element leiden de eisen tot:

$$1 \quad \gamma_{\text{bcb}} \cdot C + M = 0,99 \cdot \gamma_w \cdot (B + C + R) \quad (5.1)$$

$$2 \quad \gamma_{\text{bco}} \cdot C + \gamma_{\text{bm}} B = 1,075 \cdot \gamma_w \cdot (B + C + R) \quad (5.2)$$



Figuur 5.1: De overgangslengte.



Figuur 5.2: Dwarsdoorsnede van de tunnel.

B	= (ruimte voor) ballastbeton per strekkende meter tunnel in m ³
C	= constructief beton per strekkende meter tunnel in m ³
R	= holle ruimte per strekkende meter tunnel in m ³
M	= totaal gewicht van kopschotten en zinkuitrusting
γ_{bob}	= bovengrens soortelijk gewicht van constructief beton
γ_{bco}	= ondergrens soortelijk gewicht van constructief beton
γ_{bm}	= soortelijk gewicht van ballastbeton
γ_w	= soortelijk gewicht van het water

Met een vastgestelde holle ruimte, kunnen de hoeveelheden benodigd ballastbeton en constructief beton worden bepaald.

Stabiliteit: De tunnel moet stabiel zijn tijdens het transport. Daarvoor is een metacentrumhoogte nodig van minimaal ca. 50 cm. De elementen moeten tijdens het transport ook voldoende vrijboord hebben, zodat eventuele golfoverslag geen grote gevolgen heeft.

Waterdiepte: Over het tracé waarlangs de elementen worden getransporteerd, moet voldoende waterdiepte aanwezig zijn voor diepgang van de elementen plus enige speling.

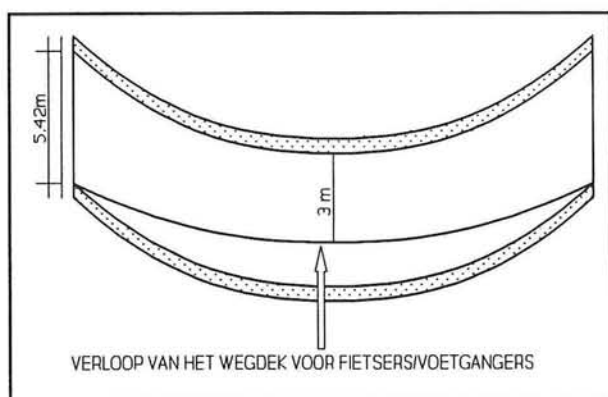
De Noord-Zuidhalte onder het Centraal Station: De tunnel onder het IJ sluit aan op *halte-CS*. Dit Noord-Zuidstation krijgt een eilandperron van ruim 16 m breed (PVE18). De sporen liggen hier dan h.o.h. 18,8 m ($2 * \text{afstand spooras-perronrand (PVE12)} + \text{perronbreedte} = 2 * 1,41 \text{ m} + 16 \text{ m} = 18,8 \text{ m}$). Bij het afzinken van tunnelelementen met een minimaal dwarsprofiel liggen de sporen h.o.h. 3,9 m (zie §5.1.2). Om de sporen van h.o.h. 18,8 m naar 3,9 m te laten verlopen, is een vrij grote lengte spoor noodzakelijk. De overgangslengte is de afstand van de noordelijke kop van het perron tot het punt waar de sporen h.o.h. 3,9 m liggen (zie figuur 5.1).

Als het eerste element wordt afgezonken op een afstand van het perron, die groter of gelijk is aan de overgangslengte, dan is voldoende spoorlengte aanwezig om de overgang van h.o.h. 18,8 naar 3,9 te maken. De elementen die dan worden afgezonken hebben een minimaal profiel.

Als het eerste element op een kleinere afstand dan de overgangslengte van het perron wordt afgezonken, kan de overgang niet volledig gemaakt worden omdat voldoende spoorlengte ontbreekt. De sporen liggen dan meer dan 3,9 m h.o.h. en dus moet ook een grotere tunnelbreedte worden aangehouden.

5.1.2 Afweging dwarsprofiel

In bijlage 3 wordt het minimale PVR voor de tunnel opgesteld. Met dit PVR is vervolgens de tunnelconstructie zelf bepaald; welke wand-, vloer- en dakdiktes etc. Het dwarsprofiel dat dan ontstaat heeft minimale afmetingen, vandaar de naam minimale dwarsprofiel. Dit profiel wordt in bijlage 3 ook getoetst op stabiliteit. De gevonden constructie is weergegeven in figuur 5.2.



Figuur 5.3: Vermindering van de helling van het fietspad (overdreven weergegeven).

Waterdiepte:

Als de tunnelelementen worden versleept van het bouwdok naar de afzinklocatie, moet over de gehele route een waterdiepte aanwezig zijn, die minimaal gelijk is aan de diepgang van de elementen plus een speling van enkele decimeters.

De keuze van het bouwdok is beperkt (zie §6.2.1). Eén mogelijkheid is een bouwdok ter plaatse van de huidige 'Ringdijk'; de dijk tussen de Voorhaven en de Sixhaven. Diepgang is dan geen probleem meer. Een andere mogelijkheid is het gebruik van het dok in Barendrecht (nu in gebruik voor de Wijkertunnel) of in Antwerpen (nu in gebruik voor de Piet Heintunnel). Omdat de Wijkertunnel en de Piet Heintunnel beide een uitwendige hoogte hebben van ca. 8 m, bestaan bij deze optie waarschijnlijk ook geen problemen met de diepgang van de tunnelelementen.

De Noord-Zuidhalte onder het Centraal Station:

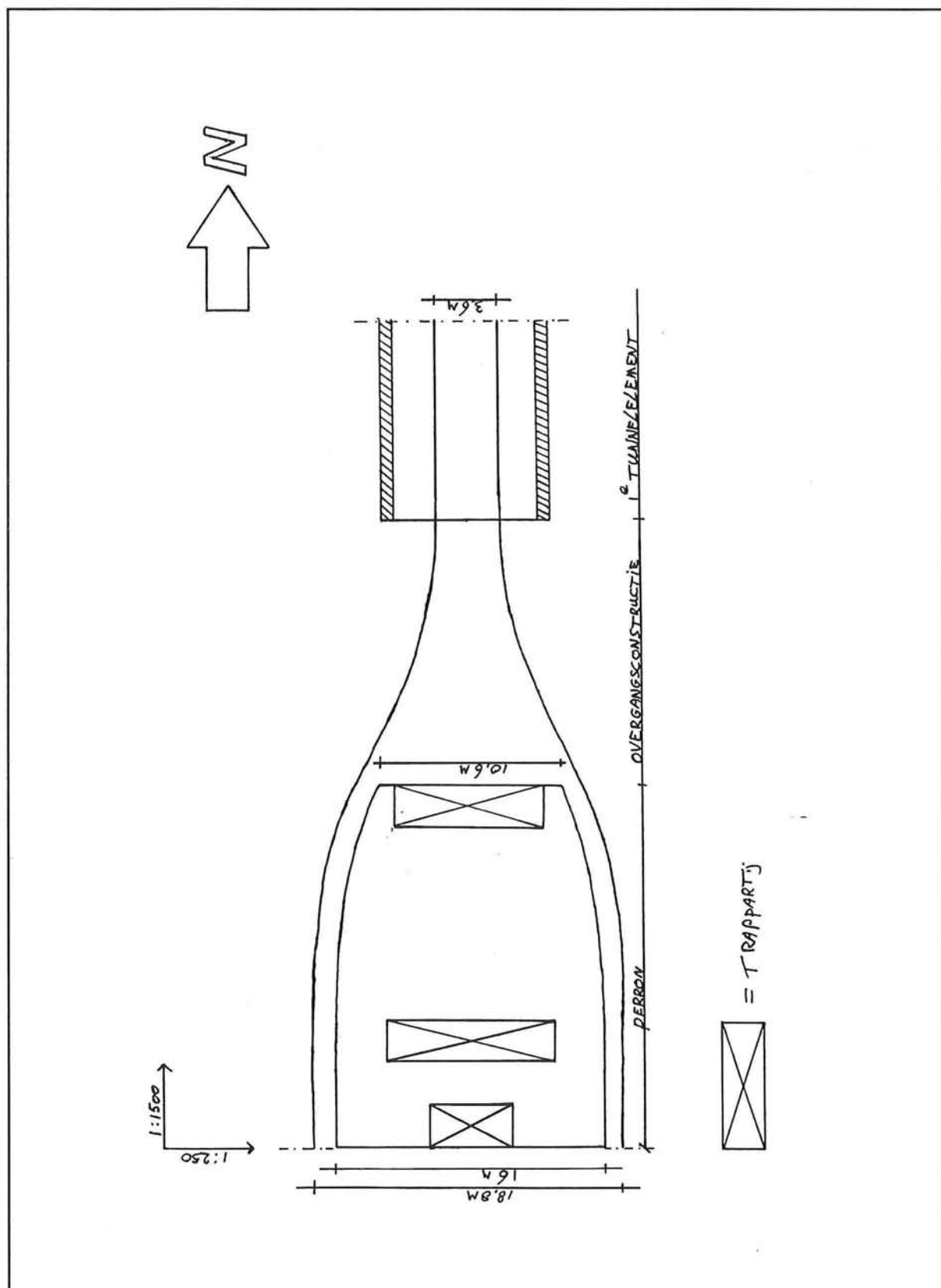
De overgangslengte die nodig is om de sporen die bij het perron h.o.h. op 18,8 m liggen, naar h.o.h. 3,9 m te brengen, is afhankelijk van een aantal zaken: de spoor layout, de gebruikte bogen -krappere boogstralen vragen om overgangsbogen van grotere lengte- en de keuze voor een recht perron of voor een bol perron met een minimale boogstraal van 1000 m. In bijlage 2 zijn een aantal varianten uitgewerkt.

Uit de uitwerking blijkt dat bij een perron dat over de gehele lengte recht is en een breedte heeft van 18,8 m, de minimaal benodigde overgangslengte 190 m bedraagt. De eerste overgangsboog ligt hierbij langs het perron. Als rechte tunnelelementen met een minimaal dwarsprofiel worden toegepast, kan het afzinken van het eerste element pas plaats vinden midden in het IJ. Dit is uiteraard ongewenst. Een aantal mogelijkheden om dit te voorkomen zijn:

- Niet uitgaan van het minimale dwarsprofiel, maar een bredere tunnel aanleggen. De sporen krijgen daardoor een grotere h.o.h. afstand. Een duidelijke verkorting van de benodigde overgangslengte ontstaat echter pas bij een grote verbreding van het dwarsprofiel. In de uiterste situatie krijgt de tunnel een breedte gelijk aan de *halte-CS* zelf. Dit is een duur alternatief, mede door de grotere hoeveelheid te baggeren vervuild slib door de bredere zinksleuf die nodig is. De grote tussenruimte die ontstaat in de tunnel (ruim 12 m breed) kan mogelijk gebruikt worden door fietsers en voetgangers die nu nog gebruik maken van de pont over het IJ.
De maximale helling voor het metromaterieel is 1:30; te stijl voor fietsers. Voor fietsers is echter geen inwendige hoogte van 5,41 m noodzakelijk, maar van ca. 3 m. Door nu een wegdek voor de fietsers in de tunnel aan te leggen die niet evenwijdig loopt aan de onderkant van de tunnel wordt bewerkstelligd dat de inwendige hoogte aan het begin van de tunnel 5,41 m is en in het midden van de tunnel 3 m (zie figuur 5.3). Doordat het hoogteverschil dat de fietsers dan moeten overbruggen met ca. 2½m afneemt wordt de maximale helling 1:75. Dit wordt haalbaar geacht.
Bij dit alternatief moeten ingangen voor fietsers en voetgangers komen bij de beide IJ-oeveren, die gebouwd kunnen worden in de in den droge te bouwen delen van de tunnel.

- De tunnel kan over de gehele lengte in breedte verlopen. Ook dit is niet erg aantrekkelijk omdat dan alle elementen verschillend zijn. Het is de vraag of dat met de bekisting goed is op te vangen.
- Twee aparte enkelsporige tunnelbuizen kunnen worden aangelegd. Dit is een kostbare zaak omdat een dubbel aantal elementen moet worden gebouwd en afgezonken.
- Als toch wordt vastgehouden aan het minimale dwarsprofiel, bestaan nog de volgende mogelijkheden:
 - Het toepassen van krappere bogen en kortere overgangsbogen. Bij deze bogen geldt dan een snelheidslimiet die lager ligt dan de ontwerpsnelheid van 70 km/h (PVE8). Dit lijkt geen groot bezwaar omdat de bogen vlak achter een halte liggen waar alle metro's stoppen. Het metromaterieel trekt echter zo snel op, dat de metro al de topsnelheid heeft bereikt, als de laatste wagen nog langs het perron rijdt. Toepassen van dit alternatief zal dus een exploitatie-nadeel geven. Het is meer een middel voor als het echt niet anders kan.
 - Gebruik maken van kantperrons in plaats van een eilandperron. Hiermee zou het probleem in één keer zijn opgelost. Kantperrons hebben echter vrij grote exploitatienadelen: een kantperron kan alleen maar voor treinen worden gebruikt die een vaste richting hebben. Een eilandperron biedt meer flexibiliteit. Tevens wordt een eilandperron door reizigers als veel prettiger en veiliger ervaren. In acht nemend dat de *halte-CS* de belangrijkste halte met het grootste aantal overstappende reizigers van de Noord-Zuidlijn wordt, lijkt ook dit alternatief niet ideaal. Bovendien wordt geprobeerd vast te houden aan PVE17 om bij voorkeur de stations uit te voeren met eilandperrons.
 - De halte in zuidelijke richting verschuiven. Als de halte hierbij onder het Open Havenfront wordt gelegd is dit in overeenstemming met het uitgangspunt dat op dit moment wordt gehanteerd bij de studie naar de Noord-Zuidlijn bij toepassing van de boommethode onder het IJ. Hoewel dit een zeer reëel alternatief is, wordt voor de afzinktunnel eerst onderzocht of het uitgangspunt van een halte onder CS (PVE18) kan worden gehandhaafd.
 - De kop van het perron versmallen zodat de bogen al langs het perron worden ingezet. Dit is mogelijk doordat de breedte van het perron wordt bepaald door de breedte van de trappartijen op het perron plus de ruimte die daarnaast nodig is. Als de trappartijen niet aan de kop van het perron staan, moeten de reizigers de trappen kunnen passeren. Een grote ruimte aan weerszijden van de trappartijen is dan dus noodzakelijk.

Aan de zuidkant is het grootste aantal trappen nodig, omdat hier een aansluiting is op de centrale hal van het Centraal Station, de andere metrolijn, de bussen en het centrum van Amsterdam. Hier moeten de reizigers tevens de trappartijen kunnen passeren. Het perron moet daarom aan de zuidzijde minimaal 16 m zijn (PVE18).



Figuur 5.4: Overzicht van het verloop van de sporen.

De noordzijde van het perron heeft een aansluiting met de IJ-rail en met noordelijke toegang van het Centraal Station. Hier zal het reizigersaanbod veel kleiner zijn en bovendien is naast de trappartijen alleen ruimte nodig voor personeel omdat de trappen op de kop van het perron staan. Aan de noordkant van het perron zijn 3 roltrappen en een lift nodig zodat de minimale perronbreedte dan op 10,6 m komt [lit.27].

Het in noordelijke richting versmallen van het perron wordt nader uitgewerkt in bijlage 2. Hiertoe worden twee benaderingen gehanteerd. In benadering 1 wordt gekeken naar een perron dat aan beide zijden bol is. In benadering 2 wordt gekeken naar de mogelijkheid van een éénzijdig bol perron.

Het blijkt dat volgens benadering 1 (zie figuur 5.4) een overgangslengte van 100 m haalbaar is. Hierbij is dan een overgangsboog in de tunnel opgenomen. Omdat de sporen door deze overgangsboog wat verder uit elkaar komen te liggen, moet de kop van het eerste element zo'n 50 cm worden verbreed.

Op deze manier wordt het eerste element 60 m uit de bestaande -dus 20 m uit de toekomstige- oever afgezonken. De 100 m tussen het perron en het eerste zinkelement wordt ter plaatse gebouwd. Dit was sowieso nodig bij de kruising met de De Ruyterkade, maar heeft ook voordelen bij het deel van de tunnel waar de uitbreiding van de oever op komt te liggen. Als daar wordt afgezonken is een overkluizingsconstructie noodzakelijk. Die is nu niet nodig omdat ter plaatse kan worden gefundeerd op palen. Meer over deze overgangsconstructie in §6.3.

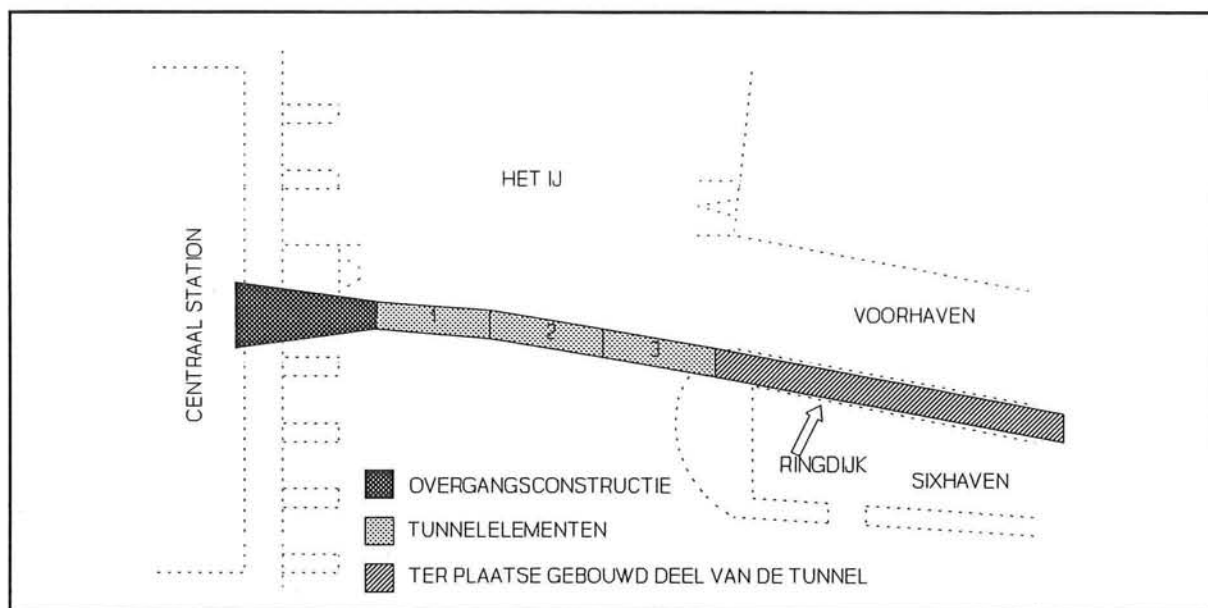
5.1.3 Conclusie

Gekozen is voor het langs het perron inzetten van de bogen en het opnemen van een overgangsboog in de afzinktunnel. De overgangslengte wordt gesteld op 100 m. De verbreding die nodig is voor de overgangsboog wordt verwerkt in de kop van het eerste tunnelement. De rest van de tunnel zal als dwarsprofiel het minimale profiel krijgen. Het betekent dat het dwarsprofiel zoals dat is getekend in figuur 5.2, kan worden gehandhaafd. De kop van het eerste element zal ca. 0,5 m breder worden.

De halte voor de Noord-Zuidlijn kan op deze manier onder het Centraal Station worden gehandhaafd met een eilandperron. Aan de zuidzijde heeft dit perron een breedte van 16 m, aan de noordzijde is het perron 10,6 m breed.

5.2 Het lengteprofiel van de tunnel onder het IJ

Bij het bepalen van het lengteprofiel van de tunnel onder het IJ, is aangenomen dat het voor het lengteprofiel niet uitmaakt of de tunnel ter plaatse wordt gebouwd of wordt afgezonken. Als het lengteprofiel is vastgelegd kan vervolgens worden bepaald welk deel van de tunnel zal worden afgezonken en welk deel ter plaatse zal worden gebouwd. Deze afweging wordt met name bepaald door de keuze voor het bouwdok (zie §6.2).



Figuur 5.5: Horizontale lengteprofiel van de Noord-Zuidlijn.

Bij de bepaling van het lengteprofiel moet ook rekening gehouden worden met een reservering voor een halte aan het einde van de Sixhaven. Ten zuiden van deze halte komt een kruiswissel (PVE16). Op het gedeelte van de kruiswissel en de halte moeten de sporen horizontaal liggen.

5.2.1 Het horizontale lengteprofiel; het tracé

Het tracé van de tunnel onder het IJ wordt aan de zuidzijde vastgelegd door de *halte-CS* onder het Centraal Station. Aan de noordzijde van het IJ loopt het tracé volgens '*Globale tracébeschrijving Noord-Zuidlijn*' [lit. 23] oostelijk van schutsluis Willem I. Op basis van de aannamen (zie hoofdstuk 2) wordt dit tracé overgenomen. Tussen deze twee punten kan het tracé nog maar weinig worden gevarieerd.

De scheepvaart van en naar het Noordhollands Kanaal moet zo min mogelijk worden gehinderd. Een ligging waarbij de Voorhaven geheel wordt gevrijwaard van bouwactiviteiten heeft in die zin de voorkeur. Dat heeft tot gevolg dat de tunnel midden onder de Sixhaven doorgaat, zodat de jachthaven die hier is ingericht zal moeten verdwijnen, wat ook niet gewenst is. Het compromis ligt in het midden, recht onder de Ringdijk. Een zinksleuf met natuurlijke taluds is hier dan niet goed meer mogelijk, omdat het alsnog ten koste gaat van de Sixhaven. Het tracé van de tunnel onder het IJ wordt dan zoals op figuur 5.5 is weergegeven.

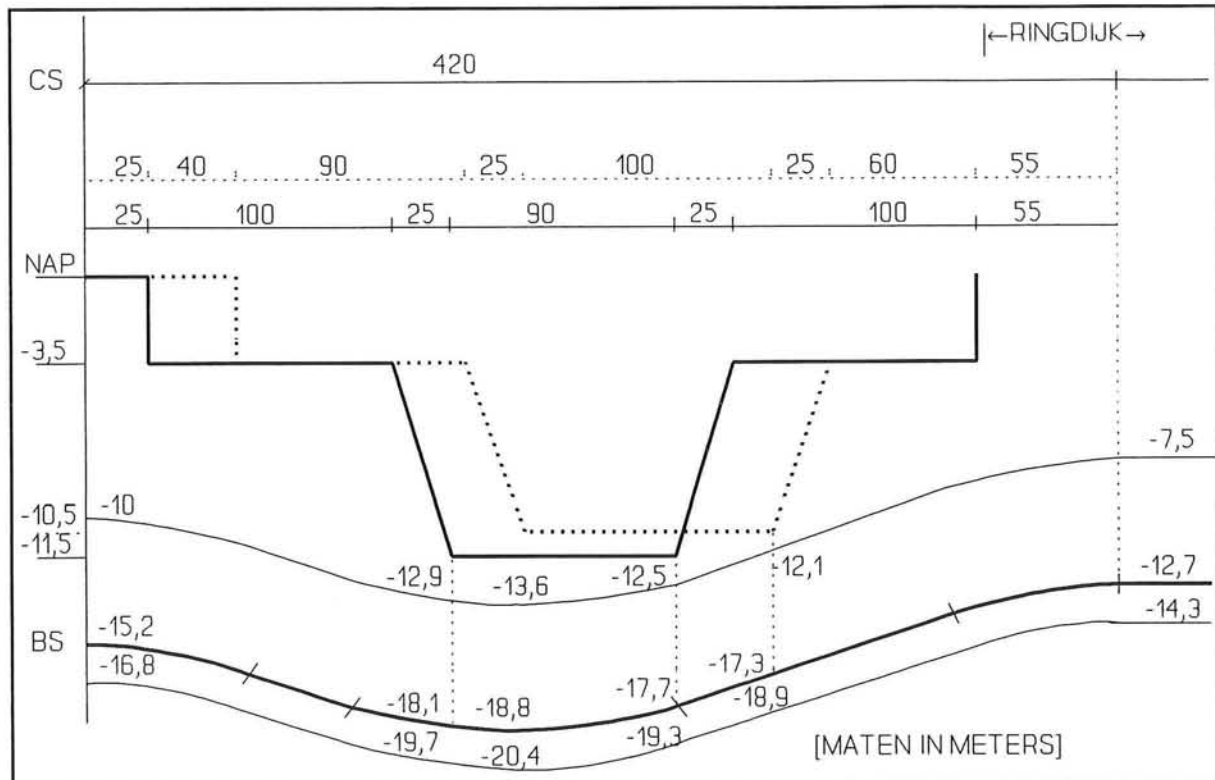
5.2.2 Het verticale lengteprofiel

Het verticale lengteprofiel, kortweg het lengteprofiel, van de tunnel wordt bepaald door twee dwangpunten: ten eerste de hoogteligging van de sporen naast het perron bij *halte-CS* en ten tweede door de hoogteligging van de kruiswissel, die weer wordt bepaald door de hoogteligging van de sporen naast het perron van het gereserveerde *halte-Sixhaven* (door de horizontale ligging). Daarnaast wordt het profiel bepaald door de minimaal toepasbare verticale boogstralen, door het bodemprofiel van het IJ, en de minimale dekking op de tunnel van 1 m (PVE22). Voor het bodemprofiel wordt het bestaande profiel aangehouden waar dat maatgevend is en het toekomstige profiel waar dat maatgevend is (PVE22), omdat onbekend is wanneer de nieuwe situatie zal ontstaan (zie figuur 5.6).

Ligging Bovenkant Spoor bij halte onder Centraal Station:

De wens is dat de sporen horizontaal liggen langs perrons. Daarnaast wordt een zo hoog mogelijke ligging van de halte nagestreefd omdat dat goedkoper is en een kortere loopafstand betekent voor de reizigers. De hoogst mogelijke ligging van de tunnel is die waarbij de tunnelbuis met de bovenkant tegen de onderkant van de tunnelbuis van de Oostlijn van de metro ligt. De onderkant van de metro-Oostlijn tunnel ligt op NAP -9,20 m.

De zuidzijde van de halte sluit aan op de boortunnel. Voor de ligging van Bovenkant Spoor (B.S.) is de maatvoering van de boortunnel bepalend. In het rapport '*Voorstudie Noord-Zuidlijn naar variant afzink-boortunnel*' [lit. 2] is B.S. bepaald op NAP -15,2. Dat zal hier ook aangehouden worden.



Figuur 5.6: Verticaal lengteprofiel van de Noord-Zuidlijn en oude en nieuwe bodemprofiel van het IJ.

B.S. onder het IJ:

Het hoogteverschil tussen B.S. en bovenkant tunnel van de Noord-Zuidlijn bedraagt 5,17 m (H_2 (zie tabel B.5 in bijlage 3) + dakdikte = $4,17 + 1 = 5,17$). Ook moet minimaal 1 meter dekking op de tunnel aangehouden worden. De bodem van de vaargeul van het IJ ligt op NAP -11,5 m, zodat hier B.S. minimaal op NAP -17,67 = -17,7 m ligt.

Uit de bepaling van het lengteprofiel blijkt dat het toekomstige IJ-bodemprofiel geen nieuwe dwangpunten toevoegt, m.a.w. het huidige bodemprofiel is voor het gehele dwarsprofiel maatgevend.

B.S. onder de Ringdijk:

De diepteligging van B.S. onder de Ringdijk wordt bepaald door de diepteligging van B.S. onder het Noordhollands Kanaal. Na passage van de schutsluis Willem I aan de oostzijde loopt het tracé van de tunnel onder het Noordhollands Kanaal. De kanaalbodem ligt op NAP -6,50 m, zodat B.S. hier op NAP -12,7 moet liggen. B.S. bij de gereserveerde *halte-Sixhaven* en bij de kruiswissel ligt dan ook op NAP -12,7 m.

Hellingen en boogstralen:

De maximaal toegestane helling van het metrospoor is 1:30 (PVE6) en de voet- en topbogen hebben een minimale straal van 2000 m (PVE11). De ligging van bovenkant spoor, die nu kan worden vastgesteld is weergegeven in figuur 5.6. In deze figuur is het huidige bodemprofiel weergegeven met een doorgetrokken lijn, het toekomstige bodemprofiel van het IJ is gestippeld. Het verloop van B.S. is met dezelfde rekenmethode gedaan als de bepaling van het horizontale verloop van de sporen in bijlage 2.

De kop van het perron van de gereserveerde halte onder de Sixhaven ligt op 530 m van de achtergevel van het Centraal Station. Op een afstand van 420 m van de achtergevel van CS is B.S. op de gewenste hoogte van NAP -12,7 m. Dat betekent dat $530 - 420 = 110$ m resteert voor de kruiswissel die hier moet komen. Dat is voorlopig aangenomen als voldoende.

5.2.3 De lengte van de afzinktunnel

Nu het tunneltracé tussen het Centraal Station en de sluis Willem I is vastgesteld, kan bepaald gaan worden welk onderdeel hiervan ter plaatse wordt gebouwd en welk deel gaat worden afgezonken. In §6.2 wordt een afweging gemaakt tussen de bouwdokken die in aanmerking komen voor de bouw van de elementen. Gekozen is voor een bouwdok ter plaatse van de Ringdijk. Dit bouwdok dient tevens als bouwkuip voor het ter plaatse te bouwen tunneldeel. In §5.1.2 is bepaald dat het eerste tunnelelement op 60 m uit de huidige IJ-oever kan worden afgezonken. Aan de noordzijde van het IJ eindigt de afzinktunnel ongeveer bij het begin van de Ringdijk. De totale lengte van de afgezonken tunnel is dan ca. 260 tot 270 m. Deze lengte past in het bouwdok. Het af te zinken deel bestaat dan uit 3 elementen van 85 à 90 m.

Tunnel onder het IJ

6 ONTWERPASPECTEN VAN DE AFZINKTUNNEL

6.1 De zinksleuf

Voor de zinksleuf bestaan in principe twee wezenlijk verschillende mogelijkheden: een sleuf met natuurlijke taluds en een sleuf tussen damwanden. Ook een combinatie van beide is denkbaar. Bij het ontwerp van de zinksleuf speelt een aantal aspecten een rol. Het eerste aspect is de breedte. Door de sterk vervuilde bovenste 2 tot 4 meter van de bodem betekent een bredere zinksleuf ook meer vervuilde grond die moet worden afgevoerd. Uitgaande van stort- of verwerkingskosten van ongeveer f200,- per ton is duidelijk dat een beperking van af te voeren grond een flinke besparing in kosten oplevert. Een deel van deze besparing kan worden aangewend voor een constructie die nodig is om de zinksleuf te versmallen.

Het tweede aspect is de aanleg van de tunnel onder de Ringdijk. Deze dijk vormt niet de hoofdwaterkering, maar dient als beschutting voor de jachthaven Sixhaven en als beschutting en aanlegplaats voor de voorhaven van het Noordhollands kanaal. Als de tunnel ook ter plaatse van de Ringdijk wordt afgezonken, moeten de consequenties daarvan voor de jachthaven en de scheepvaart van en naar het Noordhollands Kanaal worden meegenomen in de afweging van de verschillende ontwerpen. Het tunneltracé doorsnijdt de hoofdwaterkering ter plaatse van de passage van de schutsluis Willem II. Daar zal hier verder niet op in worden gegaan.

Het derde aspect is de stabiliteit van het stationseiland. Het Centraal Station staat op een zandophoging die als het ware 'drijft' op een laag slappe grond. Het geheel is in evenwicht, maar zettingen treden nog steeds op. Het station wordt ook nauwkeurig gemonitord. De vrees bestaat dat het baggeren van een zinksleuf het evenwicht verstoort en aanleiding kan zijn tot aanzienlijke zettingen van het station.

Het laatste aspect is de invloed die de keuze voor een sleuf met natuurlijke taluds of voor damwanden heeft op de zettingen die de tunnel zal ondergaan.

6.1.1 *Zinksleuf met natuurlijke taluds*

Groot voordeel van een zinksleuf met natuurlijke taluds is ten eerste de relatief snel aan te leggen sleuf in vergelijking met een sleuf met damwanden, waardoor scheepvaart minder hinder ondervindt. Ten tweede is in principe een sleuf met natuurlijke taluds goedkoper dan een sleuf tussen damwandschermen.

Door de natuurlijke taluds is de sleuf aan de bovenkant (erg) breed. Hier komen enkele nadelen uit voort. Ten eerste veel 'onnodig' grondverzet. Dit extra grondverzet kost geld en de teveel gebaggerde grond moet ook weer worden aangevuld. De bovenste 4 meter grond moet echter door vervuiling worden afgevoerd en kan dus niet worden hergebruikt. Gezien de bodemgesteldheid op de locatie kan dit aanvullen naar alle waarschijnlijkheid niet met zand, maar moet een lichter materiaal worden gebruikt. Het is mogelijk hiervoor lichte korrels te gebruiken afgedekt met een laag zand van ca. 1m, maar dat is wel kostenverhogend.

Een tweede belangrijk nadeel is de veel grotere hoeveelheid vervuilde grond die bij dit

alternatief moet worden afgevoerd. De sleuf is aan de bovenkant het breedst, precies waar de vervuiling het meest ernstig is. Hierdoor moeten grote hoeveelheden vervuilde grond worden afgevoerd en gereinigd of worden gestort onder IBC-condities. De bijbehorende kosten lopen daardoor zéér snel op. Een derde nadeel is dat de sleuf onder de Voorhaven en de Sixhaven doorloopt. De jachthaven zal bij een sleuf met natuurlijke taluds in ieder geval tijdelijk buiten gebruik moeten worden gesteld. De gevolgen voor de Voorhaven en de dijk aan de overkant van de Voorhaven moeten nader worden bekeken.

Voor het Stationseiland zal toepassen van een sleuf met natuurlijke taluds ongunstiger uitpakken dan toepassen van een sleuf met damwanden, omdat de grote ontgraving een grotere bedreiging vormt voor het subtiele evenwicht van het Stationseiland.

Tenslotte zullen de zettingen van de tunnel groter worden als deze wordt afgezonken in een sleuf met natuurlijke taluds dan wanneer deze wordt afgezonken binnen damwanden, omdat door de grote breedte van de sleuf spanningswijzigingen (ontlasten en herbelasten) tot op grotere diepte merkbaar zijn.

6.1.2 Zinksleuf met damwanden

Een zinksleuf met damwanden heeft als nadeel dat, uiteraard, damwandplanken moeten worden aangebracht. Dit levert ten eerste hinder op voor de scheepvaart. Ten tweede kunnen de damwanden na afloop waarschijnlijk niet worden getrokken, omdat dat verplaatsing van de tunnel in zijdelingse richting tot gevolg kan hebben. Hierdoor moeten de gebruikte damwandplanken als verloren worden beschouwd, wat een flinke kostenpost vormt. Ten derde is het de vraag hoe de damwanden moeten worden verankerd of gestempeld.

Bij de sleuf onder de Ringdijk, waar de kenmerkende Amsterdamse bodemopbouw aanwezig is, zal dit niet zo'n probleem zijn. Het is hier goed mogelijk stempels aan te brengen en de elementen onder de stempels door in te varen (zoals gebeurd is bij de kruising van de tweede Schipholspoortunnel met de Buitenveldertbaan). Ook verankering in de eerste zandlaag is een optie.

Anders is dat in het IJ zelf. Buiten de vaargeul kan de damwand boven het wateroppervlak uitsteken. Boven water kunnen dan de damwanden op elkaar worden afgestempeld. Onder en nabij de vaargeul moeten de damwanden echter worden beëindigd op bodemniveau, waardoor stempelen niet mogelijk is omdat deze stempels nu het ontgraven van de sleuf verhinderen. Tevens bestaat de grondopbouw uit een laag slappe klei, een laag zand met kleilaagjes en een laag stevige klei (Eemklei). Het is de vraag of de damwand hierin op enigerlei wijze kan worden verankerd. Bovendien is het verankeren van een damwand onder water sowieso moeilijk. Hierbij moet wel worden bedacht dat relatief grote horizontale verplaatsingen van de damwand acceptabel zijn. Het is duidelijk dat een damwandconstructie voor versmalling van de sleuf ter plaatse van de vaargeul moeilijk uitvoerbaar is. Hierdoor wordt het een dure constructie, als het al technisch haalbaar is.

De damwand in het IJ heeft echter als groot voordeel dat de zinksleuf veel smaller wordt, waardoor veel minder vervuilde grond hoeft te worden afgevoerd. De besparing die dat oplevert is waarschijnlijk groter dan de kosten van de damwandconstructie. Ten tweede is de zinksleuf smaller dan de Ringdijk waardoor geen verstoring van de

Sixhaven en de Voorhaven plaatsvindt. Ook wordt veel minder grond ontgraven. Het aanvullen van de sleuf levert dan minder problemen op en ook het gevaar van instabiliteit van het stationseiland is veel kleiner. Tenslotte kunnen misschien de damwanden worden gebruikt als (onderdeel van) de fundering van de tunnel.

6.1.3 Conclusie

Ter plaatse van de Ringdijk wordt de tunnel tussen damwanden afgezonken of gebouwd. De redenen hiervoor zijn de te verwachten problemen bij de Voorhaven en de Sixhaven bij toepassing van natuurlijke taluds, het relatieve gemak van het stempelen van de damwanden op deze plaats en beperking van de hoeveelheid af te voeren vervuilde grond. Bij natuurlijke taluds komt uit de Voorhaven namelijk veel vervuild slib vrij. Bijkomend voordeel is dat de damwand aan de Voorhavenzijde kan worden gebruikt als aanlegmogelijkheid voor schepen (de dijk met kade is immers weg). Bij natuurlijke taluds zullen aparte aanlegsteigers gebouwd moeten worden.

Ter plaatse van het IJ heeft ook een sleuf tussen damwanden de voorkeur vanwege minder afvoer van vervuilde grond, minder aanvulproblemen en minder risico voor de stabiliteit van het stationseiland. Gestreefd moet worden naar minimalisering van de hinder voor de scheepvaart bij het aanbrengen van de damwanden. In bijlage 4 blijkt uit een zeer globale kostenbepaling dat een zinksleuf met verticale taluds ca. 16 miljoen gulden goedkoper is dan een zinksleuf met natuurlijke taluds. Dit geld kan (deels) worden aangewend voor de damwandconstructie. Een eenvoudige damwandconstructie rond de sleuf zal ca. 2½ miljoen gulden kosten. Hoewel uiteraard geen eenvoudige damwand kan worden aangebracht, maakt het grote verschil tussen 16 miljoen en 2½ miljoen het aannemelijk dat de financiële haalbaarheid geen randvoorwaarde zal vormen voor de damwandconstructie. Het zal voornamelijk afhangen van de technische haalbaarheid waar de zinksleuf tussen damwanden kan worden aangelegd.

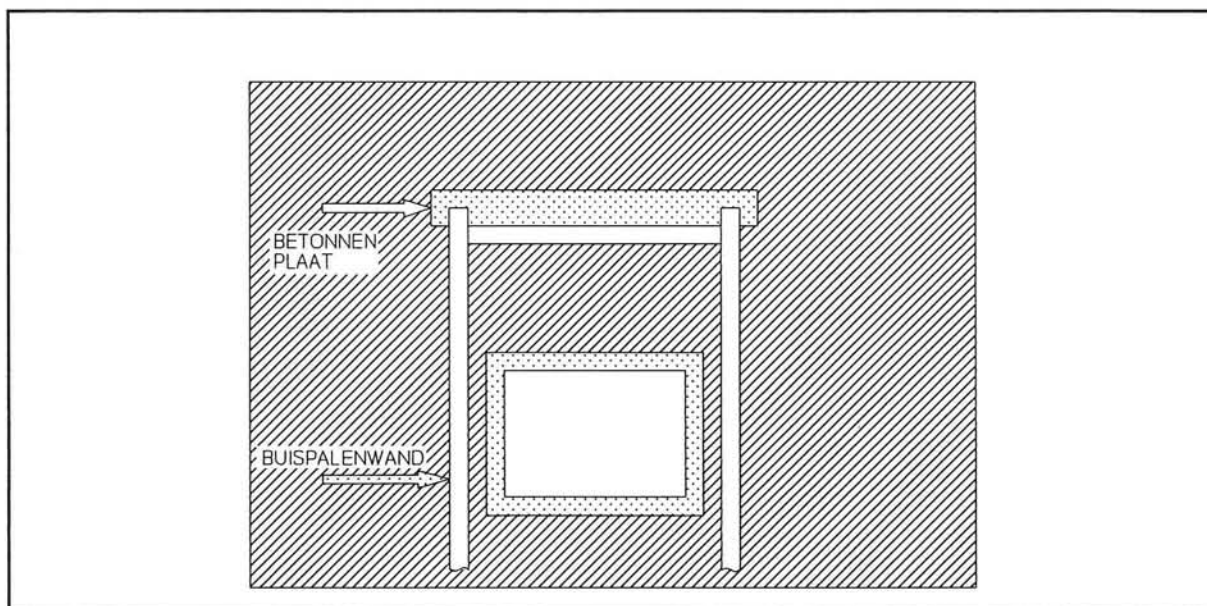
Bij de oevers is dat waarschijnlijk wel het geval, maar of de tunnel onder en nabij de vaargeul ook tussen damwanden kan worden afgezonken moet nader worden bekeken.

6.2 Het bouwdok

De keuze van het bouwdok is belangrijk voor het ontwerp van de tunnelelementen. De route waarlangs de elementen worden versleept bepaalt bijvoorbeeld de maximale diepgang van het element en de belastingen door stroming en golfslag.

6.2.1 Mogelijkheden

Voor het bouwen van de tunnelelementen wordt liefst gebruik gemaakt van een bestaand dok dat zo dicht mogelijk bij de afzinklocatie ligt. Het dok dat hiervoor in aanmerking komt is het in het verleden voor de Hemspoortunnel samengevoegde bouwdok van de Coentunnel en de IJ-tunnel. Hierin is ruim voldoende plaats voor de benodigde elementen. Probleem is dat bij dit dok geen enkele bemaling van het grondwater meer mag plaatsvinden. Voordat het dok gebruikt kan worden zal eerst een water afsluitende constructie moeten worden aangebracht. Te denken valt hierbij aan het



Figuur 6.1: Overkluizingsconstructie voor tunnel onder de Ringdijk.

aanbrengen van een verticaal scherm dat tot in de Eemkleilaag ($\approx$ NAP -30 m) reikt, zodat een aparte polder ontstaat die droog kan worden gemalen.

Het volledig omsluiten van het dok met een scherm is duur. Indien deze kosten alleen op dit project komen te drukken, verliest dit bouwdok zijn aantrekkelijkheid. Aan de andere kant ontstaat door deze werkzaamheden een nieuw permanent bouwdok dat ook voor andere tunnels of caissons kan worden gebruikt. Samen met het permanente dok in Barendrecht zijn de bouwlocaties op deze wijze goed gespreid over het land en ontstaat enige flexibiliteit. Een mogelijke andere kandidaat voor het bouwdok nabij Amsterdam is uiteraard de tweede Coentunnel indien deze wordt aangelegd. Misschien is het in dit opzicht mogelijk met Rijkswaterstaat tot afspraken te komen over de kosten van het weer bruikbaar maken van genoemd dok. Vooralsnog zal echter worden aangenomen dat alle te maken kosten voor het Hemspoortunneldok op de begroting van de Noord-Zuidlijn komen te drukken indien voor deze bouwlocatie wordt gekozen.

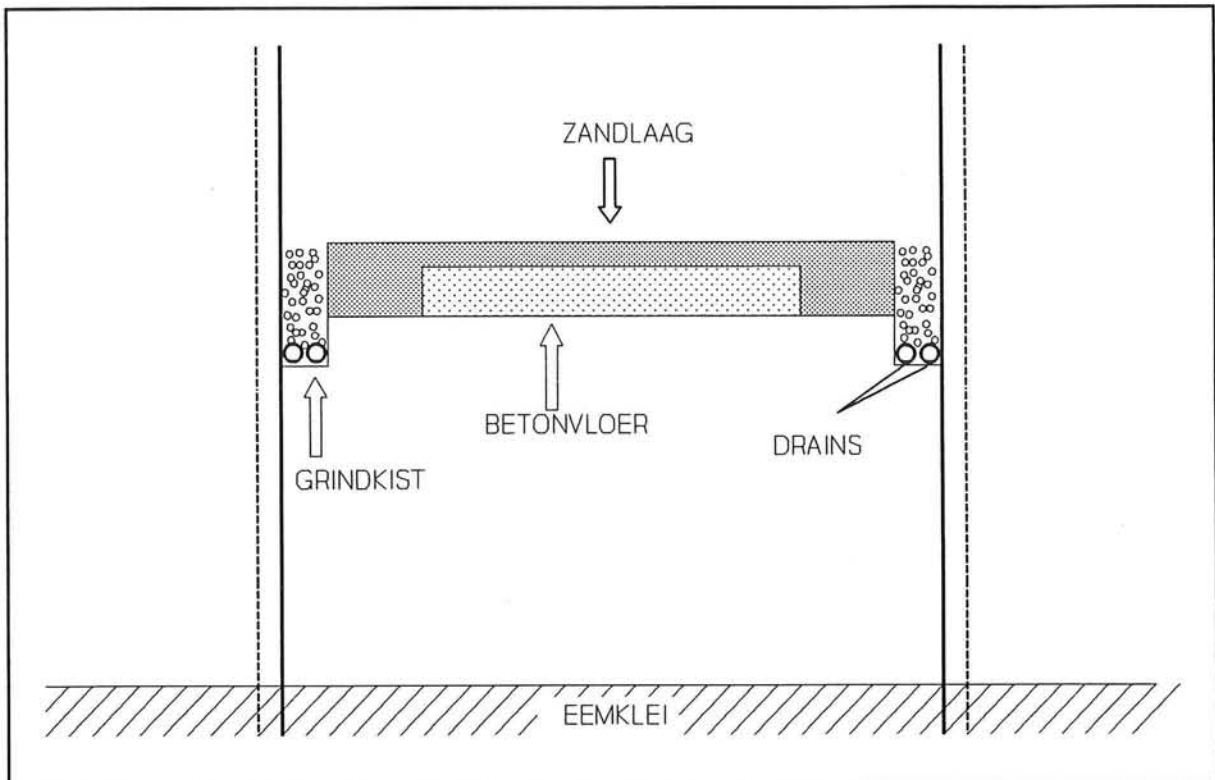
Andere reeds bestaande dokken die in aanmerking komen, zijn het bouwdok in Barendrecht en het dok in Antwerpen. Bij gebruikmaking van één van deze dokken zullen de elementen over zee moeten worden vervoerd. Dat is op zich geen probleem, maar het leidt wel tot meerkosten als gevolg van een veel langere sleepoperatie, meer modelonderzoek, extra voorzieningen voor de elementen (bijvoorbeeld dubbele kopschotten) en een zwaardere dimensionering van de elementen en van de voorspanning om de golfbelasting tijdens het transport te kunnen weerstaan. Bovendien moet in de planning rekening gehouden worden met het beperkte aantal mogelijkheden dat zich voordoet om de elementen over zee te transporteren, dat afhankelijk is van het weer, getij, e.d.

Tenslotte is het een mogelijkheid het bouwdok ter plaatse van de Ringdijk te situeren. Hier wordt dan een bouwkuip met damwanden aangelegd die eerst dienst doet als bouwdok voor de elementen en later als bouwkuip voor de rest van de tunnel.

6.2.2 Afweging

Als de elementen gebouwd worden in Barendrecht, Antwerpen of in het Hemspoortunneldok, heeft dat als grote voordeel dat de bouwomstandigheden bij het dok ideaal zijn. Hierdoor worden de bouwtijd en bouwkosten gunstig beïnvloed. Tevens is de bouw hinder voor de jachthaven en de scheepvaart in de Voorhaven minimaal doordat tussen de damwanden ter plaatse van de Ringdijk alleen wordt afgezonken. Daar tegenover leiden het transporteren over zee in het geval van Barendrecht en Antwerpen, of het gereed maken van het Hemspoortunneldok weer tot fikse kostenstijging. In het geval van Barendrecht en Antwerpen geldt ook het risico dat de bouwtijd nadelig wordt beïnvloed door de beperkte mogelijkheden om de tunnel over zee te transporteren. Ten slotte geldt als nadeel voor het afzinken van de tunnel ter plaatse van de Ringdijk in het algemeen, dat hier een grote bovenbelasting van ca. 12 m op de tunnel komt te liggen. Dit maakt waarschijnlijk een speciale overkluizingsconstructie noodzakelijk (zie figuur 6.1) om de tunnelementen te ontlasten. Afgezien van de extra tijd en kosten die het met zich meebrengt doet dit ook het voordeel van de minimale bouw hinder weer deels teniet. Ook moet in dit geval worden bekeken of de Ringdijk nog wel zijn functie kan uitoefenen of dat aanvullende maatregelen noodzakelijk zijn.

Als het bouwdok ter plaatse van de Ringdijk wordt aangelegd, hoeven geen kosten gemaakt te worden voor grote sleepoperaties of het weer in gebruik nemen van een oud dok. Voor het dok wordt gebruik gemaakt van de damwanden die toch al noodza-



Figuur 6.2: Dwarsdoorsnede van het bouwdok.

kelijk zijn ter plaatse van de Ringdijk (zie §6.1.3). Wel zijn in dit geval waarschijnlijk lange en vrij zware damwandplanken noodzakelijk, omdat deze door moeten lopen tot in de Eemkleilaag en over een vrij grote hoogte grond en water moeten keren. Het kan ook noodzakelijk zijn diepwanden toe te passen.

Een ander voordeel van het ter plaatse bouwen van het deel van de tunnel onder de Ringdijk, is dat hier de tunnel zo zwaar geconstrueerd kan worden als nodig is om de bovenbelasting op te nemen. In dit geval hoeft immers geen rekening gehouden te worden met de maximale hoeveelheid beton die gebruikt mag worden om drijvend transport van de elementen nog te kunnen garanderen.

Overigens kan in dit geval het tracé ter plaatse van de Ringdijk ook worden uitgevoerd als permanente polder indien de huidige functie van de Ringdijk kan worden overgenomen door een andere constructie, bijvoorbeeld de damwandconstructie. De sleuf hoeft dan niet aangevuld te worden en in plaats van een tunnel, kan met een open bak worden volstaan. Dit is niet aantrekkelijk omdat de tunnel op diepte blijft liggen om verder naar het noorden onder het Noordhollands Kanaal door te kunnen. Hierdoor blijft een diepe sleuf aanwezig waar verder niets mee kan worden gedaan. Anderzijds kan de bovenzijde van de sleuf mogelijk worden afgesloten met een betonnen plaat waarop de Ringdijk wordt teruggebracht. Hierdoor wordt de tunnel niet belast met een zware bovenbelasting zodat met een lichtere constructie kan worden volstaan en is het eenvoudiger de toekomstige *halte-Sixhaven* te bouwen.

In deze studie wordt echter aangehouden dat de bouwput weer geheel wordt aangevuld en de Ringdijk wordt hersteld.

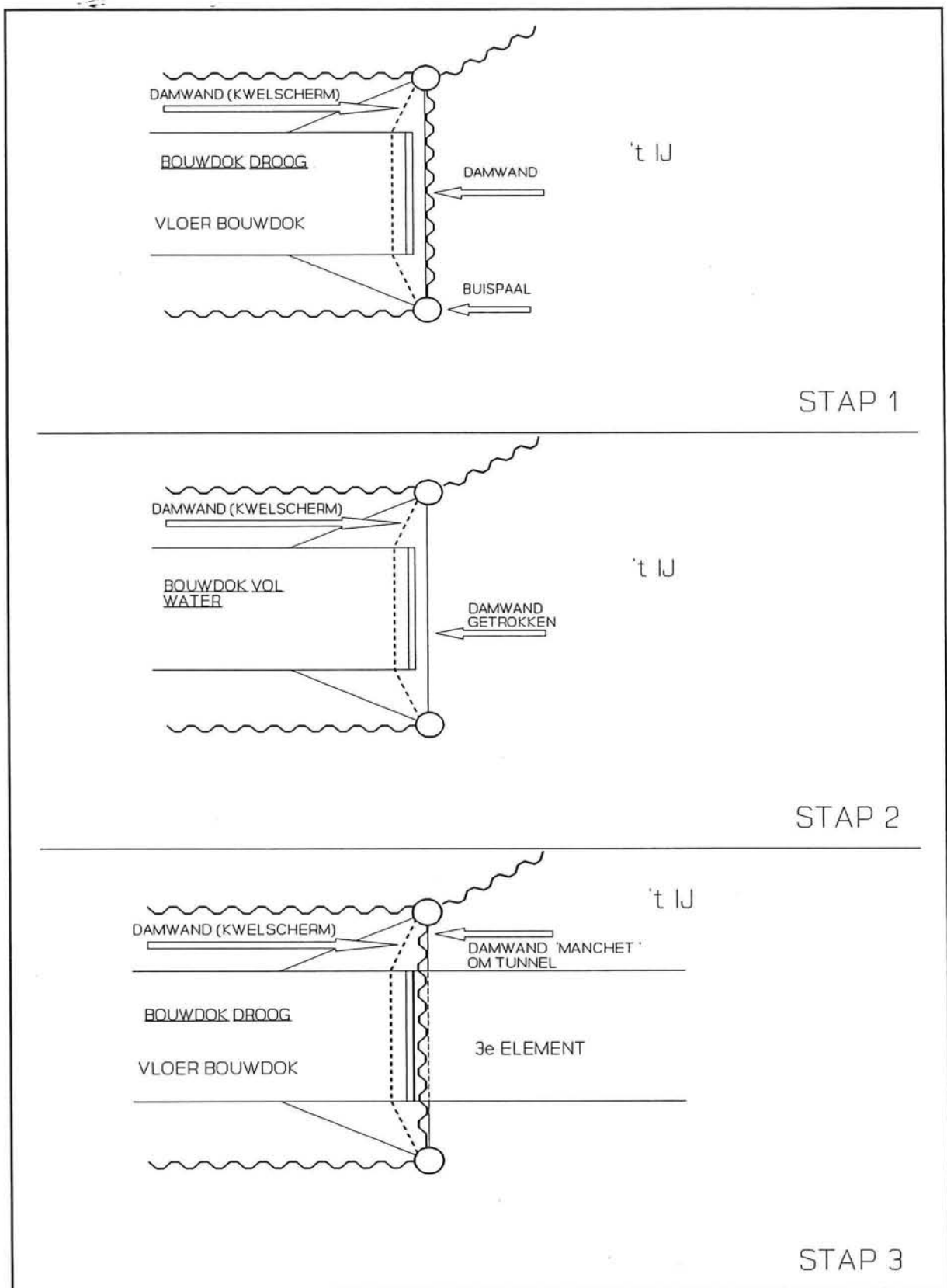
Het grote nadeel van het bouwdok ter plaatse van de Ringdijk is de beperkte ruimte op de bouwplaats. Ook de hinder voor de omgeving (jachthaven/Voorhaven) is groter. Ten slotte levert het gefaseerd bouwen een langere bouwtijd op voor de tunnel onder het IJ. Voor het gehele project Noord-Zuidlijn is dat echter niet zo'n bezwaar, omdat de bouw van de tunnel onder het IJ in principe gelijktijdig kan plaats vinden met de bouw van de boortunnel die een langere bouwtijd heeft.

Op basis van deze globale beschouwing van de mogelijke bouwdokken, is gekozen voor het bouwdok ter plaatse van de Ringdijk omdat naar verwachting dit het goedkoopste alternatief is.

6.2.3 Het ontwerp van het bouwdok

De hoogste ligging van het bodemniveau van het bouwdok wordt bepaald door de gemiddelde waterstand op het IJ, de diepgang van het element en de gewenste speling. Globaal: N.A.P. -0.4 m (waterstand) -7.5 m (diepgang) -1 m (speling) $\approx$ N.A.P. -9 m. Het bodemniveau van de definitieve tunnelconstructie ter plaatse van de Ringdijk verloopt van zuid naar noord van N.A.P. -15.3 m naar N.A.P. -14.3 m. Op zich is het gunstig de elementen zo hoog mogelijk te bouwen, zodat de materieel- en materiaalvoer tijdens de bouw zo eenvoudig mogelijk kan verlopen.

Als echter de dokvloer op NAP -9 m komt te liggen en het aangrenzende tunnelement op NAP -15,3 m wordt afgezonken, kunnen de horizontale reactiekrachten uit de elementen niet worden opgenomen. Daarom wordt besloten het bouwdok te ontgraven tot onderkant vloerniveau van de toekomstige tunnelconstructie ter plaatse van de Ringdijk (NAP -15.3/-14.3). In het dok wordt dan een betonvloer gestort die de horizontale reactiekracht voor de zinkelementen moet gaan leveren (zie bijlage 6) en



Figuur 6.3: Openen van het bouwdok en plaatsing van element 3 tegen de dokvloer.

voorkomt dat de ingedrukte Ginaprofielen kunnen ontspannen. Deze betonvloer is tevens de vloer van de tunnel die onder de Ringdijk komt te liggen. Er is niet gekeken of de tunnel onder de Ringdijk op palen moet worden gefundeerd of niet. Indien een paalfundering nodig is, kunnen palen geheid worden na ontgraven. Palen verhogen ook de horizontale reactiekracht van de vloer, zodat de aanname van een staalfundering op dit punt veilig is.

De bouwwijze voor het dok is nu als volgt. Door verticale wanden aan te brengen tot in de Eemkleilaag (N.A.P. -30 m tot -60 m), kan volgens de poldermethode worden gewerkt zonder risico voor opbarsten van de bodem ($F_1 = 60 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 600 \text{ kN/m}^2$ en $F_2 = (60 \text{ m} - 15,3 \text{ m}) * 16 \text{ kN/m}^3 = 715 \text{ kN/m}^2$). Een stalen damwand of combiwand verdient de voorkeur omdat deze teruggewonnen kan worden. Maar gezien de grote lengte van de damwandplanken die dan nodig zijn, moeten waarschijnlijk betonnen diepwanden worden toegepast. Door de grote kerende hoogte zijn stempels noodzakelijk. De koppen van de bouwkuip worden afgesloten door stalen damwanden, omdat deze kopwanden weer verwijderd moeten worden. Indien dit in verband met de benodigde lengte niet mogelijk is, kunnen deze wanden worden aangebracht na gedeeltelijke ontgraving. Vlak voor deze lange damwanden komen dan korte damwanden die tot in het basisveen reiken. Tussen de twee damwanden wordt de waterstand dan door bemaling verlaagd (dit is misschien ook mogelijk als alternatief voor de diepwanden aan de langszijde van de kuip).

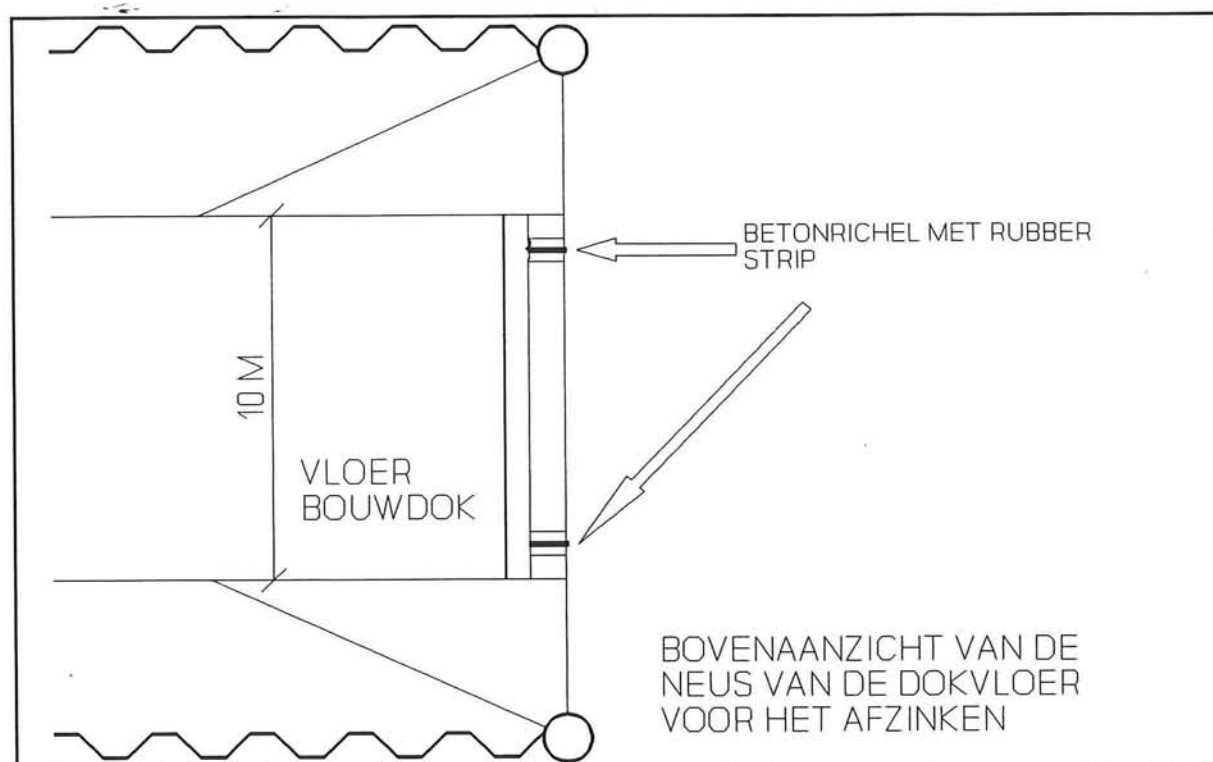
Vervolgens wordt de polder bemalen en kan de bouwkuip op diepte worden ontgraven. Na eventueel heien van palen worden in de bouwkuip aan de kopzijden 2 nieuwe damwanden aangebracht (kwelschermen). Deze doen dienst als waterdichte afsluiting als de twee buitenste kopwanden zijn getrokken om aansluiting op de rest van de tunnel en om uitvaren van de elementen mogelijk te maken.

Na het storten van een werkvloer waarop bekisting en wapening kan worden aangebracht en gesteld, wordt de constructieve betonvloer van ca. 1 m dikte gestort, de toekomstige vloer van de tunnel die ter plaatse gaat worden gebouwd. Op deze vloer wordt tijdelijk zand en grind aangebracht om een egale werkvloer te krijgen waar de elementen op gebouwd kunnen worden en om goed opdrijven van de elementen te verzekeren (zie figuur 6.2).

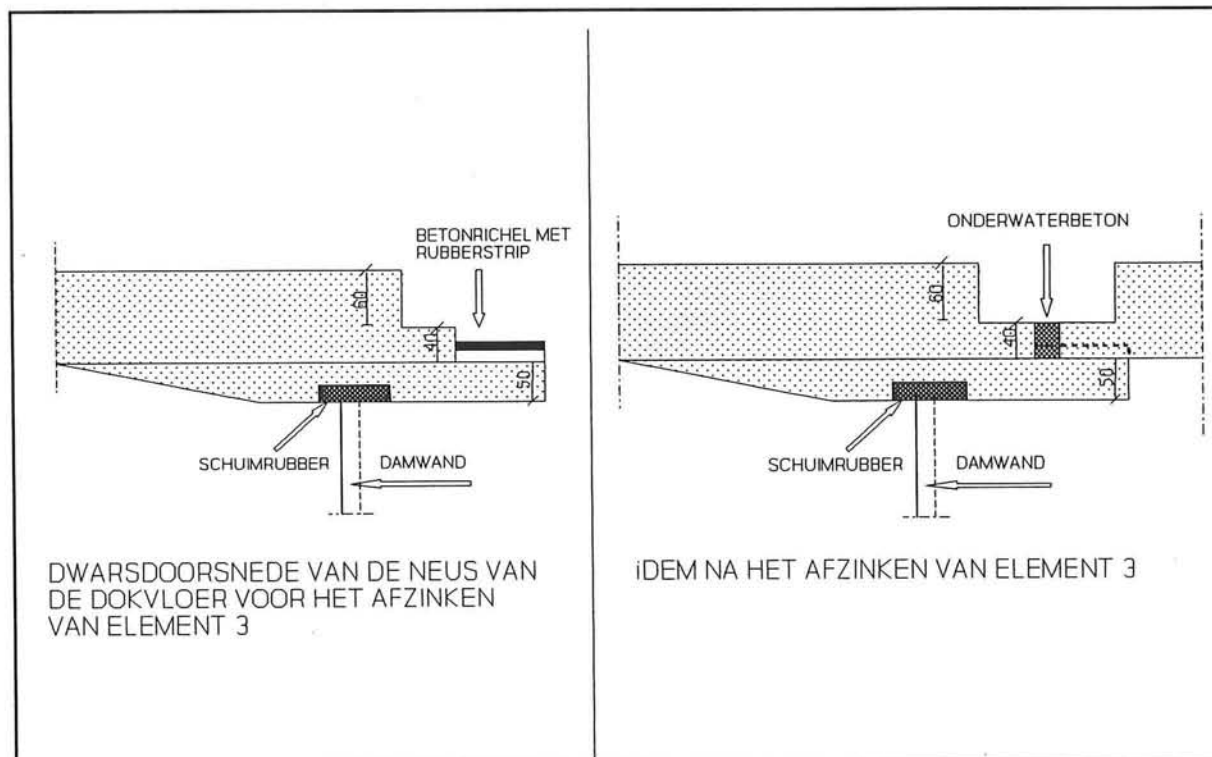
Om aan het ruimtegebrek op de bouwplaats iets te doen, kan bij gebruik van een combiwand of een diepwand, hierop een rail voor een verplaatsbare traverse worden aangebracht. Vanaf de traverse kan dan met verschillend bouw materieel worden gewerkt. Een andere mogelijkheid is het toepassen van een kistdam aan de Voorhavenzijde, waarop een bouw kraan kan rijden.

6.3 De overgangsconstructies

In deze paragraaf wordt globaal ingegaan op de verbindingen tussen het afgezonken tunneldeel en de rest van de tunnel. Niet ingegaan wordt op mogelijke zettingsverschillen tussen de overgangsconstructies en de zinktunnel en de consequenties daarvan. Dit zal nog nader moeten worden bekeken.



Figuur 6.4: De kop van de dokvloer na het trekken van het kopscherm en vóór het afzinken.



Figuur 6.5: Dwarsdoorsnede van de neusconstructie.

6.3.1 Overgangsconstructie noord

Er zijn voor de verbinding tussen de afgezonken tunnel en de overgangsconstructie-noord in principe 2 opties:

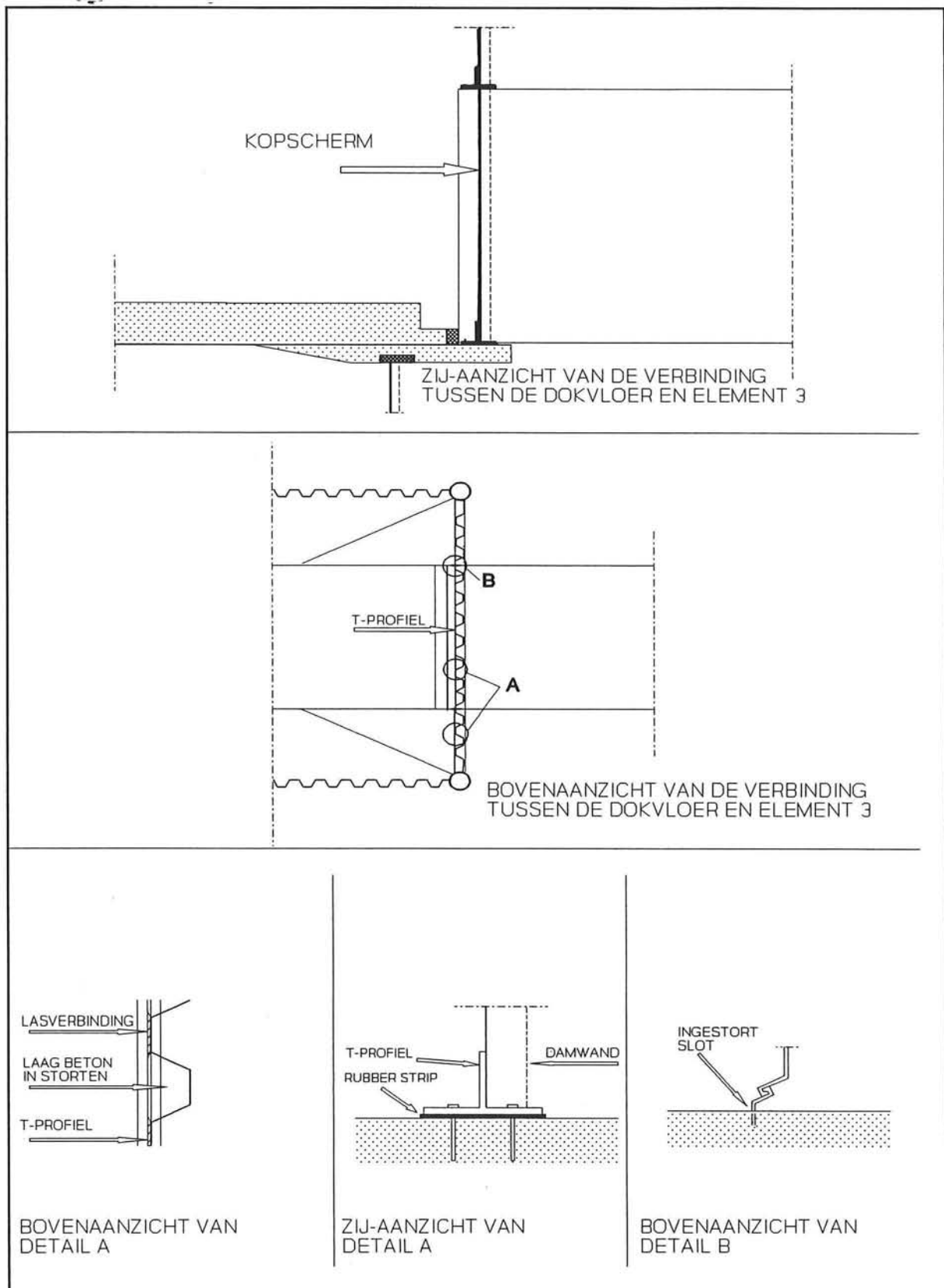
- A: element 3 wordt niet tegen de overgangsconstructie afgezonken, m.a.w. de sluitvoeg bevindt zich tussen element 3 en de overgangsconstructie-noord.
- B: element 3 wordt tégen overgangsconstructie-noord afgezonken, waarbij de sluitvoeg dus elders komt te liggen.

A: Bij deze werkwijze moet na het afzinken van de elementen tussen element 3 en de vloer in het bouwdok een tijdelijke fixering worden aangebracht. Dit moet onder water plaatsvinden. Dit is mogelijk met geprefabriceerde betonnen wiggen of met onderwaterbeton. Vervolgens moet de kuip weer droog worden gezet. Daartoe is het noodzakelijk dat de kopwand van de bouwkuip weer wordt teruggebracht. Deze zal als een waterdicht manchete om het tunnelelement moeten sluiten. Ook de verbinding tussen de vloer in het dok en het tunnelelement zal waterdicht moeten zijn. Hierna kan begonnen worden met de bouw van de overgangsconstructie en kan de verbinding in den droge worden afgebouwd.

B: Bij deze werkwijze wordt element 3 met een rubberprofiel tegen de betonvloer in het dok afgezonken. Met kabels wordt het element tegen de vloer aangetrokken waardoor het rubberprofiel iets wordt ingedrukt. Nu wordt de kopwand aangebracht die net als bij A een waterdichte afsluiting moet zijn. Vervolgens wordt het dok leeggepompt. Als dat gereed is ligt element 3 op zijn definitieve positie.

Methode B heeft ten eerste als nadeel dat het kopscherm eerst wordt aangebracht, waarna de kuip wordt leeggepompt. Bij het leegpompen wordt het rubberprofiel verder ingedrukt en deze vervorming moet het kopscherm ook ondergaan. Het is onwaarschijnlijk dat het scherm hierbij waterdicht blijft. Ten tweede moet bij deze aanpak ook nog een sluitvoeg worden aangebracht op vrij grote diepte, aan de rand van de vaargeul. De sluitvoeg aanbrengen tussen de overgangsconstructie zuid en tunnelelement 1 is namelijk niet mogelijk. Elementen 1 en 2 zouden in dat geval namelijk tijdelijk moeten worden geparkeerd alvorens afgezonken te kunnen worden. Gezien hun diepgang (7,3 m) is dat niet mogelijk in de directe omgeving zonder aanvullende baggerwerkzaamheden (zie bijlage 7). Eerst element 3 uitvaren en afzinken en daarna elementen 2 en 1 over element 3 uitvaren is niet mogelijk omdat de speling tussen de elementen dan maar 20 cm is en dat lijkt niet verantwoord. De sluitvoeg kan dan alleen nog tussen element 2 en 3 worden aangebracht.

Methode A heeft deze nadelen niet. Het kopscherm wordt pas aangebracht nadat het afgezonken element 3 is gefixeerd. Er treden dus geen vervormingen meer op. Tevens is bij deze methode geen sluitvoeg meer nodig. De aansluiting van de afgezonken tunnel op de overgangsconstructie noord kan in den droge worden gebouwd. Bij deze methode moet van te voren nauwkeurig worden bepaald hoeveel de Ginaprofielen worden ingedrukt, zodat bekend is waar de kop van element 3 exact komt te liggen. Deze kennis is nodig om de aansluitingen van het kopscherm op de betonvloer in het bouwdok te kunnen monteren. Gekozen is voor methode A omdat deze de minste problemen kent en te verwachten is dat de ligging van de kop van element 3 vrij nauwkeurig kan worden berekend. De werkwijze is dan als volgt.



Figuur 6.6: Plaatsing van waterdicht kopscherm met details.

Aan de betonvloer in het bouwdok komt een teenconstructie waarop element 3 wordt afgezonken. Op deze teen lopen twee richels met daarop een rubber strip (zie figuur 6.4). Element 3 heeft aan de onderzijde twee kepen waarmee het element bij het afzinken over de twee richels valt. Hierbij worden de twee rubber strippen ingedrukt. Tevens wordt hierdoor het element gericht. Hiervoor is noodzakelijk dat de kepen van onder naar boven van breed naar smal verlopen zodat de kop zichzelf richt. Vervolgens wordt de tunnel gefixeerd door de opening tussen de tunnel en de vloer van het bouwdok (zie figuur 6.5) te vullen met onderwaterbeton. Als dit is verhard is er een waterdichte verbinding ontstaan tussen de tunnel en de betonvloer van het bouwdok.

De volgende stap is het plaatsen van het kopscherm. Het deel van het kopscherm onder de betonvloer van het bouwdok wordt gevormd door het kwelscherm dat reeds in een eerder stadium is aangebracht (zie figuur 6.3). Het gaat nu om het deel van het kopscherm boven de betonvloer van het bouwdok. Dit scherm omsluit ook de kop van de tunnel. Voor de verbinding van de onderkant van het kopscherm met de betonvloer van het bouwdok, respectievelijk met de bovenkant van de tunnel, wordt gebruik gemaakt van een stalen T-profiel. Dit profiel wordt voor het afzinken op de betonvloer en op het tunneldak gemonteerd (zie figuur 6.6). Het T-profiel werkt als een soort aanslag voor het kopscherm. De verbinding tussen het kopscherm en het T-profiel wordt bewerkstelligd door lasverbindingen. De kasten van scherm worden afgesloten door er een laag onderwaterbeton in te storten (zie figuur 6.6).

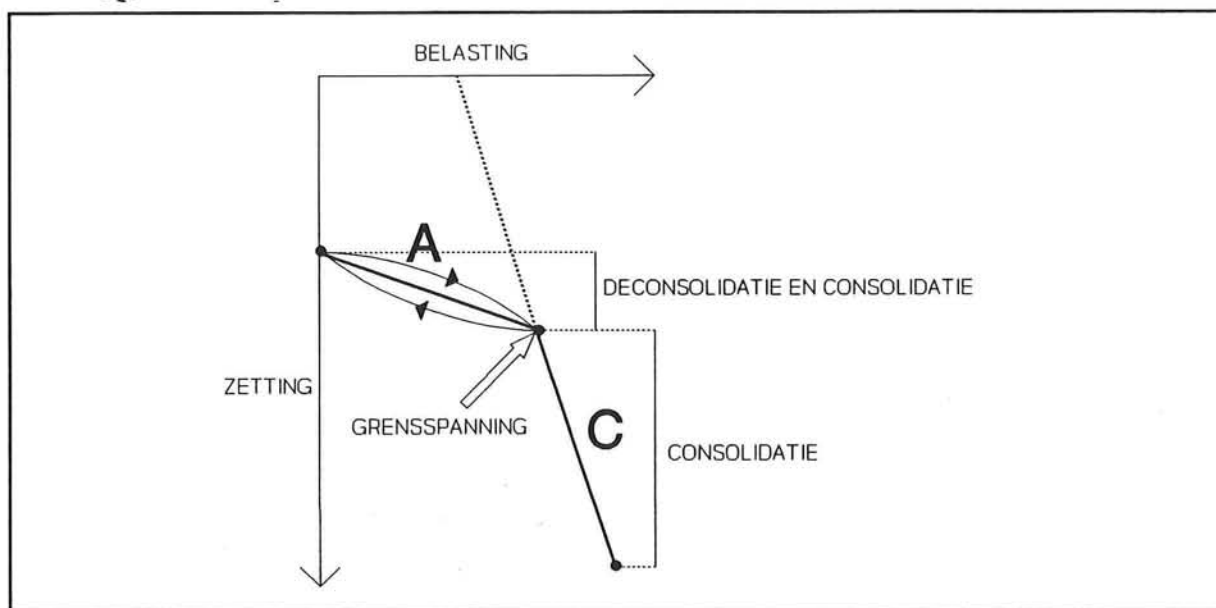
Als zijdelingse verbinding wordt het kopscherm met de buispalen op de hoeken bevestigd. De zijdelingse verbinding van het scherm met de tunnel wordt verkregen door een slot dat in de tunnelwand is meegestort waarin de damwandplanken kunnen worden geheid (zie figuur 6.6). Het kopscherm is nu waterdicht. Het is echter mogelijk dat in de onderhoek waar de kop van de tunnel door het kopscherm steekt en op de vloer van het bouwdok ligt een kleine kier aanwezig is door meet- en maatafwijkingen. Deze kier kan gedicht worden door er een rand onderwaterbeton langs te storten.

6.3.2 Overgangsconstructie zuid

De overgangsconstructie vormt hier het gedeelte tussen de noordelijke kop van het *halte-CS* onder het Centraal Station en het eerste tunnelelement. Hij kruist hierbij de achtergevel van CS en de De Ruijterkade en steekt zo'n 60 m in het IJ. Aan de kruising met het Centraal Station wordt in dit rapport geen aandacht geschonken.

Het verkeer op de De Ruijterkade moet doorgang kunnen blijven vinden tijdens de bouw van de tunnel. De overgangsconstructie moet onderheid worden vanwege de slappe ondergrond, waarschijnlijk met palen tot in de 3^e zandlaag (N.A.P. -60 m). Daarom zal gefaseerd in de breedte moeten worden gewerkt. Eerst worden de palen geheid en de constructie gebouwd in het deel van de bouwput dat in het IJ ligt. Vervolgens worden hierover hulpbruggen aangebracht waar het verkeer overheen geleid wordt. Nu kan ter plaatse van de De Ruijterkade worden geheid en wordt hier de constructie gebouwd.

Rekening moet worden gehouden met de verschuiving noordwaarts over 40m van de IJ-oever (PVE21) en de aanleg van de IJ-rail die de Noord-Zuidlijn bovenlangs kruist. Dit veroorzaakt een grote bovenbelasting. Deze bovenbelasting kan mogelijk worden opgenomen door een soortgelijke overkluizingsconstructie als in figuur 6.1



Figuur 7.1: Zetting vóór (A) en na (C) de grensspanning (pré-consolidatiespanning).

7 FUNDERINGSMOGELIJKHEDEN VAN DE TUNNEL

7.1 Inleiding

In §4.2.3 is geconcludeerd dat het de voorkeur geniet om de tunnel op staal te funderen d.m.v. onderstromen. Vanwege de slechte ondergrond is onzeker of dat ook mogelijk is zonder dat de optredende zettingen in de tijd gezien te groot worden. Daarom wordt in dit hoofdstuk een eerste benadering van de optredende zetting gedaan en wordt gekeken naar methoden om de zetting bij funderen op staal te beperken. Daarnaast worden mogelijkheden gezocht om de tunnel nastelbaar te maken. Het idee hierachter is dat als de in de loop der tijd optredende zetting te groot is of groter blijkt te zijn dan verwacht, deze zetting kan worden gecompenseerd door de tunnel opwaarts te bewegen. Voor de behandelde methoden geldt dat deze voornamelijk zijn bedoeld als verkenning van de mogelijkheden. Een aantal sluit aan bij bestaande technieken, een aantal is nieuw. Uiteraard moet voor iedere methode nader onderzoek worden gedaan en moeten de gevolgen voor de constructie van de tunnel worden gezien.

Naast funderen op staal wordt in dit hoofdstuk ook gekeken naar mogelijkheden om de tunnel te funderen op drukelementen of aan trekelementen.

7.2 Funderen op staal

In deze paragraaf wordt aangegeven waardoor zettingen optreden na het afzinken van een tunnel, wordt globaal bepaald hoe groot die zullen zijn in dit geval en wordt onderzocht hoe de zettingen kunnen worden beperkt.

7.2.1 Optredende zettingen

Bij een afgezonken tunnel is het meestal zo dat de korrelspanningen afnemen ten opzichte van de uitgangssituatie, omdat de tunnel zelf minder massa heeft dan de verplaatste grond. Toch treden zettingen op bij afgezonken tunnels die op staal gefundeerd zijn. Hiervoor zijn vier oorzaken aan te wijzen.

Ten eerste worden zettingen veroorzaakt doordat de grond deconsolideert nadat de zinksleuf is gebaggerd. Deconsolidatie is een tijdsafhankelijk proces. Afhankelijk van de tijd dat de zinksleuf open ligt, wordt naar links langs tak A bewogen (zie figuur 7.1), waardoor negatieve zetting (zwel) optreedt. Als de sleuf weer wordt aangevuld wordt weer langs tak A bewogen, maar nu in tegengestelde richting, waardoor zetting optreedt. Langs tak A is sprake van voorbelaste grond dus zal de zetting veel geringer zijn dan bij de eerste keer belasten.

Ten tweede kan het materiaal waarmee de zinksleuf wordt aangevuld, zwaarder zijn dan het uitkomende materiaal, waardoor de korrelspanningen toch toe nemen ten opzichte van de uitgangspositie. De nieuwe korrelspanning ligt dan op tak C, boven de pré-consolidatiespanning, waardoor de zetting flink zal toenemen.

Ten derde wordt het zandbed samengedrukt en nog enigszins vervormt. Dit komt

doordat de zandkorrels een dichtere pakking krijgen, door mogelijke slibinsluiting bij het onderstromen en doordat mogelijk nog holtes tussen het zandbed en de tunnelvloer bestaan waardoor het zandbed vervormt.

Vierde oorzaak tenslotte, kan een ongelijkmatige zakking van de omgeving zijn, waardoor bepaalde tunneldelen meer zakken dan andere.

In bijlage 5 is voor één doorsnede een eerste benadering gemaakt van de zetting die optreedt bij een zinksleuf die aangevuld wordt met zand. Dit blijkt ca. 23 cm te zijn. Dit is vrij veel en zettingbeperkende maatregelen zullen dan ook noodzakelijk zijn.

7.2.2 Mogelijkheden om zettingen te beperken

Als blijkt dat de verwachte zettingen te groot zijn kan een aantal maatregelen worden getroffen om deze te verkleinen. De eerste mogelijkheid is de sleuf niet met zand aanvullen, maar met de grond die uit de sleuf gekomen is. Hierbij speelt de vervuilde bovenste sliblaag een belangrijke rol omdat die waarschijnlijk niet mag worden teruggebracht. Ook kan de sleuf worden aangevuld met ander licht materiaal, bijvoorbeeld geëxpandeerde kleikorrels en worden afgedekt met een laag zand van ca. 1 m.

Een tweede mogelijkheid is aanvullen van de sleuf tot een niveau van ca. 1 m boven de tunnel. De sleuf die daardoor overblijft loopt mogelijk vol slib in de loop van de tijd zodat regelmatig baggeren nodig is en waardoor deze aanpak niet aantrekkelijk is.

Een derde mogelijkheid is het niet ballasten van de tunnel zodat deze eigenlijk op wil drijven, maar op de plaats wordt gehouden door de dekking op de tunnel. Hierdoor wordt de ondergrond ook ontlast van een deel van de aanvulling.

Een vierde mogelijkheid tenslotte, is het afzinken in een smalle sleuf met verticale wanden. De diepte tot waar spanningsverhogingen merkbaar zijn wordt namelijk groter naarmate de sleuf breder is. Een smalle sleuf betekent dus doorwerking tot kleine diepte van spanningsverhogingen en dus kleinere zetting.

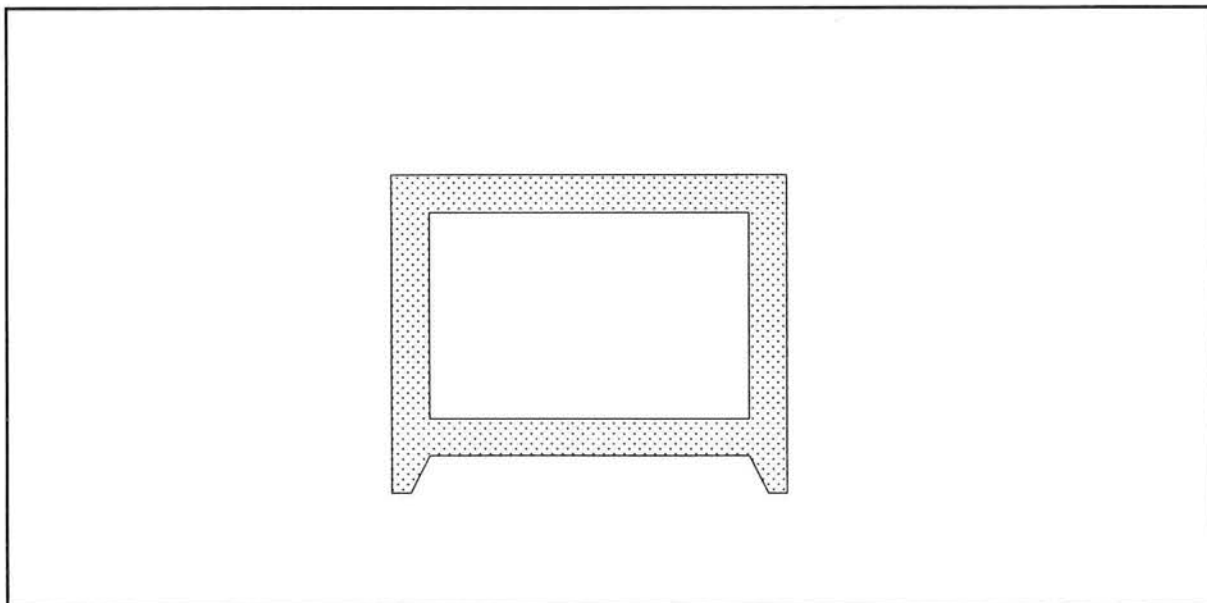
Uiteraard is een combinatie van deze oplossingen mogelijk. Opgemerkt moet worden dat genoemde maatregelen geen effect hebben op ongelijke zakking van de omgeving.

Het aanbrengen van in de grond gevormde palen zoals zandpalen of jetgroutkolommen (zie §7.3.2) wordt hier niet aantrekkelijk geacht omdat voornamelijk de Eemkleilaag die onder de 3^e geul aanwezig is, verantwoordelijk is voor de optredende zetting (zie bijlage 5). Om dit te compenseren moeten de palen tot nabij de 3^e zandlaag worden aangebracht (niet erin in verband met kortsluiting van het watervoerende pakket waardoor het water in de 3^e zandlaag kan worden verontreinigd). Dit is kostbaar en veroorzaakt hinder voor de scheepvaart op het IJ.

7.2.3 Conclusie

De in bijlage 5 aangegeven zettingsberekening is zeer globaal en gebaseerd op veel aannamen. Daarnaast zijn erg weinig bodemgegevens beschikbaar. Omdat 23 cm wel vrij veel is en waarschijnlijk problemen op zal leveren voor de tunnel zijn nadere en exacter berekeningen noodzakelijk. Voor deze berekeningen geldt:

- Er zijn meer bodemgegevens voor nodig;
- De spanningsspreiding die bij een driehoekige zinksleuf optreedt moet beter in de berekening worden verwerkt;
- De effecten van zettingsverminderende maatregelen moeten worden bepaald;



Figuur 7.2: Tunnel uitgevoerd met skirts.

- De berekeningen moeten worden gedaan voor een aantal doorsneden, in de lengterichting verspreid over de tunnel.
- De zetting die in het zandbed optreedt moet nader worden bepaald;

7.3 Nastellen van een op staal gefundeerde tunnel door drukkracht

Methoden om de tunnel opwaarts te bewegen door drukkracht die in deze paragraaf worden behandeld zijn:

- groutinjectie;
- drukken met vizzels;
- gebruik maken van volumevergroting van een materiaal.

7.3.1 Groutinjectie

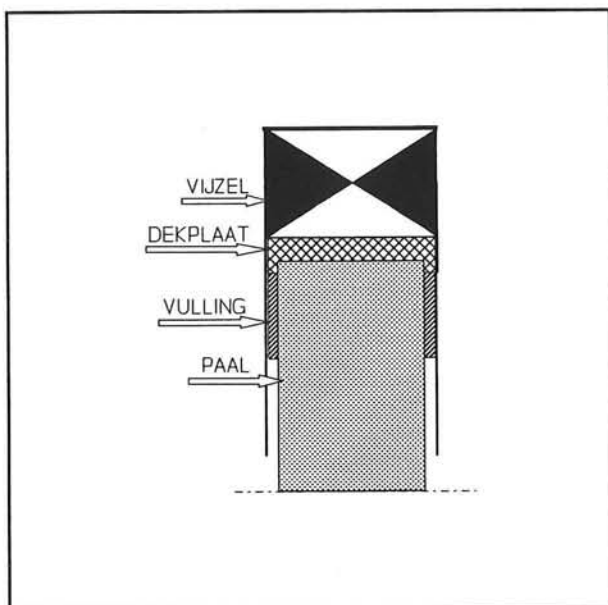
Als door grote zettingsverschillen in de lengterichting van de tunnel de buigende momenten te groot worden kan door groutinjectie op de plaats van de meeste zetting de tunnel omhoog worden bewogen waardoor het zettingsverschil afneemt. Bij groutinjectie kan onderscheid gemaakt worden in twee technieken die toepasbaar zijn.

Ten eerste fracturing. Hierbij wordt grout in de grond onder de tunnel geïnjecteerd. Het is dan niet de bedoeling het korrelskelet egaal te vullen, maar om breukvlakken te creëren, die door de injectie worden opengeperst ('fracturing'). Door gericht op specifieke plaatsen grout te injecteren, kan de tunnel voorzichtig omhoog worden bewogen. Waarschijnlijk is het ook mogelijk ongelijkmatige zettingen in de breedterichting van de tunnel, die torsie in de betonconstructie veroorzaken, te compenseren.

De tweede techniek is mudjacking, ook wel slab leveling genaamd. Hierbij wordt een vrij zware en dikke grout direct onder de tunnelvloer geïnjecteerd waardoor eventuele tussenruimte wordt gevuld de constructie wordt opgedrukt. Torsie kan met deze techniek waarschijnlijk niet worden gecompenseerd omdat de constructie egaal wordt opgedrukt.

Voorbeelden van projecten waarbij met deze methode is gewerkt zijn bijvoorbeeld het oppersen van een fabrieksgebouw in Rotterdam door groutinjectie bij de paalpunten (fracturing) en het oppersen van een turbinehuis in Hessigheim in Duitsland (mudjacking). Bij beide projecten zijn ongelijkmatig verzakte constructies weer horizontaal en (gedeeltelijk) op hoogte gebracht. Tijdens de bouw van de IJ-tunnel is een caisson verzakt naar aanleiding van een doorbraak. Deze zakking is hersteld door een combinatie van het pompen van onderwaterbeton en het persen van grout, nadat de ontstane holle ruimte met zandzakken was afgesloten. Genoemde werkzaamheden en andere projecten met groutinjectie zijn beschreven in lit. 4, 6, 7 en 15.

Nader onderzoek zal moeten uitwijzen in welke laag het beste kan worden geïnjecteerd en of het noodzakelijk is om zijdelingse opsluitingen te hebben. Indien het laatste noodzakelijk is, kunnen de damwanden van de zinksleuf hiervoor mogelijk dienst doen. Een andere optie is de tunnelelementen uit te voeren met een soort skirts (zie figuur 7.2). Hierdoor kan direct onder de tunnel gegrout worden, maar mogelijk hebben de skirts nadelige gevolgen voor het onderspoelingsproces.



Figuur 7.3: Paalmuts met vijzel.

Ook moet worden afgewogen of de tunnel over de hele lengte al tijdens de bouw wordt voorzien van injectiepunten, of dat deze punten worden aangebracht op het moment dat het nodig blijkt en op de plaats waar dit nodig is. Tevens is het denkbaar dat niet vanuit de tunnel wordt gegroot, maar van daarbuiten.

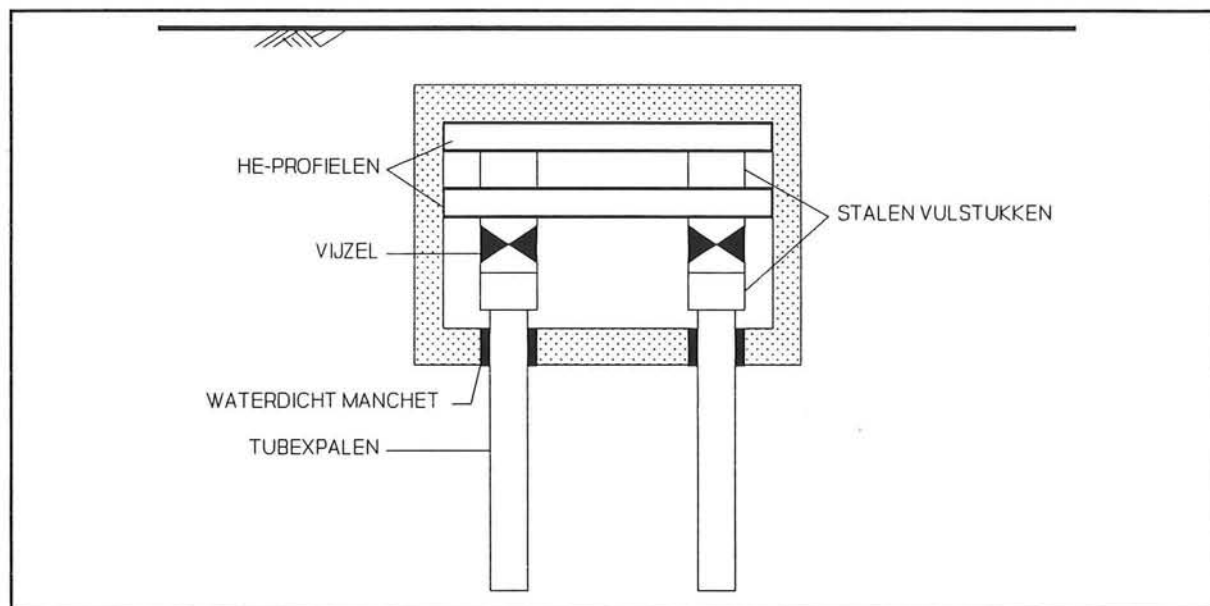
Groot voordeel van deze methode is dat als de werkzaamheden 's nachts kunnen worden verricht, de hinder voor het treinverkeer gering is (al zal de normale buitendienststelling van 5 uur niet voldoende zijn. De metro moet dus reeds 's avonds buiten dienst worden gesteld). Bovendien is bewezen dat de techniek kan werken. De werkmethode is erg flexibel en kan ingezet worden wanneer nodig en waar nodig, indien de injectiepunten van te voren zijn aangebracht. Moeilijkheid bij deze techniek is dat het veel ervaring en inzicht vereist bij de uitvoerenden en dat het moeilijk te voorspellen is of de techniek zal werken op de bewuste locatie. Te verwachten is evenwel dat na enig proberen en goede voorbereiding de tunnel wel omhoog is te bewegen.

7.3.2 Met vijzels

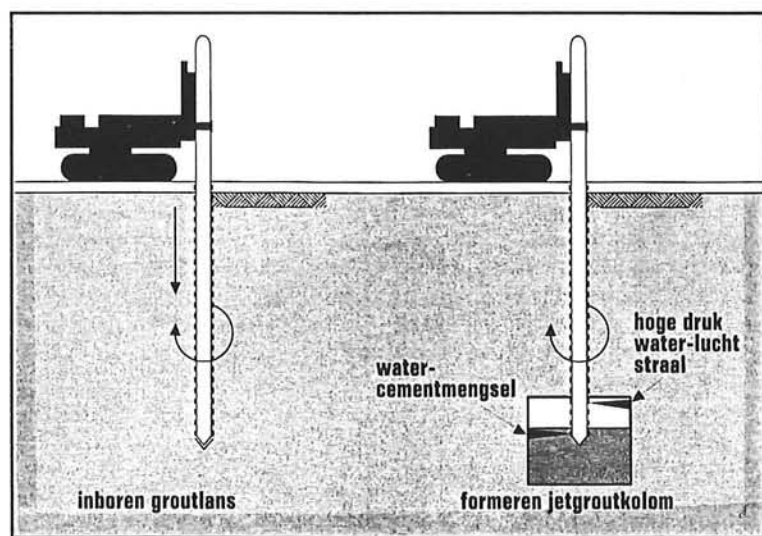
Bij deze methode worden mutsen, met daarin vijzels, op funderingspalen geplaatst. Door uitdrukken van de vijzels, wordt de tunnel omhoog bewogen (zie figuur 7.3). Het idee is gebaseerd op de techniek die is toegepast bij de metrotunnel onder het Nationale-Nederlanden gebouw in Rotterdam [lit. 13 en 14]. De situatie bij dat project is weliswaar onvergelijkbaar met de situatie bij de tunnel voor de Noord-Zuidlijn, maar mogelijk biedt de techniek van het opdrukken van een tunnel om zo zettingen te compenseren, perspectief. Onderscheid kan gemaakt worden tussen vóór het afzinken aanbrengen van de palen en het naderhand aanbrengen van de palen als dat noodzakelijk is. Een andere mogelijkheid is dat gebruik gemaakt wordt van de damwandconstructie, indien deze permanent is aangebracht voor de zinksleuf (zie §7.5.2.)

De achterliggende gedachte bij deze methode is het verschil tussen palen die gebruikt worden om met vijzels op af te zetten en palen voor een permanente fundering. Als palen als permanente fundering worden gebruikt moet rekening worden gehouden met de optredende zettingen die de paal ondergaat. Die zijn sterk tijdsafhankelijk. Ook moet gerekend worden met toename van negatieve kleeft in de tijd, waardoor ook de zetting toeneemt. Daarom mag de belasting per paal in dit geval veel kleiner zijn dan in het geval dat de paal relatief zeer kort wordt gebruikt als afzetmogelijkheid voor de vijzel, waarbij zetting van de paal ook geen probleem is. De belasting is in het laatste geval maar kort omdat de ontstane ruimte onder de tunnel direct wordt gevuld met grout. Daar komt nog bij dat bij de palen die slechts kort worden gebruikt met kleiner veiligheidsfactoren kan worden gerekend dan bij palen voor definitief gebruik. Het gevolg is dat voor toepassen van palen als afzetmogelijkheid veel minder palen nodig zijn dan bij toepassen van palen als vaste fundering. Dit onder voorwaarde dat de tunnelconstructie deze geconcentreerde belastingen wel op kan nemen! Er zal daar dus van te voren rekening mee gehouden moeten worden.

De palen die voor nastellen worden gebruikt, kunnen waarschijnlijk in geul 3 worden aangebracht. Deze laag geeft conusweerstand van 2-10 mPa. Deze laag is niet geschikt om de palen voor een definitieve fundering in aan te brengen omdat de zettingen vooral in de Eemkleilaag plaatsvinden, zodat de palen dan weinig zin hebben. Daarnaast bestaat de kans op ongelijke zettingen door in geul 3 voorkomende kleilaagjes.



Figuur 7.4: Frameconstructie met vijzels (constructie sterk vergroot t.o.v. tunnel).



Figuur 7.5: Het vormen van een jetgroutkolom.

Palen vóór het afzinken aanbrengen

Vóór het afzinken worden palen geheid. Op deze palen worden de mutsen met daarin de vijzels, geplaatst. Tijdens het afzinken kunnen de elementen tijdelijk worden opgelegd op deze vijzels. De elementen kunnen dan exact op hoogte worden gesteld. Door slangverbindingen te maken tussen de vijzels en de tunnel, wordt het mogelijk de vijzels te bedienen vanuit de tunnel. Als fundering wordt een zandbed aangebracht. Na het onderstromen kan de druk in de vijzels zover worden afgelaten dat de tunnel op het zandbed komt te rusten.

Als de zettingen plaatselijk te groot worden, kan het betreffende deel van de tunnel omhoog worden bewogen door de vijzels weer uit te drukken. De spleet die zo ontstaat onder de tunnel moet worden geïnjecteerd, bijvoorbeeld met grout. Hiervoor kunnen van tevoren openingen in de tunnelvloer worden aangebracht.

De grote voordelen van deze methode zijn de geringe hinder voor het treinverkeer als de tunnel wordt opgedrukt en de mogelijkheid het systeem meerdere malen te gebruiken (de groutopeningen moeten dan kort met water worden nagespoeld). Hier staat tegenover dat een grote voorinvestering moet worden gedaan zonder de zekerheid dat oppersen van de tunnel ook werkelijk nodig is. Daarnaast zijn de vijzels onbereikbaar na onderstromen, waardoor bij weigering van een vijzel, grote moeilijkheden ontstaan. Tenslotte zal de constructie waarschijnlijk ook zwaarder moeten worden uitgevoerd om de puntlasten die door de vijzels worden uitgeoefend te kunnen opnemen.

Palen naderhand aanbrengen

Bij deze methode wordt de tunnel op normale wijze afgezonken. Als na verloop van tijd blijkt dat de tunnel plaatselijk teveel zetting vertoont, wordt daar actie ondernomen. Vanuit de tunnel worden door de tunnelvloer, via waterdichte afdichtingen, stalen buispalen de grond in gedraaid (bijvoorbeeld Tubexpalen). Deze worden zo diep geboord dat voldoende paalweerstand is bereikt. Vervolgens wordt een frameconstructie aangebracht (zie figuur 7.4) en vijzels geplaatst. Door nu de vijzels uit te drukken kan de tunnel omhoog worden bewogen. Net als bij de voorgaande methode moet de spleet die onder de tunnel ontstaat worden nageïnjecteerd.

In plaats van stalen buispalen kan ook gewerkt worden met palen die gemaakt zijn door jetgrouting. Met deze techniek wordt door een relatief klein gat (± 15 cm) een buis de grond ingebracht tot op zekere diepte. Vanuit de buis wordt door groutinjectie een paal gevormd met een maximale diameter van 1,5 tot 2,5 meter (figuur 7.5). Voordeel van deze techniek is dat het een paal in de grond maakt met een grote diameter, maar slechts een kleine opening in de tunnelvloer vergt. De druksterkte van de gevormde paal zal afhankelijk van het bodemmateriaal tussen de 1 tot 10 N/mm² bedragen. Een proefkolom die op deze wijze is gemaakt in een bodem met twee leemlagen, had aan de bovenzijde een druksterkte van 28 N/mm² en aan de onderzijde een druksterkte van 7 N/mm² [lit. 5]. Door de kleihoudende bodem zal de druksterkte van de palen niet erg hoog zijn. Bij een zeer pessimistische aanname voor de druksterkte van 1-2 N/mm² en een diameter van 1-1,5 m, zal de paal een belasting van ca. 750 tot 3500 kN kunnen dragen (hierbij is tevens aangenomen dat de druksterkte van de paal maatgevend is i.p.v. de draagkracht van de grond).

Ten opzichte van het vooraf aanbrengen van de palen heeft deze techniek het voordeel dat een voorinvestering niet nodig is. De palen worden pas aangebracht wanneer en op de plaats waar dat nodig is (in de tunnelconstructie moet waarschijnlijk wel rekening gehouden worden met de inleiding van deze belasting, zodat per moot bijvoorbeeld 2 inleidingspunten moeten worden aangebracht waaronder een jetgroutkolom kan worden gemaakt. Bij deze methode horend nadeel is de grotere hinder voor het treinverkeer doordat de werkzaamheden in de tunnel nogal ingrijpend zijn.

7.3.3 Volumevergroting van een materiaal

Dit genoemde alternatief dient vooral om een mogelijke oplossingsrichting aan te geven. Het idee is gebaseerd op een plan dat een aantal jaar geleden is gepresenteerd om de bodemdaling in Groningen te compenseren. Deze bodemdaling werd en wordt veroorzaakt door gaswinning uit een diep in de aarde gelegen kalksteenlaag. Volgens het plan moest zwavelzuur in deze kalksteenlaag worden geïnjecteerd. Door een chemisch proces ontstaat een vaste stof met een groter volume². Deze volumevergroting zou het maaiveld omhoog doen komen. Het realiteitsgehalte van dit genoemde plan is in deze context niet relevant. Het gaat om het proces waarbij het materiaal uitzet dat misschien mogelijkheden biedt.

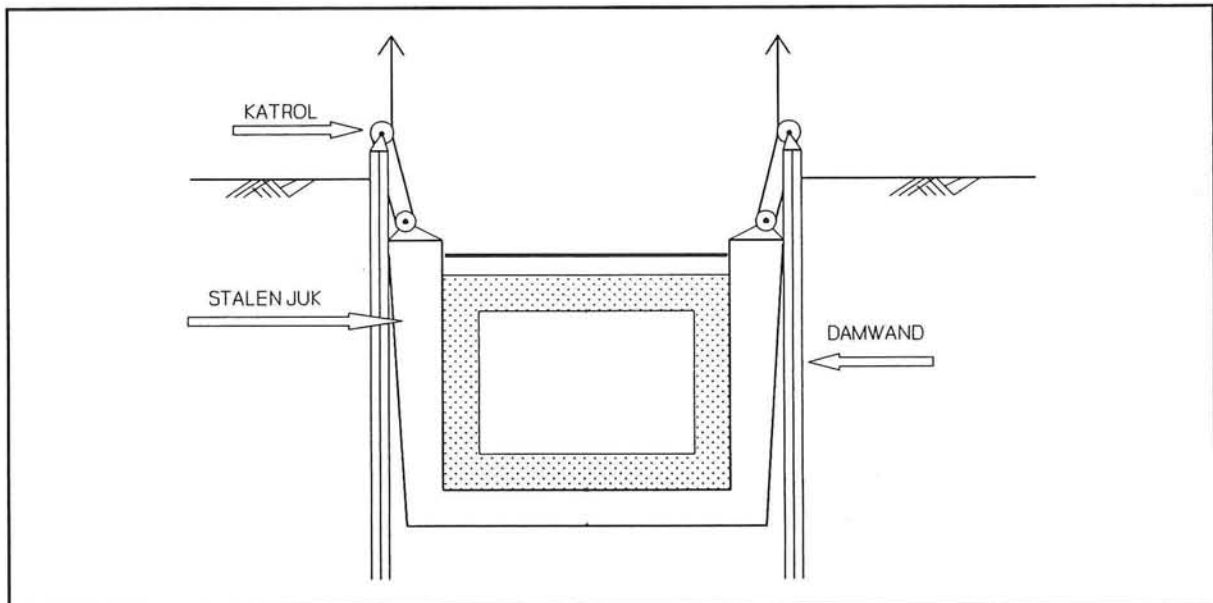
Gedacht kan worden aan een laag kalksteen, opgebouwd uit blokken die per stuk ingepakt zijn in rubber zakken, die onder de tunnel wordt aangebracht. Injectiebuisjes lopen vanuit deze zakken door de tunnelvloer, zodat vanuit de tunnel kan worden gewerkt. Door deze buisjes kan dan zwavelzuur worden geïnjecteerd waar nodig. De mate van uitzetting kan worden geregeld door de hoeveelheid zwavelzuur die wordt ingespoten en de concentratie ervan. In theorie is een volumevergroting haalbaar van 2 maal het oorspronkelijke volume.

Genoemde methode is nog geheel theorie. Er is voor zover bekend geen enkele ervaring mee opgedaan. Misschien is het niet uitvoerbaar, misschien biedt een andere chemische reactie door combinatie van andere stoffen meer perspectief, alleen nadere verkenning en onderzoek zal hier duidelijkheid over kunnen geven. De voordelen van de methode zijn echter evident. Het werk kan 's nachts gedaan worden vanuit de tunnel, zodat het treinverkeer geen hinder ondervindt. Tevens kunnen grote, gelijkmatig over de tunnelvloer verdeelde krachten worden opgewekt, terwijl slechts geringe injectiedruk is vereist. Daar staat tegenover dat nog onzeker is of het werkt. Daarnaast moet ook grote zorgvuldigheid worden betracht om eventueel lekken van het zuur te voorkomen. Dit veroorzaakt milieuverontreiniging en kan ook het beton aantasten.

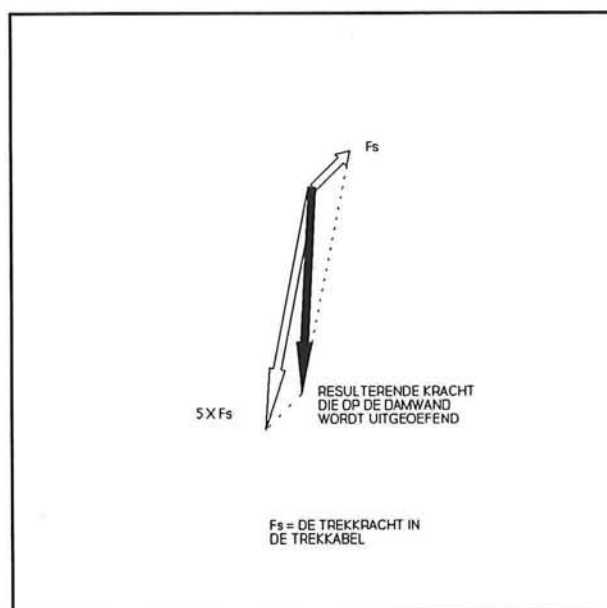
7.4 Nastellen van een op staal gefundeerde tunnel door trekkracht

Om door trekkracht de tunnel omhoog te bewegen, moet onder de tunnel een constructie worden aangebracht waaraan getrokken kan worden. Te denken valt aan stalen balken of jukken of bijvoorbeeld een mat van hoogwaardig kunststofvezel. Een andere optie is aan de tunnel vooraf reeds hijsogen te maken of in te storten.

²: Genoemde reactie tussen zwavel en kalk is ook bekend uit de betontechnologie. Sulfaten kunnen samen met kalkverbindingen ettringiet vormen waarbij zwellings optreedt. Dit leidt tot ongewenste uitzetting van beton waardoor schollen van de betonconstructie kunnen worden afgedrukt.



Figuur 7.6: Hijsconstructie van stalen jukken en katrollen.



Figuur 7.7: Krachten die op de damwand worden uitgeoefend door de hijsconstructie bij 5 schijven.

De benodigde trekkracht die nodig is kan mogelijk geleverd worden door enkele met water gevulde drijvende bakken, te verbinden met de tunnel en daarna de bakken leeg te pompen. Als het op deze manier niet mogelijk is om voldoende trekkracht te ontwikkelen, kan ook gebruik gemaakt worden van de damwandconstructie, indien die is toegepast voor de zinksleuf (zie figuur 7.6). Hierbij komt op de damwand een vaste verbinding waarop een katrol kan worden gemonteerd. Ook aan de trekconstructie van de tunnel wordt een katrol gemonteerd. Als bijvoorbeeld blokken van 5 schijven worden toegepast, is de kracht die op de trekconstructie wordt uitgeoefend, 5 maal zo groot als de trekkracht in de trekkabel. De damwand wordt in deze situatie nagenoeg verticaal belast (zie figuur 7.7). Op deze manier kan de trekkracht aanmerkelijk worden vergroot. Hierbij moet de damwand uiteraard de belasting wel kunnen opnemen.

Bij de werkmethode vinden de werkzaamheden nagenoeg geheel buiten de tunnel plaats. Het injecteren van de spleet die onder de tunnel ontstaat kan vanuit de tunnel plaatsvinden, maar ook van daarbuiten. Het metroverkeer wordt dus niet ernstig gehinderd, de scheepvaart waarschijnlijk wel. Daarnaast wordt de tunnel onderworpen aan vrij grote geconcentreerde lasten, zodat de constructie waarschijnlijk moet worden verzwakt en moeten voorinvesteringen worden gedaan in de jukken of matten. Een belangrijk nadeel van deze methode is echter dat door trekken vanaf het water de methode nogal onnauwkeurig is, terwijl het nastellen erg precies moet plaatsvinden.

7.5 Funderen op drukelementen

Indien funderen op staal, inclusief zettingsverkleinende maatregelen en eventuele nastelconstructies, toch niet haalbaar wordt gedacht, kan worden overwogen de tunnel direct te funderen op elementen die op druk worden belast.

7.5.1 Permanente paalfundering

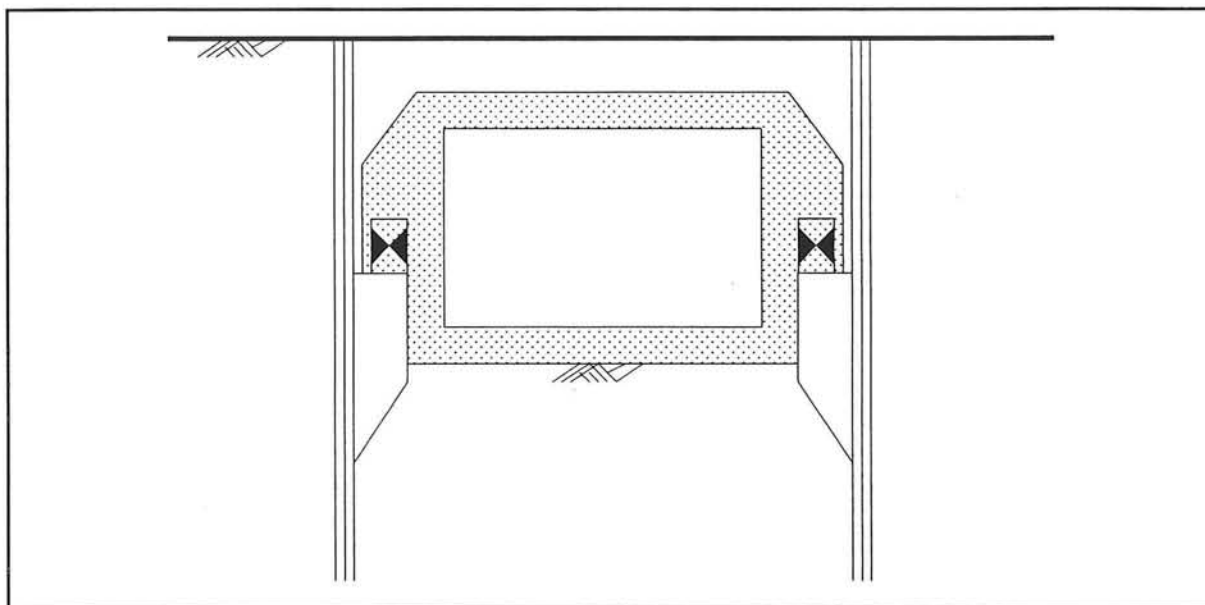
Voor een permanente paalfundering moeten de palen tot in de derde zandlaag (N.A.P. - 60 m) worden aangebracht, omdat optredende zettingen met name veroorzaakt worden door de Eemkleilaag. Hierdoor zijn zeer lange palen noodzakelijk.

Het aanbrengen van de paalfundering is een kostbare zaak, zeker indien palen worden aangebracht die tot in de derde zandlaag reiken. Ook veroorzaakt dit langdurige werkzaamheden in het IJ, waardoor de scheepvaart veel hinder ondervindt.

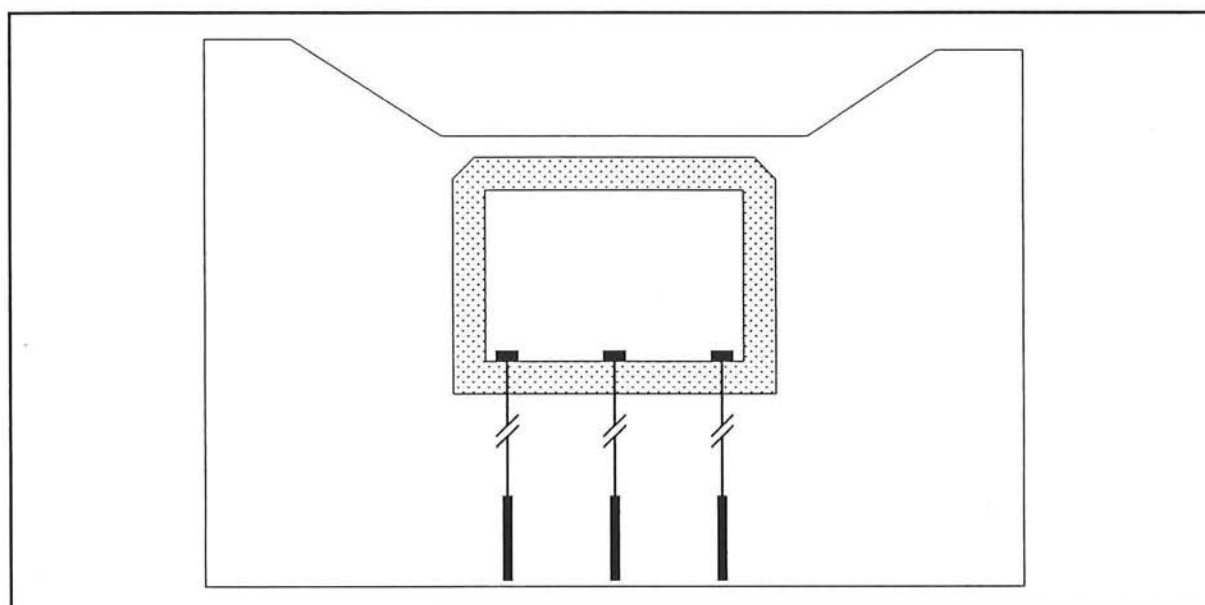
7.5.2 Permanente damwandfundering

Als een damwand langs de gehele zinksleuf kan worden aangebracht houdt dat tevens een smalle sleuf in. Spanningsverhogingen zullen dan niet of nauwelijks in de Eemkleilaag merkbaar zijn, waardoor zetting van deze laag beperkt is. Indien desondanks de verwachte zettingen te groot worden, kan de damwand die tot in geul 3 loopt worden gebruikt als fundering voor de tunnel.

De tunnel wordt dan met oren aan de damwand gehangen. Om deze belasting te kunnen dragen moet de damwand een zekere voetweerstand hebben. Dit kan worden gerealiseerd door een combiwand te gebruiken of horizontale schotten in de damwandkassen aan te brengen.



Figuur 7.8: Ophanging van de tunnel aan de damwanden.



Figuur 7.9: 'Zwunnel' aan groutankers.

Voor de damwand geldt echter ook dat deze wordt belast op negatieve kleeft. Daardoor zal ook de damwand zakken. Door nu in de oren vijzels op te nemen, kan de tunnel naderhand weer op hoogte worden gesteld (zie figuur 7.8 en lit. 13 en 14).

Als de tunnel op staal wordt gefundeerd, maar wel tussen damwanden kan de tunnel eventueel worden nagesteld door de voorgestelde vijzelconstructie aan de damwand. Wel is het dan van belang dat tunnel normaal gesproken niet op de damwand rust, ook niet na zettingen.

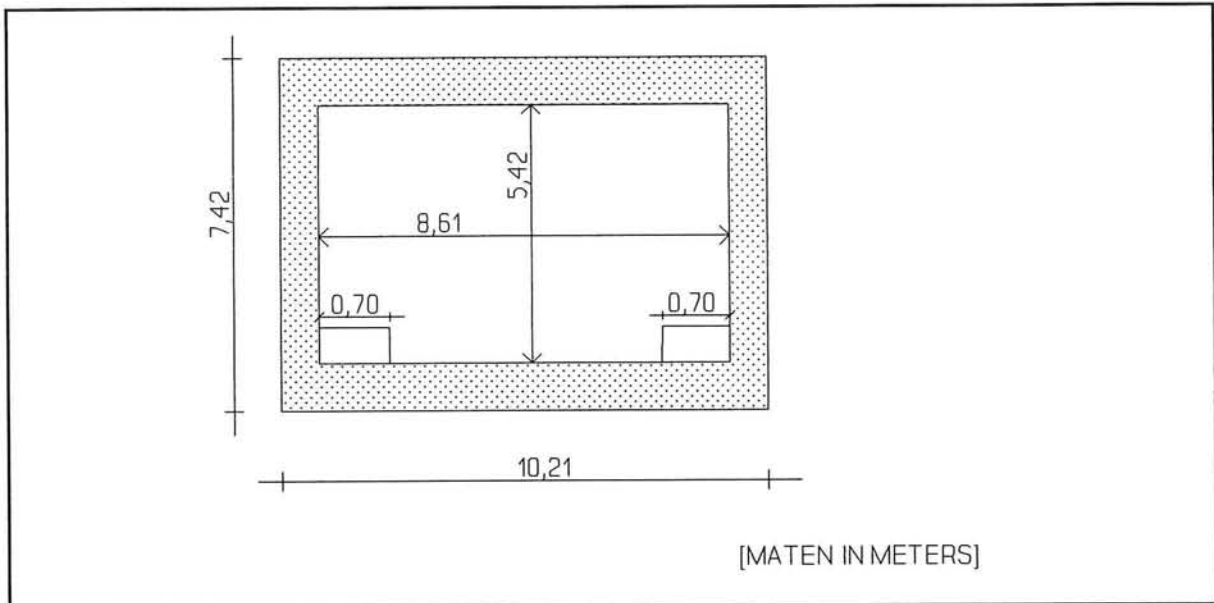
7.6 Funderen op trekelementen

Een nog niet beschreven mogelijkheid is de fundering waarbij de tunnel op wil drijven en is verankerd aan de ondergrond. Bij deze wijze van funderen moet na het afzinken van de tunnel geen ballastbeton worden aangebracht. Vóór het leegpompen van de ballasttanks moet de tunnel dan verankerd worden aan de ondergrond.

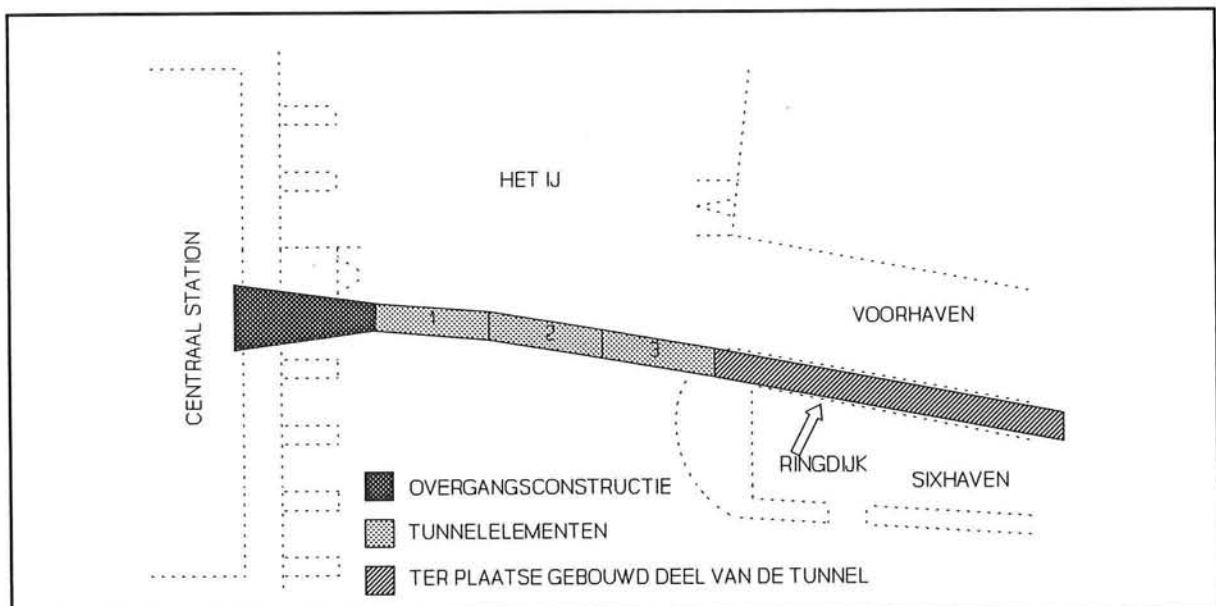
De meest gangbare techniek hiervoor is gebruik maken van trekpalen. Hierbij is het probleem dat een koppeling tussen de trekpalen en de tunnelementen erg moeilijk te realiseren is. Daarom valt deze methode af. Een andere mogelijkheid is om vanuit de tunnelementen groutankers in de grond aan te brengen (zie figuur 7.9). Hiervoor is de kleigrond niet geschikt. Mogelijk is de grond van geul 3 wel geschikt (zand met enkele kleilaagjes). Indien dat niet het geval is zullen de groutankers tot grote diepte (derde zandlaag) moeten worden aangebracht. De ankers worden dan ruim 40 m lang waardoor toepassing waarschijnlijk onmogelijk is.

Ten slotte geldt voor funderen op trekelementen dat de zinksleuf slechts met ca. 1 m kan worden aangevuld, omdat anders de bovenbelasting te groot wordt zodat de tunnel niet meer opdrijft. Hierbij spelen dezelfde problemen als genoemd bij het niet volledig aanvullen van de sleuf om de zetting te beperken, namelijk dat in de loop van de tijd de sleuf waarschijnlijk volloopt met slib. Als dat inderdaad het geval is, moet periodiek (vervuild) slib worden weggebaggerd waardoor het alternatief duur wordt.

Niettemin biedt deze 'zwunnel' (zwevende tunnel) een goed perspectief om de tunnel te funderen op een andere manier dan op staal, waarbij de scheepvaart nagenoeg geen hinder ondervindt. Dit is zeker het geval als verankerd kan worden in geul 3 en het vollopen van de sleuf met slib niet optreedt of voorkomen kan worden.



Figuur 8.1: Dwarsprofiel van de tunnel.



Figuur 8.2: Tunneltracé onder het IJ.

8

CONCLUSIES EN ONDERWERPEN VOOR NADERE STUDIE

In deze studie is bekeken hoe in Amsterdam de kruising van de nieuwe Noord-Zuidlijn met het IJ, uitgevoerd als afzinktunnel, er uit moet komen te zien. Het dwars- en lengteprofiel van de tunnel zoals dat globaal is bepaald in dit rapport, is te zien in figuur 8.1 en 8.2. Veel aandacht is geschonken aan methoden om de tunnel te funderen. Het blijkt dat het de voorkeur geniet de tunnel op staal te funderen: een zandbed dat door middel van zandinjectie wordt aangebracht. Deze methode is op zich het goedkoopste, er is veel ervaring mee opgedaan en het levert nagenoeg geen hinder op voor de scheepvaart. Door de slechte ondergrond ter plaatse van het IJ is het echter de vraag of op staal kan worden gefundeerd zonder dat de zettingsverschillen te groot worden.

Bijzondere omstandigheid is dat onder het Centraal Station een halte moet komen voor de Noord-Zuidlijn. De afgezonken tunnel sluit in principe aan op dit station. Het blijkt mogelijk vast te houden aan de wens dit station uit te rusten met een eilandperron, waardoor de sporen hier ver uiteen liggen, en tegelijkertijd tunnelelementen af te zinken met een minimale breedte. Hiertoe is een overgangsconstructie tussen het station en het eerste afzinkelement noodzakelijk van ca. 100 m, waarin de sporen weer zo dicht mogelijk bij elkaar worden gebracht.

Voor de tunnel en bijkomende aspecten is het volgende bepaald:

- De bodem van het IJ is zwaar vervuild. Daarom wordt de zinksleuf tussen damwanden aangelegd waar dat technisch mogelijk is. Bij een zinksleuf met natuurlijke taluds komt zoveel vervuild slib vrij, dat de stort/reinigingskosten de kosten van een damwandconstructie waarschijnlijk ver overtreffen. Het deel van de tunnel onder de Ringdijk (zie figuur 8.2) wordt tussen damwanden aangelegd, omdat de damwand hier gestempeld of verankerd kan worden. Of de sleuf in het IJ geheel of deels tussen damwanden kan worden aangelegd dient nader te worden bekeken.
- De bouwkuip voor de tunnelelementen wordt gesitueerd ter plaatse van de Ringdijk. In deze bouwkuip wordt na het afzinken de rest van de tunnel ter plaatse gebouwd.
- Uit een globale berekening in één raai blijkt de zetting ca. 23 cm te zijn bij een sleuf met natuurlijke taluds en een aanvulling met zand.
- De zettingen van de tunnel kunnen worden verkleind door de sleuf aan te vullen met de lichtere niet-vervuilde grond uit de sleuf en een laag zand van ca. 4m of met lichte kleikorrels. Ook een sleuf tussen damwanden vermindert de optredende zettingen. Een andere oplossing is het nastelbaar maken van de tunnel. De opgetreden zettingen kunnen dan worden gecompenseerd door de tunnel opwaarts te bewegen. Voorbeelden hiervan zijn groutinjectie onder de tunnel of gebruik maken van vijzels die tussen beschreven damwandconstructie en de tunnel worden geplaatst.

In de vervolgstudie zal worden geprobeerd meer inzicht te krijgen in de zettingen die na het afzinken van de tunnel optreden en in het effect van zettingsverkleinende maatregelen. Daarnaast zal worden bekeken welke zettingsverschil door de betonconstructie opgenomen kan worden voordat scheuren ontstaan waardoor de tunnel gaat lekken. Op basis van deze gegevens kan dan worden vastgesteld of op staal kan worden gefundeerd en of zettingsverkleinende maatregelen nodig zijn.

LITERATUURLIJST

- [1] *Alternatievenonderzoek "CS-knoop", 2^e fase*. Amsterdam, mei 1994. Ingenieursbureau Amsterdam.
- [2] Aukema, Y.S., *Voorstudie Noord-Zuidlijn naar variant afzink-boortunnel*. Delft, juli 1992. TU Delft.
- [3] *Baggerspecieplan 1993-1998*. Haarlem, augustus 1993. Provincie Noord-Holland.
- [4] Bernatzik, W., 'Hebungsverfahren mit Zementeinpressungen'. *Der Bauingenieur* (1951) 107-112.
- [5] Brons, K.F., 'Sterk wapen in arsenaal funderingen'. *Land en Water* (1994) nr. 4, 53-55.
- [6] Cambefort, H., *Bodeninjektionstechnik*. Wiesbaden en Berlijn: Bauverlag GmbH, 1969.
- [7] Cambefort, H. en R. Puglisi. 'Soulèvement d'un bâtiment par injection du sol'. *Annales de L'institut technique du bâtiment et des travaux publics* (1971), 26-36.
- [8] *CUR-publicatie 162, Construeren met grond, grondconstructies op en in sterk samendrukbare en weinig draagkrachtige ondergrond*. Gouda: CUR, 1992
- [9] *De aanleg van de Piet Heintunnel*, Amsterdam, april 1993. Stedelijk Beheer Amsterdam.
- [10] *Derde Studiefase, studie Noord-Zuidlijn*. Amsterdam, juli 1993. GVB, DRO, Ingenieursbureau Amsterdam, N.V. Nederlandse Spoorwegen.
- [11] Eggink, A. 'De Coentunnel, de algemene opzet van het ontwerp'. *De Ingenieur* (1963), B193-B201.
- [12] Eldik Thieme, B.W. van, 'De Hemspoortunnel, de uitvoering'. *Cement* (1978) nr. 2, 62-66.
- [13] Feijen, Th.A., 'Funderingsproblematiek bij overbouwing van metrotunnels'. *Cement* (1989) nr.2, 6-12.
- [14] Feijen, Th.A., 'Neue Gründung für alten tunnel, Setzungen durch benachbarte Hochhäuser in Rotterdam'. *Beton* (1990) nr. 10, 408-410.
- [15] Gelderloos, H.C., G.M.S. Bornhäuser en K.F. Brons. 'Het heffen van een verzakte caisson van de IJ-tunnel'. *De Ingenieur* (1969), B181-B188.

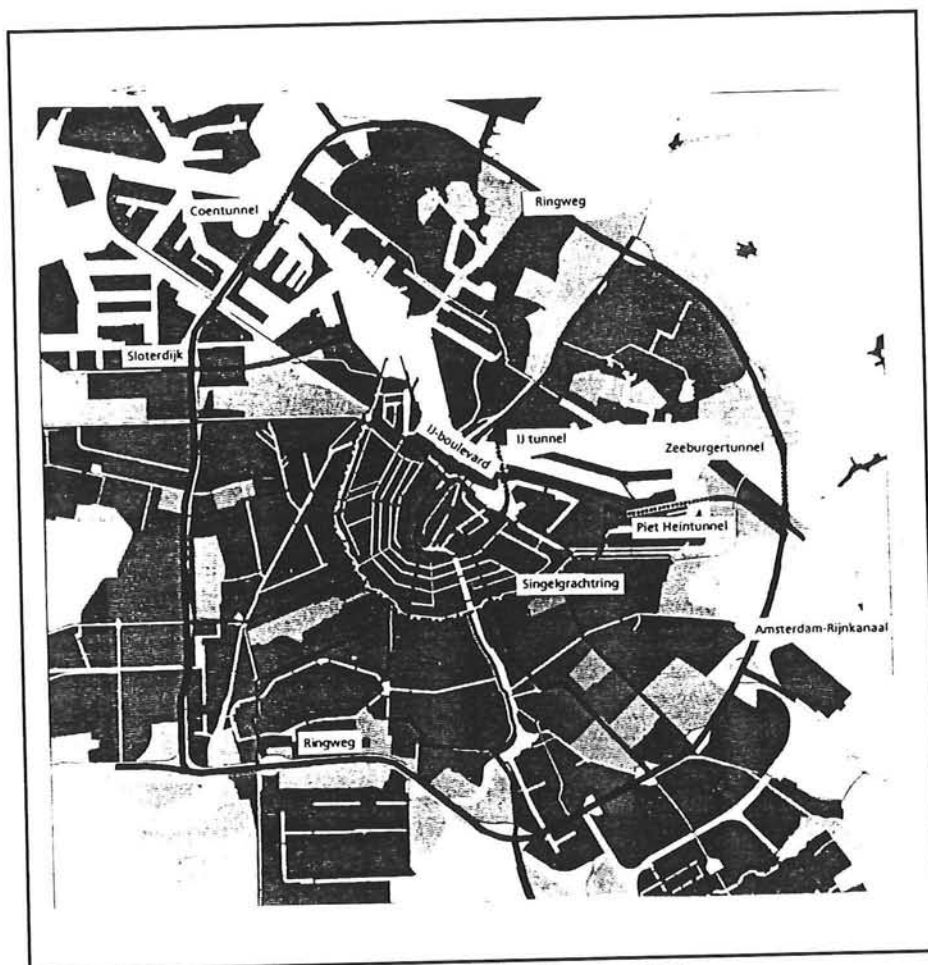
- [16] *Historisch onderzoek Noord-Zuidlijn te Amsterdam. Definitief Rapport.* Utrecht, dec. 1993. Chemielinco Utrecht.
- [17] Jansen, B. en J. Bardet. *De autotunnel onder het IJ te Amsterdam.*
- [18] Jansen, B. 'De tunnel voor autoverkeer onder het IJ te Amsterdam'. *De Ingenieur* (1964) B57-B65, B73-B81, B87-B96.
- [19] Kieft, P., 'De Hemspoortunnel, het ontwerp'. *Cement* (1978) nr. 2, 53-61.
- [20] Lohman, A.J.B. en C.G. Purmer. 'Uitvoering Zeeburgertunnel, gecompliceerder dan voorzien'. *Cement* (1987) nr. 10, 8-16.
- [21] *Ondergronds openbaar vervoer, technische studie.* Amsterdam, dec. 1989. GVB, DOW, DRO Amsterdam, TU Delft.
- [22] *Ondergronds openbaar vervoer, deel 2: uitwerking binnenstad.* Amsterdam, feb. 1991. GVB, SBA, DRO Amsterdam, TU Delft.
- [23] Pauw, J.H. en E.C. Horsten, *Globale tracébeschrijving Noord-Zuidlijn.* Amsterdam, maart 1994. Ingenieursbureau Amsterdam.
- [24] Ronde, S. de en L. Franken, 'Ontwerp van de Piet Heintunnel' *De Ingenieur* (1994) nr. 8, 14-16.
- [25] Ronde, S. de en L. Franken, 'Bouw van de Piet Heintunnel' *De Ingenieur* (1994) nr. 8, 44-46.
- [26] Stiksma K., *Tunnels in Nederland, ondergrondse transportschakels.* 2^e druk. Rotterdam: Illustra, 1992.
- [27] *Studie Noord-Zuidlijn, deelonderzoek Centraal Station.* Amsterdam, feb. 1992. GVB, DRO, SBA Amsterdam, N.V. Nederlandse Spoorwegen.
- [28] Tongeren, H. van, 'Het funderen van afgezonden tunnels'. *Cement* (1978) nr. 12, 587-596.
- [29] *Tussenrapportage Noord-Zuidlijn (schetsontwerp).* Amsterdam, juni 1994. DRO, Ingenieursbureau Amsterdam
- [30] Veen, A. Tj. van, 'Enige aspecten betreffende de uitvoering, de hulpconstructies en het materieel voor de bouw van de IJ-tunnel te Amsterdam'. *De Ingenieur* (1964), B149-B154.
- [31] Vilder, Ch. J. de, 'De Coentunnel, de uitvoering'. *De Ingenieur* (1963), B227-B237.
- [32] Wentink, H.C., 'De Coentunnel, de bouwmethode'. *De Ingenieur* (1969), B205-B212.

Bijlage 1: Afgezonken tunnels in Nederland⁽³⁾

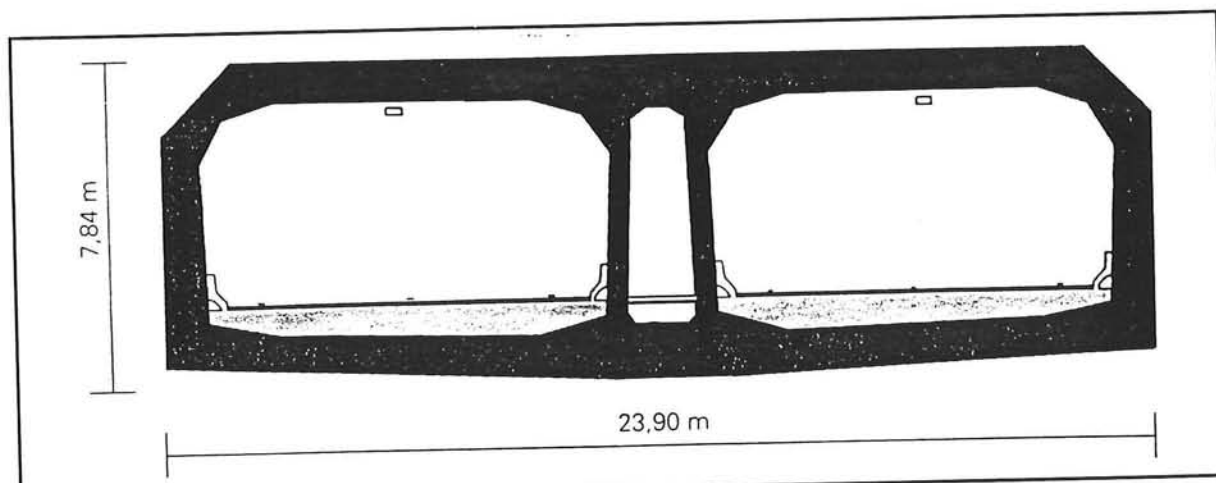
Funderingen bij afgezonken tunnels in Nederland

- Op een zandbed, aangebracht m.b.v. een rijdende spoelinstallatie: **4 maal**.
 - Maastunnel (1942);
 - Coentunnel (1966);
 - Beneluxtunnel (1967);
 - Heinenoordtunnel (1969).
- Op een zandbed, aangebracht via de injectiemethode: **12 maal**.
 - Vlaketunnel (1975);
 - Drechttunnel (1977);
 - Kiltunnel (1977);
 - Prinses Margriettunnel (1977);
 - Botlektunnel (1980);
 - Hemspoortunnel (1983);
 - Spijkenisse-metrotunnel (1985);
 - Noordtunnel (1992);
 - Willemsspoortunnel onder de Nieuwe Maas (1993);
 - Kruising van de 2 spoortunnel Schiphol met de Buitenveldertbaan (in aanbouw);
 - Piet Heintunnel (in aanbouw);
 - Wijkertunnel (in aanbouw).
- Op betonnen palen die zijn aangebracht met behulp van stalen hulpbuis: **1 maal**.
 - Metrotunnel onder de Nieuwe Maas in Rotterdam (1968).
- Op boorpalen: **1 maal**.
 - IJ-tunnel (1968).
- Op stalen buispalen: **1 maal**.
 - Zeeburgertunnel (1990).
- Op een grindbed: **1 maal**.
 - Watertransporttunnel onder het Amsterdam-Rijnkanaal (1973).
- Ronde afzinktunnel waarbij geen onderspoeling noodzakelijk is. De fundering en de aanvulling van de zinksleuf worden tegelijk in slagen aangebracht: **2 maal**.
 - Leidingtunnel onder het Hollandsch Diep (1973);
 - Leidingtunnel onder de Oude Maas (1975).

³: Voor deze bijlage is gebruik gemaakt van de volgende literatuur:
[9, 11, 12, 17, 18, 19, 20, 24, 25, 26, 28, 30, 31 en 32]



Figuur B.1: Overzicht van tunnels in Amsterdam.

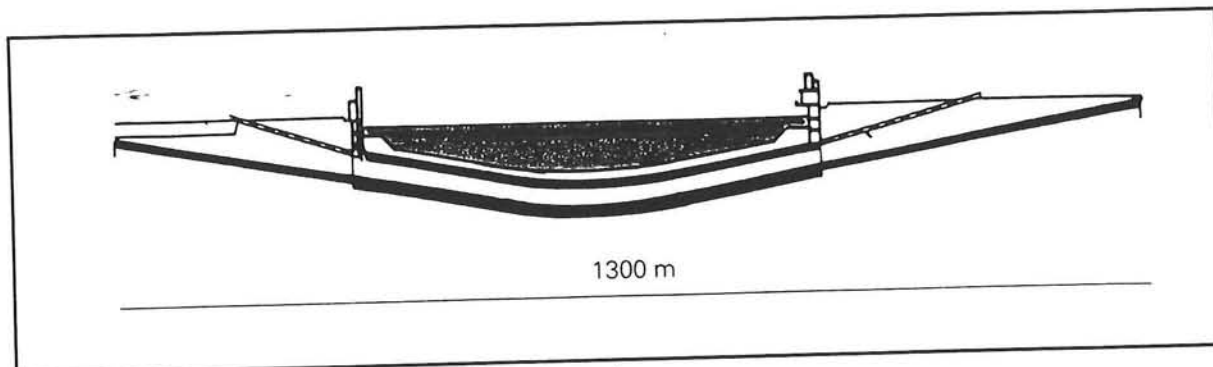


Figuur B.2: Dwarsprofiel Coentunnel.

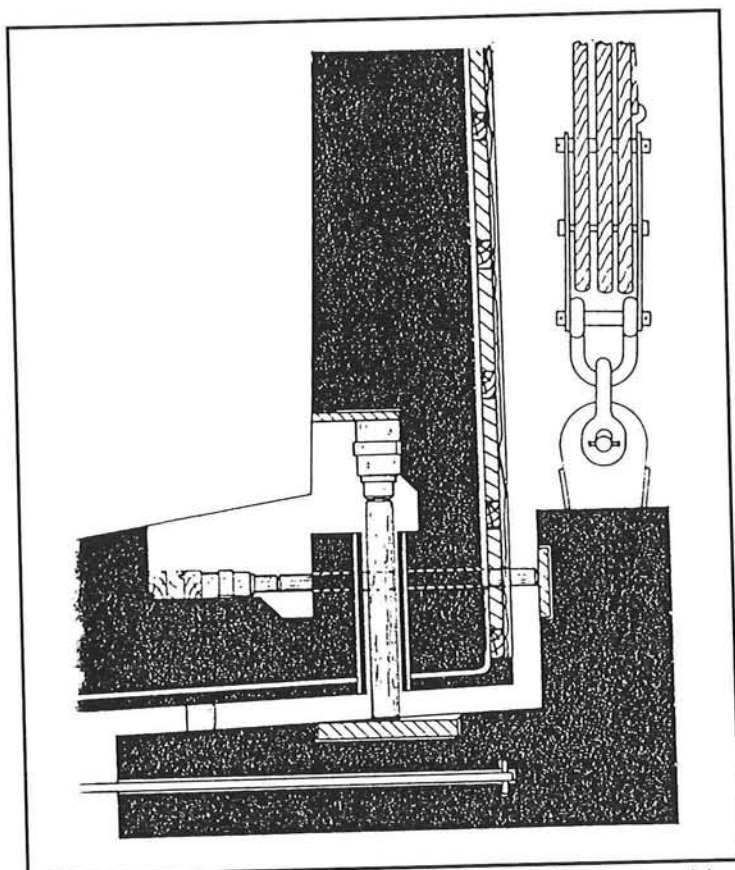
Afgezonken tunnels in de nabijheid van Amsterdam

DE COENTUNNEL

- **Wanneer gebouwd:** 1962-1966
- **Opdrachtgever:** Rijkswaterstaat
- **Aannemer:** N.V. Aannemingsmij. v.h. Hillen & Roosen en Christiani & Nielsen N.V.
- **Waar:** Zie figuur B.1
- **Welk soort verkeer:** Autoverkeer
- **Het dwarsprofiel en lengteprofiel:** Figuur B.2 en B.3
- **De elementen:** De af te zinken tunnel is 540 m lang en bestaat uit 6 elementen van ieder 90 m lang. Ieder element is samengesteld uit 5 moten. De constructie is omhuld met een waterdichte asfaltbekleding, bestaande uit 3 lagen gebitumineerd glasvilt met versterkingsdraden. In de buitenste viltlaag is een polyester vlies opgenomen. De asfaltbekleding is aan de buitenzijde beschermd tegen beschadiging; bij de vloer en het dak door gewapend beton en bij de wanden door blijvende houten bekisting gevuld met lichte beton.
Onder elk element zijn vier stuks betonnen oplegplaten gemaakt, die gebruikt werden bij het zuiver afstellen na het afzinken (zie figuur B.4). Het element kwam met een verticale en een horizontale vijzel tegen elk van de oplegplaten te rusten. Bij het afzinken zijn de oplegplaten van het af te zinken tunneldeel opgehangen aan 2 stel afzinkpontons.
- **Voegconstructies:** De afdichting van de zinkvoeg bestaat uit een met nylonweefsel versterkte strip van neopreen, die met bouten en klampen op de stalen randen van de tunneldelen wordt geklemd. Binnen deze afdichting is een gewapend betonnen deuvelring gemaakt. De sluitvoeg is in principe op dezelfde wijze gebouwd, alleen is hierbij gebruik gemaakt van houten schotten met rubber randen die onder water om de voeg zijn geklemd, om zo een waterdichte ruimte te creëren.
- **De zinksleuf:** Een standaard zinksleuf met natuurlijke taluds, die $\pm 0,8$ m dieper ligt dan de onderkant van de tunnel. Op de bodem van de zinksleuf zijn voor elk element 4 grindstortingen aangebracht, die door duikers zo goed mogelijk op hoogte zijn afgewerkt.
- **Afzinkmethodiek en transport:** Een tunneldeel werd naar de plaats van afzinken gesleept en aldaar met 6 kabels via in de kanaalbodem geheide ankers aan lieren op de oever verbonden. Met deze kabels werd het element tijdens het zinken zo nauwkeurig bestuurd, dat het op enkele centimeters van zijn voorganger aan de grond kon worden gezet. De oplegplaten rustten toen op de grindstortingen. Met de vijzels konden in verticale en horizontale zin de nodige correcties in de ligging worden aangebracht. Door middel van een trekinrichting in één van de kopschotten werd het tunneldeel tegen de voorganger getrokken; de zware hamerkopbout van deze trekinrichting werd in een oog van het tegenoverliggende kopschot gestoken en aangedraaid. Hierdoor werd het rubberprofiel (nog geen Ginaprofiel) ingedrukt. Na leegpompen van de tussenruimte kon de zinkvoeg worden aangebracht.

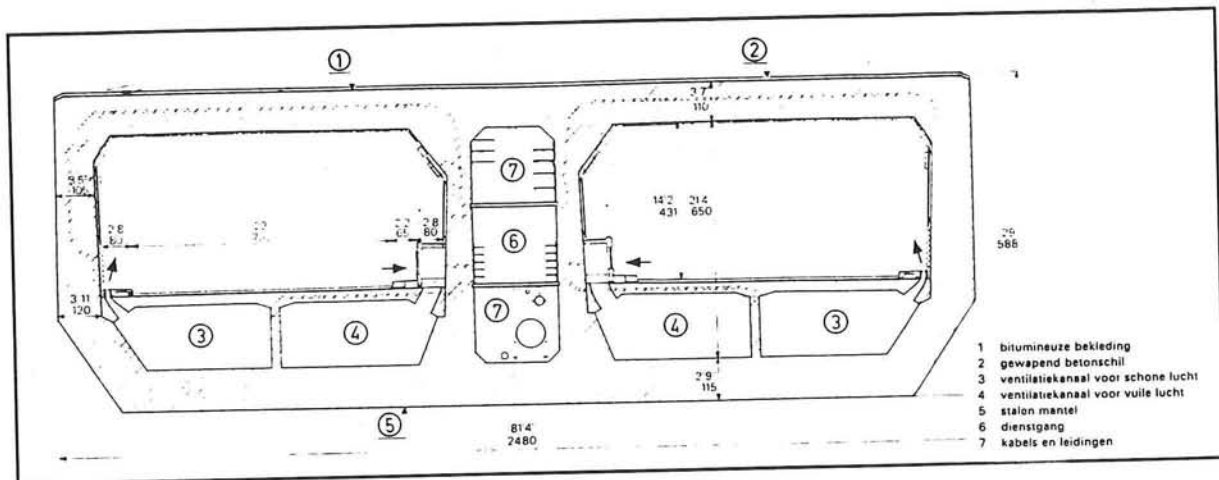


Figuur B.3: Lengteprofiel van de Coentunnel.

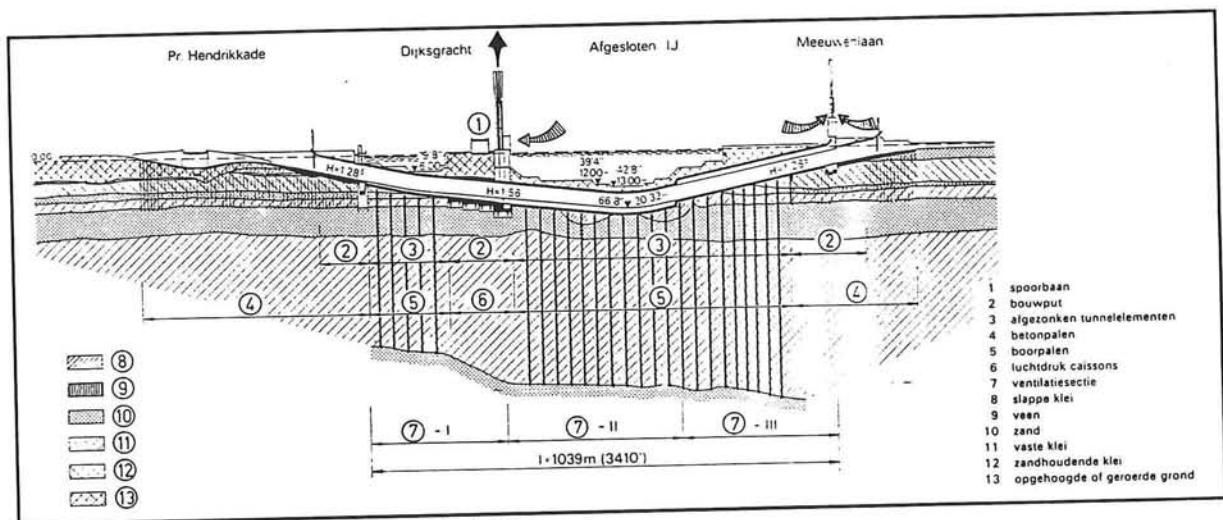


Figuur B.4: Oplegplaat onder af te zinken tunnelde-
len.

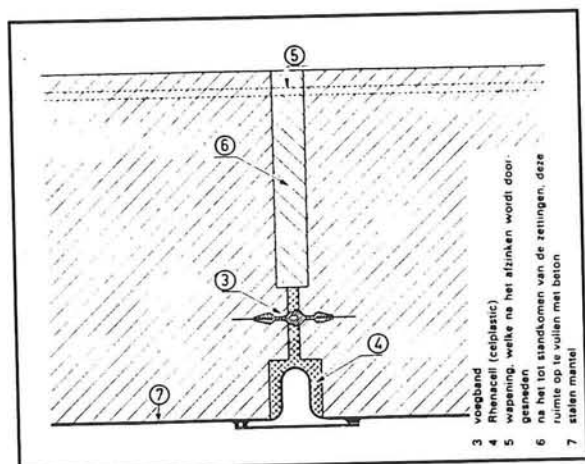
- **De fundering van het zinkgedeelte:** De tunnel is gefundeerd op een onderspoeling die is aangebracht door middel van een op het tunneldak rijdende onderspoelinstallatie. Na het onderspoelen werden vizzels afgelaten en kwam de tunnel op de zandlaag te rusten. Vervolgens werd de zinksleuf verder aangevuld.
- **Inritten en overgangsconstructies:** Beide inritten met overgangsconstructies zijn gebouwd in bouwputten met natuurlijke taluds. De noordelijke bouwput werd droog gehouden door een bronbemaling. De zuidelijke bouwput aan drie zijden omgeven met een 1 mm dik blik scherm, reikende van het maaiveld tot in de afsluitende veenlaag, die zich op $\pm$ NAP -13 m bevindt. De platen van dit scherm, die met gevouwen sloten in elkaar pakken, werd de grond in gespoten. Doel van het scherm was de ontwatering van de bovenste grondlagen in de naaste omgeving te beperken.
- **Bouwdok:** Op de noordelijke oever, naast de inrit is een bouwdok aangelegd, ook met natuurlijke taluds. Bemaling vond plaats met een bronbemaling. Het dok is van een 1 m dikke zandbodem voorzien, waarin zich een drainering bevond. In dit bouwdok konden de 6 elementen tegelijkertijd worden gebouwd.



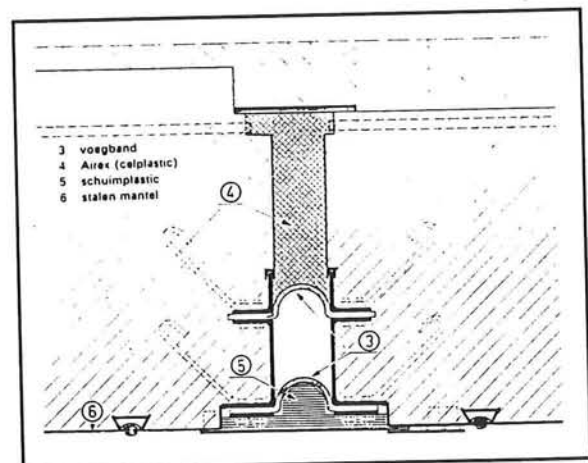
Figuur B.5: Dwarsprofiel van de IJ-tunnel.



Figuur B.6: Lengteprofiel van de IJ-tunnel.



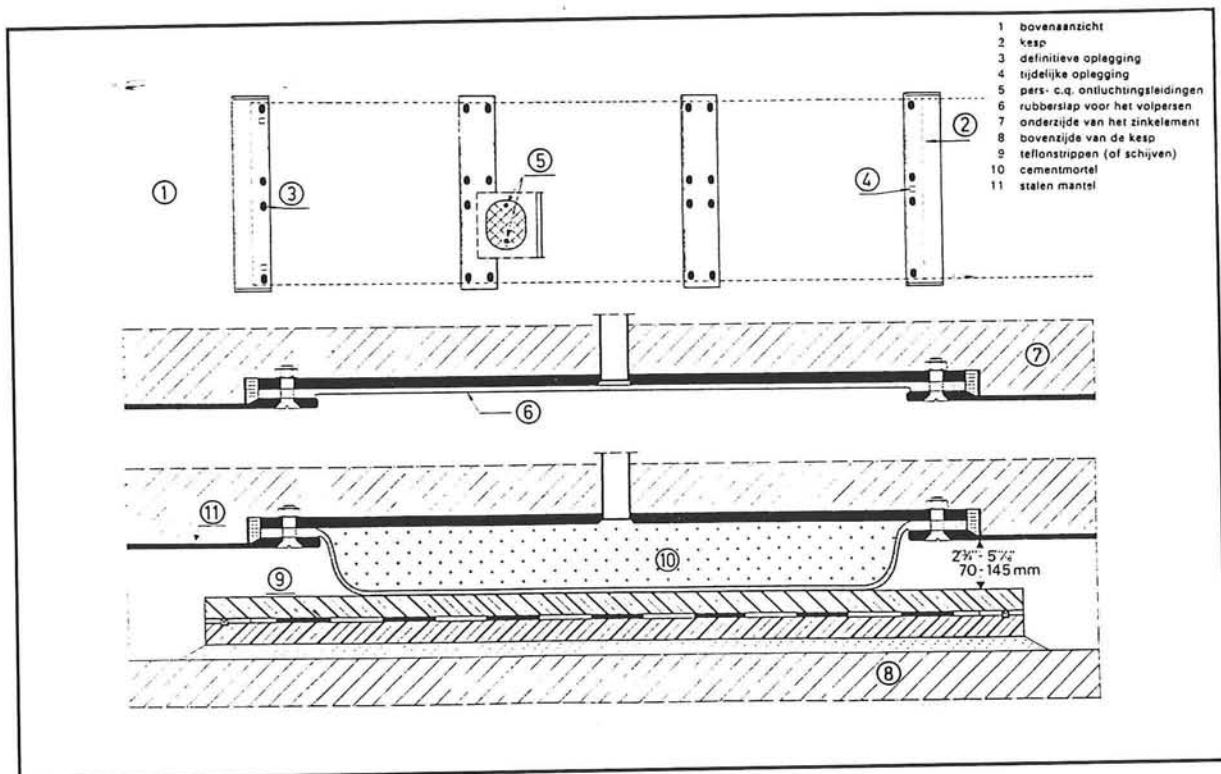
Figuur B.7: Schijnvoeg tussen twee secties.



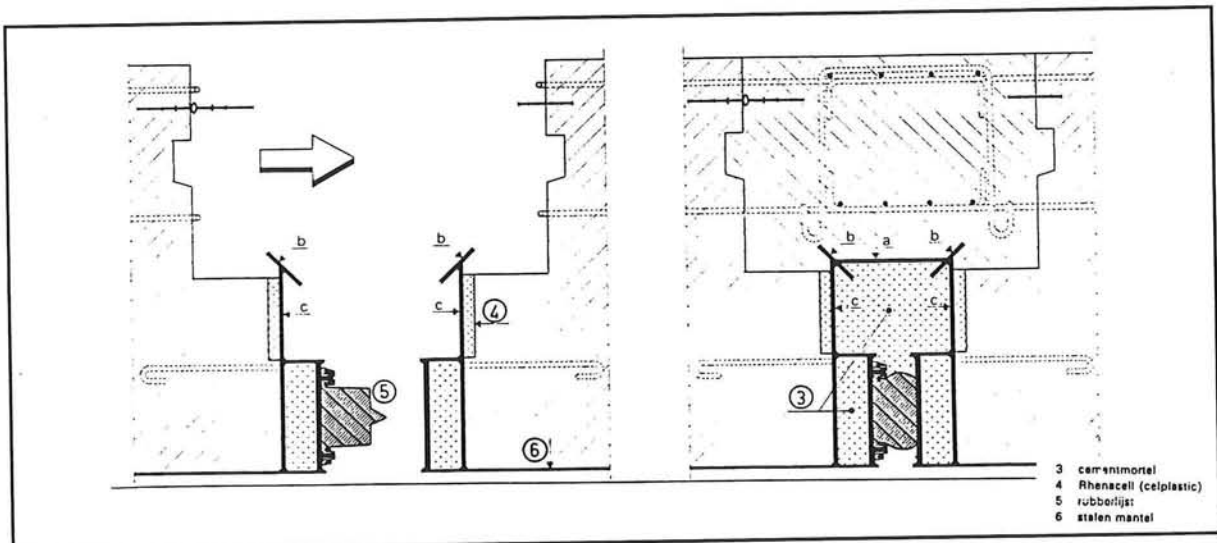
Figuur B.8: Grote dilatatievoeg tussen twee secties in elementen 3 en 7.

DE IJ-TUNNEL

- **Wanneer gebouwd:** eind 1955-eind 1957, eind 1961-eind 1968.
- **Opdrachtgever:** Gemeente Amsterdam
- **Aannemer:** COBIJT v.o.f. bestaande uit:
 - N.V. tot Aanneming van Werken v/h H.J. Nederhorst
 - N.V. Nederlandse Aannemingsmaatschappij v/h H.F. Boersma
 - N.V. Bataafse Aanneming Maatschappij v/h firma J. van der Wal en Zoon
 - N.V. Hollandsch Aannemersbedrijf Zanen Verstoep
 - N.V. Aannemersbedrijf v/h J.P. Broekhoven
 - Philipp Holzmann A.G.
 - Wayss und Freytag K.G.
- **Waar:** Zie figuur B.1
- **Welk soort verkeer:** Autoverkeer.
- **Geologisch lengteprofiel:** Zie figuur B.6.
- **Het dwarsprofiel en lengteprofiel:** Zie figuur B.5 en B.6.
- **Dekking en bodembescherming:** 1 meter zand minimaal.
- **De elementen:** Het afgezonken deel van de tunnel bestaat uit 2 delen: 176 m onder het Oosterdok en Dijkgracht, bestaande uit 2 elementen en 610 m onder het IJ, bestaande uit 7 elementen. In totaal 9 zinkelementen met lengtes tot 90 m. Ieder element bestaat uit 3 moten van 30 m. Alle elementen zijn iets verschillend van vorm waardoor bij de bouw traditionele bekisting noodzakelijk was. De elementen zijn voorzien van een waterdichte bekleding, bestaande uit een waterdichte stalen mantel aan de onderzijde en de zijkanten en aan de bovenzijde gewapende bitumineuze plaklagen, afgedekt met een laag beschermbeton.
Tevens is een deel van de tunnel gebouwd met 4 luchtdrukcaissons. Dit is op de plaats waar de tunnel de bestaande spoorbaan kruist.
- **Voegconstructies:** Tussen de tunnelmoten is een schijnvoeg aangebracht. De moten werden door voorspankabels bijeen gehouden tijdens en na het afzinken. Nadat de zetting van de fundering en de tunnel had plaatsgevonden werd deze wapening doorgeslepen en werd de voeg opgevuld met beton. In de twee hoogst gelegen voegen zijn speciale brede dilatatievoegen gemaakt, omdat verwacht werd dat de verkorting van het beton door afkoeling, zich zou concentreren in de hoogst gelegen voeg. Bij de zinkvoeg is in tegenstelling tot wat tegenwoordig wordt gedaan, geen Omegaprofiel geplaatst maar is rondom een stalen plaat gelast. Er zijn twee sluitvoegen gemaakt. Op de zuidoever in den droge en in het IJ d.m.v. de bekende methode met schotten met rubberprofielen rondom.
- **De zinksleuf:** de zinksleuf heeft voor een deel een natuurlijk talud en is voor een deel begrensd door damwanden. De zinksleuf is ter plaatse van de noordelijke oever tot maaiveldhoogte aangevuld met Hollith korrels (gesinterde klei).
- **Afzinkmethodiek en transport:** Het transport vond op gangbare wijze plaats met sleepboten. De afzinkmethodiek was bijzonder omdat een element d.m.v. kabels die verbonden waren met de fundering naar beneden werd getrokken. Hierdoor werd het zinkelement als het ware automatisch gecentreerd boven zijn afzinkplaats gebracht. Pas vlak boven de fundering werd ballastwater ingelaten en als de positie verzekerd was konden de kabels worden verwijderd.
- **De fundering van het zinkgedeelte:** Gezien de toestand van de bodem in het midden van het IJ was een paalfundering de enige mogelijke ondersteuning die de afgezonken tunnel kon krijgen. Het was onmogelijk de slechte bovenste laag



Figuur B.9: Oplegging op glijdplaat.



Figuur B.10: Zinkvoeg.

te verwijderen omdat een deel van de sleuf waarin de tunnel afgezonken moest worden direct naast een kademuur lag.

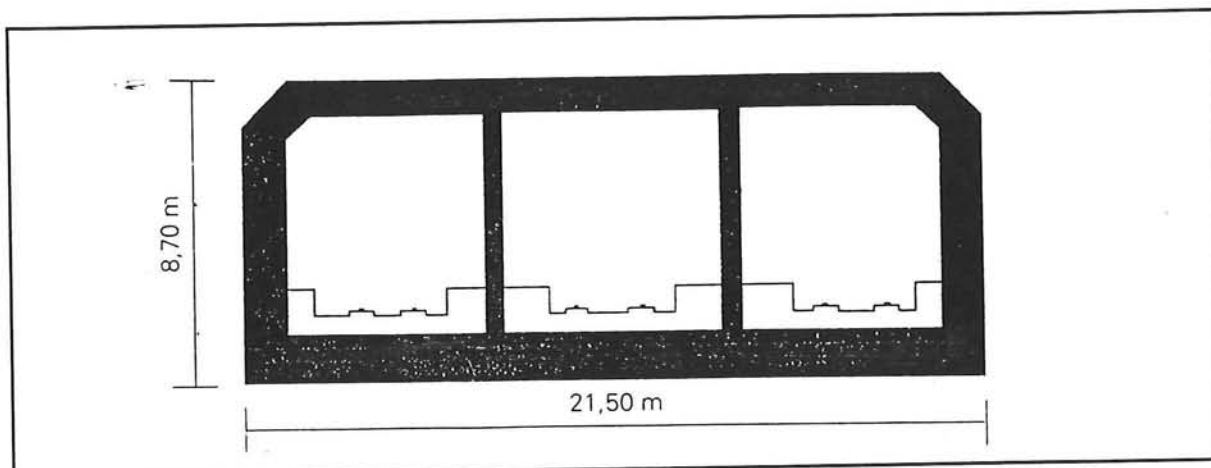
De fundering bestaat uit paalgroepen met tussenruimten van 30 meter (mootlengte), bestaande uit 8 of 10 palen. Gekozen is voor boorpalen van Ø1,08 m die elk 600 ton kunnen dragen. De maximale diepte is NAP -90 m, waar zich een preglaciale zandlaag bevindt.

Op iedere paalgroep is een betonnen kesp gebouwd m.b.v. een duikerklok. Op deze kessen kwamen de van teflon voorziene oplegplaten voor de tunnel.

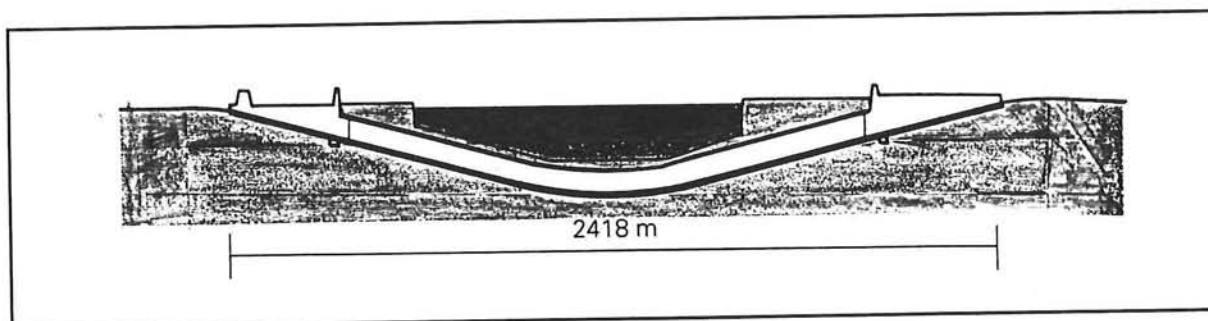
De tunnelelementen werden in eerste instantie op drie tijdelijke oplegconstructies afgezonken. Om er zeker van te zijn dat het tunnelelement alleen zou dragen t.p.v. de definitieve (glijd-)opleggingen zijn in de tunnelvloer uitpersbare groutopleggingen van neopreen aangebracht (zie figuur B.9).

De verwachting was dat de door temperatuursinvloeden veroorzaakte verlengingen of verkortingen van de tunneldelen, zich zouden concentreren in de hoogstgelegen voegen. Om nu te voorkomen dat zware buigende momenten op de boorpalen zouden worden uitgeoefend, werd het merendeel van de oplegplaten op de kessen gevormd door een constructie van twee parallelle stalen platen met chroom oppervlakken, met daartussen dunne teflon strips (zie figuur B.9). Hierdoor zullen de palen de beweging van de tunnel niet of in mindere mate volgen.

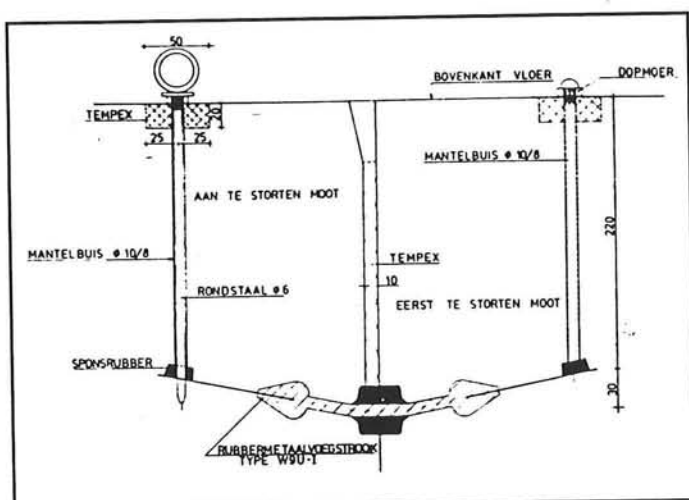
- **Inritten en overgangsconstructies:** De bouwputten voor de inritten werden gevormd door damwanden en werden droog gehouden door een bronbemaling. Op dit project is voor het eerst in Nederland een retourbemaling toegepast. Om trekpalen te voorkomen zijn bij beide inritten dikke tot zeer dikke betonvloeren gestort.
- **Waterkering:** De tunnel doorkruist de hoofdwaterkering van het Hoogheemraadschap Waterland. Daarom is in het noordelijke ventilatiegebouw in iedere verkeerskoker een stalen valdeur aangebracht. Deze maakt het mogelijk de kerende hoogte van de laaggelegen traverse in Amsterdam-Noord te beperken tot NAP +0.50 m.
- **Bouwdok:** Voor de elementen is een speciaal dok gebouwd in de oever van het Noordzeekanaal. In dit dok konden 2 elementen tegelijkertijd worden gebouwd.



Figuur B.11: Dwarsprofiel van de Hemspoortunnel.



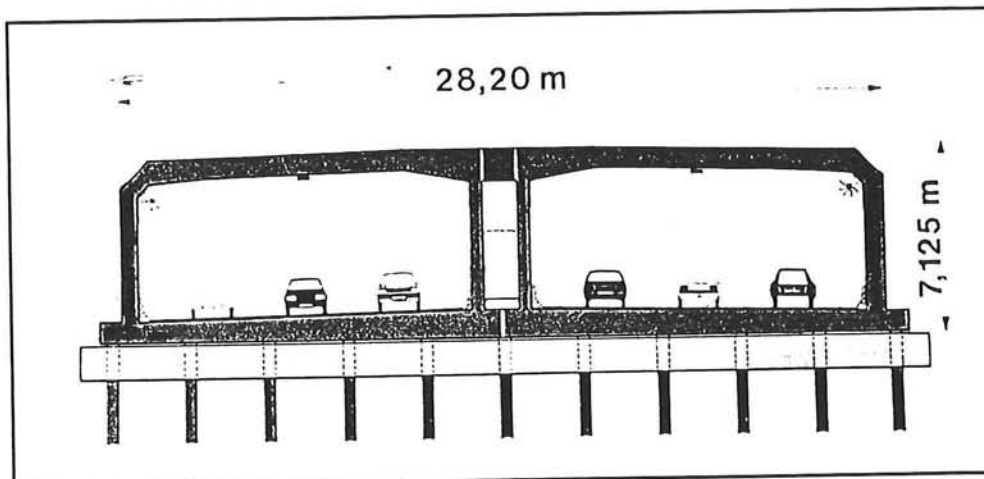
Figuur B.12: Lengteprofiel van de Hemspoortunnel.



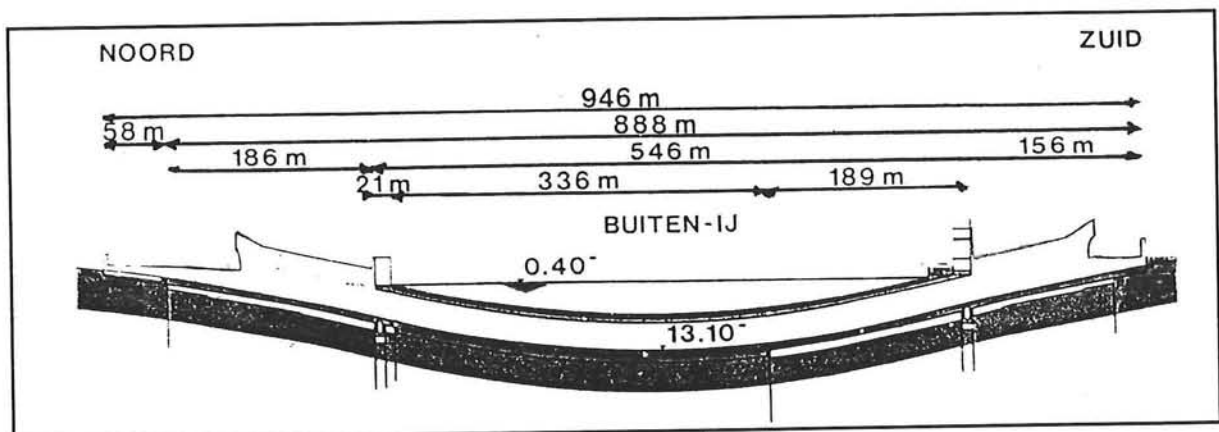
Figuur B.13: Dilatatievoeg met injectiepunten.

DE HEMSPOORTUNNEL

- **Wanneer gebouwd:** medio 1976-medio 1980
- **Opdrachtgever:** Rijkswaterstaat
- **Aannemer:** Combinatie Hemspoor v.o.f. (Van Hattum en Blankevoort b.v. en Dirk Verstoep b.v.)
- **Waar:** Zie figuur B.1.
- **Welk soort verkeer:** Treinverkeer
- **Het dwarsprofiel en lengteprofiel:** Zie figuur B.11 en B.12.
- **De elementen:** 3 elementen van 134 m en 4 elementen van 268 m. Deze lengte was mogelijk omdat op de plaats van afzinken geen waterstroming aanwezig was. Door de ligging van het bouwdok was het mogelijk de lange elementen uit te varen en 'achteruit stekend' deze in de juiste richting te manoeuvreren. De mootlengte bedraagt 22 m.
- **Voegconstructies:** Zie figuur B.13.
- **Afzinkmethodiek en transport:** Een element werd met sleepboten vervoerd naar de afzinkgeul. Hier werd het vastgemaakt aan uitgebrachte draden en pontons. Vervolgens is het geballast tot het met een overgewicht van 300 ton aan de pontons hing. Bij het afzinken moest voortdurend water worden ingelaten omdat de zoutconcentratie steeg met toenemende diepte. Een element werd op tijdelijke ondersteuning opgelegd; twee vizelpennen en een neusoplegging.
- **De fundering van het zinkgedeelte:** De ruimte tussen de bodem en de onderkant van een element dat op de hulpsteunpunten stond bedroeg 50 cm. Deze ruimte is opgevuld d.m.v. zandinjectie. Hierbij werd de zandaanvoer van buiten de tunnel aangesloten op in de vloer ingestorte pijpen.
- **Inritten en overgangsconstructies:** De inritten zijn gebouwd in bouwputten, die gerealiseerd zijn d.m.v. open ontgravingen met taluds. Het diepst gelegen deel is gefundeerd op trek- en drukpalen. Dit zijn in de grond gevormde palen. Een spanningsbemaling is toegepast om opbarsten van de putbodem te voorkomen.
- **Bouwdok:** Het dok voor de Coentunnel en het dok voor de IJ-tunnel zijn samengevoegd tot één nieuw dok. In dit dok konden de 7 elementen in één keer worden gebouwd.
- **Bijzonderheden:** De moten van een element werden bij elkaar gehouden door middel van een koppelstaaf in plaats van door voorspanningskabels.



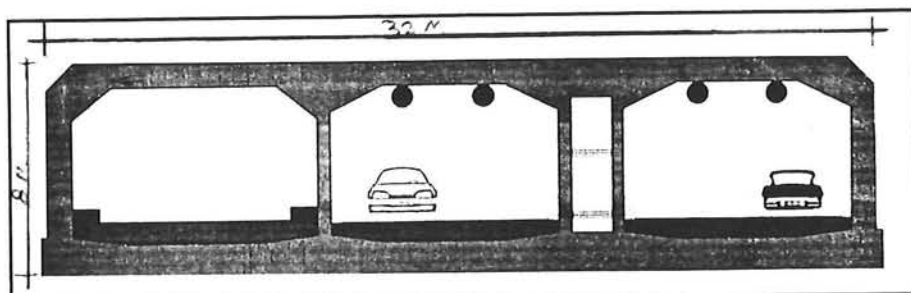
Figuur B.14: Dwarsprofiel van de Zeeburgertunnel.



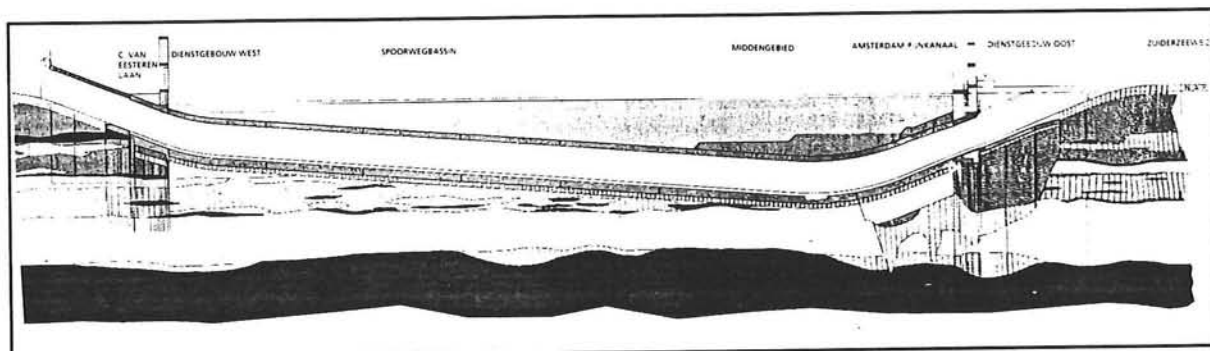
Figuur B.15: Lengteprofiel van de Zeeburgertunnel.

DE ZEEBURGERTUNNEL

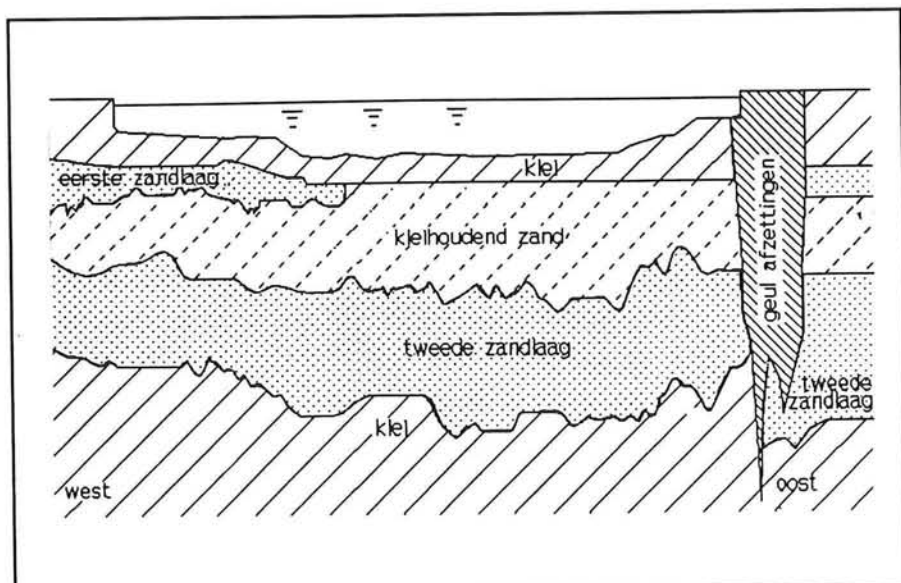
- **Wanneer gebouwd:** Medio 1984-medio 1990
- **Opdrachtgever:** Rijkswaterstaat
- **Aannemer:** Van Hattum en Blankevoort
- **Waar:** Zie figuur B.1
- **Welk soort verkeer:** Autoverkeer
- **Geologisch lengteprofiel:** Zie figuur B.15
- **Het dwarsprofiel en lengteprofiel:** Zie figuur B.14 en B.15.
- **De elementen:** 3 elementen van 112 m lang. Moten 22 m lang.
- **Voegconstructies:** De sluitvoeg is in den droge gebouwd. Nadat de drie elementen zijn afgezonken werd de kop van het element opgenomen in de bouwkuip voor de zuidelijke inrit. Met onderwaterbeton is een waterdichte verbinding gemaakt tussen vloer van de inrit en de afgezonken tunneldelen. Deze verbinding van onderwaterbeton diende tevens als wig om ontspannen van de Ginaprofielen te voorkomen bij het droogzetten van de bouwkuip voor inrit zuid.
- **De zinksleuf:** Het ontgraven van de zinksleuf is uitgevoerd met grijperkranen op pontons. De ontgraven specie is in een put in het IJsselmeer gestort. Na het afzinken van de tunnelementen is de sleuf gefaseerd aangevuld met specie uit de vaargeul. Materiaal met een hoger volumegewicht was niet toelaatbaar.
- **Afzinkmethodiek en transport:** De tunneldelen werden vanuit de bouwkuip voor inrit zuid gevaren en klaargemaakt voor afzinken. Gewerkt werd van noord naar zuid. De elementen werden tijdelijk opgelegd op twee heipalen met een diameter van 1 m en een betonnen oplegging aan de zijde van de noordelijke inrit of het vorige tunnelement.
- **De fundering van het zinkgedeelte:** Na het ontgraven van het cunet zijn 120 stalen buispalen Ø508 mm geheid. Deze palen waren nodig vanwege de slechte grondslag in het Buiten-IJ door de daar aanwezige oude en dichtgeslibde zandwininput. De verbinding tussen een buispaal en een tunnelement is uitgevoerd met een busconstructie (zie figuur 4.6). De werking hiervan is als volgt: De buispalen werden aan de bovenzijde van deksels voorzien. Daar waar de tunnelementen op de palen rusten zijn in de vloeren busconstructies opgenomen. Nadat een tunnelement was afgezonken op zijn hulpsteunpunten, liet men de bussen op de deksels van de buispalen zakken. Voor de dwarskrachtoverdracht tussen bus en deksel zijn de draagvlakken van ribbels voorzien die in elkaar grijpen, als de bus op de deksel rust. De ruimte tussen bus en vloer werd geïnjecteerd met specie. De verbinding moet maximaal 2000 kN verticaal en 200 kN horizontaal overbrengen op een buispaal. De horizontale belasting wordt veroorzaakt door scheepvaart of aanvulling van de zinksleuf.
- **Inritten en overgangsconstructies:** Vanwege de geologische gesteldheid en de aanwezigheid van verschillende zettingsgevoelige objecten zoals Durgerdam en het Gemeentelandshuis, werden de bouwputten voor de inritten uitgevoerd met damwanden en onderwaterbeton met trekpalen. Een minimale grondverbetering van 0,5 m is uitgevoerd. Op het diepste deel van de zuidelijke inrit ter plaatse van de zandwininput zijn injectiepalen toegepast die reiken tot NAP -50 m.
- **Bouwdok:** De bouwkuip voor de zuidelijke inrit is gebruikt als bouwdok voor de elementen. Hierdoor kon er maar één element tegelijkertijd worden gebouwd.



Figuur B.16: Dwarsprofiel van de Piet Heintunnel.



Figuur B.17: Lengteprofiel van de Piet Heintunnel.



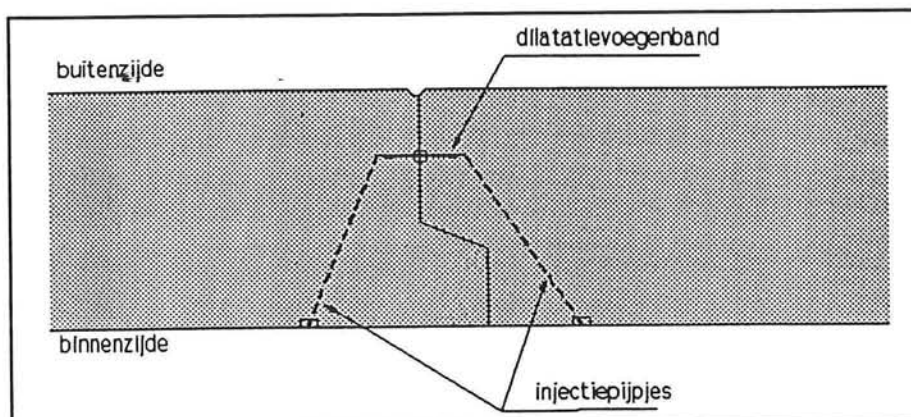
Figuur B.18: Geotechnisch profiel.

DE PIET HEINTUNNEL

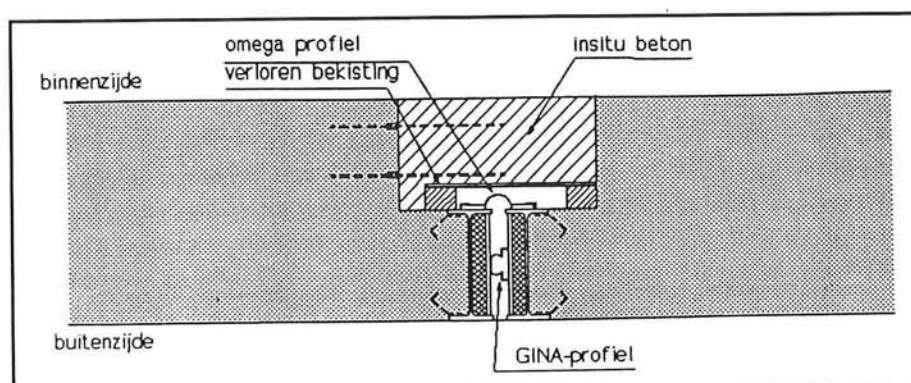
- **Wanneer gebouwd:** Start 1988, geplande oplevering 1997.
- **Opdrachtgever:** Gemeente Amsterdam
- **Ontwerp en directievoering:** SAT Engineering v.o.f. (Grabowsky en Poort, D3BN, Raadgevende Ingenieurs Jongen).
- **Aannemer:** Combinatie PHT v.o.f. (CFE N.V., L.L.&N. De Meyer N.V., Dredging International N.V., SBBM & Six Construct en Van Laere N.V. Installaties door GTI Zaanstad N.V.)
- **Waar:** Zie figuur B.1
- **Welk soort verkeer:** Autoverkeer en een sneltram. De tunnel is een schakel in de nieuw te ontwikkelen IJ-boulevard. Voor het autoverkeer verbindt de IJ-boulevard het centrum met de nieuwe woon- en werklocatie in het Oostelijk Havengebied en de Ringweg in oost. De derde buis van de tunnel is een reservering voor de toekomstige IJ-rail die langs de IJ-boulevard komt te lopen. Deze rail verbindt het centrum met het Oostelijk Havengebied en de in het Buiten-IJ geprojecteerde nieuwe stadsdeel Nieuw Oost.
- **Geologisch lengteprofiel:** Zie figuur B.18
- **Het dwarsprofiel en lengteprofiel:** Zie figuur B.16 en B.17.
- **Dekking en bodembescherming:** In het Spoorwegbassin ligt de tunnel gedeeltelijk boven de bodem en heeft dus geen dekking. Over het deel van de tunnel waar scheepvaart plaatsvindt is een minimale gronddekking aanwezig van 1,50 meter. Waar slechts ruimte is voor een geringere dekking wordt een steenbestorting als beschermlaag aangebracht.
- **De elementen:** 8 stuks, 160 m lang. Lengte van de moten wordt bepaald door het transport over zee. Mootlengte is 26 m.
- **Voegconstructies:** Zie figuur B.19, B.20 en B.21.
- **Afzinkmethodiek en transport:** Transport vindt plaats over de Noordzee vanuit Antwerpen. De elementen 1 t/m 6 worden in het Spoorwegbassin afgezonken en daarna elementen 8 en 7 onder het Amsterdam-Rijnkanaal. De sluitvoeg komt tussen elementen 6 en 7. De elementen worden afgezonken terwijl ze hangen aan afzinkpontons en/of drijvende bokken en worden verhaald door afmeerbedrading. Ze worden opgelegd op een taatsoplegging en twee verstelbare pennen.
- **De zinksleuf:** De grond die vrijkomt uit de zinksleuf en bij de landdelen is voor een deel licht verontreinigd. Een zeer beperkt deel hiervan (grond van kwaliteit 3) moet naar een speciale opslagplaats worden gebracht. Het overige deel (van kwaliteit 2) wordt in de nabijgelegen IJ-haven opgeslagen samen met de licht verontreinigde grond die vrijkomt uit het Oostelijk Havengebied.
- **De fundering van het zinkgedeelte:** De ruimte tussen tunnelelement en zinksleuf (± 1 meter) wordt onderstroomd met zand. Dit gebeurt buitenlangs door slangen die met behulp van duikers worden aangesloten op de leidingen die daartoe in de vloerplaat zijn ingestort.

De uiteindelijk funderingsdruk bedraagt 5 à 10% van het bruto tunnelgewicht. Bij deze lage fundatiedruk treedt slechts een beperkte zetting op van het diepere deel van de tunnel, dat direct op de tweede zandlaag en de redelijke draagkrachtige laag erboven rust. De hooggelegen tunneldelen zouden zonder extra maatregelen op zettingsgevoelige lagen komen te liggen. Deze lagen worden daarom vervangen door zand.

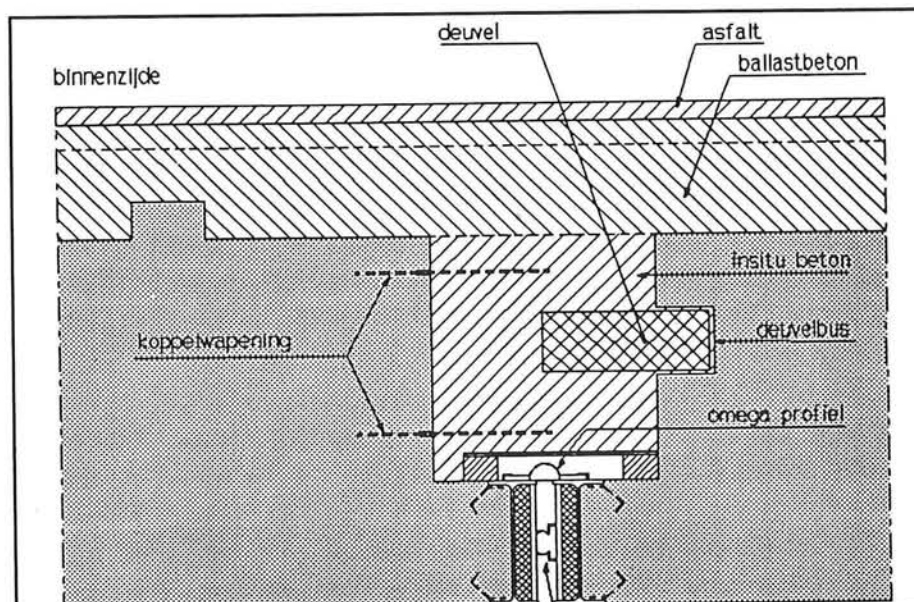
Na het optreden van de genoemde zettingen kan de exacte ligging van de tunnel



Figuur B.19: Dilatatievoeg in de wand.



Figuur B.20: Zinkvoeg in de wand.



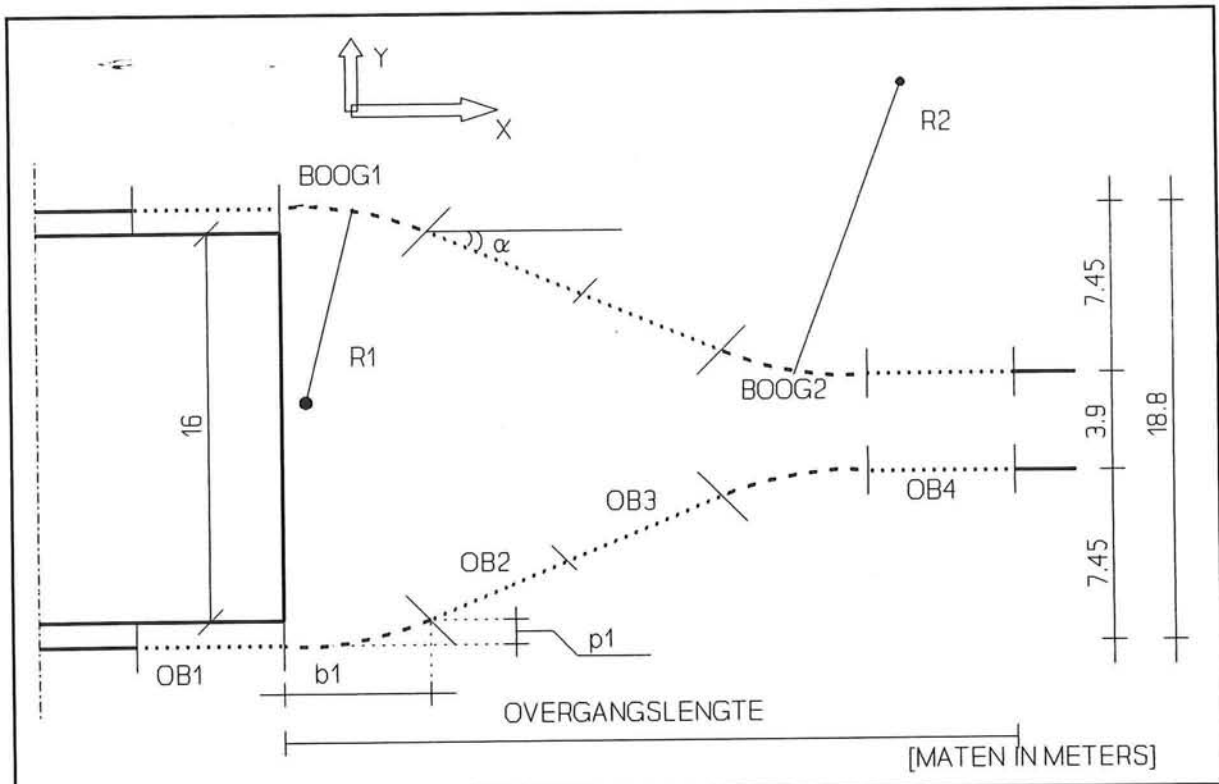
Figuur B.21: Zinkvoeg in de vloer.

worden ingemeten en het juiste verticale alignement worden gerealiseerd door het aanbrengen van vulbeton.

- **Inritten en overgangsconstructies:** Inrit west is een polderconstructie met damwanden tot in de eerste kleilaag. Alleen bij het diepgelegen deel dicht bij de overgangsconstructie is een onderwaterbetonvloer met trekpalen toegepast voor het evenwicht. In de gehele inrit is een drainage-systeem aangebracht om kwelwater en water dat door de sloten van de damwanden lekt, op te vangen en af te voeren. Om te voorkomen dat het kwelwater in het zandlichaam onder het wegdek naar beneden loopt is iedere 17 meter een kort dwars scherm aangebracht. De overgangsconstructie west wordt gebouwd in een bouwkuip waarin het verticale evenwicht van de grond wordt bereikt met een onderwaterbetonvloer met trekpalen. In de eindsituatie doen deze palen dienst als drukpalen. Op de overgangsconstructie komt dienstgebouw west.

Inrit oost wordt ook als polderconstructie uitgevoerd, maar nu met damwanden tot in de diepe Eemkleilaag. Grindfilterpalen worden toegepast om eventuele spanningsopbouw van kwelwater in de zandlenzen boven de Eemkleilaag te voorkomen. De samenstelling van de bodem doet na bemaling en ontgraving zettingen verwachten. Deze zetting wordt voor de bouw geforceerd bereikt door de grondwaterstand te verlagen, terwijl het gewicht van de later te ontgraven grond nog aanwezig is. In het diepste deel van de inrit zijn een aantal bronnen geplaatst, waarbij pompen de grondwaterstand verlagen. Hier is onderwaterbeton toegepast als stempel tussen de damwanden. Ook in deze inrit zijn dwarsschermen aangebracht. De oostelijke overgangsconstructie is gefundeerd op stalen buispalen die reiken tot in de derde zandlaag op NAP -60 m, omdat ter plaatse de tweede zandlaag is onderbroken door geulafzettingen van het Oer-IJ.

- **Bouwdok:** Bouwdok in de Linkeroever Haven te Antwerpen waar ook de Liefkenshoektunnel is gebouwd. In dit dok kunnen de 8 elementen in één keer worden gebouwd.
- **Bijzonderheden:** Boven de westelijke inrit wordt een plein gebouwd. De damwanden van de inrit en de dwarsschermen vormen de draagconstructie voor het plein. De overgangsconstructies staan op palen en de tunneldelen liggen op staal. Er worden ontoelaatbare zettingsverschillen verwacht. Remedies: de eerste twee moten van element star verbinden zodat zetting over grotere lengte wordt gespreid. Luchtzak tussen oplegging element met overgangsconstructie. Na onderspoelen luchtzak aflat.



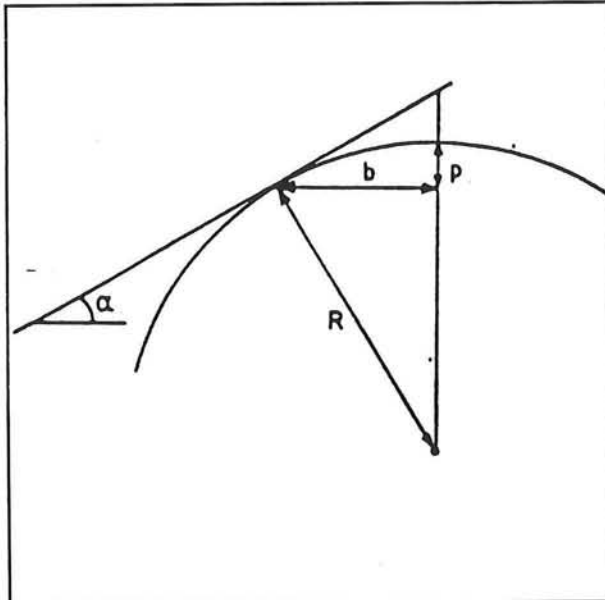
Figuur B.22: Een volledig recht perron.

BEREKENING VAN DE OVERGANGSLENGTE BIJ EEN RECHT PERRON			
BOOGSTRAAL R (R1&R2)	400	750	1000
p1	0,59	1,70	2,15
$b1^2 = p1 * 2R$	472,00	550,00	4300,00
b1	21,73	50,50	65,57
$tg\alpha$	0,054	0,067	0,066
α	0,054	0,067	0,065
lengte overgangsboog OB	58,00	30,00	24,00
$OB * \sin\alpha$	3,15	2,02	1,57
$p1 + OB * \sin\alpha$	3,74	3,72	3,72
$2 * b1$	43,45	101,00	131,15
$3 * \text{overgangsboog}$	174,00	90,00	72,00
totale overgangslengte	217,00	191,00	203,00

Tabel B.1: Berekening van de overgangslengte bij een recht perron.

Bijlage 2: Berekening van de overgangslengte

Gehanteerde methode



Figuur B.23: Boogstraal.

Voor het rekenen met bogen bestaan de volgende formules (zie ook figuur B.23):

$$b = R * \operatorname{tga}$$

$$p = \frac{b^2}{2R}$$

Om een boog te kunnen inzetten, moet eerst een overgangsboog worden aangebracht om de voor de bocht benodigde verkanting te krijgen. In de berekening wordt telkens aangenomen dat overgangsbogen recht zijn. Zolang gewerkt wordt met niet al te kleine boogstralen, verschilt dit niet veel van de werkelijkheid.

Overgangslengte bij een volledig recht perron

De sporen liggen naast het perron hart op hart 18,8 m (§5.1.2). Bij het minimale tunnelprofiel liggen de sporen h.o.h. 3,9 m. De sporen komen bij elkaar volgens figuur B.22. In bijlage 9 is weergegeven wat bij een ontwerpsnelheid van 70 km/h (PVE8), de minimale lengtes van de overgangsbogen zijn die behoren bij de verschillende boogstralen. Elk spoor moet een Y-verplaatsing ondergaan van $(18,8 - 3,9)/2 = 7,45$ m. Omdat er uit wordt gegaan van een symetrisch verloop van de sporen, wordt een halve Y-verplaatsing berekend $= 7,45/2 = 3,73$ m.

De overgangsbogen 2 en 3 (OB2 en OB3) maken een hoek α met de X-richting. De bijbehorende Y-verplaatsing per overgangsboog is gelijk aan lengte OB * $\sin\alpha$. De halve Y-verplaatsing is dan $p1 + OB2 * \sin\alpha$ en dit moet gelijk zijn aan 3,73 m.

De berekening is gedaan in een spreadsheet en verloopt als volgt (zie tabel B.1):

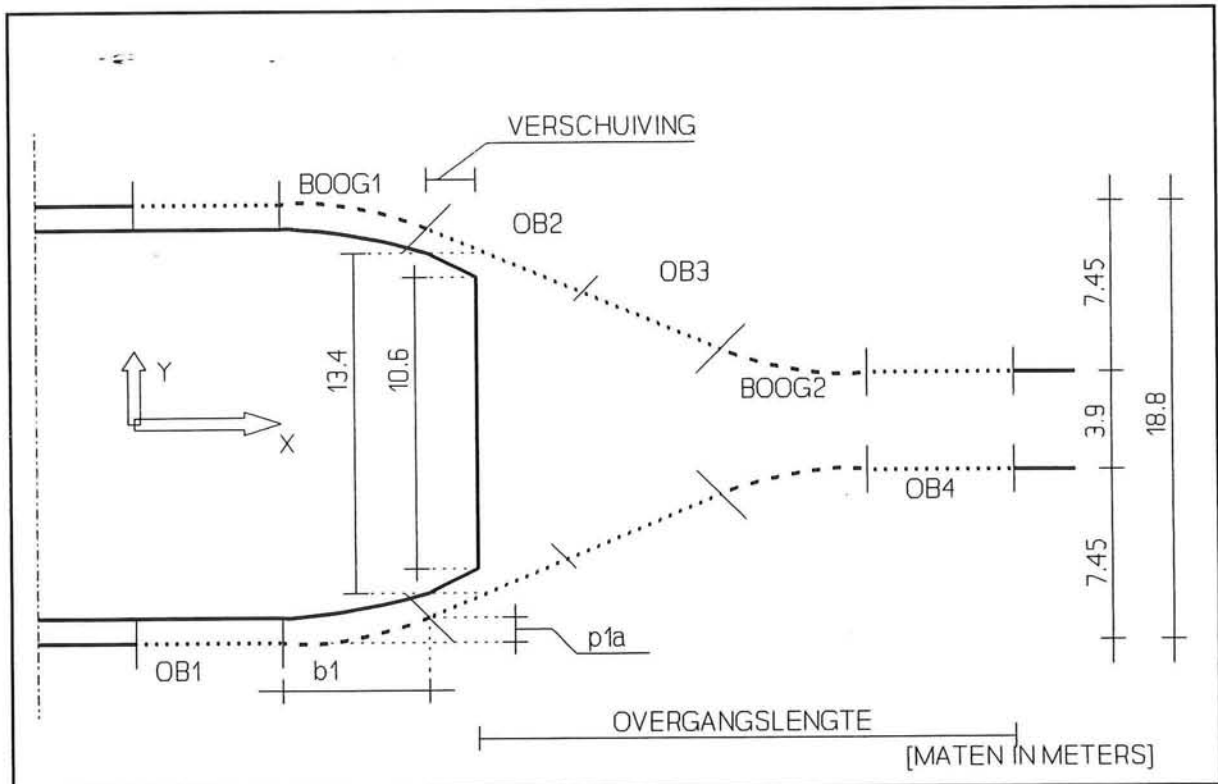
p1 is de waarde die wordt gevarieerd

$$b1^2 = p1 * 2R \Rightarrow b1$$

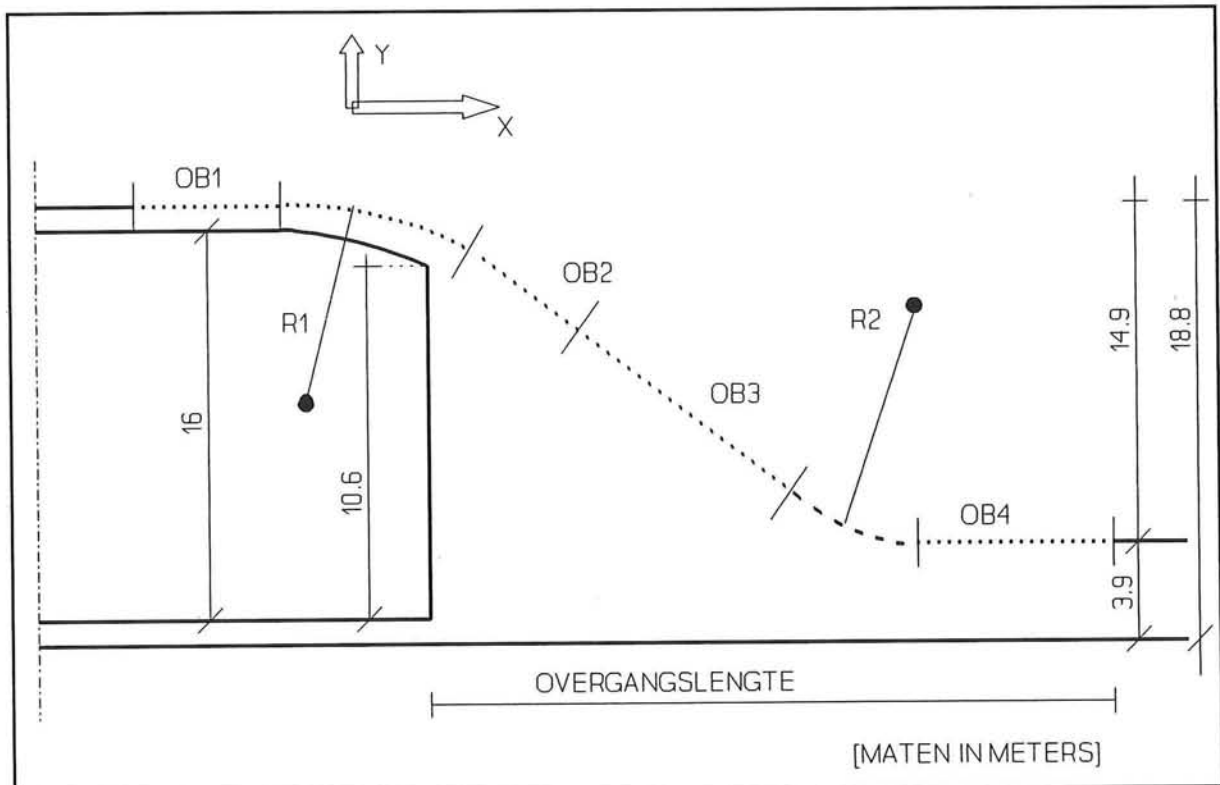
$$b1 = R \operatorname{tga} \Rightarrow \alpha$$

$$\text{halve Y-verplaatsing} = p1 + OB2 * \sin\alpha$$

Overgangsboog 1 ligt langs het perron. Daarmee wordt de totale overgangslengte: $2 * \text{booglengte } b1 + 3 * \text{lengte overgangsboog}$.



Figuur B.24: Een tweezijdig bol perron.



Figuur B.25: Een éénzijdig bol perron.

Overgangslengte bij een tweezijdig bol perron

Bij deze berekening is er vanuit gegaan dat het perron aan de noordzijde 10,6 m breed moet zijn (zie §5.1.2 en figuur B.24). Hierdoor kan er een Y-verplaatsing langs het perron plaats vinden van $16 - 10,6 = 5,4$ m. Per spoor is dat 2,7 m. Als randvoorwaarde geldt dat de minimale boogstraal langs een perron 1000 m bedraagt (PVE13).

Deze berekening betekent in feite dat een spoor zoals die bij de vorige berekening achter het perron is gelegd nu langs het perron wordt 'geschoven' totdat de breedte van de kop van het perron 10,6 m bedraagt.

Deze berekening is gedaan voor verschillende boogstralen voor R2. De methode is als volgt (zie tabel B.2): Eerst is aangehouden dat het einde van boog 1 gelijk valt met de kop van het perron. In de spreadsheet wordt de waarde p1a gevarieerd, waardoor ook de lengte van boog , b1a wordt gevarieerd. Uit p1a volgt de hoek α aan het eind van boog 1. Boog 2 moet dezelfde hoek α inzetten. Hieruit kan de booglengte b2 met bijbehorende Y-verplaatsing p2 worden berekend. Omdat de lengtes van de overgangsbogen bekend zijn kan ook de Y-verplaatsing worden berekend van OB2 en OB3 = $(OB2 + OB3) * \sin\alpha$. P1a wordt nu net zo lang gevarieerd totdat de totale Y-verplaatsing van een spoor $p1 + p2 + (OB2 + OB3) * \sin\alpha$ gelijk is aan de noodzakelijke 7,45 m.

BOOGSTRAAL R1	1000	BOOGSTRAAL R2	800
lengte overgangsbogen OB1 & OB2	24	lengte overgangsbogen OB3 & OB4	28
p1a	2,20	$b2 = R2 * \tan\alpha$	53,07
$b1a^2 = p1a * 2R1$	4400,00	$p2 = (b2^2) / 2R2$	1,76
b1a	66,33	$OB3 * \sin\alpha$	1,85
$\tan\alpha$	0,066		
α	0,066	$p1 + p2 + (OB2 + OB3) * \sin\alpha$	7,40
p1b	0,00	verschuiving = $(2,7 - p1) * \cot\alpha$	7,54
$b1^2 = (p1a + p1b) * 2R1$	4400,00		
b1	66,33	b2	53,07
$b1b = b1 - b1a$	0,00	$OB2 + OB3 + OB4$	80,00
$\tan\alpha$	0,066	totale overgangslengte	125,53
α	0,066		
$OB2 * \sin\alpha$	1,59	$OB2 + OB3$	52,00
$p1 = p1a + p1b$	2,20	totale overgangslengte	97,53
$p1 + OB2 * \sin\alpha$	3,79	verbreding	0,25

Tabel B.2: Berekening overgangslengte bij tweezijdig bol perron.

BOOGSTRAAL R1	1000	BOOGSTRAAL R2	800
lengte overgangsbogen OB1 & OB2	24	lengte overgangsbogen OB3 & OB4	28
p1a	2,7	$b2 = R2 * \tan \alpha$	82,37
$b1a^2 = p1a * 2R1$	5400,00	$p2 = (b2 * b2) / 2R2$	4,24
b1a	73,49	$OB3 * \sin \alpha$	2,87
$\tan \alpha$	0,074		
α	0,073	$p1 + p2 + (OB2 + OB3) * \sin \alpha$	14,87
p1b	2,60	$\text{verschuiving} = (5,4 - p1) * \cot \alpha$	1,36
$b1^2 = (p1a + p1b) * 2R1$	10600,00		
b1	102,96	$b1b + b2$	111,84
$b1b = b1 - b1a$	29,47	$OB2 + OB3 + OB4$	80,00
$\tan \alpha$	0,103	totale overgangslengte	190,48
α	0,103		
$OB2 * \sin \alpha$	2,46	$OB2 + OB3$	52,00
$p1 = p1a + p1b$	5,30	totale overgangslengte	162,48
$p1 + OB2 * \sin \alpha$	7,76	verbreding	0,25

Tabel B.3: Berekening van overgangslengte bij éézijdig bol perron.

Alternatief	R1	R2	Overgangslengte	Overgangslengte met een overgangsboog in eerste tunelelement	Noodzakelijke verbreding van de tunnel
Recht perron	1000	1000	203	179	0,3
	750	750	191	161	0,6
	400	400	217	159	4,2
Bol perron 2 gebogen sporen	1000	1000	129	105	0,3
	1000	800	126	98	0,5
	1000	600	130	92	1,2
	1000	400	149	91	4,2
Bol perron 1 recht spoor 1 gebogen spoor	1000	1000	195	171	0,3
	1000	800	191	163	0,5
	1000	600	191	153	1,2
	1000	400	198	140	4,2

Tabel B.4: Overzicht van de overgangslengten bij de verschillende alternatieven.

Als de Y-verplaatsing van boog 1, $p1a$, kleiner is dan 2,7 m, dan kan het spoor nog verder langs het perron worden 'geschoven', zodat ook de overgangsboog 2 langs het perron komt te liggen. De lengte van deze verschuiving bedraagt $(2,7-p1a) \cdot \cot \alpha$. De totale overgangslengte wordt nu: lengte van boog 2 + lengte van overgangsbogen 3 en 4 + de lengte van overgangsboog 2 - de extra 'verschuiving'.

Tenslotte is het nog mogelijk om overgangsboog 4 op te nemen in het eerste tunnelement. Hiertoe zal de kop van dit element iets moeten worden verbreed. De totale overgangslengte is dan gelijk aan de lengte van overgangsboog 2 en 3 min de extra 'verschuiving'.

Overgangslengte bij een éézijdig bol perron

Tenslotte is nog gekeken of het voordelen heeft om slechts één spoor in een boog te leggen zodat de booglengte groter kan worden en een grotere hoek α kan worden bereikt (zie figuur B.25). Hierbij is gebruik gemaakt van een boogstraal van 1000 m voor R1, die voortkomt uit de minimale straal langs het perron en variabele boogstralen voor R2.

De berekening verloopt als volgt (zie tabel B.3). $b1a$ is het deel van boog 1 dat langs het perron ligt. Deze boog heeft de maximale Y-verplaatsing $p1a = (16-10,6) = 5,4$ m. $b1b$ is dan het deel van boog 1 dat voorbij het perron ligt met bijbehorende $p1b$. De totale Y-verplaatsing die nodig is bedraagt $18,8-3,9=14,9$ m. In de spreadsheet-berekening werd $p1b$ gevarieerd totdat benodigde Y-verplaatsing was bereikt:

$$p1 = p1a + p1b \Rightarrow b1 \text{ bekend}$$

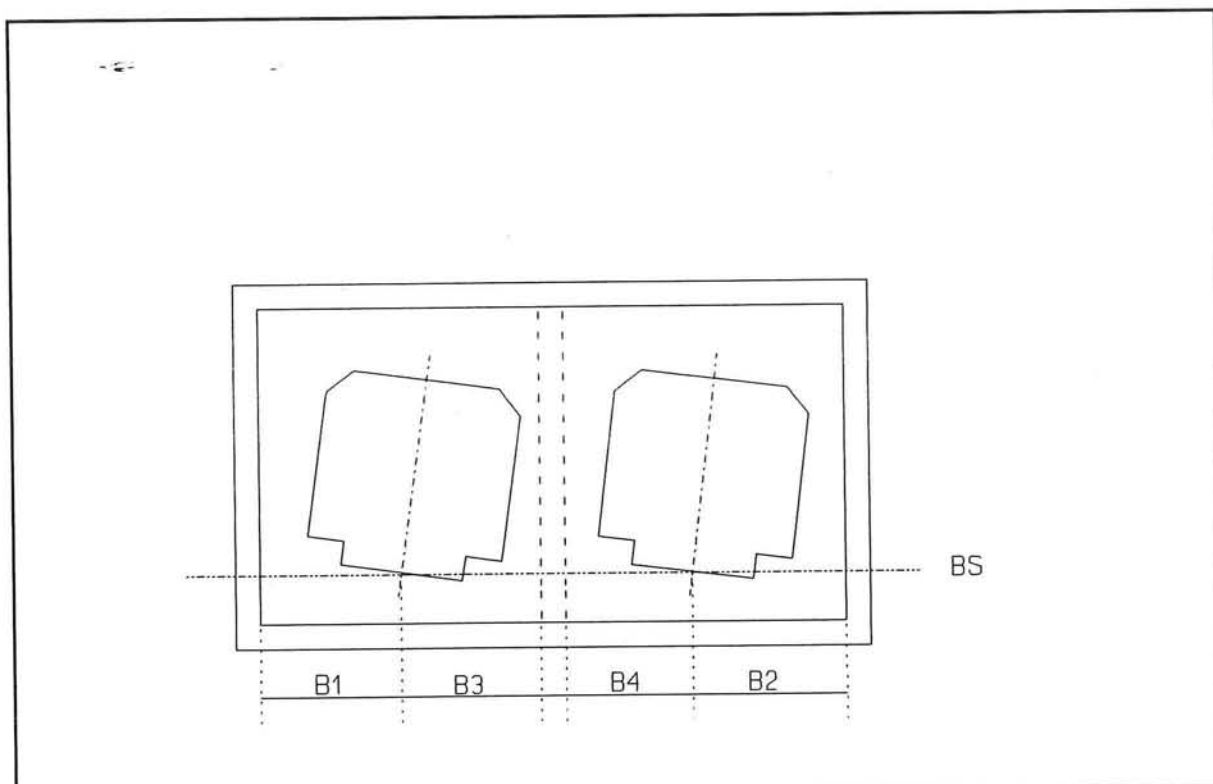
$$b1 \Rightarrow \alpha \text{ bekend}$$

$$\alpha \Rightarrow \text{booglengte van boog 2 kan worden berekend}$$

De totale Y-verplaatsing wordt $p1 + p2 + (OB2 + OB3) \sin \alpha$. De uitbouw lengte is dan gelijk aan $b1b + b2 + OB2 + OB2 + OB3$. Als er voor gekozen wordt een overgangsboog op te nemen in een tunnelement wordt de overgangslengte $b1b + b2 + OB1 + OB2$.

Conclusie

De resultaten van de berekeningen zijn gegeven in tabel B.4. Gekozen is nu voor een tweezijdig bol perron met $R1=1000$ m, $R2=800$ m en één overgangsboog in het eerste tunnelement. De overgangslengte die hierdoor ontstaat bedraagt 98 m wat aanvaardbaar is. De noodzakelijke verbreding van de kop van het element met 50 cm is waarschijnlijk geen bezwaar.



Figuur B.26: Minimaal dwarsprofiel.

Bijlage 3: Bepaling van het dwarsprofiel van de tunnel

Minimaal profiel:

Het PVR die voor de afzinktunnel moet gelden is aangegeven in tabel B.5.

Straal R (m)	H1 (cm)	H2 (cm)	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	B3 (cm)	B4 (cm)
750	60	417	477	235	235	168	173

Tabel B.5: Kenmerkende waarden voor het Profiel van Vrije Ruimte voor de metro.

H1: Hoogte Bovenkant Spoor (B.S.) tot tunnelvloerdek (ballastbed);

H2: Hoogte B.S. tot tunneldak

H: Inwendige hoogte H1 + H2

B1: Afstand hart buitenspoor tot tunnelwand incl. looppad

B2: Afstand hart binnenspoor tot tunnelwand incl. looppad

B3: Afstand hart buitenspoor tot kolom of bovenleidingpaal met obstakel binnenzijde boog

B4: Afstand hart binnenspoor tot kolom of bovenleidingpaal met obstakel buitenzijde boog

Allereerst wordt nu uitgegaan van het minimale dwarsprofiel om de minimale breedte van de tunnel te bepalen. In figuur B.26 is het minimale profiel getekend. Hierbij is er vanuit gegaan dat de voetpaden voor het personeel aan de zijkanten van de tunnel komen te liggen. Aan de binnenkant zou problemen opleveren bij de kruiswissel nabij de Sixhaven. De sporen liggen bij dit profiel h.o.h. 3,9 m ($B3 + B4 + 0,5$ m vrije ruimte).

Tunnelconstructie:

De holle ruimte R per strekkende meter tunnel is gelijk aan 41,1 m³:

$$H \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + \text{tussenruimte}) = 4,77 \cdot (2,35 + 1,68 + 1,73 + 2,35 + 0,5) = 4,77 \cdot 8,61 = 41,1 \text{ m}^3$$

In §5.1.1 zijn twee functies opgesteld waarmee de hoeveelheden benodigd ballast- en constructiebeton kunnen worden bepaald aan de hand van de vastgestelde holle ruimte.

$$1 \quad \gamma_{bcb} \cdot C + M = 0,99 \cdot \gamma_w \cdot (B + C + R) \quad (5.1)$$

$$2 \quad \gamma_{bco} \cdot C + \gamma_{bm} \cdot B = 1,075 \cdot \gamma_w \cdot (B + C + R) \quad (5.2)$$

B = (ruimte voor) ballastbeton per strekkende meter tunnel in m³

C = constructief beton per strekkende meter tunnel in m³

R = holle ruimte per strekkende meter tunnel in m³

M = totaal gewicht van kopschotten en zinkuitrusting

γ_{bcb} = bovengrens soortelijk gewicht van constructief beton

γ_{bco} = ondergrens soortelijk gewicht van constructief beton

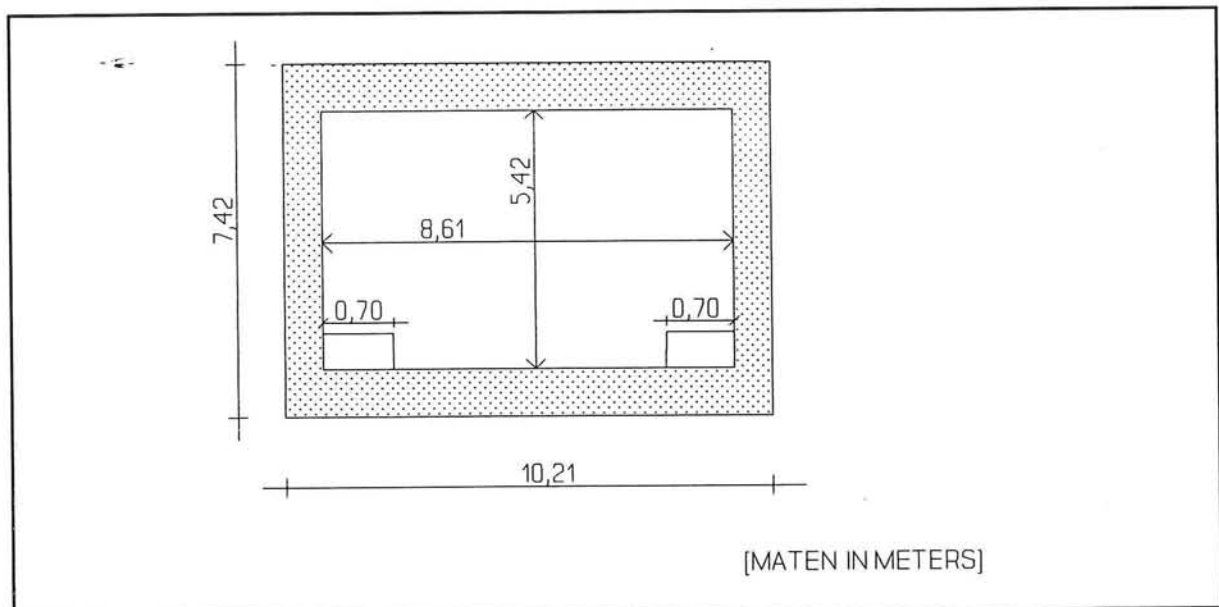
γ_{bm} = soortelijk gewicht van ballastbeton

γ_w = soortelijk gewicht van het water

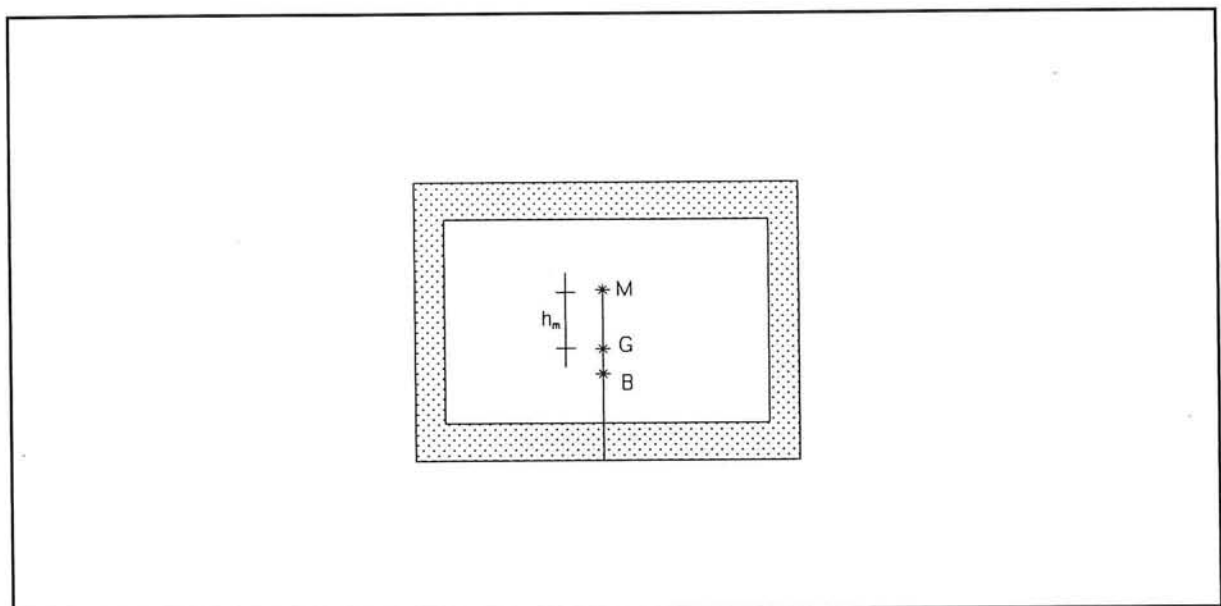
Invullen van de waarden:

$$24,6 C + 30 = 0,99 \cdot 10 (B + C + R)$$

$$24,2 C + 22,5 B = 1,075 \cdot 10 \cdot (B + C + R)$$



Figuur B.27: Dwarsdoorsnede van de tunnel.



Figuur B.28: Bepaling van de metacentrumhoogte.

Oplossen van deze vergelijkingen levert:

$$C = 28,77 \text{ m}^3 \quad (0,728 R - 1,154 = 0,728 * 41,1 - 1,154 = 28,77)$$

$$B = 4,65 \text{ m}^3 \quad (0,081 R + 1,319 = 0,081 * 41,1 + 1,319 = 4,65)$$

De inwendige breedte van de tunnel tussen de voetpaden is 7,21 m ($8,61 - 2 * 0,70 = 7,21$). De dikte van de ballastbetonlaag daartussen wordt dan 0,65 m ($4,65 / 7,21 = 0,65$). Als aanname geldt nu dat de vloer en het dak van de tunnel beide 1 m dik worden. De wanden kunnen dan 0,8 m dik worden zoals blijkt uit de volgende berekening:

$$\begin{aligned} \text{Uitwendige hoogte } (h_u) &= 7,42 \text{ m} \\ (\text{vloerdikte} + \text{dakdikte} + H + \text{ballastbetondikte} &= 1 + 1 + 4,77 + 0,65 = 7,42) \\ \text{Uitwendige breedte } (b_u) &= 10,21 \text{ m} \\ (\text{inwendige breedte} + 2 \text{ maal wanddikte} &= 8,61 + 2 * 0,80 = 10,21) \\ \text{Inwendige hoogte } (h_i) &= 5,42 \text{ m} \\ (H + \text{ballastbetondikte} &= 4,77 + 0,65 = 5,42) \\ \text{Inwendige breedte } (b_i) &= 8,61 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C = 29,1 \text{ m}^3 \quad ((h_u * b_u - h_i * b_i) * 1 \text{ m} = 7,42 * 10,21 - 5,42 * 8,61 = 29,1)$$

De dwarsdoorsnede wordt dan zoals in figuur B.27 is aangegeven.

Stabiliteit

Allereerst moet de diepgang d van een element worden bepaald:

$$\begin{aligned} F_t &= 102,1 \text{ d kN/m}^3/\text{m} \quad (b_u * d * \gamma_w = 10,21 * d * 10 = 102,1d) \\ F_i &= 745,86 \text{ kN/m}^3/\text{m} \quad (C * \gamma_{\text{sat}} + M = 29,1 * 24,6 + 30 = 745,86) \\ d &= 7,31 \text{ m} \quad (F_t = F_i \Rightarrow 102,1d = 745,86 \Rightarrow d = 7,31) \end{aligned}$$

Vrijboord 0,11 m ($7,42 - 7,31 = 0,11$). Dat is voldoende.

Drukkingspunt B (zie figuur B.28) is gelijk aan het massazwaartepunt van het verplaatste water. Dit ligt halverwege de diepgang van het element. $B = 3,66 \text{ m}$ ($1/2 * 7,31$).

Gewichtspunt G is gelijk aan het massazwaartepunt van het element. Omdat het element geheel symmetrisch is, ligt G halverwege de uitwendige hoogte. $G = 3,71 \text{ m}$ ($1/2 * 7,42$).

De afstand $BM = I/V$. Hierin is I gelijk aan het traagheidsmoment van het waterdoorsnijdende oppervlak van het element, ten opzichte van de lengte-as van het element. V is de waterverplaatsing van het element.

$$\begin{aligned} I &= 88,69 \text{ m}^4/\text{m} \quad (1/12 * b_u^3 = 1/12 * 10,21^3 = 88,69) \\ V &= 74,58 \text{ m}^3/\text{m} \quad (b_u * d = 10,21 * 7,31 = 74,58) \\ BM &= 1,19 \text{ m} \quad (88,69 / 74,58 = 1,19) \\ M &= 4,84 \text{ m} \quad (B + 1,19 = 3,66 + 1,19 = 4,84) \end{aligned}$$

Metacentrumhoogte h_m is gelijk aan de afstand MG

$$h_m = 1,13 \text{ m} \quad (4,84 - 3,71 = 1,13). \text{ De eis was een metacentrumhoogte van minimaal } 50 \text{ cm (§5.1.1), dus dit is voldoende.}$$

Bijlage 4: Kostenvergelijking voor de zinksleuf

In deze bijlage worden zeer globaal de kosten van een zinksleuf met natuurlijke taluds vergeleken met een zinksleuf met verticale taluds. Het kostenverschil dat hieruit volgt is de bovengrens van de kostprijs voor de damwandconstructie die nodig is om een zinksleuf met verticale taluds mogelijk te maken. Als de totale kosten van de damwandconstructie onder deze bovengrens blijven is deze constructie financieel haalbaar.

Aannamen:

- De natuurlijke taluds van de zinksleuf lopen 1:4;
- Minimale breedte van de zinksleuf is 12 m;
- Bij een zinksleuf tussen damwanden wordt de sleuf gebaggerd. Kosten voor baggeren van de sleuf, transport van de grond en weer aanvullen van de sleuf wordt in totaal aangenomen op f10,- per kubieke meter;
- Bij een zinksleuf tussen damwanden wordt vanaf pontons ontgraven door kranen met knijperbak. Kosten voor ontgraven van de sleuf, transport van de grond en weer aanvullen van de sleuf wordt in totaal aangenomen op f20,- per kubieke meter;
- De bovenste 2 meter van de bodem is vervuild slib van klasse III/IV en moet worden gestort of gereinigd tegen f200,- per ton;
- Soortelijk gewicht van het slib is bij storten/reinigen ca. 16 kN/m³
- De laag grond tussen 2 m en 4 m onder bodemniveau is vervuild slib van klasse II. Voorlopig is ervan uitgegaan dat deze grond niet behoeft te worden gestort onder IBC-condities (zie §3.3);
- Kosten voor de koop van damwand: f1500,- per ton. Aanbrengen van damwand vanaf het water f50,- per m²
- Voor de damwand wordt uitgegaan van een gemiddelde planklengte van 15 m en als profiel Hoesch 175 of Larssen 24 (0,175 ton/m²)

In onderstaande kostenvergelijking wordt alleen het deel van de sleuf onder het IJ zelf beschouwd en niet ter plaatse van de Ringdijk.

Zinksleuf met natuurlijke taluds:

De hoeveelheid te baggeren grond	:	ca. 187.000 m ³	waarvan
slib klasse I/II	:	135.000 m ³	
slib klasse III/IV	:	53.000 m ³	

Kosten:

baggeren: 187.000 * f10,-	=	f1.870.000,-
storten/reinigen klasse III/IV-slib:		
53.000 m ³ * 1,6 ton/m ³ * f200,-/ton	=	f16.960.000,-
		----- +
Totaal	=	f18.830.000,-
	=	f19.000.000,-

Zinksleuf met verticale taluds:

De hoeveelheid te ontgraven grond	:	38.000 m ³	waarvan
slib klasse I/II	:	31.500 m ³	
slib klasse III/IV	:	6.500 m ³	

Kosten:

ontgraven grond: 38.000 m ³ * f20,-	=	f760.000,-
storten/reinigen klasse III/IV-slib:		
6.500 m ³ * 1,6 ton/m ³ * f200,-	=	f2.080.000,-
		-----+
Totaal	=	f2.840.000,-
	=	f3.000.000,-

Uit deze globale kostenvergelijking blijkt dat het alternatief met verticale taluds ca. 16 miljoen gulden goedkoper is.

De kosten voor een eenvoudige damwand rond de zinksleuf bedragen:

Lengte damwand	= 2 * 270 m	= 540 m
Oppervlakte damwand	= 15 m * 540 m	= 8100 m ²
kopen damwand:		
8.100 m ² * 0,175 ton/m ² * f1500,-	=	f2.126.250,-
heien damwand:		
8.100 m ² * f50,-	=	f405.000,-
		-----+
Totaal	=	f2.531.250,-
	=	f2.500.000,-

Nu zal er uiteraard geen eenvoudige damwand kunnen worden aangebracht, maar het grote verschil tussen 16 miljoen en 2½ miljoen, maakt het aannemelijk dat de financiën geen randvoorwaarde zullen vormen voor de damwandconstructie. Het zal dus voornamelijk afhangen van de technische haalbaarheid of de volledige zinksleuf tussen damwanden kan worden aangelegd.

Bijlage 5: Globale bepaling van de optredende zettingen

Bepaling van de spanningen

De zetting wordt berekend voor de doorsnede die is weergegeven in figuur B.29. De zinksleuf wordt aangevuld met zand met $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{geul 1, nat}} &= 13.1 \text{ kN/m}^3 \text{ (zie tabel 3.1)} \\ \gamma_{\text{geul 3, nat}} &= 18.2 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{eemklei, nat}} &= 18.0 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Op het bodemniveau van de sleuf was de oorspronkelijke korrelspanning:

$$\sigma_{\text{korrel}} = (15\text{m} - 3.5\text{m}) * (13.1 - 10) \text{ kN/m}^3 + (20\text{m} - 15\text{m}) * (18.2 - 10) \text{ kN/m}^3 = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

Het gemiddelde gewicht per m^3 van de grond excl. water in de uitgangssituatie is dan:

$$\overline{\gamma_{\text{oud}}} = \frac{76.7 \text{ kN/m}^2}{(20\text{m} - 3.5\text{m})} = 4.65 \text{ kN/m}^3$$

De korrelspanning nadat de sleuf is aangevuld, wordt berekend door het totale gewicht van de aanvulling per strekkende meter te delen door het oppervlak van de doorsnede. Gewicht aanvulling per m = gewicht zandaanvulling per m + gewicht tunnel per m

Gewicht tunnel: betonoppervlak is 29.1 m^2 en massabetonoppervlak is 4.65 m^2 .

$$F_{\text{tunnelb}} = 29.1 \text{ m}^2 * 24.5 \text{ kN/m}^3 + 4.65 \text{ m}^2 * 22.5 \text{ kN/m}^3 = 818 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{tunnelt}} = 7.42 \text{ m} * 10.21 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 758 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{tunnel}} = 818 - 758 = 60 \text{ kN/m}$$

Gewicht zandaanvulling:

$$F_{\text{zand}} = (12\text{m} * 16.5\text{m} + 2 * \frac{1}{2} * 66\text{m} * 16.5\text{m} - 7.42\text{m} * 10.21\text{m}) * (20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3)$$

$$F_{\text{zand}} = 12112 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gewicht aanvulling } F_{\text{aanv}} = 12112 + 60 = 12172 \text{ kN/m} \approx 12200 \text{ kN/m}$$

Het gemiddelde gewicht per m^3 van de aanvulling excl. water wordt dan:

$$\overline{\gamma_{\text{korrel}}} = \frac{12172 \text{ kN/m}}{12\text{m} * 16.5\text{m} + 66\text{m} * 16.5\text{m}} = 9.45 \text{ kN/m}^3$$

Bij de aanname dat de pré-consolidatiespanning gelijk is aan de terreinspanning in de uitgangssituatie geldt voor de pré-consolidatiespanning op bodemniveau van de sleuf:

$$\sigma_{\text{p, bodem}} = 4.65 \text{ kN/m}^3 * 16.5\text{m} = 77 \text{ kN/m}^2$$

De korrelspanning na baggeren van de sleuf wordt op bodemniveau:

$$\sigma_{\text{o, bodem}} = 0 \text{ kN/m}^2$$

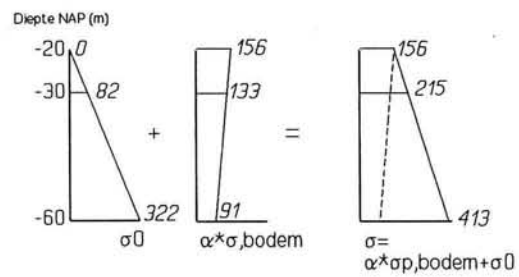
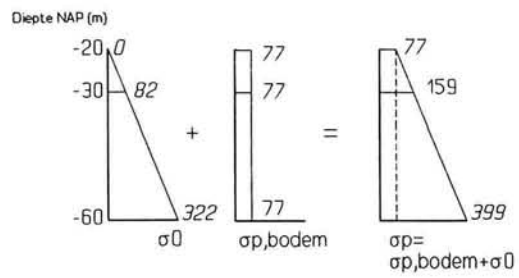
De korrelspanning na aanvullen wordt op bodemniveau:

$$\sigma_{\text{bodem}} = 9.45 \text{ kN/m}^3 * 16.5\text{m} = 156 \text{ kN/m}^2$$

Voor de spanningsspreiding wordt uitgegaan van de 2:1 (verticaal:horizontaal) methode. Hiertoe wordt de sleuf aangepast tot een rechthoek zoals is weergegeven in figuur B.30.

$$\text{Breedte van de rechthoek: } B_{\text{boven}} = 12\text{m} + 2/3 * 66\text{m} = 56\text{m}$$

$$\text{Breedte na spreiding over een diepte d: } B_{\text{onder}} = B_{\text{boven}} + 2 * d/2 = B_{\text{boven}} + d$$



Figuur B.31: Verloop van de korrelspanningen.

$$\alpha = \frac{B_{\text{boven}}}{B_{\text{boven}} + d} \quad (\text{Zie figuur B.30})$$

Voor de zettingsberekening moet gebruik gemaakt worden van de spanningen die heersen in het midden van een laag. Die kunnen nu berekend worden (zie figuur B.31).

Geul 3

$$\sigma_0 = \sigma_{0,\text{bodem}} + z(m) * \gamma_{\text{geul3}} - \gamma_w = 0 \text{ kN/m}^2 + z(m) * 8.2 \text{ kN/m}^3$$

Hierin is z de diepte onder de sleufbodem in meters.

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{0 + 82 \text{ kN/m}^2}{2} = 41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_p = \sigma_{p,\text{bodem}} + z(m) * \gamma_{\text{geul3}} - \gamma_w = 77 \text{ kN/m}^2 + z(m) * 8.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_p = \frac{77 \text{ kN/m}^2 + 159 \text{ kN/m}^2}{2} = 118 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{B+d}{d} = \frac{56}{56+10} = 0.85$$

$$\sigma = \alpha * \sigma_{\text{bodem}} + \sigma_0 = \alpha * 156 \text{ kN/m}^2 + z(m) * 8.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma} = \frac{156 \text{ kN/m}^2 + 215 \text{ kN/m}^2}{2} = 185 \text{ kN/m}^2$$

Eemklei

$$\sigma_0 = 82 \text{ kN/m}^2 + (z-10) \text{ m} * 8.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{82 \text{ kN/m}^2 + 322 \text{ kN/m}^2}{2} = 202 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_p = 159 \text{ kN/m}^2 + (z-10) \text{ m} * 8.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_p = \frac{159 \text{ kN/m}^2 + 399 \text{ kN/m}^2}{2} = 279 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{56}{56+40} = 0.58$$

$$\sigma = \alpha * 156 \text{ kN/m}^2 + 82 \text{ kN/m}^2 + (z-10) \text{ m} * 8.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma} = \frac{215 \text{ kN/m}^2 + 413 \text{ kN/m}^2}{2} = 314 \text{ kN/m}^2$$

Bepaling van de zetting

Waarden voor de samendrukkingsconstanten zijn bepaald uit het verband tussen grondsoort en grondparameters zoals dat is weergegeven in tabel 3.3 van de CUR-publicatie 162 [lit.8].

Geul 3: zand, sterk siltig kleiig ($\gamma_w = 18-19 \text{ kN/m}^3$, $q_c = 2000-10000 \text{ kPa}$) $\rightarrow C'_p = 200$.
Er wordt aangenomen dat geldt $C_p = 5C'_p$, dus $C_p = 5 \cdot 200 = 1000$

Eemklei: klei, zwak zandig, vast $\rightarrow C'_p = 30$ en $C'_s = 400 \rightarrow C_p = 150$ en $C_s = 2000$

Zoals vermeld geldt de aanname pré-consolidatiespanning (grensspanning) = terrein-spanning. Zetting vóór de grensspanning wordt veroorzaakt door het proces van ontlasten en herbelasten. Hierbij treedt deconsolidatie en consolidatie op. Voor geul 3 wordt verondersteld dat de vervorming door deconsolidatie en consolidatie direct optreedt omdat de kleilagen dun zijn.

De Eemkleilaag is 30 meter dik zodat de (de)consolidatietijd erg lang is. In de periode ontlasten-herbelasten zal maar een deel van de deconsolidatie en consolidatie optreden, dus ook slechts een deel van de primaire zetting voor de grensspanning zal optreden. Ook zal slechts een deel van de seculiere zetting optreden.

Er wordt aangenomen dat tussen baggeren van de sleuf en weer aanvullen 1 jaar verstrijkt. De deconsolidatie die dan optreedt is bepaald met gegevens uit publicatie 162 van de CUR [lit.8].

Er geldt in het geval van voornamelijk klei:

$$\Delta t_e = \frac{(ah)^2}{1.25}$$

Hierin is:

Δt_e = de tijdsduur tot het praktische einde van de consolidatie [jaar];

a = 1 voor éénzijdige en $\frac{1}{2}$ voor tweezijdige afstroming;

h = de laagdikte [m].

$$\Delta t_e = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot 30\right)^2}{1.25} = 180 \text{ jaar}$$

Er geldt ook:

$$\Delta t_e = \frac{2 \cdot (ah)^2}{c_v}$$

Δt_e = de tijdsduur tot het praktische einde van de consolidatie [s];

c_v = verticale consolidatiecoëfficiënt [m^2/s].

Uit deze twee vergelijkingen kan een waarde voor c_v worden gehaald.

$$c_v = \frac{2 \cdot (ah)^2}{\Delta t_e [\text{sec}]} = \frac{2 \cdot (0.5 \cdot 30)^2}{365 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 180} \approx 8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Vervolgens kan de consolidatiegraad U worden berekend uit:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}}$$

T is een tijdsfactor die bepaald kan worden uit:

$$T = \frac{c_v \cdot \Delta t}{(ah)^2} \text{ met } \Delta t \text{ in [s]}$$

In dit geval is Δt gelijk aan 1 jaar = $31.5 \cdot 10^6 \text{ s}$.

$$T = \frac{8 * 10^{-8} * 31.5 * 10^6}{\left(\frac{1}{2} * 30\right)^2} = 11.2 * 10^{-3}$$

$$U = \sqrt[6]{\frac{(11.2 * 10^{-3})^3}{(11.2 * 10^{-3})^3 + 0.5}} \approx 0.12$$

Doordat het gewicht van de aanvulling + tunnel groter is dan het gewicht van de oorspronkelijk aanwezige grond, worden de korrelspanningen hoger dan de grensspanning. De primaire zettingen die hier het gevolg van zijn treden volledig op over een tijdsduur gelijk aan de consolidatietijd. Ook de seculiere zettingen treden volledig op.

Zetting van geul 3

De zettingen worden berekend met de gecombineerde formule van Terzaghi en Buisman.

Vóór de grensspanning:

$$\Delta Z = \frac{d}{C_p} \ln \frac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_0} = \frac{10m}{1000} \ln \frac{118}{41} = 0.011m$$

Na de grensspanning:

$$\Delta Z = \frac{d}{C'_p} \ln \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_p} = \frac{10m}{200} \ln \frac{185}{118} = 0.023m$$

De totale zetting voor geul 3 is dan $0.011 + 0.022 = 0.033m$

Zetting van de Eemkleilaag

Vóór de grensspanning:

$$\Delta Z = \frac{U_{(t)} * d}{C_p} \ln \frac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_0} + \frac{d}{C_s} \log t * \ln \frac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_0} \quad t = \text{ontlastings/belastingstijd in dagen}$$

$$\Delta Z = \frac{0.12 * 30m}{150} \ln \frac{279}{202} + \frac{30m}{2000} \log 365 * \ln \frac{279}{202} = 0.0078 + 0.0124 = 0.020m$$

Na de grensspanning:

$$\Delta Z = \frac{U_{(t)} * d}{C'_p} \ln \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_p} + \frac{d}{C'_s} \log t * \ln \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_p} \quad t \text{ meestal maximaal } 10000 \text{ dagen}$$

$$\Delta Z = \frac{1 * 30m}{30} \ln \frac{314}{279} + \frac{30m}{400} \log 10000 * \ln \frac{314}{279} = 0.1182 + 0.0355 = 0.154m$$

De totale zetting voor de Eemkleilaag is dan $0.020 + 0.154 = 0.174m$

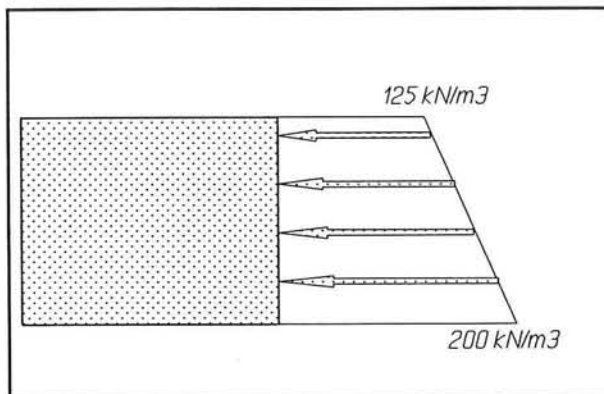
De totale zetting van de ondergrond wordt dan $0.033 + 0.174 = 0.207m \approx 21cm$. Als daarbij de zetting van de onderspoellaag wordt geschat op 2cm wordt de totale zetting:

$$\Delta Z_{\text{totaal}} = 23 \text{ cm}$$

Bijlage 6: Controle reactiekracht van de betonvloer in het bouwdok

Er is bij deze controle vanuit gegaan dat de hydrostatische waterdruk die op het diepstgelegen tunneldeel werkt, volledig wordt doorgegeven aan de betonvloer van het bouwdok. De hydrostatische kracht is weergegeven in figuur B.32.

De kop van een element heeft een oppervlakte A van ca. $7.5\text{m} \times 10\text{m} = 75\text{m}^2$. De kracht die dan op het element wordt uitgeoefend door de hydrostatische waterdruk is:
 $F_h = \{ \frac{1}{2} \cdot (125\text{kN/m}^2 + 200\text{kN/m}^2) \} \cdot 75\text{m}^2 = 12187 \approx 12200\text{kN}$.



Figuur B.3: Hydrostatische krachten die op de tunnel werken.

Voor de maximale schuifspanning die door de grond kan worden geleverd geldt de formule $f = \tan \delta$, met $\delta \leq$ interne wrijvingshoek van de grond.

De interne wrijvingshoek van de grond is ca. 35° . Aangenomen wordt dat $\delta = 30^\circ$. Daaruit volgt dat $f = \tan 30^\circ \approx 0.57$. Voor de betonvloer wordt uitgegaan van een dikte van 1 m, zodat de verticale kracht die door de vloer op de ondergrond wordt uitgeoefend gelijk is aan ca. 25kN/m^2 (mits de waterdruk onder de vloer = 0!, de bemaling van de bouwkuip verdient dus veel aandacht).

De maximale horizontale reactiekracht van de vloer per m^2 geldt:

$$F_{\rightarrow} = f \cdot F_v = 0.57 \cdot 25\text{kN/m}^2 = 14.25\text{kN/m}^2.$$

De maximale horizontale reactiekracht van de vloer wordt dan:

$$F_{\rightarrow, \text{tot}} = 14.25\text{kN/m}^2 \cdot 10\text{m} \cdot 260\text{m} \approx 37000\text{kN}$$

Op basis van deze vergelijking heeft de vloer een veiligheid van $37000/12200 \approx 3$ tegen verschuiven.

Vervolgens wordt als negatieve aanname verondersteld dat de vloer van het bouwdok na het herplaatsen van het kopscherm de gehele hydrostatische druk moet opnemen die op dit scherm werkt. Het scherm loopt tot NAP -15.5m en is ca. 20m breed. De resulterende kracht die dan op de vloer werkt volgt uit:

Hydrostatische krachten op het scherm + verschil van kracht op het scherm en kracht op de tunnel =

$$\frac{1}{2} \cdot 15.5\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^2 \cdot 15.5\text{m} \cdot 20\text{m} + 12200 - ((155 + 80)/2) \cdot 75\text{m}^2 \approx 27500\text{kN}.$$

In dit negatieve scenario is de veiligheid $37000/27500 = 1.35$.

Op basis van deze globale berekeningen wordt voor deze studie aangenomen dat de dokvloer voldoende reactiekracht kan leveren voor de hydrostatische krachten die werken op de tunnel en het kopscherm.

Bijlage 8: Eisen voor het profiel van vrije ruimte

straal R [m]	hoogte railvlak tot tunneldak H2 [cm]	hoogte railvlak tot tunnelvloerdek H1 [cm]	inwendige hoogte tunnel H1 + H2 H [cm]	afstand hart buitenste spoor tot tunnelwand of viaduct- railing incl. looppad b1 [cm]	afstand hart binnenste spoor tot tunnelwand of viaduct- railing incl. looppad b2 [cm]	afstand hart buitenste spoor tot kolom of bovenleiding- paal met obstakel aan binnenzijde van de boog b3 [cm]	afstand hart binnenste spoor tot kolom of bovenleiding- paal met obstakel aan buitenzijde van de boog b4 [cm]	tunnel / viaduct met obstakel tussen de sporen	
								spoor- afstand S [cm]	tunnel- of viaduct breedte B [cm]
				**	**	**	**	*	*
200	423	65	488	235	250	208	180	425	910
250	423	65	488	235	248	206	178	422	905
300	423	65	488	235	245	201	177	416	896
500	420	63	483	235	235	181	175	395	865
750	417	60	477	235	235	173	173	386	855
1000	415	59	474	235	235	168	173	380	850
2000	413	57	470	235	235	168	172	379	849
3000	410	55	465	235	235	167	172	379	849
recht	410	55	465	235	235	167	167	374	844

Bijlage 9: Lengte van overgangsbogen en overgangshellingen

Boogstraal	V Ontwerp = 70 km/h		V Ontwerp = 80 km/h	
	R (m)	Gewenste lengte (m) Min. lengte (m)	Gewenste lengte (m) Min. lengte (m)	
275	105	60		
300	105	60		
325	105	60		
350	105	60	120	60
375	105	60	120	60
400	101,5	58	120	60
425	94,5	54	120	60
450	91	52	120	60
475	84	48	120	60
500	80,5	46	120	60
550	73,5	42	108	54
600	66,5	38	100	50
650	63	36	92	46
700	59,5	34	88	44
750	52,5	30	80	40
800	49	28	76	38
850	49	28	72	36
900	45,5	26	68	34
950	42	24	64	32
1000	42	24	60	30
1100	38,5	22	56	28
1200	35	20	52	26
1300	31,5	18	48	24
1400	28	16	44	22
1500	28	16	40	20
1600	24,5	14	36	18
1700	24,5	14	36	18
1800	21	12	32	16
1900	21	12	32	16
2000	21	12	32	16
2500	17,5	10	24	12
3000	0	0	20	10
4000	0	0	0	0

TUNNEL ONDER HET IJ

Afgezonken tunnel voor de Noord-Zuidlijn

Afstudeercommissie

Prof. ir. A.F. van Tol (Geotechniek)
ing. J.C. Heidman (Ingenieursbureau Amsterdam)
ir. B. Polen (Geotechniek)
ir. J.P. Oostveen (Geotechniek)
ir. K.G. Bezuyen (Waterbouwkunde)
dr. ir. C. van der Veen (Betonconstructies)

Deel 2: Vervormingsgedrag v.d. tunnel

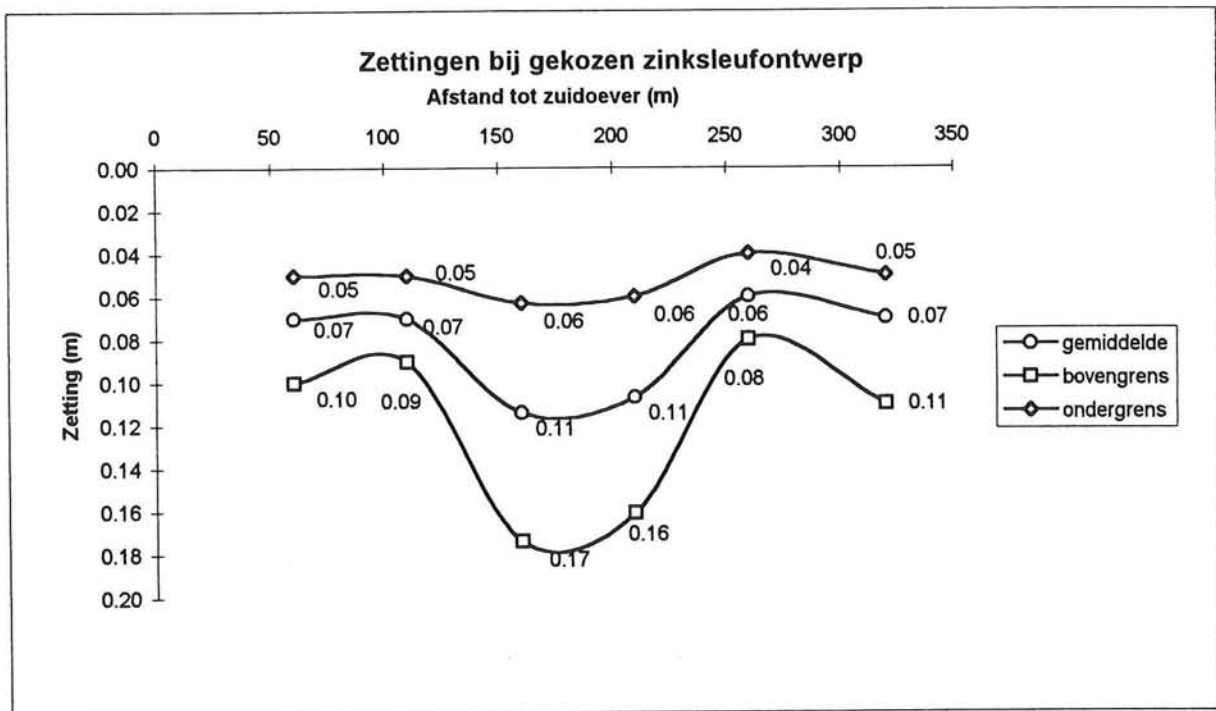
J.C.G. Bellis (047659)
Faculteit der Civiele Techniek
TU Delft, 18 juni 1995

VOORWOORD

Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstuderen bij de vakgroep Waterbouwkunde van de Faculteit der Civiele Techniek. Het onderwerp waar het afstuderen zich op richt, is het ontwerpen van een afzinktunnel onder het IJ voor de toekomstige Noord-Zuidlijn te Amsterdam. In dit deelrapport is speciale aandacht geschonken aan de zettingen die te verwachten zijn en de vervormingscapaciteit van de tunnel.

Bij dit project krijg ik ondersteuning van het Ingenieursbureau Amsterdam dat betrokken is bij het ontwerp van de totale Noord-Zuidlijn. Ik wil graag de heer Heidman van dit bureau bedanken voor de begeleiding en adviezen die hij me heeft gegeven tijdens mijn afstudeerproject. Tevens wil ik de heer Teunissen van het ontwerp bureau Noord-Zuidlijn bedanken voor zijn adviezen en alle informatie die hij me heeft willen verschaffen. Daarnaast wil ik de heren Polen, Oostveen, Bezuyen en Van Tol van de vakgroep Waterbouwkunde en de heer Van Der Veen van de vakgroep Mechanica & Constructies bedanken voor hun begeleiding.

Tenslotte wil ik mijn creatieve ex-buuv Merian Plaat bedanken voor het maken van het fraaie gezicht van het rapport.



Figuur S.1: Zettingsverloop bij gekozen ontwerp van de zinksleuf.

SAMENVATTING

In Amsterdam wordt een nieuwe metrolijn ontworpen om tegemoet te komen aan de groeiende mobiliteitsbehoefte. Deze Noord-Zuidlijn kruist ter plaatse van het Centraal Station het IJ. In deelrapport 1 is voor deze kruising een afzinktunnel in hoofdlijnen ontworpen. Uit de studie komt naar voren dat mogelijk grotere zettingsverschillen optreden dan aanvaardbaar is voor een afzinktunnel. Het doel van dit deelrapport is daarom nader te onderzoeken welke zettingen en zettingsverschillen te verwachten zijn en welke zettingsverschillen constructief nog toelaatbaar zijn.

Bij het berekenen van de zettingen is de variatie van de bepalende parameters meegenomen zodat van de te verwachten zettingen de bovengrens- en ondergrenswaarden kunnen worden gegeven. De berekening van de zettingen in de ondergrond is gedaan met MZET, een programma van Grondmechanica Delft. Voor de zettingen in de onderspoellaag is gebruik gemaakt van de ervaringen met eerder afgezonken tunnels. De zettingen zijn bepaald voor een zinksleuf met natuurlijke taluds en voor een zinksleuf tussen damwanden. Het blijkt dat bij toepassing van damwanden de optredende zettingen sterk verminderen. Doordat een sleuf tussen damwanden smal is, is de dieptedoorwerking van spanningswijzigingen gering, wat resulteert in kleinere zettingen. Dat geldt ter plaatse van het IJ in het bijzonder, omdat de relatief slappe Eemkleilaag vrij diep ligt. Zolang spanningswijzigingen deze laag niet bereiken blijft de zetting van de ondergrond beperkt.

Gekozen is voor een zinksleuf waarbij de zinksleuf nabij de oevers tussen damwanden ligt. Hier heeft de tunnel de grootste dekking terwijl bij toepassing van een natuurlijk talud hier de breedste sleuf ontstaat en de grootste zettingen te verwachten zijn. Ter plaatse van de vaargeul heeft de zinksleuf natuurlijke taluds. Als de sleuf zoveel mogelijk wordt aangevuld met de grond die afkomstig is uit de zinksleuf treedt het zettingsverloop op zoals aangegeven in figuur S.1.

Omdat de tussenlaag die ter plaatse van de noordoever aanwezig is, nogal slap blijkt te zijn, is besloten hier een grondverbetering toe te passen door deze tussenlaag te verwijderen en te vervangen door zand.

De berekening van de maximaal toelaatbare zettingsverschillen is gedaan voor het geval dat na het afzinken de voorspanning, die in het element aanwezig is voor het transport, wordt afgelaten en voor het geval dat de voorspanning aanwezig blijft. Bij de berekeningen is steeds aangehouden dat de limiet van de vervorming wordt bepaald door het scheurmoment van de tunnel en de maximale gaping die wordt geaccepteerd bij de voegen.

Gebleken is dat het bij een tunnel die bestaat uit losse moten na het afzinken, goed mogelijk is algemene uitspraken te doen over het zettingsverschil dat kan worden opgenomen als functie van het aantal moten, ongeacht het zettingsprofiel. Hierdoor kunnen de berekeningen van de optredende zetting en maximale vervorming gescheiden van elkaar worden uitgevoerd. Het blijkt ook dat een verende bedding weinig effect heeft op het gedrag van de moten. De moten ondergaan nauwelijks kromming.

Heel anders is dat bij elementen waarin de voorspanning aanwezig blijft. Door hun grote lengte ontstaan nu grotere krommingen. In feite is de interactie tussen ondergrond en tunnel nu dusdanig dat de zettingsberekening en de vervormingsberekening niet meer gescheiden van elkaar kunnen worden gemaakt. De vervormingscapaciteit van de

elementen is nogal afhankelijk van het te verwachten zettingsprofiel. Als het berekende zettingsprofiel meerdere krommingen op relatieve korte lengte vertoont kan beter met losse moten gewerkt worden. Om zettingssprongen op te nemen die vaak optreden bij de overgangsconstructies bieden voorgespannen elementen wel voordelen. Een voorgespannen element kan deze zettingssprong als het ware overbruggen. De elementen moeten hier dan wel op worden gedimensioneerd.

In de berekening is ook gekeken naar de maximale kanteling die een element kan ondergaan. Dit blijkt in de ordegröte te liggen van 1 á 2cm over een elementlengte. Dit lijkt weinig, maar de tunnelconstructie is zo stijf dat grote torsiekrachten op de tunnel moeten werken om deze kanteling ook werkelijk te krijgen. De kanteling die is berekend in de zettingsberekening zal in werkelijkheid door de grote torsiestijfheid zal de tunnel worden herverdeeld.

Tevens is bij de berekeningen aangenomen dat de dwarsdoorsnede van de tunnel in het geheel niet vervormd. In werkelijkheid zal dit waarschijnlijk wel in zeer beperkte mate gebeuren. Een geringe vervorming van de constructie leidt al tot aanmerkelijk grotere kantelingscapaciteit. Zoals te verwachten is kan een voorgespannen element een iets grotere kanteling opnemen dan losse moten, maar het effect van de voorspanning is maar zeer beperkt.

Na combinatie van de zettings- en vervormingsgegevens is gebleken dat de optredende zettingsverschillen bij de overgang van sleuf tussen damwanden naar sleuf met natuurlijke taluds op te nemen zijn. Om de zettingsverschillen bij de zuidelijke overgangsconstructie op te nemen is besloten hier een voeg te maken die enige verticale verschuiving toelaat. Bij de noordelijke overgangsconstructie is dat niet mogelijk in verband met een teenconstructie die hier aanwezig is (zie deelrapport 1). Hier zal een relatief kort voorgespannen element de zettingssprong overbruggen.

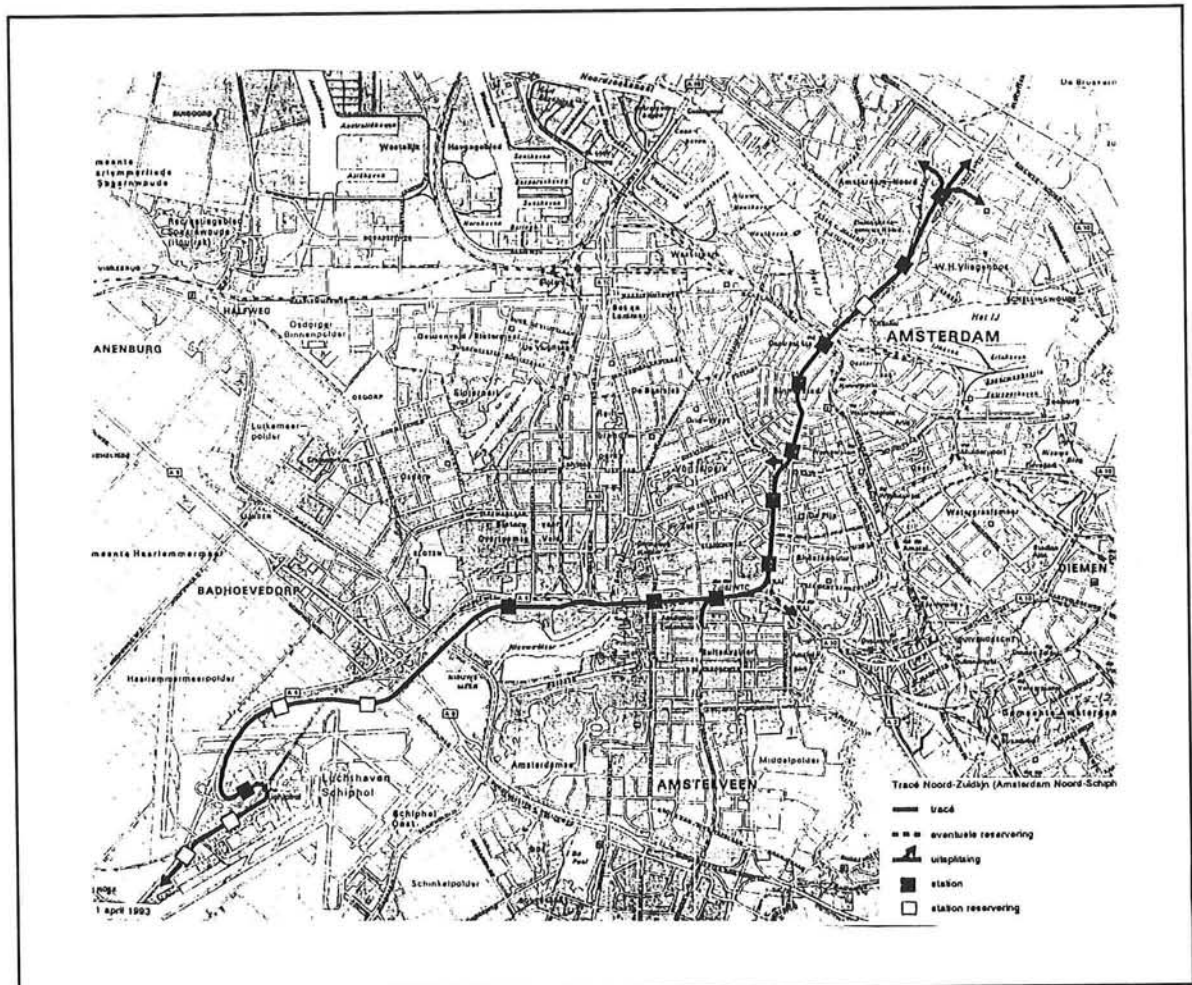
De conclusie is dat het mogelijk is de tunnel op normale wijze af te zinken op een onderspoellaag van zand bij toepassing van een zinksleuf deels tussen damwanden, een aanvulling met uitkomende grond of materiaal met een gelijk volumiek gewicht en nauwkeurige uitvoering zoals het goed slibvrij maken van de zinksleuf vlak voor het afzinken.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD	iii
SAMENVATTING	v
1 INLEIDING	1
2 GEOTECHNISCHE SITUATIE OP DE TUNNELLOCATIE	5
2.1 Inleiding	5
2.2 Laagstructuur van de 3 ^e geul	5
2.3 Grondparameters	7
2.3.1 Parameters voor de handberekening	7
2.3.2 Parameters van het ontwerp bureau Noord-Zuidlijn	11
2.3.3 Parameters OMEGAM	13
2.3.4 De resulterende parameterset	15
2.3.5 Spreiding van de parameters	17
3 WERKWIJZE BIJ DE ZETTINGSBEREKENINGEN	19
3.1 Inleiding	19
3.2 Bekeken alternatieven voor de zinksleuf en de aanvulling	19
3.3 Optredende zettingen	21
3.3.1 Zettingen die optreden in de ondergrond	21
3.3.2 Zettingen die optreden in de onderspoellaag	25
4 HANDBEREKENING VAN DE ZETTINGEN	27
4.1 Inleiding	27
4.2 Berekeningsmethode	27
4.2.1 De invoer	27
4.2.2 Berekening van de zettingen	29
4.2.3 Spanningspreiding	29
4.2.4 Schematisering van de zinksleuf	31
4.3 Resultaten	33
5 ZETTINGSBEREKENING MET MZET	35
5.1 Inleiding	35
5.2 Berekeningsmethode	35
5.3 De invoer	37
5.4 Aanpak van de zettingsberekening met MZET	39
5.4.1 Een in de tijd stapsgewijze aanpak	39
5.4.2 Gescheiden aanpak met horizontale bodem	39
5.4.3 Gescheiden aanpak met zinkprofiel als bodem	43
5.5 Gevoeligheid van de zettingsberekening	45
5.6 Resultaten van de zettingsberekening	51
5.7 Bepaling van de kanteling van de tunnel	57

6	ZETTING VAN DE ONDERSPOELLAAG	61
6.1	Inleiding	61
6.2	Effect op de zetting van de tunnel	61
6.3	Effect op de kanteling van de tunnel	63
7	VERVORMINGSCAPACITEIT VAN DE CONSTRUCTIE	65
7.1	Inleiding	65
7.2	Aannamen	67
7.3	Stap 1; vrije verplaatsingsgestuurde buigligger	69
7.3.1	Benadering 1; geen voorspanning	69
7.3.2	Benadering 2; wel voorspanning	73
7.4	Stap 2; tunnel opgebouwd uit losse moten of elementen zonder ondersteuning	77
7.4.1	Losse-moten model	79
7.4.2	Elementen model	87
7.5	Stap 3; verend ondersteunde ligger	87
7.5.1	Inleiding	87
7.5.2	Fase 1; de tunnel als verend ondersteunde ligger	89
7.5.3	Fase 2; een verend ondersteunde ligger met 1 scharnier	93
7.5.4	Fase 3; de tunnel als verend ondersteunde ligger met 2 scharnieren	95
7.6	Interpretatie van de resultaten en conclusies	97
8	GEVOLGEN VOOR DE ZINKSLEUF EN DE TUNNEL	101
8.1	Inleiding	101
8.2	Gekozen ontwerp van de zinksleuf en bijbehorende zettingen	103
8.3	Gevolgen voor het ontwerp van de tunnel en de overgangsconstructies	107
9	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	109
	LITERATUURLIJST	111

BIJLAGE 1:	Voorbeeld spreadsheetberekening
BIJLAGE 2:	Bepaling van lagenstructuur van de 3 ^e geul
BIJLAGE 3:	Betonberekening
BIJLAGE 4:	Tabel met normen TGB
BIJLAGE 5:	Parameters van het voorontwerp Noord-Zuidlijn
BIJLAGE 6:	Notities OMEGAM
BIJLAGE 7:	Boringen en sonderingen
BIJLAGE 8:	Uitkomsten van de zettingsberekening
BIJLAGE 9:	Gegevens dilatatievoegbanden



Figuur 1.1: Tracé van de Noord-Zuidlijn door Amsterdam.

1 INLEIDING

In de Randstad wordt de mobiliteit een steeds groter probleem: een sterk stijgend aantal autokilometers per jaar met bijbehorende file- en milieuproblematiek, maar ook een openbaar vervoersnetwerk dat steeds zwaarder wordt belast. De toekomst voorspelt nog veel grotere mobiliteitsgroei. De Amsterdamse regio vormt hierop geen uitzondering. Oplossingen om deze problemen het hoofd te kunnen bieden worden in Amsterdam vooral gezocht in uitbreiding van het openbaar vervoersnetwerk, zoals uitbreiding van het metro/sneltramnet. Eén van deze uitbreidingen is de Noord-Zuidlijn, die op dit moment onderwerp is van studie.

De Noord-Zuidlijn moet een verbinding gaan vormen tussen Amsterdam-Noord, het stadscentrum, Amsterdam-Zuid en Schiphol (zie figuur 1.1). De lijn krijgt overstaprelaties met de bestaande Oostlijn van de metro (die in westelijke richting zal worden uitgebreid), de sneltram naar Amstelveen, de in aanleg zijnde Ringlijn en de nieuw te bouwen IJ-rail. Hierdoor ontstaan snelle verbindingen tussen de verschillende delen van de Amsterdamse agglomeratie.

Een moeilijk onderdeel van de Noord-Zuidlijn vormt het deel in de nabijheid van het Centraal Station; de zogenaamde 'CS-knoop'. De lijn kruist daar ondergronds, vanuit het centrum van de stad gezien, de bestaande metro-Oostlijn, het Centraal Station en de nog te bouwen IJ-rail, waarna de lijn onder het IJ doorgaat. Onder of nabij het Centraal Station moet een ondergronds station komen met snelle overstapmogelijkheden naar het ter plaatse aanwezige overige openbaar vervoer.

In deze studie wordt een ontwerp gemaakt voor een afgezonken tunnel voor de kruising van de Noord-Zuidlijn met het IJ. In deelrapport 1 is de globale engineering van de tunnel gedaan: tracerings, dwarsprofiel van de tunnel, aansluiting op de overgangsconstructies, het bouwdoek e.d. Er is geconcludeerd dat het de voorkeur geniet de tunnel op staal (een zandbed dat door onderstromen wordt aangebracht) te funderen, omdat deze methode de minste hinder oplevert voor de scheepvaart, een korte uitvoeringstijd kent en het goedkoopst is, mede doordat reeds veel ervaring is opgedaan met deze techniek. Door nader onderzoek moet duidelijk worden of dit mogelijk is met het oog op maximaal toelaatbare zettingsverschillen voor de tunnelconstructie.

Het doel van dit rapport is daarom bepalen of de af te zinken tunnel op een zandbed kan worden gefundeerd als primair wordt gekeken naar de maximale zettingsverschillen die door de tunnelconstructie kan worden opgenomen.

Hiertoe worden eerst de te verwachten zettingen en zettingsverschillen bepaald. Dit wordt gedaan met handberekeningen en met het programma MZET, een programma voor zettingsberekeningen van Grondmechanica Delft. In hoofdstuk 4 wordt ingegaan op de handberekening, hoofdstuk 5 beschrijft de berekeningen met MZET. Voordat deze berekeningen kunnen worden gemaakt moeten eerst de bepalende parameters bekend zijn. Hoe deze parameters zijn bepaald wordt beschreven in hoofdstuk 2, waarna hoofdstuk 3 de algemene werkwijze voor de zettingsberekening geeft. In hoofdstuk 6 worden de zettingsberekeningen afgesloten met het berekenen van de zetting die optreedt in de onderstroomlaag van de tunnel.

Vervolgens wordt bekeken welk zettingsverschil door de tunnel kan worden opgenomen zonder dat de tunnel zijn functie verliest. Hierbij is aangenomen dat van functieverlies sprake is bij het ontstaan van lekkage door scheuren van de constructie. Hoofdstuk 7 geeft de werkwijze van de betonberekeningen en de resultaten.

Met de berekende zettingen uit de zettingsberekening en de maximaal toelaatbare verplaatsing uit de betonberekening wordt in hoofdstuk 8 worden bekeken of bij de tunnel onder het IJ mogelijke ontwerpen voor de zinksleuf zijn waarbij de optredende zettingen de maximaal toelaatbare verplaatsing niet overschrijden. In hoofdstuk 9 tenslotte volgen de conclusies en aanbevelingen.

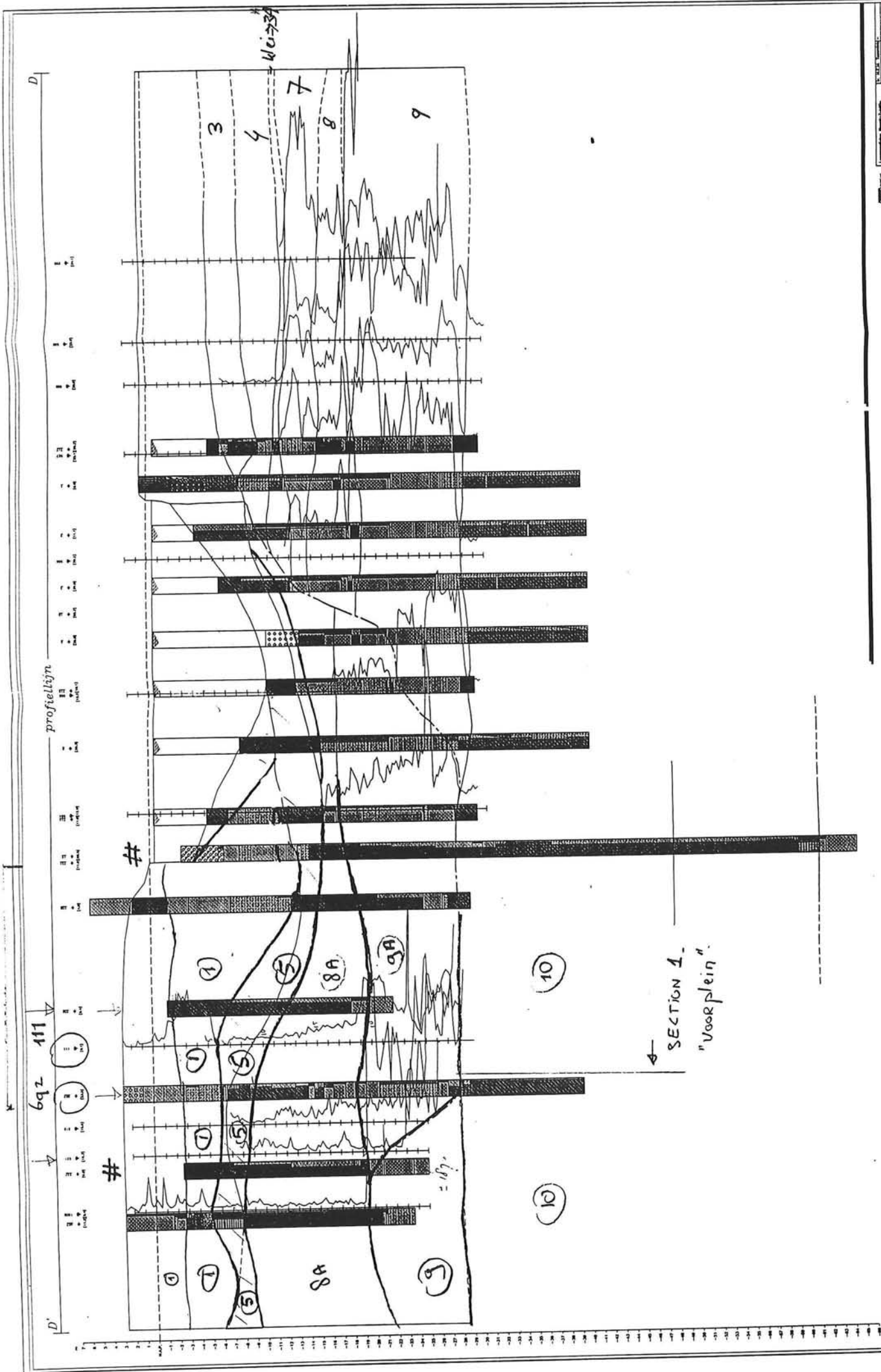


Figure 2.1

2 GEOTECHNISCHE SITUATIE OP DE TUNNELLOCATIE

2.1 Inleiding

In deelrapport 1 is al de nodige aandacht besteed aan de situatie van de bodem ter plaatse van de tunnellocatie. Bij het maken van dit deelrapport 2 waren echter meer en nieuwe bodemgegevens beschikbaar. Hieruit blijkt een andere loop van de bodemlagen in het gebied waar het kenmerkende Amsterdamse bodemprofiel is verstoord door het Oer-IJ. Dit nieuwe profiel is weergegeven in figuur 2.1. Met dikke lijnen is het profiel zelf nog iets aangepast tot het profiel dat in deze studie wordt aangehouden.

In bijlage 7 zijn de beschikbare boringen en sonderingen langs het tracé van de af te zinken tunnel opgenomen. Een aantal van deze boringen en sonderingen worden niet gebruikt door het ontwerpbureau Noord-Zuidlijn. Hierbij moet worden aangetekend dat de boringen die gemerkt zijn met een #, zijn gedaan in een tijd dat andere definities werden gehanteerd voor zand en klei dan tegenwoordig.

In dit hoofdstuk worden van de ondergrond alleen de parameters bepaald die van belang zijn voor de zettingsberekeningen. Voor meer algemene informatie over de ondergrond wordt verwezen naar deelrapport 1.

De zettingsberekeningen worden gedaan met een parameterset die is samengesteld uit drie andere parametersets. Eén hiervan is zelf samengesteld, mede omdat bij de aanvang van de berekeningen de twee andere sets nog niet beschikbaar waren. Set twee bestaat uit de parameters die door het ontwerpbureau van de Noord-Zuidlijn worden gebruikt bij het maken van het voorontwerp. Set drie tenslotte is samengesteld uit bodemgegevens van het bureau OMEGAM.

In §2.2 wordt allereerst geprobeerd een lagenstructuur van de 3^e geul uit de beschikbare boringen en sonderingen te distilleren. Dit wordt gedaan omdat uit de sonderingen een zekere overeenstemming in het verloop van de conusweerstand naar voren komt. Door betere lokalisering van de slappe lagen in de 3^e geul kunnen nauwkeuriger zettingsberekeningen worden gedaan en kunnen mogelijk ook voorspellingen worden gedaan over het verloop van de lagen dwars op de doorsnede van figuur 2.1. Hiermee kunnen zettingsverschillen in de breedterichting van de tunnel worden bepaald. In §2.3 worden vervolgens de verschillende parametersets vastgesteld.

2.2 Laagstructuur van de 3^e geul

De bepaling van de laagstructuur vindt plaats in bijlage 2. Om te komen tot een soort laagopbouw van de 3^e geul zijn eerst bij de beschikbare sonderingen de pieken en dalen (hoge en lage conusweerstand) met elkaar vergeleken. Wat opvalt is dat de sonderingen qua vorm een zekere overeenkomst vertonen, maar dat de bijbehorende conusweerstand sterk verschillen. Zo zit bijvoorbeeld bij de meeste sonderingen op N.A.P. - 25/-26m een piek, maar met een variatie van de conusweerstand van 6 tot 30 N/mm². Daarom zijn eerst op basis van de vorm van de sonderingen 13 lagen vastgesteld. Vervolgens is per sondering bepaald welke van deze lagen bij deze specifieke sondering

laag nr.	benaming	grondsoort	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C [-]	C_p [-]	C_s [-]	A [-]	A_p [-]	A_s [-]	C_v [m ² /s]	Stijg- hoogte (m NAP)
0	bodem- laag	slib	-	13											
1A	ophoging CS	matig grof zand	16	18											
3A		klei		16											
4	wadafzet- ting	klei/zand		17											
5	1° geul	matig vaste klei		16											
7	1° zand- laag	zand	18	20											
8	tussen- laag (alleröd)	zand- en kleilaagjes		19	300	600	2400	1500	3000	12000	1500	3000	12000	1	-0.4
8A	2° geul	klei met zandlaagjes		18											
9	2° zand- laag	zand	18	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-0.4
9A	3° geul	zand met kleilaagjes		19	400	800	3200	2000	4000	16000	2000	4000	16000	1	-0.4
10	Eemklei	vaste klei met wat zandlaagjes		18	18	36	144	90	180	720	90	180	720	8e-8	-0.4
11	3° zand- laag	grof zand		20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-0.4

Tabel 2.1: Parameterset van de handberekening.

zijn te identificeren. Tenslotte zijn in een tabel per laag de gegevens opgenomen die van deze 13 lagen uit de sonderingen en boringen te halen zijn. Met deze tabel is het verloop van de lagen bepaald en is per laag de grondsoort bepaald. In figuur 2.2 is dit verloop weergegeven. De conusweerstand is per laag niet constant aangenomen, maar kan in lengterichting van de tunnel iets variëren.

2.3 Grondparameters

Voor de zettingsberekening moeten de volgende parameters bekend zijn:

- De natte volumieke gewichten van de grondlagen om de korrelspanningen te bepalen.
- De samendrukkingscoëfficiënten van de grondlagen vóór en na de grensspanning.
- De zwelcoëfficiënten van de grondlagen.
- De consolidatiecoëfficiënten van de grondlagen.
- De stijghoogten in de grondlagen.

In deze paragraaf wordt aangegeven hoe voor deze parameters de definitieve set is samengesteld. Begonnen wordt in §2.3.1 met de zelf bepaalde parameters. Deze parameters zijn in principe voldoende om de handberekening uit te kunnen voeren. Voor het gebruik van MZET moeten meer parameters bekend zijn. Bovendien zijn de zelf bepaalde waarden nogal grof, zodat verfijning van de gegevens gewenst is. In §2.3.2 volgen de parameters van het ontwerp bureau, die enerzijds voor sommige parameters waarden geven die nog niet zelf waren bepaald en anderzijds voor enkele parameters waarden geven die betrouwbaarder zijn dan de zelf bepaalde waarden. §2.3.3 geeft tenslotte de parameterset van OMEGAM. Hieruit kunnen wederom nog ontbrekende waarden worden gehaald. Tevens kan uit deze parameterset de spreiding van veel parameters worden vastgesteld.

2.3.1 Parameters voor de handberekening

Met de in §2.2 vastgestelde gegevens van de grondlagen, kunnen door gebruik van correlatiefuncties en tabellen andere parameters worden afgeleid.

In bijlage 4 zijn de parameters per grondsoort volgens de TGB 1986-norm [lit. 3] weergegeven. Op basis van de vastgestelde conusweerstand en grondsoorten die zijn bepaald uit de boringen, zijn met behulp van deze tabel de bijbehorende volumieke gewichten ingeschat.

Als de volumieke gewichten, de grondsoorten en de conusweerstand bekend zijn kunnen met een correlatiefunctie [lit. 3] de samendrukkingscoëfficiënten worden bepaald. Er geldt:

profiellijn

004 $\diamond$ [20.4]

004 $\diamond$ [20.0]

212 $\diamond$ [20.1][20.2]

1 $\diamond$ [4.0]

2 $\diamond$ [11.1]

004 $\diamond$ [20.2]

1 $\diamond$ [20.0]

01 $\diamond$ [20.2]

1 $\diamond$ [20.4]

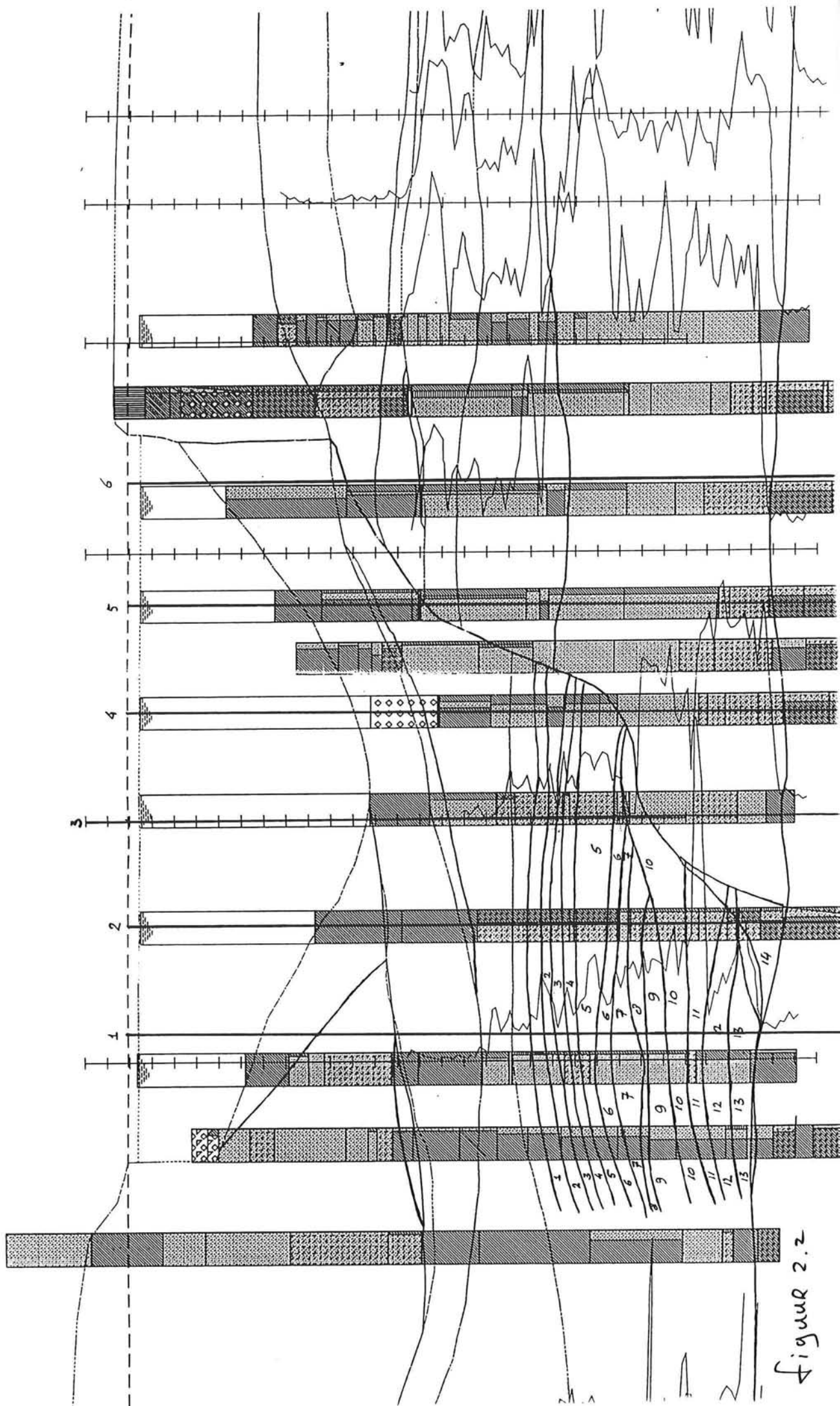
004 $\diamond$ [12.3][0.1]

1 $\diamond$ [20.3]

004 $\diamond$ [11.0][2.9]

121 $\diamond$ [11.0][20.3]

004 $\diamond$ [4.8]



figuur 2.2

$$C'_{10000} = \frac{q_c}{\beta * \sigma'_i} \quad (2.1)$$

waarin:

- C'_{10000} = Algemene samendrukkingscoëfficiënt van Koppejan na de grensspanning op een bepaalde diepte [-]
 q_c = Conusweerstand [kPa]
 β = Coëfficiënt; zie tabel 2.2 [-]
 σ = Initiële verticale korrelspanning of effectieve terreinspanning op die diepte [kPa]

Grondsoort	Coëfficiënt β
grof zand	0,05 - 0,1
fijn zand	0,15 - 0,3
zandige klei	0,2 - 0,4
pure klei	0,4 - 0,8
veen	0,8 - 1,6

Tabel 2.2: β -waarden behorend bij verschillende grondsoorten.

Voor de aldus bepaalde waarden van C' zijn waarden voor C'_p en C'_s bepaald volgens:

$$\frac{1}{C'} = \frac{1}{C'_p} + \frac{4}{C'_s} \quad \text{en met de aanname dat geldt:}$$

$$\frac{1}{C'_p} = \frac{4}{C'_s}$$

volgt hieruit: $C'_p = 2C'$ en $C'_s = 8C'$. Hierin zijn:

- C'_p : Primaire samendrukkingscoëfficiënt vóór de grensspanning
 C'_s : Secundaire samendrukkingscoëfficiënt vóór de grensspanning

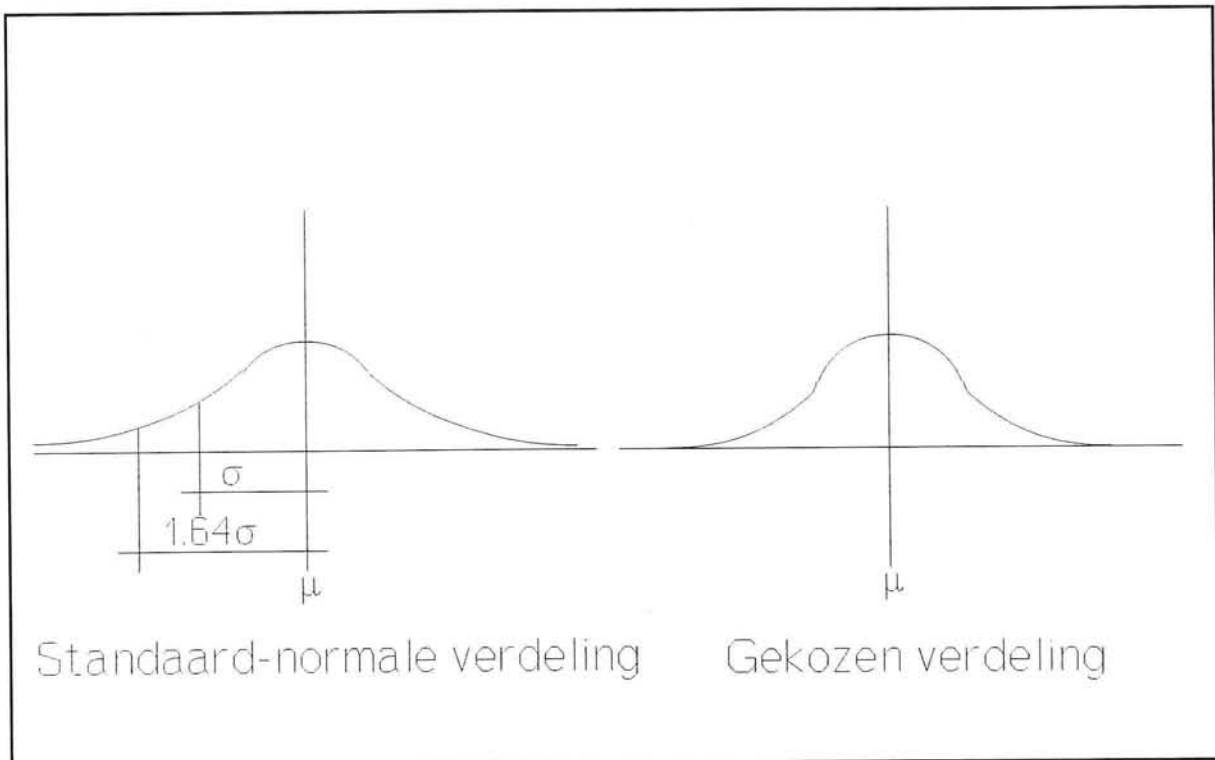
Daarnaast is aangenomen dat $C = 5C'$, waaruit volgt dat $C_p = 10C'$ en $C_s = 40C'$, en tevens is aangenomen dat geldt $A_p = C_p$ en $A_s = C_s$. Hierin zijn:

- C_p : Primaire samendrukkingscoëfficiënt na de grensspanning
 C_s : Secundaire samendrukkingscoëfficiënt na de grensspanning
 A_p : Primaire zwelcoëfficiënt
 A_s : Secundaire zwelcoëfficiënt

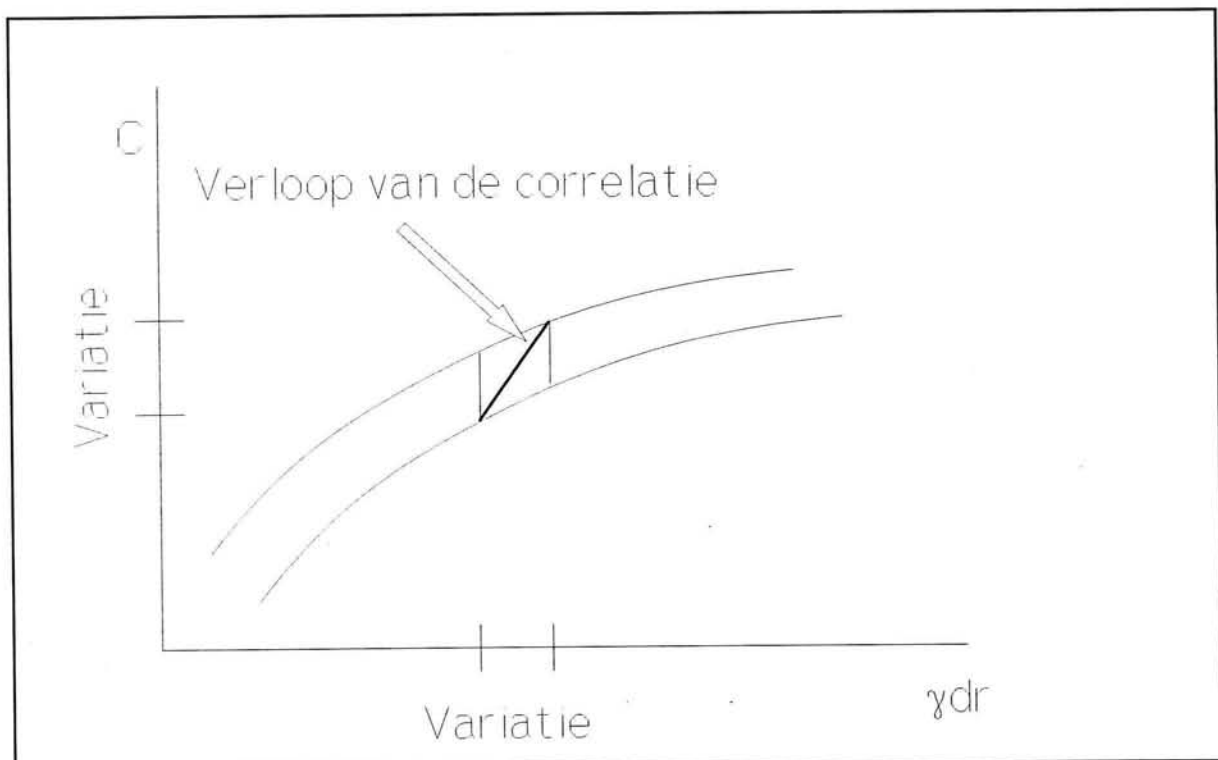
Bij het bepalen van de parameters is een optimistisch en een pessimistisch scenario gehanteerd. Het verschil tussen deze twee wordt bepaald door verschillende inschattingen van de β - en q_c -waarden.

De waarden voor samendrukkingscoëfficiënten zijn bepaald met de spreadsheet waarmee de handberekening is gedaan. Zie hiervoor hoofdstuk 4.

In tabel 2.1 worden de waarden gegeven die na deze eerste stap zelf zijn bepaald. De waarden van de samendrukkingscoëfficiënten zijn de gemiddelden van de waarden uit



Figuur 2.3: Standaard normale verdeling en aangenomen verdeling van de parameters.



Figuur 2.4: Correlatiegrafiek van volumieke gewichten en samendrukbaarheidscoëfficiënten.

het positieve en negatieve scenario. In de handberekening wordt alleen gewerkt met de samendrukkingscoëfficiënten van de lagen onder de tunnel, zodat alleen hiervan de waarden berekend zijn. Voor de stijghoogte is in deze stap aangenomen dat deze constant is over de diepte en gelijk aan de gemiddelde waterstand van het IJ. De waarde voor de consolidatiecoëfficiënt van de Eemkleilaag is overgenomen uit de handberekening in bijlage 5 van deelrapport 1 die daarin wordt bepaald met kentallen uit CUR-publicatie 162 [lit. 3]

2.3.2 Parameters van het ontwerpbureau Noord-Zuidlijn

Ten behoeve van het voorontwerp voor de Noord-Zuidlijn wordt door het ontwerpbureau een set grondmechanische parameters aangehouden zoals aangegeven in bijlage 5. De waarden van deze parameters zijn gebruikt om de waarden van parameters in tabel 2.3 te bepalen.

De samendrukkingscoëfficiënten zijn weer bepaald volgens:

$C'_p = 2C_2$ en $C'_s = 8C_2$ en $C_p = 2C_1$ en $C_s = 8C_1$. Daarnaast is aangenomen dat:

$$\frac{1}{A} = \frac{1}{A_p} + \frac{4}{A_s} \quad \text{en} \quad \frac{1}{A_p} = \frac{4}{A_s}$$

Hieruit volgt dat $A_p = 2A$ en $A_s = 8A$

De C_v -waarden zijn met een benaderingsmethode berekend. Er geldt:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w(m_v + n\beta)} \quad \text{Hierin is:}$$

- k = Doorlatendheidscoëfficiënt [m/s]
- γ_w = Volumieke massa water [kN/m³]
- m_v = Samendrukbaarheid korrelskelet [m²/kN]
- n = Porositeit [-]
- β = Samendrukbaarheid van het water [m²/kN]

Om de C_v -waarde te bepalen wordt uitgegaan van lineair-elastisch gedrag. Dit is alleen correct bij kleine spanningsverhogingen. Hoewel deze aanname in dit geval waarschijnlijk niet juist is, kan het wel worden toegepast om de orde van grootte van C_v te bepalen. Er geldt:

$$\sigma' = -(K + \frac{4}{3}G)\epsilon$$

en tevens:

$$\epsilon = -m_v \sigma'$$

Hieruit volgt:

$$m_v = \frac{1}{K + \frac{4}{3}G}$$

laag nr.	benaming	grondsoort	γ_d kN/m ³	γ_n kN/m ³	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C [-]	C_p [-]	C_s [-]	A [-]	A_p [-]	A_s [-]	C_v [m ² /m]	Stijg- hoogte (m NAP)
0	bodem- laag	slib													-0.4
1A	ophoging CS	matig grof zand	15	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5e-1	-0.4
3A		klei		15	10	(20)	(80)	25	(50)	(200)	50	(100)	(400)	1e-7	-0.4
4	wadafzet- ting	klei/zand		17	20	(40)	(160)	50	(100)	(400)	100	(200)	(800)	5e-5	-0.4
5	1° geul	matig vaste klei		15.5	10	(20)	(80)	25	(50)	(200)	50	(100)	(400)	5e-7	-0.4
7	1° zand- laag	zand		20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5e-1	-0.4
8	tussen- laag (alleröd)	zand- en kleilaagjes		19	40	(80)	(320)	80	(160)	(640)	200	(400)	(1600)	1e-4	-0.4
8A	2° geul	klei met zandlaagjes		18	40	(80)	(320)	80	(160)	(640)	200	(400)	(1600)	1e-4	-0.4
9	2° zand- laag	zand		20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-0.4
9A	3° geul	zand met kleilaagjes		20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1e-2	-0.4
10	Eemklei	vaste klei met wat zandlaagjes		17	18	(36)	(144)	40	(80)	(160)	75	(150)	(600)	1e-6	-0.4/-4.3
11	3° zand- laag	grof zand												1	-4.3

Tabel 2.3: Parameterset van het ontwerp bureau Noord-Zuidlijn.

(..): Deze waarden zijn bepaald uit de parameters via $1/C^{(t)} = 1/C_p^{(t)} + 4/C_s^{(t)}$ en $1/C_p^{(t)} = 4/C_s^{(t)}$

De grootheden K en G kunnen worden uitgedrukt in E en ν volgens:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \text{ en } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Als nu de samendrukbaarheid van het water wordt verwaarloosd kan C_v worden uitgedrukt in de grootheden k , E , ν , en γ_w .

$$C_v = \frac{kE(1-\nu)}{\gamma_w(-2\nu^2 - \nu + 1)}$$

De waarden voor E , ν zijn uit bijlage 5 gehaald. Voor de k -waarden is aangenomen:

$k_{\text{grot zand}}$	$= 10^{-3}$ (laag 1A, 9 en 11)
$k_{\text{fijn zand}}$	$= 10^{-4}$ (laag 7)
$k_{\text{zand/klei}}$	$= 10^{-6}$ (laag 9A)
$k_{\text{klei/zand}}$	$= 10^{-7}$ (laag 4, 8, 8A)
k_{klei}	$= 10^{-9}$ (laag 3A, 5, 10)

De parameters voor de zettingsberekening worden gegeven in tabel 2.3. Voor laag 3A is aangenomen dat hiervoor dezelfde waarden gelden als voor laag 3 (oude zeeklei) uit bijlage 5. De waarden voor de stijghoogten zijn gebaseerd op een andere notitie van het ontwerp bureau (zie bijlage 5). Een kleinere stijghoogte veroorzaakt een hogere grensspanning en heeft daardoor een verkleinend effect op de zettingen. Voor de stijghoogte in de 3^e zandlaag is daarom de veilige waarde van NAP -4,3 m genomen. Voor de stijghoogte in de 1^e en 2^e zandlaag is aangenomen dat ter plaatse van het IJ de stijghoogten sterk door het IJ worden bepaald. Veiligheidshalve is daarom aangenomen dat de stijghoogte in deze lagen gelijk is aan de gemiddelde grondwaterstand. Voor de stijghoogte in de Eemklei is aangenomen dat deze lineair verloopt tussen NAP -0.4 m en -4.3 m.

2.3.3 Parameters OMEGAM

In bijlage 6 zijn 2 notities opgenomen van OMEGAM waaruit ook een parameterset kan worden samengesteld. Het betreft hier adviseringen van Omegam voor het ontwerp van de Noord-Zuidlijn. Bijlage 6 geeft de belangrijke onderdelen van deze notities.

Notitie 1 geeft parameters voor de lagen A.A.I, A.A.II en A.A.III. Het betreft hier de 1^e, 2^e en 3^e geul zoals die in het oude bodemprofiel waren bepaald (zie figuur b.7.1).

In notitie 2 worden parameters voor de lagen van het kenmerkende Amsterdamse profiel gegeven. Belangrijk verschil tussen deze gegevens en die van het voorontwerp is dat nu de waarden voor C'_p , C'_s , C_p en C_s apart zijn gegeven. Tevens is de spreiding van deze parameters gegeven. Wat echter opvalt is dat OMEGAM voor de eindzetting een C' -waarde berekent volgens de formule:

$$\frac{1}{C'_{10000}} = \frac{1}{C'_p} + \frac{x}{C'_s}$$

waarin voor x per laag een andere waarde wordt ingevuld. Meestal geldt $x = \pm 2$. Volgens OMEGAM wordt het specifieke gedrag van de Amsterdamse grond zo het beste gemodelleerd. Bij het maken van berekeningen met MZET moeten waarden voor C'_p , C'_s , C_p en C_s worden ingevoerd en wordt de eindzetting berekend volgens:

laag nr.	benaming	grondsoort	γ_d kN/m ³	γ_n kN/m ³	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C [-]	C_p [-]	C_s [-]	A [-]	A_p [-]	A_s [-]	C_v [m ² /m]	Stijg- hoogte (m NAP)
0	bodem- laag	slib	6.1	13.1										1e-8	-0.4
1A	ophoging CS	matig grof zand												1e-1	-0.4
3A		klei	10.1	15.8	(7)	10	80	(27)	45	265				1e-7	-0.4
4	wadafzet- ting	klei/zand	11	16.4	(18)	25	260	(45)	70	510				1e-7	-0.4
5	1° geul	matig vaste klei												1e-6	-0.4
7	1° zand- laag	zand	16.2	19.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1e-1	-0.4
8	tussen- laag (alleröd)	zand- en kleilaagjes	14.7	18.9	(37)	60	385	(49)	80	515				5e-6	-0.4
8A	2° geul	klei met zandlaagjes	11.4	16.5										5e-6	-0.4
9	2° zand- laag	zand	15.9	19.6										5e-1	-0.4
9A	3° geul	zand met kleilaagjes	14.2	18.2										1e-2	-0.4
10	Eemklei	vaste klei met wat zandlaagjes	11.7	16.8	(18)	28	208	(35)	54	408	(114)	295	740	1e-7	-0.4/-4.3
11	3° zand- laag	grof zand												1	-4.3

Tabel 2.4: Parameterset samengesteld uit OMEGAM-gegevens

(..): Deze waarden zijn bepaald uit de parameters via $1/C^{(t)} = 1/C_p^{(t)} + 4/C_s^{(t)}$ en $1/C_p^{(t)} = 4/C_s^{(t)}$

$$\frac{1}{C'_{10000}} = \frac{1}{C'_p} + \frac{4}{C'_s}$$

Daarom worden de waarden voor C'_s en C_s uit de OMEGAM-lijst vermenigvuldigd met een factor $x/4$.

Tevens zijn de natte volumieke massa's van sommige lagen anders dan die van de voorontwerp-parameterset. In de parameterset wordt voor een aantal lagen waarden voor C_v gegeven. Voor de Eemkleilaag is gegeven $C_{v,ta} = 2,9 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ en $C_{v,sam} = 7,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Op basis hiervan is voor de Eemkleilaag aangenomen dat $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Van lagen waar de C_v -waarden niet gegeven zijn worden wel de k -waarden gegeven (doorlatendheidscoëfficiënten). Met de methode uit §2.3.2 kunnen nu de C_v -waarden met grotere nauwkeurigheid worden berekend. De parameters voor de zettingsberekening worden weergegeven in tabel 2.4. De parameters die in notitie 1 aan laag A.A.I (de 1^e geul) worden toegekend, worden geacht bij laag 0 te horen omdat in het oude bodemprofiel laag A.A.I vooral deze bodemlaag 0 bevatte.

2.3.4 De resulterende parameterset

Op basis van de drie parametersets die gegeven zijn in tabellen 2.1, 2.3 en 2.4, kan een definitieve parameterset worden samengesteld die alle waarden bevat van de parameters die noodzakelijk zijn voor de zettingsberekening. De definitieve set is gegeven in tabel 2.5. Bij het samenstellen is als volgt te werk gegaan:

- **volumieke gewichten:**

De waarden uit de OMEGAM-set worden gekozen en waar de OMEGAM-set geen waarden geeft, gelden de waarden uit de set van het ontwerpbureau. Uitzondering vormen de waarden voor laag 8A en 9A. Deze zijn in de OMEGAM-set wel erg laag en omdat deze nog gebaseerd zijn op het oude bodemprofiel, is besloten de waarden voor deze lagen uit de drie sets te middelen.

- **samendrukkingscoëfficiënten:**

De waarden uit de OMEGAM-set worden gekozen en waar de OMEGAM-set geen waarden geeft gelden de waarden uit de set van het ontwerpbureau. Bij de OMEGAM waarden zijn de C' - en de C -waarden bepaald uit de C'_p -, de C'_s -, de C_p - en de C_s -waarden. Voor laag 9A zijn de waarden van de handberekening overgenomen.

- **zwelcoëfficiënten:**

Van laag 9A zijn de samendrukkingscoëfficiënten uit de handberekening-set afkomstig en is aangenomen dat geldt $A_p = C_p$ en $A_s = C_s$. Voor de Eemkleilaag worden waarden voor de zwelcoëfficiënten gegeven in de OMEGAM-set en de A -waarde is hiervoor weer bepaald uit A_p en A_s . Voor de overige lagen zijn de waarden afkomstig uit de ontwerpbureau-set.

- **consolidatiecoëfficiënten:**

Deze zijn alle geselecteerd uit de OMEGAM-set.

laag nr.	benaming	grondsoort	γ_d kN/m ³	γ_n kN/m ³	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C [-]	C_p [-]	C_s [-]	A [-]	A_p [-]	A_s [-]	C_v [m ² /m]	Stijg- hoogte (m NAP)
0	bodem- laag	slib	6.1	13.1	10	(20)	(80)	25	(50)	(200)	50	(100)	(400)	1e-8	-0.4
1A	ophoging CS	matig grof zand	15	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1e-1	-0.4
3A		klei	10.1	15.8	(7)	10	80	(27)	40	265	50	(100)	(400)	1e-7	-0.4
4	wadafzet- ting	klei/zand	11	16.4	(18)	25	260	(45)	70	510	100	(200)	(800)	1e-7	-0.4
5	1° geul	matig vaste klei	?	15.5	10	(20)	(80)	25	(50)	(400)	50	(100)	(400)	1e-6	-0.4
7	1° zand- laag	zand	16.2	19.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1e-1	-0.4
8	tussen- laag (alleröd)	zand- en kleilaagjes	14.7	18.9	(37)	60	385	(49)	80	515	200	(400)	(1600)	5e-6	-0.4
8A	2° geul	klei met zandlaagjes	?	18	40	(80)	(320)	80	(160)	(640)	200	(400)	(1600)	5e-6	-0.4
9	2° zand- laag	zand	15.9	19.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5e-1	-0.4
9A	3° geul	zand met kleilaagjes	?	19	400	800	3200	2000	4000	16000	2000	4000	16000	1e-2	-0.4
10	Eemklei	vaste klei met wat zandlaagjes	11.7	16.8	(18)	28	208	(35)	54	408	(114)	295	740	1e-7	-0.4/-4.3
11	3° zand- laag	grof zand	?	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-4.3

Tabel 2.5: Definitieve parameterset voor de zettingsberekening.

(..): Deze waarden zijn bepaald uit de parameters via $1/C^{(t)} = 1/C_p^{(t)} + 4/C_s^{(t)}$ en $1/C_p^{(t)} = 4/C_s^{(t)}$

2.3.5 Spreiding van de parameters

In de notities van OMEGAM in bijlage 6 zijn voor de meeste parameters de gemiddelde waarden en de bijbehorende standaardafwijking gegeven. Met deze informatie kan nu per parameter een bandbreedte worden gegeven die wordt begrensd door een maximale en een minimale waarde die een bepaalde kans hebben om te worden overschreden respectievelijk te worden onderschreden.

Een veel gebruikte bandbreedte is die waarbij geldt $\mu - 1.64\sigma \leq \text{parameter} \leq \mu + 1.64\sigma$ (zie figuur 2.3). Hierbij is μ de gemiddelde waarde en σ de standaardafwijking behorend bij de parameter. Als de parameter kan worden beschouwd als een standaard-normaal verdeelde stochast geldt bij deze bandbreedte een overschrijdingskans en een onderschrijdingskans van 5%. De bandbreedte is dus het 90%-betrouwbaarheidsgebied.

Een andere gebruikte bandbreedte is die waarbij geldt $\mu - \sigma \leq \text{parameter} \leq \mu + \sigma$ (zie figuur 2.3). Bij een standaard-normaal verdeelde stochast geldt nu een overschrijdingskans en een onderschrijdingskans van 15%. De bandbreedte is nu dus het 70%-betrouwbaarheidsgebied.

De bandbreedte van de parameters voor de zettingsberekening zal worden bepaald volgens $\mu - \sigma \leq \text{parameter} \leq \mu + \sigma$. De reden hiervoor is de aanname dat de betreffende parameters niet geheel standaard-normaal verdeeld zijn. Een standaard-normale verdeling heeft namelijk twee lange 'staarten'; uitlopers in positieve en negatieve richting. Het is aannemelijk dat dit in werkelijkheid niet het geval zal zijn. Als bijvoorbeeld gekeken wordt naar de waarden van de parameter $1/C'_p$ van de Eemkleilaag dan blijkt: $\mu = 0.0354$, $\sigma = 0.0208$ en $\mu - 1.64\sigma = 0.0013$. De bovengrens van C'_p zou dan ca. 775 bedragen. Dit is niet erg aannemelijk. Aangenomen is dan ook dat de verdeling van de parameters er ongeveer uitziet zoals aangegeven in figuur 2.3. De gekozen bandbreedte $\mu - \sigma \leq \text{parameter} \leq \mu + \sigma$ is dan een realistische en de overschrijdingskans respectievelijk de onderschrijdingskans zal beduidend lager liggen dan 15%.

Er bestaat een correlatie tussen het volumiek gewicht en de samendrukkingscoëfficiënt van de grond. Deze correlatie is kwalitatief weergegeven in figuur 2.4. Hieruit kan worden afgeleid dat bij spreiding van de parameters, bij de ondergrens van het volumiek gewicht ook de ondergrens van de samendrukkingscoëfficiënt moet worden genomen. In tabel 2.6 worden van de lagen de waarden van de gemiddelde volumieke gewichten, C'_p , C'_{sr} , C_p en C_s en hun boven- en ondergrenzen gegeven.

laag nr.	benaming	grondsoort	spreiding	γ_n [kN/m ³]	C' [-]	C'_p [-]	C'_s [-]	C [-]	C_p [-]	C_s [-]	A [-]	A_p [-]	A_s [-]
0	bodem-laag	slib	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	12 13,1 14	10	(20)	(80)	25	(50)	(200)	50	(100)	(400)
1A	ophoging CS	matig grof zand	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3A		klei	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	14.6 15.8 17	(5) (7) (10)	8 10 14	55 80 130	(18) (25) (48)	30 40 70	170 265 590	50	(100)	(400)
4	wadafzetting	klei/zand	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	15 16.4 17.8	(12) (18) (38)	18 25 50	160 260 630	(29) (45) (113)	46 70 150	300 510 1800	100	(200)	(800)
5	1° geul	matig vaste klei	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	15.5	10	(20)	(80)	25	(50)	(200)	50	(100)	(400)
7	1° zand-laag	zand	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	18.2 19.7 21.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	tussen-laag (al-leröd)	zand en kleilaagjes	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	17.4 18.9 20.4	(21) (37) (106)	35 60 150	220 385 1430	(33) (49) (101)	55 80 165	340 515 1050	200	(400)	(1600)
8A	2° geul	klei met zandlaagjes	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	18	40	(80)	(320)	80	(160)	(640)	200	(400)	(1600)
9	2° zand-laag	zand	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	19.2 19.6 20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9A	3° geul	zand met kleilaag	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	19	400	800	3200	2000	4000	16000	2000	4000	16000
10	Eemklei	vaste klei met wat zandlaagjes	$\mu-\sigma$ μ $\mu+\sigma$	15.9 16.8 17.7	(12) (18) (41)	18 28 70	140 208 400	(22) (35) (92)	33 54 145	255 408 1000	(74) (114) (249)	205 295 525	460 740 1900

Tabel 2.6: Spreiding van de definitieve parameterset.

(..): Deze waarden zijn bepaald uit de parameters via $1/C^{(t)} = 1/C^{(t)}_p + 4/C^{(t)}_s$ en $1/C^{(t)}_p = 4/C^{(t)}_s$.

3 WERKWIJZE BIJ DE ZETTINGSBEREKENINGEN

3.1 Inleiding

De te verwachten zettingen bij het baggeren van de sleuf en het weer aanvullen na enige tijd, zijn met twee methoden bepaald. Ten eerste een 'handberekening'; een spreadsheet is gemaakt waarmee zettingen kunnen worden berekend. Ten tweede zijn berekeningen gedaan met het programma MZET, een programma dat is ontwikkeld door Grondmechanica Delft.

In dit hoofdstuk wordt eerst ingegaan op de verschillende varianten waarvoor de berekeningen zijn uitgevoerd. Daarna wordt ingegaan op de mechanismen die de zettingen veroorzaken en de bijbehorende formules.

3.2 Bekeken alternatieven voor de zinksleuf en de aanvulling

Er zijn voor de zinksleuf twee mogelijkheden bekeken: een zinksleuf met natuurlijke taluds en een zinksleuf met verticale taluds, dus begrensd door damwanden. Bij natuurlijke taluds is uitgegaan van een helling van 1:4, wat een redelijk gangbare helling is. Gezien de sterk wisselende grondslag is het echter mogelijk dat met een kleinere helling gewerkt moet worden.

Voor de berekening is het zinktracé verdeeld in 6 raaien die ca. 50 m uit elkaar liggen. De raaien zijn aangegeven in figuur 2.2. Per raai zijn voor vijf varianten de te verwachten zettingen berekend:

- **Een zinksleuf met natuurlijke taluds en een aanvulling van zand.**

In deze variant wordt ervan uitgegaan dat er in het geheel geen grond wordt hergebruikt die uit de sleuf wordt gebaggerd. De sleuf wordt aangevuld met zand dat een natte volumieke massa heeft van 20 kN/m^3 . Dit is een erg ongunstige situatie. Financieel omdat het veel grondtransport inhoudt, maar ook voor de te verwachten zettingen omdat de massa van de aanvulling aanmerkelijk groter is dan de massa van de oorspronkelijke grond.

- **Een zinksleuf met natuurlijke taluds en het terugbrengen van de uitgekomen grond, exclusief de bovenste 4 meter.**

In plaats van de eerste variant wordt nu de grond die uit de sleuf is gebaggerd wel teruggebracht als aanvulling. Omdat de bovenste 4 m van de originele bodem is vervuild (hoofdstuk 3 van deelrapport 1) kan deze grond niet worden teruggebracht. Deze 4 m wordt aangevuld met zand met een volumiek gewicht van 20 kN/m^3 .

- **Een zinksleuf met natuurlijke taluds en het terugbrengen van de uitgekomen grond, of een vervangend licht materiaal.**

Nu is aangenomen dat alle uitkomende grond kan worden gebruikt om de sleuf aan te vullen of dat een materiaal met een gelijke natte volumieke massa wordt gebruikt om de sleuf aan te vullen. Als vervangend materiaal kan dan bijvoorbeeld gedacht worden aan geëxpandeerde kleikorrels die worden afgedekt met een laag zand.

○ **Een zinksleuf tussen damwanden en een aanvulling met zand.**

Nu wordt in plaats van natuurlijke taluds uitgegaan van een zinksleuf met verticale taluds. Dit heeft een zeer duidelijke beperking van de optredende zettingen tot gevolg omdat door de geringe breedte van de sleuf de dieptedoorwerking van spanningwijzigingen op bodemniveau gering is. De aanvulling vindt weer plaats met zand met $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$.

○ **Een zinksleuf tussen damwanden en het terugbrengen van de uitgekomen grond, of een vervangend licht materiaal.**

Een sleuf tussen damwanden en de sleuf volledig aanvullen met uitgekomen grond, of een vervangend materiaal met een gelijk nat volumiek gewicht.

De variant van een zinksleuf tussen damwanden en het terugbrengen van de uitgekomen grond exclusief de bovenste 4 m is niet uitgewerkt, omdat dit weinig verschilt met een volledige aanvulling van zand. Tussen de damwand en de tunnel hoeft immers weinig te worden aangevuld, de aanvulling komt in dit geval op de tunnel. De tunnel heeft echter bijna nergens een dekking die groter is dan 4 m, zodat in beide varianten de dekking uit zand bestaat.

Tevens moet worden bedacht dat bij een zinksleuf tussen damwanden ook na afvoeren van de bovenste 4 m grond nog voldoende grond resteert om de sleuf na afzinken aan te vullen. De tunnel inclusief onderspoeling neemt nu immers een groot deel van de aan te vullen sleuf in.

3.3 Optredende zettingen

De optredende zetting kan worden gesplitst in twee delen. Het eerste deel wordt gevormd door de vervorming van de bodem onder de tunnel, het tweede deel wordt veroorzaakt door vervorming van het zandbed dat door onderstromen onder de tunnel is aangebracht.

3.3.1 *Zettingen die optreden in de ondergrond*

Als de zinksleuf is gebaggerd neemt de korrelspanning onder de sleuf af. In zandige grond zal dit praktisch direct plaatsvinden omdat deze gronden goed draineren. In kleigrond treedt een (de-)consolidatieproces op. De totale spanningsverlaging wordt eerst opgenomen door het water in de grond: er ontstaat onderdruk. Hierdoor wordt water aangezogen, wat een tijdsafhankelijk proces is. Als de deconsolidatie ten einde is, is de waterdruk weer hydrostatisch (bij de aanname dat er geen grondwaterstroming plaatsvindt) en is de totale spanningsverlaging verdisconteerd in de korrelspanningsverlaging. In formulevorm geldt $\sigma_0 = \sigma'_0 + p$, hierin is:

σ_0	=	verticale normaalspanning op $t=0$ [kN/m^2]
σ'_0	=	korrelspanning of effectieve spanning op $t=0$ [kN/m^2]
p_0	=	hydrostatische waterspanning [kN/m^2]

Op $t=0$ geldt de uitgangssituatie vóór de zinksleuf is gebaggerd. Op $t=t$ is de sleuf gebaggerd. Er geldt dan $\sigma_0 - \Delta\sigma = \sigma'_0 + p_t$, waarin $p_t = p_0 - \Delta\sigma$. Op $t=T$ is consolidatiegraad 100%. Er geldt dan $\sigma_0 - \Delta\sigma = \sigma'_T + p_0$, waarin $\sigma'_T = \sigma'_0 - \Delta\sigma$.

Door de verlaging van de korrelspanning treedt zwel op. Dit is een nagenoeg elastische vervorming, veroorzaakt door volumevergroting van de korrels en het water. Het korrelskelet zal bijna niet vervormen door verandering in de structuur. De zwel is dan ook gering omdat zowel de korrels als het water een lage samendrukbaarheid hebben.

Voor de zwel geldt volgens de gecombineerde formule van Buisman-Koppejan:

$$\Delta Z = d \left(\frac{U_{(t)}}{A_p} + \frac{\log t}{A_s} \right) \ln \frac{\sigma_0}{\sigma_{ter}} \quad \text{Hierin is:} \quad (3.1)$$

- ΔZ = Zwel [m]
- d = Dikte van de laag waar de zwel van berekend wordt [m]
- $U_{(t)}$ = De consolidatiegraad
- A_p = Primaire zwellingscoëfficiënt
- A_s = Secundaire zwellingscoëfficiënt
- t = Tijd dat de ontlasting aanwezig is [dagen]
- σ_0 = Korrelspanning na ontlasten en volledige deconsolidatie [kN/m^2]¹
- σ_{ter} = Originele korrelspanning, de terreinspanning [kN/m^2]

Voor het vervolg wordt aangenomen dat σ_{ter} gelijk is aan de grensspanning (pré-consolidatiespanning). Als de sleuf weer wordt aangevuld wordt de grond samengedrukt. Bij aanvullen tot de grensspanning zal de bijbehorende zetting groter zijn dan de zwel die is opgetreden. Dit wordt veroorzaakt doordat er nu wel vervorming van de skeletstructuur optreedt. De vervorming is dus deels reversibel ('elastisch deel') en deels irreversibel ('plastisch deel'). Voor de vervorming bij belasting tot aan de grensspanning geldt:

$$\Delta Z = d \left(\frac{U_{(t)}}{C_p} + \frac{\log t}{C_s} \right) \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_0} \quad \text{Hierin is:} \quad (3.2)$$

- ΔZ = Zetting [m]
- d = Dikte van de laag waar de zetting van berekend wordt [m]
- C_p = Primaire samendrukkingscoëfficiënt vóór de grensspanning
- C_s = Secundaire samendrukkingscoëfficiënt vóór de grensspanning
- σ_p = Grensspanning of pré-consolidatiespanning [kN/m^2]
- σ_0 = Korrelspanning na ontlasten en volledige deconsolidatie [kN/m^2]

Bij belasting tot de grensspanning is sprake van voorbelaste grond. Dat betekent dat de grond relatief stijf reageert op spanningsverhoging. Wordt de grensspanning overschreden dan is sprake van onbelaste of maagdelijke grond. De grond reageert dan aanmerkelijk minder stijf op spanningsverhoging. In deze situatie geldt:

$$\Delta Z = d \left(\frac{U_{(t)}}{C_p'} + \frac{\log t}{C_s'} \right) \ln \frac{\sigma}{\sigma_p} \quad \text{Hierin is:} \quad (3.3)$$

- C_p' = Primaire samendrukkingscoëfficiënt na de grensspanning
- C_s' = Secundaire samendrukkingscoëfficiënt na de grensspanning
- σ = De korrelspanning na aanvullen [kN/m^2]
- σ_p = De grensspanning [kN/m^2]

¹: De korrelspanningen worden berekend in het midden van een laag

3.3.2 Zettingen die optreden in de onderspoellaag

Voor de bepaling van de zetting van de onderspoellaag is gebruik gemaakt van een onderzoek dat Grondmechanica Delft heeft gedaan voor de Sophiatunnel voor de Betuwelijn [lit. 4]. In dit onderzoek zijn de evaluatiegegevens van een aantal reeds gebouwde tunnels geanalyseerd. Het betreft hier gegevens over sonderingen in het onderspoelzand, zettingen na aflaten van de vijzels en zettingen na afbouw van de tunnel en aanvullen van de sleuf. Tunnels waar deze informatie (deels) van verkregen is, zijn o.a. de Vlakte-, de Drecht-, de Margriet, de Kil- en de Noordtunnel.

Aan de hand van sonderingen is vastgesteld dat bij de Hemtunnel, de Drechtunnel en de Noordtunnel het onderspoelzand weinig vast is. De tendens is dat het onderspoelzand nabij de onderspoelpunten zeer los is en vaster wordt met toenemende afstand van deze punten. Het is aannemelijk dat bij deze tunnels nabij de onderspoelpunten geen volledige onderspoeling is bereikt. Bij de Margriettunnel is het beeld overigens tegengesteld.

Uitkomst van het onderzoek zijn gemiddelde waarden voor minimale en maximale dikten van de onderspoellaag en de ingesloten sliblaag. Het blijkt dat de dikte van de onderspoellaag varieert tussen 75 cm en 1 m. De ingesloten sliblaag varieert tussen 0 cm en 20 cm. Hiermee zijn 4 scenario's vast te stellen:

- een onderspoellaag van 75 cm zand
- een onderspoellaag van 55 cm zand en 20 cm slib
- een onderspoellaag van 100 cm zand
- een onderspoellaag van 80 cm zand en 20 cm slib

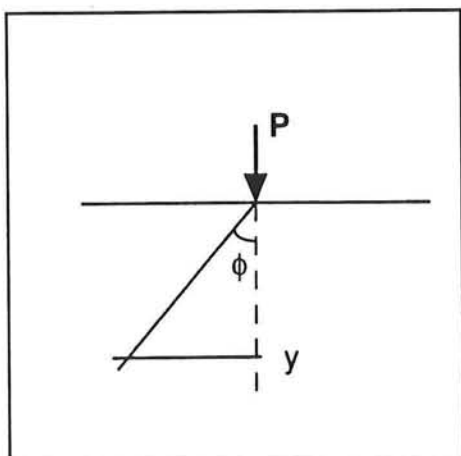
Tevens zijn in het onderzoek gemiddelde C' -waarden en γ_n -waarden opgesteld voor het onderspoelzand en het ingesloten slib. Met deze waarden kan met de Buisman-Koppejan formule de optredende zetting in de onderspoellaag worden berekend voor de 4 scenario's.

- Onderspoelzand: $C'_{(z)} = 60$
 $\gamma_{n,z} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Slib: $C'_{(s)} = 20$
 $\gamma_{n,z} = 16 \text{ kN/m}^3$

Bij het bepalen van de parameters is er door GD vanuit gegaan dat de ondergrond een te verwaarlozen invloed op de zetting van de tunnels heeft gehad. Met andere woorden: alle zetting is geconcentreerd gedacht in de onderspoellaag. In de studie wordt ook vermeld dat grondverbetering is toegepast op plaatsen waar de onderzochte tunnels op zettingsgevoelige lagen zouden komen te liggen. Hierdoor bleef de zetting van de ondergrond beperkt.

Omdat in deze studie voor de IJ-tunnel de zettingen van de ondergrond en de onderspoellaag apart worden bekeken, zal de zetting van de onderspoellaag nu iets worden overschat. Daarom is besloten alleen de variant van 75 cm te beschouwen.

Op basis van deze overwegingen is besloten de genoemde C -waarden te hanteren als geldende waarden voor de onderspoellaag. Hoewel hiermee de optredende zettingen iets worden overschat lijkt dit een redelijke en veilige aanname.



Figuur 4.1: Belastingsvector.

4 HANDBEREKENING VAN DE ZETTINGEN

4.1 Inleiding

Als eerste benadering en als controle voor de berekeningen met MZET zijn de te verwachten zettingen eerst handmatig berekend. Een 'echte' handberekening is al gedaan in deelrapport 1 in bijlage 5. Voor de berekening die in dit hoofdstuk wordt beschreven, is een spreadsheet gemaakt waar de zettingen mee kunnen worden berekend. Bij deze berekening wordt de belasting als 1-dimensionale vector beschouwd waarop een spanningsspreidingsformule wordt toegepast (zie figuur 4.1).

In §4.2 zal allereerst ingegaan worden op de schematisering van het probleem die is gebruikt bij de berekening en op de formules die gebruikt zijn voor de zettingen en spanningsspreiding. De resultaten van de berekeningen volgen in §4.3. In bijlage 1 wordt een voorbeeldberekening gegeven van de optredende zettingen in één raai.

4.2 Berekeningsmethode

4.2.1 *De invoer*

De parameters die voor de berekening worden gebruikt zijn gegeven in tabel 2.5 van hoofdstuk 2. Van deze gegevens worden alleen de natte volumieke gewichten gebruikt. Deze volumieke gewichten verschillen dus iets van die in tabel 2.1 die gebruikt zijn om de samendrukkingscoëfficiënten van laag 9A te bepalen. Dit verschil heeft echter nagenoeg geen invloed op de waarde van de samendrukkingscoëfficiënten.

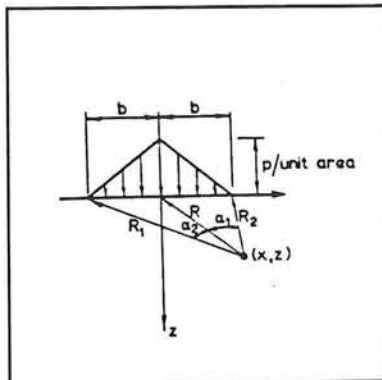
In de spreadsheet wordt de ondergrond opgedeeld in laagjes van 25 cm dik. Per laagje wordt de samendrukkingscoëfficiënt berekend op basis van de correlatieformule uit §2.3.1. Daartoe moet van elke bodemlaag de A-waarde ($1/\beta$) passend bij de grondsoort en de gemiddelde conusweerstand worden ingevoerd. Van de 3^e geul is een gedetailleerder invoer gebruikt, namelijk gebaseerd op de laagstructuur die van de 3^e geul die is bepaald in bijlage 2.

Tenslotte moet ingevoerd worden:

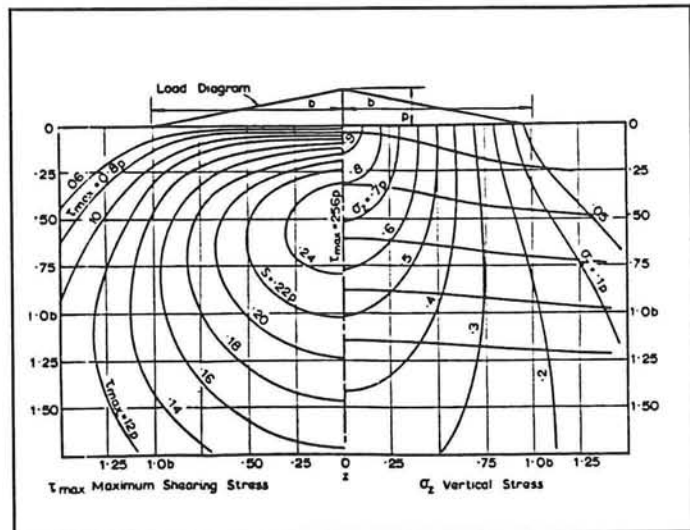
- De breedte van de bovenkant van de zinksleuf.
- De oorspronkelijke korrelspanning (σ_{ter}) op het bodemniveau van de sleuf vóór het baggeren.
- De nieuwe korrelspanning (σ) op het bodemniveau van de sleuf na aanvullen.
- Per bodemlaag de deconsolidatiegraad (U_t) die optreedt in de periode dat de sleuf is gebaggerd en de consolidatie die bij spanningsverhoging tot boven de grensspanning optreedt.

Er is aangenomen bij de berekening dat:

- De grensspanning (σ_p) gelijk is aan de terreinspanning (σ_{ter})
- De stijghoogte over de gehele diepte gelijk is aan NAP -0,4 m
- De periode tussen baggeren en aanvullen van de sleuf 1 jaar bedraagt.
- De tunnel heeft afmetingen 10m*7.5m



Figuur 4.2: Driehoekige verticale stripbelasting.



4.2.2 Berekening van de zettingen

Voor het bepalen van de zettingen wordt gebruik gemaakt van de gecombineerde formules van Buisman-Koppejan ((3.2) en (3.3)).

Zetting tot herbelasten tot onder of totaan de grensspanning:

Omdat is aangenomen dat de terreinspanning gelijk is aan de grensspanning is de zetting die optreedt bij belasten tot de grensspanning geheel het effect van het ontlasten en weer herbelasten. Er is aangenomen dat de deconsolidatiegraad (U_t) in 1 jaar van 3^e geul 100% en van de Eemkleilaag ca. 10% bedraagt. Dit is gebaseerd op de handberekening in bijlage 5 van deelrapport 1. Er geldt dan dat bij herbelasten tot de grensspanning voor de consolidatiegraad van de 3^e geul 100% en van de Eemkleilaag 10% moet worden genomen. Er is tevens verondersteld dat de zettingen die ontstaan door herbelasten, optreden in dezelfde tijdsduur als de zwel optreedt door ontlasten, dus in 1 jaar en t is dan 365 dagen.

Op diepte d onder de bodem van de sleuf wordt σ_p berekend met de opgegeven waarden voor σ_{ter} en de natte volumieke gewichten via $\sigma_p = \sigma_{ter} + d\gamma_n$. De waarde voor σ wordt bepaald met de formules voor spanningspreiding die worden behandeld in §4.2.3. De zetting wordt nu:

$$\Delta Z = d \left(\frac{U_{(365)}}{C_p} + \frac{\log 365}{C_s} \right) \ln \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

Zetting bij herbelasten tot boven de grensspanning:

Alle belasting boven de grensspanning kan gezien worden als nieuwe belasting die niets met het proces van ontlasten, herbelasten en de bijbehorende deconsolidatie en consolidatie te maken heeft. Er geldt voor deze belasting een consolidatiegraad van 100% voor zowel de 3^e geul als de Eemkleilaag en de eindzetting wordt berekend voor $t = 10000$ dagen. De waarde voor σ wordt bepaald met de formules voor spanningspreiding die worden behandeld in §4.2.3. De zetting wordt nu $\Delta Z = \Delta Z1 + \Delta Z2 =$

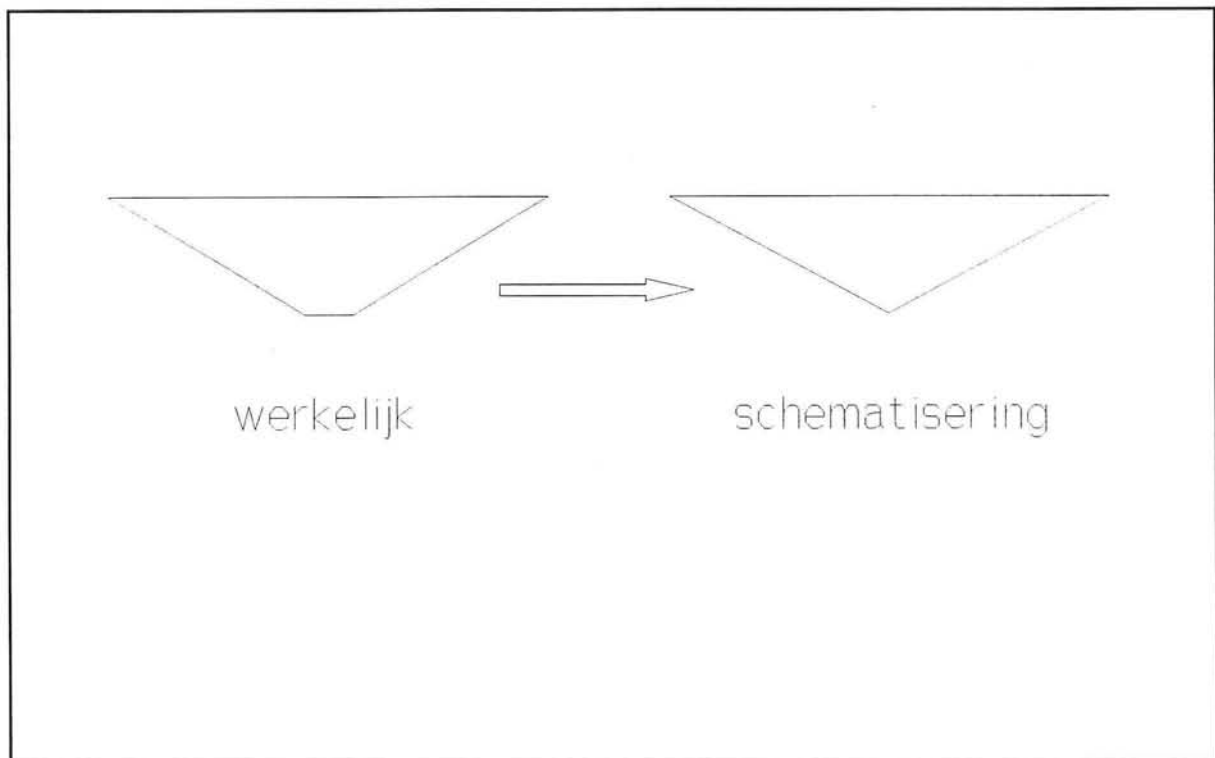
$$\Delta Z1 = d \left(\frac{U_{(365)}}{C_p} + \frac{\log 365}{C_s} \right) \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_0}$$

$$\Delta Z2 = d \left(\frac{1}{C_p'} + \frac{4}{C_s'} \right) \ln \frac{\sigma}{\sigma_p}$$

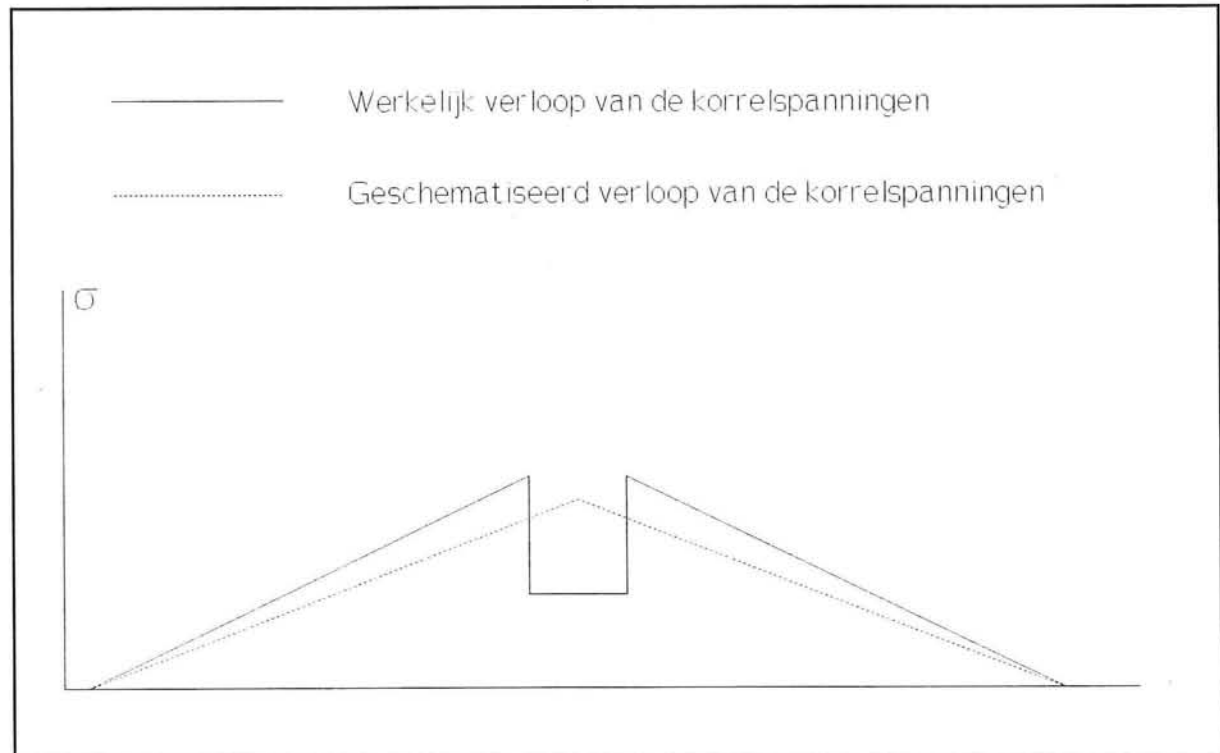
4.2.3 Spanningspreiding

Voor het bepalen van de spanningspreiding is gebruik gemaakt van de formules van Jurgenson. De aanvulling van de zinksleuf met natuurlijke taluds is geschematiseerd tot een driehoekige verticale stripbelasting (zie figuur 4.2). Hoe de waarde van p , die is aangegeven in figuur 4.2, wordt berekend, is onderwerp van §4.2.4. Het spanningsverloop bij een driehoekige stripbelasting is gegeven in figuur 4.3. In dit geval geldt voor de verticale korrelspanning $\sigma_z (= \sigma)$:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{x}{b} (\alpha_1 - \alpha_2) \right]$$



Figuur 4.6: Werkelijk profiel en geschematiseerd profiel van de zinksleuf.



Figuur 4.7: Werkelijk verloop van de korrelspanningen en de schematisatie.

De waarden voor α_1 en α_2 kunnen worden berekend via:

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{b-x}{z}\right) + \arctan\left(\frac{x}{z}\right)$$

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{b+x}{z}\right) + \arctan\left(\frac{-x}{z}\right)$$

De aanvulling van de zinksleuf tussen damwanden is beschouwd als een uniforme verticale stripbelasting (zie figuur 4.4). In §4.2.4 wordt weer de waarde van p bepaald. Het spanningsverloop dat hoort bij een uniforme verticale stripbelasting is weergegeven in figuur 4.5. In dit geval geldt voor de verticale korrelspanning $\sigma_z (= \sigma)$:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)]$$

De waarden voor α en δ kunnen worden berekend via:

$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$ waarin $\alpha_1 + \alpha_2$ op dezelfde wijze worden bepaald als hierboven aangegeven.

$$\delta = \arctan\left(\frac{|x| - b}{z}\right)$$

De spanningsverspreiding kan gezien worden als een factor $\xi_{(z)}$ waarvoor geldt:

$\sigma_{(z)} = \xi_{(z)} \sigma_{(\text{bodem})}$. Hierin is $\sigma_{(\text{bodem})}$ de korrelspanning die heerst op het niveau van de bodem van de zinksleuf als de zinksleuf is aangevuld en deze is gelijk aan p . Voor de belasting door het aanvullen geldt dan $\sigma_{(z)} = d\gamma_n + \xi_{(z)}p$. Hierin is d de diepte onder de bodem van de zinksleuf.

De ontlasting door het baggeren van de sleuf is beschouwd als een negatieve belasting die ook door spanningsverspreiding wordt beïnvloed. Er geldt dan $\sigma_{0(z)} = d\gamma_n + (1 - \xi_{(z)})\sigma_{\text{ter}}$.

4.2.4 Schematisering van de zinksleuf

In figuur 4.6 is het profiel van de werkelijke aanvulling van de zinksleuf gegeven en het profiel zoals dat geschematiseerd als driehoekige stripbelasting. Bij het berekenen van de waarde van p moet rekening gehouden worden met het effect van de afgezonden tunnel. De tunnel heeft onder water namelijk een veel kleiner gewicht per m^3 dan het aanvulmateriaal. In figuur 4.7 wordt het verloop van de korrelspanningen op het niveau bovenkant onderspoellaag weergegeven zoals dat in werkelijkheid verloopt en in de schematisatie.

De waarde van p wordt als volgt berekend:

$I_B = (b_1 + b_2) \cdot h$. I_B is de inhoud van de aanvulling per strekkende meter.

$I_N = I_B - I_T$. I_T is de inhoud van de tunnel per strekkende meter en I_N is dan de netto inhoud van de aanvulling per strekkende meter.

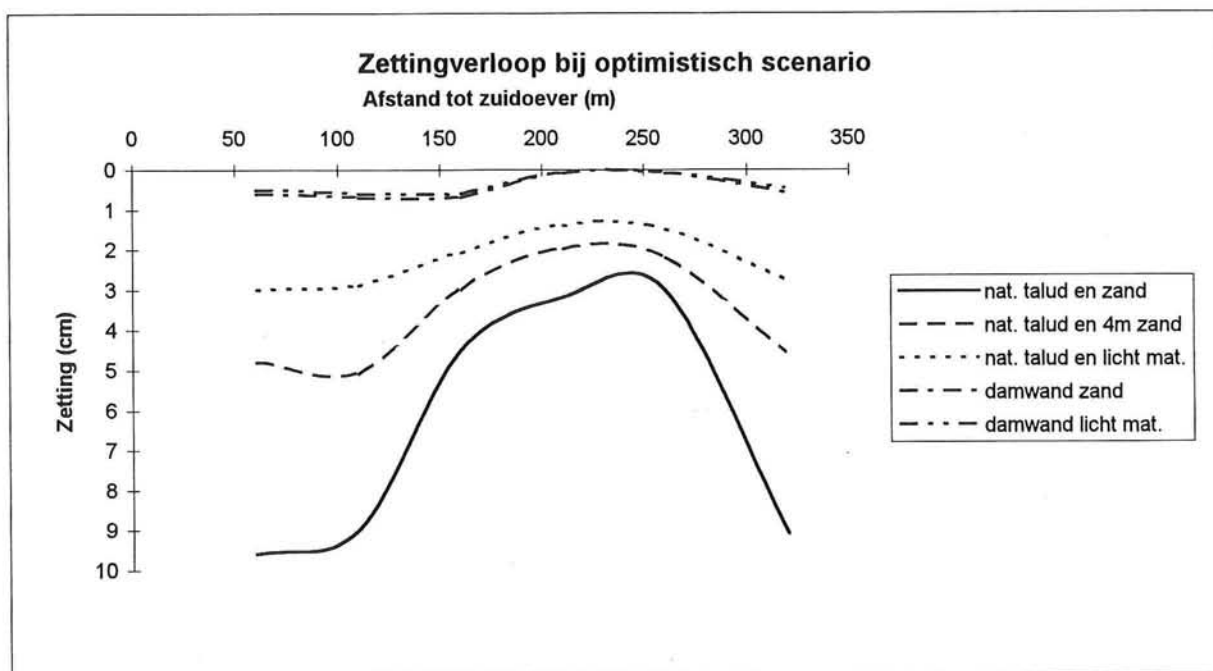
Het gewicht van de aanvulling per strekkende meter wordt dan:

$M_{\text{aanv}} = I_N \cdot \gamma_{\text{aanv}} + M_T$. Hierin is γ_{aanv} het natte volumieke gewicht van het aanvulmateriaal en is M_T het gewicht per strekkende meter van de tunnel onder water.

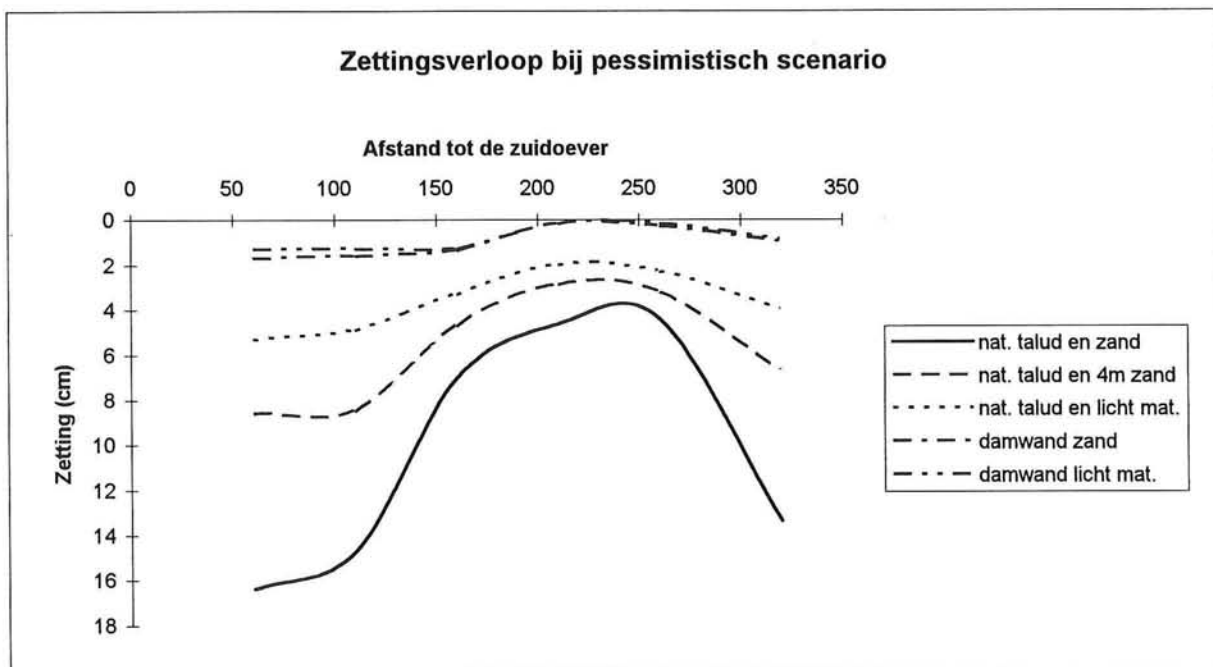
Uit M_T wordt nu een gemiddeld volumiek gewicht voor de aanvulling berekend:

$$\bar{\gamma} = \frac{M_{\text{aanv}}}{I_B} \quad p \text{ volgt nu uit:}$$

$$p = h\bar{\gamma}$$



Figuur 4.8



Figuur 4.9

Voor een zinksleuf tussen damwanden is een soortgelijke methode gehanteerd om een gemiddeld volumiek gewicht te bepalen voor de aanvulling. Door dit te vermenigvuldigen met de diepte h van de sleuf wordt weer de waarde van p gevonden.

4.3 Resultaten

De berekeningen van de zettingen zijn gedaan voor de 5 alternatieven die zijn genoemd in §3.2. Tevens is gewerkt met 2 scenario's; een positieve en een negatieve. Het verschil zit in de aanname van de conusweerstand van een laag en de grondsoort met bijbehorende β -waarde. Zie hiervoor bijlage 2. Voor de natte volumieke massa van aanvulzand is $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$ genomen en voor de natte volumieke massa van de uitgekomen grond of vervangend materiaal is een gemiddelde γ_n genomen van 17 kN/m^3 .

De resultaten worden weergegeven in de figuren 4.8 en 4.9. Uit de twee grafieken blijkt duidelijk het effect van de grote dekking op de tunnel aan de oeverzijden. Doordat hier een diepe en brede zinksleuf nodig is bij een zinksleuf met natuurlijke taluds is de dieptedoorwerking en het effect van verschillen in de volumieke massa van de ontgraving en de aanvulling groot. Tussen damwanden blijkt de zetting te beperken tot geringe waarden van enkele centimeters.

5 ZETTINGSBEREKENING MET MZET

5.1 Inleiding

Bij het programma MZET is het mogelijk de zettingsberekening een 2-dimensionaal karakter te geven. In de handberekening werd de belasting die ontstaat door aanvullen van de zinksleuf nog omgewerkt in een druk p/m^2 (zie figuur 4.1). De belasting werd dus als 1-dimensionaal beschouwd. Voor de spanningsspreiding werd wel een soort 2-dimensionale benadering gekozen, maar de keuze van een driehoekige stripbelasting was een vrij grote schematisering zoals blijkt uit figuur 4.7.

In MZET kan de doorsnede van de zinksleuf worden ingevoerd zodat de belasting nu wel 2-dimensionaal is. Op basis van deze 2-D belasting is ook een realistischer 2-D spanningsspreiding mogelijk.

In MZET kan tevens gewerkt worden met verschillende en verlopende stijghoogten in lagen, zodat dit aspect ook meegenomen kan worden. In de handberekening is de stijghoogte nog konstant verondersteld.

Een laatste aantrekkelijk punt van MZET is dat het de zettingen tijdsafhankelijk berekend. Het consolidatie-aspect wordt meegenomen, zodat op ieder tijdstip de opgetreden zetting kan worden berekend. In de handberekening werden alleen de eindzettingen berekend. Het is tevens mogelijk om de belasting tijdsafhankelijk in te voeren. Op een zeker tijdstip wordt dan de gezette geometrie bepaald waarna een nieuwe belasting wordt ingevoerd. Dit laatste bleek echter in het geval van eerst ontlasten en na een jaar weer belasten niet goed te werken.

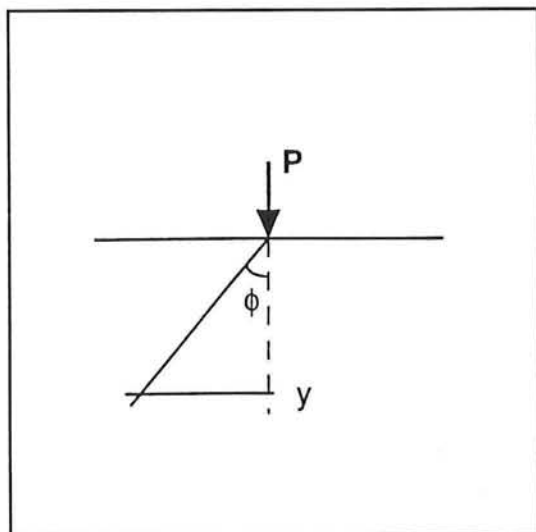
In §5.2 zal eerst worden ingegaan op de zettingsformules en de methode van spanningsspreiding die MZET gebruikt en §5.3 gaat in op de invoerwaarden. Het bleek tamelijk lastig om een goede methode te vinden om het probleem van ontlasten en herbelasten met MZET te verwerken. Hoe tot een aanpak is gekomen beschrijft §5.4. In §5.5 wordt bekeken hoe gevoelig de zettingsberekening is voor variatie van een aantal parameters zoals de grensspanning, de stijghoogte e.d. §5.6 geeft dan de berekende zettingen. In §5.7 tenslotte wordt een benadering gedaan van de te verwachte kanteling van de tunnel die ontstaat door zettingsverschillen haaks op de tunnelas.

5.2 Berekeningsmethode

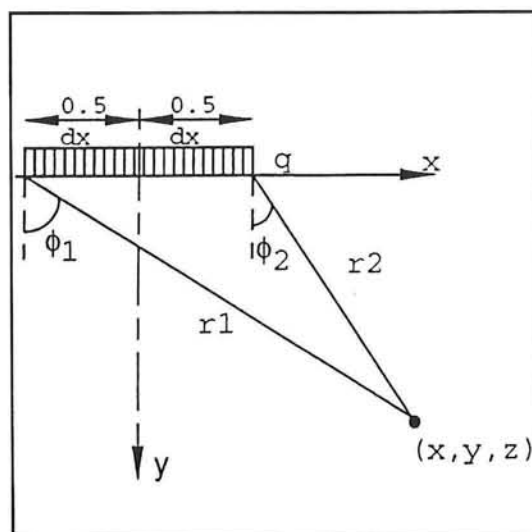
Voor het bepalen van de zettingen maakt MZET gebruik van de gecombineerde formule van Buisman-Koppejan (3.2 en 3.3)

De consolidatiegraad wordt berekend met de theorie van één-dimensionale verticale consolidatie:

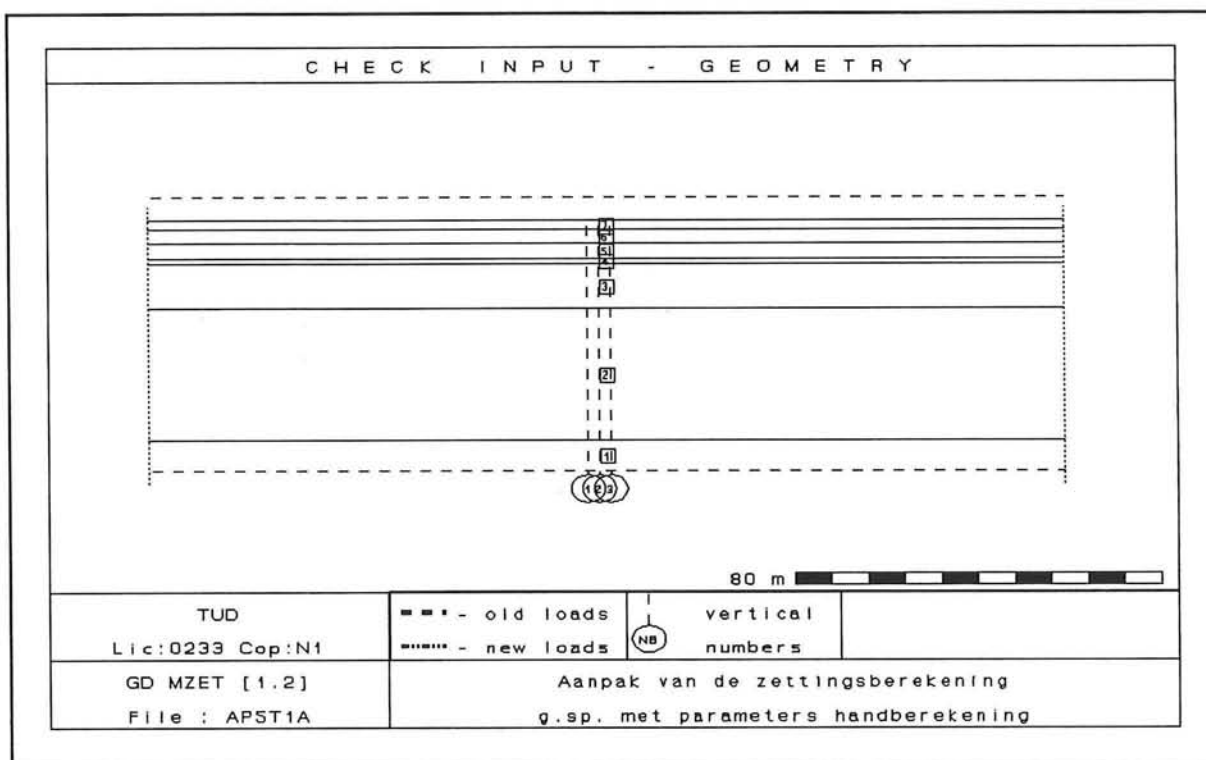
$$U_{(t)} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \left[\frac{1}{(2j-1)^2} \exp\left(- (2j-1)^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{d^2}\right) \right] \quad \text{hierin is:}$$



Figuur 5.1: Spanningsverdeling van een spanningsvector.



Figuur 5.2: Stripbelasting samengesteld uit spanningsvectoren.



Figuur 5.3: Neutrale berekening om de grensspanningswaarden te bepalen.

$U_{(t)}$	= consolidatiegraad	[-]
c_v	= Consolidatiecoëfficiënt	[m ² /s]
t	= Tijd	[s]
d	= Drainagelengte	[m]

Bij de berekeningen is aangehouden dat er altijd sprake is van twee-zijdige afstroming.

Voor de spanningsspreiding kan in het programma gekozen worden voor spreiding volgens Buisman of volgens Boussinesq. De basisformule die in MZET wordt gebruikt is gebaseerd op de spanningsverdeling van een spanningsvector (zie figuur 5.1):

$$\sigma_z = \frac{m}{2} * \frac{p}{\pi z^2} * \cos^{m+2} \phi \quad \text{Hierin is:}$$

σ_z	= verandering van verticale korrelspanning op diepte z onder invloed van p
p	= spanningsvector [kN/m ²]
z	= diepte [m]
ϕ	= hoek met de verticaal
m	= concentratie index ($m=3$ voor Boussinesq, $m=4$ voor Buisman)

Als een stripbelasting wordt samengesteld uit een groot aantal spanningsvectoren (zie figuur 5.2) ontstaat voor Boussinesq de spreidingsformule:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ (\phi_1 - \phi_2) + \sin(\phi_1) * \cos(\phi_1) - \sin(\phi_2) * \cos(\phi_2) \}$$

en voor Buisman:

$$\sigma_z = \frac{3}{4} q \{ \sin(\phi_1) - \sin(\phi_2) - \frac{1}{3} [\sin^3(\phi_1) - \sin^3(\phi_2)] \}$$

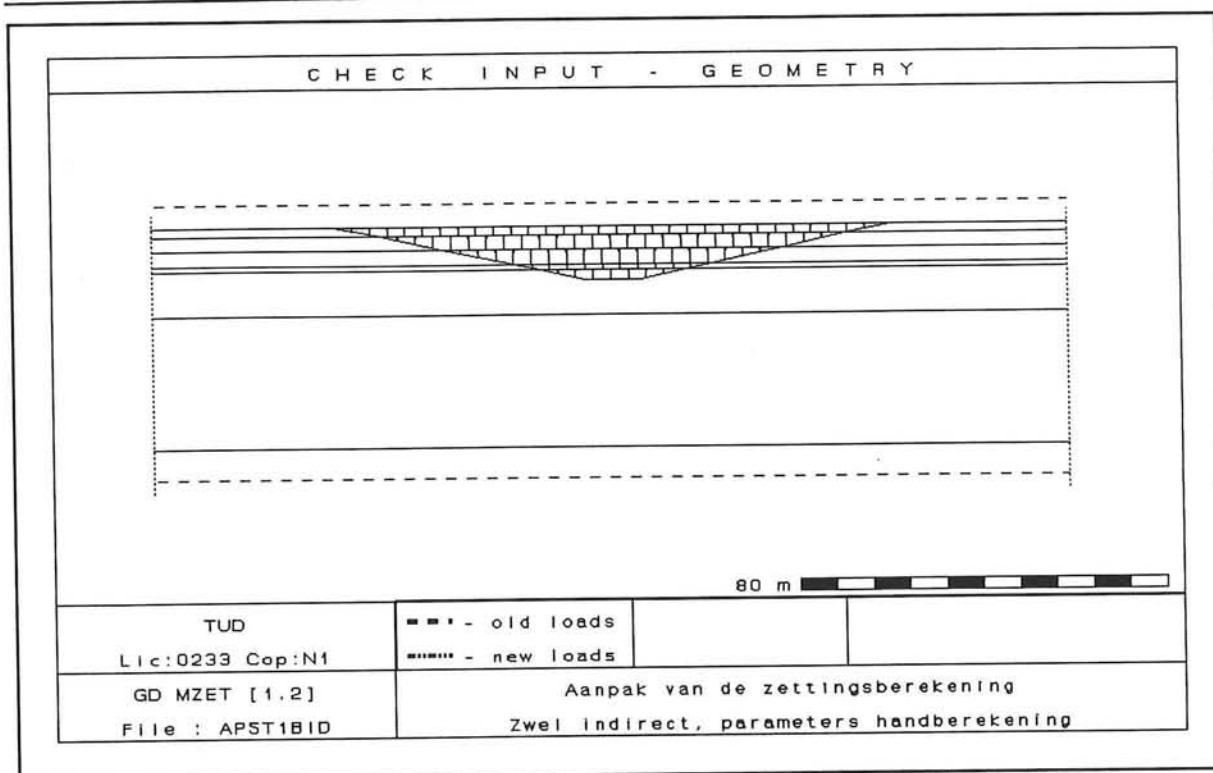
Het verschil tussen beide is dat bij Buisman de spanningen zich iets meer concentreren rond de as $x=0$. Dit betekent dat bij Buisman de spanningen in het vlak recht onder de strip hoger zijn dan bij Boussinesq. In de vlakken naast de strip zijn de spanningen bij Buisman lager dan bij Boussinesq.

In het geval van de zetting van de tunnel zal een spreiding volgens Buisman een iets grotere zetting laten zien dan bij spreiding volgens Boussinesq. In §5.5 wordt bekeken hoe groot de verschillen zijn in optredende zettingen.

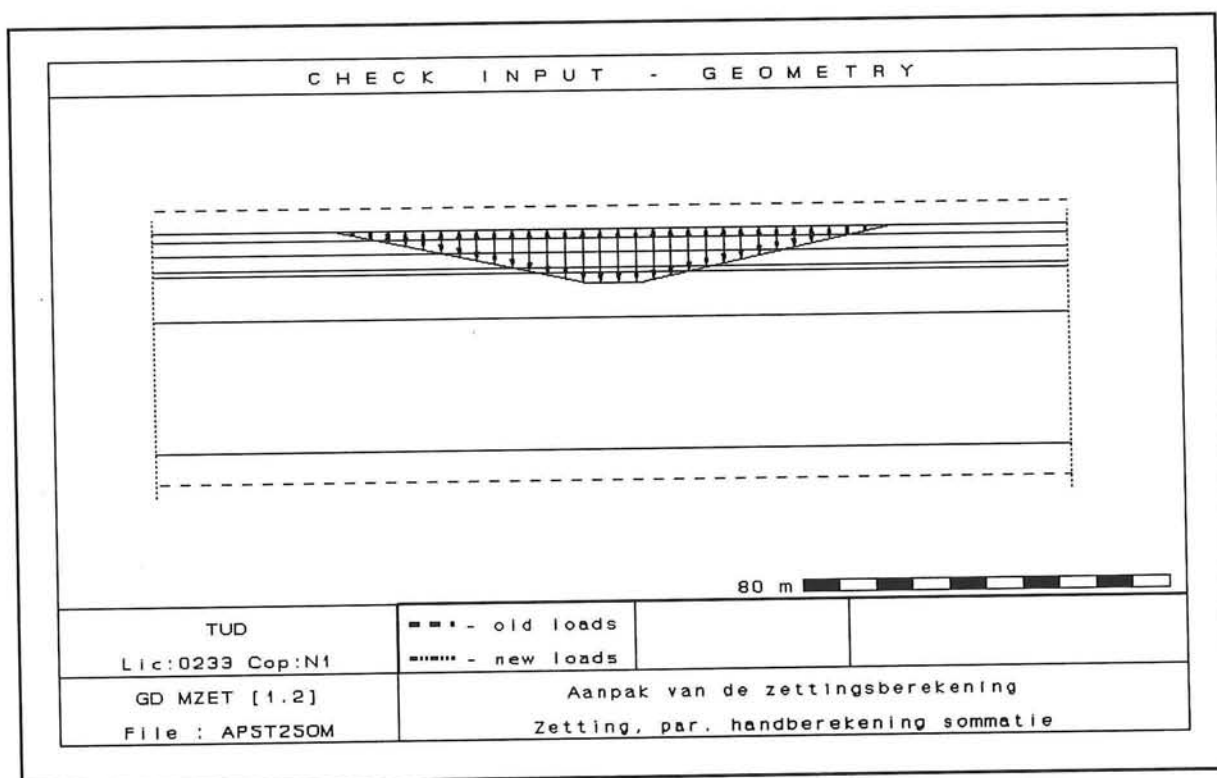
5.3 De invoer

Het lagenverloop dat wordt ingevoerd per raai is het verloop zoals dat ook is aangehouden bij de handberekening. Zie hiervoor bijlage 1. De waarden van volumieke gewichten, de samendrukkingscoëfficiënten, de zwelcoëfficiënten en de consolidatiecoëfficiënten zijn afkomstig uit tabel 2.5. Hun spreiding is vermeld in tabel 2.6.

Als invoer moet ook de grensspanning worden ingevoerd die heerst in het midden van iedere laag. Hiertoe wordt eerst een neutrale berekening gedaan waarbij geen belasting wordt aangebracht (zie figuur 5.3). De grensspanning is nu gelijk aan de korrelspanning die in het midden van de laag heerst als aangenomen wordt dat de grensspanning gelijk is aan de terreinspanning. Uit de tabel met parameters van het ontwerpbureau in bijlage 5 blijkt echter dat mag worden aangenomen dat de grensspanning een hogere waarde heeft dan de terreinspanning. Dit kan in de berekening worden meegenomen door het



Figuur 5.4: Schematisering van de zinksleuf door laagsgewijze ontlasting.



Figuur 5.5: Sommatie van ontlasting door baggeren en belasting door aanvullen

verschil $\sigma_p - \sigma_{ter}$ op te tellen bij de in de neutrale berekening gevonden korrelspanningen in het midden van iedere laag. In MZET wordt de grensspanning dan lineair verdeeld over de hele laag.

5.4 Aanpak van de zettingsberekening met MZET

5.4.1 *Een in de tijd stapsgewijze aanpak*

Allereerst is geprobeerd gebruik te maken van de mogelijkheid die MZET biedt om op verschillende tijdstippen belastingen aan te brengen. Eerst wordt nu de zwel berekend door de ontgraving voor te stellen als een negatieve belasting die gelijk is aan:

$$h\bar{\gamma}_n$$

Het volumieke gewicht γ_n is dan het gemiddelde van de oorspronkelijke bodemlagen en h is de diepte van de zinksleuf. Bij deze methode treden er echter trekspanningen op, wat uiteraard niet kan. Deze spanningen worden veroorzaakt doordat de negatieve belasting groter is dan γ_n van de bovenste lagen.

Daarom moet de ontgraving worden geschematiseerd door per laag een negatieve belasting aan te brengen die gelijk is aan het natte volumieke gewicht van de laag (zie figuur 5.4). De zwel kan nu worden berekend door de gezette geometrie te berekenen op $t=365$ dagen.

Deze geometrie is het profiel dat is ontstaan na 1 jaar openliggen van de sleuf en dus vlak voor afzinken en aanvullen van de sleuf. Het idee is nu dat de gezette geometrie dient als nieuw profiel en dat de aanvulling als nieuwe belasting wordt aangebracht. Hierbij ontstaan echter moeilijkheden. Want alleen de gezette geometrie wordt meegenomen naar de volgende stap en niet de actuele spanningssituatie op $t=365$ dagen. Door de ontlasting is de korrelspanning in de grond afgenomen, maar deze afname is afhankelijk van de consolidatiegraad. Er geldt immers:

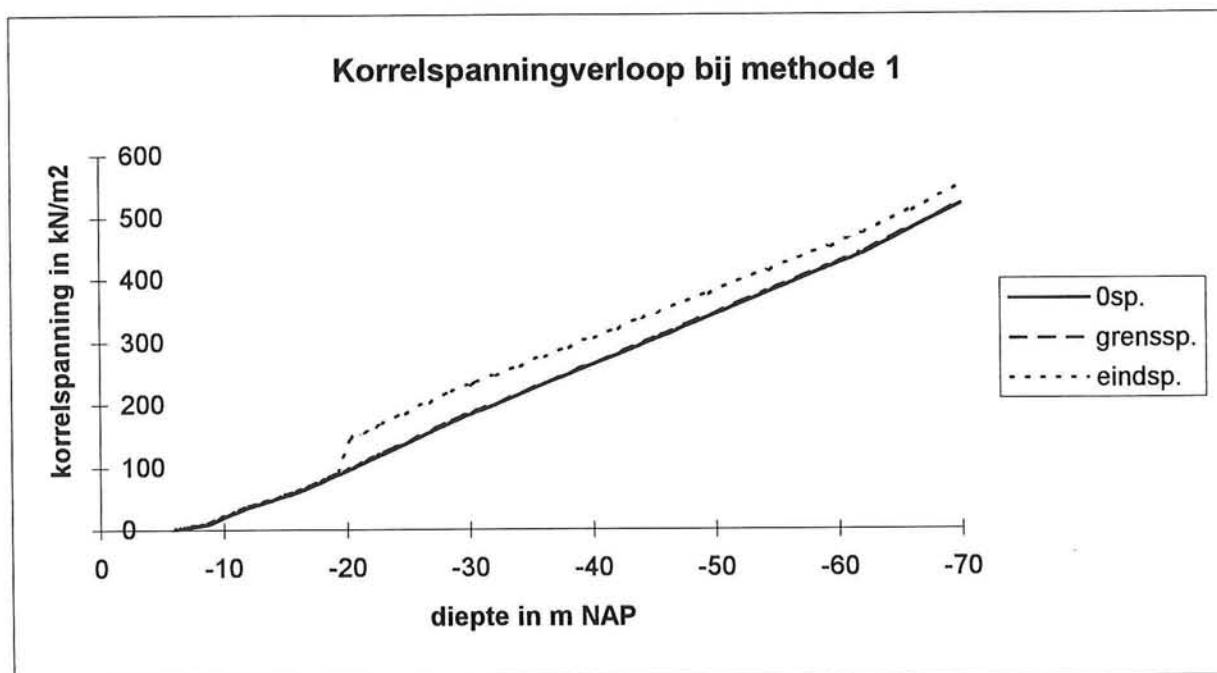
$\sigma = \sigma_0 + U_{(t)} \cdot \Delta p$ waarin Δp de ontlasting is. Bij de gezette geometrie geldt echter nog steeds de originele waarde voor korrelspanning σ_0 omdat de bodem nog steeds op het originele niveau ligt en de ontgraving niet echt aanwezig is maar als ontlasting.

Tevens is het niet mogelijk een tijd-zetting grafiek te krijgen, een optie die MZET biedt. Deze grafiek kan alleen maar van de toplaag worden gemaakt, terwijl de interesse uitgaat naar de zetting ter plaatse van de zinksleufbodem.

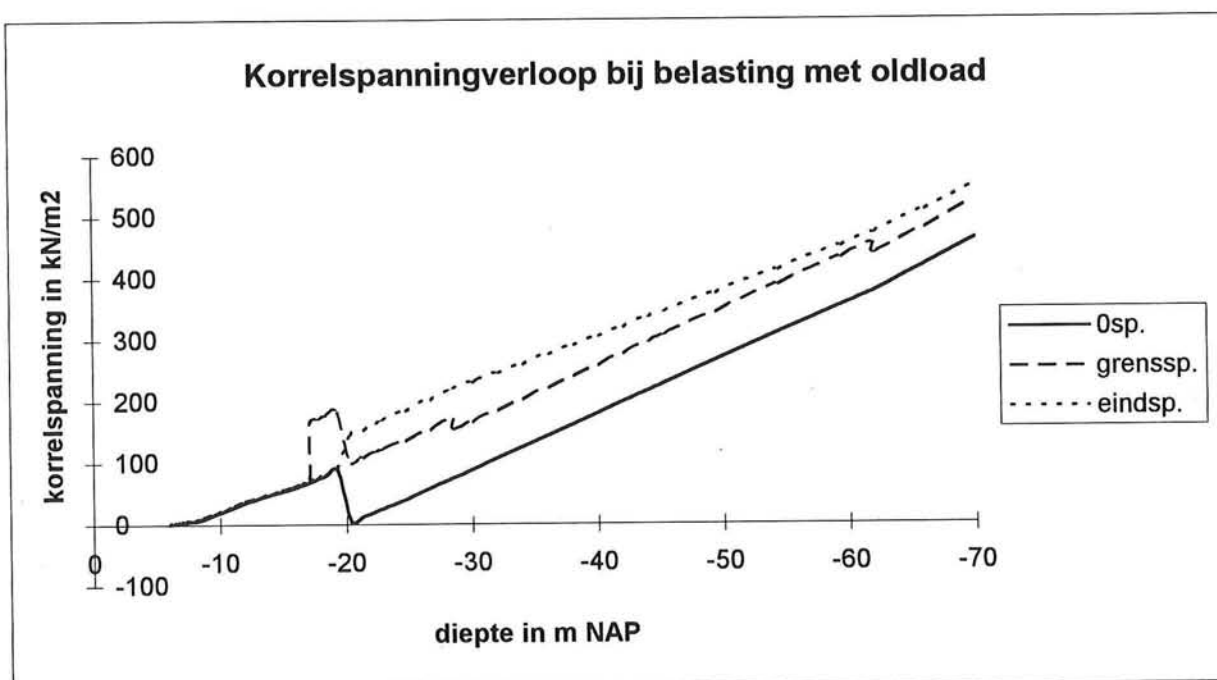
Een en ander betekent dat deze aanpak niet mogelijk is en dat het proces van ontlasten en herbelasten apart moet worden bekeken.

5.4.2 *Gescheiden aanpak met horizontale bodem*

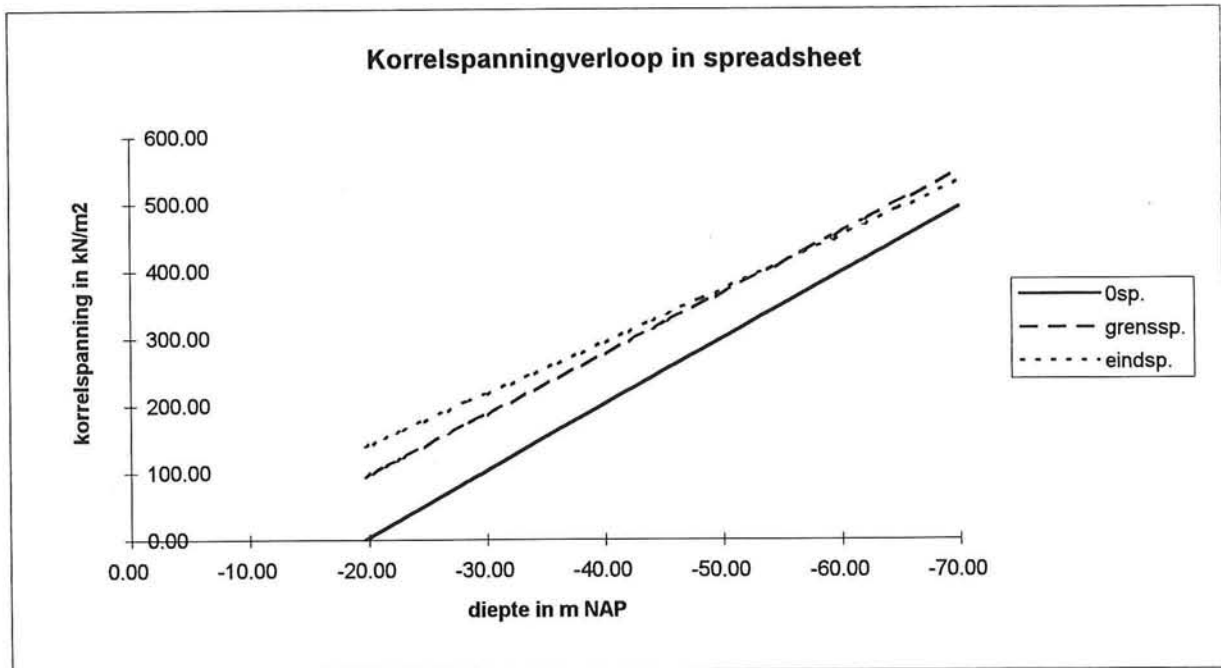
De zwel wordt in dit geval weer berekend op dezelfde wijze zoals aangegeven in de vorige paragraaf. De zwel is nu echter niet meer zo interessant omdat dit immers optreedt vóór het afzinken. De zetting die optreedt door herbelasten wordt nu berekend door onderscheid te maken tussen zetting die optreedt vóór de grensspanning en zetting die optreedt na de grensspanning.



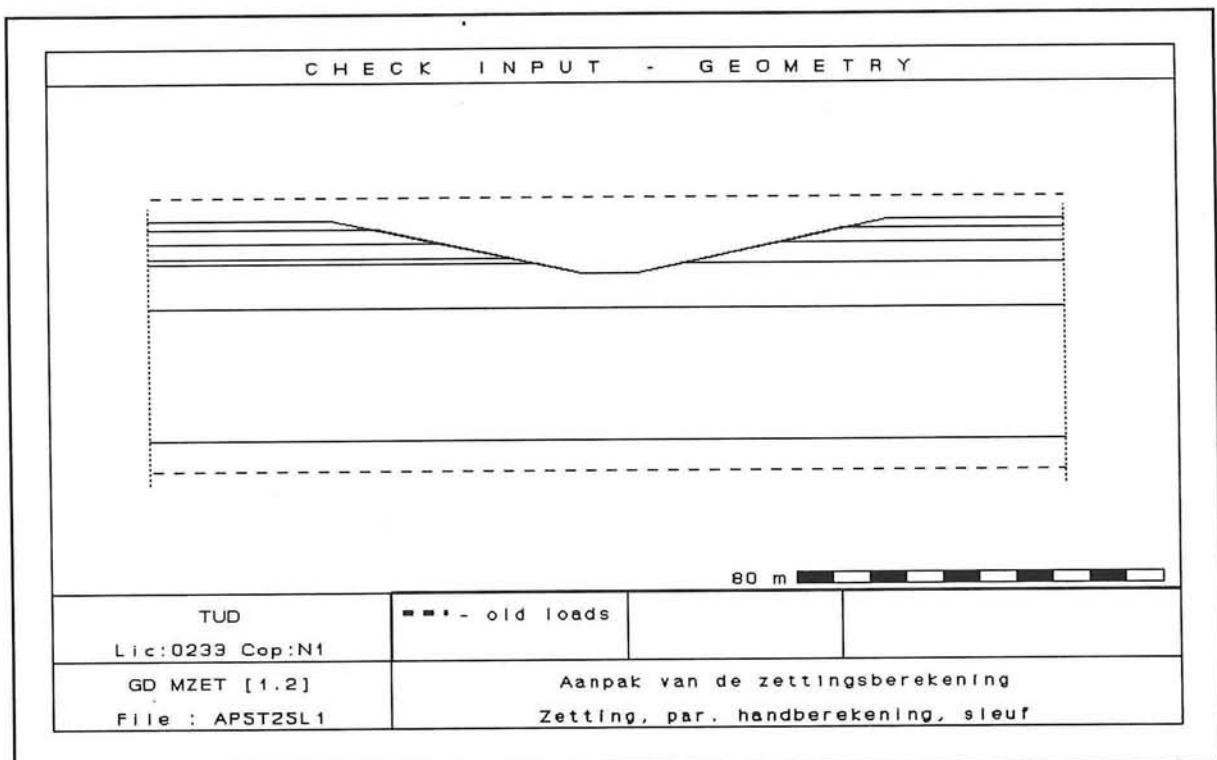
Figuur 5.6: Korrelspanningsverloop bij sommatie van ontlasting en belasting.



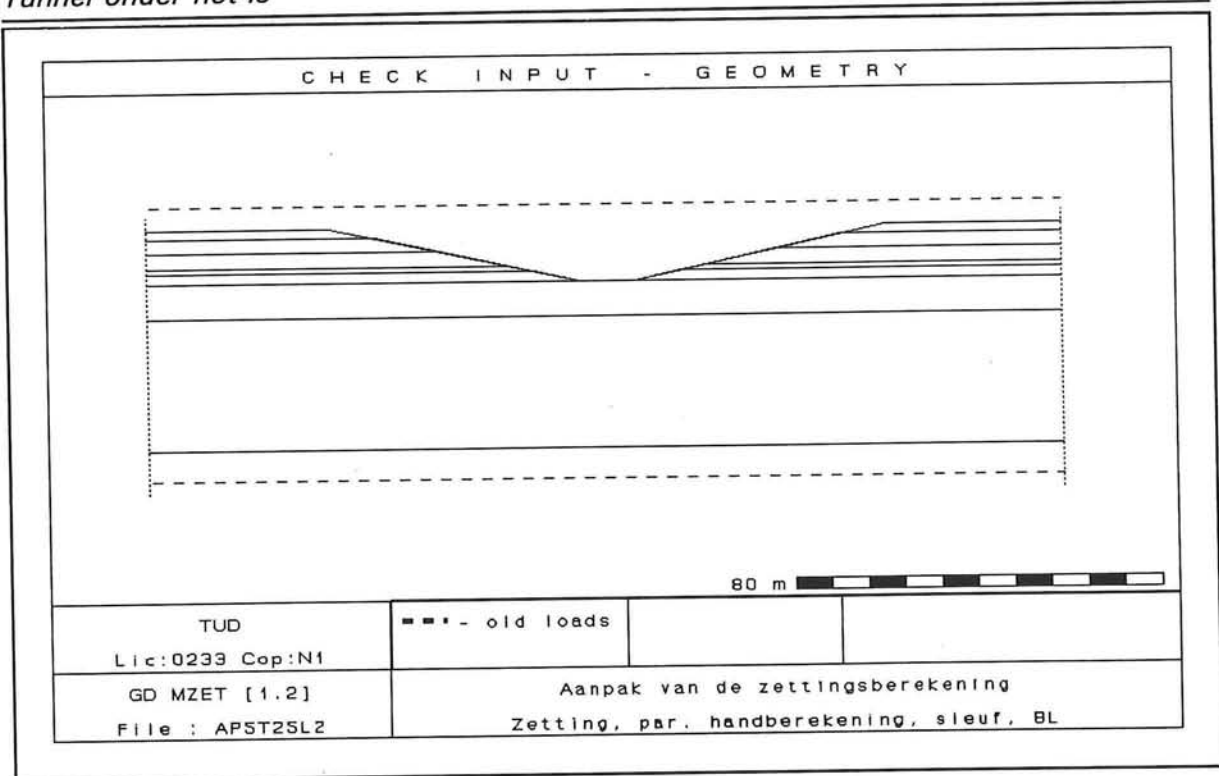
Figuur 5.7: Korrelspanningsverloop bij belasting met een 'old-load'.



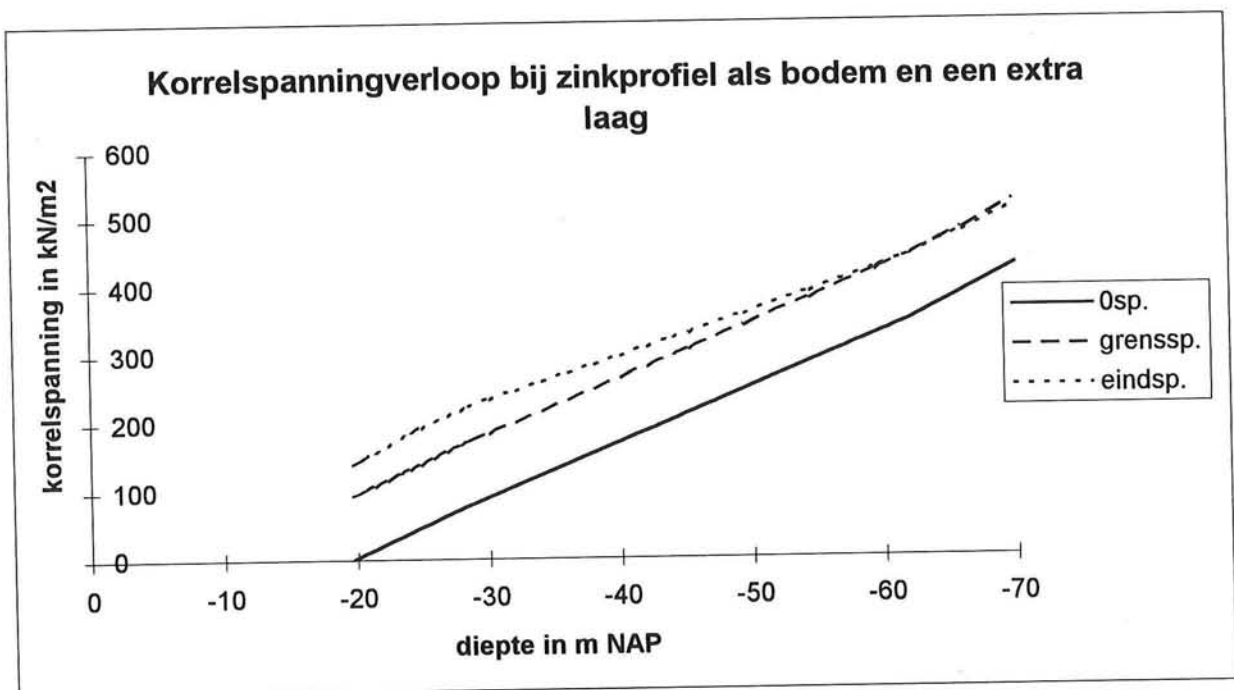
Figuur 5.8: Korrelspanningsverloop in de spreadsheetberekening.



Figuur 5.9: Bodemprofiel met de zinksleuf.



Figuur 5.10: Extra laag tot aan bodem zinksleuf voor beter verloop grensspanningen.



Figuur 5.11: Verloop van de korrelspanningen bij gekozen werkwijze.

De zetting vóór de grensspanning wordt veroorzaakt door herbelasten (zie formule (3.2)). Bij de berekening van deze zetting wordt ervan uitgegaan dat de korrelspanning op het niveau van bodem van de zinksleuf (σ_0) gelijk is aan 0. Voor $U_{(t)}$ wordt de waarde genomen die geldt voor $t=365$ dagen, de periode dat deconsolidatie heeft geduurd.

Bij belasten tot boven de grensspanning wordt de zetting boven de grensspanning berekend volgens formule (3.3). Deze belasting is nieuw en heeft niets met het herbelastingsproces te maken. Om de eindzetting te bepalen geldt dan ook een $U_{(t)}$ van 100% en een t van 10000 dagen.

Moeilijkheid is nu om bovengenoemde spanningssituatie waarin op de bodem van de zinksleuf $\sigma_0=0$ ook te realiseren. Om dit te bereiken moet een ontlasting worden aangebracht die de gebaggerde zinksleuf voorstelt en moet een belasting worden aangebracht voor de aanvulling van de sleuf (zie figuur 5.5). Een normale ontlasting heeft echter geen invloed op de waarde van σ_0 . Het spanningsverloop in deze situatie wordt getoond in figuur 5.6. Dit is niet het gewenste verloop.

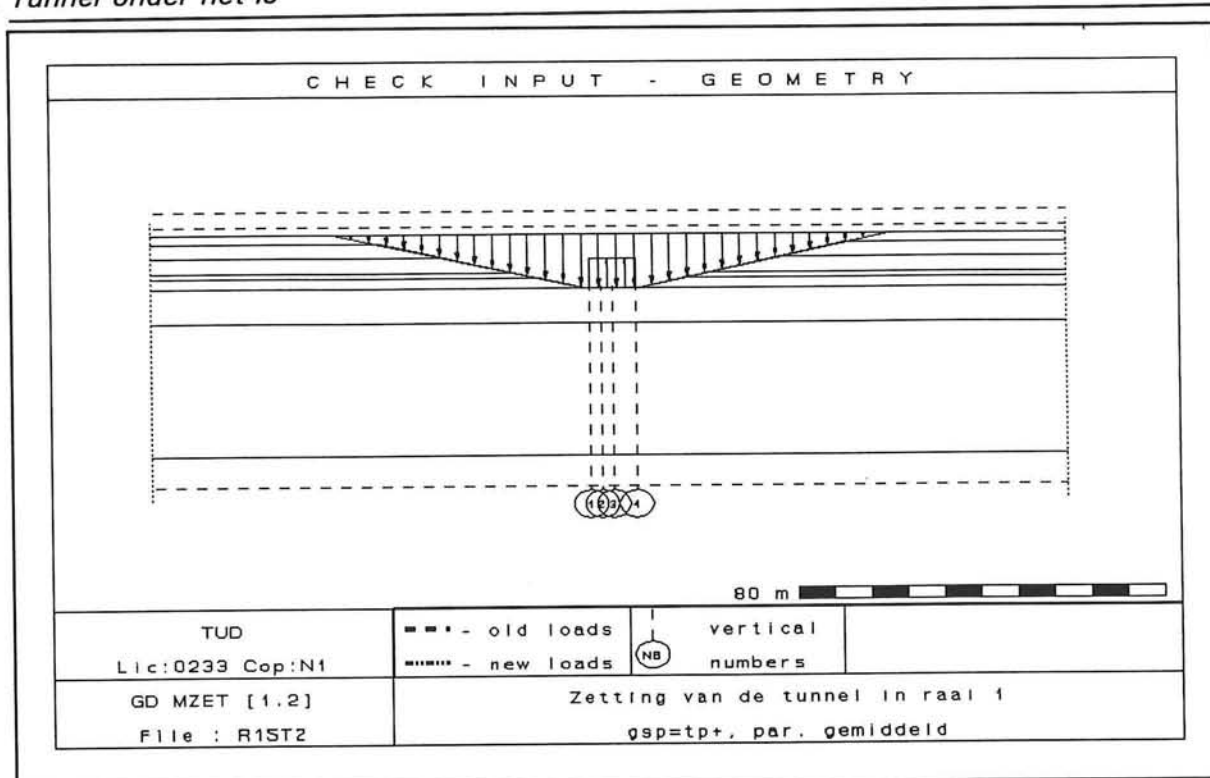
MZET maakt echter onderscheid tussen nieuwe belastingen en oude belastingen. Oude belastingen hebben wel invloed op het verloop van σ_0 . Als nu de ontlasting wordt ingevoerd als oude belasting ontstaat het spanningsverloop zoals aangegeven in figuur 5.7. Nu geldt dus wel dat $\sigma_0=0$ op het niveau bodem zinksleuf. Tegelijkertijd blijkt ook dat de grensspanning opeens zeer grillig verloopt en dat de eindspanning tot grote diepte ruim boven de grensspanning blijft, terwijl door spanningsspreiding de lijnen elkaar zouden moeten naderen. Dezelfde belastingssituatie is daarom in de spreadsheet gestopt en het spanningsverloop dat hieruit volgt is weergegeven in figuur 5.8. In de spreadsheet komen de grensspanning en de eindspanning wel bij elkaar. Al met al lijkt de beschreven aanpak ook niet de meest ideale. Als variant op deze aanpak is daarom gekozen voor invoer van een bodemprofiel zoals weergegeven in figuur 5.9. De ontlasting hoeft dan niet meer te worden aangebracht.

5.4.3 Gescheiden aanpak met zinkprofiel als bodem

Bij deze aanpak wordt de laag waarin het bodemniveau van de zinksleuf ligt gesplitst om sprongen in het verloop van de grensspanning te voorkomen (zie figuur 5.10). Verder is de aanpak gelijk als de in §5.4.2 beschreven methode. Het spanningsverloop dat nu optreedt is weergegeven in figuur 5.11. Dit spanningsverloop ziet er betrouwbaar uit en ook blijken de eindspanning en de grensspanning elkaar te naderen op grotere diepte. Daarom zijn de zettingsberekeningen gedaan volgens deze aanpak.

Waar tot nu toe nog niet op is ingegaan is het verwerken van het effect dat de tunnel heeft op het zettingsverloop. Zoals in hoofdstuk 4 al is vermeld is de tunnel immers 'lichter' per m^3 dan de aanvulling. Tevens heeft de tunnel een zeer grote stijfheid t.o.v. de omringende grond. Hierdoor zal de tunnel nivellering van de zettingen veroorzaken; omdat de tunnelconstructie niet of nauwelijks door buiging vervormt zal de zetting wat worden gespreid. In hoofdstukken 7 en 8 wordt dieper ingegaan op de wisselwerking tussen tunnel en ondergrond.

In MZET kunnen geen objecten of relatief onvervormbare vlakken worden ingevoerd. De tunnel is daarom ingevoerd als een ontlasting ter grootte van $\gamma_{aanvulling} - \gamma_{tunnel}$ (zie figuur 5.12). Op deze manier zal het zettingsverloop in de breedterichting van de tunnel extremer zijn dan in werkelijkheid want de stijfheid van de tunnel is in deze aanpak 0. In



Figuur 5.12: Zinksleuf met aanvulling en 'ontlasting' door de tunnel.

lengterichting is dit uiteraard ook het geval maar dat is inherent aan een tweedimensionale benadering.

Omdat de zetting vóór de grensspanning en de zetting na de grensspanning gescheiden worden bepaald geeft MZET niet de juiste eindzettingen. Daarom moet de uitvoer van MZET nog worden bewerkt met een spreadsheet. De berekening verloopt nu als volgt:

Als geldt dat eindspanning $\sigma > \sigma_p$ dan is de zetting voor de grensspanning:

$$\Delta Z_{(1)} = d \left(\frac{U_{(365)}}{C_p} + \frac{\log 365}{C_s} \right) \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_0}$$

De spanningen worden in het midden van iedere laag bepaald. Op de bodem van de zinksleuf geldt $\sigma_0 = 0$.

Zetting na de grensspanning:

$$\Delta_2 = d \left(\frac{100\%}{C_p'} + \frac{\log(10000)}{C_s'} \right) \ln \frac{\sigma}{\sigma_p}$$

De totaalzetting is dan $\Delta Z_{(1)} + \Delta_{(2)}$

Als geldt dat eindspanning $\sigma < \sigma_p$ dan is de totaalzetting:

$$\Delta Z = d \left(\frac{U_{(365)}}{C_p} + \frac{\log(365)}{C_s} \right) \ln \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

Als uitvoer geeft MZET onder andere de totale primaire zetting vóór en na de grensspanning en secundaire zettingen vóór en na de grensspanning op $t = 10$ dagen. Tevens wordt van een reeks tijdstippen de consolidatiegraad gegeven. Zie figuur 5.13. Op basis van de uitvoer van figuur wordt een zetting berekend van:

Zetting voor de grensspanning is de *degree of consolidation* op dag 316 vermenigvuldigd met de primaire zetting voor de grensspanning + log316 maal de secundaire zetting voor de grensspanning:

$$0.11 * (0.003 + 0.263) + \log 316 (0.001 + 0.035) = 0.119 \text{ m}$$

De zetting na de grensspanning de 100% maal de primaire zetting na de grensspanning + log10000 maal de secundaire zetting na de grensspanning:

$$1 * (0.001 + 0.026) + 4(0.004) = 0.043 \text{ m}$$

De eindzetting is dan $0.119 + 0.043 = 0.16 = 16 \text{ cm}$.

5.5 Gevoeligheid van de zettingsberekening

In hoofdstuk 3 is een definitieve parameterset opgesteld die dient als invoer voor de zettingsberekening. Hierbij is voor de samendrukkingscoëfficiënten en de natte volumieke gewichten tevens de spreiding aangegeven. Bij de berekening worden echter ook parameters gebruikt waarvan de waarden zijn aangenomen of niet exact bekend zijn, zoals de werkelijke waarde van de grensspanning, de variatie van de stijghoogten, de helling van het talud van de zinksleuf. Ook de keuze van de spanningsspreidingsformule heeft effect op de uitkomst. In deze paragraaf wordt kort gekeken naar het effect van variatie van deze parameters op de zetting.

Figuur 5.13: Uitvoer van MZET.

SETTLEMENTS :

Layer no.	Swelling		Settlement b. Sp.		Settlement a. Sp.	
	primary	secondary	primary	secondary 10 days	primary	secondary 10 days
3	0.000	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000
3	0.000	0.000	0.263	0.035	0.026	0.004
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Total	0.000	0.000	0.267	0.036	0.027	0.004

Depth from	to	Layer no.	primary	Total settlement secondary 10 days	after 1E4 days	Percentage of original layerheight
-19.70	-28.50	3	0.003	0.001	0.009	0.11 %
-28.50	-62.00	3	0.263	0.038	0.443	1.32 %
-62.00	-70.00	1	0.000	0.000	0.000	0.00 %
Total Settlement			0.294	0.040	0.452	

CONSOLIDATION :

Day	Settlement [m]	Degree of Consolidation [%]
1.000	0.0022	0.73
1.778	0.0126	0.91
3.163	0.0233	1.17
5.623	0.0341	1.43
10.000	0.0449	1.69
17.782	0.0557	1.96
31.623	0.0665	2.23
56.234	0.0830	2.70
100.000	0.0975	3.26
177.828	0.1136	3.85
316.223	0.1316	4.43
562.341	0.1524	5.00
1000.000	0.1769	5.57
1778.279	0.2062	6.14
3162.533	0.2419	6.71
5623.413	0.2863	7.28
10000.000	0.3407	7.85

Calculated hydrodynamic period :

65063 Days.

Hiertoe is in raai 1 de zetting berekend voor een zinksleuf met natuurlijke taluds 1:4 en met een aanvulling van zand. In dit geval is de optredende zetting het grootst. Tevens treden in raai 1 de grootste zettingen op. De gevonden spreidingen zijn dan ook bovengrenzen; in alle andere gevallen zullen ze kleiner zijn. De resultaten zijn gegeven in tabel 5.1. De zetting is berekend in vier verticalen: ter plaatse van het hart van de tunnel, aan de rand van de tunnel en midden tussen deze twee (zie figuur 5.12).

berekening 1:

Allereerst is een basisberekening gemaakt:

- stijghoogte is overal NAP -0.4 m;
- de grensspanning is gelijk aan de terreinspanning;
- de helling van de zinksleuf is 1:4;
- spanningsspreiding volgens Boussinesq;
- $\gamma_{aanvulling} = 20 \text{ kN/m}^3$ en $\gamma_{tunnel} = 11.8 \text{ kN/m}^3$ (zie bijlage 1);
- de zinksleuf ligt gedurende 1 jaar open.

berekening 2:

De basisberekening, maar nu geldt niet meer dat de grensspanning gelijk is aan de terreinspanning. Uit bijlage 5 blijkt dat voor lagen boven de Eemkleilaag (behalve de ophoging van het CS-eiland en de sliblaag) $\sigma_p = \sigma_{ter} + 5 \text{ kN/m}^2$ mag worden aangehouden en voor de Eemkleilaag en de 3^e zandlaag $\sigma_p = \sigma_{ter} + 10 \text{ kN/m}^2$.

Het effect hiervan blijkt zeer groot te zijn; de zetting vermindert met ca. 20%. Omdat de Eemkleilaag zich bij belasting boven de grensspanning erg slap gedraagt en doordat de overschrijding van de grensspanning relatief gering is in dit belastingsgeval, gedraagt de berekening zich erg gevoelig voor variatie van de grensspanning. Als echter niet wordt belast tot de grensspanning is dit minder van belang en is de gevoeligheid kleiner.

In dit geval wordt wel iets te positief gerekend. Omdat in de berekening wordt aangehouden dat de zetting vóór de grensspanning wordt veroorzaakt door het ontlasten/herbelasten, worden deze zettingen berekend op $t = 1$ jaar met consolidatiegraad $U_{(1 \text{ jaar})}$. Deze aanname is correct als de grensspanning gelijk is aan de terreinspanning. Nu dit niet het geval is, geldt dat de zetting in het traject terreinspanning-eindspanning gezien kan worden als het effect van een extra belasting bovenop de herbelasting, net als de zetting boven de grensspanning. De waarde hiervan moet eigenlijk worden berekend met een consolidatiegraad van 100% en op $t = 10000$ dagen. Besloten is dit effect niet mee te nemen en deze kleine afwijking te accepteren.

berekening 3:

De basisberekening, maar nu is voor de stijghoogte in de 3^e zandlaag NAP -4.3 m genomen. De stijghoogte in de Eemkleilaag verloopt lineair tussen NAP -4.3 m van de 3^e zandlaag tot NAP -0.4 m van de bovenliggende lagen. Het effect hiervan is niet zo groot; de zetting wordt ca. 5% kleiner. Dit wordt veroorzaakt doordat een lagere stijghoogte hogere heersende korrelspanningen veroorzaakt volgens $\sigma' = \sigma - p$. Spanningsverhogingen hebben dan relatief minder effect. Omdat het echter om relatieve verhoudingen gaat is het effect op de zetting niet erg groot. In de zettingsformules worden immers zowel de korrelspanning boven als onder de streep groter bij een lagere waterspanning.

berekening 4:

De basisberekening, maar nu met een helling van de zinksleuf van 1:5. Het effect blijkt een toename van de zetting met ruim 10% te zijn, niet onaanzienlijk. Het verschil zit wel nagenoeg geheel in de zetting boven de grensspanning. Door de grotere breedte van de sleuf is de dieptedoorwerking groter. In de Eemkleilaag heerst daardoor over grotere diepte een spanningstoestand waarbij de spanning na aanvullen hoger ligt dan de grensspanning. Zoals eerder vermeld gedraagt de Eemkleilaag zich boven de grensspanning erg slap.

berekening 5:

De basisberekening, maar nu met spanningsspreiding volgens Buisman. Ook dit heeft een aanzienlijk effect van 10% toename van de zetting en wederom nagenoeg alleen boven de grensspanning. Dit verschil ontstaat door de sterkere concentratie van spanningen onder de hartlijn van de tunnel bij Buisman. In het gebied waar de eindspanning boven de grensspanning ligt heeft dit een duidelijk effect.

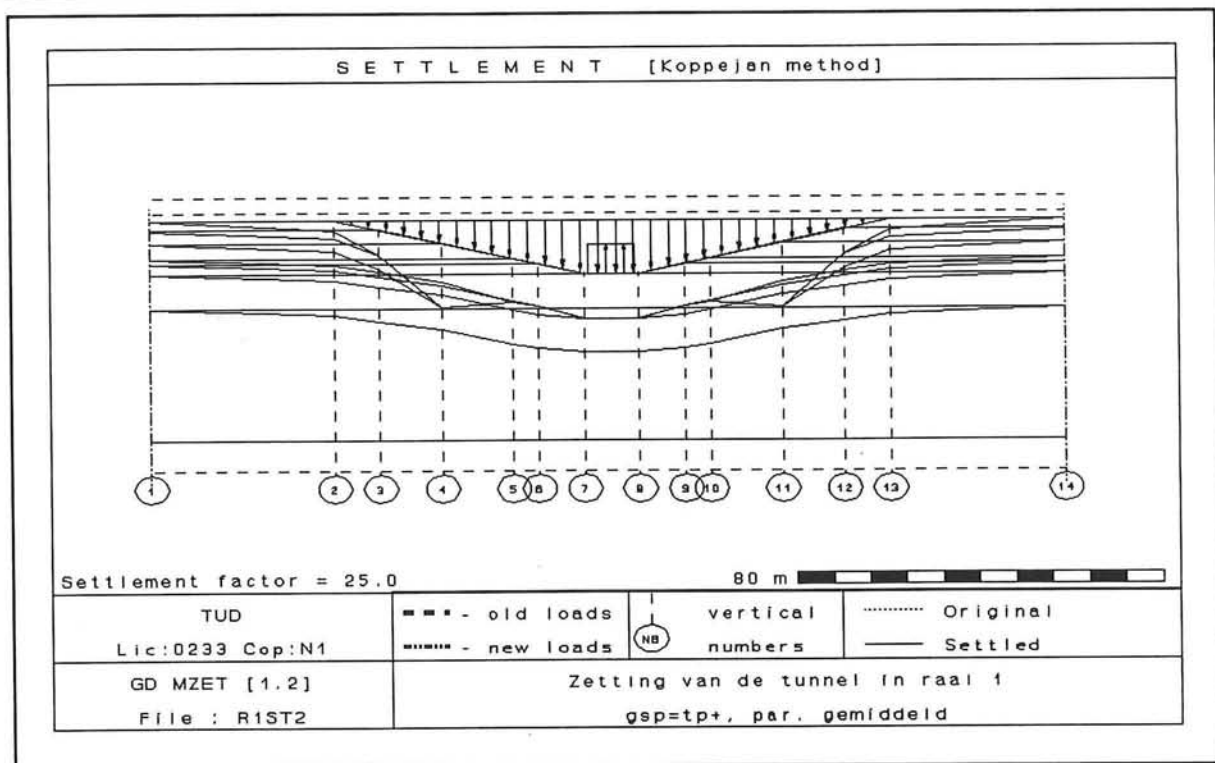
berekening 6:

De basisberekening, maar nu met de aanname dat de sleuf slechts een ½ jaar open ligt. Dit heeft alleen effect op zettingen die vóór de grensspanning optreden. Van de zettingen boven de grensspanning is immers aangenomen dat deze onafhankelijk zijn van het ontlasten-herbelasten en dus volledig optreden. Na 1 jaar openliggen bedraagt de deconsolidatie 11.1% en na een ½ jaar 8.8%. Het effect is een vermindering van de zetting met ca. 10%.

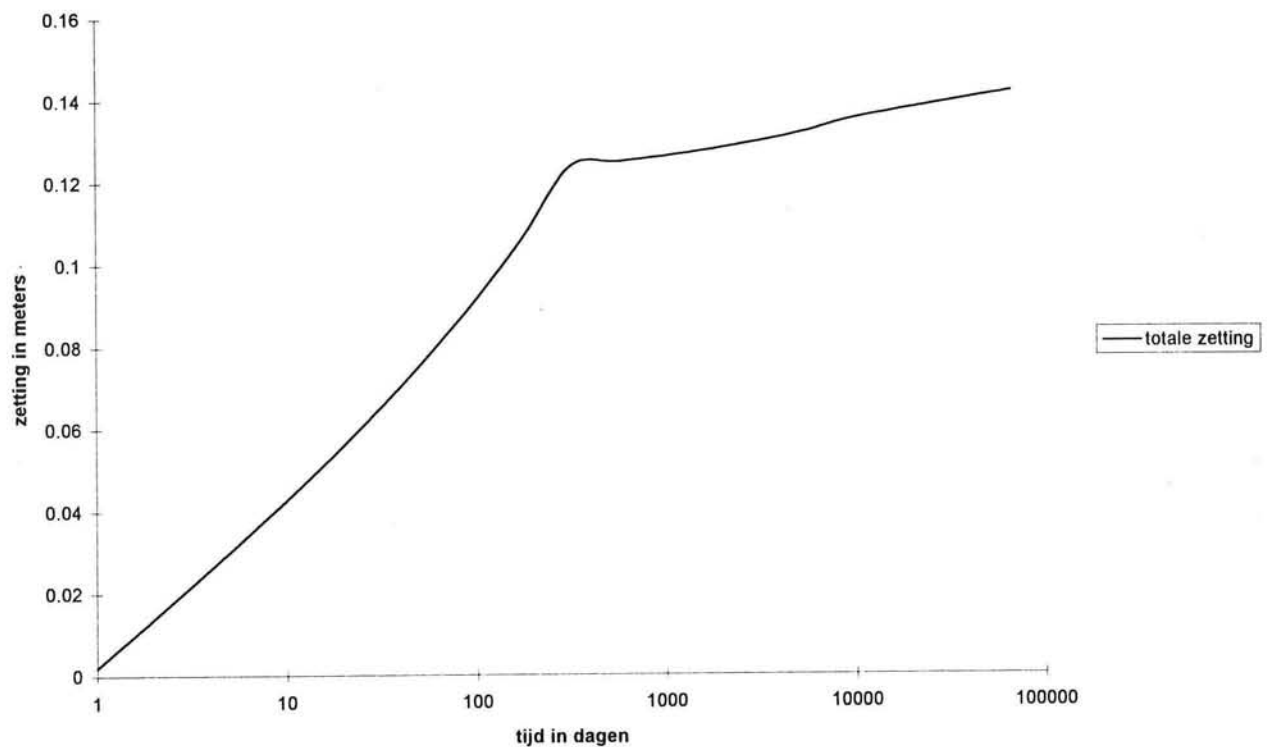
conclusies:

Er is besloten om de berekening te doen volgens:

- $\sigma_p = \sigma_{\text{terrein}} + \delta\sigma$.
- Stijghoogte in 3^e zandlaag is NAP -4.3 m.
- Helling zinksleuf 1:4, dit is een gangbare helling. Het kan echter zeer wel onmogelijk blijken deze helling te halen bij de slappe bodem van het IJ.
- Als spanningsspreiding wordt Buisman gehanteerd. Door de grotere spanningsconcentratie geeft het geeft iets grotere zettingen van de tunnel. Met Buisman wordt dus aan de veilige kant gerekend.
- Gebleken is dat bij de meeste afzinktunnels de sleuf ca. 9 tot 12 maanden duurt tot na het baggeren de sleuf weer wordt aangevuld. Dus de aanname van 1 jaar is gerechtvaardigd. Mogelijk kan de tijd bij deze tunnel bekort worden tot 6 maanden omdat er slechts 3 elementen hoeven te worden afgezonken en door het baggeren van de sleuf zo kort mogelijk voor het afzinken uit te voeren.
- Uit de berekeningen blijken zettingsverschillen tussen verticaal 1 en 3. Deze varieert zo tussen de 0,5 tot 1 cm. In werkelijkheid zal door de stijfheid van de tunnel dit zettingsverschil worden genivelleerd. De zetting zal ongeveer het gemiddelde zijn van de zettingswaarden in verticaal 1 en 3. Voor de zettingsberekening is echter aangehouden dat mag worden volstaan met het berekenen van de zetting in verticaal 1.



Figuur 5.14: Zettingsverloop na aanvullen van de sleuf (vertekend weergegeven!).



Figuur 5.15: Zettingsverloop in de tijd bij raai 1 na aanvullen met zand.

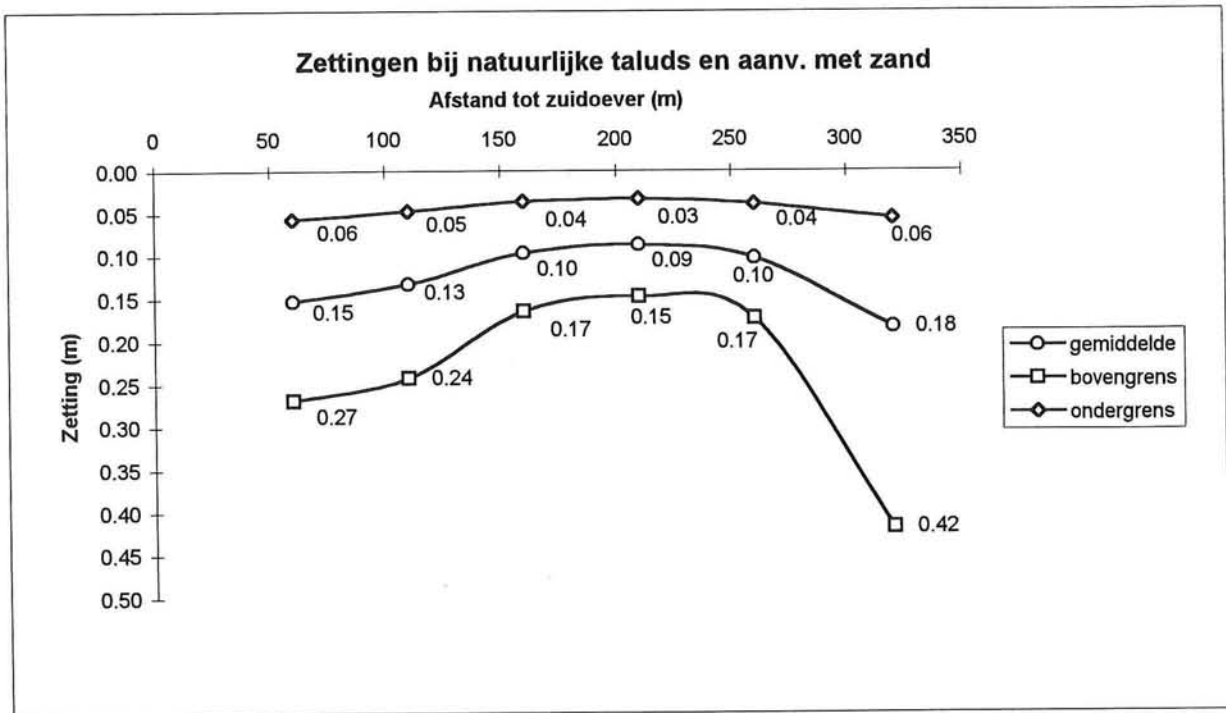
BEREKENING		ZETTING [cm] verticaal 1	ZETTING [cm] verticaal 2	ZETTING [cm] verticaal 3
1. Basisberekening	Vóór σ_p	11.7	11.7	11.7
	Na σ_p	8.1	7.9	7.7
	Totaal	19.8	19.6	19.4
2. $\sigma = \sigma_{ter} + \delta\sigma$	Vóór σ_p	12.3	12.3	12.4
	Na σ_p	3.4	2.6	2.5
	Totaal	15.7	14.9	14.9
3. Variabele stijg- hoogte	Vóór σ_p	11	11	11
	Na σ_p	7.9	7.3	7.1
	Totaal	18.9	18.3	18.1
4. Sleuf van 1:5	Vóór σ_p	11.7	11.7	11.7
	Na σ_p	10.6	10.2	10.1
	Totaal	22.3	21.9	21.8
5. Spreiding vol- gens Buisman	Vóór σ_p	11.7	11.7	11.7
	Na σ_p	10.4	9.5	9.3
	Totaal	22.1	21.2	21
6. ½ jaar tussen baggeren en aanvul- len van de sleuf	Vóór σ_p	10.1	10.1	10.1
	Na σ_p	8.1	7.9	7.7
	Totaal	18.2	18	17.8

Tabel 5.1: Uitkomsten van de gevoeligheidsanalyse.

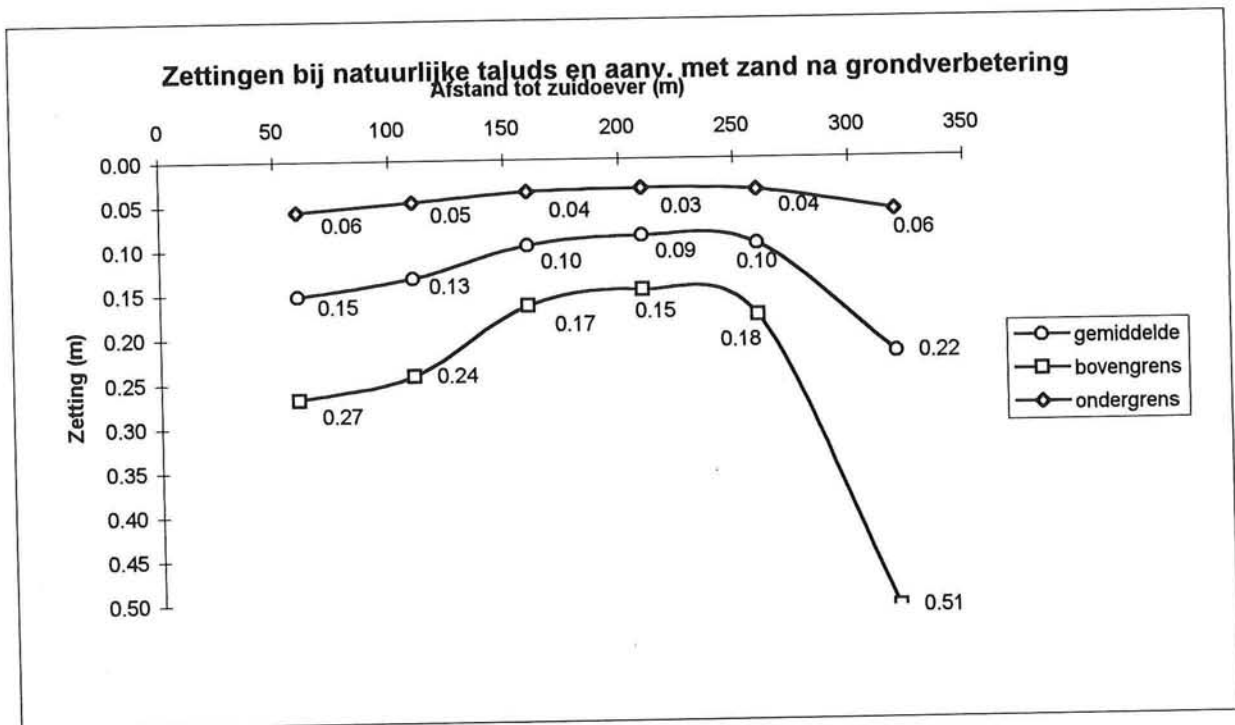
5.6 Resultaten van de zettingsberekening

In figuur 5.14 is kwalitatief het verloop van de eindzettingen weergegeven. De nieuwe loop van de lagen is wel vervormd omdat de zettingen met een factor 25 zijn vergroot.

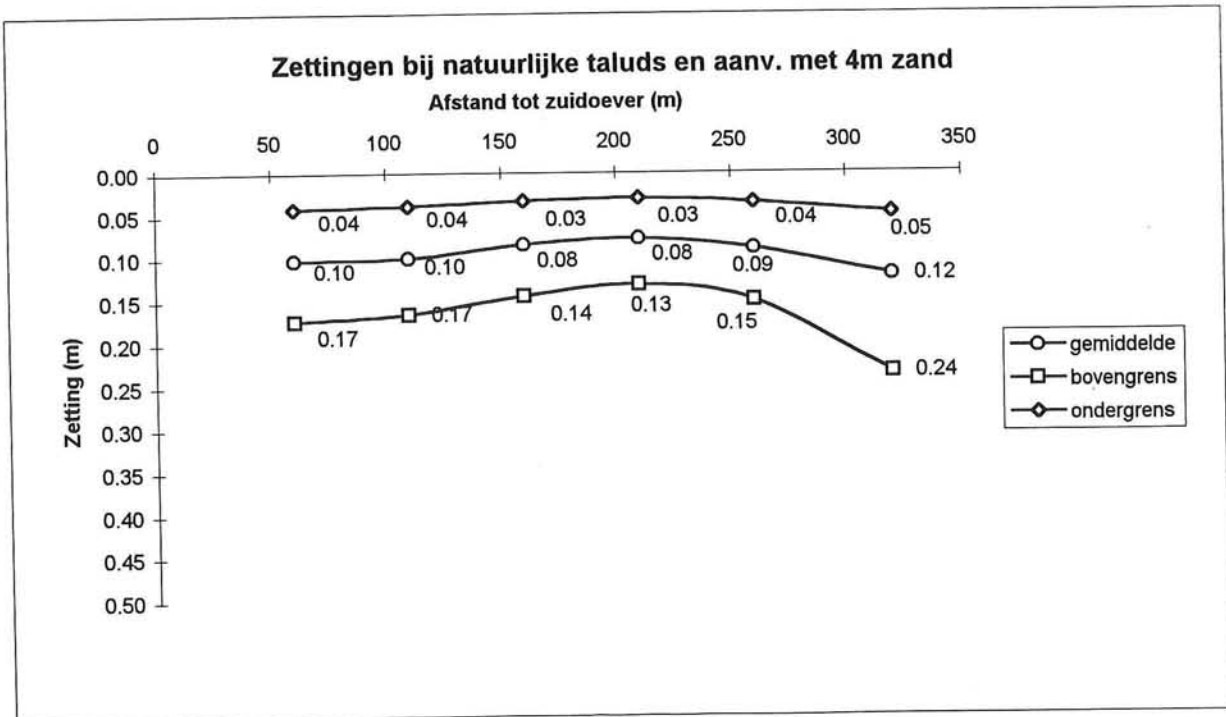
In figuur 5.15 is het tijdsafhankelijke zettingsverloop weergegeven in raai 1 bij een zinksleuf met natuurlijke taluds en een aanvulling met zand. De knik in het zettingsverloop is het effect van de aanname dat de zetting door herbelasten optreedt in dezelfde tijdsduur als de periode tussen baggeren en aanvullen van de sleuf, in 1 jaar zoals aangenomen. Na $t=1$ jaar wordt de zetting alleen nog veroorzaakt door spanningen boven de grensspanning. De knik is nu vrij scherp, in werkelijkheid zal het verloop uiteraard vloeiender zijn.



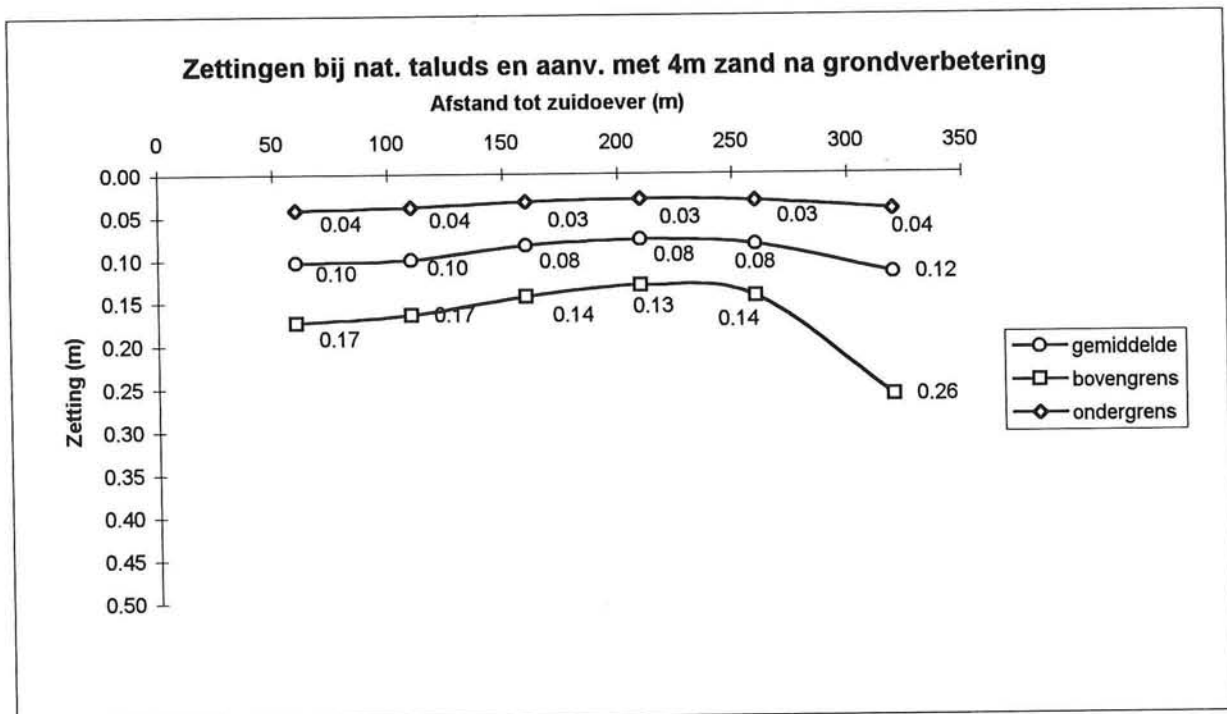
Figuur 5.16:



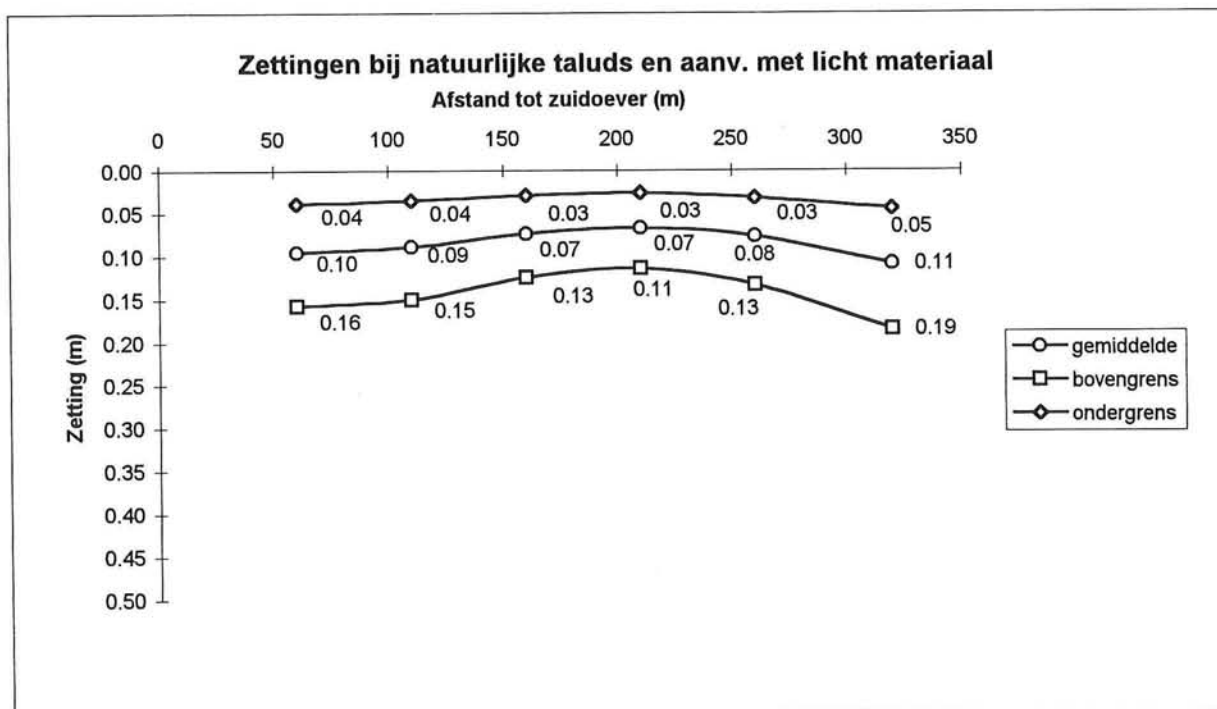
Figuur 5.17:



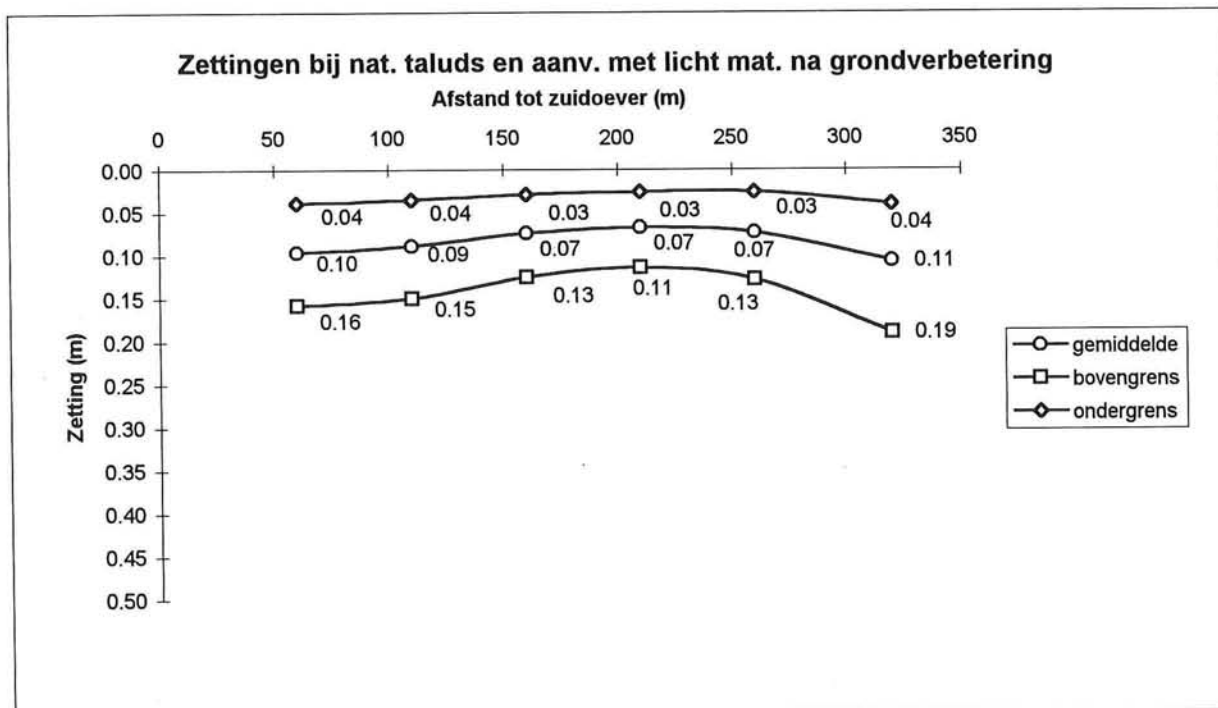
Figuur 5.18:



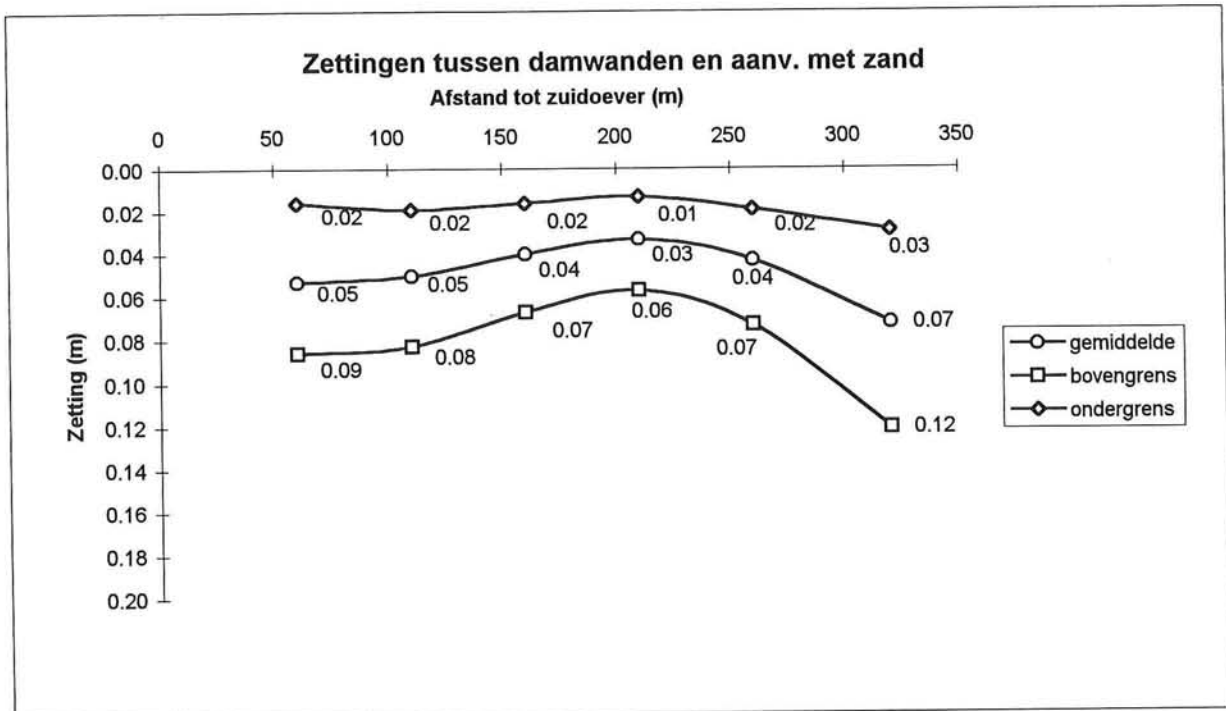
Figuur 5.19:



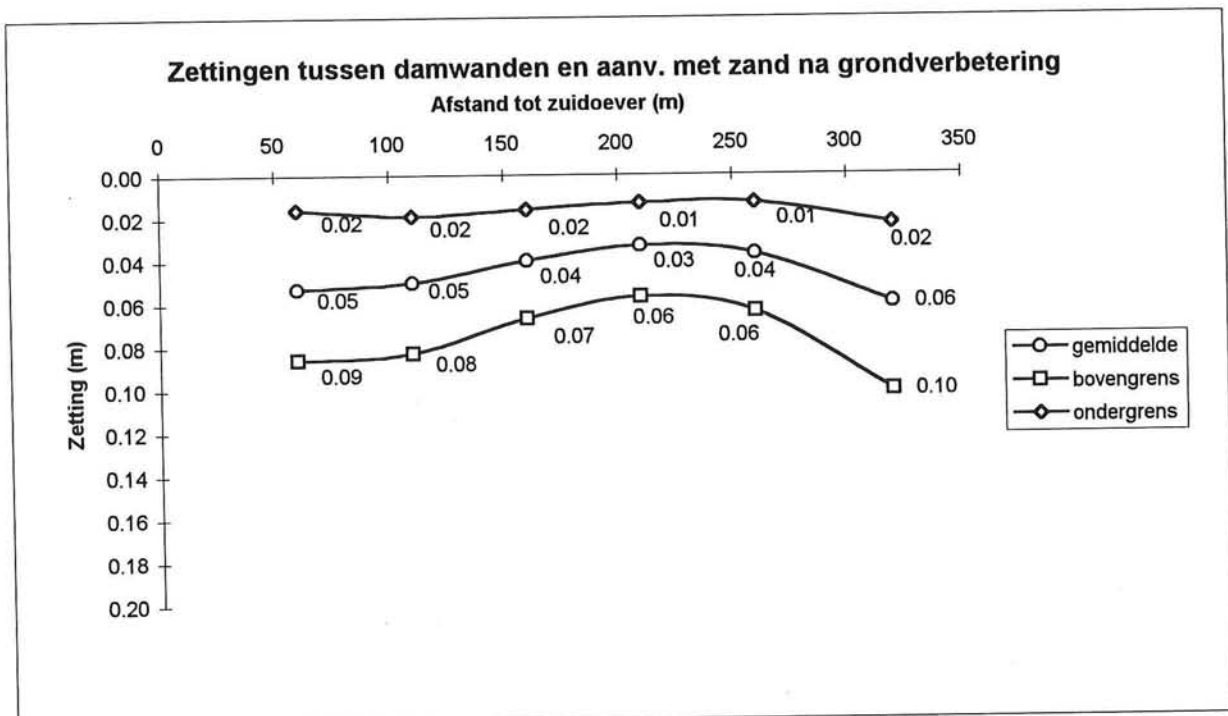
Figuur 5.20:



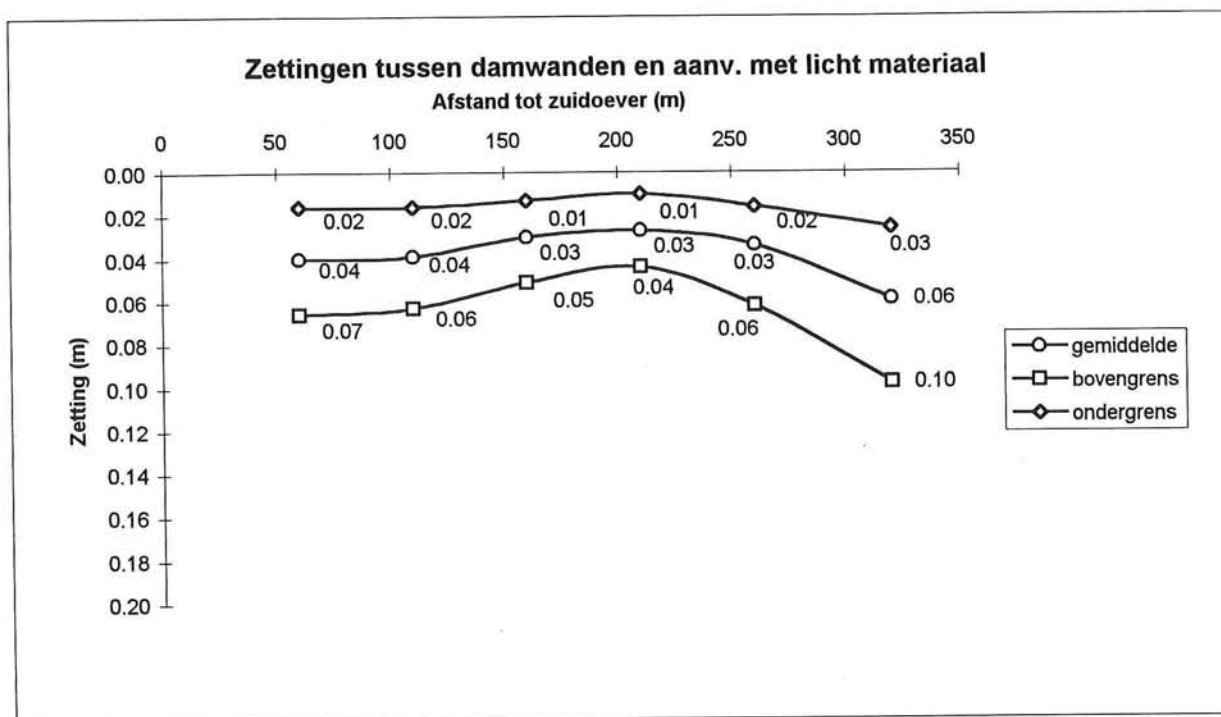
Figuur 5.21:



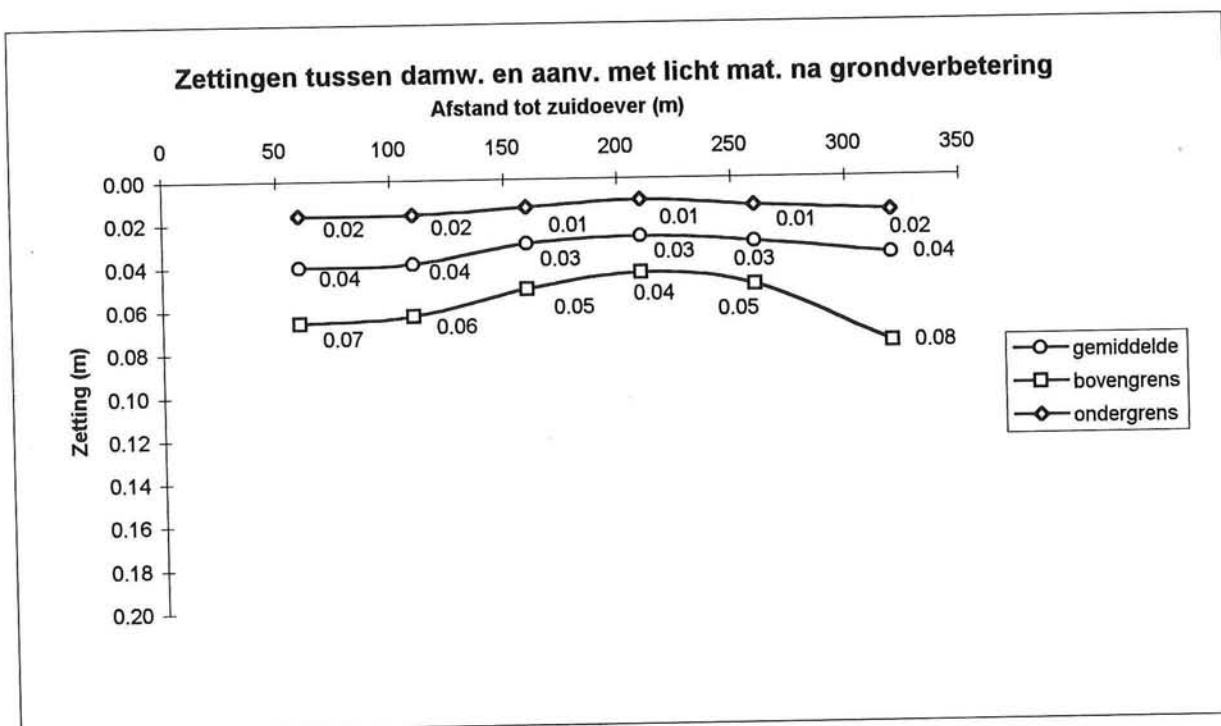
Figuur 5.22:



Figuur 5.23:



Figuur 5.24:



Figuur 5.25:

In de figuren 5.16 t/m 5.25 is per variant het zettingsverloop over het tunneltracé weergegeven. De gemiddelde zetting is weergegeven en de bandbreedte van de zetting bij de variatie van de invoerparameters met 1 maal de standaardafwijking. In bijlage 8 zijn de uitkomsten in tabelvorm opgenomen. Opgemerkt moet worden dat het hier om de zettingen in de ondergrond gaat. De zettingen die optreden in de onderspoellaag moeten hier nog bij worden opgeteld (zie hoofdstuk 6).

Het blijkt dat de tussenlaag vrij grote zettingen ondergaat. Daarom is gekeken wat het effect is van een grondverbetering ter plaatse van raai 5 en 6. In deze optie is de tussenlaag tussen tunnel en 2^e zandlaag afgegraven en vervangen door zand. Het interessante verschijnsel doet zich voor dat bij een zinksleuf met natuurlijke taluds dit een overwegend averechts effect heeft. De zinksleuf wordt breder doordat dieper moet worden gebaggerd en de aanvulling wordt zwaarder door de extra zandaanvulling. Het traject in de Eemkleilaag waar de spanning de grensspanning overschreidt veroorzaakt dus meer zetting dan voorkomen wordt door het afgraven van de tussenlaag. Bij een sleuf tussen damwanden heeft een grondverbetering wel effect. In alle alternatieven blijkt de spreiding van de zetting ter plaatse van raai 6 groot.

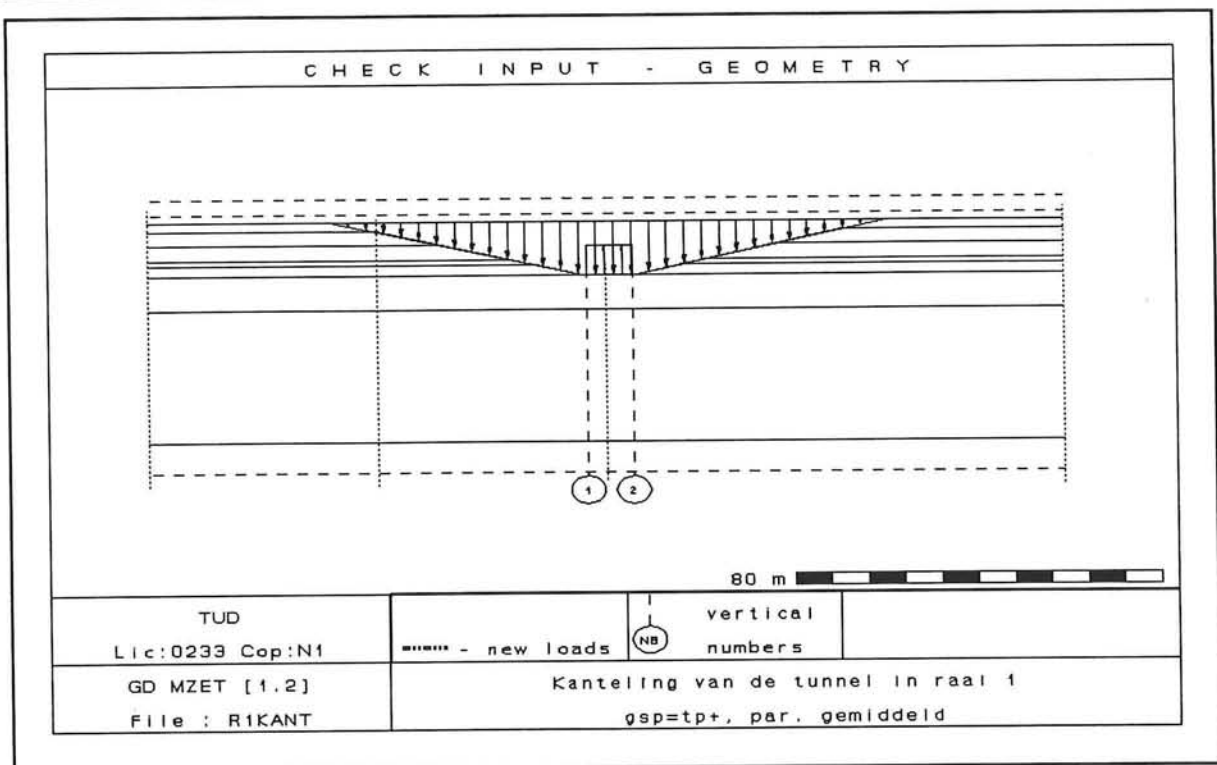
Het blijkt dat gemiddelde zettingen die in MZET zijn bepaald voor raai 1, 2, 5 en 6 ongeveer overeenstemmen met de zettingen die in de spreadsheet zijn berekend als pessimistisch scenario. De waarden van de zetting ter plaatse van de vaargeul en voor een zinksleuf tussen damwanden zijn in de spreadsheet veel kleiner dan de waarden die met MZET zijn berekend. Het lijkt erop dat juist bij kleine spanningswijzigingen verschillen optreden tussen de uitkomsten van de spreadsheet en MZET. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt doordat in MZET spanningsconcentratie plaats vindt onder de tunnel, terwijl in de spreadsheet de spanning direct wordt gespreid. Dat de zettingen die door MZET zijn berekend voor de raaien 1, 2, 5 en 6 overeenstemmen met het negatieve scenario komt doordat de Eemkleilaag slapper bleek te zijn dan was verondersteld bij het vaststellen van de parameters voor de handberekening.

Wat niet uit de handberekening is gebleken is het effect van de tussenlaag. Hiervan zijn de samendrukkingscoëfficiënten duidelijk te hoog ingeschat.

5.7 Bepaling van de kanteling van de tunnel

Deze paragraaf behandelt het effect van variatie van de ondergrond in de richting haaks op de tunnelas. Deze variatie kan zettingsverschillen veroorzaken in de breedterichting van de tunnel waardoor de tunnel 'kantelt'; roteert om de lengte-as. Deze rotatie veroorzaakt torsiespanningen in de constructie. Zoals in hoofdstuk 7 zal blijken is de constructie tamelijk gevoelig voor deze torsiespanningen.

Op basis van de sonderingen die zijn opgenomen in bijlage 7 is verondersteld dat de stijfheid van de 3^e geul in westelijke richting afneemt (zie figuur B7.2 van bijlage 7). De lagen met hoge conusweerstand die zichtbaar zijn op sonderingen 1009, 984 en geïdentificeerd zijn als zandlagen, zijn in westelijke richting steeds minder zichtbaar. Op sonderingen 2301 en 2302 zijn de conusweerstand vrij hoog, bij sonderingen 2299 en 2300 al minder en op sondering 387 zijn de lagen nagenoeg niet meer te identificeren. Op basis van deze waarneming is geconcludeerd dat het zandgehalte van de 3^e geul afneemt in westelijke richting. Voor de Eemklei en de 3^e zandlaag is aangenomen dat zich geen spreiding van stijfheid in de breedterichting voordoet.



Figuur 5.26: Indeling in vakken van de ondergrond.

De bodemopbouw die in MZET is ingevoerd is daartoe opgedeeld in 3 vakken (zie figuur 5.26). Per vak kunnen nu verschillende grondparameters worden opgegeven. De parameters worden weer bepaald met de correlatieformule 2.1. Voor vak A is voor de 3^e geul een gemiddelde conusweerstand aangenomen van 4 N/mm², voor β is 0.4 aangenomen, de laagste waarde behorend bij zandige klei. Er geldt dan:

$$C'_{gem} = \frac{4 \text{ N/mm}^2}{0.4 * 0.115 \text{ N/mm}^2} \approx 90 \quad \text{Hieruit volgt:}$$

$C'_p = 180$, $C'_s = 720$, $C_p = 900$ en $C_s = 3600$ volgens de formules uit hoofdstuk 2.

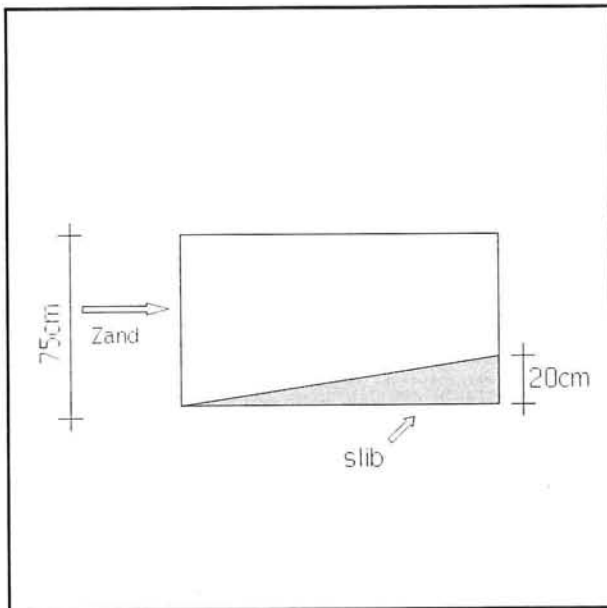
Voor vak B is voor de 3^e geul een gemiddelde conusweerstand aangenomen van 6 N/mm² en een β van 0.3. Hieruit volgt $C'_{gem} \approx 175$, $C'_p = 350$, $C'_s = 1400$, $C_p = 1750$, $C_s = 7000$.

Voor vak C tenslotte gelden de waarden uit de definitieve invoer van tabel 2.5: $C'_{gem} = 400$, $C'_p = 800$, $C'_s = 3200$, $C_p = 4000$ en $C_s = 16000$.

De berekening is uitgevoerd voor de 2 verticalen die zijn aangegeven in figuur 5.26 en voor de vijf varianten. De kanteling is gelijk aan het verschil in zetting tussen beide verticalen. De resultaten zijn vermeld in tabel 5.2.

Variant	Zetting in verticaal 1	Zetting in verticaal 2	Vershil = kanteling
Nat. talud met zand	0.172	0.163	0.009
Nat. talud met licht materiaal en 4m zand	0.109	0.106	0.003
Nat. talud met licht materiaal	0.099	0.096	0.003
Damwand met zand	0.05	0.05	0
Damwand met licht materiaal	0.04	0.04	0

Tabel 5.2: Kanteling van de tunnel door verlopende stijfheid van de 3e geul in de breedterichting van de tunnel.



Figuur 6.1: Kanteling van de tunnel door asymetrische slibinsluiting.

6 ZETTING VAN DE ONDERSPOELLAAG

6.1 Inleiding

Zoals in §3.3.2 is aangegeven, is gebleken dat een onderspoellaag meestal vrij losgepakt is en tevens vaak een opgesloten sliblaag bevat. Bij belasten van de zinksleuf treden dan ook aanzienlijke vervormingen op. In dit hoofdstuk wordt aangegeven hoe deze zettingen zijn bepaald en worden de resultaten gegeven.

In §6.2 wordt eerst per raai de optredende zetting van de onderspoellaag bepaald. Hierbij is aangenomen dat de vervormingen direct optreden. Voor de eventueel ingesloten sliblaag geldt weliswaar een zeer kleine consolidatiecoëfficiënt, maar omdat deze sliblaag dun is treedt de vervorming van deze laag toch volledig op binnen enkele weken tot een ½ jaar.

In §6.3 wordt vervolgens bekeken wat het effect is op de kanteling van de tunnel als er geen sprake is van slibinsluiting in de vorm van een laag, maar ongelijkmatig verdeeld over de breedte.

6.2 Effect op de zetting van de tunnel

In hoofdstuk 3 zijn 4 scenario's gegeven. Hierbij varieert de dikte van de onderspoellaag tussen de 75 cm en 1 m. Van de onderspoellaag bestaat 0 tot 20 cm uit ingesloten slib. Zoals vermeld in hoofdstuk 3 geldt voor het zand $C'_{(z), 10000} = 60$ en voor het slib $C'_{(s), 10000} = 20$. De zetting kan nu berekend worden volgens:

$$\Delta Z = \frac{d_z}{60} \ln \frac{\sigma_z}{\sigma_{z,0}} + \frac{d_s}{20} \ln \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,0}}$$

De spanningen zijn de spanningen die heersen in het midden van de zandlaag respectievelijk de sliblaag. De spanning σ die heerst na aanvullen van de tunnel wordt bepaald door de funderingsdruk van de tunnel en de dekking op de tunnel. Voor de funderingsdruk van de tunnel geldt een waarde van 13 kN/m² (zie bijlage 1 voor de bepaling hiervan). Spanning σ_0 kan worden bepaald met de waarden $\gamma_{n,z} = 20$ kN/m³ en $\gamma_{n,s} = 16$ kN/m³.

Er is voor gekozen de zetting van de onderspoellaag te berekenen voor een onderspoellaagdikte van 75 cm, omdat met de gegeven C-waarden eigenlijk iets te grote zettingen worden berekend (zie hoofdstuk 3). Het lijkt dan voldoende met 75 cm dikte te rekenen en niet ook nog eens met de bovengrenswaarden.

De berekening van de zetting van de ondergrond is voor 5 varianten gedaan (zie hoofdstuk 5). Voor de zetting van de onderspoellaag maakt het niet uit of tussen damwanden of in een zinksleuf met natuurlijke taluds wordt afgezonken. De zetting is daarom nu berekend voor de gevallen:

- Aanvulling van de sleuf met zand van $\gamma_n = 20$ kN/m³. De dekking bestaat dan volledig uit zand.
- Aanvulling van de sleuf met licht materiaal van $\gamma_n = 17$ kN/m³ en 4 m zand. Deze

		ZETTING [mm]		
Raai	Variant	Aanvulling met zand	Aanvulling van 4 m zand en licht materiaal	Aanvulling van licht materiaal
1	75 cm zand	36	35	33
	55 cm zand en 20 cm slib	54	53	49
2	75 cm zand	33	33	30
	55 cm zand en 20 cm slib	50	50	45
3	75 cm zand	29	29	27
	55 cm zand en 20 cm slib	44	44	40
4	75 cm zand	28	28	26
	55 cm zand en 20 cm slib	42	42	39
5	75 cm zand	30	30	28
	55 cm zand en 20 cm slib	45	45	41
6	75 cm zand	36	35	32
	55 cm zand en 20 cm slib	53	52	48

Tabel 6.1: Zettingen van de onderspoellaag.

variant geeft alleen een verschil met de vorige bij een grotere dekking op de tunnel dan 4 m.

- Volledige aanvulling van de sleuf met licht materiaal.

De resultaten van de berekening zijn weergegeven in tabel 7.1.

6.3 Effect op de kanteling van de tunnel

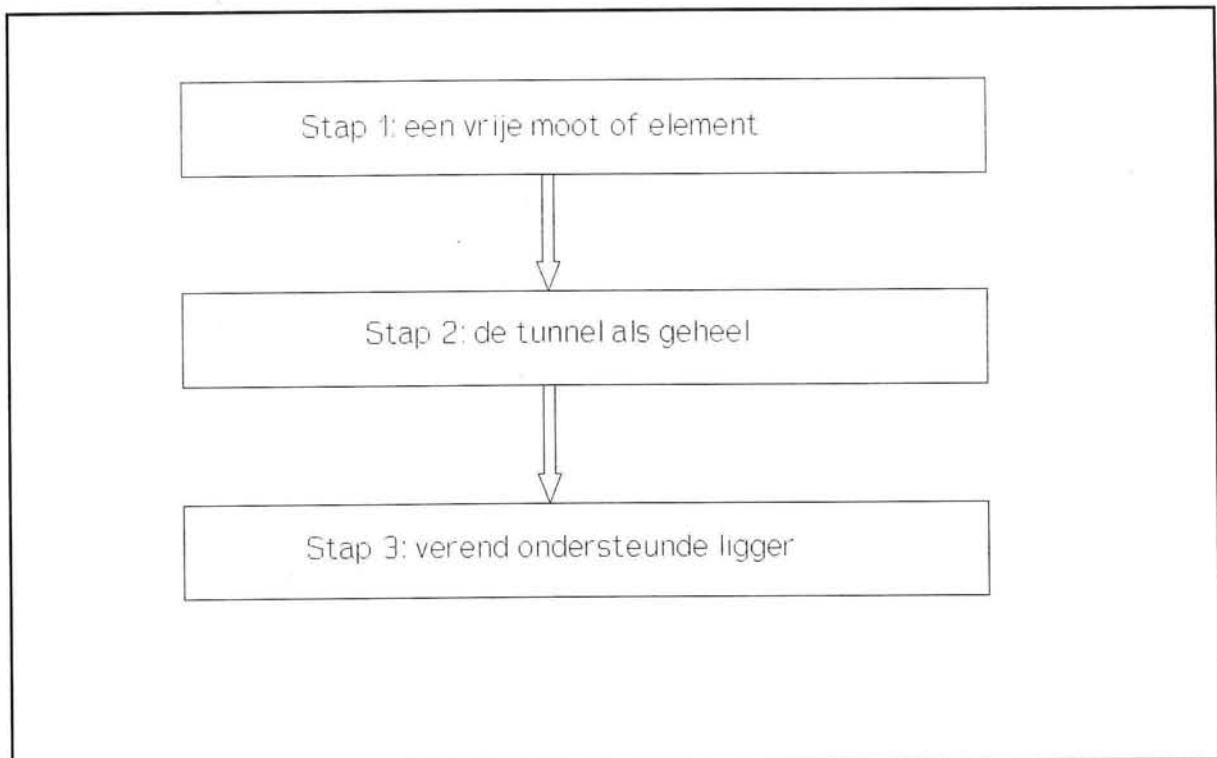
Het is mogelijk dat het ingesloten slib niet in een gelijkmatige laag aanwezig is, maar alleen in de hoeken van de sleuf. Dit kan worden veroorzaakt doordat vlak voor het afzinken de zinksleuf wordt ontdaan van de aanwezige sliblaag. Indien dit niet zorgvuldig wordt gedaan kan er slib in de hoeken achter blijven. Zeker indien tussen damwanden wordt afgezonken is dit het geval.

Om het effect van zetting van ingesloten slib op de kanteling van de tunnel te bepalen, is uitgegaan van de meest ongunstige situatie. Dat is het geval in de raai met de grootste dekking op de tunnel en als aan één zijde van de onderspoellaag geen slibinsluiting aanwezig is en aan één zijde een laag slib is ingesloten ter dikte van 20 cm (zie figuur 6.1). De grootste dekking is aanwezig in raai 1. De resultaten voor de 3 varianten zijn gegeven in tabel 6.2.

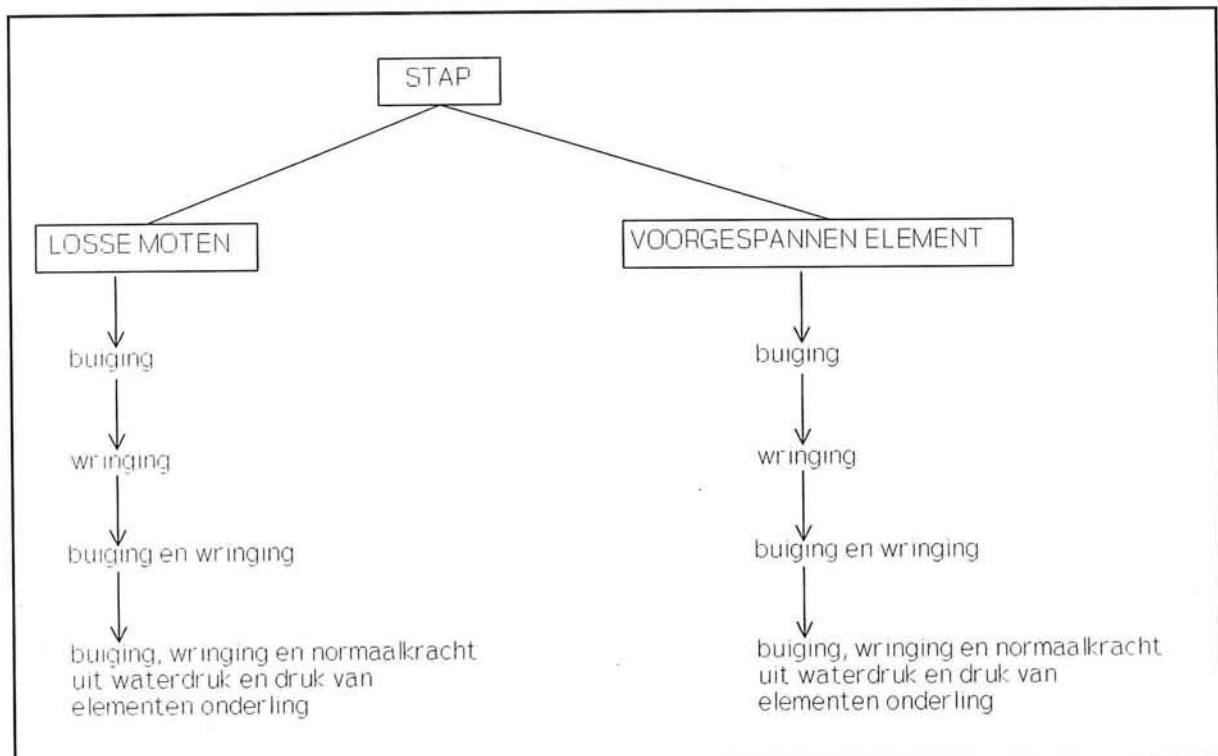
	Zettingsverschil tussen de 2 verticalen [mm]		
Raai	Aanvulling met zand	Aanvulling met 4m zand	Aanvulling met licht materiaal
1	18	18	15

Tabel 6.2: Kanteling van de tunnel veroorzaakt door de onderspoellaag.

De waarden van de kanteling zijn niet erg groot. In het meest pessimistische geval treedt er een kanteling op van ca. 2,5 cm. Dit is de som van de kanteling veroorzaakt door de onderspoellaag en de kanteling door verloop in de breedte van de 3² geul. In hoofdstuk 8 moet blijken welke kanteling toelaatbaar is.



Figuur 7.1: Stappenplan voor de berekening.



Figuur 7.2: De belastingen waarop de constructie wordt bekeken.

7 VERVORMINGSCAPACITEIT VAN DE CONSTRUCTIE

7.1 Inleiding

In de voorgaande hoofdstukken is gekeken naar de zettingen die te verwachten zijn na het afzinken van de tunnel. In dit hoofdstuk wordt gekeken naar de vervormingscapaciteit van de tunnel. Met andere woorden: welke zettingsverschillen kunnen door de tunnel worden opgenomen, zonder verlies van de functie of aantasting van de veiligheid. Het gaat hierbij zowel om zettingsverschillen in de lengterichting van de tunnel als om zettingsverschillen haaks op de tunnelas. Zettingsverschillen in de lengterichting kunnen buigende momenten in de constructie veroorzaken en zettingsverschillen in de breedterichting zijn verantwoordelijk voor torsiemomenten.

Bij het transport van een element is er voorspanning aangebracht door het gehele element om de moten, die in feite los van elkaar zijn, bij elkaar te houden en om buigende momenten die ontstaan tijdens het transport op te kunnen nemen. De berekening van de vervormingscapaciteit is nu gedaan voor 2 varianten; één waarbij de aanwezige voorspanning na het afzinken wordt doorgeslepen en één waarbij de voorspanningskabels intact worden gelaten.

In het eerste geval ontstaat er een tunnel die bestaat uit losse moten. Er voor deze variant gekeken naar 2 subvarianten. Het is namelijk mogelijk dat de voorspanning alleen wordt toegepast voor het transport. In dat geval zijn de voorspankanalen niet geïnjecteerd en kunnen de kabels na doorslijpen worden verwijderd. Het is ook mogelijk de voorspankanalen wel te injecteren zodat na het doorslijpen de voorspanning bewaard blijft. Het nadeel hiervan is dat nu bij iedere voeg de voorspanning moet worden doorgeslepen. Dit veroorzaakt extra kosten. Bekeken zal worden wat voor effect het heeft de kanalen te injecteren.

In het tweede geval ontstaat een tunnel die bestaat uit elementen. Er is gekozen voor deze twee variant omdat bij recente tunnelprojecten enige discussie is geweest over de vraag of de kabels nu wel of niet moeten worden doorgeslepen. Tot voor kort werden de kabels doorgeslepen zodat de tunnelmoten weer geheel los van elkaar kwamen. Op deze manier voldeed de tunnel aan het concept van de 'schakelketting'; de losse moten vormden een soort ketting die zich makkelijk vormt naar vervorming van de ondergrond en zonder het ontstaan van grote buigende momenten. De argumenten om de voorspankabels intact te laten zijn gestoeld op het idee dat de hierdoor de tunnel een extra sterkte wordt gegeven. Met deze extra sterkte zouden de grotere momenten waar de tunnel aan wordt onderworpen door zijn grotere stijfheid, makkelijk kunnen worden opgenomen.

De berekening is stapsgewijs opgezet (zie figuur 7.1). Per stap wordt vervolgens gekeken wat de maximale vervorming is in de belastingsgevallen die zijn gegeven in figuur 7.2.

In de eerste stap wordt één moot of één element beschouwd als een vrije ligger die verplaatsingsgestuurd wordt belast. Deze benadering is op zich niet erg realistisch, maar biedt wel veel inzicht in het krachtsverloop in de constructie en de randvoorwaarden die van belang zijn. In de tweede stap wordt niet meer naar de moten of de

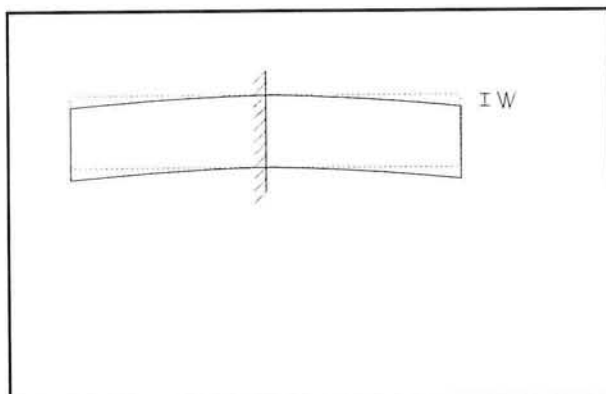
elementen afzonderlijk, maar naar de tunnel als geheel gekeken. De tunnel wordt hierbij nog steeds als vrije ligger beschouwd die verplaatsingsgestuurd wordt belast. In de derde stap tenslotte wordt het effect meegenomen dat de verende bedding heeft op de vervormingscapaciteit van de tunnel.

Bij de berekeningen is het tunnelprofiel gebruikt dat in deelrapport 1 is bepaald, maar is ook geprobeerd tot algemene uitspraken te komen over het vervormingsvermogen van betonnen tunnelelementen en parameters die hierop van invloed zijn.

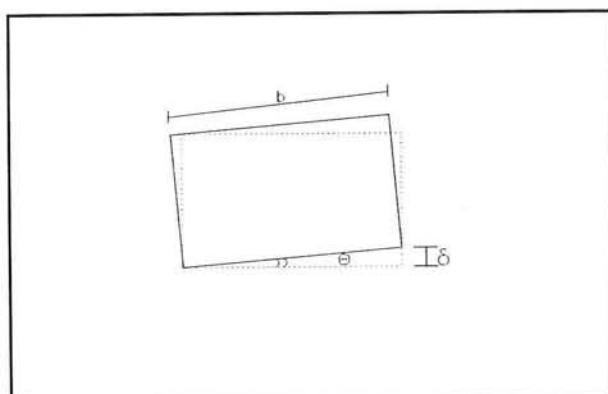
Dit hoofdstuk zal per stap aangegeven wat de aannamen en schematisaties zijn en wat de resultaten zijn. De berekeningen zijn beschreven in bijlage 3. In §7.2 zullen allereerst de aannamen die gedaan zijn worden weergegeven. Vervolgens worden in §7.3 t/m §7.5 de stappen 1, 2 en 3 beschreven. §7.6 tenslotte presenteert de conclusies die voortkomen uit de berekeningen.

7.2 Aannamen

- Bij de berekeningen is aangehouden dat functieverlies van de tunnel, in dit geval lekkage, optreedt op het moment van scheuren van het beton. Voor het bepalen van de maximale buigende momenten is dat een nogal strenge eis omdat het buigende moment wel scheuren doet ontstaan in de trekzone, maar niet in de drukzone. Hierdoor lopen de scheuren niet door en door, waardoor enige scheurvorming is toegestaan. Deze speling is echter niet groot omdat het dak respectievelijk de vloer ca. 1 m dik is, dus de scheuren mogen niet langer zijn dan 1 m (als de tunnel ook direct lekt bij een doorlopende scheur). In het geval van wringende momenten is dit een geheel terechte eis omdat scheuren die ontstaan door torsie altijd door en door lopen.
Door de berekening te doen met deze beperking geldt voor alle stappen de lineair-elastische theorie.
- De tunnel is in de berekeningen geschematiseerd als ligger met kenmerkende waarden voor de elasticiteitsmodulus E , het traagheidsmoment I_{zz} en het betonoppervlak A_b .
- Voor de elementen is aangenomen dat deze 90 m lang zijn en uit 4 moten van 22,5 m bestaan. Het af te zinken tunneldeel onder het IJ bestaat uit 3 elementen. De afmetingen van de tunnel zijn 10m*7,5m.
- Voor afzinktunnels wordt vaak als eis gesteld dat tijdens het gehele transport- en afzinkproces in de volledige doorsnede overal een minimale drukkracht van 0,3 N/mm² aanwezig is. Als aanname geldt nu dat in rust deze betondrukspanning, die door voorspanning wordt veroorzaakt, 1 N/mm² bedraagt in de gehele doorsnede.
- In de dilatatie- en zinkvoegen kan alleen rotatie om de horizontale as haaks op de tunnelas en translatie in de richting van de tunnelas plaatsvinden. Dit wordt veroorzaakt doordat de beton-oppervlakken bij de tand (bij benadering) koud tegen elkaar liggen en bij de zinkvoeg de deuvolverbinding deze rotatie en verplaatsingen tegen gaat. Daarom is voor de dilatatie- en zinkvoegen aangenomen dat de buigende momenten niet worden overgedragen en de dwarskracht en de wringende momenten volledig worden overgedragen.
- Bij de voorgespannen elementen is aangenomen dat er geen rotatie plaats vindt ter plaatse van de dilatatievoegen.



Figuur 7.3: Verplaatsing w door buiging.



Figuur 7.4: Kanteling δ door torsie.

- De betonkwaliteit van de tunnelconstructie is B35.
- De tunnelementen hebben geen kromming om de Z- of de Y-as en verlopen ook niet in breedte.

7.3 Stap 1; vrije verplaatsingsgestuurde buigligger

Bij de berekening van maximale vervorming van de constructie door buiging is aangenomen dat een moot of een element in het midden is ingeklemd en aan de uiteinden een verplaatsing ondergaat van w (zie figuur 7.3). Hiermee wordt bereikt dat de buigende moment aan de uiteinden 0 is en in het midden maximaal. Bij de berekening van de maximale vervorming door torsie geldt een vervorming δ zoals aangegeven in figuur 7.4, die wordt veroorzaakt door een rotatie Θ .

De vervormingscapaciteit van een betonnen constructie is tijdsafhankelijk. Door kruip van de constructie neemt de stijfheid van de constructie af in de tijd en de vervormingscapaciteit toe. Dit effect wordt meegenomen door met een fictieve stijfheid te rekenen volgens:

$$E_{b,t} = \frac{E_{b,0}}{1 + \phi_t} \quad \text{Hierin is:}$$

$E_{b,0}$	=	de echte stijfheidsmodulus van het beton [N/m ²]
$E_{b,t}$	=	de fictieve stijfheidsmodulus op tijdstip t [N/m ²]
ϕ	=	de kruipfactor [-]

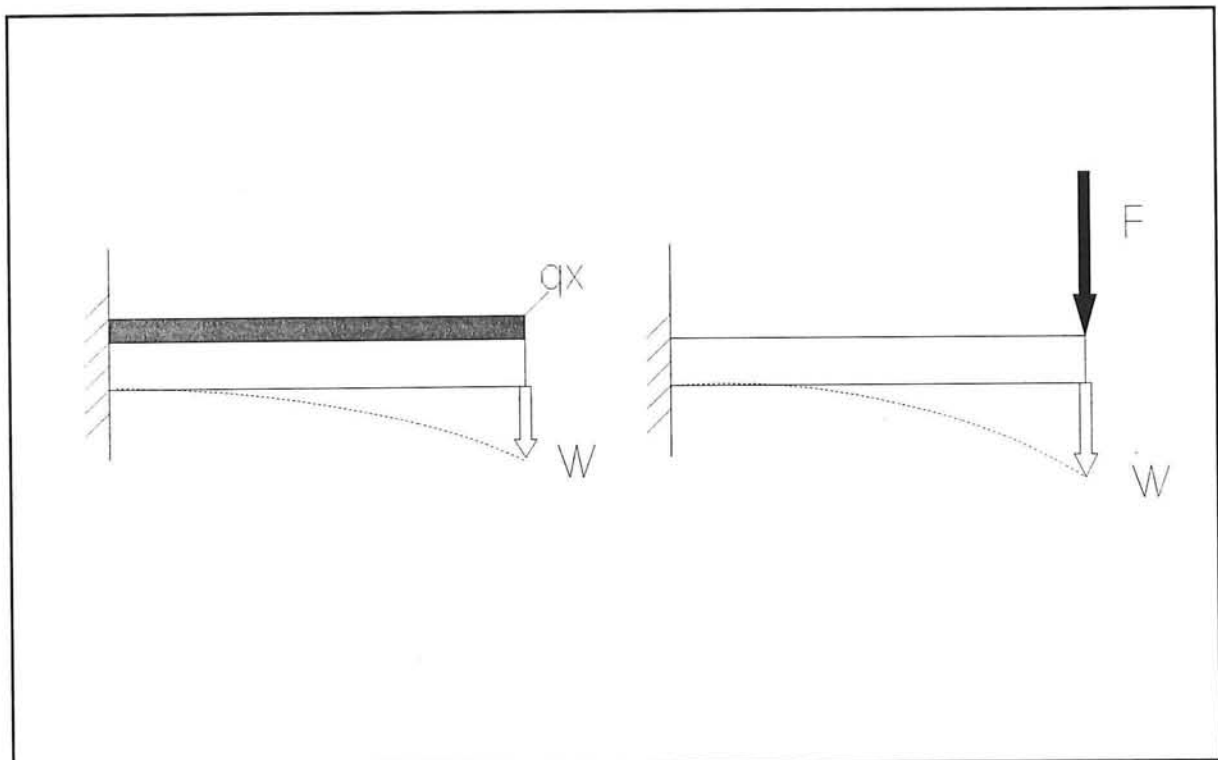
De grootte van de kruip is afhankelijk van vele factoren, waaronder de relatieve vochtigheid van de omgeving van de constructie en de ouderdom van het beton vóór belastingen. Het blijkt nu dat door de hoge relatieve vochtigheid en de relatief hoge ouderdom van het beton voordat het belast wordt door de definitieve belasting (ruim 1 jaar) de kruip zeer gering is. De vervormingscapaciteit wordt hier nadelig door beïnvloed. In de eerste stap worden de eerste berekeningen gedaan zonder voorspanning en daarna met om het effect van de voorspanning duidelijk te kunnen zien.

7.3.1 Benadering 1; geen voorspanning

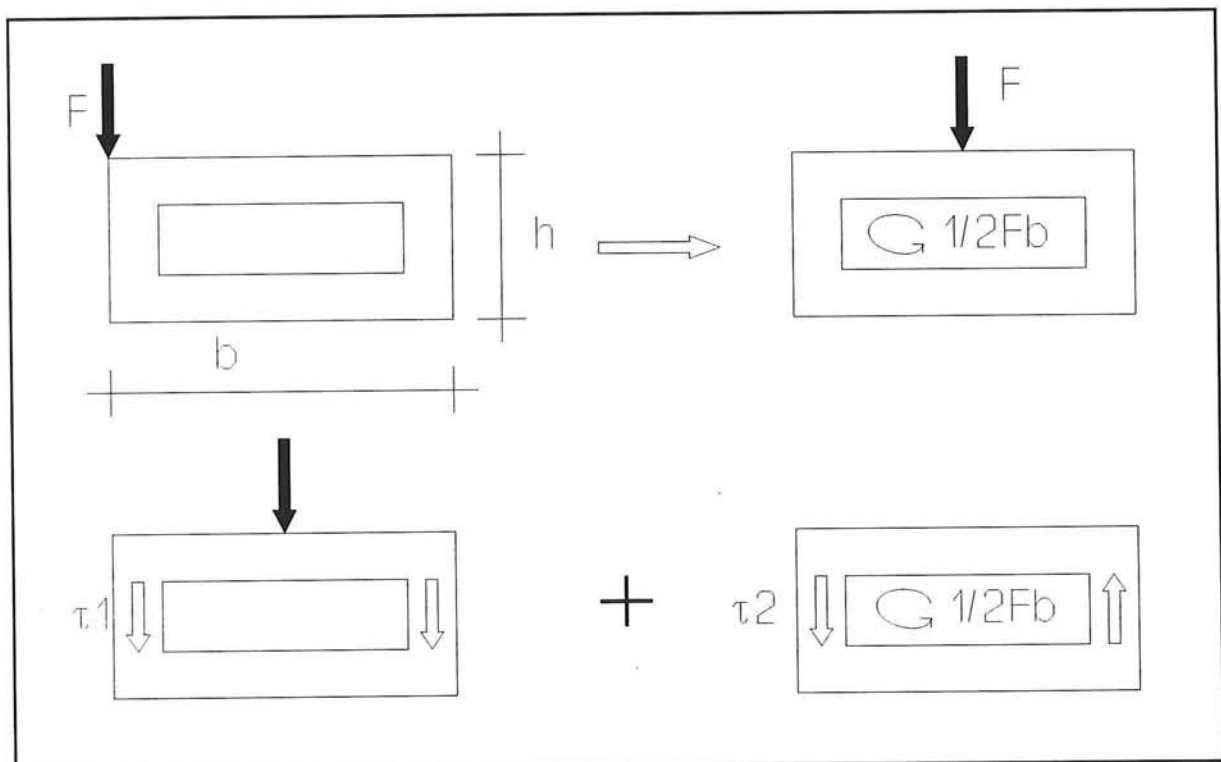
Deze berekening wordt alleen gedaan voor moten omdat elementen alleen als één geheel kunnen worden beschouwd als de moten in een element bijeen worden gehouden door voorspankabels. In de tunnel treedt scheuren op als ergens de trekspanning wordt overschreden. Voor de rekenwaarde van de treksterkte van het beton geldt volgens de TGB beton (de rekenregels van de TGB zijn overgenomen uit [lit. 6] en [lit 7]):

$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck})$, waarin f'_{ck} de karakteristieke kubusdruksterkte is (= 35 N/mm² voor B35).

Eerst zal nu naar de vervormingscapaciteit voor buiging worden gekeken. Daartoe wordt de waarde van het scheurmoment M_r berekend volgens:



Figuur 7.5: Gelijkmatig verdeelde belasting en lijnlast.



Figuur 7.6: Tunnel belast op torsie.

$$\frac{1}{2} \frac{h M_r}{I_{zz}} = f_b$$

Hierin is h de hoogte van de tunnelconstructie.

Nu kan worden berekend welke verplaatsing w nodig is om M_r te veroorzaken. Deze w is dan het maximale zettingsverschil tussen het midden van de moot en de rand. De waarde voor w is nu bepaald voor het geval dat de moot wordt door een puntlast en in het geval van een gelijkmatig verdeelde belasting (zie figuur 7.5). Bij belasting door een puntlast geldt:

$$w_t = \frac{2 f_b l^2}{3 h E_{b,t}} \quad \text{en in het geval van gelijkmatig verdeelde belasting}$$

$$w_t = \frac{f_b l^2}{2 h E_{b,t}}$$

l is hierin de halve mootlengte. Voor de afleiding van beide formules wordt verwezen naar bijlage 3.

De berekening van w is gedaan op tijdstippen $t=0$ en $t=\infty$. De resultaten zijn vermeld in tabel 7.1 waarin de resultaten van stap 1 worden samengevat. Zoals was te verwachten is bij belasting door een puntlast een grotere verplaatsing mogelijk dan bij een gelijkmatig verdeelde belasting.

Nu wordt de vervormingscapaciteit voor torsie bekeken. Voor torsie moeten twee belastinggevallen worden bekeken: torsie waarbij de maatgevende spanning in de wanden heerst en een combinatie van torsie en buiging waarbij de maatgevende spanning in het dak of de vloer heerst.

In het geval van torsie geldt de situatie zoals aangegeven in figuur 7.6. Omdat het een kokerconstructie betreft zal de torsie bij benadering volledig als kringlooptorsie optreden. De torsie wordt veroorzaakt door een kracht F . De maatgevende schuifspanning treedt nu op in de wand waarin de schuifspanning die wordt veroorzaakt door de torsie in dezelfde richting werkt als de schuifspanning die wordt veroorzaakt door de dwarskracht F . Er geldt nu:

$$\tau_{dV} = \frac{F}{(d_1 + d_2) h_m}$$

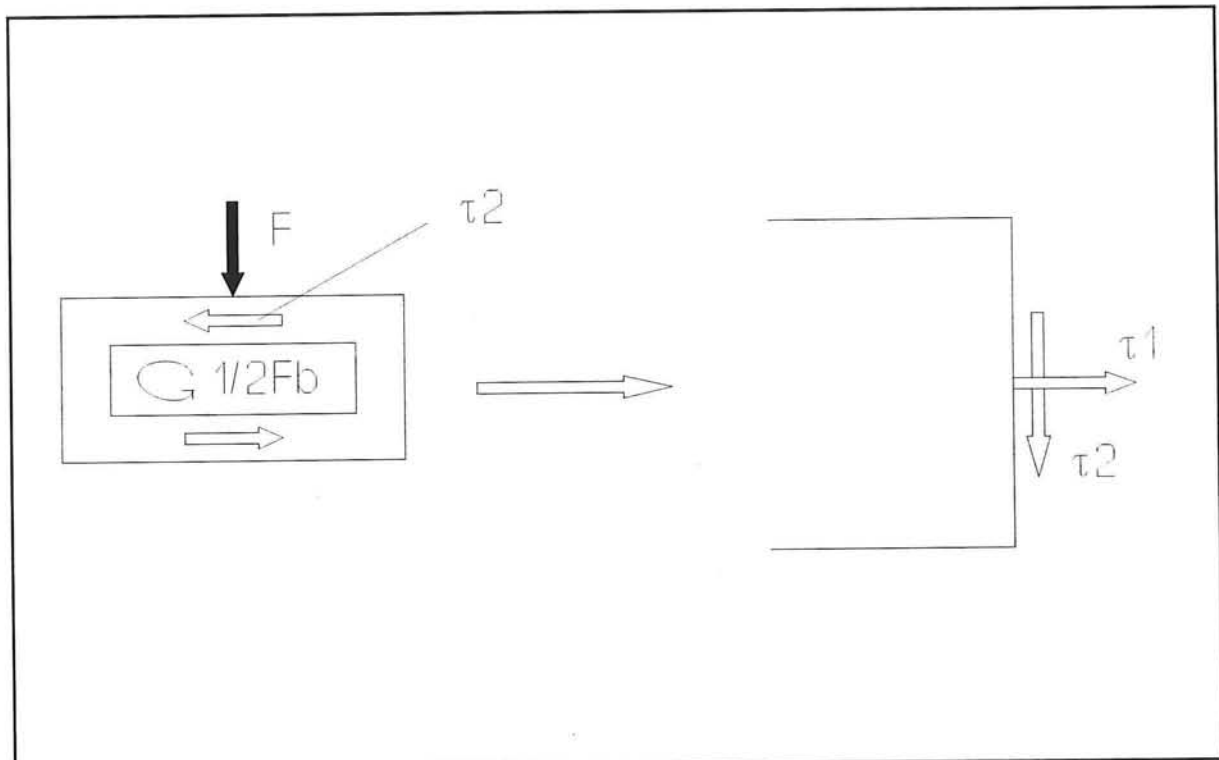
$$\tau_{dT} = \frac{\frac{1}{2} F b}{2 b_m h_m d_1}$$

Waarin:

τ_{dV} = schuifspanning door dwarskracht [N/m²]

τ_{dT} = schuifspanning door torsie [N/m²]

d_1 = de dunste wand [m]



Figuur 7.7: Combinatie van torsie en buiging.

Volgens artikel 8.5.2.1 uit de NEN 6720 [lit. 3] moet gelden:

$$\frac{\tau_{dT}}{\tau_{1T}} + \frac{\tau_{dV}}{\tau_{1V}} \leq 1 \quad \text{Waarin:}$$

τ_{1T} = De grenswaarde voor de schuifspanning die ontstaat door de torsie
 $= 0.3f_b$

τ_{1V} = De grenswaarde voor de schuifspanning die ontstaat door de dwarskracht
 $= 0.4f_b$

Uit deze formule kan een maximale waarde voor F worden bepaald. De torsie volgt uit $T_{\max} = \frac{1}{2} b F_{\max}$. De rotatie die wordt veroorzaakt door $T_{\max}$ is:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{T_{\max}}{G_b I_t} \quad \text{Waarin:}$$

$G_b I_t$ = Torsiestijfheid

Omdat de voegen de torsie volledig doorgeven zoals is gesteld in §7.2, maakt het voor de bepaling van de maximale vervorming door torsie niet uit of de volledige tunnel één monolietconstructie is of dat deze bestaat uit losse moten. Het maximale kantelingsverschil tussen twee punten wordt gevonden door $d\theta/dx$ te vermenigvuldigen met de afstand l tussen deze punten en de breedte b van het element. Omwille van de vergelijking is in deze stap het maximale kantelingsverschil bepaald voor 1 moot (22.5m) (zie tabel 7.2). De kanteling δ volgt dan uit:

$$\theta = l \frac{d\theta}{dx} = l \frac{T_{\max}}{G_b I_t} \quad \delta = \theta b$$

Vervolgens wordt de vervormingscapaciteit bekeken voor de combinatie van buiging en torsie (zie figuur 7.7). De kracht F veroorzaakt naast torsie T ook het buigend moment M. Door dit moment M ontstaat in het dak een trekkracht σ_{xx} . De torsie veroorzaakt een schuifspanning σ_{xy} in het dak. Deze σ_{xx} en σ_{xy} kunnen samen worden gesteld tot de hoofdtrekspanning λ . Er moet nu gelden dat $\lambda \leq f_b$. Het blijkt dat de waarde voor $F_{\max}$ die uit dit belastingsgeval wordt gevonden, groter is dan de $F_{\max}$ bij alleen torsie. De laatste is dus maatgevend.

7.3.2 Benadering 2; wel voorspanning

De drukkracht σ'_{bp} die door voorspanning in de betondoorsnede heerst is in §7.2 gesteld op 1 N/mm². Als de voorspankabels niet worden doorgeslepen mag bij de berekening worden aangenomen dat deze kracht over de gehele lengte van het element aanwezig is. Worden de kabels wel doorgeslepen dan zal in het geval van geïnjecteerde voorspankanalen, de voorspankabels een stuk de moten in slippen, de zogeheten rentreelengte. De voorspanning zal echter niet 0 worden over de gehele mootlengte. Bij de randen van de moot zal de voorspanning 0 zijn, maar na een zekere lengte zal de oorspronkelijke voorspanning nog aanwezig zijn¹⁾. Er is dus sprake van een storingsgebied ter grootte van de 'storingslengte', waar de voorspanning opbouwt van 0 tot 1 N/mm². De gevonden storingslengte bedraagt ca. 70cm.

¹⁾ De voorspanning zal over de gehele lengte iets afnemen, maar deze verandering is verwaarloosbaar.

Dit betekent dat voor buigende momenten behalve bij elementen ook bij de losse moten met geïnjekteerde kanalen met een betondrukspanning van 1 N/mm² mag worden gerekend, het maximale moment treedt immers op in het midden van de moot. Bij torsie mag deze drukspanning σ'_{bp} alleen meegenomen worden indien de voorspankabels intact gelaten worden. De torsie loopt immers door de hele tunnel en dus ook door de storingsgebieden die ontstaan na doorslijpen van de voorspankabels.

Allereerst wordt nu weer gekeken naar de maximale verplaatsing w die een moot of een ligger kan ondergaan tot het scheurmoment M_r wordt bereikt. Bij buigbelasting kan de σ'_{bp} worden gezien als extra treksterkte van het beton. Omdat σ'_{bp} een positief effect heeft op de treksterkte wordt deze waarde vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor van 0.9. De maximale treksterkte van het beton wordt dan:

$$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) + 0.9\sigma'_{bp}$$

De aldus berekende waarde voor de fictieve treksterkte van het beton geldt alleen op $t=0$. Door krimp en kruip van het beton en relaxatie van het voorspanstaal neemt de voorspanning af in de tijd. Dit verlies is maximaal ca. 15% op $t = \infty$.

Met de nieuwe waarde voor f_b worden nu maximale verplaatsingen w op dezelfde wijze bepaald als bij benadering 1.

In het geval van torsie heeft zoals vermeld de voorspanning geen effect op de maximale δ als de voorspankabels worden doorgeslepen en de tunnel uit losse moten bestaat. Het heeft wel effect als de kabels intact worden gelaten. Het effect van voorspanning wordt op de volgende wijze meegenomen:

$$\tau_{1V} = 0.4f_b + 0.15\sigma_{bmd}$$

$$\tau_{1T} = 0.3f_b + 0.15\sigma_{bmd}$$

Waarin:

f_b = de treksterkte van het beton zonder voorspanning

σ'_{bmd} = de gemiddelde drukspanning in het beton veroorzaakt door voorspanning
 $= 0.9\sigma'_{bp,t}$

Met deze nieuwe waarden kan op dezelfde manier als benadering 1 de maximale δ worden bepaald. Voor een tunnel bestaande uit losse moten verandert dus niets. Voor een tunnel bestaande uit voorgespannen elementen kan een iets grotere δ worden toegestaan. De resultaten van benadering 2 zijn weer vermeld in tabel 7.1 en 7.2.

Na het afzinken van de tunnel is overigens ook voorspanning in het beton aanwezig door de hydrostatische druk. Tijdens het afzinken worden de elementen tegen elkaar aangedrukt door gebruik te maken van de hydrostatische druk. Als het laatste element is afgezonken wordt dit element eerst gefixeerd voordat de kamer van de zinkvoeg wordt leeggepompt en de hydrostatische druk dus wordt opgeheven. Door deze werkwijze ontstaat dus een extra drukspanning in het beton. Deze extra drukkracht is echter niet meegenomen als extra treksterkte van het beton omdat deze drukspanning relatief snel verdwijnt in de tijd door optredende kruip en krimp in het beton. Op het effect van de extra drukspanning zal echter nog worden teruggekomen in §7.4.

Resultaat stap 1: maximaal op te nemen zettingsverschillen				
	t = 0		t = ∞	
	moot	element	moot	element
Geen voorspanning				
q(x)-last	0.38		0.65	
F-last	0.51		0.88	
Voorspanning van 1 N/mm ²				
q(x)-last	0.62	10	1	16.3
F-last	0.83	13.4	1.4	21.7

Tabel 7.1: Resultaten van stap 1 voor verplaatsing w .

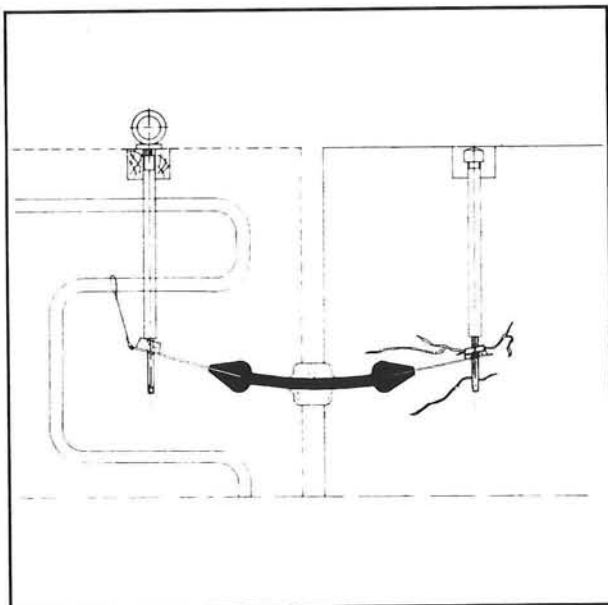
Resultaat stap 1: maximaal op te nemen kanteling				
	t = 0		t = ∞	
	moot	element	moot	element
$\sigma_{b,p} = 0 \text{ N/mm}^2$	0.7	3	1.3	5
$\sigma_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$	0.7	3.8	1.3	6.5
$\sigma_{b,p} = 3 \text{ N/mm}^2$	0.7	5.4	1.3	9.3

Tabel 7.2: Resultaten van stap 1 voor kanteling δ .

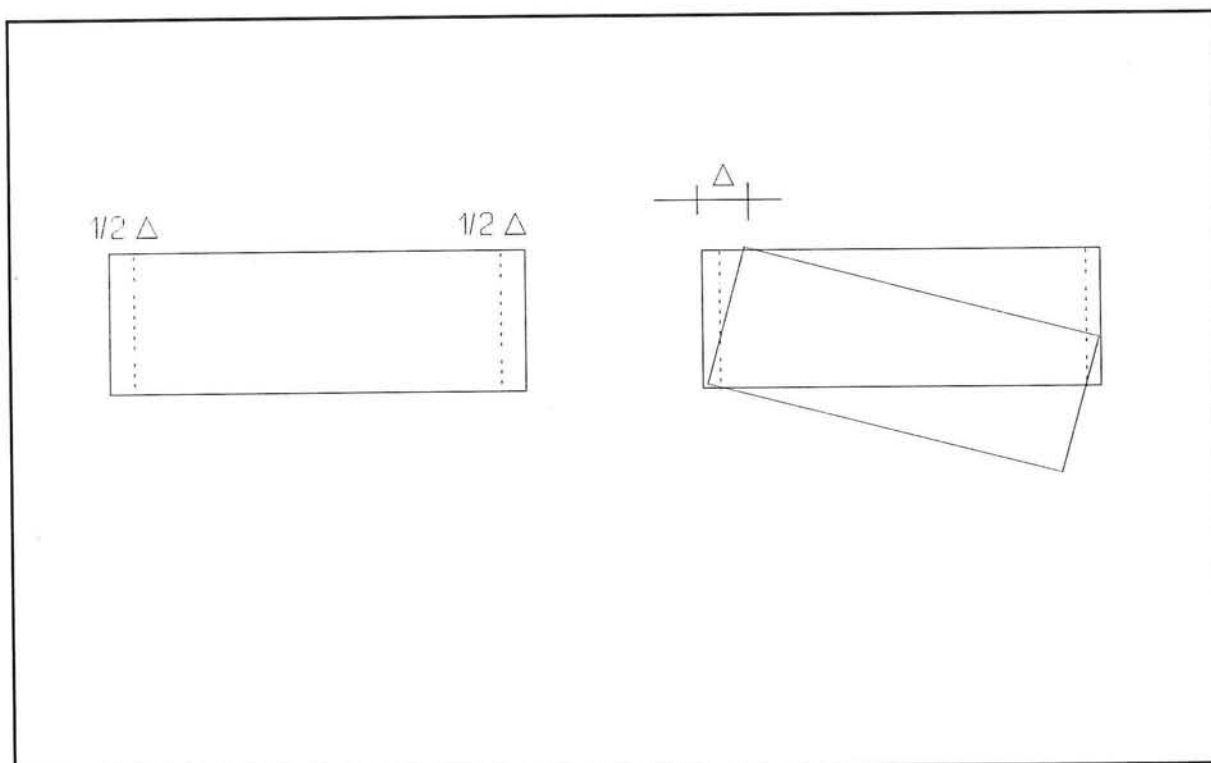
7.4 Stap 2; tunnel opgebouwd uit losse moten of elementen zonder ondersteuning

In deze stap wordt nu niet meer gekeken naar de moten of elementen afzonderlijk, maar naar een tunnel die is opgebouwd uit losse moten of elementen. Zoals vermeld in §7.1 is de gangbare gedachte bij een tunnel die bestaat uit losse moten dat deze zich als een 'schakelketting' vormt naar de ondergrond. De noodzakelijke rotatie vindt plaats in de dilatatie- en zinkvoegen zodat de buigende momenten in de moten beperkt blijven. Volgens dit idee wordt de limiet aan de verplaatsing w dan bepaald door de maximale vervorming van het rubberprofiel in de voegconstructie. Met deze benadering kan w erg groot worden. In §7.4.1 zal voor dit losse-moten model worden aangegeven dat er echter meerdere randvoorwaarden zijn die de verplaatsing w beperken. In deze paragraaf zal ook de maximale waarde δ die ontstaat door torsie worden bepaald voor een tunnel opgebouwd uit moten.

Als de tunnel is opgebouwd uit elementen gaat deze schakelketting-theorie niet meer op. Voor de benodigde rotatie om verplaatsing w te krijgen moet naast de rotatie in de



Figuur 7.8: Dilatatievoegstrook in voeg.



Figuur 7.9: Starre lichaamsrotatie van een element.

zinkvoegen ook vervorming van de elementen plaatsvinden. In 8.4.2 zal voor het elementenmodel de maximale verplaatsing w en kanteling δ worden bepaald.

7.4.1 Losse-moten model

Als aangenomen wordt dat alle rotatie plaatsvindt in de voegen, dan is de maximale vervorming die is toegestaan voor de rubber-metalen dilatatievoegstrook (zie figuur 7.8) of de maximale gaping die wordt toegestaan in een voeg de beperkende randvoorwaarde voor de verplaatsing w die is toegestaan. In bijlage 9 is het toepassingsgebied weergegeven van dilatatievoegstroken. Het profiel W9U is uitvoerbaar als injectievoegstrook, dus een strook waarbij een sponsrubber na verharden van het beton wordt geïnjecteerd zodat een eventuele lekweg wordt afgesloten. Dit profiel wordt toegepast in voegen van tunnelelementen. Uit bijlage 9 blijkt dat voor dit profiel bij een verschil in waterdruk van 20 m waterkolom, een maximale verlenging mogelijk is van ca. 8 cm als vervorming van het profiel in de 2 andere richtingen gelijk is aan 0. Dit is het geval omdat verplaatsing haaks op de tunnelas wordt tegengegaan door de tandconstructie. Hieruit kan worden geconcludeerd dat als de maximale verlenging van de dilatatievoegstrook de enige beperkende randvoorwaarde is voor de maximale verplaatsing w , vrij grote zettingsverschillen opneembaar zijn. Want ook al zou de maximale rek worden beperkt tot 5 cm, dan nog geldt als maximale w :

$$w = \left(\frac{dx}{h} \right) l = \left(\frac{5 \text{ cm}}{750 \text{ cm}} \right) * 2250 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

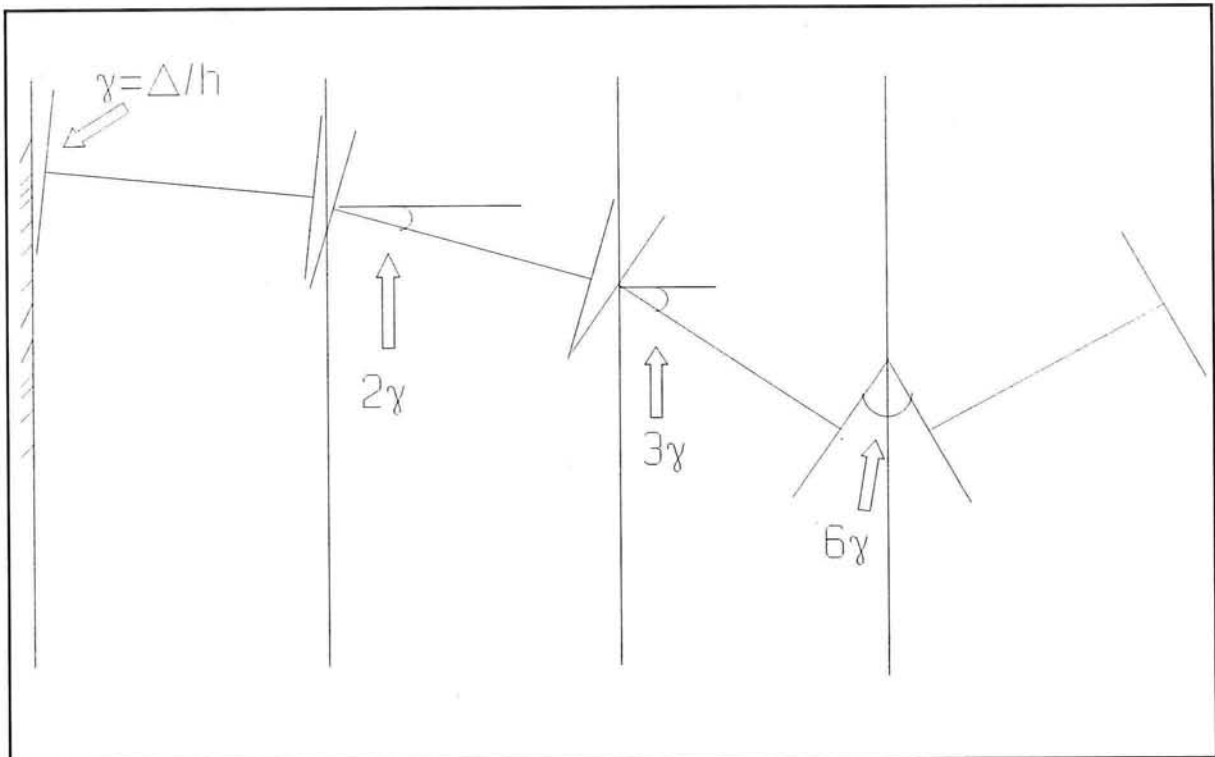
Waarin:

- dx = de rek van de voegstrook
- h = de hoogte van de moot
- l = de lengte van de moot

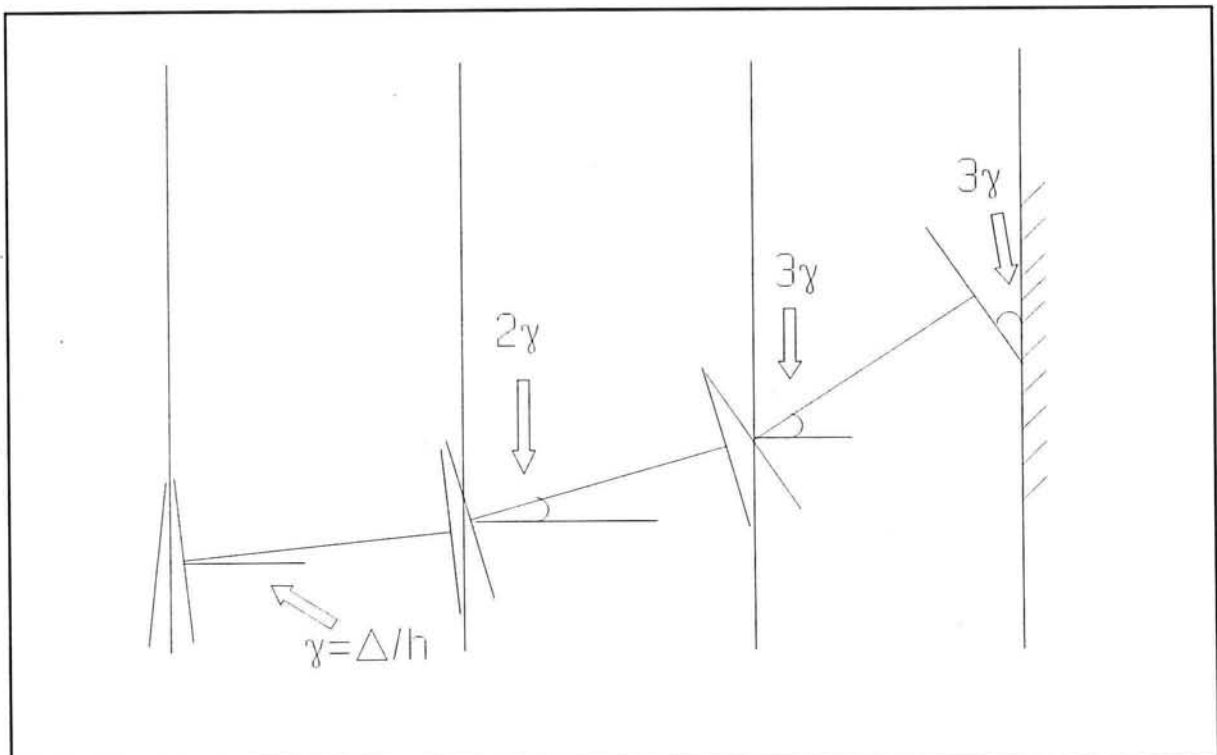
De 'schakelketting'-theorie is echter maar ten dele juist. Als de tunnel net is afgezonken staan de moten onder druk zoals is aangegeven in §7.3.2. De moten zijn als het ware ingeklemd tussen de twee overgangsconstructies als een rij boeken tussen twee boekensteunen. Hierdoor kunnen de moten niet roteren zonder ook te vervormen.

In de loop van de tijd ontstaat er tussen de moten enige ruimte door kruip en krimp van het beton. Deze speling maakt het wel mogelijk dat de moten roteren zonder te vervormen. Met andere woorden: de 'schakelketting'-theorie geldt niet op $t=0$ en naarmate de tijd verstrijkt steeds meer.

Voor de beschrijving van het gedrag van de tunnelmoten zijn nu 2 mechanismen te onderscheiden. Mechanisme 1 is een starre-lichaamsrotatie, dus rotatie van een moot zonder vervorming. Mechanisme 2 is juist wel vervorming van de moot. Voor de berekening van de maximale verplaatsing w zijn beide mechanismen gecombineerd in een spreadsheet. Zie hiervoor bijlage 3. Bij het vaststellen van deze 2 mechanismen is in feite aangenomen dat de buigende momenten die bij mechanisme 1 in een moot ontstaan door de reactiekracht van de ondergrond gering zijn in verhouding met de buigende momenten die bij mechanisme 2 worden berekend. Bij de starre lichaamsrotatie wordt immers aangenomen dat het element recht blijft. Dat kan alleen maar als de buigende momenten beperkt blijven. In stap 3, waar de verende bedding wordt ingevoerd, moet blijken of deze aanname juist is.



Figuur 7.10: Bol verloop van de tunnel.



Figuur 7.11: Hol verloop van de tunnel.

Mechanisme 1: Starre-lichaamsvervorming

Het mechanisme is weergegeven in figuur 7.9. De verkorting van het element maakt de rotatie mogelijk. De verkorting ontstaat door krimp en kruip van het element. Er moet rekening mee gehouden worden dat de moten na afzinken een elastische verkorting hebben ondergaan door de voorspanning en de hydrostatische waterdruk en dat ze met deze verkorting zijn gefixeerd. Deze elastische verkorting is reversibel zodat er geen ruimte tussen de moten ontstaat totdat de som van de krimp en kruip groter is dan deze elastische verkorting. Tot die tijd is er dus geen starre-lichaamsrotatie mogelijk.

Als tussen een moot en de 2 naastliggende moten een ruimte van $\frac{1}{2}\Delta$ aanwezig is bedraagt de maximale verplaatsing w voor deze moot:

$$w = \frac{\Delta}{h} l = \gamma l$$

Als nu meerdere moten achter elkaar worden geplaatst ontstaat een bol verloop (figuur 7.10) of een hol verloop (figuur 7.11). Op deze manier is de totale verplaatsing w te bepalen die met een aantal van n moten mogelijk is. Met andere woorden: wat is het maximale zettingsverschil over n -moten.

Voor 1 moot geldt nu $w_{\max} = \gamma l$

Voor 2 moten geldt $w_{\max} = \gamma l * 2 \gamma l = 3\gamma$ enz.

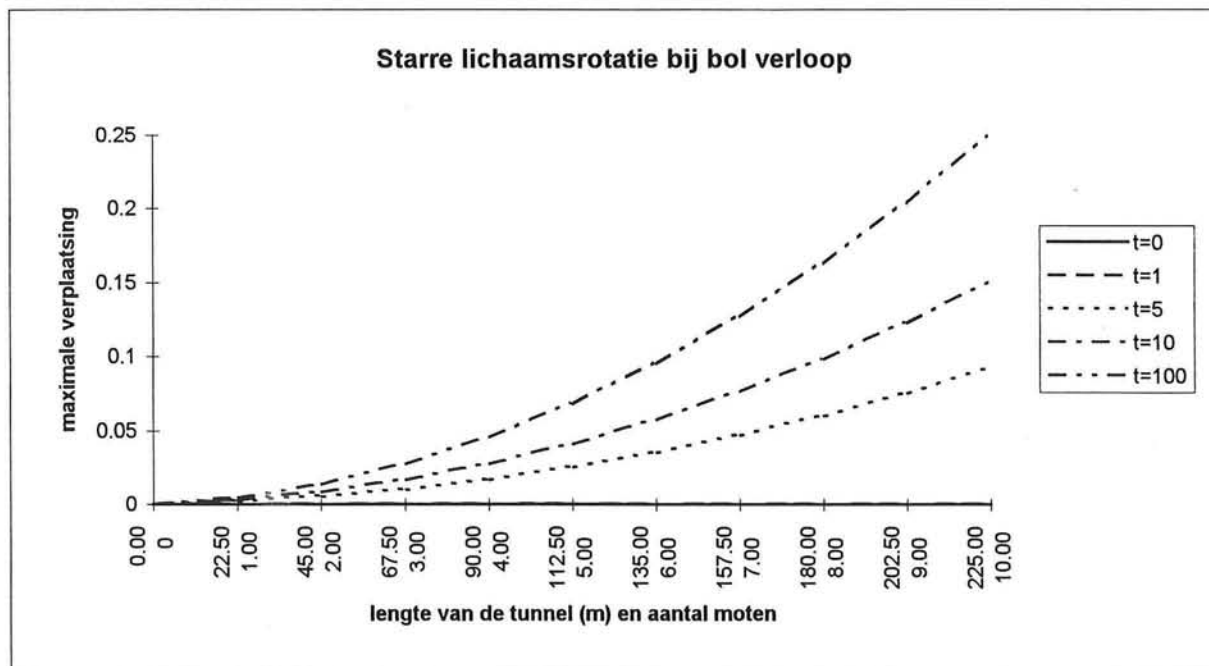
Het maakt voor $w_{\max}$ niet uit of er sprake is van een bol of een hol verloop.

Bij de rotatie treedt ook een zekere gaping tussen de moten op. Er treedt ook altijd een gecontreerde gaping op. Bij een bol verloop is dat in het midden, bij een hol verloop treedt dat aan de randen op (zie figuur 7.10 en 7.11). Als de randen verticaal staan, wat het geval is als de randen de overgangsconstructies zijn, is de maximale gaping bij een bol verloop 2 maal zo groot als bij een hol verloop. Hierdoor wordt met een bol verloop eerder de limietwaarde van de gaping bereikt dan met een hol verloop.

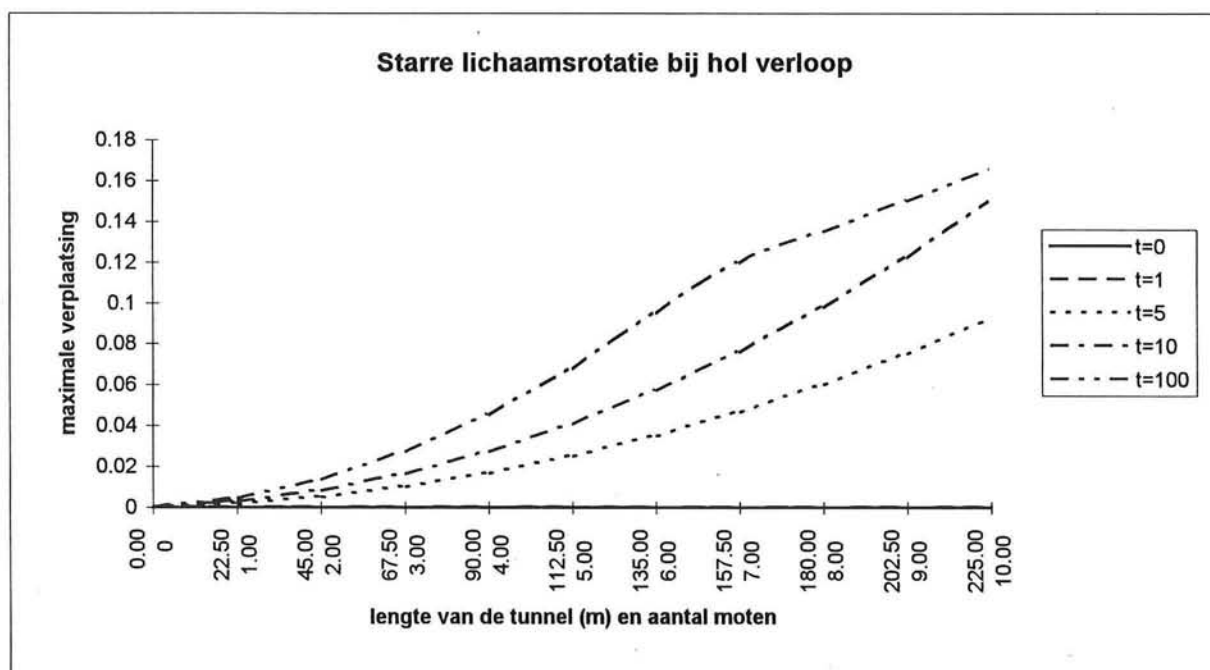
In de spreadsheet is nu voor verschillende tijdstippen bepaald wat het maximale zettingsverschil over n moten is dat kan worden opgenomen met een starre-lichaamsrotatie. Hierin is tevens de gaping gekoppeld aan een limietwaarde. De resultaten zijn gegeven in figuur 7.12 en 7.13. De tunnel onder het IJ bestaat uit 12 moten dus het maximale zettingsverschil is het verschil over 6 moten.

Mechanisme 2: Vervorming van de moot

In dit geval ontstaat verplaatsing w volledig door vervorming van de moot. Deze vervorming ontstaat door 2 krachten F die aan de rand van de moot werken. Er zijn 2 mogelijkheden voor een moot. De eerste is een vervorming zoals aangegeven in figuur 7.14. Een kracht F is hierbij opgevat als normaalkracht en een moment die werken op de liggeras. Er ontstaat een hoekverdraaiing α . Als de moot wordt opgevat als ligger op 2 steunpunten is het verloop van de liggeras zoals aangegeven in figuur 7.15. Dit type moot wordt in het vervolg een α -moot genoemd. De tweede mogelijkheid is een vervorming zoals is aangegeven in figuur 7.16 en 7.17. Er treedt nu een hoekverdraaiing β op. Dit wordt een β -moot genoemd. Bij een β -moot ontstaat ook weer een geconcentreerde gaping en op dezelfde plaats als bij een starre lichaamsverplaatsing. Dus aan de rand bij een hol verloop en in het midden bij een bol verloop. Hierdoor wordt de gaping ook weer 2 maal zo groot bij een bol verloop als bij



Figuur 7.12



Figuur 7.13

een hol verloop. Als nu het maximale zettingsverschil over een aantal moten wordt berekend is er altijd 1 α -moot en bestaat de rest uit β -moten.

Voor een α -moot geldt nu:

$$\alpha = \frac{TI}{6E_{b,t}I_{zz}}$$

en voor een β -moot:

$$\beta = \frac{TI}{2E_{b,t}I_{zz}}$$

Als voor T het scheurmoment M_r wordt ingevuld volgt hieruit de maximale vervorming van de moten. M_r volgt weer uit:

$$M_r = \frac{I_{zz}f_b}{\frac{1}{2}h}$$

De vervorming is tijdsafhankelijk wat weer tot uitdrukking komt in de fictieve stijfheidsmodulus $E_{b,t}$. $E_{b,t}$ wordt kleiner in de tijd, waardoor de vervormingscapaciteit van de moot toeneemt.

Bij de bepaling van f_b mag de extra treksterkte uit de voorspanning mee worden genomen. Want al doen figuren 7.15 en 7.17 voorkomen dat het maximale moment op het uiteinden van de moot werkt, in werkelijkheid zal er een inleidingsgebied zijn waarin het moment zich over de gehele doorsnede opbouwt. Als de kracht F zich over een hoek van 45° spreidt over de ligterhoogte is het maximale moment aanwezig op een afstand h van de mootrand. Omdat de inleidingslengte van het moment veel groter is dan de inleidingslengte van de voorspanning (zie bijlage 3) mag dus met de volledige σ'_{bp} worden gerekend. De waarde voor f_b volgt nu weer uit:
 $f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) + 0.9\sigma'_{bp}$.

Omdat er een vrij groot gebied is waarin de buigende momenten opbouwen, aan beide zijden van de moot ter lengte van h, is besloten de waarden van α en β te berekenen met een gereduceerde lengte. Deze l' is aangenomen op $l - 2 \cdot \frac{1}{2}h$.

De normaalkracht F_r die bij M_r hoort, veroorzaakt ook een drukspanning in het beton die weer kan worden opgevat als een extra treksterkte. $F_r = M_r / \frac{1}{2}h$ en de extra betondrukspanning $\Delta\sigma'_{bmd}$ is gelijk aan F_r/A_b . De waarde van f_b wordt nu:

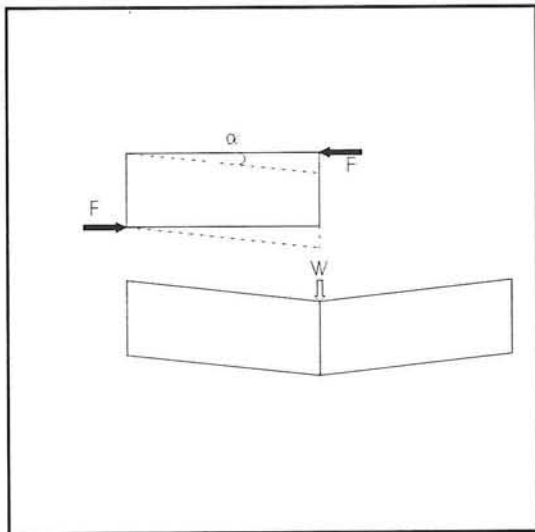
$$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) + 0.9(\sigma'_{bp} + \sigma'_{bmd}).$$

Deze hogere f_b veroorzaakt weer een grotere M_r , een hogere M_r houdt ook een hogere F_r in, waardoor f_b weer toeneemt. Dit betekent dat f_b in dit geval iteratief moet worden bepaald. Het blijkt dat dit iteratieproces vrij snel convergeert.

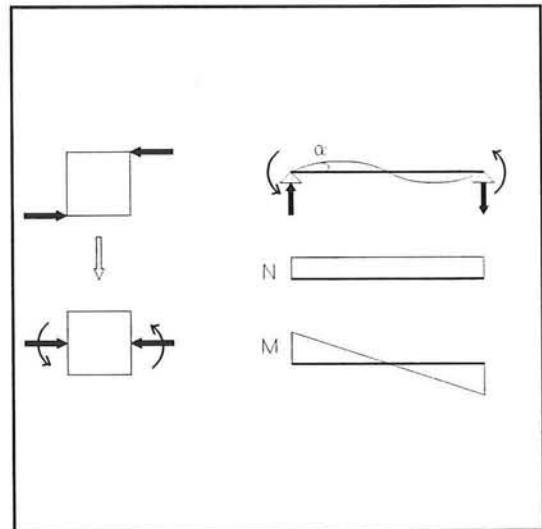
De normaalkracht heeft nog een bijkomend effect, namelijk een verkorting van de moot. Hierdoor is een grotere starre-lichaamsverplaatsing mogelijk.

De maximale zetting die kan worden opgenomen wordt nu als volgt bepaald:

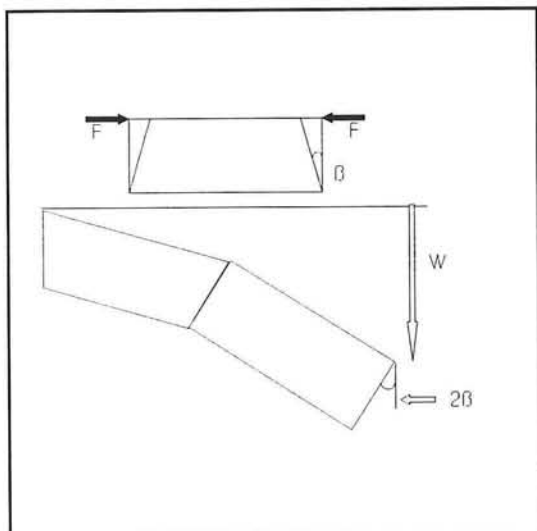
Het maximale zettingsverschil over 1 moot is gelijk aan αl (zie figuur 7.14). Over 2 moten is dit $\alpha l + 3\beta l$. Over 3 moten is dit $8\beta l + \alpha l$ enz. Het maximaal opneembare zettingsverschil neemt dus snel toe. De geconcentreerde gaping echter eveneens.



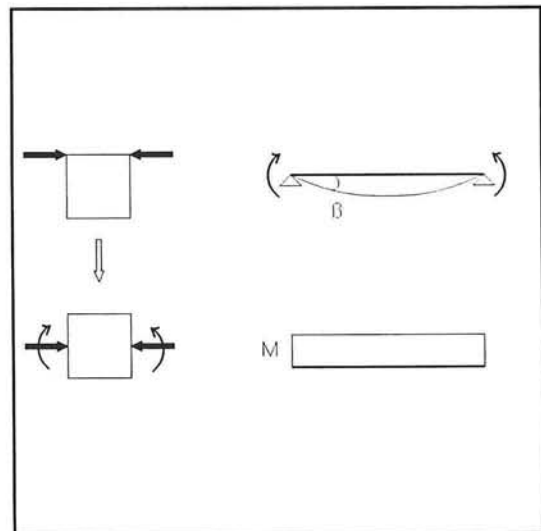
Figuur 7.14: Een α -moot



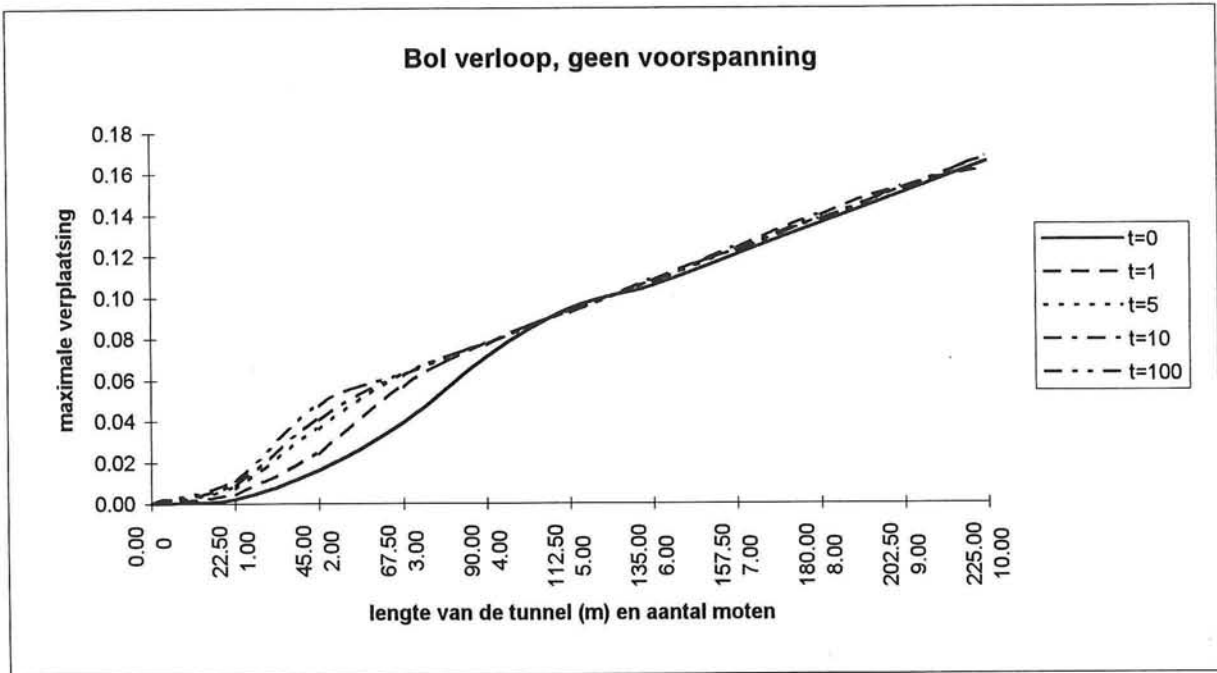
Figuur 7.15: Een α -moot als ligger op 2 steunpunten.



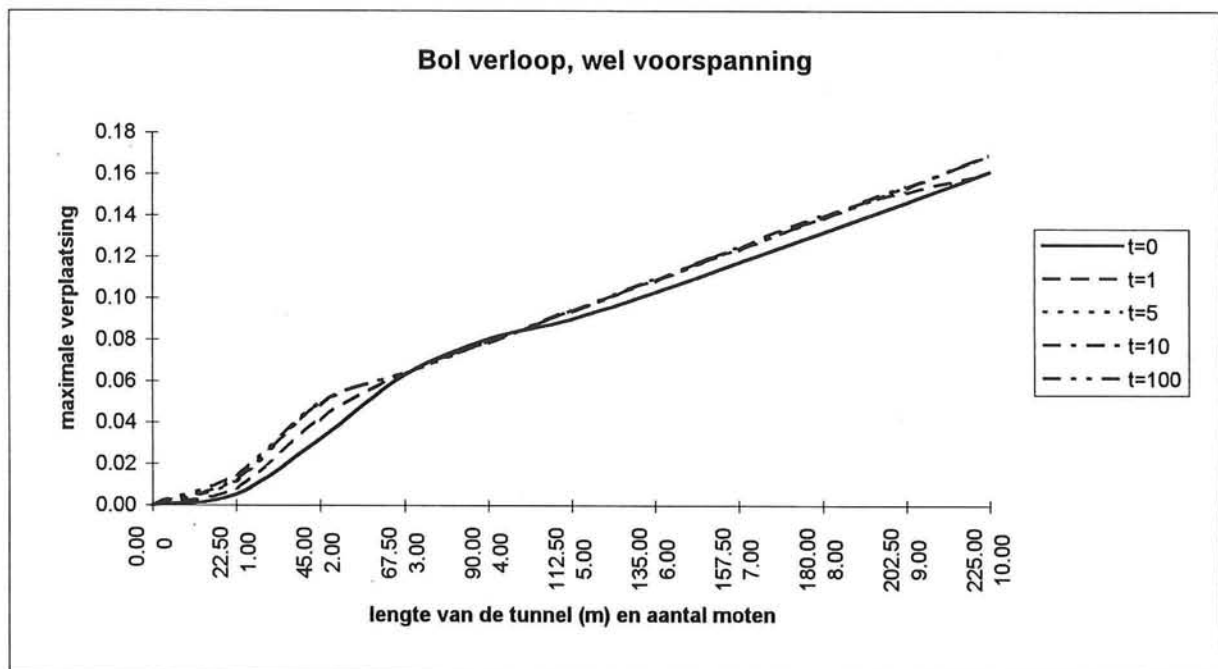
Figuur 7.16: Een β -moot.



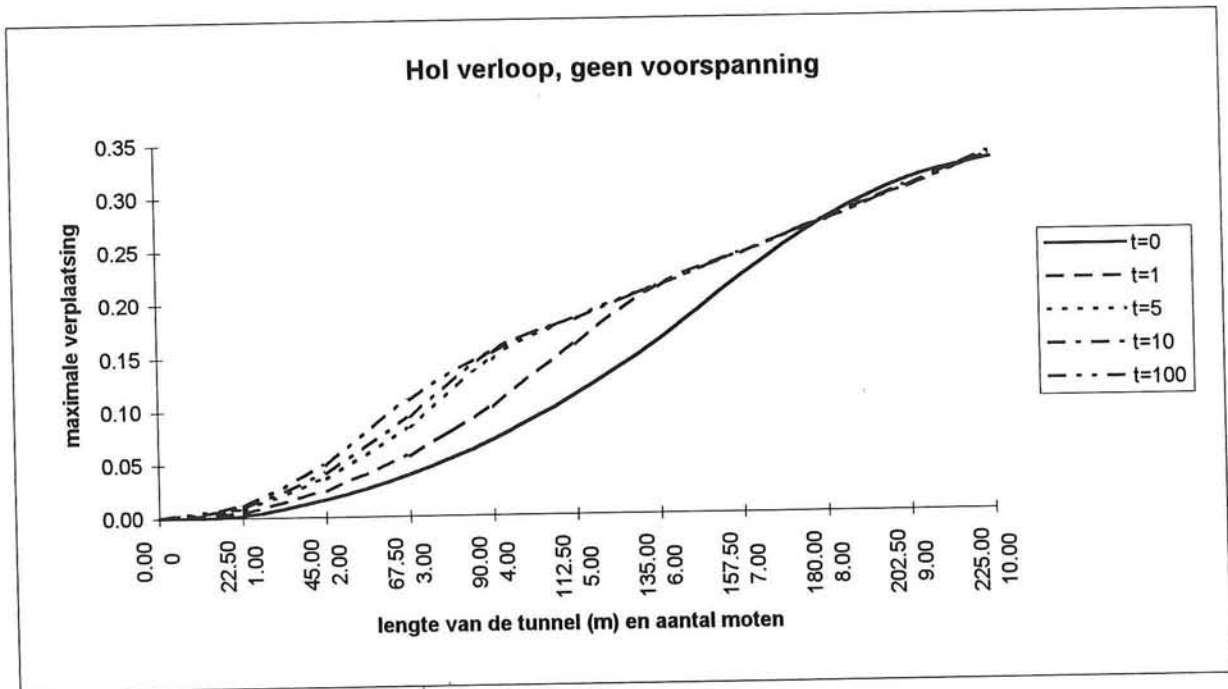
Figuur 7.17: Een β -moot als ligger op 2 steunpunten.



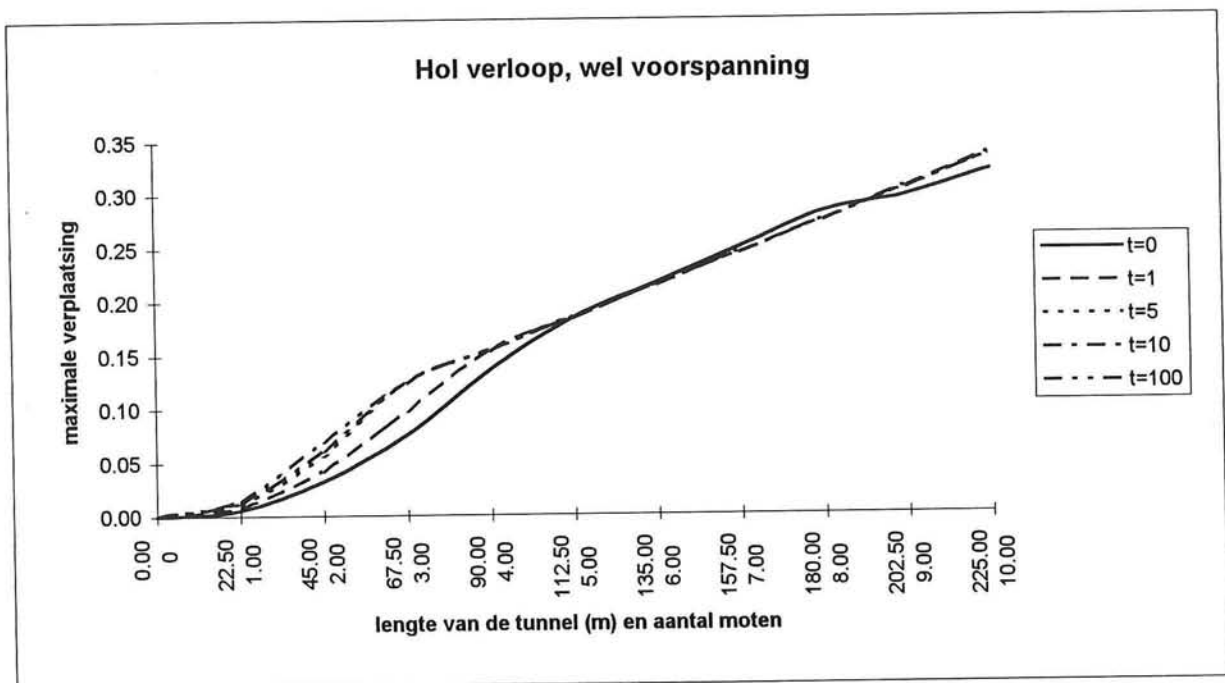
Figuur 7.18



Figuur 7.19



Figuur 7.20



Figuur 7.21

In de spreadsheet is het maximale zettingsverschil over n moten nu bepaald op verschillende tijdstippen. Hierbij worden de vervormingen uit mechanisme 1 en mechanisme 2 bij elkaar opgeteld. Hierbij wordt rekening gehouden met een limietwaarde voor de gaping, met relaxatie van de voorspanning in de tijd en met de extra verkorting door de normaalkracht. Als maximale gaping is 2 cm aangehouden. In de berekening wordt de ligger nu telkens aan dusdanige verplaatsingen onderworpen dat één van de twee grenzen, het scheurmoment of de maximale gaping, wordt overschreden.

De resultaten zijn weergegeven in figuur 7.18 t/m 7.21. Uit vergelijking van figuur 7.18 met figuur 7.19 en figuur 7.20 met 7.21 blijkt dat zoals te verwachten was het zettingsverschil op $t=0$ volledig wordt opgenomen door vervorming van de elementen en in de loop van de tijd de starre lichaamsrotatie deze vervorming overneemt. Tevens blijkt dat de maximaal toegestane gaping een belangrijke grens vormt voor het maximaal op te nemen zettingsverschil. Dit blijkt uit het afvlakken van de grafiek.

Wat betreft de vraag wel of niet injecteren van de voorspankanalen blijkt het effect van de voorspanning in de moten niet erg groot. De voorspanning staat een iets grotere kromming toe waardoor op de korte duur als er nog geen starre lichaamsrotatie plaatsvindt, iets grotere zettingsverschillen kunnen worden opgenomen.

Voor de maximale kanteling die kan worden opgenomen in het dit model geldt dezelfde aanpak die is gehanteerd in stap 1 bij benadering 1 waar gerekend is zonder voorspanning. Ter plaatse van de voegen is σ'_{bp} immers 0. Daardoor worden in deze stap geen nieuwe waarden voor de maximale kanteling gevonden.

7.4.2 Elementen model

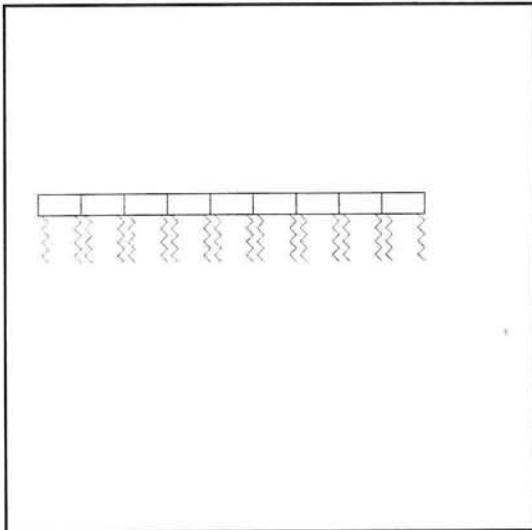
Bij een tunnel opgebouwd uit elementen kan niet meer worden aangenomen dat deze elementen een starre lichaamsverplaatsing kunnen ondergaan zonder vervorming. In mechanisme 1 zal de ondergrond van de tunnel dan ook momenten veroorzaken die het element een kromming geven. Een aanpak zoals is gehanteerd bij het moten-model is dan ook niet realistisch. Er zal voor het elementen model in deze stap dan ook niet verder gekeken worden naar welke maximale zettingsverschil kan worden opgenomen.

Voor de maximale kanteling die kan worden opgenomen is dezelfde werkwijze toegepast als bij benadering 2 van stap 1. Er worden in deze stap geen nieuwe waarden gevonden. De kanteling δ die tussen 2 punten opgenomen kan worden is gelijk aan $d\theta/dx \cdot \Delta x$, waarin Δx de afstand tussen de twee punten is. Met de gevonden waarde voor $d\theta/dx$ uit stap 1 kan dus voor iedere willekeurige afstand het maximale kantelingsverschil worden bepaald.

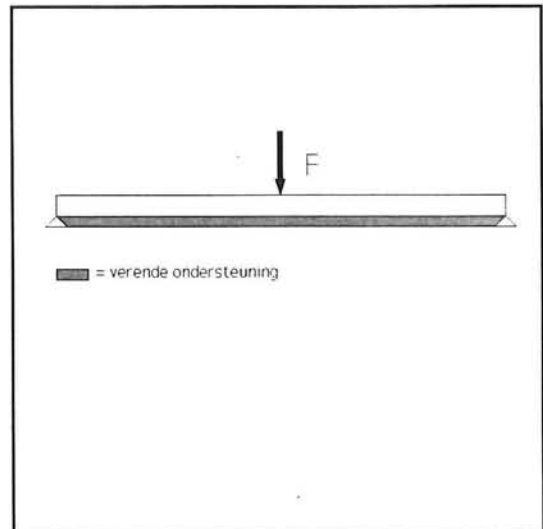
7.5 Stap 3; verend ondersteunde ligger

7.5.1 Inleiding

In deze stap wordt gekeken naar het effect van de ondergrond van de tunnel op de vervormingscapaciteit. De ondergrond wordt hierbij opgevat als verende bedding met een beddingsconstante k . Doordat de bedding een deel van de belasting opneemt heeft



Figuur 7.22: Verend ondersteunde ligger.



Figuur 7.23: Tunnel als 1 verend ondersteunde ligger.

de bedding een demping van de buigende momenten tot gevolg.

Er wordt vanuit gegaan dat de bedding weinig effect heeft op het moten-model omdat de losse moten zo stijf zijn dat ze nauwelijks een kromming ondergaan en zo kort zijn dat er nauwelijks buigende momenten ontstaan. In bijlage 3 wordt aangetoond dat deze aanname voor losse moten terecht is. Indien de elementen echter bij elkaar worden gehouden door voorspanning zijn ze zo lang dat hun kromming wel belangrijk is en geen starre-lichaamsverplaatsing meer mag worden aangenomen.

Voor het maken van berekeningen met verend ondersteunde liggers is gebruik gemaakt van het programma BEAM. Dit is een programma waarin een verend ondersteunde ligger wordt geschematiseerd als een reeks elementjes die worden ondersteund door veren waarvan de veerstijfheid gelijk is aan de beddingsconstante (zie figuur 7.22). Er kunnen opleggingen en inklemmingen worden opgegeven en er kunnen scharnieren in de ligger worden geplaatst. Tevens kan een relatie tussen de veren worden opgegeven in de vorm van GA. De bedding vertoont immers samenhang zodat de veren niet onafhankelijk van elkaar zijn.

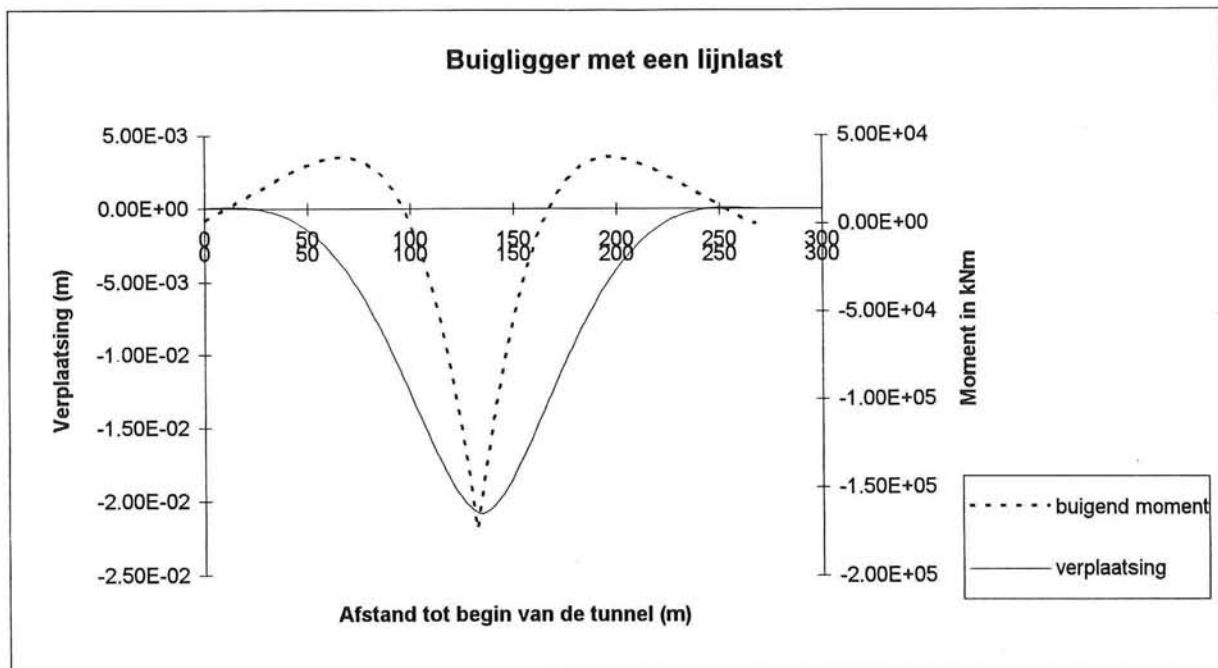
Er is nu als volgt te werk gegaan. Allereerst zijn voor een eenvoudige berekening de resultaten vergeleken van BEAM met de resultaten van een handberekening. Zie hiervoor bijlage 3. Vervolgens zijn in 3 fasen de maximaal mogelijke vervormingen bepaald. Dit is behalve voor elementen met een voorspanning van 1 N/mm^2 ook gedaan voor elementen met een voorspanning van 3 N/mm^2 . Dit is gedaan om ook een uitspraak te kunnen doen over elementen die zijn voorgespannen voor transport over zee. Om de grotere belasting te kunnen weerstaan zijn deze elementen vaak voorgespannen tot een gemiddelde drukspanning over de betonddoorsnede $\sigma_{b,p}$ van 3 N/mm^2 .

In fase 1 is de volledige tunnel opgevat als één verend ondersteunde ligger. Deze fase wordt beschreven in §7.5.2. In deze paragraaf worden ook de waarden van verschillende parameters bepaald die gelden voor de berekeningen van stap 3. In §7.5.3 wordt in fase 2 een scharnier ingebouwd zodat blijkt wat het effect hiervan is. In fase 3 tenslotte, beschreven in §7.5.4, wordt een berekening gedaan voor 3 verende ondersteunde tunnelelementen, de situatie voor de tunnel onder het IJ. In deze paragraaf is ook gekeken naar het dempende effect van de bedding op de torsiemomenten.

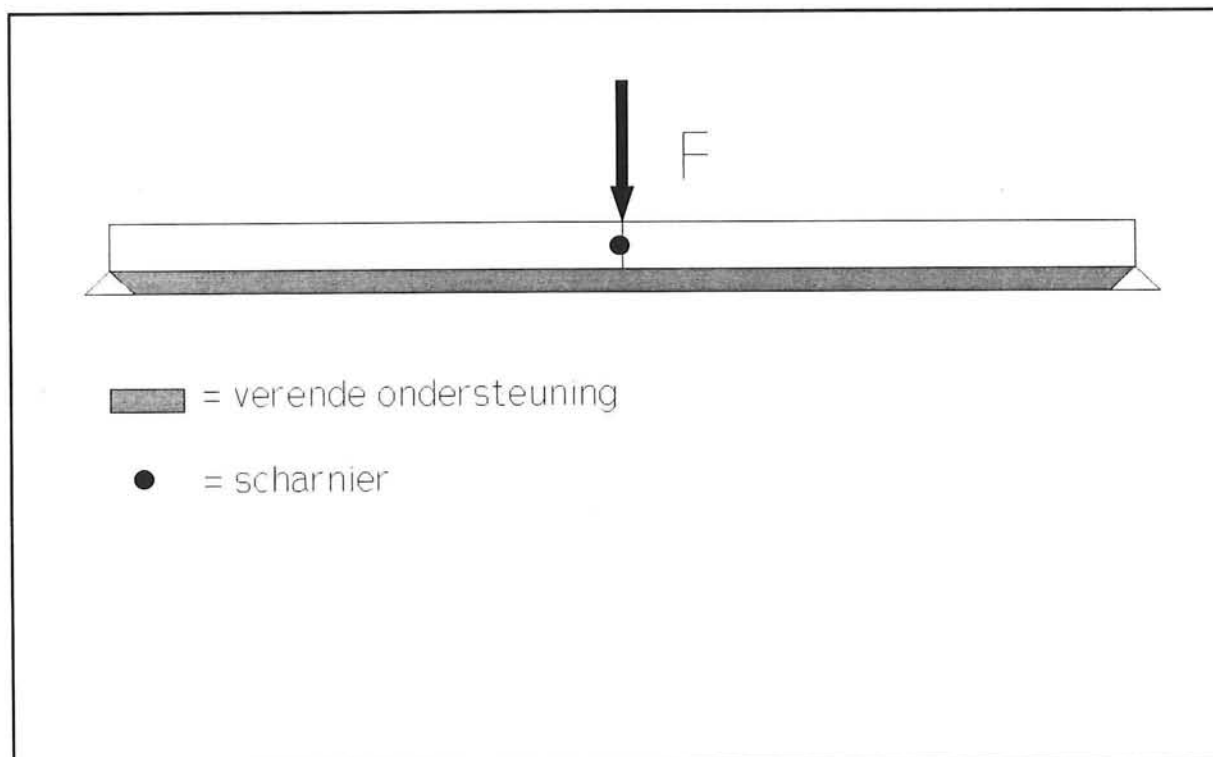
7.5.2 Fase 1; de tunnel als verend ondersteunde ligger

In deze fase is de tunnel geschematiseerd zoals aangegeven in figuur 7.23. De opleggingen staan voor de overgangsconstructies waarvan in de berekeningen is aangenomen dat deze geen zetting ondergaan.

Voor de beddingsconstante van de onderspoellaag geldt volgens de notitie van Grondmechanica Delft [lit. 4] bij benadering $c = 1000\text{ kN/m}^3$. Bij een tunnelbreedte van 10 m geldt dan een beddingsconstante $k = 10\text{ m} \cdot 1000\text{ kN/m}^3 = 10000\text{ kN/m}^2$. In alle berekeningen van stap 3 is aangenomen dat alleen de onderspoellaag als bedding werkt. Hierdoor wordt de beddingsconstante lager dan wanneer ook de beddingsconstante van de bovenste meters van de ondergrond wordt meegenomen. Voor de 3^e geul geldt bijvoorbeeld bij benadering een $k = \pm 40000\text{ kN/m}^2$. Als argumenten voor deze aanname gelden ten eerste de verwachting dat de vervorming van de bedding door wisselwerking tussen tunnel en bedding met name in de bovenste en slapste laag optreedt en ten tweede het verschil tussen de theorie van verend



Figuur 7.24: Buigend moment en maximale verplaatsing bij de tunnel als 1 buigligger.



Figuur 7.25: Belasting op een verende ondersteunde ligger door lijnlast.

ondersteunde liggers waar de berekening op is gebaseerd en het werkelijke gedrag van de tunnel. In de theorie wordt de vervorming van de bedding veroorzaakt door de belasting van de ligger. De verkorting van de veren veroorzaakt dan een zetting van de tunnel van gelijke grootte. In deze benadering veroorzaakt de belasting van de tunnel dus de volledige zetting. In werkelijkheid wordt de zetting vooral veroorzaakt door de aanvulling van de sleuf en volgt de tunnel deze zetting. In dit geval zal de bedding uiteraard minder reactiekracht leveren dan berekend in theorie. Er is daarom gekozen voor een lage waarde van de beddingsconstante.

Voor GA mag een waarde worden aangehouden van 10000 kN, zoals berekend in bijlage 3. G is de glijdingsmodulus van de bedding en A is het oppervlak dat wordt gevormd door breedte tunnel * dikte bedding.

Het verloop van buigende momenten en de verplaatsingen zijn voor $\sigma'_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$ weergegeven in figuur 7.24. Voor het bepalen van de maximale verplaatsing gelden weer de twee grenzen. De maximale gaping van 2 cm en de het scheurmoment M_r mag nergens worden overschreden. De waarde voor het maximale buigend moment volgt direct uit de uitvoer. De maximale gaping is bepaald door ter plaatse van opleggingen (en de scharnieren in de volgende 2 fasen) de rotatieverschillen te vermenigvuldigen met de liggerhoogte $h = 7.5 \text{ m}$.

Voor het scheurmoment gelden de volgende waarden:

Bij $\sigma'_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$ geldt op $t = 0$ een treksterkte f_b voor het beton van $1.4 + 0.9 * 1 = 2.3 \text{ N/mm}^2$ (zie §7.3.2).

Op $t = \infty$ geldt met een voorspanverlies van 15% (zie bijlage 3)

$f_b = 1.4 + 0.9 * 0.85 * 1 = 2.17 \text{ N/mm}^2$. Met deze waarden is M_r te berekenen uit:

$(I_{zz} * f_b) / \frac{1}{2} * h$. Voor $\sigma'_{b,p} = 3 \text{ N/mm}^2$ worden de waarden op gelijke wijze bepaald. Er volgt:

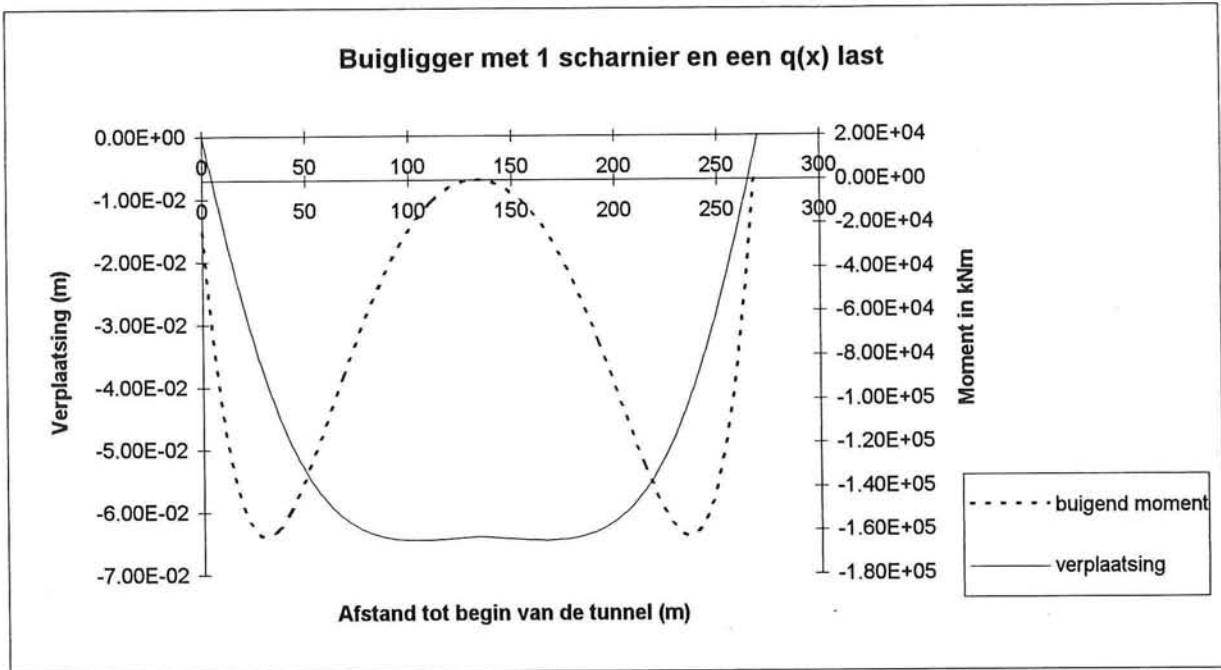
$\sigma'_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$: $M_{r,0} = 1.5e5 \text{ kNm}$
 $M_{r,\infty} = 1.35e5 \text{ kNm}$
 $\sigma'_{b,p} = 3 \text{ N/mm}^2$: $M_{r,0} = 2.6e5 \text{ kNm}$
 $M_{r,\infty} = 2.35e5 \text{ kNm}$

Bij de berekeningen moet ook met de fictieve waarde voor E worden gerekend om het kruipeffect mee te nemen (zie bijlage 3). Op $t = 0$ $E_{b,t} = 31000 \text{ N/mm}^2$, op $t = \infty$ geldt een fictieve $E_{b,t} = 18000 \text{ N/mm}^2$.

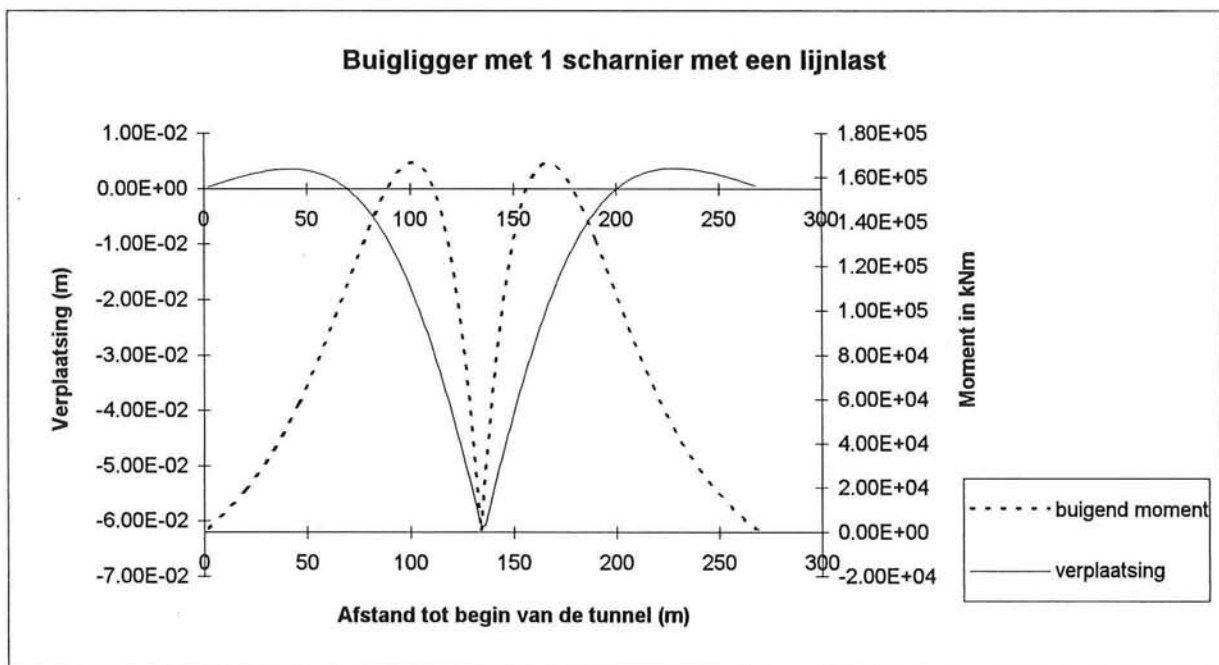
De uitkomsten van deze fase zijn vermeld in tabel 7.3.

		F [kN]	M [kNm]	w [m]	max. gaping [mm]
$\sigma'_{b,p} = 1$	$t = 0$	17000	1.5e5	0.02	0.4
	$t = \infty$	17000	1.5e5	0.025	0.4
$\sigma'_{b,p} = 3$	$t = 0$	30000	3e5	0.035	0.4
	$t = \infty$	30000	2.6e5	0.045	0.4

Tabel 7.3: De resultaten van stap 3 fase 1: een verend ondersteunde ligger zonder scharnieren.



Figuur 7.26: Buigende momenten en maximale verplaatsingen.



Figuur 7.27: Buigende momenten en maximale verplaatsing.

Zoals wel was te verwachten zijn de mogelijke verplaatsingen in dit geval erg klein omdat de volledige rotatie die nodig is om de verplaatsing te kunnen maken, volledig door de liggers moet worden geleverd. Er is een scharnier nodig om de mogelijke verplaatsingen te doen toenemen.

7.5.3 Fase 2; een verend ondersteunde ligger met 1 scharnier

De bedoeling van deze fase is een duidelijk beeld krijgen van het effect van een scharnier in de ligger. Dit is nodig omdat bij een afgezonken tunnel met voorgespannen elementen, de zinkvoegen tussen de elementen kunnen worden opgevat als scharnieren. In de zinkvoegen kunnen wel rotaties optreden maar geen verplaatsingen haaks op de tunnelas.

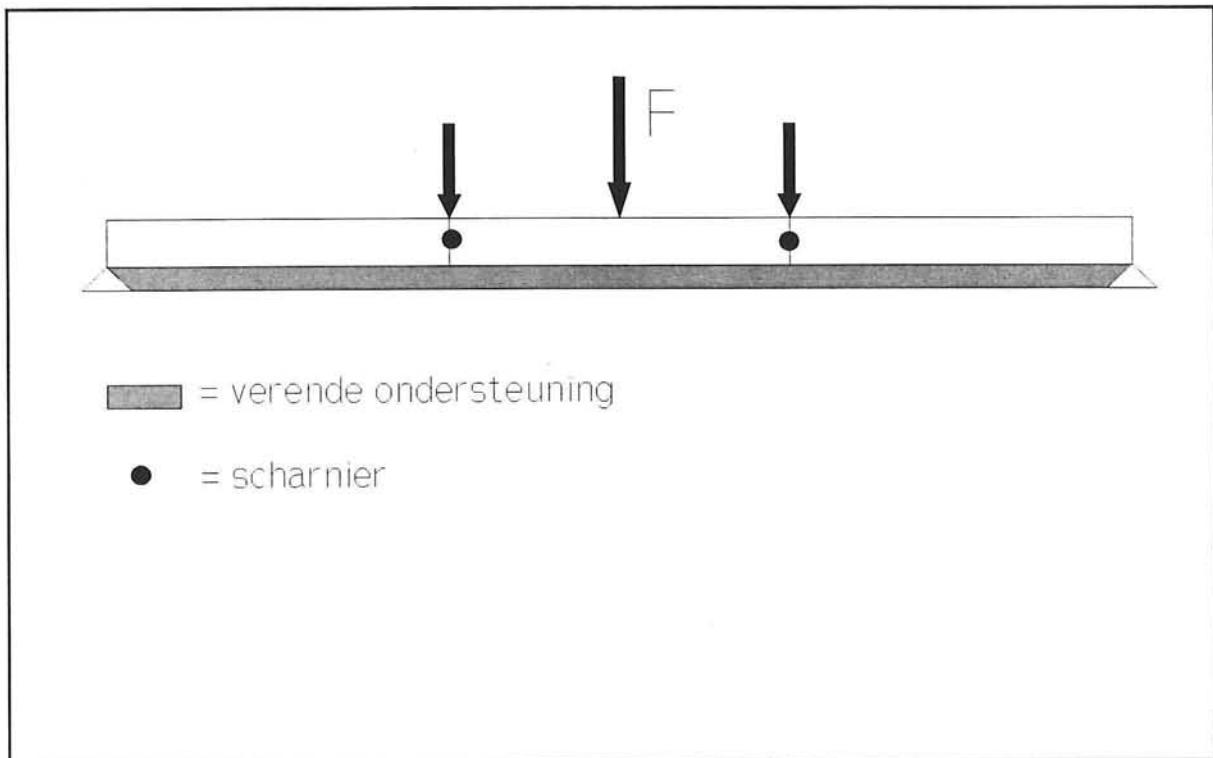
De berekening is gedaan voor een belasting door lijnlasten en een gelijkmatig verdeelde belasting. Het eerste belastingsgeval is weergegeven in figuur 7.25. Bij de berekening is met de belasting gevarieerd totdat ergens M_r of de maximale gaping werd overschreden. In figuren 7.26 zijn de momenten en de verplaatsingen weergegeven voor lijnlasten en $\sigma'_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$. In figuur 7.27 is dit gedaan voor een gelijkmatig verdeelde belasting. De eindresultaten van deze fase zijn weergegeven in tabel 7.4.

			F [kN] q [kN/m]	M [kN]	w [m]	gaping 1 [mm]	gaping 2 [mm]
Lijnlast	$\sigma'_{b,p} = 1$	t = 0	25000	1.6e5	0.06	1	22
	$\sigma'_{b,p} = 3$	t = 0	25000	1.6e5	0.06	1	22
$q_{(x)}$ -last	$\sigma'_{b,p} = 1$	t = 0	600	1.6e5	0.07	11	1
	$\sigma'_{b,p} = 3$	t = 0	1000	2.7e5	0.11	19	1

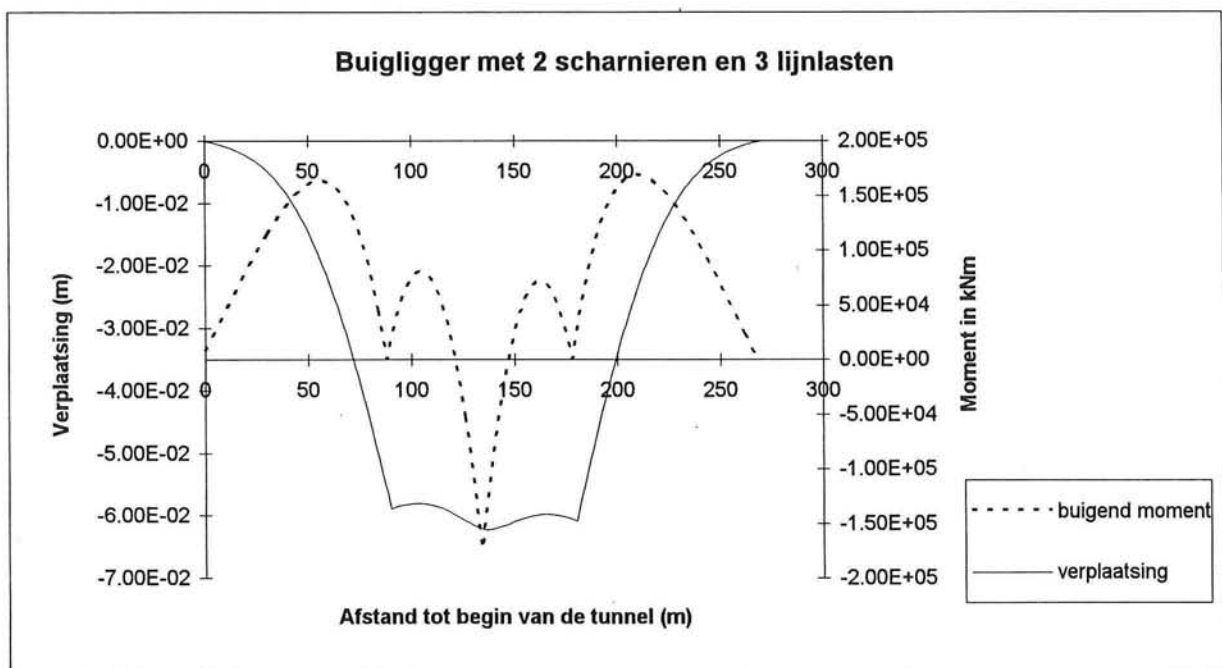
Tabel 7.4: Resultaten van stap 3, fase 2: een verend ondersteunde ligger met 1 scharnier.

Het blijkt dat bij een belasting door een lijnlast een bol zettingsverloop optreedt. Net zoals bij het motenmodel treedt dan ter plaatse van punt 2 de maximale gaping op. Omdat de rotatie van de liggereinden bij punt 2 tegengesteld zijn treedt op dit punt vrij snel een grote gaping op. De maximale gaping bepaalt in dit geval dan ook de grenswaarde, zodat extra voorspanning geen effect heeft.

Anders is dat in het geval van een gelijkmatig verdeelde belasting. De maximale gaping treedt nu bij punt 1 (en 3) op. Bij punt 1 wordt de gaping bepaald door 1 liggereind, zodat nu een grotere rotatie in dit liggereind is toegestaan. In dit geval is het scheurmoment het beperkende criterium, zodat extra voorspanning wel effect heeft.



Figuur 7.28: Een buigligger met 2 scharnieren en belast door lijnlasten.



Figuur 7.29: De buigende momenten en maximale verplaatsingen.

7.5.4 Fase 3; de tunnel als verend ondersteunde ligger met 2 scharnieren

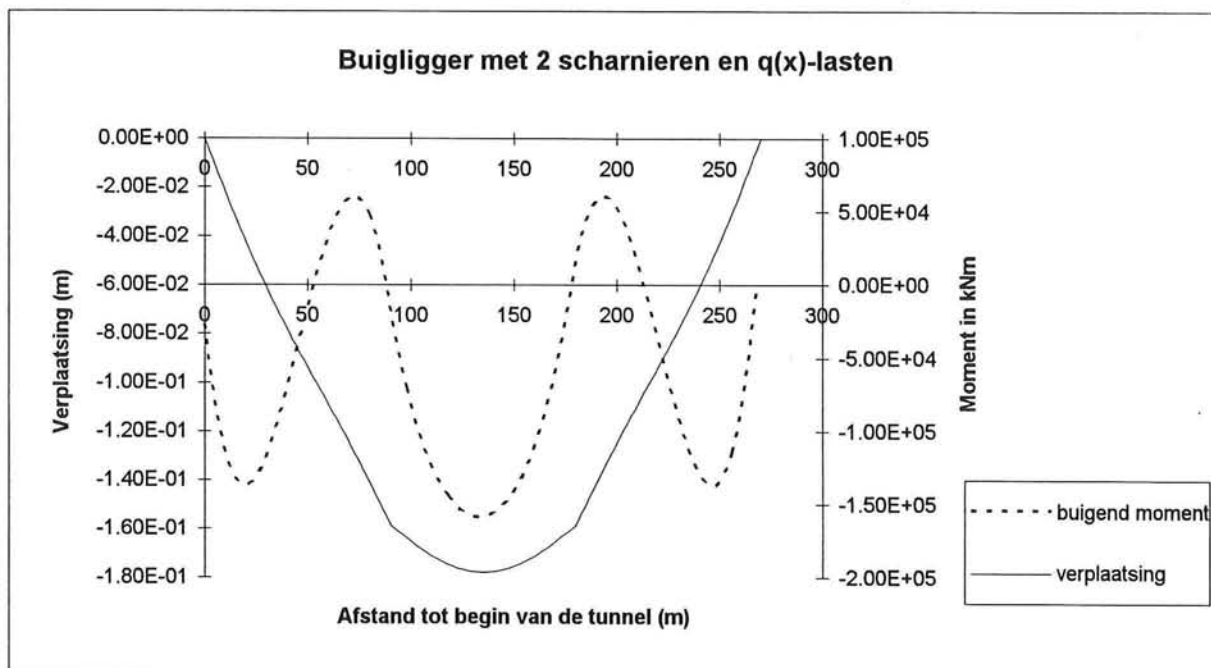
De af te zinken tunnel bestaat uit 3 elementen, zodat er sprake is van een verend ondersteunde ligger met 2 scharnieren. De berekening is gedaan voor een belasting met 3 lijnlasten (zie figuur 7.28) en voor een belasting met gelijkmatig verdeelde belasting. De beperkende factoren zijn de maximale gapingen in punten 1 en 2 en het scheurmoment. De maximale verplaatsingen zijn nu bepaald door de krachten zo te variëren dat in ieder element het scheurmoment optreedt of ergens de maximale gaping wordt bereikt. In figuren 7.29 en 7.30 is het verloop van de buigende momenten en verplaatsingen weergegeven. De resultaten zijn gegeven in tabel 7.5. In deze benadering is aangenomen dat de ligger vrij kan roteren bij de opleggingen zolang de maximale gaping niet wordt overschreden. Het is de vraag of dat in werkelijkheid wel mogelijk is omdat de tunnel niet ophoudt bij de oplegging, maar doorloopt in de overgangsconstructie. Om inzicht te krijgen in het effect is tenslotte een berekening gemaakt voor een ligger die volledig is ingeklemd bij de opleggingen. De resultaten zijn weergegeven in figuur 7.31 en in tabel 7.5. Het blijkt dat de vervormingscapaciteit drastisch is afgenomen. De aldus gevonden waarden kunnen worden gezien als ondergrenzen.

			F1 [kN] q1 [kN/m]	F2 [kN] q2 [kN/m]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	w [m]	gaping 1 [mm]	gaping 2 [mm]
lijnlast	$\sigma'_{b,p} = 1$	t = 0	22000	35000	1.6e5	1.7e5	0.06	0.7	11
		t = ∞	22000	32000	1.3e5	1.3e5	0.07	0.3	15.6
	$\sigma'_{b,p} = 3$	t = 0	35000	60000	2.7e5	3.2e5	0.10	17	1
q _(x) -last	$\sigma'_{b,p} = 1$	t = 0	900	1900	1.4e5	1.6e5	0.18	17	8
		t = ∞	800	1700	1.1e5	1.2e5	0.16	18	5
	$\sigma'_{b,p} = 3$	t = 0	1000	2500	1.2e5	2.6e6	0.23	19	8
q _(x) -last met een inklemming	$\sigma'_{b,p} = 1$	t = 0	150	900	1.4e6	1.5e6	0.08	0	0
	$\sigma'_{b,p} = 3$	t = ∞	250	1500	2.4e5	2.6e5	0.13	0	0

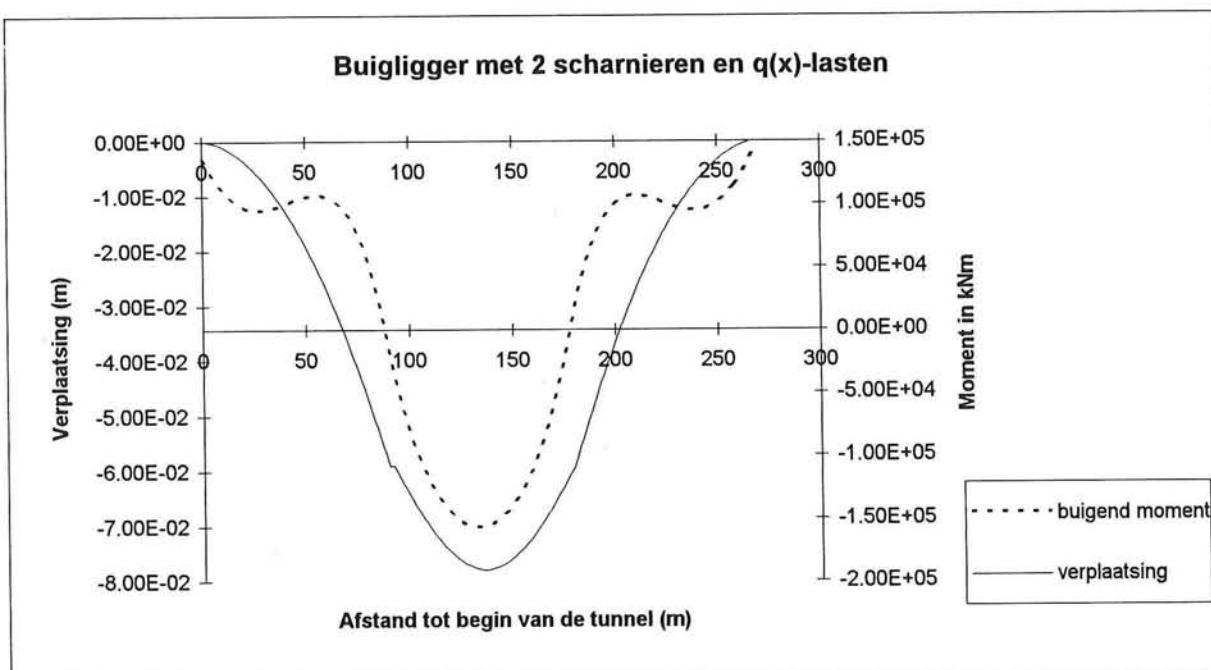
Tabel 7.5: Resultaten van stap 3 fase 3: een verende ondersteunde ligger met 2 scharnieren.

Uit de resultaten blijkt dat met deze belasting relatief grote verplaatsingen mogelijk zijn. Ook heeft extra voorspanning duidelijk een effect. De mogelijke verplaatsing verandert nauwelijks in de tijd. De verschillen in maximale verplaatsing op t=0 en t= ∞ wordt met name veroorzaakt doordat bij een van de twee niet helemaal tot het scheurmoment wordt belast.

Tenslotte is gekeken of het mogelijk is een dempingsfactor te bepalen voor de wringende momenten. Dit is gedaan door voor een aan één zijde ingeklemde ligger de maximale momenten te bepalen voor het geval dat deze wel en niet verend is ondersteund. Voor de beddingsconstante is uiteraard weer 10000 kN/m² gebruikt. De berekening is opgenomen in bijlage 3. Het blijkt dat bij een verend ondersteunde ligger de momenten



Figuur 7.30: De buigende momenten en maximale verplaatsingen.



Figuur 7.31: Een ligger die is ingeklemd bij de overgangsconstructies.

een factor 2.5 kleiner zijn. De waarden voor de maximale kanteling die zijn berekend in §7.3 worden daarom met deze factor vermenigvuldigd. De resultaten zijn vermeld in tabel 7.6

			δ [mm]	$\delta \cdot 2.5$
Moot 22.5m	$\sigma'_{b,p} = 0$	$t = 0$	0.7	1.8
		$t = \infty$	1.3	3.3
	$\sigma'_{b,p} = 1$	$t = 0$	0.7	1.8
		$t = \infty$	1.3	3.3
Element 90m	$\sigma'_{b,p} = 1$	$t = 0$	3.8	9.5
		$t = \infty$	6.5	16.3
	$\sigma'_{b,p} = 3$	$t = 0$	5.4	13.5
		$t = \infty$	9.3	23.3

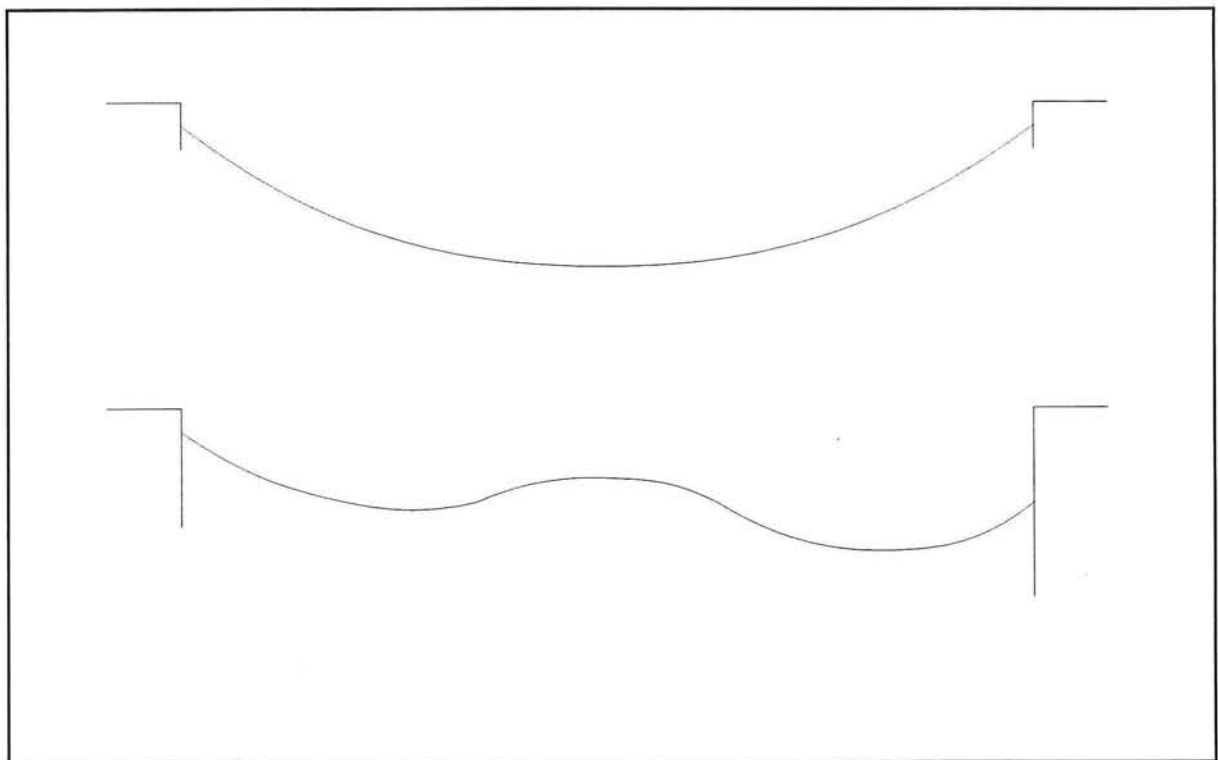
Tabel 7.6: Maximaal op te nemen kanteling door de tunnel bij een verende ondersteunde ligger.

7.6 Interpretatie van de resultaten en conclusies

Uit de berekeningen zijn voor het motenmodel en het elementenmodel de maximaal toelaatbare vervormingen naar voren gekomen als functie van de lengte. Dit is hetzelfde als het maximale optredende zettingsverschil tussen twee punten als functie van de afstand tussen deze twee punten. Deze grafieken vormen de bovengrens voor de zettingen die op mogen treden. Hierbij moet wel worden bedacht dat de berekeningen zijn gedaan voor één zettingskromme. Als het zettingsverloop meerdere zettingskrommen laat zien (zie figuur 7.32) moet iedere kromme afzonderlijk worden bekeken.

Voor het motenmodel is dit een juiste aanpak omdat in dit model is aangenomen dat de tunnel het zettingsverloop volgt. Bij de berekeningen heeft de tunnel bij het begin- en eindpunt van een zettingskromme en scharnier. Doordat bij het motenmodel de elementen kort zijn kan worden aangenomen dat altijd wel een voeg/scharnier bij de start van de kromme ligt, zodat deze aanname in de berekening juist is.

Voor het elementenmodel ligt dit anders. Ten eerste ligt door de grote lengte van de elementen bij meerdere zettingskrommen waarschijnlijk geen scharnier bij de start van iedere kromme. Ten tweede zullen de tunnelelementen het zettingsprofiel van meerdere zettingskrommen niet automatisch volgen maar (deels) nivelleren naar een zettingsprofiel van één kromme. Met de gevolgde rekenmethode is niet bekend hoe groot die nivellering is en welke momenten optreden. De conclusie die hieraan kan worden worden verbonden is dat in het geval van voorgespannen elementen geen algemene uitspraken te doen zijn over op te nemen zettingsverschillen, maar dat dat voor ieder geval apart moet worden bepaald, afhankelijk van de geometrie van het zettingsverloop.

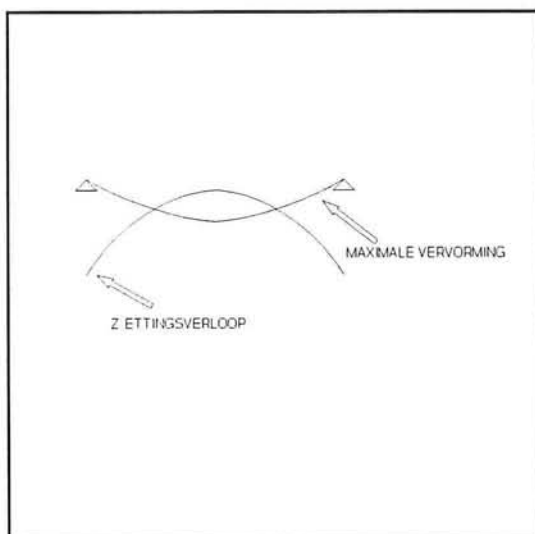


Figuur 7.32: Een enkele zettingskromme en meerdere zettingskrommen.

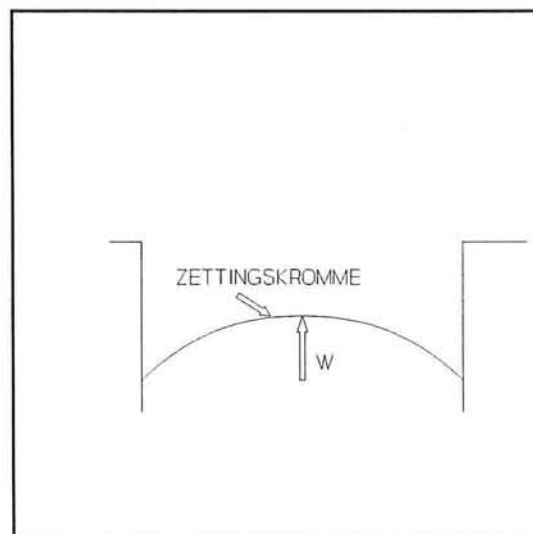
In het mootmodel is onderscheid gemaakt naar een 'hol verloop' en een 'bol verloop' van de tunnel. Bij het elementenmodel is dit gedaan voor belasting door lijnlasten en door gelijkmatig verdeelde belasting. Het blijkt -niet geheel onverwacht- dat een hol verloop overeenstemt met een gelijkmatig verdeelde belasting en een bol verloop met een belasting door lijnlasten. Op basis van dit gegeven geldt dat als grenswaarde de grafiek van het motenmodel bij een hol verloop mag worden aangehouden. De tunnel wordt immers belast door een gelijkmatig verdeelde belasting. Bovendien ligt dicht bij de opleggingen de grootste dekking op de tunnel. Dit versterkt een hol verloop. In hoofdstuk 8 worden de uitkomsten van de betonberekening en de zettingsberekening gecombineerd waarna conclusies worden getrokken voor de afzinktunnel.

De vervormingen (verplaatsingen) van de constructie zijn in de berekening toegepast als belasting (verplaatsingsgestuurde berekening). Deze belasting is niet vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor. Voor maximaal toelaatbare vervorming in de lengterichting is nog enige reserve aanwezig: gerekend wordt tot aan het scheurmoment, maar enige scheurvorming kan optreden voordat lekkage ontstaat. Ook de maximale gaping die is aangehouden kan mogelijk nog iets groter zijn. Voor het maximaal toelaatbare kantelingsverschil is gerekend tot het torsie-scheurmoment. Na het bereiken van dit moment is er geen reserve meer. De scheuren lopen door en door en lekkage is een feit. Uit de betonberekening kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

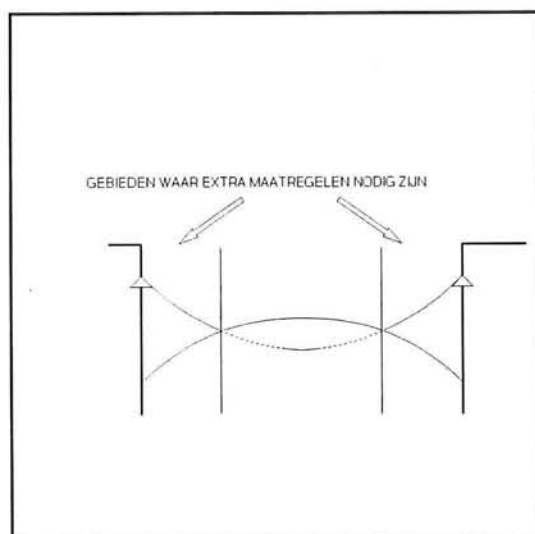
- Het blijkt goed mogelijk de maximaal toelaatbare zettingsverschillen te bepalen als functie van het aantal moten. Deze waarden zijn algemeen geldig voor tunnels met een redelijk gelijkend dwarsprofiel.
- De vraag of het nu wel of niet verstandig is de voorspanning in de elementen te laten zitten is niet eenvoudig te beantwoorden. In ieder geval vergroot het de capaciteit om kanteling van de tunnel op te nemen. Verder blijkt de tunnel bestaande uit elementen vrij grote zettingsverschillen op te kunnen nemen in het geval van één zettingskromme. Bij meerdere zettingskrommen is de gehanteerde aanpak die de zettingen en toelaatbare vervorming apart berekent niet juist omdat de interactie tussen tunnel en ondergrond erg groot is. Het is te verwachten dat de tunnel de krommen zal herverdelen tot (bijna) één kromme, maar dat dit grote buigende momenten en mogelijk scheuren veroorzaakt.
- Het injecteren van voorspankanalen om de voorspanning in de moten te bewaren heeft weinig effect omdat de maximale gaping al snel als grenswaarde geldt, waardoor de extra sterkte geen nut meer heeft. Als een grotere gaping wordt toegestaan krijgt de voorspanning meer effect, maar het blijft beperkt.
- De extra voorspanning die wordt toegepast in elementen die over zee worden getransporteerd, vergroot de capaciteit tot vervormen aanmerkelijk, zowel voor kantelen als zettingsverschillen in de lengterichting. Maar ook in dit geval zal scheuren optreden als meerdere krommen op korte afstand van elkaar volgen.
- Het is belangrijk dat bij de overgangsconstructie de tunnel zoveel mogelijk vrij kan roteren. Dit geldt voor een tunnel bestaande uit losse moten maar vooral voor een tunnel bestaande uit elementen.
- De gevonden waarden voor de maximale kanteling die een tunnel kan ondergaan zijn erg klein. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt doordat bij de berekeningen is aangenomen dat het dwarsprofiel in het geheel niet vervormd. Indien echter in de hoeken van het profiel slechts kleine vervorming plaatsvindt, heeft dat een groot effect op de maximale kanteling.



Figuur 8.1: Tegengestelde vervorming van ondergrond en tunnel.



Figuur 8.2: Situatie 1; geen oplegreactie bij de overgangsconstructies.



Figuur 8.3: Situatie 2; wel oplegracties.

8 GEVOLGEN VOOR DE ZINKSLEUF EN DE TUNNEL

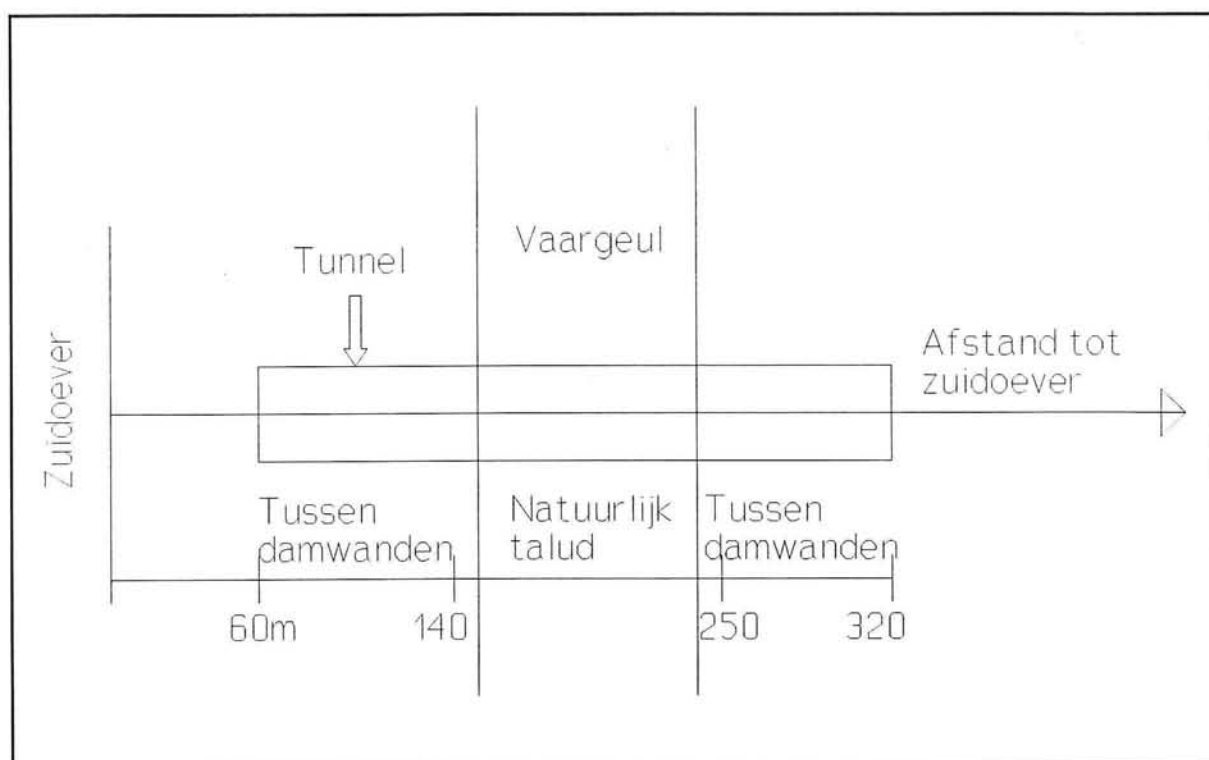
8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de uitkomsten van de zettingsberekeningen en de betonberekeningen met elkaar gecombineerd om op deze manier tot uitspraken te komen over het ontwerp van de zinksleuf, de toe te passen aanvulling, optredende zettingsverschillen en eventuele aanvullende maatregelen. Dit is lastig omdat de twee berekeningen vanuit verschillende invalshoeken zijn gedaan. Bij de zettingsberekening heeft de tunnel geen stijfheid en geen vaste opleggingen. De tunnel volgt de vervorming van de ondergrond volledig. Bij de betonberekeningen heeft de tunnel juist een zodanig grote stijfheid ten opzichte van de bedding dat deze de grootste invloed heeft op de vervormingen en tevens is in deze berekening het effect van de overgangsconstructies meegenomen die opleggingen vormen voor de tunnel. Het effect van deze tegenstelling blijkt uit de tegengestelde vorm van het gevonden zettingsverloop en de grafieken die de maximale vervorming aangeven (zie figuur 8.1).

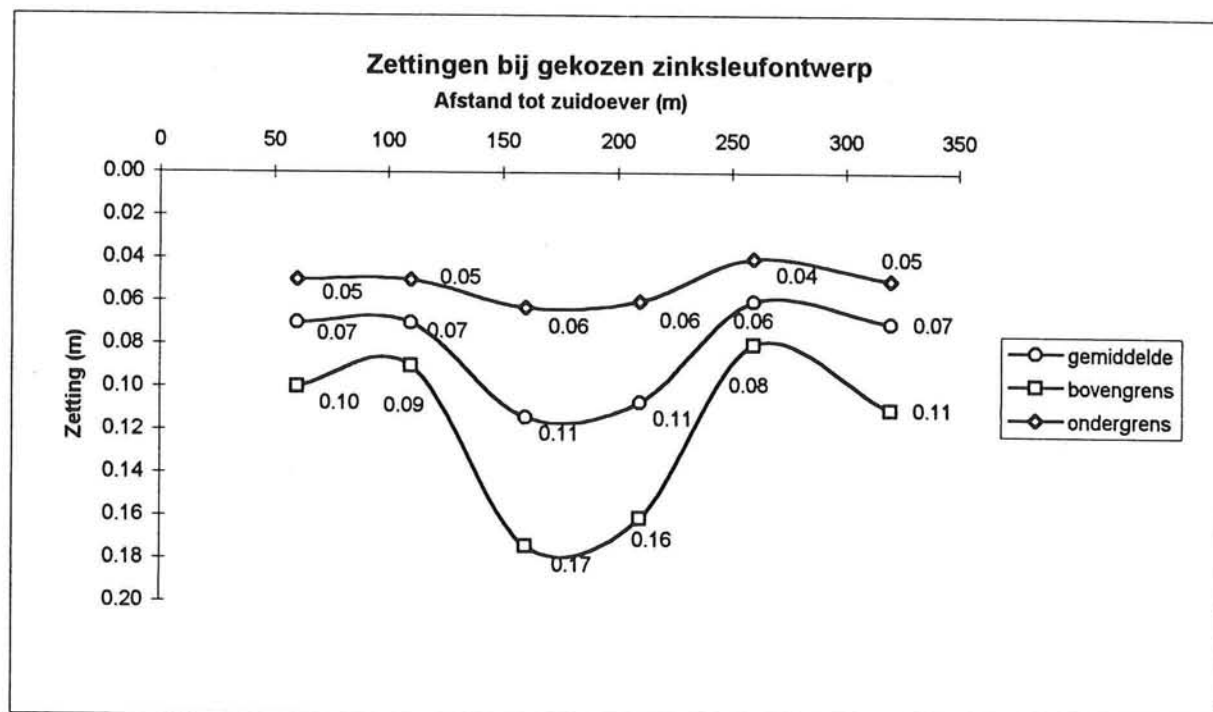
Er is voor gekozen het probleem nu te benaderen vanuit 2 extreme situaties. In situatie 1 (figuur 8.2) is er bij de overgangsconstructies geen sprake van oplegreacties. Het optredende zettingsverloop moet in dit geval binnen de maximale vervormingslijn blijven.

In situatie 2 (figuur 8.3) is er juist wel sprake van opleggingen bij de overgangsconstructies. In deze situatie is er altijd een gebied waar het zettingsverloop buiten de maximale vervormingslijn ligt. Aangehouden zal nu worden dat dit gebied niet groter mag zijn dan 1 mootlengte bij het motenmodel en 1 elementlengte bij het elementen model. De gedachte hierachter is dat de zettingen tussen twee scharnieren worden genivelleerd. De moot of het element moet bij deze benadering wel in staat zijn de volledige bovenbelasting op te nemen omdat de bedding bij dit deel van de tunnel waarschijnlijk geen enkele reactie meer levert.

Indien niet aan deze eis wordt voldaan en het is niet mogelijk de zetting van de tunnel ter plaatse te verminderen, moet de oplegging meezakken. Dit kan worden bereikt door een schuifvoeg tussen de tunnel en de overgangsconstructie toe te passen. Nu ontstaat situatie 1. Een andere mogelijkheid is de overgangsconstructie ook iets te laten zetten. Dat kan door deze constructie op staal te funderen indien mogelijk, al moet uitgekeken worden voor het verschuiven van het probleem naar de volgende overgang. Een paalfundering die een kleine zetting ondergaat is ook mogelijk. Bij moten kan het ook een mogelijkheid zijn de moot die grenst aan de overgangsconstructie iets langer te maken als dat kan wat betreft de op te nemen bovenbelasting. Mogelijk kan bij de overgangconstructie een voorgespannen element worden toegepast dat het zettingsverschil als het ware overbrugt. In dit laatste geval zal dit element waarschijnlijk wel speciaal moeten worden gedimensioneerd op de optredende belasting.



Figuur 8.4: Deel van de zinksleuf tussen damwanden.



Figuur 8.5: Verloop van de zettingen bij het gekozen ontwerp.

8.2 Gekozen ontwerp van de zinksleuf en bijbehorende zettingen

Voor de tunnel onder het IJ is nu gekeken hoe de zinksleuf er het beste uit kan komen te zien. Hierbij is ervan uitgegaan dat de zinksleuf zoveel mogelijk tussen damwanden wordt aangelegd. Zoals in deelrapport 1 is aangegeven beperkt dit de hoeveelheid af te voeren vervuild slib aanzienlijk en een smalle sleuf veroorzaakt de kleinste zettingen.

Er is vanuit gegaan dat ter plaatse van de vaargeul de sleuf niet tussen damwanden ligt omdat hier de damwanden op bodemniveau moeten worden beëindigd en niet bekend is of de wanden dan nog kunnen worden gestabiliseerd. Besloten is de zinksleuf tussen damwanden aan te leggen tot 10 m buiten de vaargeul (zie figuur 8.4). De doorgang tussen de damwanden is dan 110 m. Als aanname geldt hierbij dat deze doorgang voldoende ruimte biedt voor de zinkoperaties. Het deel van de zinksleuf tussen damwanden zal worden aangevuld met de uitgegraven schone grond. Het deel van de zinksleuf met natuurlijke taluds zal worden aangevuld met licht materiaal (uitgegraven grond) en 4m zand omdat hier de hoeveelheid schone grond niet toereikend is.

In plaats van met zand kan deze bovenste 4m van de sleuf ook met een ander, lichter materiaal worden aangevuld, maar dan moet hiervoor ander materiaal worden gebruikt dan uit de sleuf komende grond. De kosten hiervan wegen waarschijnlijk niet op tegen het marginale beperkende effect op de zettingen. Grondverbetering zal worden toegepast om de zettingsverschillen bij de noordelijke overgangsconstructie te beperken.

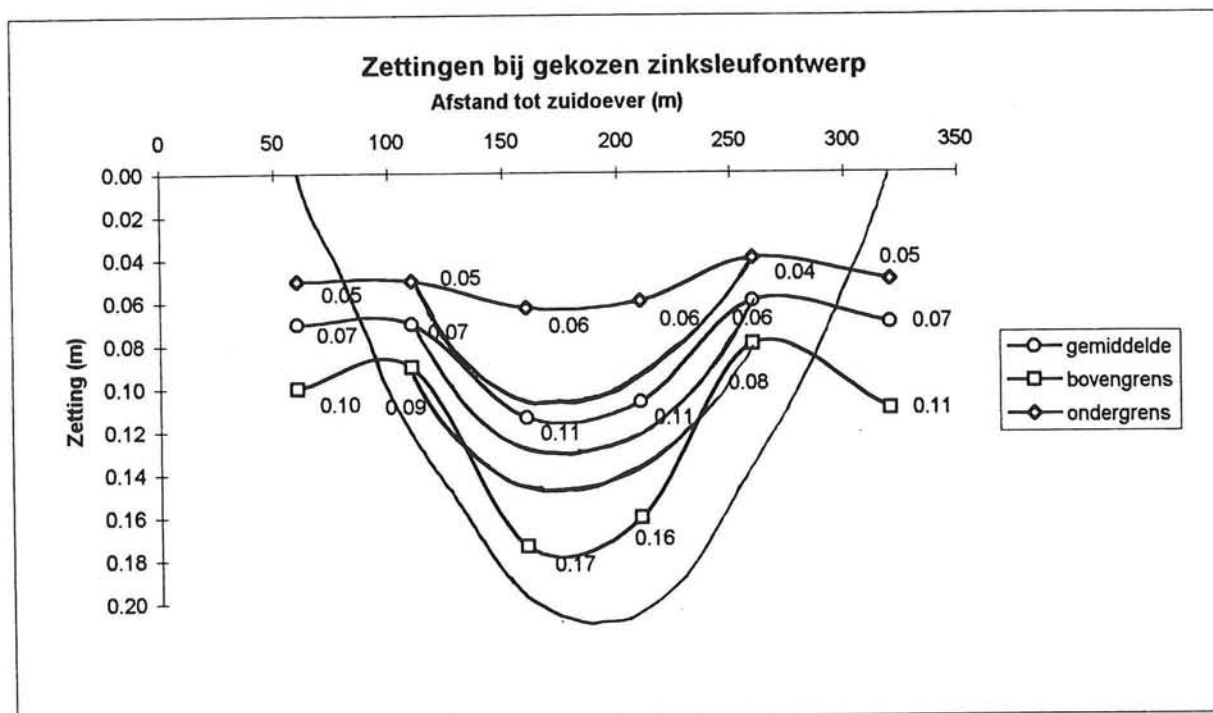
Vervolgens is gekeken naar de zettingsverschillen die optreden ter plaatse van de overgangsconstructies en bij de overgang van de sleuf tussen damwanden naar de sleuf met natuurlijke taluds. Hierbij is voor de eindzettingen als volgt te werk gegaan:

- Gemiddelde zetting: gem. zetting ondergrond + lage waarde van zetting onder-spoellaag.
- Ondergrens zetting: ondergrens zetting ondergrond + lage waarde van zetting onderspoellaag.
- Bovengrens zetting: bovengrens zetting ondergrond + lage waarde van zetting onderspoellaag.

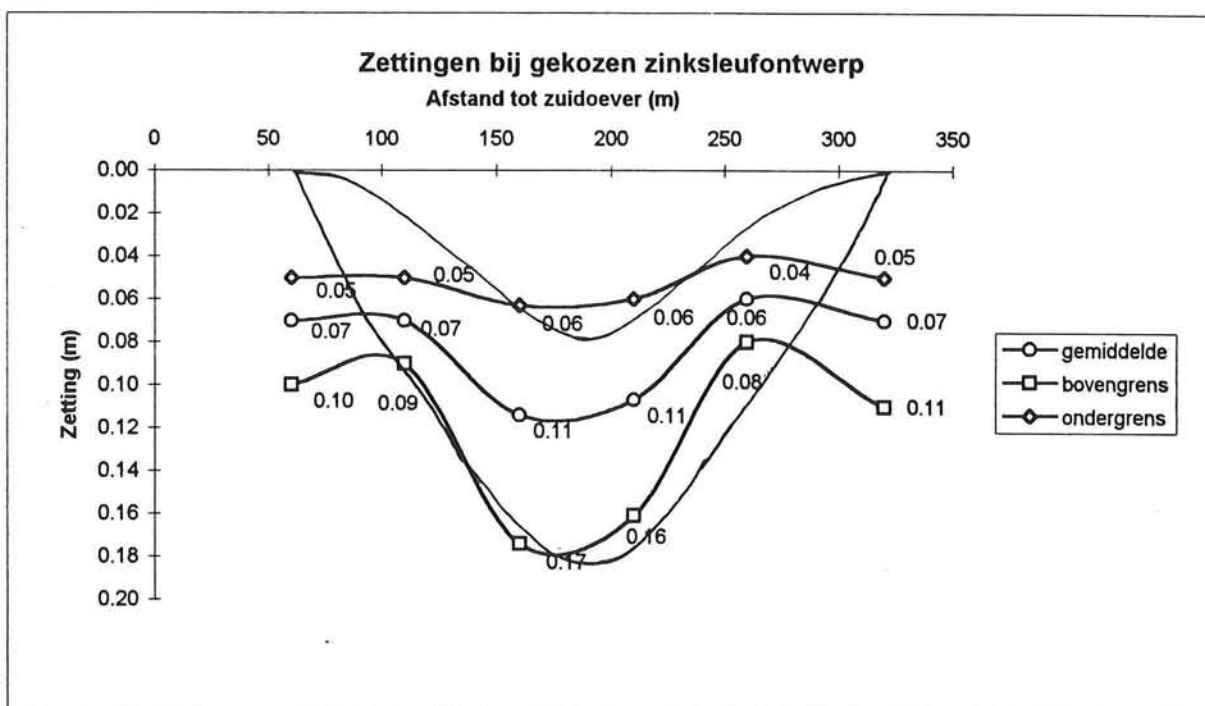
Er is vanuit gegaan dat door het vlak voor het afzinken goed slibvrij maken van de sleuf het mogelijk moet zijn de zetting van de onderspoellaag tot een minimum te beperken.

In figuur 8.5 zijn nu de totaalzettingen per raai weergegeven. Dit is dus de som van de zetting van de ondergrond en de onderspoellaag. Omdat bij het gekozen ontwerp van de zinksleuf nergens zettingen boven de grensspanning plaatsvinden heeft de totale zetting plaats binnen 1 jaar.

In deze grafiek zijn nu de maximale vervormingslijnen voor $t=1$ jaar van het motenmodel zonder voorspanning en het elementenmodel voor een voorspanning = 1 N/mm^2 ingetekend (zie fig 8.6 en fig 8.7).



Figuur 8.6: Zetting uitgezet tegen maximale vervormingslijnen motenmodel.



Figuur 8.7: Zettingen uitgezet tegen maximale vervormingslijnen elementenmodel.

Maximaal zettingsverschil bij hol verloop en geen voorspanning						
moten	afstand	t=0	t=1	t=5	t=10	t=100
0	0	0	0	0	0	0
1	22.5	0	0	0.01	0.01	0.01
2	45	0.02	0.02	0.04	0.04	0.05
3	67.5	0.04	0.06	0.08	0.09	0.11
4	90	0.07	0.1	0.15	0.15	0.15
5	112.5	0.11	0.16	0.18	0.18	0.18
6	135	0.16	0.21	0.21	0.21	0.21
7	157.5	0.22	0.24	0.24	0.24	0.24
8	180	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
9	202.5	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
10	225	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33

Tabel 8.1: Maximaal opneembare zettingsverschillen bij een hol verloop en geen voorspanning.

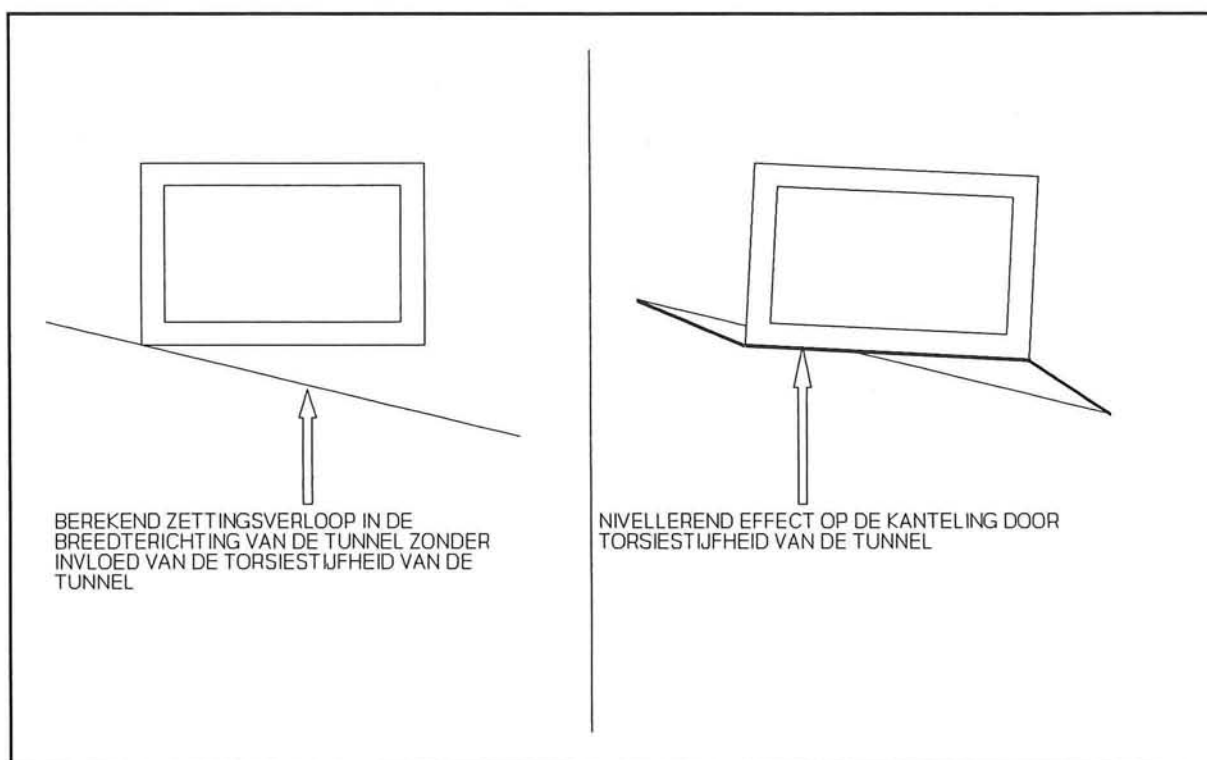
De tunnel onder het IJ bestaat uit 3 elementen en 12 moten. Voor een tunnel bestaand uit moten is de aanpak als volgt. Voor het extreme geval dat de opleggingen vast zijn is de maximale zettingslijn voor 6 moten ingetekend. In tabel 8.1 zijn de voor dit geval geldende waarden aangegeven. Bij een hol verloop vindt de grootste rotatie plaats bij de oplegging. Dat betekent dat de moot die op de oplegging ligt de 6^e moot is en dus de maximale verplaatsing en rotatie heeft ondergaan volgens het model (zie figuur 7.13). Het lijstje van tabel 8.1 moet dus van onder naar boven worden doorlopen om de maximale vervormingen te kunnen bepalen. Het maximale zettingsverschil tussen moot 6 en 5 mag dan maximaal $21 - 16 = 5\text{cm}$ bedragen etc.

Vervolgens is de 2^e kromme bekeken. De lengte van deze kromme bedraagt ca. 6 moten, dus nu moet met de maximale zettingslijn voor 3 moten gewerkt worden.

Voor de tunnel bestaande uit elementen zijn de lijnen ingetekend voor een vrije rotatie en voor een inklemming bij de overgangsconstructie.

Op basis van deze figuren kan nu het volgende worden geconcludeerd:

- Bij een tunnel bestaande uit moten zijn de zettingsverschillen te groot voor de eerste moten die tegen de noordelijke en tegen de zuidelijke overgangssconstructie zijn afgezonden. Hier moeten aanvullende maatregelen worden genomen. De tweede kromming kan wel worden opgenomen, behalve voor de bovengrenswaarde van de zetting.
- Bij een tunnel bestaande uit elementen blijkt dat de gemiddelde zetting geen problemen oplevert. De bovengrenswaarde kan echter maar net worden opgenomen. Doordat ook nog een flink deel van de zettingen moet worden herverdeeld ontstaan extra momenten waardoor de bovengrenswaarde niet kan worden opgenomen.



Figuur 8.8: Nivellering van de kanteling door de torsiestijfheid van de tunnel.

Voor de kanteling van de tunnel geldt het volgende. De maximale kanteling bij de sleuf tussen damwanden bedraagt maximaal 1,5 cm als gerekend wordt op asymmetrische slobinsluiting in de onderspoellaag. Kanteling die wordt veroorzaakt door de ondergrond treedt niet op bij een sleuf tussen damwanden. Door verschil in stijfheid van de 3^e geul was een kanteling bepaald van 1 cm. Deze geul ligt echter alleen bij raaien 1 en 2, welke nog binnen het deel van de zinksleuf tussen damwanden vallen. Daardoor hoeft bij de zinksleuf met natuurlijke taluds ook alleen met de 1,5 cm kanteling door de onderspoellaag gerekend te worden. Uit tabel 7.6 in hoofdstuk 7 blijkt dat het maximale kantelingsverschil dat kan worden opgenomen voor één moot 2 tot 3 mm bedraagt en omgerekend is dat voor een element 8 tot 12 mm. Voor een element met een voorspanning van $\sigma'_{b,p} = 1 \text{ N/mm}^2$ bedraagt dit ca. 10-16 mm. Volgens deze berekeningen kan de constructie de kantelingsverschillen net (niet) opnemen. De asymmetrische zetting is ook in dit geval echter apart berekend zonder rekening te houden met de grote torsiestijfheid van de tunnelconstructie. Deze stijfheid zal de asymmetrische zetting in sterke mate herverdelen (zie figuur 8.8). De tunnelconstructie zal de kanteling die ontstaat door de berekende asymmetrische zetting dus wel op kunnen nemen.

8.3 Gevolgen voor het ontwerp van de tunnel en de overgangsconstructies

Voor het ontwerp van de afzinktunnel uit deelrapport 1, is nu het volgende besloten:

- De overgang van de zuidelijke overgangsconstructie naar de tunnel: Hier is de tunnel tegen de overgangsconstructie afgezonken. Door een kleine verschuiving mogelijk te maken tussen de overgangsconstructie en de tunnel van ca. 5 cm is het probleem voor de zettingsverschillen hier opgelost. Voor Gina-profielen geldt dat deze een verticale verplaatsing mogen ondergaan van ca. 5 cm [lit. 5], dus dit is mogelijk. In de schuifvoeg kan de tunnel ook iets kantelen zodat het kantelingsverschil hier kan worden opgevangen. Een tunnel bestaande uit losse moten kan dan worden toegepast.
- De overgang van de noordelijk overgangsconstructie naar de tunnel: Hier is de tunnel ook tegen de overgangsconstructie afgezonken. Hier kan echter geen schuifvoeg worden toegepast omdat de tunnel hier op een betonnen teen ligt (zie hoofdstuk 6 van deelrapport 1). Een oplossing zou hier gevonden kunnen worden door hier een kort voorgespannen element af te zinken dat ongeveer even lang is als het deel van de zinksleuf tussen damwanden (ca. 60 m). Dit element neemt het zettingsverschil op. Het element moet worden berekend op het dragen van de volledige bovenbelasting (gemiddeld 4 m grond) en de wrijvingskrachten op de wanden, al is dit wel een pessimistische benadering. Dit voorgespannen element kan de kanteling van 1,5 cm waarschijnlijk wel opnemen zodat hier ook geen problemen zijn te verwachten.
- Het resterende tunneldeel wordt dan 120 m lang. Dit lijkt echter geen groot bezwaar omdat het transport van het element beperkt is en omdat in het IJ geen stroming staat. Bij dit tunneldeel zal de voorspanning weer worden doorgeslepen zodat de moten zich kunnen zetten naar het zettingsverloop dat in het midden van het IJ optreedt. Wel moet nader grondonderzoek kunnen worden gedaan om meer zekerheid over de spreiding van de parameters en dus de zettingen te krijgen, omdat de tunnel de gevonden bovengrenswaarden van de zettingsverschillen niet op kan nemen. Hier treden geen noemenswaardige kantelingsverschillen op.

9 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In deze studie zijn voor de afzinktunnel onder het IJ die in principe-opzet is ontworpen in deelrapport 1, de optredende zettingen berekend en is bepaald welke maximale zettingsverschillen door de constructie kunnen worden opgenomen. Doel hiervan was te kijken of het mogelijk is de tunnel op een onderspoeling van zand te funderen. Geconcludeerd kan worden:

- Het is mogelijk de tunnel op een onderspoeling van zand te funderen als de eerste 60 en laatste 60 meter van de zinksleuf tussen damwanden wordt aangelegd. Het resterende deel van de zinksleuf krijgt natuurlijke taluds. De zinksleuf wordt aangevuld met de grond die uit de sleuf afkomstig is, of met materiaal met een gelijk of lager nat volumiek gewicht. De bovenste 4m van de bodem is zodanig vervuild dat de hiervan afgegraven grond moet worden afgevoerd. Bij de sleuf met natuurlijke taluds kan deze ontbrekende 4m worden aangevuld met zand.
Het is noodzakelijk nabij de noordoever een grondverbetering toe te passen. De slappe tussenlaag wordt daarbij verwijderd en vervangen door zand.
- Ter plaatse van de overgangsconstructie zuid komt een schuifvoeg zodat de tunnel verticaal ca. 5 cm langs de overgangsconstructie kan verschuiven.
- Ter plaatse van de overgangsconstructie noord komt een kort voorgespannen element van 60m dat het optredende zettingsverschil overbruggt. Van de overige twee elementen wordt de voorspanning na afzinken doorgeslepen en verwijderd. Deze elementen hebben een lengte van 90 en 120m.

Tevens zijn nog enkele algemene conclusies te trekken:

- In deze studie zijn het te verwachten zettingsverloop en de maximaal toelaatbare zetting voor de tunnel onafhankelijk van elkaar bepaald. Voor een tunnel waarvan de voorspanning na het afzinken wordt afgelaten is deze aanpak goed mogelijk doordat de tunnel het berekende zettingsverloop in grote lijnen volgt door de vele scharnieren in de tunnel (de dilatatievoegen). Bij een tunnel waarbij de elementen blijven voorgespannen is dat niet het geval. Een afzonderlijke zettingsberekening geeft in dit geval niet het werkelijke zettingsverloop van de tunnel. Hier is de interactie tussen tunnel en ondergrond zo groot dat eigenlijk een zettingsberekening moet worden gedaan waarin ook de tunnel met bijbehorende stijfheid wordt meegenomen.
- Het heeft weinig effect na doorslijpen van de kabels, de voorspanning in de moten zelf te behouden door geïnjecteerde voorspankanalen toe te passen. Omdat deze methode wel hogere kosten tot gevolg heeft is het niet interessant.
- Door een zinksleuf tussen damwanden aan te leggen, blijft de breedte van de sleuf beperkt en hierdoor blijft ook de dieptedoorwerking van spanningswijzigingen beperkt. Dit is bijzonder effectief om de optredende zettingen te beperken.
- Een tunnelelement dat blijft voorgespannen na het afzinken kan goed de sprongen in de zetting opnemen die optreden tussen overgangsconstructie en afzinktunnel. Het element overbruggt als het ware deze sprong. Het element moet hier dan wel speciaal op worden gedimensioneerd omdat het wordt belast door de gehele bovenbelasting en wandwrijving, maar over een deel niet meer verend wordt ondersteund.
- Voor het opnemen van zettingsverschillen die ontstaan in de langsrichting van de tunnel heeft een tunnel die bestaat uit losse moten na het afzinken, de grootste

capaciteit om deze verschillen op te nemen. Dit is zeker het geval als er sprake is van meerdere pieken en dalen in het zettingsverloop op relatief korte afstand.

Bij het toepassen van voorgespannen elementen moet bij het bepalen van de lengte van de elementen, goed gelet worden op het te verwachten zettingsverloop, zodat optimaal gebruik gemaakt kan worden van de scharnierende werking van de zinkvoegen. Tevens is het van belang dat de elementen optimaal kunnen roteren ter plaatse van de overgangsconstructies.

- Voor het opnemen van kantelingsverschillen die ontstaan in de langsrichting van de tunnel heeft een tunnel met voorspanning de grootste capaciteit om deze verschillen op te nemen. Er moet echter een flinke voorspanning aanwezig zijn wil het enig merkbaar effect hebben.
- De gevonden toelaatbare kanteling van het element is klein en ligt in de orde van 1 á 2cm over een elementlengte. Hier staat tegenover dat de tunnelconstructie een zeer grote torsiestijfheid heeft, waardoor eventuele kantelingsverschillen die uit de zettingsberekeningen voortkomen, in werkelijkheid zullen worden herverdeeld (zie figuur 8.8). Ook hier blijkt een gescheiden berekening van zettingen en vervormingscapaciteit van de tunnelconstructie moeilijkheden op te leveren bij de interpretatie.
Tevens heeft de aanname dat de betondoorsnede niet vervormd invloed op de kantelingscapaciteit: kleine vervormingen vergroten deze capaciteit aanmerkelijk.
- Het programma MZET is niet het meest aangewezen programma om het betreffende probleem aan te pakken, zo is gebleken. Er moeten nogal bewerkelijke tussenstappen worden gedaan. Gewenst is een programma dat op ieder tijdstip de actuele spanningstoestand in de grond berekent, zodat bij ontlasten en op een later tijdstip herbelasten een realistischer beeld ontstaat.

Uit de studie komen ook een aantal aanbevelingen naar voren:

- Nader grondonderzoek is noodzakelijk zodat meer zekerheid komt omtrent de spreiding van de samendrukkingsconstanten van de grond en op deze manier over de spreiding in de zettingen. Met name is er onzekerheid over de stijfheid van de tussenlaag en moet er meer duidelijkheid komen over eventuele variatie van de stijfheid van de 3^e geul.
- De tijd tussen het baggeren van de sleuf en het afzinken van de tunnel moet zo klein mogelijk worden gehouden. Hierdoor blijft de zwel door deconsolidatie beperkt en dus ook de zetting die ontstaat door herbelasten. Tevens moet de sleuf voor het afzinken goed slibvrij worden gemaakt om slibinsluiting zoveel mogelijk te voorkomen.
- Om nauwkeuriger uitspraken te kunnen doen over het vervormingsgedrag van voorgespannen tunnelementen zou met programma moeten worden gewerkt dat bij het bepalen van de zettingen ook de tunnel met bijbehorende stijfheid meeneemt.
- Door 2D-berekeningen te doen aan het element kan ook de vervorming van het element zelf worden meegenomen. Door ook de verend ondersteunende bedding 2D te bekijken kunnen uitspraken worden gedaan over de dempende werking van de bedding op de torsiemomenten.
- Als kleine scheuren door buiging in de tunnelconstructie worden geaccepteerd wordt de vervormingscapaciteit groter. Een niet-lineaire berekening zou aan kunnen geven hoe groot dit effect is. Bij losse moten zal het effect overigens beperkt blijven omdat al snel de maximale gaping bij de voegen de beperkende factor wordt en niet het scheurmoment.

LITERATUURLIJST

- [1] Bouma, A.L., *Mechanica van constructies, elasto-statica van slanke structuren*. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 1989.
- [2] Bruggeling, A.S.G., 'Gedeeltelijk voorgespannen beton 13: Wapening en scheurvorming'. *Constructie*.
- [3] *CUR-publicatie 162, construeren met grond, grondconstructies op en in sterk samendrukbare en weinig draagkrachtige ondergrond*. Gouda: CUR, 1992.
- [4] Grondmechanica Delft, Publicatie CO-341090/223, mei 1994
- [5] Tol, A.F. van, *Metro Hoogvliet-Spijkenisse - Fundering afgezonken gedeelte, rapport nr. 77-120/B*. Rotterdam, oktober 1978. Dienst van Gemeentewerken, afdeling grondmechanica.
- [6] Walraven, J.C. en J.C. Galjaard, *Collegedictaat g23A, voorgespannen beton*. Delft, mei 1992. TU Delft.
- [7] Walraven, J.C., *Collegedictaat g20A, gewapend beton deel 1*. Delft, november 1994. TU Delft.

Bijlage 1: Voorbeeld spreadsheetberekening

Deze voorbeeldberekening is gedaan voor raai 1 en een aanvulling met zand.

Onderkant van de tunnel	= -18.7m
Dikte zandbed	= 0.75cm + 0.25cm tolerantie = 1m
Onderkant zandbed	= -19.7m
Oorspronkelijk bodemniveau	= -6m

Bodemopbouw:

	soort	γ_n [kNm]	bijdrage gronddruk
[-0.4;-6]	water	10	54
[-6;-8.5]	slib	13	32.5
[-8.5;-11.9]	matig grof zand	18	61.2
[-11.9;-15.8]	matig vaste klei (1e geul)	15.5	60.45
[-15.8;-17.2]	klei met zand (2e geul)	18	25.2
[-17.2;-19.7]	zand met klei (3e geul)	19	47.5
			----- + +
			280.85

$$\sigma' = \sigma - p = 280.85 - (19.7 - 0.4) * 10 = 87.85 \approx 88 \text{ kN/m}^2$$

Deze waarde is de grensspanning.

De massa van de tunnel is als volgt berekend:

$C = 28.73 \text{ m}^2$, $\gamma = 24.6 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \gamma * C =$	707.74 kN/m
$B = 4.65 \text{ m}^2$, $\gamma = 24.2 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \gamma * C =$	112.5 kN/m

$$\text{Waterverplaatsing van het element: } 10.21 \text{ m} * 7.42 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 757.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Effectief gewicht van de tunnel: } 820.27 - 757.6 = 62.7 \text{ kN/m}$$

Het effectief gewicht van de tunnel neemt nog toe door het ballastbed dat later wordt aangebracht. Aangenomen is dat dit gewicht vanaf het begin aanwezig is.

Toename door ballastbed:

$$\text{Hoogte bed} * \text{breedte bed} * \gamma_{\text{grind}} = 0.6 \text{ m} * 6 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 72 \text{ kN/m}$$

De funderingsdruk van de tunnel wordt nu:

$$(62.7 \text{ kN/m} + 72 \text{ kN/m}) / 10.21 \text{ m} \approx 13 \text{ kN/m}^2$$

Als de tunnel wordt omgerekend in een 'nat volumiek gewicht' wat nodig is in de berekeningen met MZET geldt: massa tunnel/volume = $(820.27 + 72) / (10.21 * 7.42) = 11.8 \text{ kN/m}^3$

De gevonden waarden dienen nu als input voor de berekening. In hoofdstuk 5 is beschreven hoe de waarde van de driehoekige belasting is berekend. Nu zijn de oude en de nieuwe spanningen bekend en kan de zetting berekend worden.

		B751	S1009	S984	S2302	B714	S2301	S391	B6	S985	B715
1	Diepte	-18.1;-19.3	N.I.	-18.2;-19	-18.4;-18.8	-17.2;-19.5	-19;-20	-18;-18.6	-15.1;-21.4	18.4;-19	-17.3;-19.3
	q _c	grijze matig vaste sterk	2-4	6	4	grijs matig grof zand	5-6	3-4	slappe grijze klei en grof	3-4	grijs grof zand
	w	matig fijn			1	met veen- en kleiresten	1		zand en schelpen		met schelp- resten
	dikte	zandhouden- de klei		0.8	0.4		1.0	0.6		0.6	
2	Diepte	idem	N.I.	-19;-19.3	-18.8;-19.3	idem	N.A.	-18.6;-18.9	idem	-19;19.4	idem
	q _c		2-4	3-4	1-2			2-3		1	
	w				2-3						
	dikte			0.3	0.5			0.3		0.4	
3	diepte	-19.3;-25.3	N.I.	-19.3;-19.7	-19.3;-20	-19.5;-20.7	-20;-20.7	-18.9;-19.7	idem	-19.4;-19.7	-19.3;-19.7
	q _c	grijs matig fijn zand met	2-4	6	4-5	grijs grof zand met	7-8	4-5		6	grijs matig grof zand met
	w	veel kleilaag- jes			1-2	enkele klei- en schelp- resten	1				veen- en klei- resten
	dikte			0.4	0.7		0.7	0.8		0.3	
4	diepte	idem	-19.1;-19.9	-19.7;-20.4	-20;-20.3	idem	-20.7;-21	-19.7;-20.1	idem	-19.7;-20.2	-19.7;-21.7
	q _c		1	4-5	2-4		3	2-3		3	grijs grof zand
	w				1-2		2.5				met schelp- resten
	dikte		0.8	0.6	0.3		0.3	0.4		0.5	
5	diepte		-19.9;-20.5	-20.4;-21	N.I.	idem	-21;-21.8	-20.1;-20.8	idem	-20.2;-22	idem
	q _c		3	9	4-8		7	4		4-6	
	w				1-2		1				
	dikte		0.6	0.6			0.8	0.7		1.8	

Tabel B2.1 a

Bijlage 2: Bepaling van lagenstructuur van de 3^e geul

Voor het vaststellen van de lagenstructuur van de 3^e geul is gebruik gemaakt van de sonderingen S1009, S384, S2302, S2301, S391, S985 en boringen B751, B714, B6 en B715 die zijn opgenomen in bijlage 7. Op de sonderingen zijn pieken te zien op min of meer overeenkomstige diepten. Zodoende is er een (globale) overeenstemming in de vorm van de sonderingen. Er zijn over de gehele geul 13 laagjes geïdentificeerd, die per sondering meestal niet allemaal aanwijsbaar zijn. Per sondering is aangegeven waar de laagjes gedacht worden te lopen. De lagen zijn bepaald met het verloop van de conusweerstand en de kleeftgetallen. De loop van de laagjes is weergegeven in figuur 2.2.

Vervolgens zijn per laag de gegevens uit de sonderingen en de boringen in een tabel gezet (zie tabel B2.1), waarna per laag is bepaald uit welke grondsoort deze bestaat en wat de gemiddelde conusweerstand is. Met deze gegevens kan dan ook de β -waarde worden bepaald voor formule 2.1. In dit geval is overigens de A-waarde vermeld ($= 1/\beta$). Zie voor deze gegevens tabel (B2.2). Bij de vaststelling van de conusweerstand en A is een optimistische en een pessimistische inschatting gedaan.

		B751	S1009	S984	S2302	B714	S2301	S391	B6	S985	B715
6	diepte	-19.3;-25.3	-20.5;-22.5	-21;-21.7	N.I.	-20.7;-25	-21.8;-22	-20.8;-21.7	-21.4;-21.5	N.A.	idem
	q _c	grijs matig grof zand	1-1.5	5	4-8	grijs matig grof zand	4	2-3	hard veen.		
	w	met veel			1-2	met enkele	2				
	dikte	kleilaagjes	2	0.7		kleiresten	0.2	0.9			
7	diepte	idem	-22.5;-23	N.I.	N.I.	idem	-22;-23.5	-21.7;-22.4	-21.5;-22	N.A.	-21.7;-21.8 grijze matig slappe weinig veen. klei. - 21.8; -22.1 grijs grof zand.
	q _c		4	8-9	4-8		7-8	5-6	donkergrijs zand		
	w				1-2		1				
	dikte		0.5				1.5	0.7			
8	diepte	idem	-23;-23.2	N.A.	N.I.	idem	-23.5;-24	-22.4;-23.3	-22;-24.5	N.A.	-22.1;-22.4 donkergrijze matig slappe veenhoude- de klei.
	q _c		2		4-8		4	2-3	grof zand met		
	w				1-2		2-2.5		stukjes slap- pe grijze klei		
	dikte		0.2				0.5	0.9	en veen.		
9	diepte	idem	N.I.	-24;-24.3	-24.2;-24.9	idem	-24;-25	-23.3;-24.4	idem	N.A.	-22.4;-25.3 grijs fijn zand.
	q _c		8-12	11-12	8		5-6	6			
	w				1		1				
	dikte			0.3	0.7		1.0	1.1			
10	diepte	-25.3;-25.4 vast veen.	N.A.	-24.3;-25.1	N.I.	-25;-25.2 klei met veenlaagjes	-25;-26	-24.2;-25.2	idem	-22;-22.8	idem
	q _c	-25.4;-25.5 m. gr. zand met enkele kleilaagjes -		8-9	3-6		1-3	3		0.25-0.5	
	w	25.5;-25.8 grijze vaste klei met			2-6		2-5				
	dikte	enkele fijn zand- en veenlaagjes		0.8			1.0	1.0		0.8	

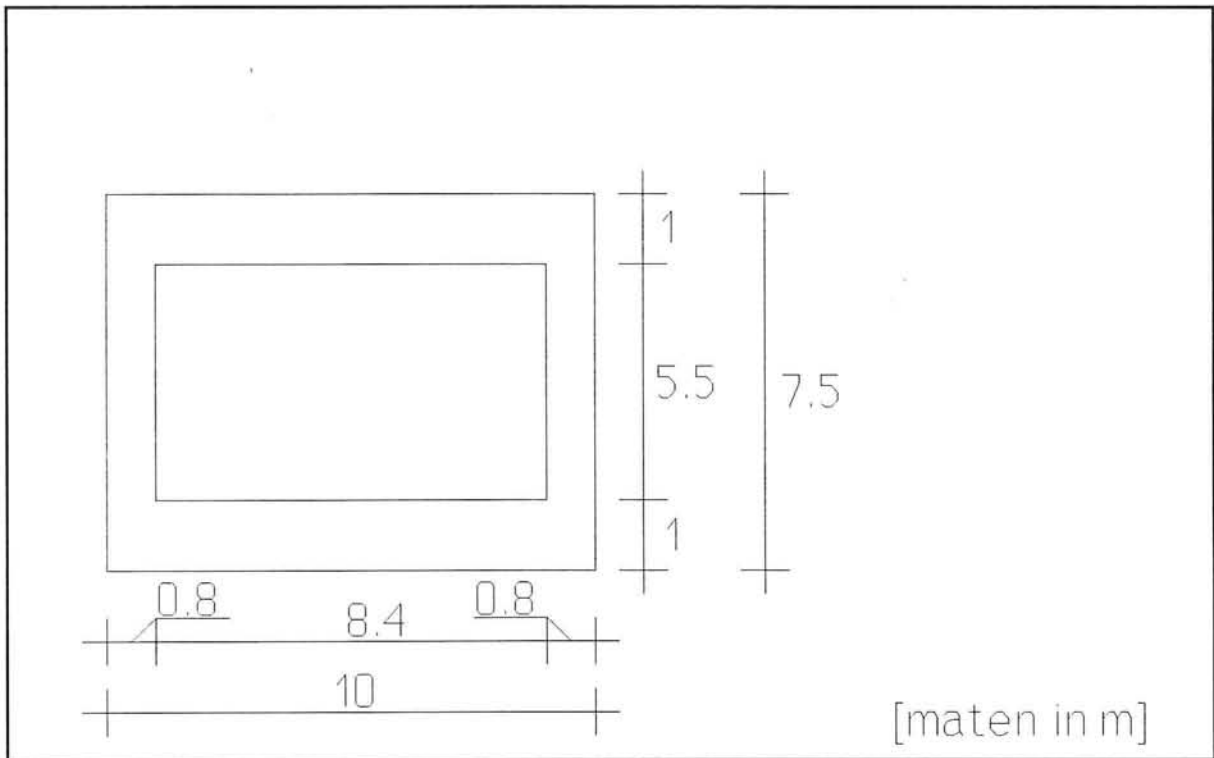
Tabel B2.1 b

		B751	S1009	S984	S2302	B714	S2301	S391	B6	S985	B715
11	diepte	-25.8;-26.2 grijs matig grof zand	N.I.	-25.1;-25.9	N.A.	-25.2;-25.6 grijs grof zand	-26;-26.3	-25.2;26.2	-25.1;-26.4 grof zand met sporen stuk- jes slappe klei	N.A.	N.A.
	q _c		8-12	20			10-12	8-10			
	w						1				
	dikte			0.8			0.3	1.0			
12	diepte	-26.2;-27.1 groen-grijs matig vaste weinig fijn zandhouden- de klei	-26;-27.1	-25.9;-27	N.I.	-25.6;-27.3 grijs klei- houdend fijn zand	-26.3;-27.0	-26.2;-27	-26.4;-26.8 grof zand en stukjes slappe klei -26.8;-26.9 hard veen	N.A.	N.A.
	q _c		5-6	5-7	3-6		2-4	2-3			
	w				2-6		3-4				
	dikte		1.1	1.1			0.7	0.8			
13	diepte	-27.1;-28.3 grijs-groen weinig kleihoudend matig fijn zand	-27.1;-28	-27;-28.2	-27;-28	-27.3;-27.9 grijs weinig kleihoudend matig fijn zand	-27;-28.5	-27;-28.5	N.A.	N.A.	N.A.
	q _c		8-11	10-13	7-12		6-12	3-7			
	w				1-2		1				
	dikte		0.9	1.2	1.0		1.5	1.5			

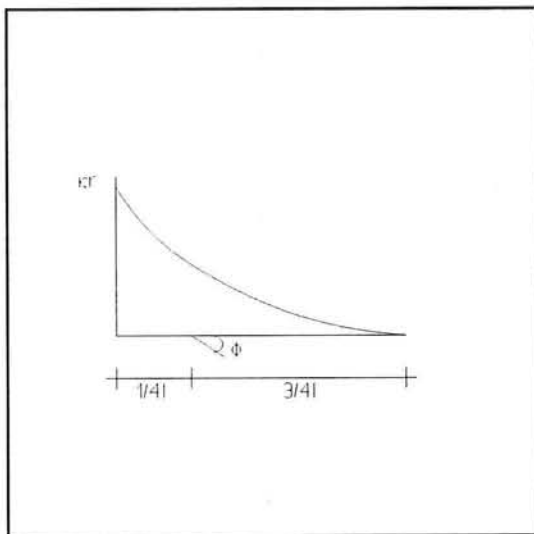
Tabel B2.1 c

Laag	Optimistisch			Pessimistisch		
	Grondsoort	q _c	A	Grondsoort	q _c	A
1	zand	6	10	zand	4	10
2	zand	4	5	zand	3	5
3	zand	6	10	zand	4	10
4	zand	4	5	zand/klei	2	3
5	zand	7	10	zand	4	10
6	zand	5	5	zand/klei	3	3.5
7	zand	8	10	zand	4	10
8	zand	8	5	zand/klei	2	3.5
9	zand	12	10	zand	6	10
10	zand/klei	5	2.5	klei	3	2.5
11	zand	20	10	zand	10	10
12	zand/klei	6	2.5	klei	2	2.5
13	zand	12	7.5	zand	5	5
14	klei	3	2	klei	2	2

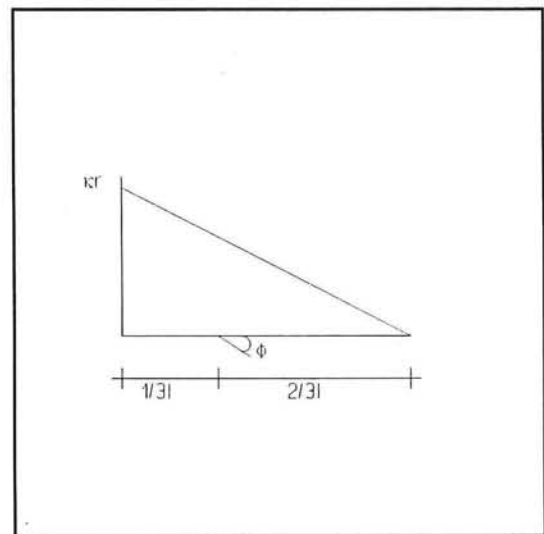
Tabel B2.2: Bij de laagjes van de 3e geul horende waarden.



Figuur B3.1: Dwarsprofiel van de tunnel dat wordt gehanteerd in de betonberekening.



Figuur B3.2: Kromming als 'belasting' bij $q(x)$ -last.



Figuur B3.3: Kromming als 'belasting' bij een F-last.

Bijlage 3: BETONBEREKENING

Deze bijlage moet samen worden gelezen met hoofdstuk 7. Daarin worden de achtergronden gegeven. Deze bijlage geeft alleen de berekeningen.

De berekening wordt gedaan voor het profiel dat is weergegeven in figuur B3.1. Voor dit profiel gelden de waarden:

$$I_{zz} = 2.35e14 \text{ mm}^4$$

$$A_b = 28.8e6 \text{ mm}^2$$

De lengte van een tunnelement is 90m. Een element bestaat uit 4 moten → mootlengte = 22.5m

Vaststellen van de kruipfunctie $\phi(t, t_c)$

$$\phi(t, t_c) = k_c * k_d * k_b * k_h * k_t * \phi_{\max}$$

Hierin is (zie lit[6]):

k_c = invloed van de relatieve vochtigheid.
in water = 1

in zeer vochtige omstandigheden = 1.4

in buitenlucht = 1.9

Geselecteerde waarde = 1.7

k_d = invloed ouderdom van het beton voor belasten. Met $t \approx 1$ jaar en cementsoort A wordt gevonden $k_d \approx 0,6$

k_b = invloed van de sterkteklasse van het beton: B35 → $k_b = 1$

k_h = invloed van de geometrie van de doorsnede.

$$h_m = 2A_b/O_b = 0.92\text{m} \rightarrow k_h \approx 0.7$$

k_t = tijdsfactor na belasten

½ jaar : 0.14

1 jaar : 0.25

5 jaar : 0.62

10 jaar : 0.76

∞ : 1

Dat maakt:

$$\phi_{(1/2)} = 0.1$$

$$\phi_{(1)} = 0.18$$

$$\phi_{(5)} = 0.44$$

$$\phi_{(10)} = 0.54$$

$$\phi_{(\infty)} = 0.71$$

Vaststellen van de elasticiteitsmodulus $E_{b,t}$ van B35:

$$E_{b,0} = 22250 + 250 f'_{ck} = 22250 + 250 * 35 \approx 31000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{b,t} = \frac{E_0}{1 + \phi_t}$$

$$E_{1/2} \approx 28000$$

$$E_1 \approx 26000$$

$$E_5 \approx 21500$$

$$E_{10} \approx 20000$$

$$E_{\infty} \approx 18000$$

Stap 1: Vrije verplaatsingsgestuurde buigligger

Benadering 1: geen voorspanning

○ Verplaatsing w door buiging

Allereerst wordt de maximale verplaatsing w door buiging bepaald. In dit geval alleen voor een moot, omdat een element alleen één geheel is bij aanwezige voorspanning. De ligger wordt in het midden ingeklemd verondersteld (zie figuur 7.3). Er wordt gekeken naar een belasting door een gelijkmatig verdeelde belasting $q_{(x)}$ en een lijnlast F. Scheuren treedt op als de treksterkte in het beton wordt overschreden. Er geldt:

$$f_b = 0.5(1.05 + 0.05f'_{ck}) = 0.5(1.05 + 0.05 \cdot 35) = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Scheuren treedt op als $M \cdot \frac{1}{2} h / I_{zz} \geq 1.4 \text{ N/mm}^2$. M is hierin het buigend moment en h de liggerhoogte.

$$M_r \geq (2.35 \cdot 10^{14} \cdot 1.4) / (0.5 \cdot 7500) = 87.7 \text{ MNm}$$

Voor de rek in de buitenste vezel bij scheuren geldt $\epsilon_r = f_b / E_{b,t}$ en voor de kromming bij scheuren geldt dan $\kappa_r = (\epsilon_r) / (\frac{1}{2} h)$

De mogelijke verplaatsing w kan nu worden bepaald met de momentenvlakstellingen. Voor een gelijkmatig verdeelde belasting geldt de situatie uit figuur B3.2

De oppervlakte onder de kromme = $\Theta = 1/3 \kappa_r l$. Hierin is l gelijk aan de halve mootlengte. Verplaatsing $w = \Theta \cdot 3/4 l = 1/4 \kappa_r l^2$

$$w = \frac{1}{4} \frac{f_b}{\frac{1}{2} h E_{b,t}} l^2 = \frac{f_b l^2}{2 h E_{b,t}}$$

De volgende waarden worden gevonden:

w_0	= 0.38mm
$w_{1/2}$	= 0.42mm
w_1	= 0.45mm
w_5	= 0.55mm
w_{10}	= 0.59mm
w_∞	= 0.65mm

Voor een puntlast geldt de situatie uit figuur B3.3. De oppervlakte onder kromme is nu $1/2 \kappa_r l$. $w = \Theta \cdot 2/3 l = 1/3 \kappa_r l^2$.

$$w = \frac{1}{3} \frac{f_b}{\frac{1}{2} h E_{b,t}} l^2 = \frac{2 f_b l^2}{3 h E_{b,t}}$$

De volgende waarden worden gevonden:

w_0	= 0.51mm
$w_{1/2}$	= 0.56mm
w_1	= 0.61mm
w_5	= 0.74mm
w_{10}	= 0.79mm
w_∞	= 0.88mm

○ Verplaatsing δ door torsie

Nu wordt de maximale kanteling δ bepaald door torsie (zie figuur 7.4).

Eerst wordt de belasting door wringing en dwarskracht bekeken. Deze situatie is getekend in figuur 7.6. In deze benadering worden de schuifspanningen uit de wringing en de dwarskracht gecombineerd. Er geldt nu:

$$\tau_{dV} = \frac{F}{(d_1 + d_2) * h_m} \text{ en } \tau_{dT} = \frac{\frac{1}{2} F * b}{2 b_m h_m d_1}$$

Hierin is:

d_1 en d_2	=	wanddikten
d_1	=	wand waarin spanning door torsie en dwarskracht in dezelfde richting werken.
h_m en b_m	=	hoogte en breedte bepaald uit hart dak, hart vloer en hart wanden.
τ_{dV}	=	schuifspanning uit dwarskracht
τ_{dT}	=	schuifspanning uit wringing

Volgens artikel 8.5.2.1 van NEN 6720 moet gelden:

$$\frac{\tau_{dT}}{\tau_{1T}} + \frac{\tau_{dV}}{\tau_{1V}} \leq 1$$

$$\tau_{1V} = 0.4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} \geq 0.4 f_b$$

$$k_\lambda = 1, k_h = 1. \text{ Met de aanname dat } \omega = 1\% \rightarrow \tau_{1V} \approx 0.4 f_b$$

Volgens artikel 8.4.3 geldt $\tau_{1T} = 0.3 f_b$

Er geldt $(d\theta/dx) = T/(G_b I_t)$.

$$I_t = \frac{4 b_m^2 h_m^2}{\frac{h_m}{d_1} + \frac{h_m}{d_2} + \frac{b_m}{d_3} + \frac{b_m}{d_4}}$$

Hierin zijn d_3 en d_4 de dakdikte en de vloerdikte.

$G_b = 0.4 E_{b,t}$. Met $\Delta x = l$ (l is lengte van moot) $\rightarrow \Delta \theta = (Tl)/(G_b I_t)$. δ volgt nu uit $b \Delta \theta$.

Invullen van de waarden levert:

$$\tau_{1V} = 0.4 f_b = 0.4 * 1.4 = 0.56 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{1T} = 0.3 f_b = 0.3 * 1.4 = 0.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\frac{F}{h_m(d_1+d_2)}}{0.4 f_b} + \frac{\frac{\frac{1}{2} F b}{2 b_m h_m d_1}}{0.3 f_b} \leq 1 \quad \frac{\frac{F}{6500(800+800)}}{0.56} + \frac{\frac{\frac{1}{2} * F * 10000}{2 * 9200 * 6500 * 800}}{0.42} \leq 1$$

$$171.7e-9F + 124.4e-9F \leq 1 \rightarrow 296.1e-9F \leq 1 \rightarrow F \leq 3.38 \text{ MN}$$

$$T = \frac{1}{2} b F = \frac{1}{2} * 10000 * 3.38e6 = 16.9e9 \text{ Nmm}$$

$$I_t = \frac{4 b_m^2 h_m^2}{2 \frac{h_m}{d_1} + 2 \frac{b_m}{d_3}} = \frac{4 * 9200^2 * 6500^2}{2 \frac{6500}{800} + 2 \frac{9200}{1000}} = 412.8e10 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned}
G_{b,0} &= 0.4E_{b,0} = 0.4 * 31000 = 12400 \text{ N/mm}^2 \\
G_{b,\frac{1}{2}} &= 11200 \\
G_{b,1} &= 10400 \\
G_{b,5} &= 8600 \\
G_{b,10} &= 8000 \\
G_{b,\infty} &= 7200
\end{aligned}$$

Voor een moot van 22500mm geldt nu:

$$\Delta\theta_0 = \frac{TI}{G_{b,t}I_t} = \frac{16.9e9 * 22500}{12400 * 412.8e12} = 7.43e-5$$

δ = $b\Delta\theta$. Er wordt voor een moot een δ gevonden van:

$$\begin{aligned}
\delta_0 &= 0.7 \text{ mm} \\
\delta_{\frac{1}{2}} &= 0.8 \text{ mm} \\
\delta_1 &= 0.9 \text{ mm} \\
\delta_5 &= 1.1 \text{ mm} \\
\delta_{10} &= 1.2 \text{ mm} \\
\delta_{\infty} &= 1.3 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Nu wordt de belastingscombinatie van buiging en torsie bekeken (zie figuur 7.7). In deze benadering worden de trekspanning uit de buiging en de schuifspanning uit de torsie gecombineerd tot 1 hoofdtrekspanning.

$$\begin{aligned}
\text{Er geldt } r_1 \text{ door buiging} &= (M_r * \frac{1}{2} * h) / (I_{zz}) &= (F * \Delta x * \frac{1}{2} h) / (I_{zz}) \\
r_2 \text{ door wringing} & &= (\frac{1}{2} * F * b) / (2 * b_m * h_m * d_2) \\
\Delta x &= \frac{1}{2} \text{ mootlengte} &= 11250 \text{ mm} \\
r_1 &= (F * 11250 * 3750) / 2.35e14 &= 1.8e-7 \text{ N/mm}^2 \\
r_2 &= (\frac{1}{2} * F * 10000) / (2 * 9200 * 6500 * 1000) &= 4.18e-8 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

Voor de hoofdspansingen geldt nu, met $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$

$$\begin{aligned}
\lambda_{1,2} &= \frac{\sigma_{xx} \pm \sqrt{\sigma_{xx}^2 + 4\sigma_{xy}^2}}{2} \\
\sigma_b &= \frac{1.8e-7 \pm \sqrt{(1.8e-7)^2 + 4 * (4.18e-8)^2}}{2} = 1.89e-7
\end{aligned}$$

De eis is nu $\sigma_b < f_b \rightarrow 1.89e-7 * F < 1,4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow F < 7.4eN \rightarrow F < 7.4 \text{ MN}$

De gevonden waarde voor F is groter dan de waarde voor F die werd gevonden bij de combinatie torsie en dwarskracht. Torsie en dwarskracht is dus de maatgevende belasting.

Benadering 2: wel voorspanning

Er wordt gerekend met een gemiddelde betondruk uit voorspanning $\sigma_{b,p}$ van 1 N/mm^2 . Allereerst wordt nu het spanningsverlies berekend dat ontstaat door kruip en krimp van het beton en relaxatie van het voorspanstaal.

Relaxatie van het voorspanstaal:

Er is aangenomen dat om de voorspanning te verkrijgen gebruik is gemaakt van 30 kabels van 7 strengen met een kendiameter van 99mm^2 van staalkwaliteit FeP1860.

$$\sigma_{pi} = 0.8f_{pu} = 0.8 \cdot 1860 / 1.1 = 1353 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pi} = 7 \cdot 1353 \cdot 99 \cdot 30 = 28.1 \text{ MN}$$

$$\sigma_{b,p} = F_{pi} / A_b = 28.1 / 28.8 \approx 1 \text{ N/mm}^2$$

De aanvangsspanning is gelijk aan $80\% \cdot f_{purep}$.

Uit de tabel in [lit. 6] volgt dan een $\Delta\sigma_{prel}$ van 4.5% van de aanvangsspanning:

$$\Delta\sigma_{prel} = 4.5\% \cdot 1353 = 61 \text{ N/mm}^2$$

Voor de kruip op $t = \infty$ is reeds berekend $\phi_{\infty} = 0.71$

Voor de krimp geldt:

$$\epsilon_{br,\infty} = \epsilon_c k_b k_h k_p k_t$$

Dit zijn dezelfde factoren als bij de kruipberekening, maar met andere waarden. Uitzondering is σ_p . Deze factor drukt de invloed van het wapeningspercentage uit.

Er geldt:

$$\epsilon_c = 0.2\%$$

$$k_b = 1$$

$$k_h = 0.5$$

$$k_p = 0.8$$

$$k_t = 1$$

$$\epsilon_{br,\infty} = 8e-5$$

Voor de totale vervorming van het beton geldt nu:

$$\epsilon_{b,\infty} = \frac{1}{E} \cdot \sigma_{b,p} (1 + \phi) + \epsilon_{br,\infty}$$

$$\epsilon_{b,\infty} = 1.37e-4$$

$$\Delta\sigma_{p,kr} = \epsilon_{b,\infty} \cdot E_p = 1.37 \cdot 10^{-4} \cdot 200000 = 27.4 \text{ N/mm}^2. \text{ Dit is de spanningsverandering in het voorspanstaal tengevolge van krimp en kruip.}$$

Voor de spanningsverlaging tengevolge van de relaxatie in het voorspanstaal geldt:

$$\Delta\sigma_p = 3 \cdot \Delta\sigma_{p,rel} \left(1 - 2 \cdot \frac{\Delta\sigma_{p,kr}}{\sigma_{pi}}\right) = 3 \cdot 61 \left(1 - 2 \cdot \frac{12.6}{1353}\right) = 180 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

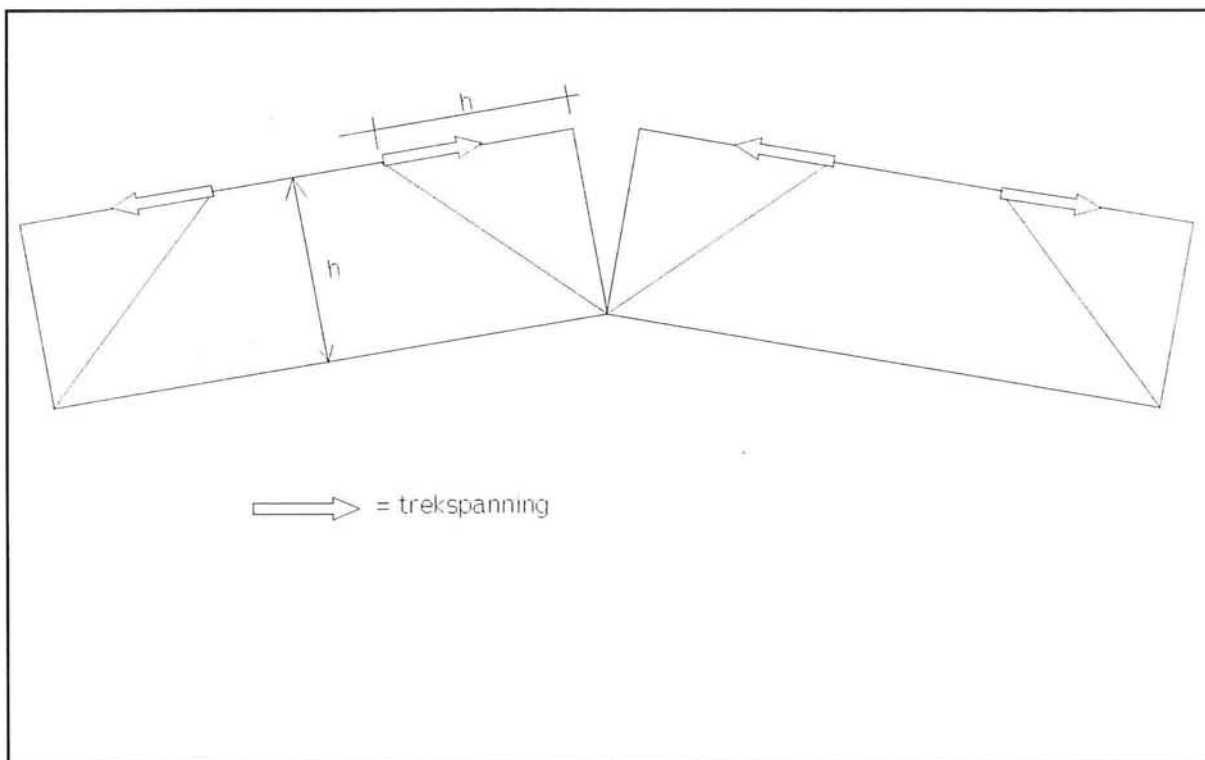
Het verlies aan voorspanning bedraagt nu:

$$(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p,kr}) / \sigma_{pi} = (1353 - 180 - 27.4) / 1353 = 0.85 \rightarrow \text{verlies is } 15\%$$

Berekening storingslengte na het doorslijpen van de wapening

Indien de voorspanning wordt doorgeslepen, maar de voorspankanalen zijn geïnjecteerd, zullen de kabel iets het element ingetrokken worden. Er is nu een zekere lengte nodig voordat de voorspanning weer volledig aanwezig is in het element. Dit is de storingslengte. Deze lengte bepaalt of voor de buigende momenten wel of niet met de voorspanning mag worden gerekend. De buigende momenten in de tunnel worden veroorzaakt door excentrisch aangrijpende normaalkrachten (zie figuur B3.4). Onder de aanname dat deze krachten zich onder een hoek van 45° graden spreiden, is het moment op een afstand h van de liggereinden pas volledig ontwikkeld.

De storingslengte is nu berekend met behulp van de formules waarmee de storingslengte kan worden berekend van een scheur in een betonnen trekstaaf [lit 2].



Figuur B3.4: Trekkrachten door excentrisch aangrijpende drukkrachten.

Voor de berekening gelden nu 2 formules:

$$w_{cr} = 2 \left\{ \frac{1+N}{2} * \frac{f\phi_k}{4} * \frac{1}{C * E_s} * \frac{\sigma_{s,cr}^2}{(1+n\omega)} \right\}^{\left(\frac{1}{1+N}\right)}$$

Hierin is:

N = getabelleerde grootheid

$f\phi_k = n\phi_p/\phi_d$

hierin is:

n = aantal draden in een voorspankabel

ϕ_p = diameter voerspandraad

ϕ_d = kendiameter van de omhullingsbuis

C = getabelleerde grootheid volgens C/f_m , waarbij in dit geval geldt: $f_{cm} = f_{ck} + 4$

$\sigma_{s,cr} = \Delta\sigma_p$ = spanningsterugval in het voorspanstaal na doorslijpen = voorspanning

n = E_s/E_p

$\omega = A_p/A_b$

w_{cr} = scheurwijdte

$$l_{cr} = 2 * \frac{w_{cr} * E_s}{(1-N) * \sigma_{s,cr}}$$

l_{cr} = storingslengte

Invullen van de waarden levert:

N = voor voorgespannen elementen opgebouwd uit strengen: 0.38

C/f_m = voor voorgespannen elementen opgebouwd uit strengen: 0.38

$f_m = f_{ck} + 4 = 35 + 4 = 39 \rightarrow C = 39 * 0.38 = 14.82 \text{ N/mm}^2$

$f\phi_k = n\phi_p/\phi_d$. Aanname 7 draden van $\phi_p = 5\text{mm}$. 7 strengen $\rightarrow 7 * 7 = 49$ draden
 $\rightarrow n = 49$. $\phi_d = \text{ca. } 60\text{mm}$

$f\phi_k = 49 * 5 / 60 = 4$

$\sigma_{s,cr} = \sigma_{pi} = 1353 \text{ N/mm}^2$

n = $200000 / 31000 = 6.45$

$\omega = 0.1\%$

$$w_{cr} = 2 \left\{ \frac{1+0.38}{2} * \frac{4}{4 * 14.82 * 200000} * \frac{1353^2}{1+6.45 * 0.001} \right\}^{\left(\frac{1}{1+0.38}\right)} = 1.07$$

$$2 * \frac{1.07 * 200000}{(1-0.38) * 1000} \approx 700 \text{ mm}$$

Het blijkt dat de storingslengte zo klein is ten opzichte van de lengte die nodig is om het moment te laten ontwikkelen, dat voor het buigend moment met de voorspanning mag worden gerekend bij moten met geïnjecteerde kanalen. Voor torsie mag dit niet omdat bij de voegen ook torsie aanwezig is terwijl de voorspanning daar 0 is.

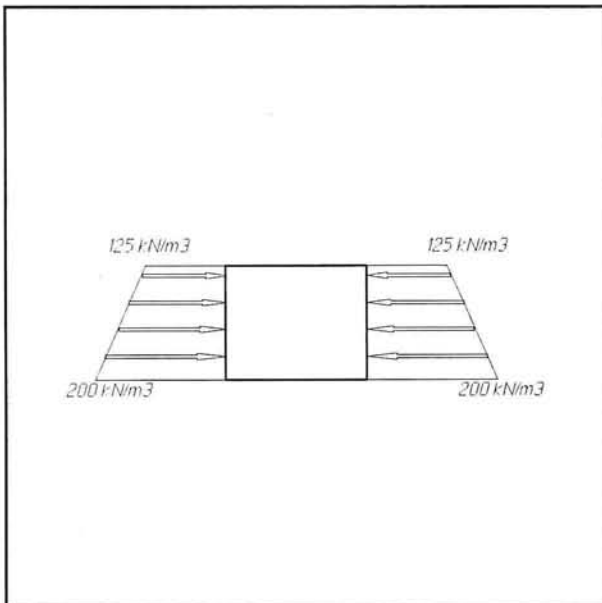
Verplaatsingen w en δ met voorspanning

Voor de berekening van w met voorspanning is nu een nieuwe fictieve treksterkte van het beton bepaald:

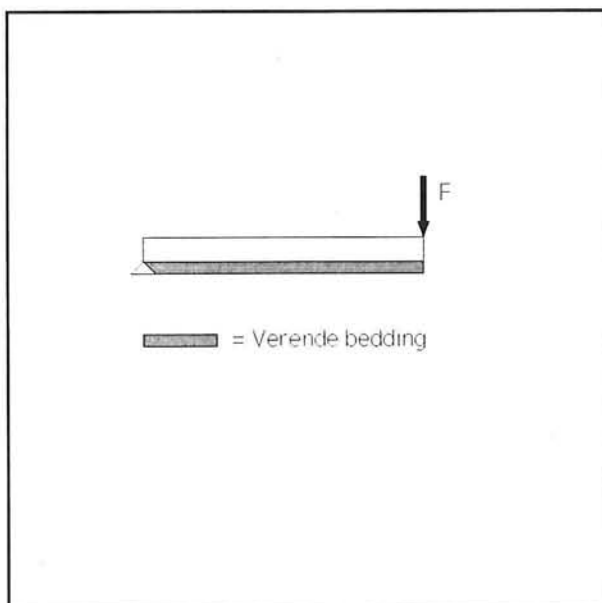
$f_{b,0} = 1.4 + \gamma * \sigma_{b,p} = 1.4 + 0.9 * 1 = 2.3 \text{ N/mm}^2$.

$f_{b,\infty} = 1.4 + 0.85 * 0.9 * 1 = 2.17 \text{ N/mm}^2$

Met deze waarde is op dezelfde wijze als eerder beschreven de maximale w berekend.



Figuur B3.5: Hydrostatische krachten die op de tunnel werken.



B3.6: Testligger

Voor de berekening van δ geldt nu:

$$\tau_{1V} = 0.4f_b + 0.15\sigma_{bmd}$$

$$\tau_{1T} = 0.3f_b + 0.15\sigma_{bmd}$$

Hierin is σ_{bmd} gelijk aan $\sigma_{b,p}$

$$\tau_{1V} = 0.4 * 1.4 + 0.15 * 0.85 * 1 = 0.695 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{1T} = 0.3 * 1.4 + 0.15 * 0.9 * 1 = 0.555 \text{ N/mm}^2$$

De relaxatie van de voorspanning is voor $t = \infty$ verwaarloosd omdat dit nauwelijks effect heeft. Met de nieuwe waarden is op de reeds beschreven manier de maximale verplaatsing δ bepaald.

Stap 2: Tunnel opgebouwd uit losse moten of elementen zonder ondersteuning

Zoals in hoofdstuk 5 wordt beschreven zijn voor het motenmodel 2 mechanismen te onderscheiden. Starre-lichaamsrotatie en vervorming van de moten.

Mechanisme 1: Starre lichaamsvervorming

De hydrostatische druk die op de tunnel werkt staat weergegeven in figuur B3.5.

Voor de drukverhoging in het beton geldt nu:

$$0.9 * \frac{0.5(200+125) * 7.5 * 10}{28.8e6} = 0.9 * 0.42 = 0.38 \text{ N/mm}^2$$

Door de voorspanning en de hydrostatische druk zijn de moten ingekort. Deze elastische verkorting bedraagt:

$$\epsilon_{b,0} = \sigma/E_{b,0} = 1.38/31000 = 4.45e-5$$

Voor de kruip geldt:

$$\epsilon_{cr,\infty} = \phi_{\infty} * \epsilon_{b,0} = 0.71 * 4.45e-5 = 3.16e-5$$

$$\epsilon_{cr,t} = k_t * \epsilon_{cr,\infty}$$

Voor de krimp is een waarde berekend van: $\epsilon_{br,\infty} = 8e-5$.

$$\epsilon_{br,t} = k_t * \epsilon_{br,\infty}$$

De berekening gaat nu als volgt. Allereerst moet het deel dat de ligger is ingedrukt worden gecompenseerd door krimp en kruip. Als dat is opgetreden ontstaat ruimte tussen de moten en kan een starre lichaamsrotatie optreden (zie figuur 7.9). Deze ruimte zal vanaf nu de primaire verkorting worden genoemd. Voor deze primaire verkorting is op $t = \infty$:

$$(\epsilon_{br,\infty} + \epsilon_{cr,\infty} - \epsilon_{b,0})l = (8e-5 + 3.16e-5 - 4.45e-5) * 22500 = 1.5 \text{ mm}$$

De hoekverdraaiing γ is nu $1.5/\text{hoogte moot} = 1.5/7500 = 2e-4$. De bijbehorende verplaatsing is dan $\gamma l = 2e-4 * 22500 = 4.5 \text{ mm}$. Op deze manier kunnen voor verschillende tijdstippen de zettingsverschillen worden bepaald als functie van het aantal moten (zie figuur 7.12 en 7.13) die mogelijk zijn met starre lichaamsrotatie.

Mechanisme 2: Vervorming van de moten

Voor het α -element dat is aangegeven in figuur 7.15 geldt voor de kromming in $x=0$ en in $x=l$:

$$\frac{dw}{dx} = -\frac{TI}{6EI}$$

Voor een β -element dat is aangegeven in figuur 7.17 geldt in $x=0$ en $x=l$:

$$\frac{dw}{dx} = \frac{TI}{2EI}$$

In het geval van scheuren is T gelijk aan M_r . De E -waarden in de vergelijkingen zijn weer de fictieve waarden, en zijn dus tijdsafhankelijk.

De kracht F die dit scheurmoment veroorzaakt, zorgt ook voor extra druk in het element. De druk die F veroorzaakt is vermenigvuldigd met 0.9 en bij f_b opgeteld. Hierdoor neemt de treksterkte toe en kan een groter buigend moment worden opgenomen. Door iteratie is nu M_r bepaald.

Door de kracht F treedt ook een extra verkorting van de moot op, de secundaire verkorting. Hierdoor is weer een extra starre lichaamsverplaatsing mogelijk.

De maximale verplaatsing is nu berekend in een spreadsheet waarin de starre lichaamsrotatie en de vervorming van moten wordt gecombineerd. De werking is als volgt. Eerst wordt de starre lichaamsrotatie bepaald. Hierbij treedt een geconcentreerde gaping op ter plaatse van de oplegging bij een hol verloop of in het midden bij een bol verloop. Als deze gaping de maximale gaping nog niet heeft bereikt, wordt de resterende 'gapingscapaciteit' zo over de moten verdeeld dat door kromming en secundaire verkorting de maximale gaping nu wel wordt bereikt tenzij al eerder het scheurmoment wordt bereikt.

Stap 3: Verend ondersteunde ligger:

Van deze stap zal hier alleen verslag worden gedaan van de testberekening.

De testberekening is gedaan voor een ligger zoals getekend in figuur B3.6. De waarden die zijn aangehouden zijn:

$$\begin{aligned} l &= 90 \text{ m} \\ E_{b,0} &= 31000 \text{ N/mm}^2 \\ I_{zz} &= 2.35 \times 10^{14} \text{ mm}^4 \\ k &= 10000 \text{ kN/m}^2 \\ F &= 20 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Volgens de theorie (zie [lit. 1]) geldt in dit geval:

$$4\beta^4 = k/E_{b,t} I_{zz}. \text{ Hieruit volgt } \beta = 2.42 \times 10^{-2} / \text{m}$$

Hieruit kan worden berekend dat:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.322P/\beta = 0.322 * 20 \text{ kN} / 2.42 \times 10^{-2} = 266 \text{ kNm} \\ w_{\max} &= (P2\beta)/k = (20000 * 2 * 2.42 \times 10^{-2}) / 1 \times 10^7 = 9.7 \times 10^{-5} \text{ m op afstand } \pi/(4\beta) = 28 \text{ m van de oplegging.} \end{aligned}$$

Uit BEAM blijken de volgende waarden:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 235 \text{ kNm} \\ w_{\max} &= 1 \times 10^{-4} \\ \text{afstand} &= 28 \text{ m} \end{aligned}$$

Deze resultaten stemmen redelijk overeen.

Vervolgens is de berekening gedaan voor een grote belasting $F = 1000 \text{ kN}$

BEAM geeft voor een moot:

$$\begin{aligned} w &= 1.4 \text{ cm} \\ M &= 4000 \text{ kNm} \\ M_r &\approx 100000 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Het blijkt dat bij forse zettingen de buigende momenten beperkt blijven. Dit ondersteunt de theorie van starre-lichaamsrotatie.

Voor een element geeft BEAM voor dezelfde belasting:

$$w_{\max} = 5\text{mm}$$

$$M_{\max} = 14000\text{kNm}$$

Bij een element treden bij relatief kleine zettingen al grote momenten op. Hieruit blijkt dat voor elementen geen starre lichaamsrotatie mag worden aangenomen.

Dempende werking van de verende bedding op de torsiemomenten

Om de demping te kunnen bepalen is als volgt te werk gegaan. Op een aan 1 zijde ingeklemde ligger wordt op het vrije uiteinde een lijnlast van 10000kN gezet. De parameters die zijn ingevoerd in BEAM zijn dezelfde als bij voorgaande berekeningen.

Voor een ligger van 100m lengte geeft BEAM een maximaal buigend moment van 1.3e5kNm. Dit treedt op in het punt dat 32m van het vrije uiteinde ligt. Voor dit punt is het buigend moment zonder verende ondersteuning gelijk aan:

$$F \cdot \Delta x = 10000\text{kN} \cdot 32\text{m} = 3.2\text{e}5\text{kNm}. \text{ De demping bedraagt nu } 3.2/1.3 \approx 2.5.$$

Hetzelfde is gedaan voor een ligger van 50 m lang. BEAM geeft nu als maximaal moment 0.2e6kNm ter plaatse van de inklemming. Voor een ingeklemde ligger zonder ondersteuning geldt $M_{\max} = fl = 1000 \cdot 50 = 5\text{e}5\text{kNm}$.

De demping bedraagt nu $5\text{e}5/0.2\text{e}6 = 2.5$.

Er is nu aangenomen dat voor de demping deze factor mag worden aangehouden.

Tabel 1 – Representatieve waarden voor grondeigenschappen

grondsoort		representatieve gemiddelde waarde van de grondeigenschappen												
hoofd-naam	bijmengsel	consisten- tie ¹⁾	γ ²⁾ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	q_c ^{3) 6)} MPa	C'_p	C'_s	C_e	C_a ⁵⁾	C_{sw}	E ⁶⁾ MPa	ϕ' °	c' kPa	f_{undr} kPa
grind	zwak siltig	los	17	19	15	500	–	0,008	0	0,003	75	32,5	–	–
		matig	18	20	25	1000	–	0,004	0	0,002	125	35	–	–
		vast	19 of 20	21 of 22	30	1200 of 1400	–	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	150 of 200	37,5 of 40	–	–
	sterk siltig	los	18	20	10	400	–	0,009	0	0,003	50	30	–	–
		matig	19	21	15	600	–	0,006	0	0,002	75	32,5	–	–
		vast	20 of 21	22 of 22,5	25	1000 of 1500	–	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	125 of 150	35 of 40	–	–
zand	schoon	los	17	19	5	200	–	0,021	0	0,007	25	30	–	–
		matig	18	20	15	600	–	0,006	0	0,003	75	32,5	–	–
		vast	19 of 20	21 of 22	25	1000 of 1500	–	0,003 of 0,002	0	0,001 of 0	125 of 150	35 of 40	–	–
	zwak siltig		18 of 19	20 of 21	5 of 20	450 of 650	–	0,008 of 0,005	0	0,003 of 0,001	25 of 35	27 of 32,5	–	–
	sterk siltig		18 of 19	20 of 21	2 of 15	200 of 400	–	0,019 of 0,009	0	0,006 of 0,001	20 of 30	25 of 30	–	–
leem ⁴⁾	zwak zandig	slap	–	19	1	25	650	0,168	0,004	0,056	2	27,5 of 30	0	50
		matig	–	20	2	45	1300	0,084	0,002	0,028	5	27,5 of 32,5	2	100
		vast	–	21 of 22	3	70 of 100	1900 of 2500	0,049 of 0,030	0,001	0,017 of 0,005	10 of 20	27,5 of 35	5 of 7,5	200 of 300
	sterk zandig		–	19 of 20	2	45 of 70	1300 of 2000	0,092 of 0,055	0,002	0,031 of 0,005	5 of 10	27,5 of 35	0 of 2	50 of 100
klei	schoon	slap	–	14	0,5	7	80	1,357	0,013	0,452	1	17,5	0	25
		matig	–	17	1,0	15	160	0,362	0,006	0,121	2	17,5	10	50
		vast	–	19 of 20	2,0	25 of 30	320 of 500	0,168 of 0,126	0,004	0,056 of 0,042	4 of 10	17,5 of 25	25 of 30	100 of 200
	zwak zandig	slap	–	15	0,7	10	110	0,759	0,009	0,253	1,5	22,5	0	40
		matig	–	18	1,5	20	240	0,237	0,005	0,079	3	22,5	10	80
		vast	–	20 of 21	2,5	30 of 50	400 of 600	0,126 of 0,069	0,003	0,042 of 0,014	5 of 10	22,5 of 27,5	25 of 30	120 of 170
	sterk zandig	–	–	18 of 20	1,0	25 of 140	320 of 1680	0,190 of 0,027	0,004	0,063 of 0,025	2 of 5	27,5 of 32,5	0 of 2	0 of 10
	organisch	slap	–	13	0,2	7,5	30	1,690	0,015	0,550	0,5	15	0 of 2	10
		matig	–	15 of 16	0,5	10 of 15	40 of 60	0,760 of 0,420	0,012	0,250 of 0,140	1,0 of 2,0	15	0 of 2	25 of 30
veen	niet voorbelast	slap	–	10 of 12	0,1 of 0,2	5 of 7,5	20 of 30	7,590 of 1,810	0,023	2,530 of 0,600	0,2 of 0,5	15	2 of 5	10 of 20
	matig voorbelast	matig	–	12 of 13	0,2	7,5 of 10	30 of 40	1,810 of 0,900	0,016	0,600 of 0,300	0,5 of 1,0	15	5 of 10	20 of 30
variatiecoëfficiënt			0,05			–	0,25					0,10	0,20	

De tabel geeft de lage representatieve waarde van gemiddelden van de betreffende grondsoort. Binnen een gebied, gedefinieerd door de rij van het bijmengsel en de kolom van de parameter (een "vakje"), geldt:

- voor γ , γ_{sat} , C_p , C_s , E , ϕ' , c' en f_{undr} : als een verhoging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie (grotere afmetingen fundering), dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel eronder;
- voor C_e , C_a en C_{sw} : als een verlaging van de waarde leidt tot een ongunstige situatie, dan moet de rechterwaarde op dezelfde regel zijn gebruikt, of, indien er geen rechterwaarde is vermeld, de waarde op de regel daaronder.

1) los : $0 < R_n < 0,33$
 matig : $0,33 \leq R_n < 0,67$
 vast : $0,67 < R_n < 1,00$

2) bij natuurlijk vochtgehalte

3) hier gegeven q_c -waarden (conusweerstand) dienen als ingang in de tabel, en mogen niet worden gebruikt in berekeningen

4) gerekend wordt verzadigde leem

5) C_a -waarden zijn geldig voor een spanningsverhogingstraject van ten hoogste 100 %.

6) q_c en E zijn genormeerd op een effectieve verticale spanning van 100 kPa

5. GEOTECHNISCHE PARAMETERS VOORONTWERP

In de onderstaande tabel staan de parameters aangegeven zoals deze na overleg met OMEGAM en Grondmechanica Delft zijn vastgesteld ten behoeve van het voorontwerp.

laagnr.	Naam	γ_{droog} (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c_{cu} (kN/m ²)	c (kN/m ²)	v	E_{50} (kN/m ²) *	C_1	C_2	A	$P_g - P_k$	k_{bed} (kN/m ³)
1A	Ophoging (Noord-C.S.)	15	18	25		0	0,3	3.000	-	-	-	-	5000
1B	Ophoging (C.S.-Zuid)	16	20	30		0	0,3	3.000	-	-	-	-	7500
2	Holland veen	-	10-11	20		2	0,35	500	10	4	20	5	1000
3	Oude zeeklei	-	15	22,5	15	3	0,35	1.200	25	10	50	5	2000
4	Wad afzetting	-	17	27,5	8	2	0,3	4.500	50	20	100	5	2000
5	Hydrobiaklei "IJ-klei"	-	15,5	20	20-35	5	0,35	2.000	25	10	50	5	2000
6	Basisveen	-	11	20	10	5	0,35	1.500	20	5	20	5	1000
7	1° zandlaag	-	20	32,5	-	0	0,3	30.000	-	-	-	5	15000
8	Alleröd	-	19	30	-	2	0,35	7.500	80	40	200	5	10000
8A	Klei, zandhoudend		18	30	-	2	0,35	5.000	80	40	200	5	10000
9	2° zandlaag	-	20	35	-	0	0,3	70.000	-	-	-	5	35000
9A	Zand met kleilaagjes	-	20	32,5	-	0	0,3	40.000	-	-	-	5	20000
10	Eemklei	-	17	27,5	100	20	0,35	15.000	40	18	75	10	7500

$P_g - P_k$ (kN/m²)

P_g = grensspanning

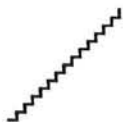
P_k = terreinspanning

* Sterk afhankelijk van spanningsniveau. Globaal uitgaande van een spanningsniveau dat ligt rondom de terreinspanning.

Alle genoemde waarden zijn indicatief.

De opgegeven waarden zijn sterk afhankelijk van de te verwachten spanningspaden en kunnen niet los gezien worden van diverse rekenmethoden en/of computermodellen ten behoeve waarvan de parameters worden gebruikt.

Bovendien wisselt de grondgesteldheid sterk waardoor (veelbetekende) afwijkingen in de parameters kunnen voorkomen.



notitie

Witteveen+Bos

Begeleidende Ingenieurs b.v.

postbus 233

7400 AE Deventer

telefoon 05700 97 911

telefax 05700 97 344

betreft Geotechnische parameters
 projectcode Asd 192.2
 kopieën voor
 opgemaakt door SNEA
 datum 12-10-1994

STIJGHOOGTEN

Lokatie	Laag	Niveau	Stijghoogte [NAP]
Noord tot Hasseltweg	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m ? -1,50 m tot 1,60 m -4,30 m tot -4,50 m ?
CS	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -1,70 m -4,30 m tot -4,50 m ?
Damrak	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -1,70 m tot -2,00 m -4,30 m tot -4,50 m ?
Rokin	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -2,00 m -4,30 m tot -4,50 m ?
Vijzelstraat	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -2,00 m tot -2,20 m -4,30 m tot -4,50 m ?
Vijzelgracht	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -2,20 m tot -2,40 m -4,30 m tot -4,50 m ?
De Pijp	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -2,60 m tot -2,80 m -4,30 m tot -4,50 m ?
Boerenwetering	Grondwaterstand 1e + 2e zandlaag 3e zandlaag		-0,40 m -2,80 m tot -3,20 m -4,30 m tot -4,50 m ?



OMEGAM NOTITIES

a	: zwellingsconstante
$1/A_p, 1/A_s$	: zwellingsconstanten voor de gecombineerde formule
A-waarde	: poriënspanningscoëfficiënt $\frac{\Delta u (\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)}$
B-coëfficiënt	: poriënspanningscoëfficiënt u/σ_3
C	: samendrukkingsconstante
$1/C_p, 1/C_s$	: samendrukkingsconstanten vóór de grensspanning
$1/C'_p, 1/C'_s$	: samendrukkingsconstanten na de grensspanning } voor gecombineerde formule
C_v	: consolidatiecoëfficiënt bepaald in TA-cel
$C_{v, \text{sam}}$	: consolidatiecoëfficiënt bepaald in samendrukkingsapparaat
C_{cu}	: cohesie in termen van totaalspanning, consolidated undrained
C_{cd}	: idem, consolidated drained
C_{cu}	: idem, unconsolidated undrained
C'	: cohesie in termen van effectieve spanning
E	: elasticiteitsmodulus
E_{eind}	: elasticiteitsmodulus aan het einde van de proef
E_b	: elasticiteitsmodulus waarin ook de plastische vervorming tijdens de cyclische belasting betrokken is.
I	: liquiditeitsindex
I_p	: plasticiteitsindex
k	: doorlatendheidscoëfficiënt
MIN. DELEN	: minerale delen, zand, grind en slib
n	: poriënvolume
n_{min}	: minimum poriënvolume
n_{max}	: maximum poriënvolume
$n_{\text{crit. up}}$	: kritiek poriënvolume, upper limit
$n_{\text{crit. lo}}$	: kritiek poriënvolume, lower limit
n_c	: poriënvolume bij het begin van een proef
n_{tp}	: poriënvolume bij het turning point
p_g	: grensspanning
q_c	: cone weerstand
S_r	: verzadigingsgraad
$\sin \phi'$	: sinus van de hoek van inwendige wrijving indien de cohesie op nul gesteld wordt
U	: specifieke oppervlakte van de sandfracties
u	: waterspanning
V	: volume
w_m	: watergehalte in massa %
w_{vol}	: watergehalte in volume %
w_L	: vloeigrens
w_p	: plasticiteitsgrens
verkn.	: subscript wanneer het gaat om waarden van proeven op verkende grond
v_e	: verticale relatieve verkorting
p	: volumieke massa natte grond
p_{dr}	: volumieke massa droge grond
$\sigma_1 - \sigma_3$	: bovenbelasting (deviator)
σ_1	: verticale hoofdspanning
σ_3	: horizontale alzijdige steunspanning
σ_1'	: verticale hoofdspanning in termen van effectieve spanning
σ_3'	: zijdelingse hoofdspanning in termen van effectieve spanning
τ	: schuifspanning
ϕ	: hoek van inwendige wrijving bij bezwijken
ϕ_{tp}	: idem bij turning point
ϕ_{cu}	: idem consolidated, undrained
ϕ_{cd}	: idem consolidated, drained
ϕ'	: idem in termen van effectieve spanning



OMEGAM

NOTITIE 1

AAL - IJ-KLEI

De IJ-klei is een zeer slappe klei, afgezet in recente tijden.

De consistentiegrenzen wijzen op de CH-groep. Deze klei is zo slap dat de gevoeligheid voor "squeezing" erg groot is. Consusweerstanden meet men nauwelijks. Kalk- en humusgehaltes zijn vrij groot.

eigent

A.A.I. SLAPPE IJ-KLEI

ρ	= 1,31 t/m ³
ρ_{dr}	= 0,61 t/m ³
W_m	= 124,73%
n	= 65,55%
W_{vol}	= 70,78%
S_r	= 96,90%
W_L	= 141,33%
W_P	= 37,08%
I_P	= 104,16%
I_L	= 0,74
$C_{v_{cu}}$	= $1,9 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
$C_{v_{sam}}$	= $7,6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
ϕ_{cu}	= 14,3°
C_{cu}	= 3,5 kPa
ϕ'	= 23,3°
C'	= 6,3 kPa
C_{uu}	= 17,3 kPa
U	= 266,5
humusgehalte	= 6,44%
kalkgehalte	= 10,72%
slibgehalte	= 65,17%
zandgehalte	= 17,66%
minerale deelen < 200 μm	= 96,98%
< 16 μm	= 78,52%
< 2 μm	= 56,53%
q_c	= 0 - 1,0 N/mm ²

(CH)

s	= 0,10 t/m ³	i	= 81
s	= 0,14 t/m ³	i	= 81
s	= 38,42%	i	= 81
s	= 4,81%	i	= 4
s	= 5,18%	i	= 81
s	= 1,25%	i	= 4
s	= 23,13%	i	= 12
s	= 5,44%	i	= 12
s	= 19,69%	i	= 12
s	= 0,24	i	= 6
s	= $2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	i	= 8
s	= $2,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	i	= 10
s	= 1,0°	i	= 4
s	= 4,4 kPa	i	= 4
s	= 5,6°	i	= 4
s	= 4,7 kPa	i	= 4
s	= 10,9 kPa	i	= 4
s	= 63,5	i	= 6
s	= 0,91%	i	= 6
s	= 4,72%	i	= 6
s	= 8,58%	i	= 6
s	= 6,21%	i	= 6
s	= 3,95%	i	= 6
s	= 8,04%	i	= 6
s	= 7,15%	i	= 6



OMEGAM

A.II - KLEI MET ZANDLAAGJES

Deze laag wordt gevormd door een kleifzetting, zoals de IJ-klei, met daarin opgesloten zandlaagjes en mengsels van slappe klei met zand. Volgens de classificatie hoort deze grond in de CL-groep thuis, "inorganic clays of low to medium plasticity", "sandy clays", "silty clays".

2^e geul

A.A.II. KLEI MET ZANDLAAGJES

(CL)

ρ	= 1,65 t/m ³	$s = 0,11$ t/m ³	$i = 34$
ρ_{dr}	= 1,14 t/m ³	$s = 0,17$ t/m ³	$i = 34$
w_m	= 48,03%	$s = 16,72\%$	$i = 34$
n	= 56,10%	$s = 4,87\%$	$i = 32$
w_{vol}	= 51,84%	$s = 7,02\%$	$i = 34$
s_r	= 90,43%	$s = 5,07\%$	$i = 32$
q_c	= 1,0 - 3,0 N/mm ²		

A.III - ZAND MET ENKELE VEEN- EN KLEILAAGJES

Afhankelijk van de verdeling van de veen- en/of kleilaagjes in het zand, hoort deze laag thuis in de SU-SP- dan wel de CL-groep., "uniform sands, with little or no fines", "poorly graded sands", dan wel "clayey silts". Het kalkgehalte is niet bijzonder groot. De doorlatendheid zal ondanks de aanwezigheid van klei- en veenlaagjes toch die van de tweede zandlaag (BAC) benaderen.

3^e geul

A.A.III. ZAND MET ENKELE VEEN- EN KLEILAAGJES: (SU-SP), (CL)

ρ	= 1,82 t/m ³	$s = 0,17$ t/m ³	$i = 40$
ρ_{dr}	= 1,42 t/m ³	$s = 0,25$ t/m ³	$i = 40$
w_m	= 34,64%	$s = 40,14\%$	$i = 41$
n	= 42,32%	$s = 8,43\%$	$i = 39$
w_{vol}	= 40,09%	$s = 9,47\%$	$i = 40$
s_r	= 85,71%	$s = 8,23\%$	$i = 39$
w_t	= 39,75%		$i = 1$
w_p	= 22,85%		$i = 1$
I_p	= 16,90%		$i = 1$
I_t	= 1,47		$i = 1$
ϕ_{cd}	= 33°		$i = 1$
C_{cd}	= 10 kPa		$i = 1$
U	= 77,4	$s = 54,7$	$i = 9$
humusgehalte	= 1,51%	$s = 3,06\%$	$i = 9$
kalkgehalte	= 6,72%	$s = 4,52\%$	$i = 9$
slibgehalte	= 7,53%	$s = 7,69\%$	$i = 9$
zandgehalte	= 84,24%	$s = 14,05\%$	$i = 9$
minerale delen < 200 μm	= 51,28%	$s = 32,64\%$	$i = 9$
< 16 μm	= 8,78%	$s = 9,50\%$	$i = 9$
< 2 μm	= 14,50%	$s = 1,80\%$	$i = 3$
q_c	= 2,0 - 10,0 N/mm ²		



OMEGAM



Wadafzettingen

ρ	= 1,64 t/m ³	$s = 0,14 \text{ t/m}^3$	$i = 32$
ρ_{dr}	= 1,10 t/m ³	$s = 0,21 \text{ t/m}^3$	$i = 32$
W_m	= 54,21%	$s = 19,62\%$	$i = 40$
n	= 56,62%	$s = 6,16\%$	$i = 28$
W_{vol}	= 54,59%	$s = 7,31\%$	$i = 32$
S_r	= 93,57%	$s = 3,91\%$	$i = 28$
W_ℓ	= 60,72%	$s = 21,07\%$	$i = 9$
W_p	= 24,64%	$s = 4,58\%$	$i = 9$
I_p	= 36,97%	$s = 19,38\%$	$i = 9$
I_ℓ	= 1,04	$s = 0,14$	$i = 8$
k	= $4,12 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$s = 1,57 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$i = 58$
$1/C_p$	= 0,0142	$s = 0,0075$	$i = 22$
$1/C_s$	= 0,0039	$s = 0,0028$	$i = 22$
P_g	= 49,5 kPa	$s = 24,1 \text{ kPa}$	$i = 21$
$1/C_p'$	= 0,0375	$s = 0,0170$	$i = 22$
$1/C_s'$	= 0,0077	$s = 0,0045$	$i = 22$
C	= 19	$s = 10,8$	$i = 22$
C_{vta}	= $10,7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$s = 9,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$i = 18$
ϕ_{cu}	= $14,4^\circ$	$s = 1,8^\circ$	$i = 7$
C_{cu}	= 13,24 kPa	$s = 9,22 \text{ kPa}$	$i = 7$
ϕ'	= $28,1^\circ$	$s = 4,0^\circ$	$i = 7$
C'	= 8,11 kPa	$s = 6,58 \text{ kPa}$	$i = 7$
q_c	= 0,1 - 1,0 N/mm ²		
U	= 301,5	$s = 47,5$	$i = 4$
humusgehalte	= 1,30%	$s = 0,26\%$	$i = 4$
kalkgehalte	= 13,63%	$s = 2,28\%$	$i = 4$
slibgehalte	= 22,66%	$s = 13,74\%$	$i = 4$
zandgehalte	= 64,42%	$s = 13,01\%$	$i = 4$
minerale delen < 200 μm	= 99,45%	$s = 0,52\%$	$i = 4$
< 16 μm	= 26,53%	$s = 15,61\%$	$i = 4$
< 2 μm	= 16,73%	$s = 10,29\%$	$i = 4$
E	= 49000 kPa	$s = 40970 \text{ kPa}$	$i = 33$
E_{eind}	= 10019 kPa	$s = 2887 \text{ kPa}$	$i = 3$

1994-08-19/Vi/LC	Wadafzettingen	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 2 van 9



OMEGAM



Kleilaag boven basisveen en eerste zandlaag

ρ	= 1,58 t/m ³	$s = 0,12 \text{ t/m}^3$	$i = 4$
ρ_{dr}	= 1,01 t/m ³	$s = 0,16 \text{ t/m}^3$	$i = 4$
w_m	= 62,08%	$s = 15,91\%$	$i = 5$
n	= 59,03%	$s = 1,66\%$	$i = 3$
w_{vol}	= 56,75%	$s = 4,13\%$	$i = 4$
s_r	= 92,93%	$s = 3,01\%$	$i = 3$
w_l	= 108,00%		$i = 1$
w_p	= 33,94%		$i = 1$
I_p	= 74,06%		$i = 1$
I_l	= 0,59		$i = 1$
k	= $3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$s = 0,18 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$	$i = 20$
$1/c_p$	= 0,0232	$s = 0,0090$	$i = 5$
$1/c_s$	= 0,0038	$s = 0,0021$	$i = 5$
p_g	= 74,7 kPa	$s = 21,8 \text{ kPa}$	$i = 5$
$1/c_p'$	= 0,0949	$s = 0,0242$	$i = 5$
$1/c_s'$	= 0,0128	$s = 0,0051$	$i = 5$
c	= 7,2	$s = 1,7$	$i = 5$
c_{vta}	= $12,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$s = 9,4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$i = 3$
ϕ_{cu}	= 7°		$i = 1$
c_{cu}	= 33 kPa		$i = 1$
ϕ'	= $14,8^\circ$		$i = 1$
c'	= 31 kPa		
q_c	= 0,5 - 1,5 N/mm ²		
U	= 354		$i = 1$

humusgehalte = 2,25% $i = 1$

kalkgehalte = 16,66% $i = 1$

slibgehalte = 32,44% $i = 1$

zandgehalte = 48,66% $i = 1$

minerale delen < 200 μm = 99,7% $i = 1$

< 16 μm = 40,0% $i = 1$

< 2 μm = 25,3% $i = 1$

E = 30805 kPa $s = 18775 \text{ kPa}$ $i = 8$

E_{eind} = 6326 kPa $i = 1$

1994-08-19/Vi/LC	Kleilaag boven basisveen en eerste zandlaag	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 3 van 9



OMEGAM



Eerste zandlaag

ρ	= 1,97 t/m ³	$s = 0,15 \text{ t/m}^3$	$i = 6$
ρ_{dr}	= 1,62 t/m ³	$s = 0,19 \text{ t/m}^3$	$i = 6$
w_m	= 22,13%	$s = 6,32\%$	$i = 6$
n	= 38,73%	$s = 7,18\%$	$i = 6$
w_{vol}	= 34,93%	$s = 4,62\%$	$i = 6$
s_r	= 90,90%	$s = 6,11\%$	$i = 6$
n_{min}	= 31,95%	$s = 0,44\%$	$i = 4$
n_{max}	= 44,23%	$s = 1,04\%$	$i = 4$
$n_{crit \text{ up}}$	= 40,0%	$s = 1,08\%$	$i = 4$
$n_{crit \text{ lo}}$	= 37,6%	$s = 1,10\%$	$i = 4$
ϕ_f	= 40,6°	$s = 4,5°$	$i = 11$
ϕ_{tp}	= 32,7°	$s = 5,0°$	$i = 23$
k	= 6,2 · 10 ⁻⁵ m/s	$s = 3,1 · 10-5 m/s$	$i = 15$
U	= 93,3	$s = 7,2$	$i = 7$
humusgehalte	= 0,38%	$s = 0,18\%$	$i = 7$
kalkgehalte	= 0,41%	$s = 0,40\%$	$i = 7$
slibgehalte	= 1,52%	$s = 0,89\%$	$i = 7$
zandgehalte	= 97,69%	$s = 0,92\%$	$i = 7$
minerale delen < 200 µm	= 86,46%	$s = 3,47\%$	$i = 7$
< 16 µm	= 1,54%	$s = 0,89\%$	$i = 7$
< 2 µm	= 1,0%	$s = 0,0\%$	$i = 2$
q_c	= 8,0 - 2,4 N/mm ²		

1994-08-19/Vi/LC	Eerste zandlaag	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 4 van 9



OMEGAM



Tussenlaag tussen 1e en 2e zandlaag

ρ	= 1,89 t/m ³	$s = 0,15 \text{ t/m}^3$	$i = 31$
ρ_{dr}	= 1,47 t/m ³	$s = 0,20 \text{ t/m}^3$	$i = 31$
W_m	= 28,94%	$s = 8,44\%$	$i = 34$
n	= 44,44%	$s = 7,56\%$	$i = 31$
W_{vol}	= 41,18%	$s = 6,18\%$	$i = 31$
S_r	= 93,04%	$s = 4,73\%$	$i = 31$
W_l	= 30,59%	$s = 18,81\%$	$i = 9$
W_p	= 20,00%	$s = 5,06\%$	$i = 9$
I_p	= 10,70%	$s = 15,57\%$	$i = 9$
I_l	= 0,97	$s = 0,29$	$i = 2$
k	= $5,2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	$s = 3,6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	$i = 13$
$1/C_p$	= 0,0122	$s = 0,0062$	$i = 23$
$1/C_s$	= 0,0039	$s = 0,0020$	$i = 23$
P_g	= 108,64 kPa	$s = 27,18 \text{ kPa}$	$i = 16$
$1/C_p'$	= 0,0173	$s = 0,0107$	$i = 18$
$1/C_s'$	= 0,0052	$s = 0,0038$	$i = 18$
C	= 39,5	$s = 35,3$	$i = 18$
C_{vta}	= $5,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$s = 7,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$i = 3$
n_{min}	= 33,36%	$s = 5,59\%$	$i = 5$
n_{max}	= 51,44%	$s = 4,87\%$	$i = 5$
$n_{crit up}$	= 41,10%	$s = 5,34\%$	$i = 5$
$n_{crit lo}$	= 36,10%	$s = 4,80\%$	$i = 5$
ϕ_{tp}	= $36,1^\circ$	$s = 2,5^\circ$	$i = 25$
ϕ_f	= $39,8^\circ$	$s = 1,8^\circ$	$i = 34$
U	= 222,4	$s = 102,5$	$i = 9$
humusgehalte	= 0,61%	$s = 0,48\%$	$i = 9$
kalkgehalte	= 8,47%	$s = 6,02\%$	$i = 9$
slibgehalte	= 11,99%	$s = 5,39\%$	$i = 9$
zandgehalte	= 78,93%	$s = 11,21\%$	$i = 9$
minerale delen < 200 μm	= 90,49%	$s = 9,51\%$	$i = 9$
< 16 μm	= 13,57%	$s = 6,97\%$	$i = 9$
< 2 μm	= 8,04%	$s = 3,41\%$	$i = 8$
q_c	= 4,0 - 10,0 N/mm ²		

1994-08-19/Vi/LC	Tussenlaag tussen 1e en 2e zandlaag	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 5 van 9



OMEGAM



Tweede zandlaag dekzanden

ρ	= 1,96 t/m ³	$s = 0,04 \text{ t/m}^3$	$i = 4$
ρ_{dr}	= 1,59 t/m ³	$s = 0,06 \text{ t/m}^3$	$i = 4$
W_m	= 23,33%	$s = 2,20\%$	$i = 4$
n	= 39,95%	$s = 2,24\%$	$i = 4$
W_{vol}	= 36,93%	$s = 2,07\%$	$i = 4$
S_r	= 92,45%	$s = 2,43\%$	$i = 4$
n_{min}	= 34,92%	$s = 1,38\%$	$i = 5$
n_{max}	= 48,44%	$s = 1,79\%$	$i = 5$
$n_{crit \text{ up}}$	= 42,30%	$s = 1,68\%$	$i = 5$
$n_{crit \text{ lo}}$	= 38,70%	$s = 1,30\%$	$i = 5$
ϕ_{tp}	= 33,3°	$s = 3,5°$	$i = 33$
ϕ_f	= 38,9°	$s = 1,7°$	$i = 11$
k	= $3,7 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	$s = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$	$i = 20$
U	= 113,6	$s = 19,7$	$i = 8$
humusgehalte	= 0,31%	$s = 0,16\%$	$i = 8$
kalkgehalte	= 15,32%	$s = 3,10\%$	$i = 8$
slibgehalte	= 3,40%	$s = 0,67\%$	$i = 8$
zandgehalte	= 80,98%	$s = 3,41\%$	$i = 8$
minerale delen < 200 μm	= 91,29%	$s = 4,27\%$	$i = 8$
< 16 μ	= 4,03%	$s = 0,87\%$	$i = 8$
< 2 μ	= 2,03%		$i = 1$
q_c	= 10,0 - 26,0 N/mm ²		

1994-08-19/Vi/LC	Tweede zandlaag dekzanden	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 6 van 9



OMEGAM



Tweede zandlaag marien Eemien

ρ	= 1,95 t/m ³	$s = 0,07 \text{ t/m}^3$	$i = 39$
ρ_{dr}	= 1,61 t/m ³	$s = 0,07 \text{ t/m}^3$	$i = 39$
W_m	= 21,25%	$s = 2,48\%$	$i = 39$
n	= 39,38%	$s = 2,65\%$	$i = 39$
W_{vol}	= 34,02%	$s = 3,18\%$	$i = 39$
S_r	= 86,65%	$s = 8,36\%$	$i = 39$
n_{min}	= 32,60%	$s = 1,04\%$	$i = 10$
n_{max}	= 44,20%	$s = 1,19\%$	$i = 10$
$n_{crit \text{ up}}$	= 40,17%	$s = 0,76\%$	$i = 3$
$n_{crit \text{ lo}}$	= 39,20%	$s = 0,91\%$	$i = 5$
ϕ_f	= 38,57%	$s = 3,68\%$	$i = 29$
ϕ_{tp}	= 27,49%	$s = 3,51\%$	$i = 54$
k	= $1,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	$s = 0,7 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	$i = 40$
U	= 55,8	$s = 15,0$	$i = 24$
humusgehalte	= 0,43%	$s = 0,24\%$	$i = 24$
kalkgehalte	= 7,19%	$s = 2,86\%$	$i = 24$
slibgehalte	= 1,72%	$s = 1,51\%$	$i = 24$
zandgehalte	= 90,57%	$s = 3,61\%$	$i = 24$
minerale delen < 200 μm	= 47,60%	$s = 17,07\%$	$i = 24$
< 16 μm	= 1,88%	$s = 1,65\%$	$i = 24$
< 2 μm	= 2,50%		$i = 1$
q_c	= 14,0 - 28,0 N/mm ²		

1994-08-19/Vi/LC	Tweede zandlaag marien Eemien	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 7 van 9



OMEGAM



Parameters Eemklei

ρ	= 1,68 t/m ³	s	= 0,09 t/m ³	i	= 120
ρ_{dr}	= 1,17 t/m ³	s	= 0,12 t/m ³	i	= 120
w_m	= 44,57%	s	= 8,44%	i	= 186
n	= 55,76%	s	= 4,46%	i	= 119
w_{vol}	= 50,61%	s	= 4,12%	i	= 120
s_r	= 90,73%	s	= 4,87%	i	= 119
w_l	= 68,10%	s	= 18,30%	i	= 47
w_p	= 24,74%	s	= 5,52%	i	= 47
I_p	= 43,33%	s	= 13,40%	i	= 47
I_l	= 0,52	s	= 0,12	i	= 43
k	= $2,1 \cdot 10^{-7}$ m/s	s	= $1,5 \cdot 10^{-7}$ m/s	i	= 60
$1/c_p$	= 0,0185	s	= 0,0115	i	= 46
$1/c_s$	= 0,0049	s	= 0,0029	i	= 46
p_g	= 296,8 kPa	s	= 78,2 kPa	i	= 46
$1/c_p'$	= 0,0354	s	= 0,0208	i	= 56
$1/c_s'$	= 0,0096	s	= 0,0046	i	= 56
c	= 18,1	s	= 11,7	i	= 56
$1/A_p$	= 0,0034	s	= 0,0015	i	= 35
$1/A_s$	= 0,0018	s	= 0,0011	i	= 35
A	= 115,1	s	= 56,2	i	= 35
c_{vta}	= $2,9 \cdot 10^{-8}$ m ² /s	s	= $3,3 \cdot 10^{-8}$ m ² /s	i	= 24
$c_{vtaverkn}$	= $7,6 \cdot 10^{-9}$ m ² /s	s	= $4,7 \cdot 10^{-9}$ m ² /s	i	= 24
c_{vsam}	= $7,0 \cdot 10^{-7}$ m ² /s	s	= $5,6 \cdot 10^{-7}$ m ² /s	i	= 45
ϕ_{cu}	= 19,1°	s	= 5,2°	i	= 8
c_{cu}	= 34,0 kPa	s	= 28,3 kPa	i	= 8
ϕ'	= 34,3°	s	= 3,9°	i	= 8
c'	= 22,8 kPa	s	= 24,6 kPa	i	= 8
$\phi_{cuverkn}$	= 17,6°	s	= 4,3°	i	= 8

1994-08-19/Vi/LC	Parameters Eemklei	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 8 van 9



OMEGAM

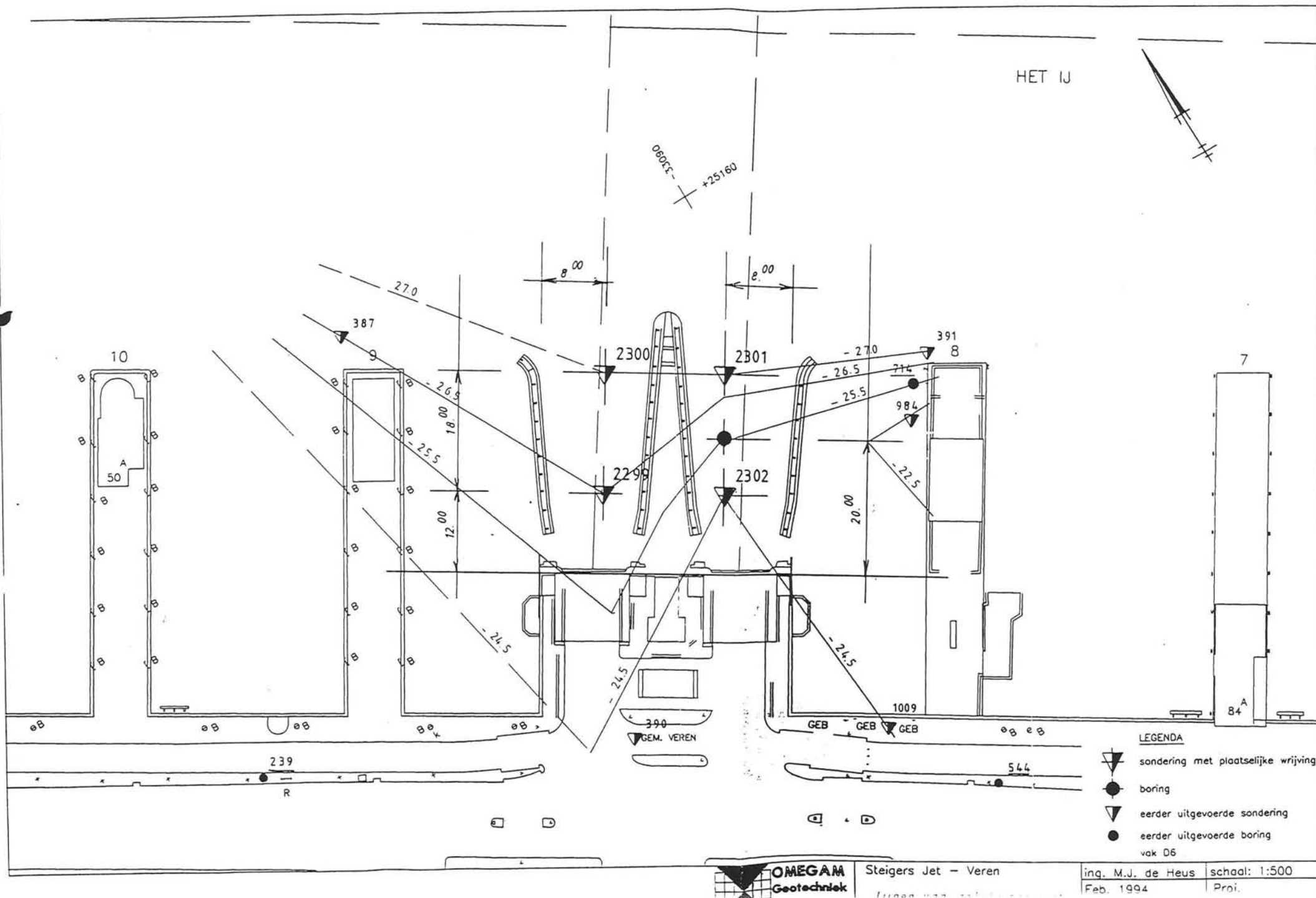


Parameters Eemklei

$C_{cu\text{verkn}}$	= 10,5 kPa	s	= 18,0 kPa	i	= 8
ϕ'_{verkn}	= 31,5°	s	= 5,1°	i	= 8
C'_{verkn}	= 7,2 kPa	s	= 12,1 kPa	i	= 8
U	= 317,4	s	= 27,2	i	= 43
humusgehalte	= 0,53%	s	= 0,46%	i	= 43
kalkgehalte	= 13,97%	s	= 1,42%	i	= 43
slibgehalte	= 51,55%	s	= 10,46%	i	= 43
zandgehalte	= 33,95%	s	= 11,57%	i	= 43
minerale delen < 200 μm	= 98,87%	s	= 2,56%	i	= 43
< 16 μm	= 60,45%	s	= 12,92%	i	= 43
< 2 μm	= 40,92%	s	= 8,67%	i	= 43
E	= 52040 kPa	s	= 27677 kPa	i	= 26
E_{eind}	= 18646 kPa	s	= 1184 kPa	i	= 3
E_b	= 14842 kPa	s	= 1809 kPa	i	= 3
E_{verkn}	= 66928 kPa	s	= 44310 kPa	i	= 25
$E_{\text{eind verkn}}$	= 13738 kPa	s	= 4682 kPa	i	= 3
$E_b \text{ verkn}$	= 13181 kPa	s	= 5503 kPa	i	= 3
q_c	= 1,0 - 4,0 N/mm ²				

1994-08-19/V1/LC	Parameters Eemklei	
Controle/	Raadgeving	(12)10.096
Hoofd GTV/	Afdeling Geotechniek	Pg. 9 van 9

BIJLAGE 7: Boringen en sonderingen



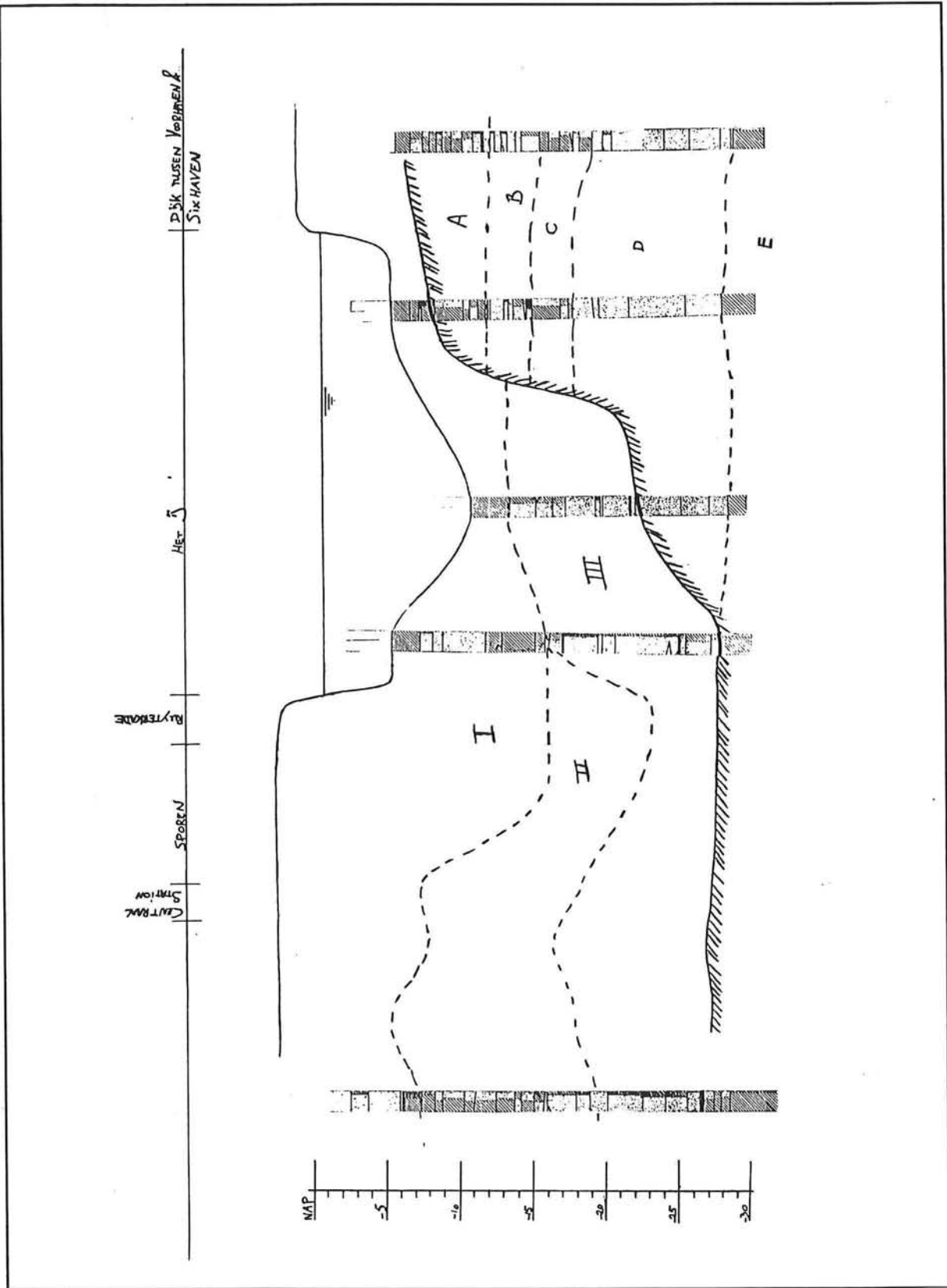
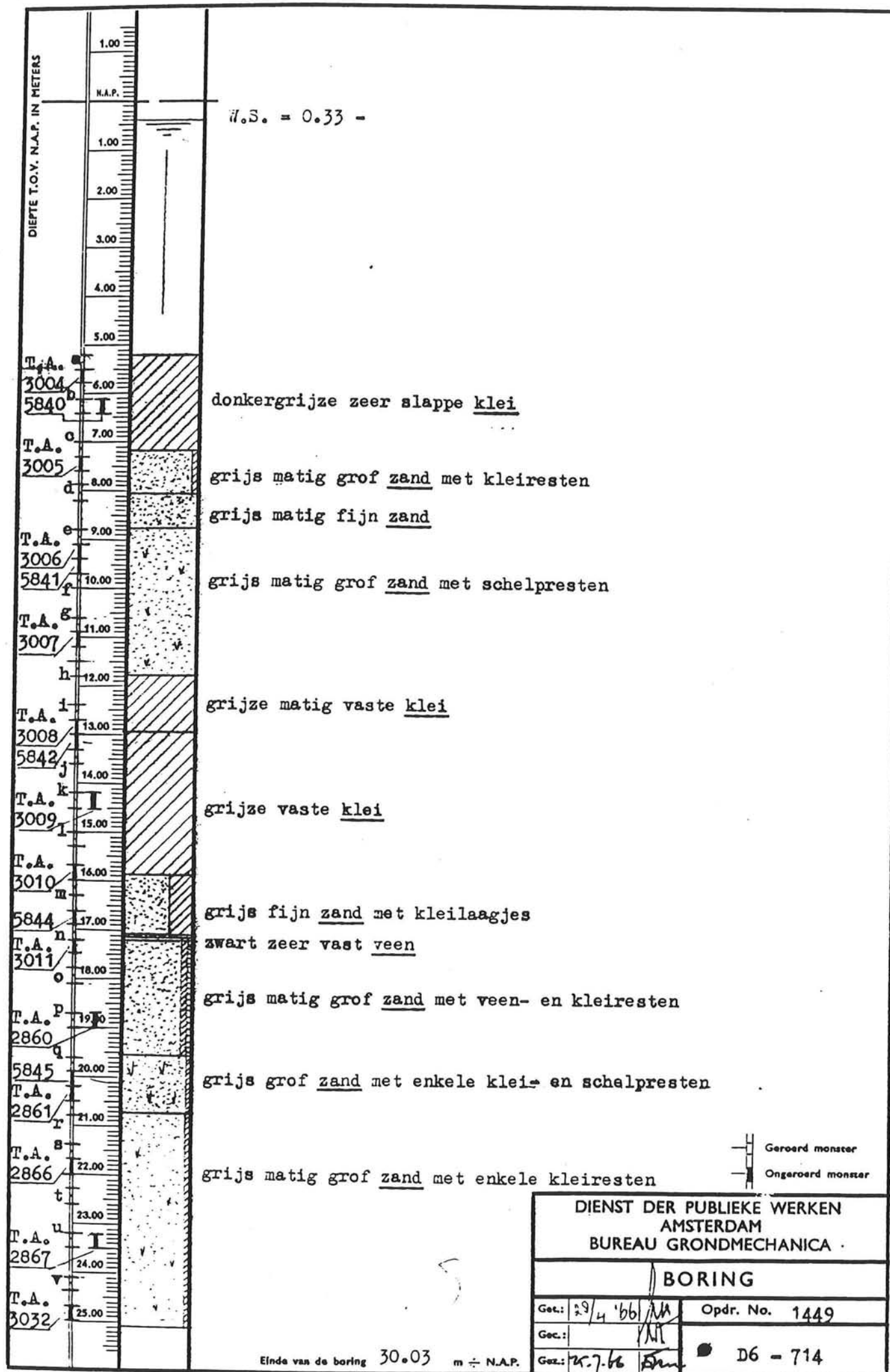
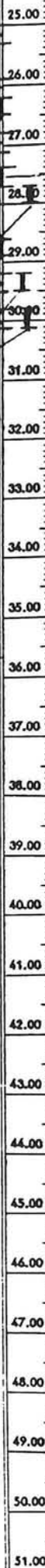


Figure B7. 1



DIPTO T.O.V. N.A.P. IN METERS

T.A. 3033
Y 5857
T.A. 3034
Z 57
27
1311
28
1279



grijs matig grof zand met enkele kleiresten

grijs grof zand met schelpresten

grijs kleihoudend fijn zand

grijs weinig kleihoudend matig fijn zand

1 gewel

grijze vaste klei met enkele fijne zandlaagjes

— Geroerd monster
— Ongeroerd monster

DIENT DER PUBLIEKE WERKEN
AMSTERDAM
BUREAU GRONDMECHANICA

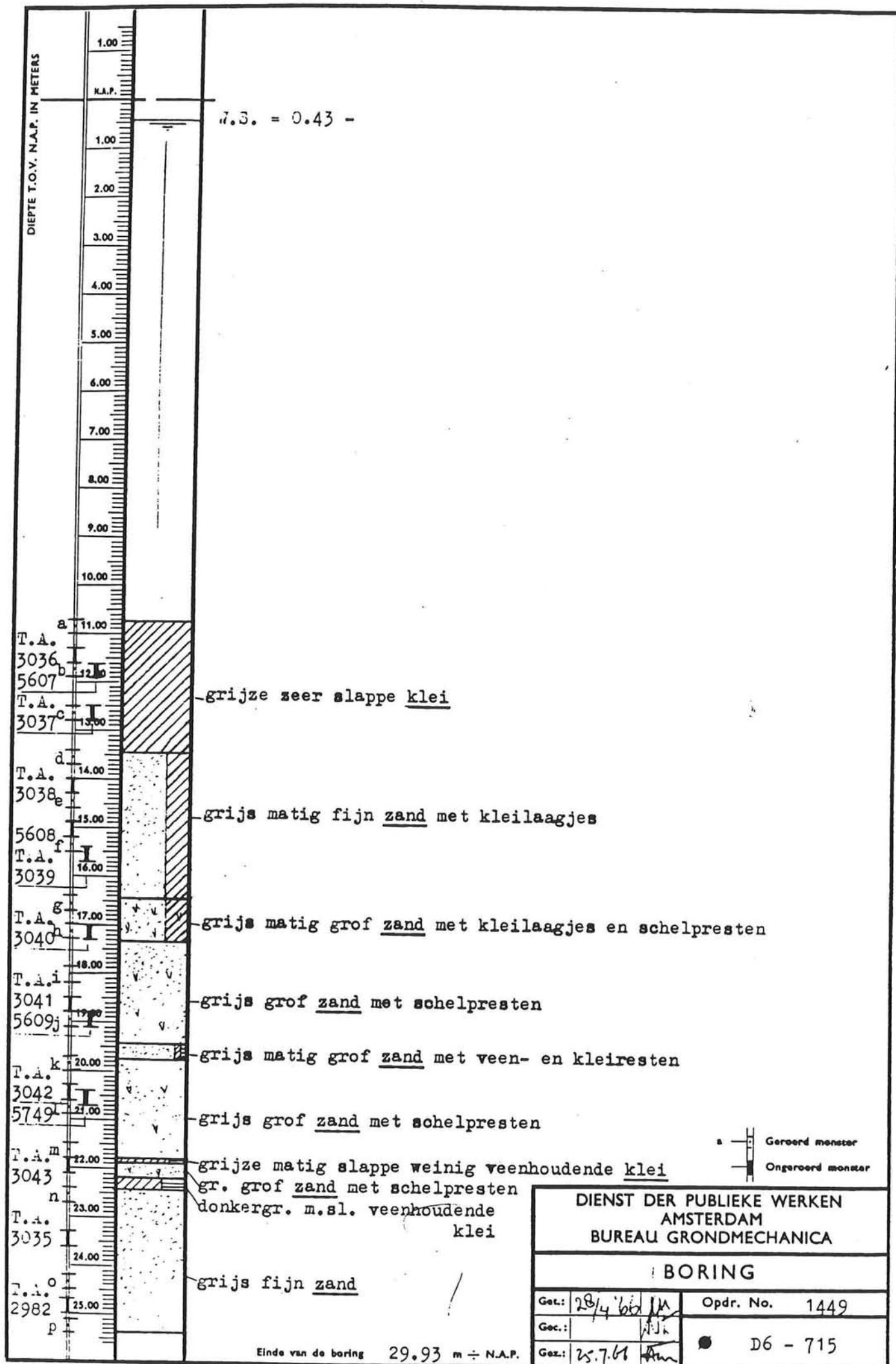
BORING

Get.: 23/4 '60
Gec.:
Gez.: 25.7.66

Opdr. No. 1449

● D6 - 714

Einde van de boring 30.03 m ÷ N.A.P.



Diepte T.O.V. N.A.P. in meters

25.00
26.00
27.00
28.00
29.00
30.00
31.00
32.00
33.00
34.00
35.00
36.00
37.00
38.00
39.00
40.00
41.00
42.00
43.00
44.00
45.00
46.00
47.00
48.00
49.00
50.00
51.00

5751

5127

4604

r

q

u

- grijs grof zand met schelpresten

- grijs matig grof zand

- grijze vaste klei

a — Geroerd monster
— Ongeroerd monster

DIENT DER PUBLIEKE WERKEN
AMSTERDAM
BUREAU GRONDMECHANICA

BORING

Get.: 28/4 '66 M

Opdr. No. 1449

Get.: [handwritten signature]

■ D6 - 715

Get.: 26.7.66 [handwritten signature]

Einde van de boring 29.93 m ÷ N.A.P.



OMEGAM
GEOMEDIANICA
AMSTERDAM

SONDERING
I. B. V. JET FENIX
SONDERING

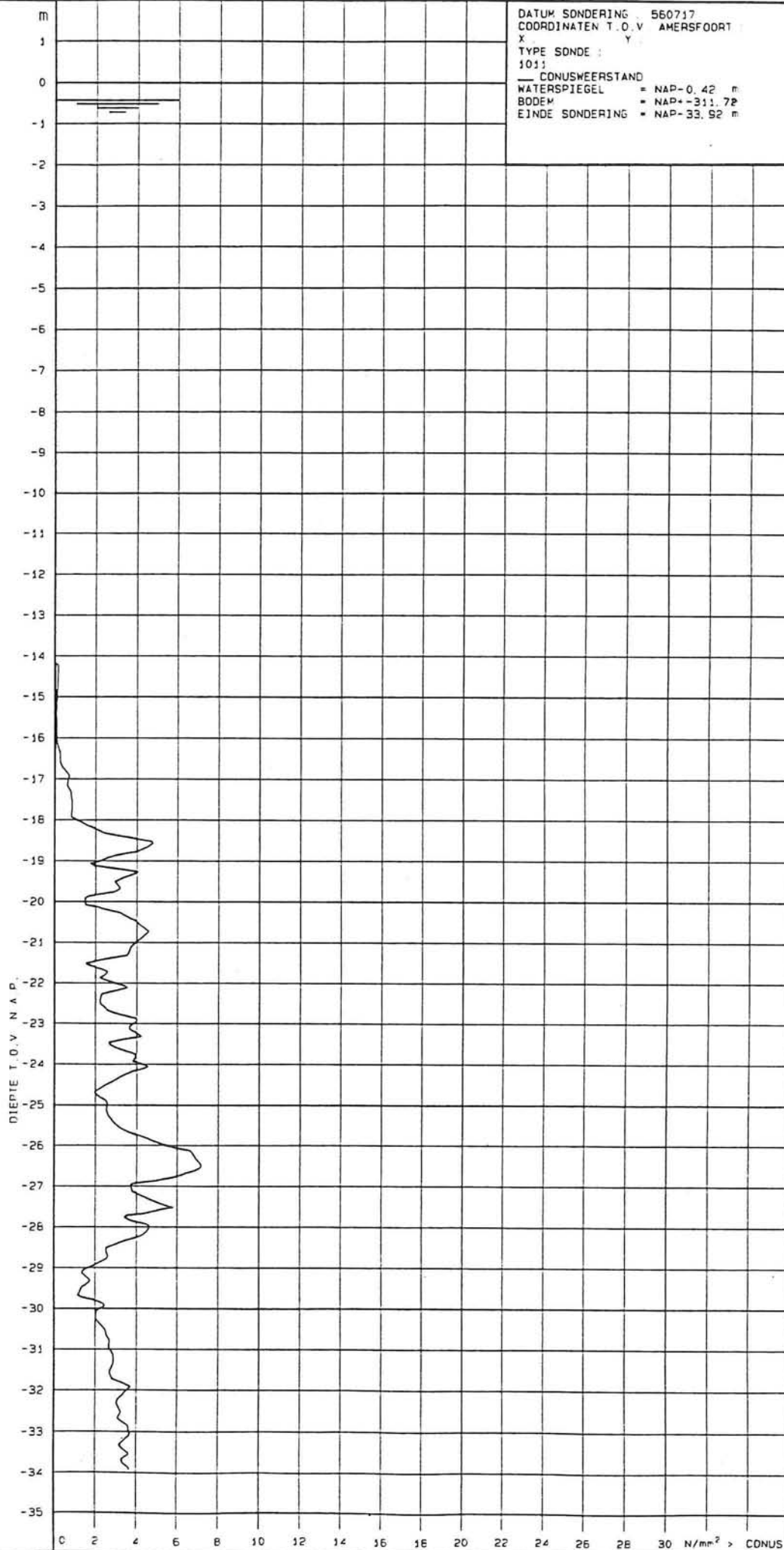
CEI
GEC.

940221
04.2

50mV
V

OPDRACHT: 514 0
D6-387

DATUM SONDERING : 560717
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT
X Y
TYPE SONDE : Y
1011
CONUSWEERSTAND
WATERSPIEGEL = NAP-0.42 m
BODEM = NAP-311.72
EINDE SONDERING = NAP-33.92 m





OMEGAM
GROENMECHANICA
AMSTERDAM

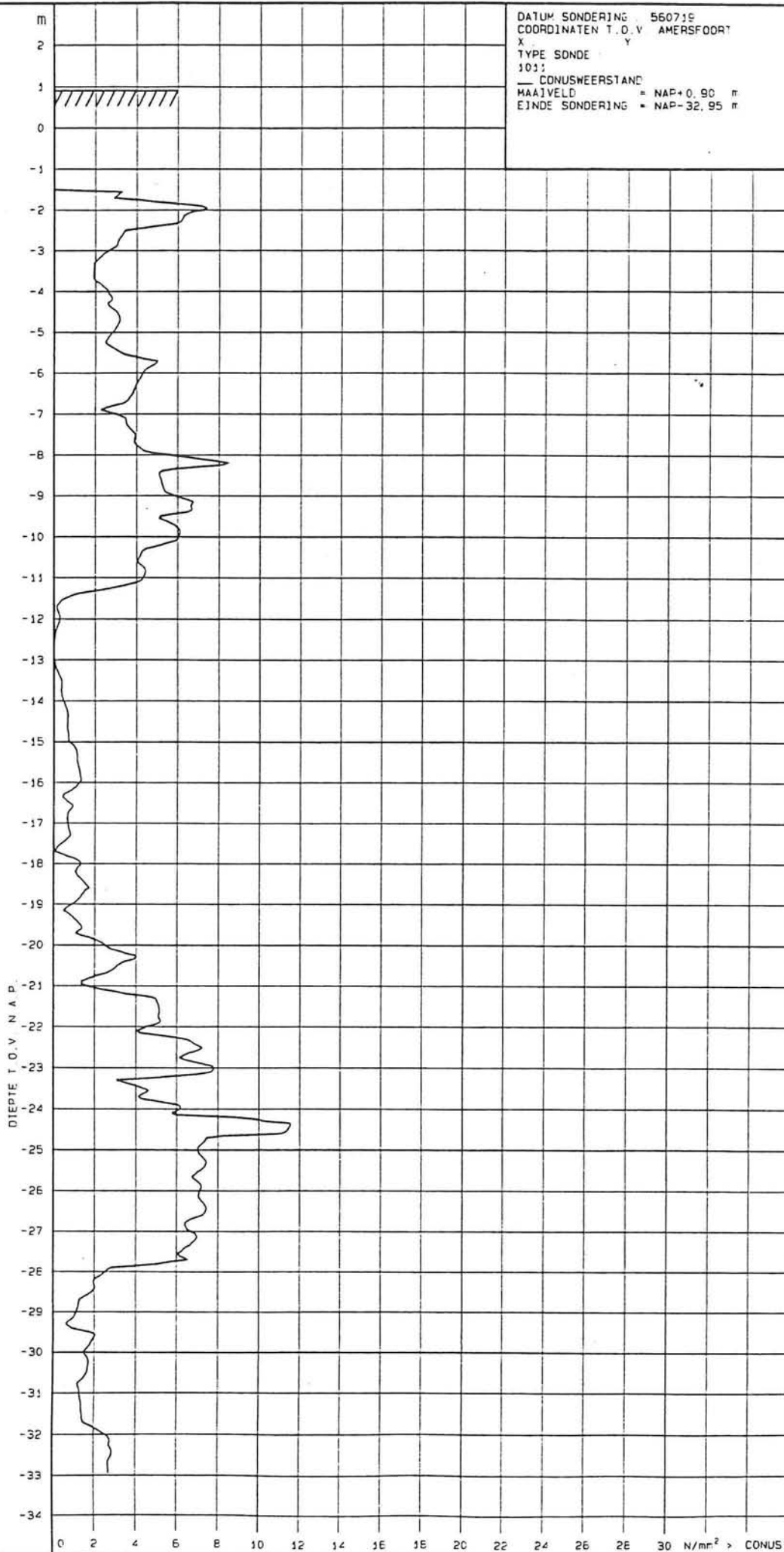
SONDERING
T.O.V. JET FEHR
SONDERING

DEP
DEC
DIZ

940221

SONDERING

OPDRACHT: 514 0
DB-390





OMEGAM
GEODETIECHNICA
AMSTERDAM

SONDERING
I B.V. JET FENNY
SONDERING

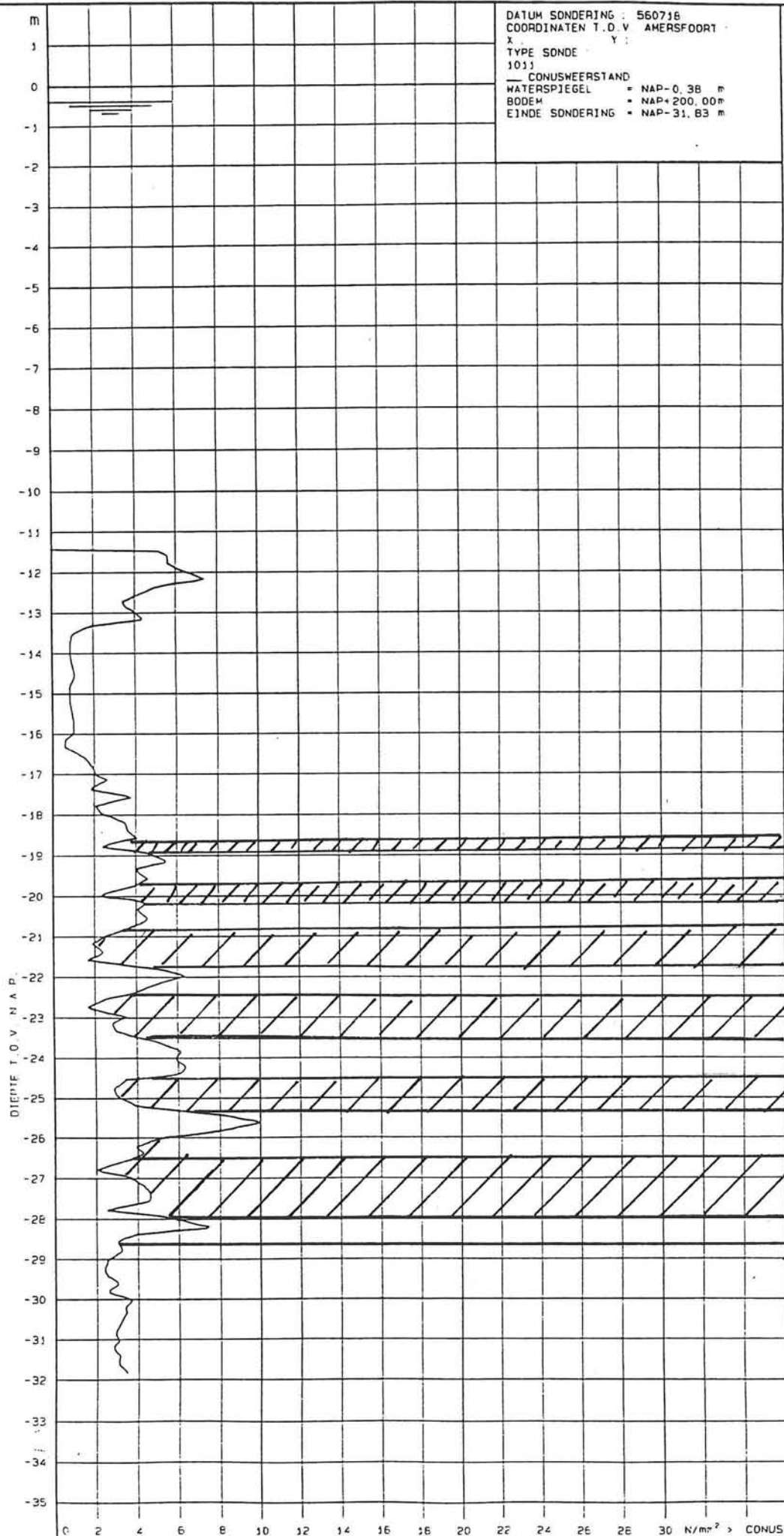
GET
GEC

9-10-23
06-2

OPONACHT
514 0

06-391

DATUM SONDERING : 560738
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT
X : Y :
TYPE SONDE :
1011
CONUSWEERSTAND :
WATERSPIEGEL = NAP - 0.38 m
BODEM = NAP + 200.00 m
EINDE SONDERING = NAP - 31.83 m

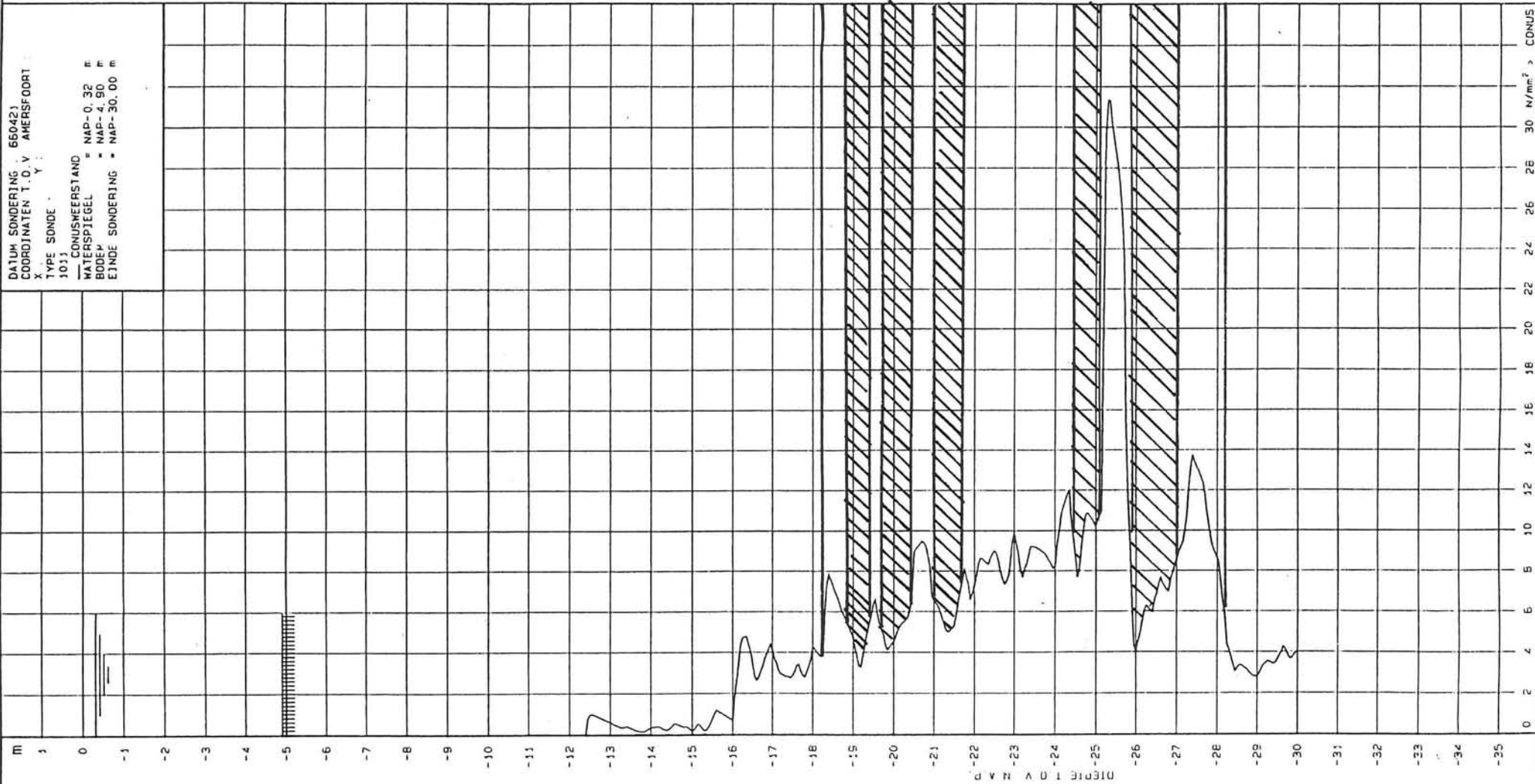


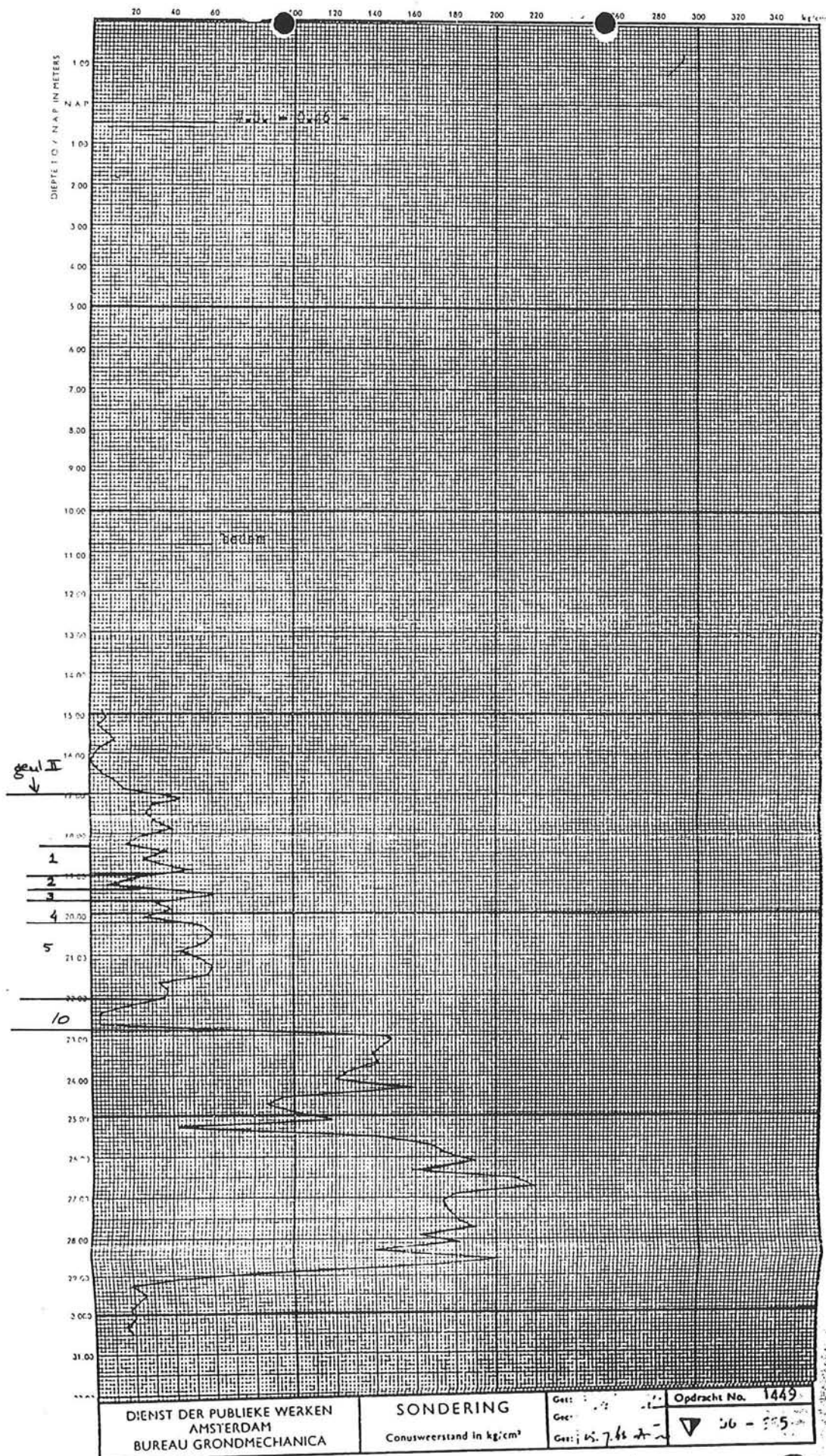


OMEGAM
GRONDMECHANICA
AMSTERDAM

SONDERING
T.B.V. JET FERRY
SONDERING

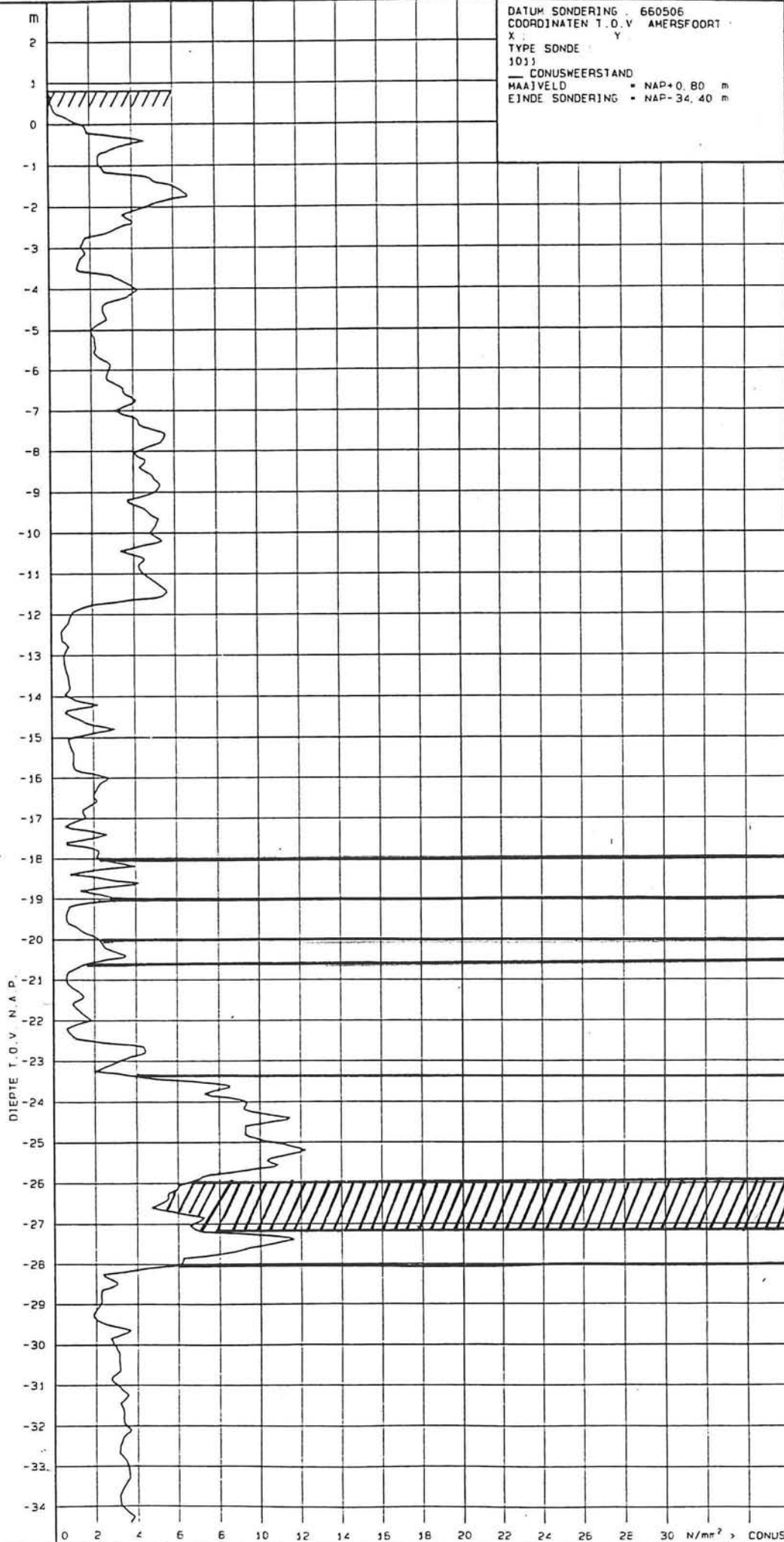
GET	940221	SONTEN	OPDRACHT 1449.0
GEC.		☒	06-984
GEZ.			

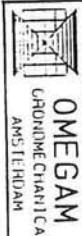




985

DATUM SONDERING 660506
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT
X Y
TYPE SONDE
3011
CONUSWEERSTAND
MAAIVELD = NAP+0,80 m
EINDE SONDERING = NAP-34,40 m



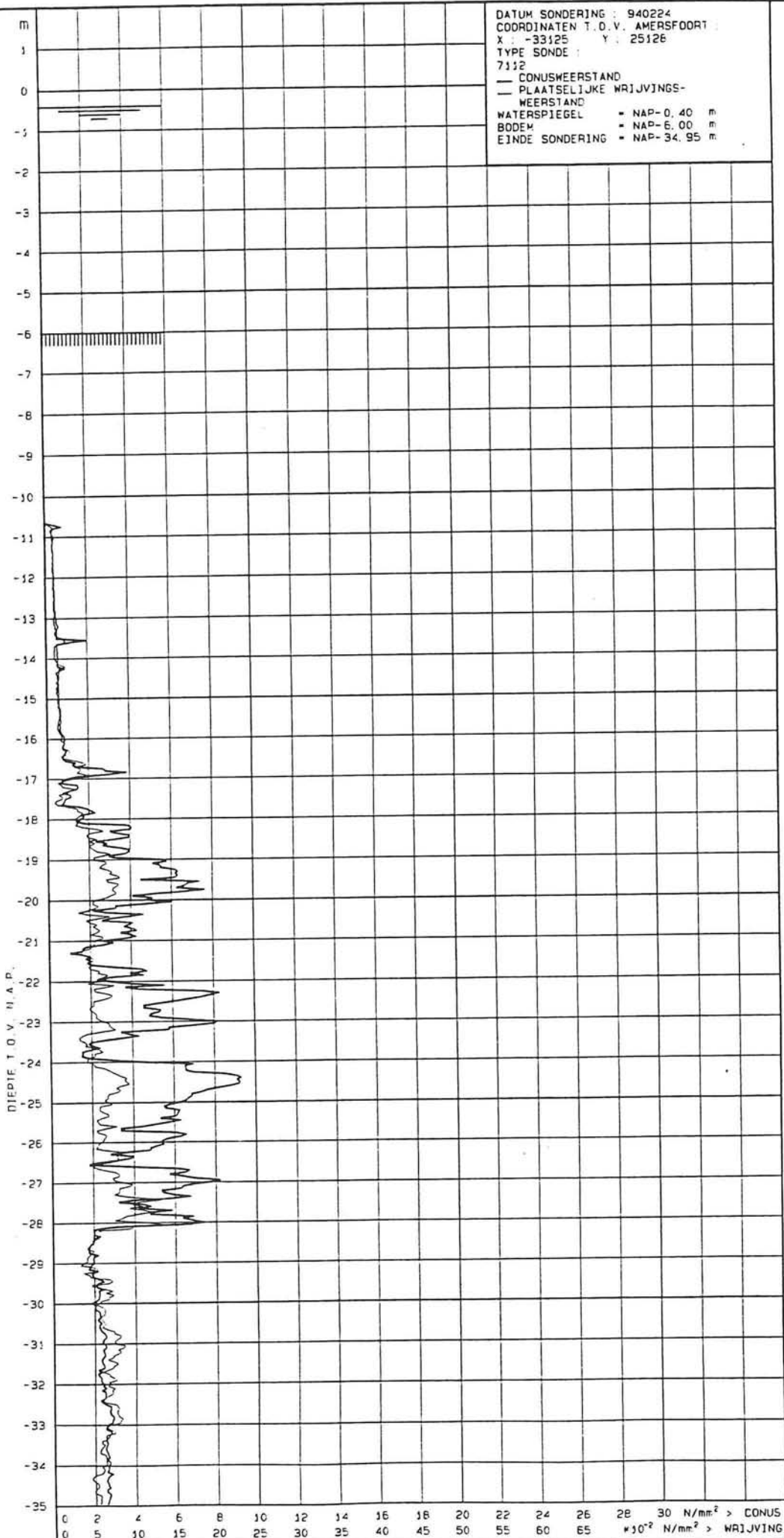


OMEGAM
GROUPE CHANICA
AMSTERDAM

GET 940301
JEL VERHII
CEZ

OPDRACHT 6934 0
DB-2299

DATUM SONDERING : 940224
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT :
X : -33125 Y : 25126
TYPE SONDE :
7112
CONUSWEERSTAND
PLAATSELIJKE WRIJVINGS-
WEERSTAND
WATERSPIEGEL = NAP-0.40 m
BODEM = NAP-6.00 m
EINDE SONDERING = NAP-34.95 m



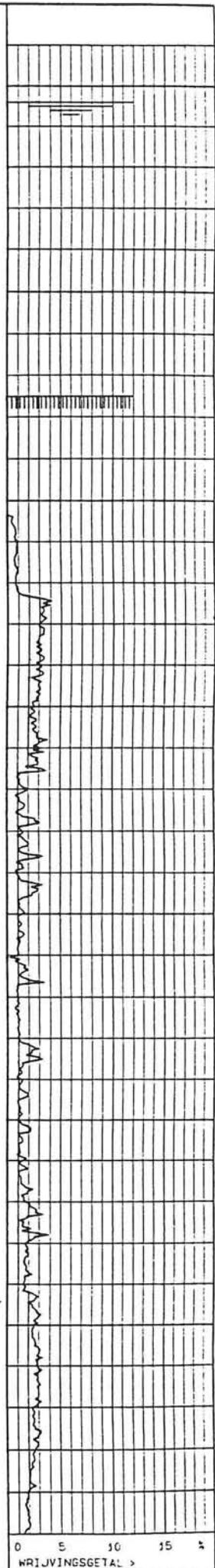
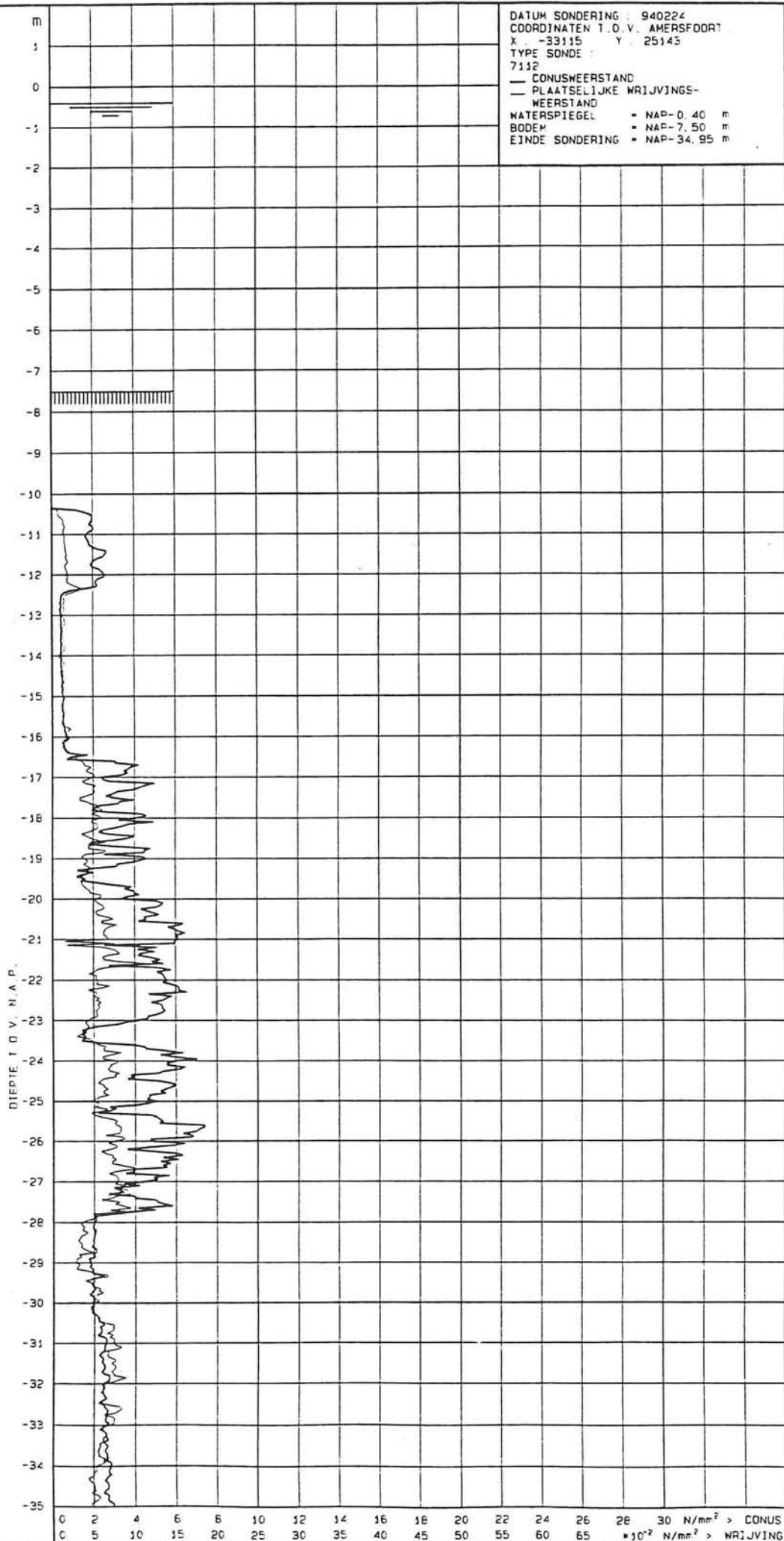


OMEGAM
GRONDMECHANICA
AMSTERDAM

STEIGERS
DEI VERBOD
SONDERING

GET 9-10-30
GEC 1
Gf 2

OPDRACHT: 6934 0
D6-2300





OMEGAM
GRONDMECHANICA
AMSTERDAM

STIEUERS
JET VEREEN
SONDERING

GET
GEC
DEZ

940301
1

SONDE

OPDRACHT

6934 0

06-2301

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

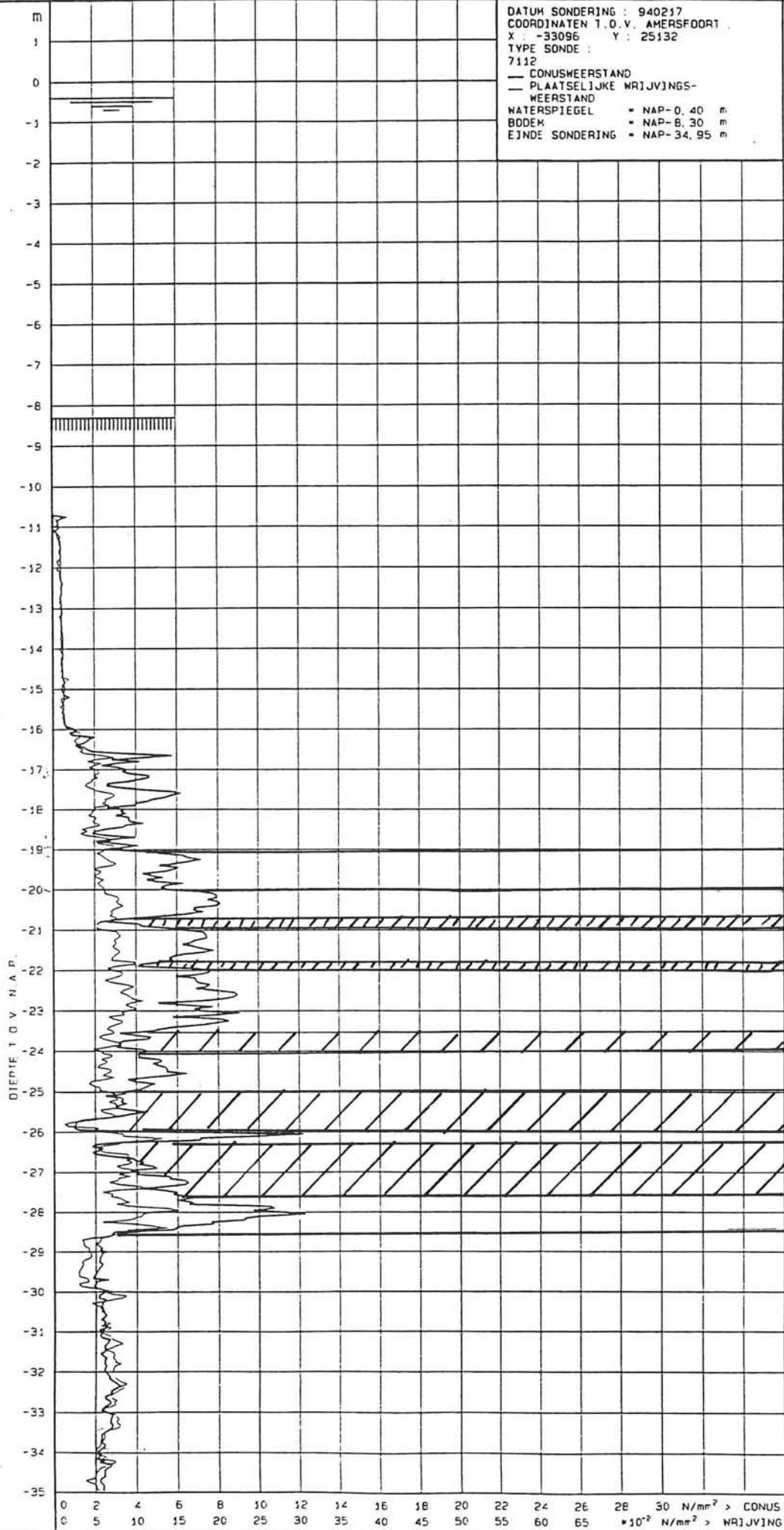
0

0

0

0

0



DATUM SONDERING : 940217
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT
X : -33096 Y : 25132
TYPE SONDE :
7112
— CONUSWEERSTAND
— PLAATSELIJKE WRIJVINGS-
WEERSTAND
WATERSPIEGEL = NAP-0,40 m
BODEM = NAP-8,30 m
EINDE SONDERING = NAP-34,95 m

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13





OMEGAM
GEOMECHANICA
AMSTERDAM

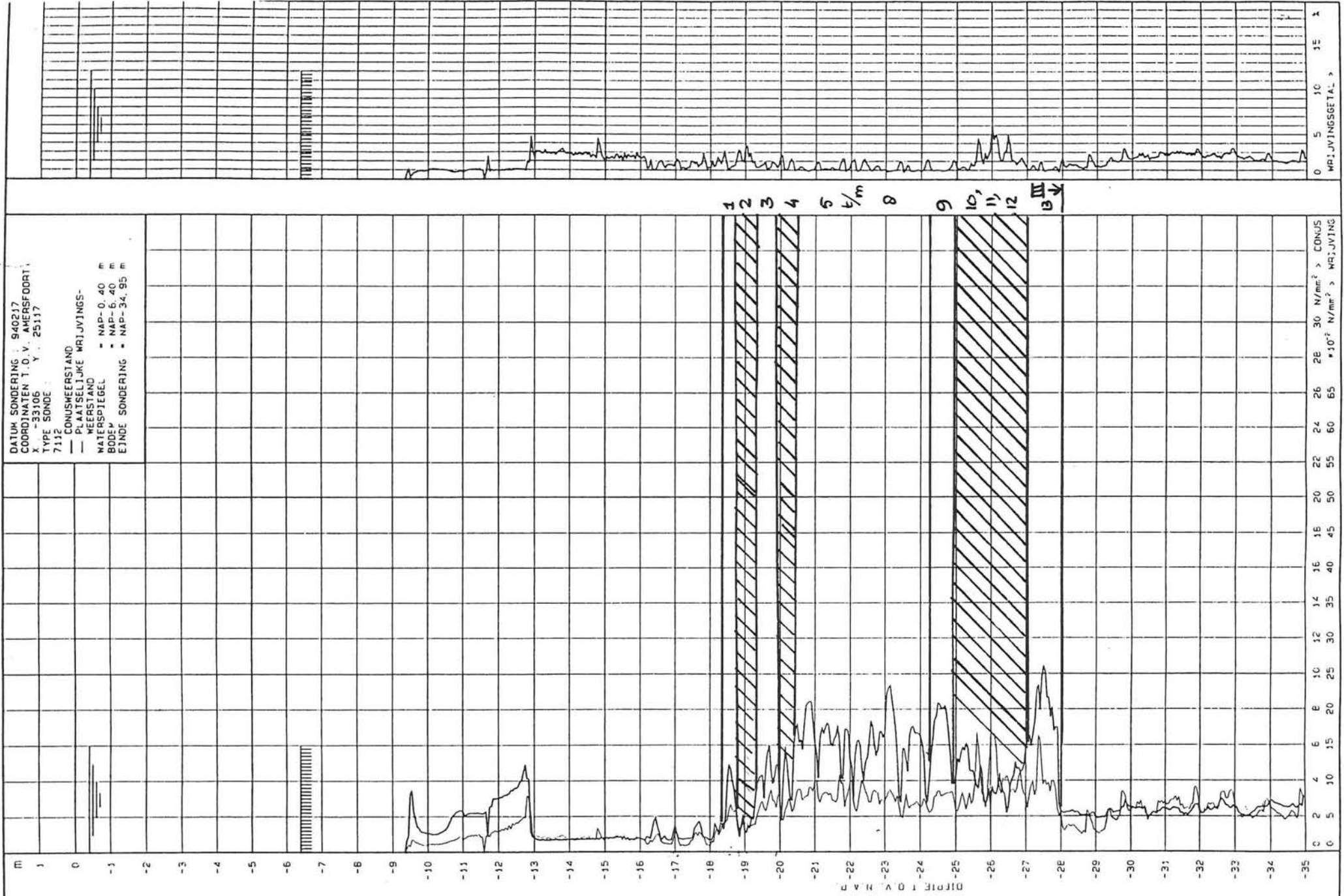
STEIGERS
JET VEREN
SONDERING

GET 940301
GEC.
GL 2

OPDRACHT: 6934 0

▼ D6-2302

DATUM SONDERING : 940217
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT:
X : 33106 Y : 25117
TYPE SONDE :
7112 CONUSKEERSTAND
— PLAATSELIJKE MRIJVINGS-
MEERSTAND
WATERSPIEGEL — NAP - 0,40 m
BODEM — NAP - 6,40 m
EINDE SONDERING — NAP - 34,95 m



BIJLAGE 8: Uitkomsten van de zettingsberekening

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.120	0.103	0.096	
bovengrens	0.197	0.174	0.158	
ondergrens	0.048	0.042	0.039	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.053	0.040	
bovengrens	0.086	0.066	
ondergrens	0.016	0.016	

OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.033	0.000	0.000	
bovengrens	0.072	0.000	0.000	
ondergrens	0.009	0.000	0.000	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.000	0.000	
bovengrens	0.000	0.000	
ondergrens	0.000	0.000	

OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.153	0.103	0.096	
bovengrens	0.269	0.174	0.158	
ondergrens	0.057	0.042	0.039	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.053	0.040	
bovengrens	0.086	0.066	
ondergrens	0.016	0.016	

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING

TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR

ZINKSLEUF

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.113	0.100	0.089
bovengrens	0.187	0.165	0.150
ondergrens	0.045	0.039	0.035

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.050	0.039
bovengrens	0.083	0.063
ondergrens	0.019	0.016

OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING**ZINKSLEUF**

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.020	0.000	0.000
bovengrens	0.056	0.000	0.000
ondergrens	0.002	0.000	0.000

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.000	0.000
bovengrens	0.000	0.000
ondergrens	0.000	0.000

OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN**ZINKSLEUF**

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.133	0.100	0.089
bovengrens	0.243	0.165	0.150
ondergrens	0.047	0.039	0.035

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.050	0.039
bovengrens	0.083	0.063
ondergrens	0.019	0.016

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING

TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR

ZINKSLEUF

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.097	0.084	0.074
bovengrens	0.165	0.144	0.125
ondergrens	0.036	0.033	0.029

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.040	0.030
bovengrens	0.067	0.051
ondergrens	0.016	0.013

OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING

ZINKSLEUF

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.000	0.000	0.000
bovengrens	0.000	0.000	0.000
ondergrens	0.000	0.000	0.000

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.000	0.000
bovengrens	0.000	0.000
ondergrens	0.000	0.000

OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN

ZINKSLEUF

SNEDE 1	zand	4m zand	licht
gemiddelde	0.097	0.084	0.074
bovengrens	0.165	0.144	0.125
ondergrens	0.036	0.033	0.029

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht
gemiddelde	0.040	0.030
bovengrens	0.067	0.051
ondergrens	0.016	0.013

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING

TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.087	0.077	0.067	
bovengrens	0.148	0.131	0.114	
ondergrens	0.033	0.030	0.026	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.033	0.027	
bovengrens	0.057	0.044	
ondergrens	0.013	0.010	

OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.000	0.000	0.000	
bovengrens	0.000	0.000	0.000	
ondergrens	0.000	0.000	0.000	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.000	0.000	
bovengrens	0.000	0.000	
ondergrens	0.000	0.000	

OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN

ZINKSLEUF				
SNEDE 1	zand	4m zand	licht	
gemiddelde	0.087	0.077	0.067	
bovengrens	0.148	0.131	0.114	
ondergrens	0.033	0.030	0.026	

DAMWAND

SNEDE 1	zand	licht	
gemiddelde	0.033	0.027	
bovengrens	0.057	0.044	
ondergrens	0.013	0.010	

Raa: 5
Na grondverbetering

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING				
TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR				
ZINKSLEUF				
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.097	0.083	0.073
	bovengrens	0.165	0.144	0.128
	ondergrens	0.036	0.032	0.026
DAMWAND				
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.037		0.030
	bovengrens	0.064		0.050
	ondergrens	0.013		0.013
OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING				
ZINKSLEUF				
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.000		0.000
	bovengrens	0.014		0.000
	ondergrens	0.000		0.000
DAMWAND				
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.000		0.000
	bovengrens	0.000		0.000
	ondergrens	0.000		0.000
OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN				
ZINKSLEUF				
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.097	0.083	0.073
	bovengrens	0.179	0.144	0.128
	ondergrens	0.036	0.032	0.026
DAMWAND				
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.037		0.030
	bovengrens	0.064		0.050
	ondergrens	0.013		0.013

OVERZICHT VAN DE ZETTING TOT GRENSSPANNING				
TIJDSDUUR TOT AANVULLEN = 1 JAAR				
		ZINKSLEUF		
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.127	0.117	0.107
	bovengrens	0.188	0.188	0.182
	ondergrens	0.052	0.043	0.039
		DAMWAND		
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.060		0.036
	bovengrens	0.101		0.077
	ondergrens	0.023		0.016
OVERZICHT VAN DE ZETTINGEN NA DE GRENSSPANNING				
		ZINKSLEUF		
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.094	0.000	0.000
	bovengrens	0.321	0.072	0.008
	ondergrens	0.008	0.000	0.000
		DAMWAND		
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.000		0.000
	bovengrens	0.000		0.000
	ondergrens	0.000		0.000
OVERZICHT VAN DE EINDZETTINGEN				
		ZINKSLEUF		
SNEDE 1		zand	4m zand	licht
	gemiddelde	0.221	0.117	0.107
	bovengrens	0.509	0.260	0.190
	ondergrens	0.060	0.043	0.039
		DAMWAND		
SNEDE 1		zand		licht
	gemiddelde	0.060		0.036
	bovengrens	0.101		0.077
	ondergrens	0.023		0.016

dilatatievoegstroken

W1B

W11

W2U

W9U

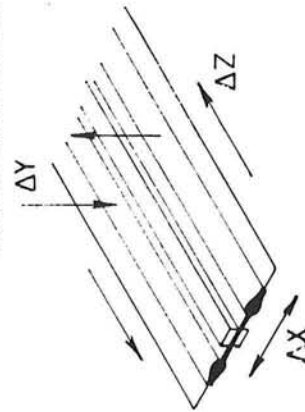
W9CU



Permissible movements at different
water pressures in head of water.

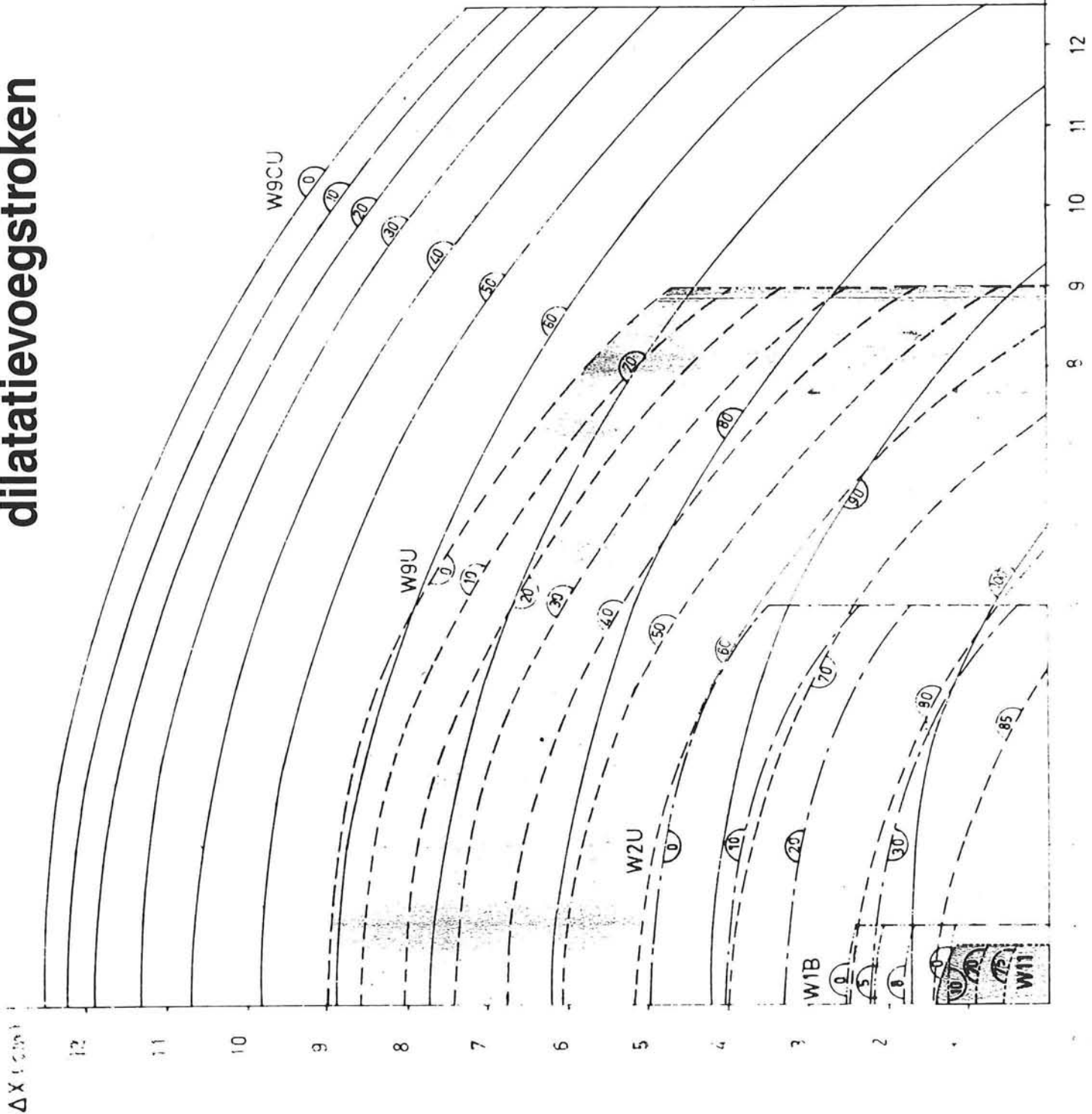


BIJLAGE 9: Gegevens dilatatievoegbanden



REDESTEIN

Vredestein Icopro B.V.
Beukenlaan 50
6871 CL Renkum
P.O. Box 100, 6870 AC Renkum
The Netherlands
Telephone: (0)8373-64111
Telex: 45614
Telefax: (0)8373-15830



$\Delta Y = \Delta Z$ (cm)