

# **PREFAB-TUNNELBOUW, ALS FLEXIBEL ALTERNATIEF**

**'n variant voor de Betuweroute**

**Eindrapport**

Opgesteld door O.M.Th. Vos  
Strukton Betonbouw  
November 1993

Onder begeleiding van:  
- Prof.ir.A. Glerum  
- Ing.W.K. Venema  
- Ir.K.G. Bezuyen  
- Ir.B. Polen

## VOORWOORD

De Nederlandse overheid heeft in samenwerking met de nv Nederlandse Spoorwegen plannen gemaakt voor de aanleg van een nieuwe spoorverbinding specifiek voor het goederenvervoer, de zogenaamde Betuweroute.

Het doel van de Betuweroute is als volgt geformuleerd:

'De realisering van een hoogwaardige achterlandverbinding voor het goederenvervoer per spoor tussen Rotterdam en het Duitse achterland.'

De plannen, opgesteld door de nv Nederlandse Spoorwegen, betreffen een bovengrondse aanleg. Slechts op plaatsen waar woonbebouwingen dicht genaderd worden, is een verdiepte ligging in overweging genomen.

Dagelijks staan de kranten vol van de problematiek rondom de besluitvorming van de Betuweroute. Omwonenden protesteren heftig tegen de voorgenomen aanleg. Ook politici buigen zich over de vraag of een nieuw te bouwen goederenspoorlijn vanuit maatschappelijk en milieu-oogpunt bezien in deze tijd nog wel aanvaardbaar is.

Om een oplossing te vinden voor de maatschappelijke en milieutechnische problematiek wordt gezocht naar een alternatieve aanleg van de spoorbaan, die tegemoet komt aan de belangrijkste bezwaren. Dit onderzoek is uitgevoerd voor Strukton Betonbouw in het kader van het afstuderen aan de Faculteit der Civiele Techniek van de TU Delft.

Voor u ligt het eindrapport van het afstudeeronderzoek.



O.M.Th. Vos  
november 1993



## INHOUD

<b>1 INLEIDING</b>	
1.1 Geschiedenis	1
1.2 Economisch en strategisch belang	1
1.3 Betuweroute in het kader van de huidige problematiek	2
1.4 Noodzaak van de aanleg van de Betuweroute	2
1.5 Beschrijving van het voorkeurstracé	2
<b>2 PROBLEEMANALYSE</b>	
2.1 Inleiding	3
2.2 Afbakening van het project	4
<b>3 ONTWERP</b>	
3.1 Inleiding	5
3.2 Functioneel programma van eisen	5
3.3 Beoordelingscriteria	7
3.4 Prefab tunnelbouw systeem	10
3.5 Overige aspecten	15
<b>4 MODELLERING VAN DE CONSTRUCTIE</b>	
4.1 Inleiding	16
4.2 Schematisatie van de constructie	18
4.3 Schematisatie van de reactiekrachten van de grond	21
4.4 Modelleren van de voegverbindingen	29
<b>5 CONSTRUCTIEVE UITWERKING</b>	
5.1 Afmetingen van het tunnelbakelement	31
5.2 Fundering en fundatiesloof	33
<b>6 BOUWPUT</b>	
6.1 Inleiding	37
6.2 Verticaal evenwicht	39
6.3 Horizontale aan drang van grondwater	40
6.4 Aanbrengen horizontale drainage	41
6.5 Grondverbetering	41
6.6 Zettingen	42
<b>7 ONTWERP CONSTRUCTIEDETAILS</b>	
7.1 Waterdichte voegconstructie van het tunnelbakelement	43
7.2 Verbinding tunnelbakelement-wandelement	48
7.3 Verankering van tunnelbakelement aan de opleg sloof	52
7.4 Onderlinge verbinding tussen de prefab-elementen	53
<b>8 PLANNING EN FASERING</b>	
8.1 Inleiding	54
<b>9 AANLEGKOSTEN</b>	
9.1 Inleiding	57
<b>10 CONCLUSIE</b>	59

## **1 INLEIDING**

### **1.1 Geschiedenis**

Het denken over verkeer en vervoer is de laatste jaren sterk in beweging. Uit het Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer, het Nationaal Milieubeleidsplan en de Vierde Nota over de Ruimtelijke Ordening komt duidelijk naar voren dat in de komende jaren een sterke groei van de vraag naar personen- en goederenvervoer per spoor valt te verwachten.

Om in de toekomst aan de groeiende vraag naar goederenvervoer te kunnen voldoen, heeft de nv Nederlandse Spoorwegen (NS) haar beleidsplan voor de komende jaren opgesteld. Dit beleidsplan draagt de naam Rail 21 Cargo. Hierin is aangegeven welke bijdrage het goederenvervoer per spoor kan leveren aan het oplossen van problemen op het gebied van bereikbaarheid, mobiliteit en milieu. Het goederenvervoer per spoor kan een deel van de verwachte groei van het goederenvervoer opvangen, mits er in de nabije toekomst forse investeringen op het gebied van spoorinfrastructuur worden gedaan.

In het plan Rail 21 Cargo is gekozen voor de aanleg van een nieuwe spoorverbinding voor het goederenvervoer tussen Rotterdam en het Duitse Ruhrgebied, de zogenaamde 'Betuweroute'. Deze hoogwaardige achterlandverbinding zal alleen gebruikt worden voor goederenvervoer en staat los van de hoofdassen voor reizigersvervoer.

In de Projectnota Betuweroute is in de eerste plaats de noodzakelijke onderbouwing van de aanleg van de Betuweroute gegeven. Daarbij spelen zowel bedrijfseconomische als maatschappelijke aspecten een belangrijke rol. De positie van Nederland als distributieland en de Rotterdamse haven als zogenaamde 'nationale mainport' zijn twee factoren die op het economische vlak nadrukkelijk meespelen. Bij de maatschappelijke afweging wordt onder meer aandacht besteed aan milieu, landschap, ruimtebeslag en veiligheid. Een uitgebreide beschrijving van zowel economische als maatschappelijke factoren brengt al snel een aantal spanningsvelden aan het licht.

In mei 1993 heeft het Kabinet een beslissing genomen over de aanleg van de Betuweroute; zij heeft zich ten gunste van een maaiveldoplossing uitgesproken.

### **1.2 Economisch en strategisch belang van de Betuweroute**

Met name voor Nederland is een groei van het goederenvervoer een belangrijk gegeven. Nederland heeft dankzij zijn strategische ligging altijd een belangrijk aandeel gehad in het internationale goederenvervoer.

De Nederlandse overheid hecht veel waarde aan het behoud en de versterking van de transport- en distributiefunctie van ons land en haar beleid is er dan ook op gericht deze ontwikkeling te stimuleren. Het ligt daarom in de lijn van het gevoerde beleid om de concurrentiepositie van de mainports Rotterdam en Schiphol verder te versterken.

De haven van Rotterdam heeft nog voldoende mogelijkheden voor een verdere uitbouw. Of deze uitbouw plaats zal vinden is afhankelijk van de vraag of Rotterdam zijn functie van mainport kan handhaven. Voor het voortbestaan van een haven als Rotterdam wordt de kwaliteit van een achterlandverbinding dus van doorslaggevende betekenis. Kranen die snel kunnen lossen hebben geen enkele zin, als de vracht door slechte achterlandverbindingen op de kade blijft liggen of in de file vast komt te staan. Hierdoor zullen grote verladereenheden hun heil elders gaan zoeken en zal de haven van Rotterdam zijn functie als mainport verliezen.

Concluderend kan gesteld worden dat voor het functioneren van Rotterdam het van groot belang is

dat een hoogwaardige achterlandverbinding per spoor aangelegd wordt. De voornaamste reden voor de aanleg van de Betuweroute is echter het opvangen van de verwachte groei van het goederenvervoer.

### **1.3 Betuweroute in het kader van de huidige milieuproblematiek**

Het goederenvervoer over de weg heeft aanzienlijke gevolgen voor het milieu. Het veroorzaakt momenteel circa achttien procent van de zure regen en vijftien procent van de CO<sub>2</sub>-emissie in Nederland. Als de groei van het goederenvervoer en met name van het goederenvervoer over de weg zich daadwerkelijk zal voordoen, worden de beoogde reducties van uitstoot door het vrachtverkeer zeker niet gerealiseerd. Het vrachtverkeer over de weg moet worden teruggedrongen en de groei moet worden tegengegaan. Er zal dus een verschuiving op moeten treden naar vervoer per binnenvaartschip of per trein.

Door een verschuiving van vrachtverkeer over de weg naar goederenvervoer per trein zal tevens veel efficiënter worden omgegaan met brandstof. Bovendien worden de wegen door een afname van het vrachtverkeer minder belast.

### **1.4 Noodzaak van de aanleg van de Betuweroute**

Afgaande op de toestand van het milieu, het file-probleem op het vaderlandse wegennet en de concurrentiepositie van de Rotterdamse haven kan geconcludeerd worden dat een goede achterlandverbinding over de weg, over het water en per spoor noodzakelijk is. Een aanzienlijk deel van de verwachte groei van het goederenvervoer zal om bovengenoemde redenen afgeschoven moeten worden naar transport per spoor. Ook in de ons omringende landen doet deze tendens zich voor en wordt grootschalig geïnvesteerd in uitbreiding en verbetering van bestaande railinfrastructuur.

Voor Nederland worden de huidige mogelijkheden voor goederenvervoer per spoor volledig benut. Er is op het bestaande spoorwegennet geen ruimte meer om het goederenvervoer per spoor uit te breiden. Het goederenvervoer maakt momenteel voornamelijk gebruik van de restcapaciteit van het personenvervoer; het goederenvervoer per rail is daardoor afhankelijk van het personenvervoer en dus weinig flexibel.

### **1.5 Beschrijving van het voorkeurstracé**

In de Tracénota, uitgevoerd in opdracht van de NS, is een groot aantal mogelijke tracé-alternatieven voor de aanleg van de Betuweroute onderzocht. Op grond van dit onderzoek heeft het kabinet haar voorkeur uitgesproken voor één bepaald tracé. Dit voorkeurstracé is als uitgangspunt voor de verdere beschouwing aangenomen.

In bijlage 1 is een globale beschrijving van de verschillende tracédelen inclusief trajectkaarten opgenomen.

## 2 PROBLEEMANALYSE

### 2.1 Inleiding

De door de overheid geopperde plannen voor een bovengrondse aanleg stuiten bij de plaatselijke bevolking en bij een aantal adviesorganen op de nodige weerstand. Dagelijks verschijnen in de media kritische uitlatingen over de voorgenomen aanleg van de Betuweroute.

In de door de overheid gepresenteerde plannen wordt uitgegaan van de aanleg van de Betuweroute op maaiveldniveau. Het spoor komt hoofdzakelijk te liggen op een laaggelegen aarden baan (bovenkant spoor op  $\pm 1,75\text{m} + \text{mv}$ ). Slechts op plaatsen waar een bovengrondse aanleg voor de omgeving ontoelaatbaar is, wordt een verdiept tracé in overweging genomen.

De huidige plannen stuiten op grote weerstand van de bewoners van het te doorkruisen gebied. Globaal bestaan de geuite bezwaren uit een aantal moeilijk te kwantificeren aspecten, te weten:

1. geluid- en trillingshinder
2. visuele hinder
3. veiligheid
4. aantasting van landelijke, stedelijke en natuurgebieden

#### Ad 1: geluid- en trillingshinder

Bij vaststellen van het voorkeustracé is gestreefd naar een zo groot mogelijke bundeling met bestaande infrastructuur; circa 80% van het tracé is gesitueerd naast rijksweg A15. Toch wordt met de aanleg van de Betuweroute een aantal woonbebouwingen zeer dicht genaderd. Op zeer veel lokaties zullen geluidsschermen aangebracht moeten worden. Ondanks deze mitigerende maatregelen zal het geluidsniveau langs het hele tracé toenemen.

Naast de extra geluidshinder treden er tijdens het passeren van een goederentrein trillingen op. Deze trillingen zijn tot op een ruime afstand van de spoorbaan voelbaar. Onderzoeksgegevens van de gevolgen van deze vorm van overlast zijn vooralsnog niet voorhanden.

#### Ad 2: visuele hinder

De aan te leggen spoorlijn zal zowel overdag als 's nachts gebruikt worden; de grootste treinfrequentie wordt in de avonduren verwacht. Vertaald naar de praktijk veroorzaakt de spoorlijn voor zijn omgeving een nagenoeg continue stroom goederenwagens.

De uitstraling, die een goederentrein heeft, wordt veelal als sterk vervuilend ervaren. Een voorbijtrekkende goederentrein laat geen indruk achter van een hoogwaardige en milieuvriendelijke snelheidsdrager. De aanblik van een goederentrein vormt dus veel visuele hinder.

#### Ad 3: veiligheid

Met goederenwagens worden grote hoeveelheden brandbare en toxische stoffen getransporteerd. Het vervoer per spoor is relatief veilig, maar dat neemt niet weg dat bij omwonenden toch een gevoel van onveiligheid kan ontstaan.

Door een toename van de getransporteerde hoeveelheden gevaarlijke stoffen neemt ook de kans op een ongeval toe; bovendien zal er op dit traject met een zeer hoge frequentie gereden worden, waardoor de kans op een ongeval nog eens extra verhoogd wordt.

#### Ad 4: aantasting van landelijke-, stedelijke- en natuurgebieden

Het gekozen tracé doorsnijdt een aantal landelijke, stedelijke en natuurgebieden. Doorkruising van deze gebieden door aanleg en exploitatie van een goederenspoorlijn leidt onherroepelijk tot milieuschade. De gevolgen zijn voor iedere landschappelijke situatie verschillend; inperking van de gevolgen kan per gebied op verschillende wijze geschieden.

Bij de beoogde maaiveldoplossing is mijns inziens onvoldoende aandacht besteed aan bovenstaande maatschappelijke en milieutechnische aspecten. De aanleg van een spoorbaan op maaiveldniveau heeft voor de omwonenden veel negatieve consequenties. Deze gevolgen roepen een grote publieke weerstand op; ook bij politici groeit het besef dat een bovengrondse aanleg onaanvaardbare consequenties heeft voor mens en milieu.

Om een oplossing te vinden voor de maatschappelijke en milieutechnische problematiek wordt gezocht naar een alternatieve aanleg van de spoorbaan, die tegemoet komt aan de belangrijkste bezwaren.

Als leidraad voor het ontwerp worden onderstaande randvoorwaarden gehanteerd, te weten:

- het ontwerp moet de gevolgen voor mens en milieu zoveel mogelijk beperken
- de spoorlijn moet voor het jaar 2000 in gebruik genomen worden. Dit betekent een totale bouwtijd van maximaal 5 jaar
- het alternatief moet budgetair aantrekkelijk zijn

## 2.2 Afbakening van het project

Er wordt uitgegaan van het aangegeven voorkeurstracé. Er wordt geen aandacht besteedt aan een eventueel alternatief tracé.

Het project wordt beperkt tot het ontwerp van een alternatieve aanleg voor lange baanvakken, inclusief de bijbehorende kunstwerken.

Speciale kunstwerken ter plaatse van kruisingen met rivieren en kanalen worden niet nader behandeld. Voorbeelden van deze kunstwerken zijn de kruising met het Amsterdam-Rijnkanaal bij Tiel, kruising met het Pannerdensch Kanaal bij Groessen en de kruising met de Noord volgens het Sophia-tracé.

De berekeningen van de constructie en de bouwkuip zijn gebaseerd op de situatie nabij Papendrecht. Er is voor Papendrecht gekozen, omdat daar de bodemopbouw en de waterhuishouding bijzonder gecompliceerd zijn. Met betrekking tot de aanleg van een verdiepte constructie zijn hier de meeste problemen te verwachten.

Ter plaatse van Papendrecht is het tracé direct naast de A15 en een woonwijk gesitueerd. Momenteel zijn ter plaatse van de woonbebouwing nog geen mitigerende maatregelen t.a.v. geluids- en visuele hinder getroffen. De gevolgen van de aanleg en exploitatie van een bovengrondse Betuweroute zullen hier bijzonder groot zijn.



### 3 ONTWERP

#### 3.1 Inleiding

In het voorgaande hoofdstuk is het probleem van het ontwerp van een alternatieve aanleg voor de Betuweroute beschreven. Het ontwerp moet een oplossing bieden, die in zekere mate tegemoet komt aan de belangrijkste bezwaren t.a.v. geluids- en trillingshinder, visuele hinder, veiligheid en aantasting van landelijke, stedelijke en natuurgebieden. Verder speelt een aantal andere constructieve aspecten een belangrijke rol; deze zijn achtereenvolgens snelle bouwmethodiek, lage aanlegkosten en complexiteit van aanleg van kruisingen met bestaande verkeersinfrastructuur.

Door alle grote Nederlandse aannemers is in de afgelopen tijd een aantal alternatieve oplossingen aangedragen. Ook in de tracénota wordt een aantal standaardmogelijkheden reeds gepresenteerd. Zodoende zijn alle conventionele technieken reeds aan bod geweest (zie 'Betuweroute, alternatieve uitvoeringswijze', uitgebracht door de NS)

Het bovenstaande probleem laat zich kortweg gezegd kenmerken als een ontwerpprobleem van het type 'Kan het ook op een andere manier?' Voor dit soort problemen is de morfologische analyse het meest geschikt. Het complexe probleem wordt hanteerbaar gemaakt door opsplitsing in onderdelen, suboplossingen of functies. Per onderdeel wordt een aantal mogelijke oplossingen gepresenteerd, die in een overall-matrix ingevuld worden. Door combinatie van de verschillende deeloplossingen onthullen zich dan gewoonlijk allerlei 'nieuwe oplossingsmogelijkheden'. De morfologische methode wordt opgesplitst in een tweetal fases, te weten:

- functie-analyse
- morfologische analyse

#### 3.2 Functioneel programma van eisen

##### \* Inleiding

Bij het bepalen van de inwendige afmetingen voor het ontwerp van een alternatieve aanleg voor de Betuweroute moet men beschikken over een programma van eisen. Dit programma van eisen bevat onder meer de volgende aspecten:

1. het tracé
2. de treinfrequentie
3. het aantal exploitatieve sporen
4. Profiel van vrije ruimte
5. de baanvaknelheid

Deze aspecten worden hieronder behandeld; voor een uitgebreider beschrijving wordt verwezen naar bijlage 3.

##### ad 1 Het tracé

In de inleiding is het voorkeurstracé reeds behandeld (zie bijlage 1).

##### ad 2 Treinfrequentie

De goederenspoorlijn zal afgaande op de prognoses zeer intensief bereden worden; naar verwachting gaan er circa 300 treinen per dag rijden. Voor omwonenden betekent dit ongeveer één goederentrein per vijf minuten.

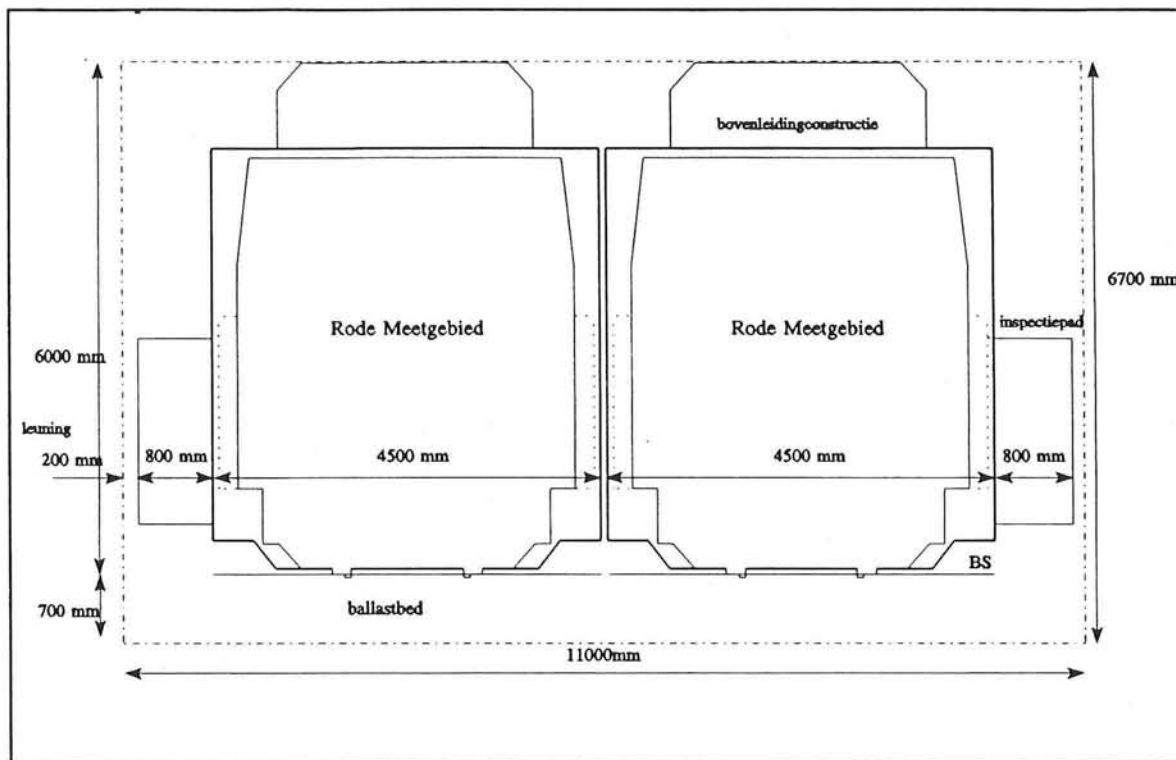
##### ad 3 Aantal exploitatieve sporen

De Betuweroute wordt primair ingericht worden voor goederenvervoer. Er wordt uitgegaan van de aanleg van een tweesporige spoorlijn.

#### ad 4 Profiel van vrije ruimte

De Betuweroute wordt primair ingericht voor het goederenvervoer. Menging van personen- en goederenvervoer vindt niet plaats. De ruimte die nodig is voor de passage van een trein, wordt vastgelegd door het profiel van vrije ruimte.

Voor een goederenspoorlijn is het zogenaamde 'Rode Meetgebied UIC profiel GC' van toepassing is. Dit profiel van vrije ruimte is in figuur 3.1 verwerkt.



Figuur 3.1: Profiel van vrije ruimte

#### ad 5 Baanvaksneldheid

Het tracé van de spoorbaan moet zodanig ontworpen worden dat een maximale snelheid van 120km/h mogelijk is.

Naast deze punten moet nog rekening worden gehouden met de hieronder beschreven aspecten.

##### \* Spoorafstand

Indien tussen beide sporen geen wanden worden toegepast moet de spoorafstand 4,25m bedragen.

##### \* Aslasten

Conform de geldende UIC-norm moet voor het ontwerp van de spoorlijn uitgegaan worden van aslasten van 225kN.

##### \* Ruimte nodig voor het inspectiepad

Langs ieder spoor moet een inspectiepad aanwezig zijn. De breedte van het inspectiepad bedraagt minimaal 800mm. De ruimte boven het inspectiepad moet tot een hoogte van 2200mm vrijgehouden worden van obstakels.

#### \* Spoorbevestiging

De bevestiging van de spoorstaven kan op twee manieren uitgevoerd worden, te weten directe spoorbevestiging op de betonconstructie of spoor op dwarsliggers in het ballastbed. In dit stadium wordt gekozen voor spoor in ballastbed op grond van reductie van geluidsoverlast, eenvoudige aanleg en lage kosten. De voornaamste reden is echter de gunstige krachtwerving ten aanzien van de horizontale en verticale krachtafdracht (zie bijlage 12c). De minimale dikte van het ballastbed bedraagt circa 500mm. In totaal moet voor spoor in ballastbed een hoogtebeslag van ca. 0,70 m - BS gereserveerd worden.

#### \* Ontsporingbalk

Indien in een tunnel of andersoortige constructie geen tussenwand wordt toegepast, moet ter beperking van de gevolgen van eventuele ontsporingen een ontsporingbalk tussen de beide sporen aangebracht worden. Deze ontsporingbalk kan tevens dienst doen als ballastkering, zodat onderhoudswerkzaamheden per spoor uitgevoerd kunnen worden.

### 3.3 Beoordelingscriteria

De beoordelingscriteria vallen uiteen in maatschappelijke en constructieve aspecten. Tot de belangrijkste maatschappelijke aspecten behoren respectievelijk geluids- en trillingshinder, visuele hinder en veiligheid; tot de constructieve aspecten behoren kruisingen met bestaande infrastructuur, bouwtijd en kosten.

Op basis van de volgende criteria is het ontwerp gebaseerd.

1. geluids-en trillingshinder
2. visuele hinder
3. veiligheid
4. kruisingen met bestaande infrastructuur
5. bouwtijd
6. kosten

In onderstaande alinea's is een korte beschrijving gegeven (zie verder bijlage 4).

#### Ad 1: Geluid

Geluidshinder is één van de meest storende effecten voor de omgeving. Een verhoging van het geluidsniveau van de leefomgeving wordt veelal als storend ervaren. De mate waarin dit gebeurt is afhankelijk van de ligging; er worden verschillende eisen gesteld per gebied

In het Besluit Geluidshinder Spoorwegen is de maximaal toelaatbare geluidsbelasting voor woningen en andere geluidgevoelige bestemmingen vastgelegd. Voor woningen is in nieuwe situaties een maximale geluidsbelasting van 60dB(A) toelaatbaar. Naar alle waarschijnlijkheid wordt deze norm verlaagd tot 57dB(A). Er gaan zelfs al stemmen op om de norm nog verder aan te scherpen tot 50dB(A).

Een tweetal facetten is door de constructieve vormgeving te beïnvloeden; dit zijn achtereenvolgens reflectie en afscherming.

Reflectie van geluidsgolven kan beïnvloed worden door de constructie dusdanig vorm te geven dat de geluidsgolven minder naar de omgeving uitstralen. Een andere maatregel ter reducering van reflectie kan geschieden door de constructie van een geluidsabsorberende materiaal te voorzien.

Afscherming kan bereikt worden door langs het spoor één of ander geluidsscherm te plaatsen. De

reductie van het geluidsniveau is afhankelijk van de hoogte van het geluidsscherm.

#### Ad 2. visuele hinder

Het aspect visuele hinder wordt bepaald door de landschappelijke ligging van de spoorbaan. Afhankelijk dus van het gebied waar de spoorbaan doorheen loopt, worden verschillende eisen aan de integratie in het landschap gesteld. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen landbouwgebieden, stedelijke gebieden en trajecten gelegen naast de rijksweg A15.

Vanuit het oogpunt van visuele hinder is uitgegaan dat de nieuw aan te leggen spoorbaan zo min mogelijk 'extra' visuele hinder veroorzaakt t.o.v. de huidige situatie. Aangezien het tracé van de Betuweroute grotendeels gebundeld is met rijksweg A15, wordt daar de huidige hoogteligging van de A15 als basisniveau aangehouden.

#### Ad 3: Veiligheid

Het aspect veiligheid is op te splitsen in drietal verschillende veiligheidsbeschouwingen. Deze zijn achtereenvolgens:

1. t.o.v. de omgeving.
2. t.o.v. het personeel van NS
3. t.o.v. automobilisten op rijksweg A15.

Na een globale beschouwing kan geconcludeerd worden dat vanuit veiligheidsoptiek een verdiepte tunnelbak de meest optimale oplossing biedt. Deze oplossingsvariant geeft door zijn opstaande wanden een redelijke bescherming tegen mogelijke calamiteiten; bovendien blijft de tunnelbakconstructie te allen tijde bereikbaar voor brandweer en reddingsploegen en kunnen reparatiewerkzaamheden relatief eenvoudig uitgevoerd worden.

#### Ad 4: kruisingen met bestaande infrastructuur

De aanleg van een nieuwe spoorlijn levert een groot aantal kruisingen op met bestaande infrastructuur.

Het verdient de voorkeur om de Betuweroute aan de ene kant als primaire infrastructuur te beschouwen en de aanleg van de spoorbaan zoveel mogelijk op één niveau te laten geschieden. Het ruimtebeslag nodig voor hellingen is bij verkeersinfrastructuur minder dan bij treinverkeer.

De hoogteligging van de reeds aanwezige infrastructuur wordt als basis genomen. De aanleg van het meeste kunstwerken bestaat uit het uitbreiden van bestaande infrastructuur. Om in de toekomst uitbreiding van rijksweg A15 van tweebaans naar driebaans te kunnen uitvoeren wordt naast de rijksweg extra ruimte gereserveerd. Het ontwerp van de nieuwe kunstwerken wordt daarom ontkoppeld van de bestaande infrastructuur.

Een bouwwijze waarbij de aanleg van deze nieuwe kunstwerken gelijktijdig en zonder veel aanpassingen aan het basisconcept uitgevoerd kan worden, verdient de voorkeur. Standaardisatie en een hoge voortgangssnelheid kunnen dit mogelijk maken. Door een hoge voortgangssnelheid wordt bovendien de overlast voor het verkeer beperkt.

#### Ad 5. Bouwtijd

Een van de centrale uitgangspunten is dat de aanleg van de Betuweroute gereed moet zijn voor het jaar 2000. Gezien alle nog te doorlopen procedures wordt waarschijnlijk op z'n vroegst pas vanaf begin 1995 met de aanleg gestart. Het hele tracé moet binnen een bouwtijd van ca. 5 jaar gerealiseerd worden. Omwille van de beperkte bouwtijd moet men kiezen voor een snelle aanlegmethode. Toepassing van prefab-beton kan hiervoor een uitkomst bieden.

## Ad 6. Kosten

In het ontwerpstadium is het moeilijk een realistische kostenraming te maken, toch wordt in dat stadium al circa 80% van de kosten bepaald. Uitgangspunt voor het ontwerp is het vermijden van dure hulpconstructies (bijvoorbeeld bouwkuip, stempeling enzovoort).

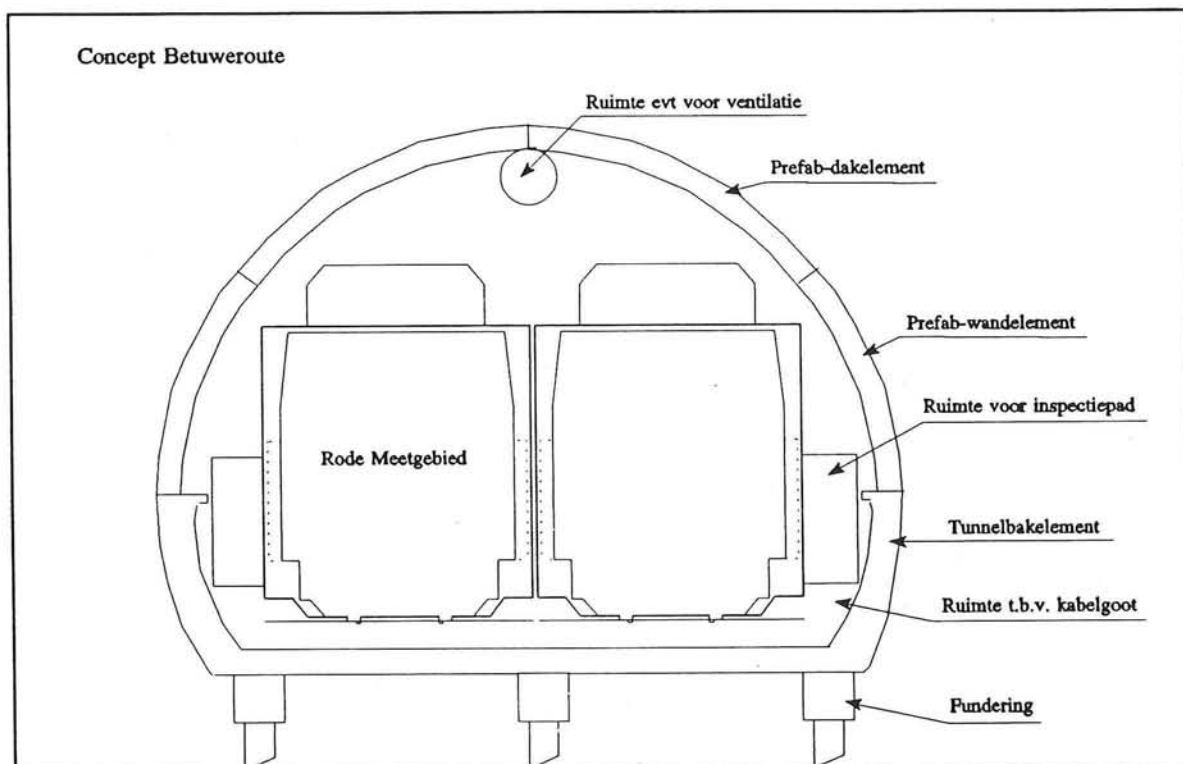
### \* Samenvatting

Uit bovenstaande beschouwing kan geconcludeerd worden dat specifiek voor de Betuweroute gezocht moet worden naar een alternatieve aanleg, dat voldoet aan de volgende criteria:

- hoogteligging BS en mate van geslotenheid afhankelijk van het te doorkruisen gebied
- kruisingen met bestaande infrastructuur eenvoudig uit te voeren
- hoge voortgangssnelheid
- budgetair haalbaar

Voor het ontwerp zijn de te vervullen functies opgesteld en opgenomen in het functiediagram. Per functie zijn een aantal mogelijke oplossingen in het overzicht getekend. Uit het morfologisch overzicht kunnen combinaties gevormd worden van oplossingen per functie, rekening houdend met de gestelde beoordelingscriteria.

Aan de hand van het gekozen concept wordt verklaard, waarom juist dit ontwerp aan de gestelde beoordelingscriteria tegemoet komt.



Figuur 3.2: Concept voor de aanleg van de Betuweroute

### 3.4 Prefab tunnelbouw systeem

#### \* Inleiding

In onderstaande paragraaf wordt het gekozen concept uitgebreid beschreven. De constructie wordt opgebouwd uit een aantal verschillende prefab-elementen. Voor deze elementen wordt gebruik gemaakt van geprefabriceerd beton. Hiervoor is gekozen om een aantal redenen.

- hoge voortgangssnelheid van het bouwproces
- hoge mate van repetitie
- tijdens bouwproces geen verhardingstijden
- minder activiteiten op bouwplaats

Voor het bouwproces wordt uitgegaan van transport van prefab-elementen per spoor. Dit betekent dat afmetingen en gewicht van de prefab-elementen afhankelijk zijn van de wijze van transport.

Om een hoge voortgangssnelheid te bereiken wordt de hele bouwmethodiek daarop afgestemd. Centraal staat daarbij dat tijdrovende activiteiten niet op de werkplek plaatsvinden, maar onder geconditioneerde fabrieksomstandigheden. Op de bouwplaats worden alleen montage- en afbouwwerkzaamheden uitgevoerd.

Afhankelijk van het te doorkruisen gebied en de bijbehorende eisen kan de hoogteligging en de mate van geslotenheid gevarieerd worden. Hierbij fungeert het tunnelbakelement als basis-element; met andere woorden voor iedere constructie-variant wordt dit element toegepast. Vanuit veiligheidsoptiek is gebleken dat een tunnelbak de voorkeur geniet (zie bijlage 4).

Vervolgens wordt het tunnelbakelement van wand- en eventueel dakelementen voorzien. Door toepassing van alle prefab-elementen wordt een gesloten tunnel verkregen. De gesloten constructie wordt gebruikt voor kruisingen met verkeersinfrastructuur.

#### \* Vormgeving en krachtswerking

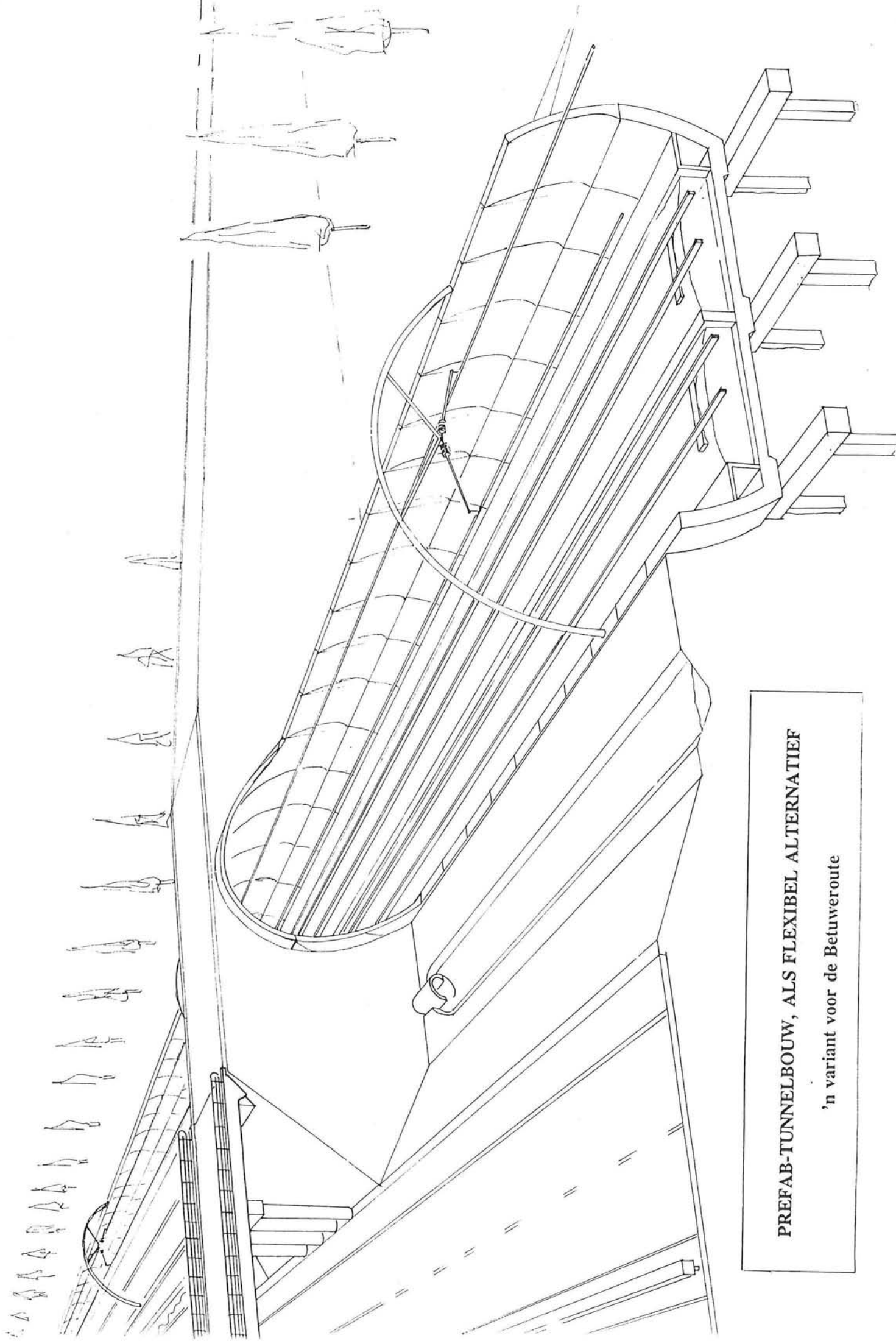
De boogvormige constructie is uitermate gunstig voor het opnemen van bovenbelastingen. De krachten t.g.v. eigen gewicht en bovenliggend grondmassief worden grotendeels door normaalkrachten opgenomen. De buigende momenten blijven klein, waardoor de constructie lichter uitgevoerd kan worden.

De gesloten constructie is opgebouwd uit een tunnelbakelement met daarop een flexibele bovenbouw. De ronde bovenbouw bestaat uit een viertal prefab-elementen, te weten twee wandelementen en twee dakelementen. De prefab-elementen zijn onderling 'scharnierend' verbonden.

Over grote delen van het tracé is de grondslag dusdanig slecht dat een paalfundering noodzakelijk zal zijn. Met name op het traject tussen Kijfhoek en Gorinchem is de aanwezige grondslag van het holocene pakket zeer slecht. De dikte van dit slappe klei- en veenpakket varieert tussen de 7 en 10m. Het verloop van de bodemopbouw over het tracé is in het geologisch profiel weergegeven.

Voor het prefab-tunnelbouwsysteem wordt in principe uitgegaan van één fundatiesysteem. Dit bestaat uit betonnen heipalen en oplegsloven. De betonpalen worden in een vast stramen ingeheid; De heipalen worden door middel van een in het werk gestorte oplegsloof doorgekoppeld (in lengterichting). Op deze betonnen onderheide oplegsloven worden de prefab-tunnelbak-elementen gemonteerd.

10/11/73



**PREFAB-TUNNELBOUW, ALS FLEXIBEL ALTERNATIEF**  
'n variant voor de Betuweroute

In dwarsrichting is de lastafdracht geoptimaliseerd. Er wordt gebruik gemaakt van een drietal funderingsvloeren, omdat op deze manier paalbelastingen en steunpuntsmomenten kleiner blijven.

#### **\* Geluid en trillingen**

Door de ronde vormgeving wordt voorkomen dat gereflecteerde geluidsgolven naar de omgeving uitstralen. In hoeverre dit effect van invloed is op de geluidsemissie zal uit een proefopstelling moeten blijken. Een verdere reductie van de geluidsemissie kan bereikt worden door de binnenzijde van het tunnelbakelement te bekleden met een geluidsabsorberend materiaal.

Naast de vormgeving van de constructie wordt de geluidsoverdracht ook bepaald door de hoogte van het 'geluidsscherm'. Naarmate de voor geluidsgolven af te leggen weg langer is, neemt het geluidsniveau af (zie bijlage 4). Door toepassing van het tunnelbakelement staan in feite aan weerszijden geluidsschermen met een hoogte van 2m. Een verdere reductie van de geluidsemissie kan bereikt worden door toepassing van wandelementen.

Aangezien de constructie over het gehele traject gefundeerd wordt tot in de pleistocene zandlaag, worden de door de treinverkeer veroorzaakte trillingen direct afgevoerd. De bovenliggende zachte grondlagen bestaande uit klei en veen fungeren dus veel minder als medium voor het transport van trillingen. Er wordt op die manier voorkomen dat trillingen zich in horizontale richting verspreiden via de slappe grondlagen. Met name trillingen in de slappe grond kunnen zich ver voortplanten; deze trillingen veroorzaken juist trillingshinder.

Door enerzijds een specifieke ronde constructievorm te kiezen en anderzijds de gehele constructie op heipalen te funderen wordt een aanzienlijke reductie bereikt worden op de geluids- en trillingshinder.

#### **\* Flexibiliteit t.o.v. omgeving**

Het tracé van de Betuweroute loopt door een aantal landschappelijk zeer verschillende gebieden. Deze lopen uiteen van dichtbevolkte stedelijke gebieden tot stille landbouw- en natuurgebieden. Per gebied worden verschillende normen gehanteerd op het gebied van geluidshinder, visuele hinder en veiligheid.

Als centrale uitgangspunt is genomen dat het systeem van bouwen dusdanig flexibel moet zijn dat het voor iedere gebied makkelijk aanpasbaar en toepasbaar is. Dit impliceert dat men uitgaat van een basisprincipe, waarop het systeem naar gelang de technische en maatschappelijke randvoorwaarden aangepast wordt.

De flexibiliteit t.o.v. de omgeving wordt opgesplitst in een tweetal aspecten, te weten:

1. de hoogteligging t.o.v. het maaiveld
2. mate van geslotenheid van de constructie

##### **ad 1 Hoogteligging t.o.v. maaiveldniveau**

Het systeem is in principe geschikt voor variatie in hoogteligging. Door simpelweg het niveau van de funderingsvloer te wijzigen kan het tunnelbakelement op iedere gewenste hoogte gemonteerd worden. Afhankelijk van het te doorkruisen gebied wordt de hoogteligging gevarieerd. Met andere woorden het systeem is geschikt voor zowel een verdiepte ligging als een verhoogde ligging.

##### **ad 2. Mate van geslotenheid**

Door het wel of niet toepassen van de verschillende prefab-elementen kan de mate van geslotenheid gevarieerd worden. Afhankelijk van het te doorkruisen gebied kan gekozen worden voor of alleen het tunnelbakelement, of tunnelbakelement plus geluidsscherm of een geheel



gesloten tunnel.

Globaal is een drietal voorkomende situaties te onderscheiden:

- aanleg gebundeld met rijksweg A-15
- aanleg in landbouw gebieden
- kruisingen met verkeersinfrastructuur

De bovenstaande drie situaties worden hieronder beschreven en weergegeven in de figuren 3.3; 3.4 en 3.5

**\* A15-variant**

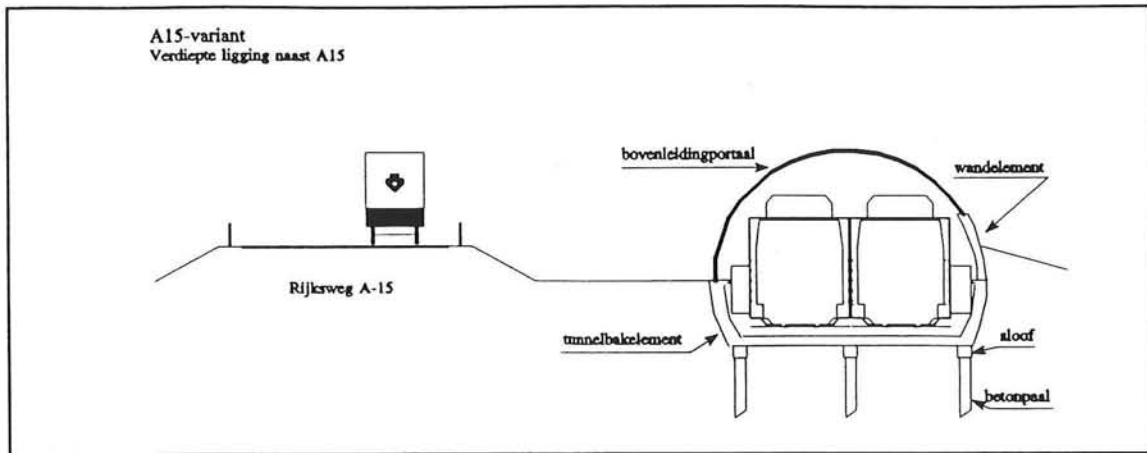
Eén van de uitgangspunten van het voorkeustracé is een zo strikt mogelijke bundeling met bestaande infrastructuur. Dit heeft ertoe geleid dat een groot gedeelte van het tracé gebundeld is met rijksweg A15.

Rijksweg A15 is voor zijn omgeving een verstorende factor. Momenteel is men op vele plaatsen langs grote verkeerswegen bezig met aanleg van geluidsschermen. Hoogstwaarschijnlijk worden in de toekomst ook langs de A15 geluidsschermen geplaatst.

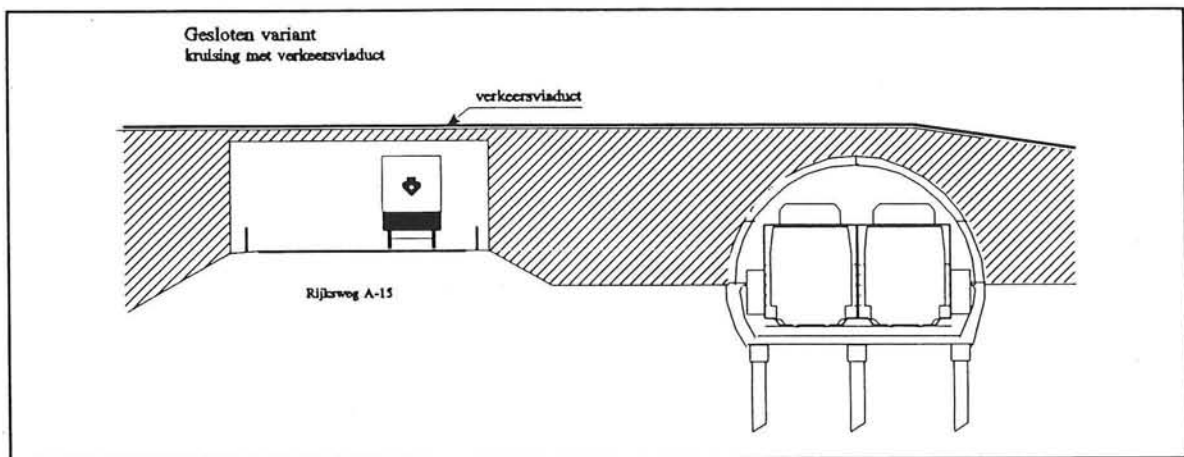
Uit oogpunt van visuele hinder is uitgegaan van het verticale ruimtebeslag door het verkeer (met vrachtwagens) op de rijksweg. Het verticale ruimtebeslag door het treinverkeer mag het verticale ruimtebeslag van de rijksweg niet overschrijden. De hoogteligging van bovenkant spoor (BS) is aan de hand van het laatstgenoemde uitgangspunt bepaald. Bovenkant Spoor (BS) komt op een diepte van 2m -mv te liggen. De onderzijde van het tunnelbakelement ligt op een niveau van 3,1m -mv.

De bovenkant van het tunnelbakelement komt op maaiveldniveau te liggen. Op het tunnelbakelement kan een geluidsscherm gemonteerd worden. Het plaatsen van geluidswerende schermen op het tunnelbak draagt zorg voor een verdere reductie van de geluidsemisatie van zowel de spoorbaan als de rijksweg. Het geluidwerende scherm met een hoogte van circa 3,5 meter zorgt tevens voor een volledige visuele afscherming van spoorbaan en rijweg.

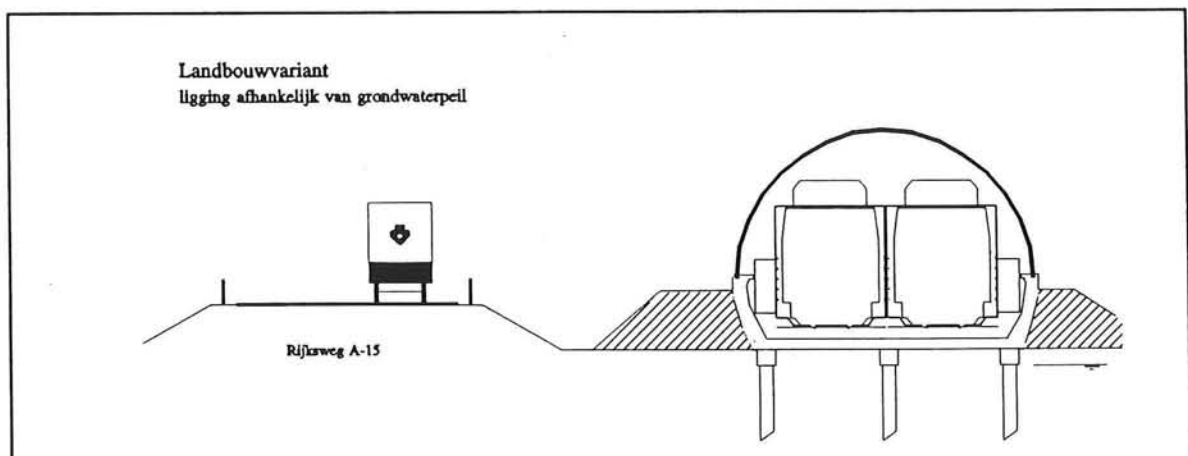
Toepassing van het wandelement gebeurt alleen aan de polderzijde van de spoorbaan; op die manier wordt door toepassing van één enkel scherm zowel de rijksweg als de spoorbaan ingepakt.



Figuur 3.3



Figuur 3.4



Figuur 3.5

Een mogelijkheid om de integratie in de omgeving verder op te voeren is om de ontgraven grond aan de polderzijde van het geluidwerende scherm te deponeren. Hierdoor wordt constructie beter geïntegreerd in het landschap.

De optie om de aanaarding over de volledige hoogte tegen het geluidsscherm aan te brengen, is ongeschikt omdat daarmee de afscheidende functie van het scherm verloren gaat. De spoorbaan wordt op die manier vrij toegankelijk voor onbevoegden. Uit oogpunt van veiligheid wordt besloten voor een gedeeltelijke aanaarding. Vanaf de rijkswegzijde blijft de tunnelbak via een aantal ontsluitingen toch bereikbaar; de spoorbaan wordt door de aanleg van een sloot van een afscheiding voorzien.

#### **\* Kruisingen met verkeersinfrastructuur**

Een ander aspect dat een rol speelt bij de flexibiliteit van procesmatig bouwen is de passage van kruisingen met verkeersinfrastructuur. De bouw van deze kruispunten geschiedt bij voorkeur zonder al te veel aanpassingen en vertragingen voor het bouwproces. Het niveau van BS ligt op hetzelfde niveau als de A15-variant.

Kruisingen met verkeersinfrastructuur worden uitgevoerd door montage van alle vier de wand-en dakelementen. Op die manier ontstaat een gesloten tunnel, waarover het verkeer later weer zijn weg zal vinden.

Afhankelijk van de functie van de te kruisen weg worden voorzieningen getroffen. Lokale wegen worden voor verkeer afgesloten, waardoor de bouwstroom ongestoord zijn doorgang kan vinden. Bij kruisingen met rijkswegen worden bijvoorbeeld Bailey-bruggen geplaatst, waardoor het verkeer vrijwel ongehinderd doorgang kan vinden. Onder de Bailey-bruggen worden vervolgens de werkzaamheden uitgevoerd. Om bijvoorbeeld heiwerk te verrichten kan gebruik gemaakt worden van Tubex-machines.

Bovenop de constructie wordt een circa één meter dikke laag zand aangebracht; zo worden de mobiele belastingen t.g.v. verkeer gespreid.

#### **\* Aanleg in landbouw gebieden**

In gebieden, waar het landschap hoofdzakelijk gedomineerd wordt door akkers en weilanden, spelen de belangrijkste bezwaren met betrekking tot geluidshinder en visuele hinder een veel minder belangrijke rol. Toch tast de aanleg en exploitatie van een goederenspoorlijn in deze gebieden het landschap aan. Door de spoorbaan in een tunnelbak op maaiveldniveau aan te leggen kan een aanzienlijke reductie van de geluidshinder bereikt worden.

Voor landbouwgebieden is de ligging van Bovenkant Spoor (BS) gekoppeld aan de grondwaterstand. De aanleg van de fundering en plaatsing van de tunnelbakelementen worden in den droge uitgevoerd. Dure bouwkuipen of bemaling worden op die manier voorkomen.

Om een volledige integratie met het gebied te verkrijgen wordt het tunnelbakelement aan weerszijden aangeaard.

#### **\* Totaal overzicht**

Na de bovenstaande beschrijving van de drie constructieve varianten, wordt het tracé van de Betuweroute gevolgd vanaf Kijfhoek tot aan Zevenaar. Op basis van de beschikbare gegevens uit de Projectnota is per gebied een keuze gemaakt voor een bepaalde constructieve variant. In onderstaande tabel is het totale kilometrage per variant weergegeven.

variant	totaal
- A15-variant	29,3km
- landbouwvariant	28,5km
- gesloten variant	13,5km
- gesloten viaducten	39 stuks

Tabel 3.1: Toepassing verschillende varianten voor de Betuweroute

### 3.5 Overige aspecten

#### \* Ruimtebeslag

Bij de aanleg wordt over het gehele traject uitgegaan van bundeling met bestaande infrastructuur om het directe en indirecte ruimtebeslag te beperken. Naast de rijksweg wordt ruimte gereserveerd voor een eventuele uitbreiding van de rijksweg. De kunstwerken bestemd voor de Betuweroute worden buiten dit profiel aangelegd.

Voor de aanleg van de bouwput wordt een tijdelijke werkweg aangelegd. Na plaatsing en montage van de tunnelbakelementen wordt de werkweg opgenomen. De uitvoering en plaatsing van de wand- en dakelementen geschieden vanuit de reeds aangelegde spoorbaan.

#### \* Bouwkuip

Op plaatsen waar de tunnelbakconstructie verdiept wordt aangelegd, is een of andere bouwkuip noodzakelijk. Bij de keuze van het type bouwkuip wordt gepoogd het toe te passen systeem afhankelijk te maken van de omgeving. De lokale omstandigheden worden als uitgangspunt genomen voor de keuze.

Bij de afbakening van het project is gesteld dat uitgegaan wordt van de situatie nabij Papendrecht. De toe te passen bouwput wordt in hoofdstuk 6 uitvoerig behandeld.

#### \* Grondtransport

Op plaatsen waar de spoorbaan verdiept aangelegd wordt, is een aanzienlijke hoeveelheid grondwerk nodig. Transport van grote hoeveelheden grond is relatief kostbaar; het werkt kostenbesparend om de transportafstand te beperken.

Een gedeelte van de ontgraven grond wordt gebruikt voor aanaarding. De rest kan hergebruikt worden aan de andere zijde van rijksweg voor de aanleg van een aarden geluidswal. Op die manier kan werk met werk gemaakt worden en is de transportafstand van de ontgraven grond minimaal.

#### \* Voegconstructie

Aangezien de tunnelbak bij een verdiepte ligging onder het grondwaterpeil ligt, moet de dwarsvoeg borg staan tegen lekkage. Deze voegconstructie moet waterdicht zijn. In hoofdstuk 7 wordt deze voegconstructie uitvoerig behandeld.

#### \* Bovenleidingconstructie

Om de bovenleidingconstructie van dezelfde vorm te voorzien als de rest van de constructie, wordt ook hier een boogvormige constructie gekozen. Er wordt gekozen voor een rond buisprofiel. De stalen bovenleidingportalen worden rechtstreeks op het prefab-beton bevestigd.

## 4 MODELLERING VAN DE CONSTRUCTIE

### 4.1 Inleiding

Op basis van het voorlopig ontwerp, zoals weergegeven is in figuur 3.3; 3.4 en 3.5 van het voorgaande hoofdstuk is een globale dimensionering uitgevoerd. Aan de hand van het programma van eisen zijn de inwendige maten van de constructie bepaald.

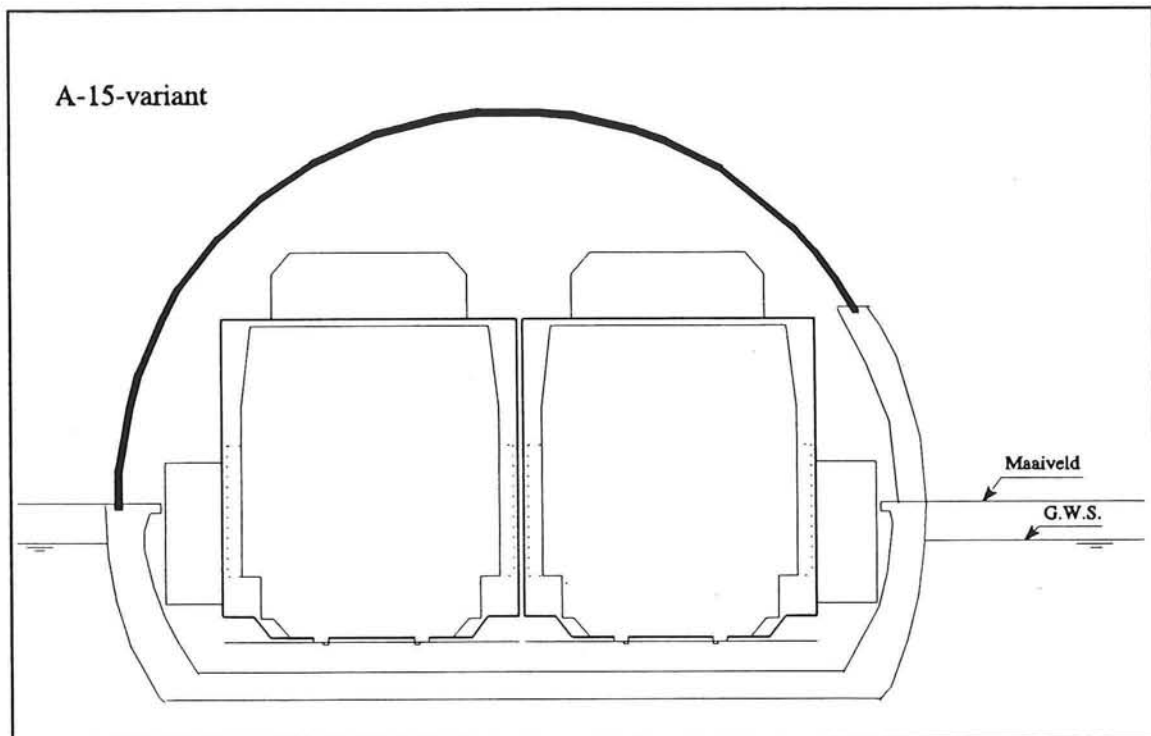
De constructieve uitwerking omvat twee varianten, te weten de A15-variant en de gesloten variant (zie figuren 3.3 en 3.5). Beide varianten zijn maatgevend voor de dimensionering. Op basis van deze resultaten kan ook de landbouwvariant aangelegd worden.

#### Definities:

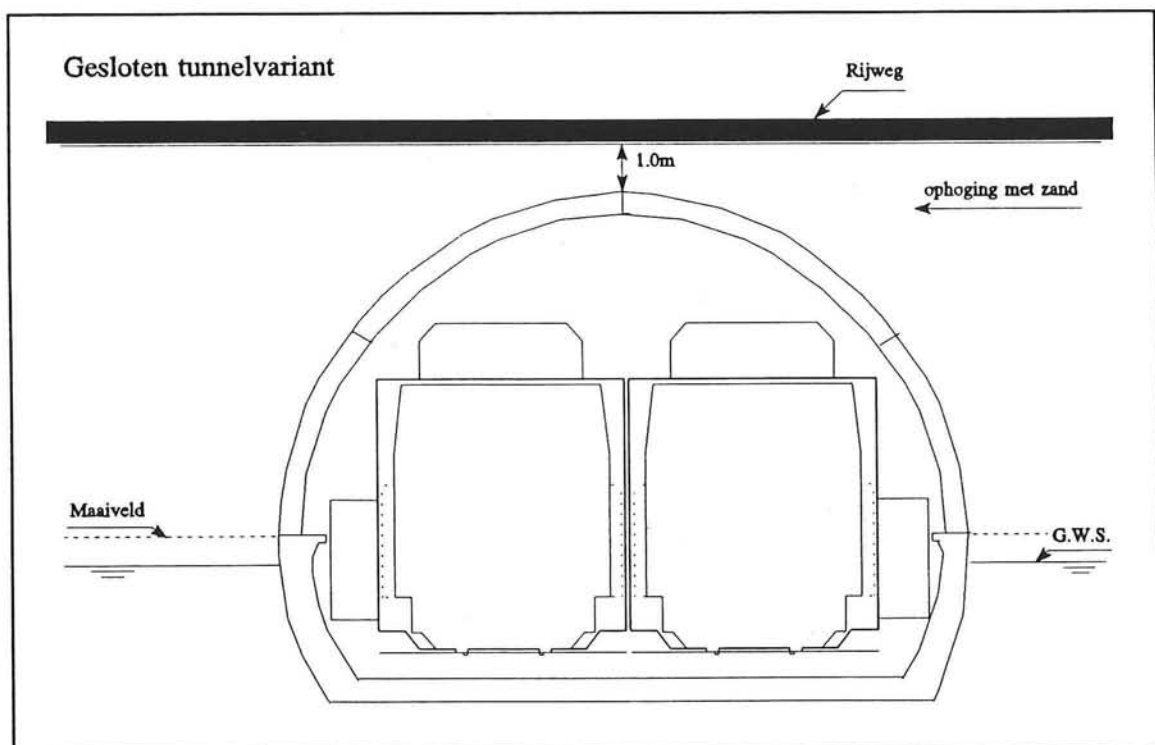
A15-variant :	constructievorm waarbij het tunnelbakelement verdiept aangelegd wordt en aan een zijde een wandelement gemonteerd wordt.
gesloten variant:	constructievorm, waarbij het tunnelbakelement verdiept aangelegd wordt; de constructie wordt gesloten door toepassing van wand- en dakelementen.
lengte	maat in de richting van de as van het spoor
breedte	maat in de richting dwars op de as van het spoor

De constructie is met behulp van het raamwerkprogramma 'ESA-frame' doorgerekend. Dit programma is ontwikkeld voor de berekening van tweedimensionale raamwerken. Onder een raamwerk verstaat men een verzameling van knopen, staven en materialen, die onder invloed van krachten, die in het vlak van de structuur werken, belast worden. De verwerking van de structuur is gebaseerd op de verplaatsingenmethode.

## Verticale ligging in het landschap



Figuur 4.1: Ligging van A-15-variant



Figuur 4.2: Ligging van gesloten tunnelvariant

#### **4.2 Schematisatie van de constructie**

Het programma 'ESA-frame' biedt geen mogelijkheden om ronde constructievormen in te voeren. De ronde vorm wordt benaderd door een structuur van rechte staven. Het model voor de A15-variant bestaat uit 14 staven; voor de gesloten variant uit 25 staven. De schematisatie van beide constructievormen is in de figuren 4.3 tot en met 4.6 aangegeven.

Per staaf worden vervolgens materiaal- en staafeigenschappen ingevoerd. Op die manier kan iedere willekeurige constructie gemodelleerd worden.

Op een aantal punten wijkt de prefab-constructie af van de andere gangbare constructies. Ten eerste is de constructie in zekere mate flexibel ten gevolge van een aantal scharnierende verbindingen. Ten tweedé worden de horizontale reactiekrachten van de grond gebruikt als zijdelingse ondersteuning van de constructie. Deze twee aspecten zullen in het raamwerkprogramma gemodelleerd moeten worden.

##### **\* Schematisatie van de verbindingen**

De verbindingen tussen de staven onderling kan gevarieerd worden. Het raamwerkprogramma gaat uit van momentvaste verbindingen, tenzij een scharnierende verbinding wordt ingevoerd. De langsvogegen tussen de prefab-elementen worden geschematiseerd als scharnieren. Bij grote normaalkrachten hebben deze scharnieren in werkelijkheid een beperkte momentcapaciteit. De plaats en hoeveelheid toe te passen 'scharnieren' wordt in het vervolg van dit hoofdstuk nader onderzocht.

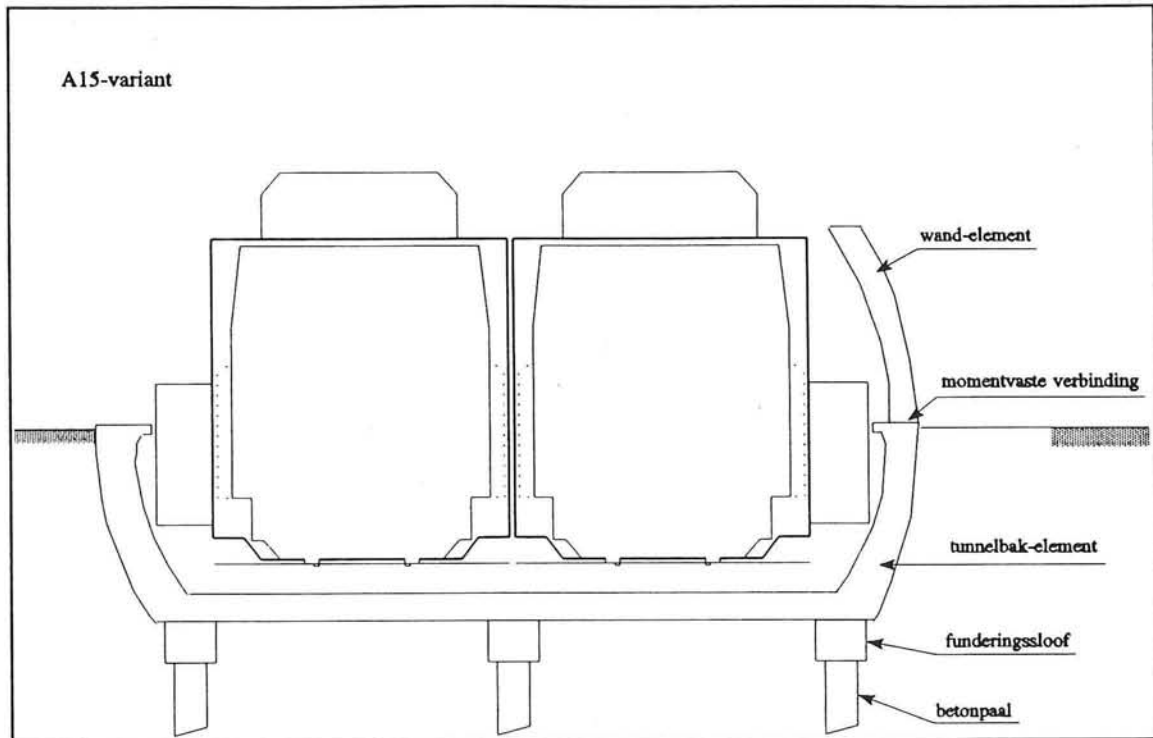
##### **\* Schematisatie reactiekrachten van de grond**

De lining, bestaande uit gewapend betonnen prefab-elementen, wordt analoog aan de berekening van boortunnels gemodelleerd tot elastisch ondersteunde segmenten. Het programma biedt echter geen mogelijkheden om de reactiekrachten van de grond te modelleren. Er wordt daarom gepoogd om de werking van de grond middels beddingstaven te simuleren. In het vervolg wordt op deze schematisatie van beddingstaven uitvoerig teruggekomen.

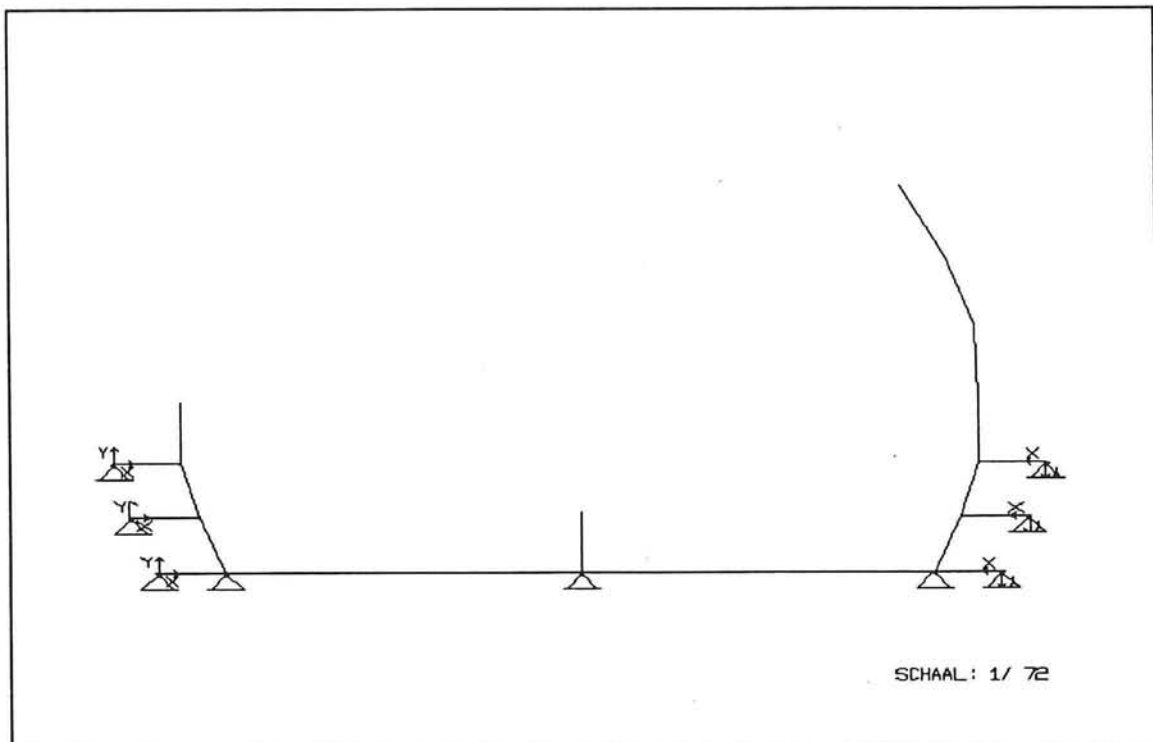
##### **\* Schematisatie van de fundering**

Omdat betonpalen nauwelijks in staat zijn om horizontale krachten op te nemen, wordt de onderheide fundering gemodelleerd door een roloplegging met een bepaalde verticale stijfheid.

## Modellering van de A-15 variant



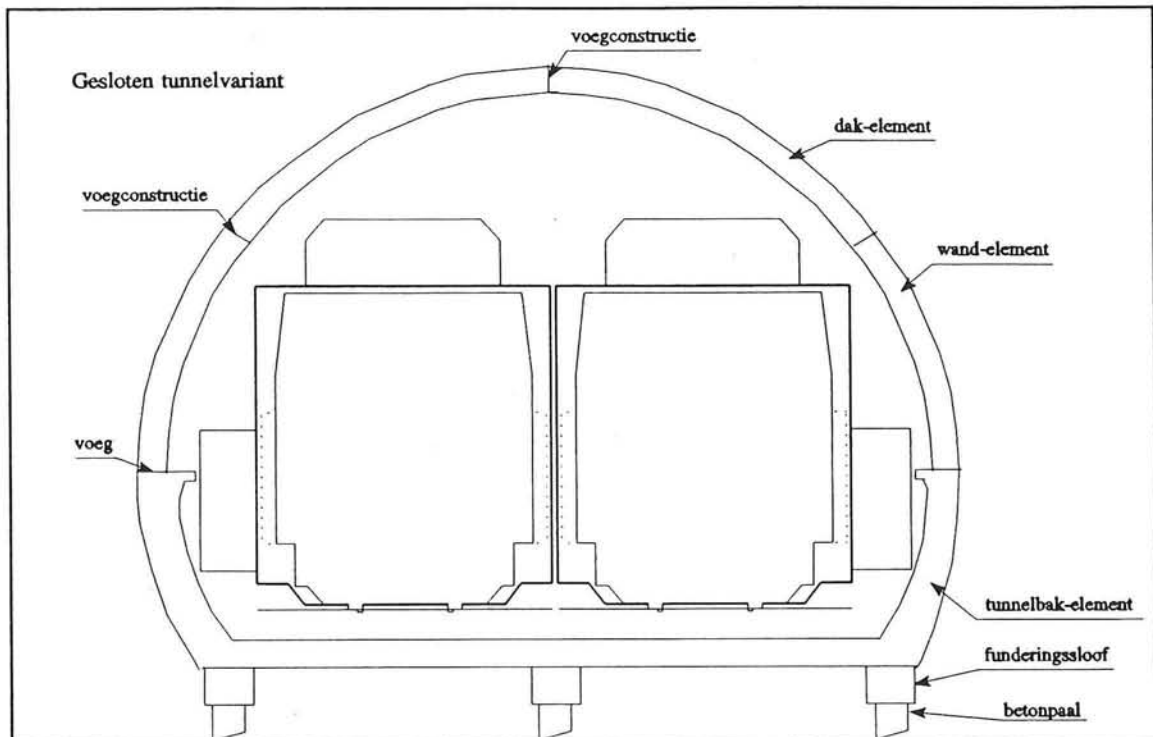
Figuur 4.3: Schets A15 variant



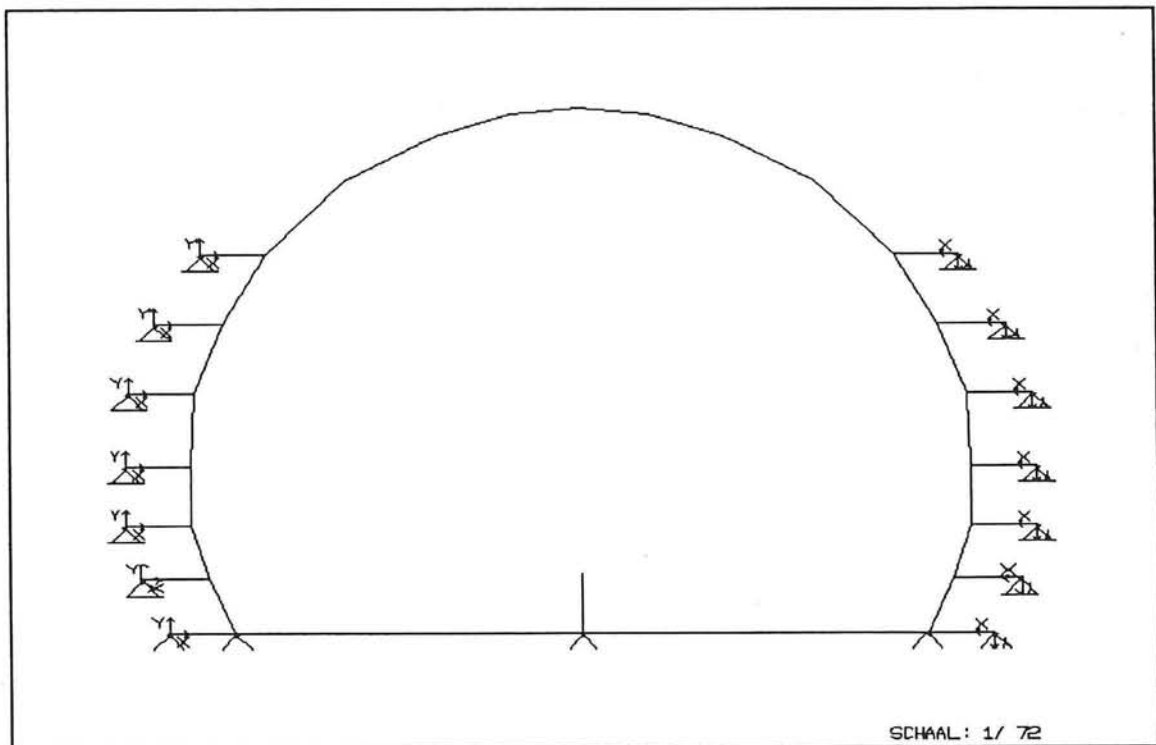
Figuur 4.4: Schematisatie A15-variant



## Modellering van de gesloten variant



Figuur 4.5: Gesloten variant



Figuur 4.6: Schematisatie van gesloten variant

### 4.3 Schematisatie van de reactiekrachten van de grond

#### \* Inleiding

De onderbouw van de constructie bestaat uit drie onderheide funderingsloven. Uit de praktijk blijkt dat betonnen heipalen in rechtstand nauwelijks in staat zijn horizontale krachten op te nemen.

Ten gevolge van horizontale krachten kan de constructie in horizontale richting verplaatsen. Bij de schematisatie ten behoeve van het raamwerkprogramma wordt ervan uitgegaan dat de fundering geen horizontale krachten kan opnemen. De funderingspalen zijn in het programma geschematiseerd als roloplegging met een bepaalde verticale veerstijfheid.

De gecombineerde werking van grond en paal zorgt ervoor dat het geheel zich als een verticale veer gedraagt. Door deze schematisatie kan de fundering geen horizontale krachten opnemen; deze komen volledig voor rekening van de omliggende grond.

In werkelijkheid kunnen door funderingspalen wel enige horizontale krachten opgenomen. Als vuistregel wordt vaak uitgegaan dat door een funderingspaal een maximale horizontale kracht van ca. 10kN opgenomen kan worden.

Bij de prefab-tunnelbouwmethode is gekozen om de horizontale en verticale krachtsafdracht op te splitsen. De horizontale reactiekrachten worden geleverd door de omliggende grond, de verticale reactiekrachten door de paalfundering.

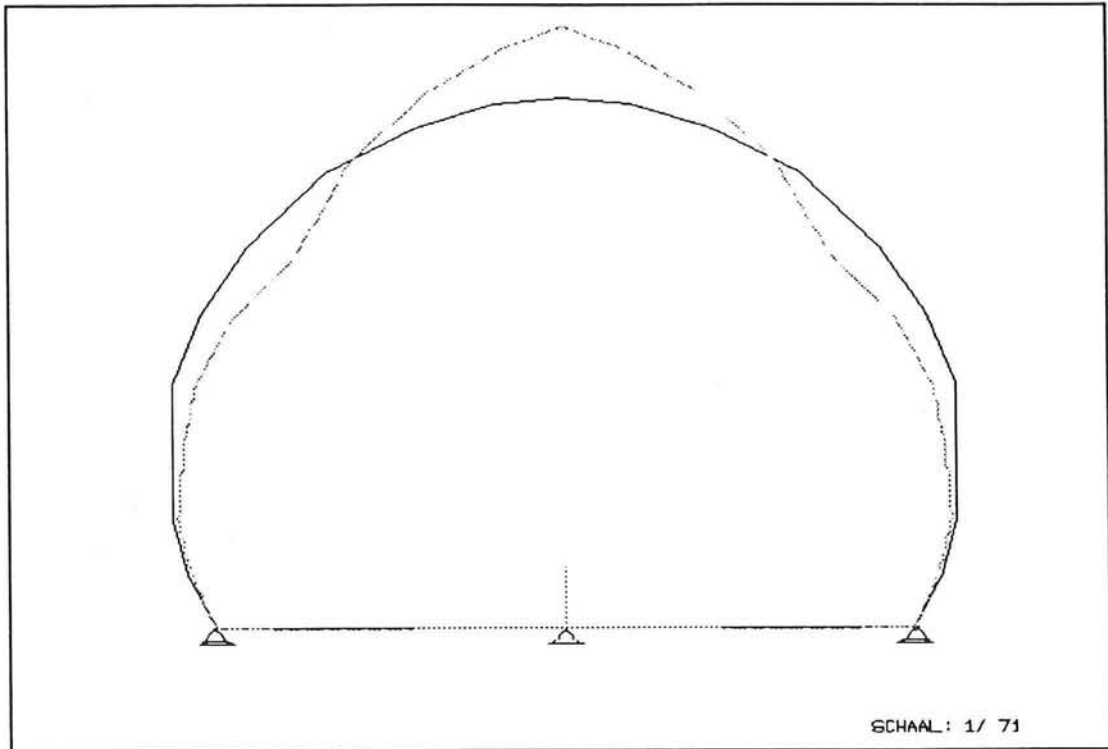
#### \* Modelleren van beddingstaven

Ten gevolge van het aanbrengen van een verticale grondbelasting boven op de gesloten tunnelconstructie ontstaan horizontale reactiekrachten in de grond. De grootte van deze horizontale reactiekrachten is afhankelijk van de richting en grootte van de vervormingen. De grootte van de gronddrukcoëfficiënt kan variëren tussen de actieve en de passieve waarde.

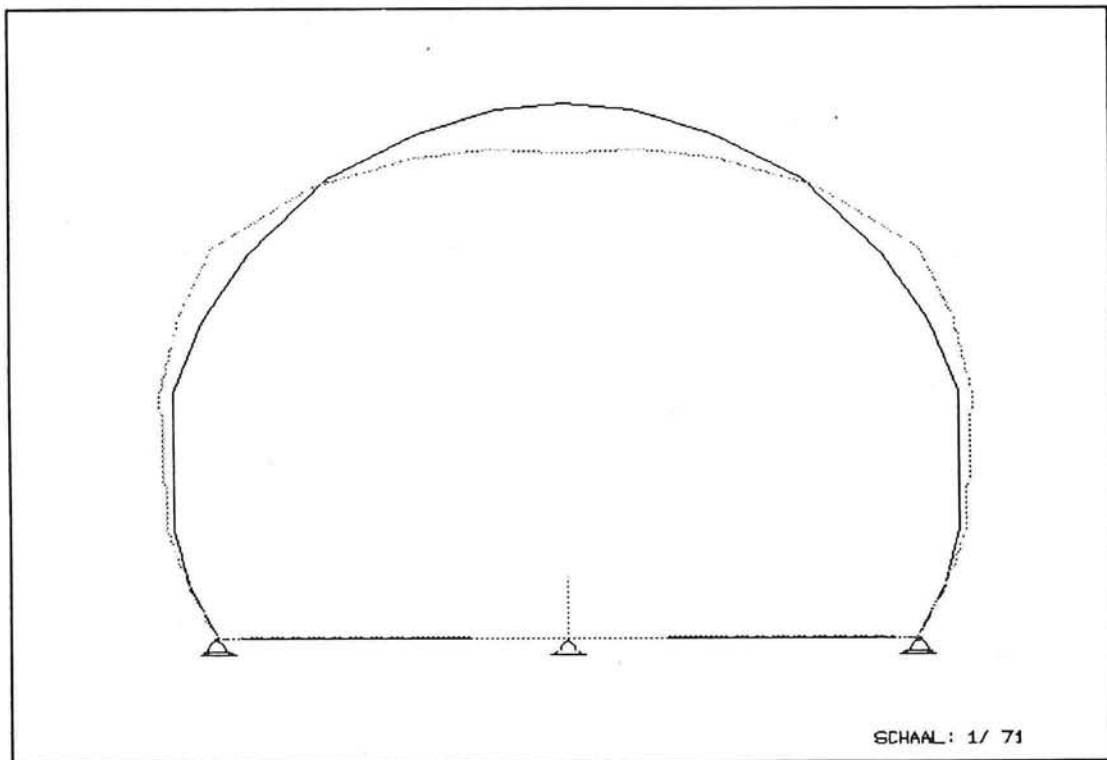
Om een indruk te krijgen hoe de constructie vervormt ten gevolge van de actieve en passieve gronddruk, is een tweetal berekeningen uitgevoerd; eenmaal met de actieve gronddruk en eenmaal met de passieve gronddruk. Op deze manier wordt inzicht verkregen in de uiterste vervormingstoestanden.

Bij een horizontale grondbelasting op basis van de actieve gronddrukcoëfficiënt vervormt de gesloten constructie dusdanig dat de dakelementen naar binnen toe verplaatsen. Er wordt door de actieve gronddruk onvoldoende zijdelingse steun geleverd. De wandelementen verplaatsen tegen de richting van de gronddruk in. Deze verplaatsingen zijn veel te groot in de bruikbaarheidstoestand. De vervormingslijn t.g.v. actieve gronddruk is in figuur 1 vergroot weergegeven.

Wanneer echter de volledige passieve gronddruk als belasting wordt ingevoerd, worden de naar binnen toe gerichte krachten dusdanig groot, dat grote vervormingen worden geïnitieerd; de dakelementen verplaatsen naar boven, terwijl de wandelementen naar binnen toe verplaatsen. Het gewicht van de bovenliggende grondlaag in verhouding tot de passieve gronddruk is te gering om deze verplaatsingen tegen te gaan (zie figuur 4.8).



Figuur 4.6: Vervormingslijn t.g.v. passieve gronddruk



Figuur 4.7: Vervormingslijn t.g.v. actieve gronddruk

Zoals in bovenstaande alinea's uiteengezet is levert een invoer van horizontale gronddruk op basis van de actieve respectievelijk passieve gronddrukcoëfficiënt geen reële resultaten. Daarom wordt naar een model gezocht om de reacties van de grond beter te simuleren.

De reactiekracht van de grond wordt opgesplitst in twee gedeeltes, namelijk een gedeelte dat permanent aanwezig is en een gedeelte dat afhankelijk is van de vervormingen van de constructie. De permanente belasting bestaat uit de actieve of de neutrale gronddruk. Voor de A15 variant is gekozen om gebruik te maken van neutrale gronddruk, bij de gesloten variant voor de actieve gronddruk (zie bijlage 5).

De schematisatie van het variabele deel van de reactiekrachten van de grond is gebeurd door middel van beddingstaven.

#### **\* Beddingstaven**

De beddingstaven moeten de belasting t.g.v. de vervormingen opvangen. De beddingstaven werken als elastische ondersteuning om reactiekrachten van de grond te schematiseren.

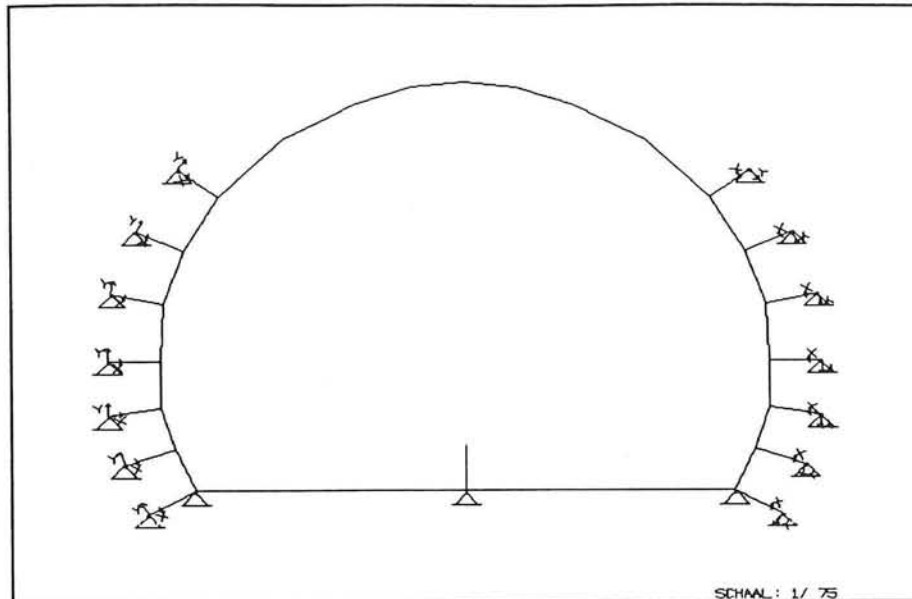
De elastische ondersteuning (beddingstaven) wordt bij een ondiepe ligging van een tunnel (voor boortunnel  $h < 2D_{\text{tunnel}}$ ) aan de kruin van de tunnel weggelaten. Hier zijn  $h$  en  $D_{\text{tunnel}}$  respectievelijk de hoogte van het grondlichaam bovenop de kruin van de tunnel en de diameter van de tunnel.

#### **\* Modelleren van de beddingstaven volgens de methode Schulze-Duddeck**

In de literatuur is gezocht naar een bepaling van de staafeigenschappen van de beddingstaven. Onderstaande afleiding is gebaseerd op de methode van Schulze-Duddeck (zie bijlage 6), welke toegepast wordt voor het ontwerp van boortunnels. De berekening is uitgevoerd analoog aan de berekening voor de boortunnel te Delft.

Deze methode maakt gebruik van radiaal gerichte pendelstaven (zie figuur nr.4.9). Omdat het tunnelbakelement opgelegd wordt op een onderheide funderingsloof, worden de beddingstaven aan de onderzijde weggelaten. Ook voor de kruin van de gesloten variant worden geen beddingstaven toegepast; de dakelementen worden namelijk door reactiekrachten van de grond elastisch ondersteund.

Bij het gebruik van deze methode moet een aantal kanttekeningen gemaakt worden. De methode Schulze-Duddeck geeft voor alle beddingstaven dezelfde staafoorsnede. Er is geen afhankelijkheid van de diepteligging. De ronde vorm van de constructie wordt daarentegen wel in de beschouwing meegenomen.



Figuur 4.9: Schematisatie radiale beddingstaven

#### \* Horizontaal i.p.v. radiaal georiënteerde staven

Er bestaat een wezenlijk verschil tussen een volledig ingebedde constructie, zoals een boortunnel, en de prefab-tunnelbouwmethode. In tegenstelling tot de prefab-tunnelbouwmethode wordt een boortunnel niet onderheid.

Bij een boortunnel vindt zowel de verticale als de horizontale krachtafdracht plaats door reactiekrachten van omliggende grond. Bij de eerder omschreven prefab-tunnelbouwmethode is gekozen om de horizontale en verticale krachtafdracht op te splitsen. De horizontale reactiekrachten worden geleverd door de omliggende grond; de verticale door de fundering.

Bij het ontwerp van boortunnels wordt gebruik gemaakt van een model met beddingstaven; de oriëntatie van de beddingstaven is radiaal gericht. Indien gebruik gemaakt wordt van radiaal gerichte beddingstaven, dragen de onderste staven door hun oriëntering, in het geval dat drukkrachten overgebracht moeten worden, tevens een gedeelte van de verticale belasting. Naarmate de staaf steiler georiënteerd is, worden grotere verticale krachten opgenomen. Een boortunnel is aan de onderzijde ingebed in de grond, waardoor dit probleem geen rol van betekenis speelt.

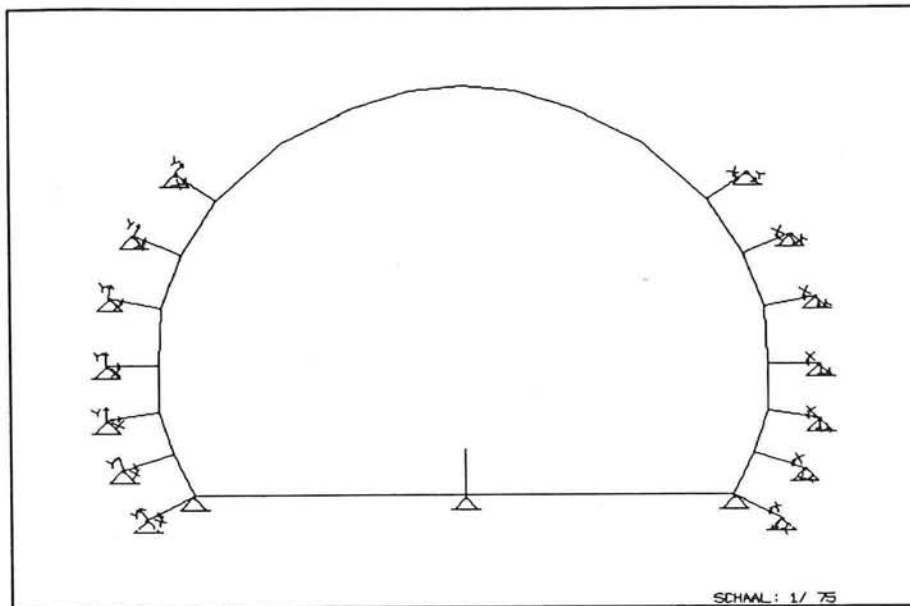
Het is onwaarschijnlijk dat door de grond verticale reactiekrachten geleverd worden. Ten gevolge van het opnemen van verticale belastingen door de beddingstaven, wordt de resulterende verticale kracht op de fundering kleiner. Kortom het model geeft een vertekend beeld van de krachtwerving.

De primaire functie van de beddingstaven is het leveren van horizontale zijdelingse reactiekrachten; daarom ligt de keuze voor de hand om in het raamwerkprogramma de zijdelingse reactiekrachten van de grond te modelleren door middel van **horizontale** beddingstaven.

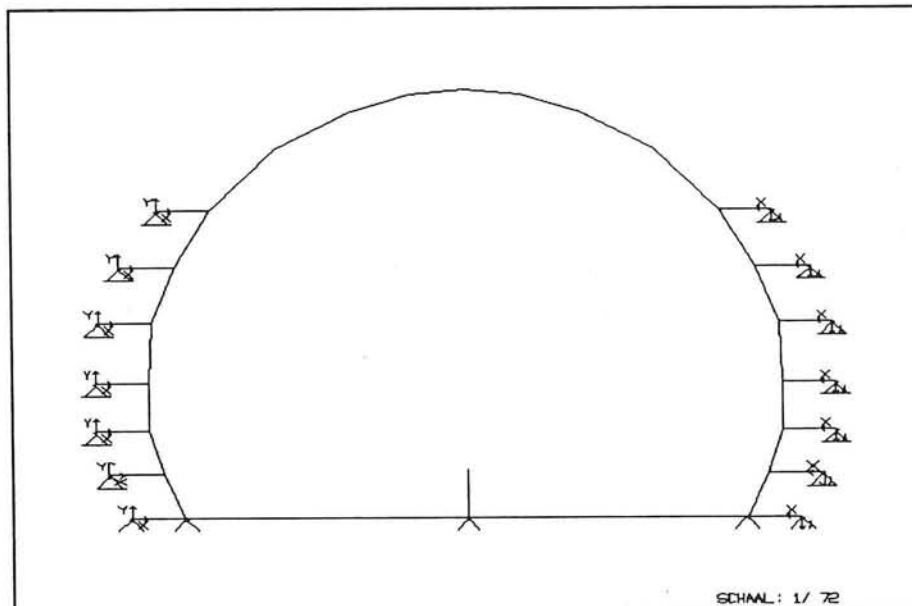
Toepassing van pendelstaven houdt tevens in dat slechts normaalkrachten overgedragen kunnen worden. Voor het gekozen model met horizontaal georiënteerde beddingstaven betekent dit dat

alleen horizontale krachten geleverd kunnen worden.

Voor alle duidelijkheid worden beide schematisaties op de volgende pagina grafisch weergegeven.



Figuur 4.10: Schematisatie radiale beddingstaven

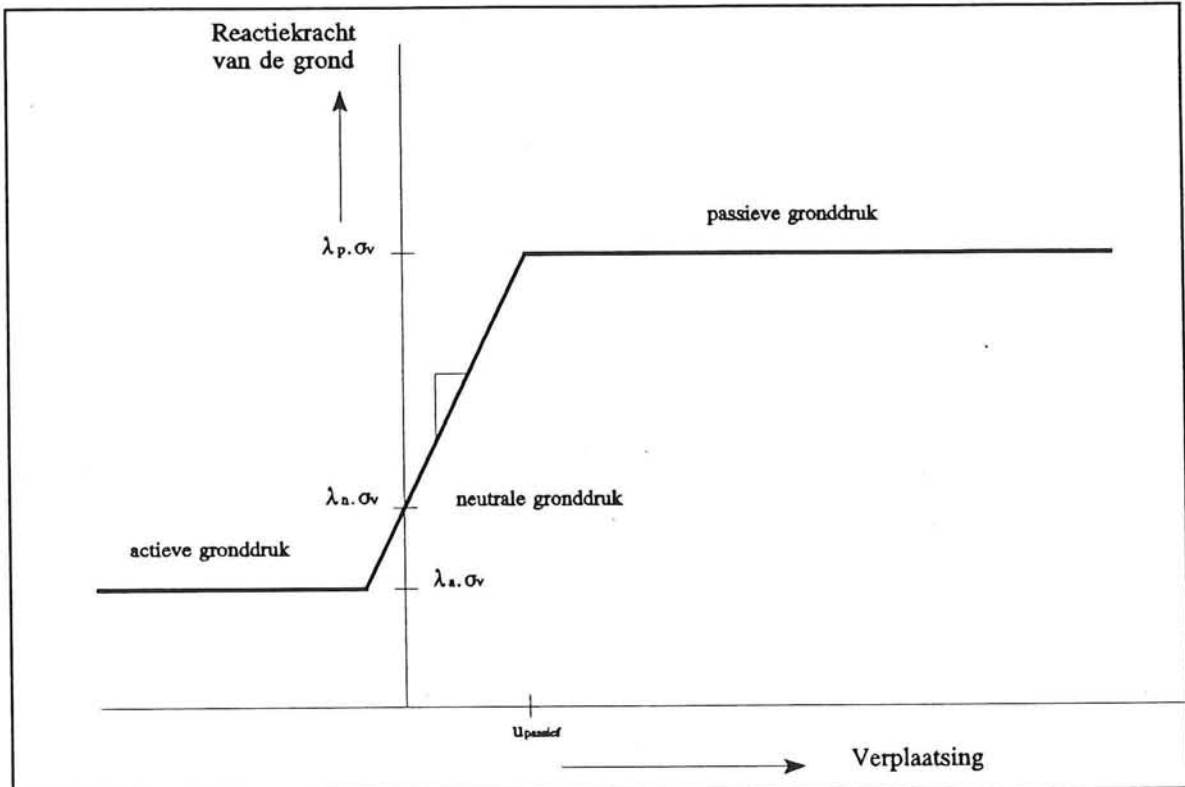


Figuur 4.11: Schematisatie horizontale beddingstaven

**\* Bepaling van de beddingsconstante**

Uit de berekeningsmethode volgens Schulze-Duddeck blijkt dat de doorsnede van de beddingstaven grotendeels bepaald wordt door de elasticiteitsmodulus van de grond. Op basis van onderstaand grondmodel wordt een benadering voor de beddingconstante bepaald.

Op de horizontale as van de grafiek is naar rechts de verplaatsing tegen de gronddruk in aangegeven (passieve waarde), naar links de verplaatsing met de gronddruk mee (actieve waarde).



Figuur 4.12: Grondschematisatie

- Waarin:
- $\sigma_v$  : verticale korrelspanning
  - $\lambda_p$  : passieve gronddrukcoëfficiënt
  - $\lambda_n$  : neutrale gronddrukcoëfficiënt
  - $\lambda_a$  : actieve gronddrukcoëfficiënt
  - $u_{passief}$  : verplaatsing tegen de grond in benodigd voor het opwekken van passieve gronddruk

Uitgangspunt voor de bepaling van de beddingstaaf is dat volledige passieve gronddruk opgewekt wordt bij een verplaatsing tegen de grond in van 50mm. Deze waarde is in de grafiek met  $u_{passief}$  aangegeven. Dit houdt in dat de reactiekracht van de grond toeneemt van de neutrale gronddruk tot de maximale passieve waarde bij een verplaatsing van 50mm tegen de richting van de gronddruk in.

Voor de plaatsen waar de horizontaal georiënteerde beddingstaven op de constructie aangrijpen zijn achtereenvolgens de volgende waarden bepaald:

- passieve gronddrukcoëfficiënt  $\lambda_{\text{passief}}$
- verticale korrelspanning  $\sigma_v$
- neutrale gronddrukcoëfficiënt  $\lambda_{\text{neutraal}}$

De passieve gronddrukcoëfficiënt is afhankelijk van de oriëntatie van het staafelement. De verticale korrelspanning is afhankelijk van de diepteligging. Deze twee facetten zorgen ervoor dat de diepte en de oriëntatie van de staafelementen in dit nieuwe model voor de beddingstaven verwerkt worden.

Met behulp van deze drie grondparameters ( $\lambda_n$ ,  $\lambda_p$ ,  $\sigma_v$ ) kan een waarde gevonden worden voor de beddingconstante. De beddingconstante is in feite de richtingscoëfficiënt van het gronddrukdiagram.

De berekening is als volgt uitgevoerd.

$$\Delta \sigma = (\sigma_v \cdot \lambda_p) - (\sigma_v \cdot \lambda_n)$$

$$K = \frac{\Delta \sigma}{\Delta u_{\text{passief}}}$$

Waarin:	$\sigma_v$	: verticale grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ]
	$\lambda_p$	: passieve gronddrukcoëfficiënt
	$\lambda_n$	: neutrale gronddrukcoëfficiënt
	$u_{\text{passief}}$	: verplaatsing benodigd voor passieve gronddruk [m]
	K	: beddingconstante [kN/m <sup>3</sup> ]

Bij bovenstaande berekening wordt de opmerking geplaatst, dat het doorsnede-oppervlak van de beddingstaven over de hoogte varieert. Naarmate de beddingstaaf dieper gelegen is, neemt de doorsnede toe. Bovenal geldt dat naarmate de beddingstaaf dieper ligt, de maximale passieve reactiekracht groter is t.g.v. een hogere korrelspanning.

#### \* Variatie van de doorsnede van de beddingstaven

Om de invloed van de staafeigenschappen op de resulterende krachten en momenten in de constructie te bepalen, is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door de doorsnede van de beddingstaven te variëren (zie bijlage 6).

Buiten de verschillen in de momentenlijn wijzigen bij variatie van de doorsnede van de beddingstaven ook de resulterende verplaatsingen. Dit is rechtstreeks een gevolg van de schematisatie volgens het gronddrukdiagram. Bij het basisgeval wordt pas bij een verplaatsing tegen de gronddruk in van 0,05m de maximale reactiekracht van passieve gronddruk opgewekt.

In de bepaling volgens Schulze-Duddeck op basis van beschikbare Delftse grondparameters is de doorsnede van de beddingstaven circa een factor 15 kleiner. Dit houdt in dat een vele malen grotere verplaatsing nodig is om de maximale reactiekracht in de grond op te wekken.

Uit de variatie van de doorsnede van de beddingstaven kan geconcludeerd dat naarmate de doorsnede van de beddingstaven toeneemt, de reactiekrachten toenemen en de optredende verplaatsingen afnemen. Kortom naarmate de reactie van de grond stijver is, nemen ten eerste de



vervorming van de constructie af en wordt de constructie bovendien door grotere reactiekrachten meer zijdelings ondersteund .

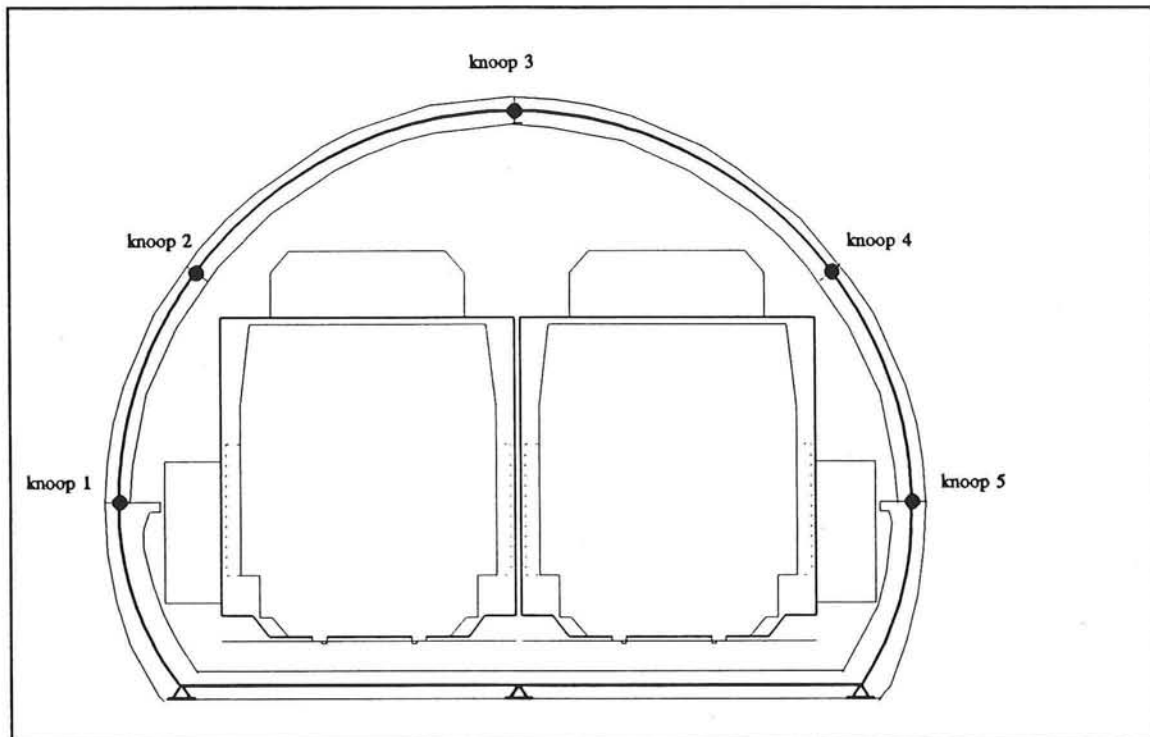
Bij bovenstaande beschouwing wordt de volgende kanttekening geplaatst. Een exacte waarde voor  $u_{\text{passief}}$  is op voorhand niet te geven. Als indicatie wordt veelal een waarde voor  $u_{\text{passief}}$  tussen de 20mm en 50mm aangehouden, waarbij lagere waarden gevonden worden voor zandgrond en hogere voor kleigrond.

De aanaarding van de gesloten tunnel gebeurt echter met zand, waardoor de aanname van de passieve gronddruk bij een  $u_{\text{passief}}$  van 50mm in ieder geval aan de veilige kant is. Uitgaande van een lagere waarde voor  $u_{\text{passief}}$  levert een gunstiger momentenlijn op voor de hele constructie.

#### 4.4 Modelling van de voegverbindingen

De bovenbouw van de gesloten betonconstructie bestaat uit een aantal prefab-elementen. Omdat de dikte van de elementen zeer gering is en momentvaste verbindingen moeilijk in het werk te maken zijn, wordt gekozen voor 'scharnierende' verbindingen tussen de prefab-elementen onderling. Een scharnierende verbinding tussen twee prefab-elementen kan eenvoudig uitgevoerd worden d.m.v. een boutverbinding.

Om te kijken in hoeverre de schematisatie van de gesloten constructie van invloed is op de resulterende krachten en momenten is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door plaats en aantal scharnieren te variëren (zie bijlage 7). De plaats van mogelijke scharnieren is aangegeven figuur 4.13.



Figuur 4.13: Schematisatie met scharnierende verbindingen

Er wordt alleen variatie aangebracht in de scharnieren van de bovenbouw en niet in het tunnelbak-element. Dit is gedaan omdat het tunnelbak-element het **basiselement** is voor de A15- en de gesloten variant. Het is bij de A15-variant onmogelijk om 'scharnieren' in het tunnelbak-element aan te brengen; scharnieren veroorzaken instabiliteit van de constructie. Daarom wordt deze optie bij voorbaat uitgesloten.

De keuze van de ligging van knoop 4 wordt bepaald door het wandelement van de A15-variant. Voor beide constructievarianten worden dezelfde wandelementen toegepast. Knoop 4 wordt daarom uitgevoerd als een scharnierende verbinding tussen het wand- en dakelement. De reden om knoop 3 eventueel op te nemen bestaat uit het feit dat anders de afmetingen van het dakelement te groot worden.

Er kan geconcludeerd worden dat de schematisatie m.b.v. vijf scharnieren de gunstigste momentenlijn geeft; met andere woorden een volledig flexibel uitgevoerde constructievariant verdient de voorkeur. Er behoeven bovendien geen momentvaste verbindingen tussen prefab-

elementen aangebracht te worden.

Er moet bij bovenstaande beschouwing over de inwendige scharnieren wel de opmerking gemaakt worden, dat de verschillen onderling betrekkelijk klein zijn. De boogvormige constructie zorgt er voor dat de momenten in de constructie klein blijven, terwijl de normaalkrachten groot zijn. De keuze voor een bepaalde schematisatie komt vooral voort uit de beperkingen ten gevolge van transport en montage van de prefab-elementen.

Op basis van deze schematisatie is de dimensionering en betonberekening uitgevoerd.

## 5 CONSTRUCTIEVE UITWERKING

### 5.1 Afmetingen van het tunnelbakelement

De afmetingen van het tunnelbakelement zijn grotendeels gebaseerd op transport- en montage-eisen. Transport van en naar de bouwlocatie geschiedt per spoor. De breedte en toelaatbare aslast bepalen de afmetingen van het tunnelbakelement. Het tunnelbak-element is maatgevend wat betreft afmetingen en gewicht; de wand- en dak-elementen zijn kleiner en lichter.

Voor de in te zetten goederenwagons gelden de volgende beperkingen:

- de maximale inwendige breedte : 2,78m
- het maximaal toelaatbaar tonnage : 56 ton

Op basis van bovenstaande beperkingen wordt voor de lengte van de prefab-elementen een werkende lengte van 2,50m aangehouden, zodat circa 0,20m extra lengte beschikbaar is voor de voegconstructie.

De kosten van een kubieke meter prefab-beton zijn beduidend hoger dan een kubieke meter in het werk gestort beton. Omwille van redenen van transport, montage en kosten moeten de afmetingen van de prefab-elementen geoptimaliseerd worden.

Hiertoe is de dikte van de betonconstructie gevarieerd. Voor het tunnelbakelement zijn de resultaten in de tabel weergegeven.

	Massa
tunnelbakelement dikte 0,4m	43 ton
tunnelbakelement dikte 0,5m	54 ton

Tabel 5.1: Massa tunnelbakelement

Door de dikte van het tunnelbakelement te reduceren vermindert de hoeveelheid prefab beton met circa 20%. Minder beton betekent een kostenbesparing en een lichter element, waardoor ook transport en montage eenvoudiger worden.

Daarentegen dreigt de constructie eerder op te drijven waardoor een trekverankering geconstrueerd moet worden. Later zal blijken dat deze trekverankering simpel uitgevoerd kan worden; een verzwaring van de benodigde trekverankering veroorzaakt geen onoverkomelijke probleem. Ook in het geval van een dikte van 0,5m van het tunnelbak-element is een trekverankering noodzakelijk.

Een verandering van de afmetingen heeft ook consequenties voor de krachtswerking in de constructie. Geconcludeerd kan worden dat ter plaatse van het veld en de wanden de dikte van de betonconstructie gereduceerd kan worden. Met name voor het opnemen van het hoekmoment en steunpuntsmoment is het zinvol om de betonconstructie te verdikken tot 0,5m.

In de figuur 5.1 zijn de afmetingen van de betonconstructie aangegeven.

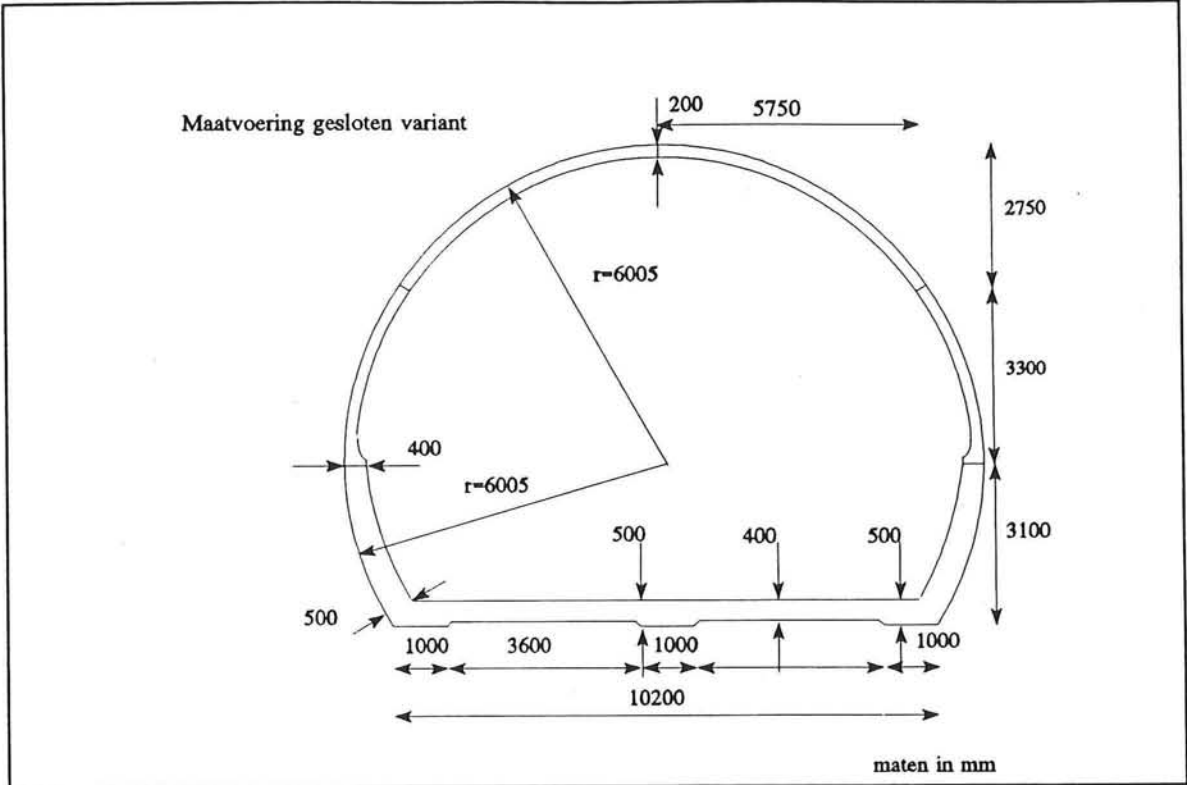


Fig 5.1: afmetingen gesloten constructie

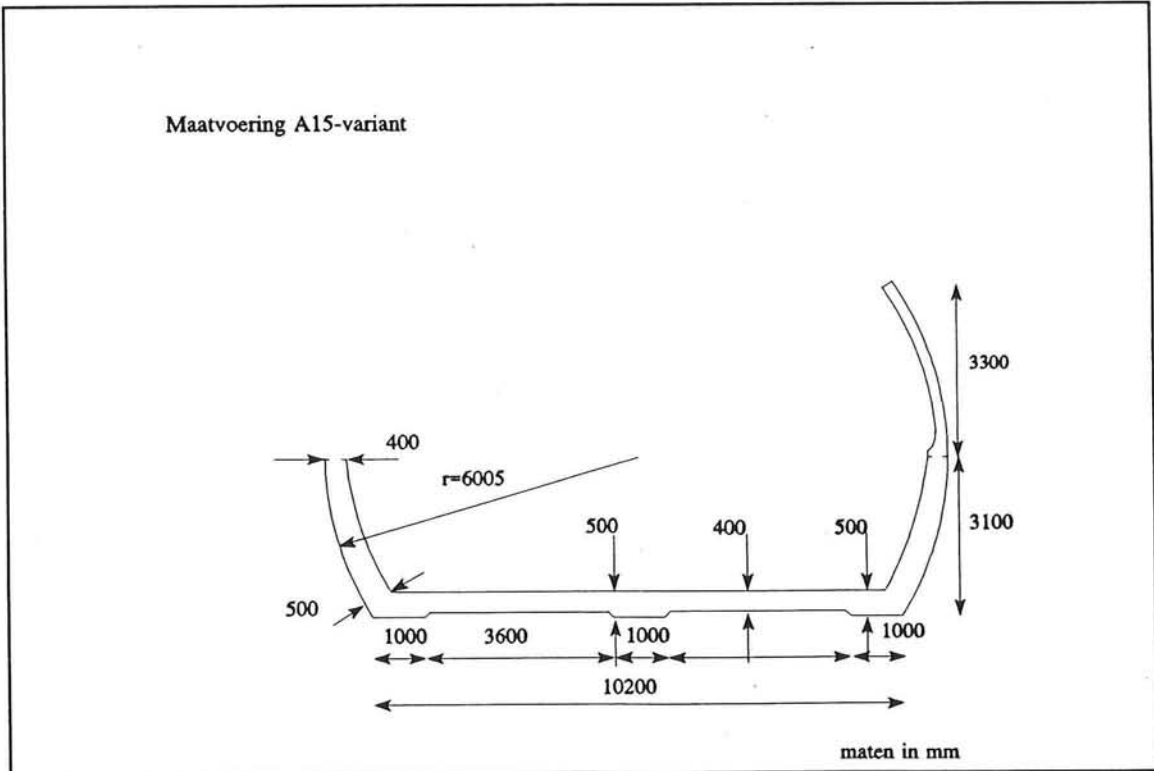


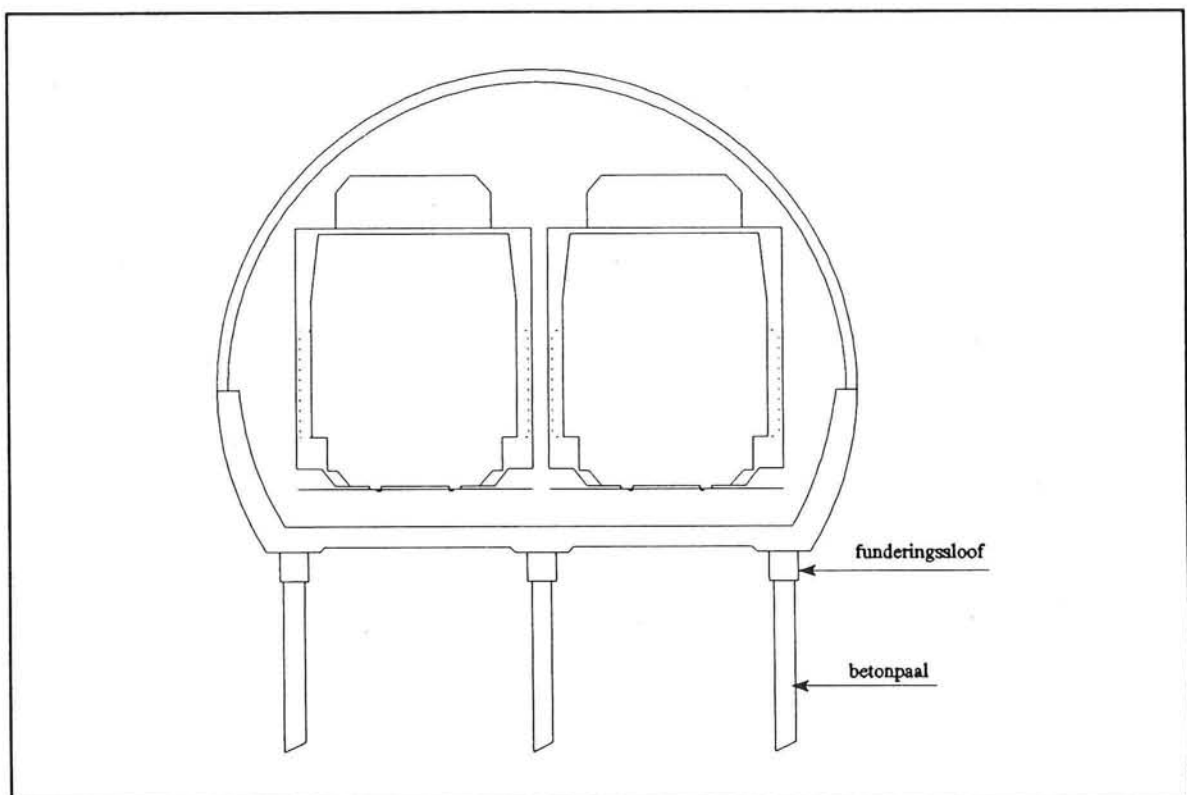
Fig 5.2: Afmetingen A15-variant

## 5.2 Fundering en fundatiesloof

Uit het geologische langsprofiel blijkt dat over de gehele lengte van het tracé van de Betuweroute het bovenste grondpakket bestaat uit een dik holoceenpakket. Waarschijnlijk is over de gehele lengte van het tracé een fundering op palen noodzakelijk.

De berekening van de fundering is echter gebaseerd op de situatie nabij Papendrecht. De grondslag die hier aangetroffen wordt is min of meer kenmerkend voor het tracé vanaf Kijfhoek tot voorbij Gorinchem. Voor dit tracé is gekozen voor een verdiepte aanleg.

Voor het prefab-tunnelbouwsysteem wordt in principe uitgegaan van één fundatiesysteem. Dit bestaat uit betonnen heipalen en oplegslouven (zie figuur 5.3). De palen worden in een vast stramien ingeheid; De betonnen heipalen worden door middel van een in het werk gestorte oplegslouf gekoppeld (in lengterichting). Voor beide varianten worden drie aparte oplegslouven toegepast.



Figuur 5.3: Fundering

Er wordt uitgegaan van heipalen van prefab-beton, om een aantal redenen:

- goedkoop en snel aan te brengen
- fundering is snel na inheien te belasten
- nauwelijks uitvoeringsrisico's

De funderingssloof wordt in het werk gestort, omdat op die manier de palen snel en eenvoudig in de sloof opgenomen kunnen worden. Eventuele maatafwijkingen t.g.v. het heiproces kunnen in de sloof gecompenseerd worden. De maattoleranties die gesteld worden aan de funderingssloof zijn niet bijzonder streng, omdat voor montage van het tunnelbakelement een tijdelijke oplegging op de sloof aangebracht wordt.

Op deze betonnen onderheide oplegslAAF worden de prefab-tunnelbak-elementen gemonteerd. In gebieden waar een verdiepte ligging van het tracé gewenst is, kan ten gevolge van de opwaartse waterdruk een opdrijfprobleem ontstaan. Om dit probleem op te lossen worden de tunnelbakelementen d.m.v. een trekverankering aan de oplegslAAF bevestigd. Na aanbrengen van de trekverankering kan de paal ook dienst doen als trekpaal.

Voor de afmetingen van de slAAF wordt daarom ook uitgegaan van een lengte van 20m; de breedte en hoogte zijn respectievelijk 0,60x0,6m. De lengte van de slAAF is gebaseerd op de voortgangssnelheid van de bouwstroom; er wordt uitgegaan van een dagproductie van 20m/dag.

De betonberekening van de slAAF is gebaseerd op een 'fictieve' betonkwaliteit van B25. Er wordt gekozen voor een lage betonkwaliteit, omdat deze sterkte met een speciaal betonmengsel al na 36 uur bereikt kan worden. Door de uit te gaan van een hoge aanvangssterkte en op deze waarde de wapeningsberekeningen te baseren kan de slAAF sneller ontkist en belast worden.

Twee dagen na het storten van de slAAF kunnen de tunnelbakelementen gemonteerd worden. Het bouwproces wordt op bovenbeschreven niet vertraagd door verhardingstijden van beton.

Een betonmengsel met een hoge aanvangssterkte kan gemaakt worden door toevoeging van Portland C cement en een extra hoeveelheid Superplast omwille van de verwerkbaarheid. Al na 36 uur wordt een aanvangssterkte bereikt van 15N/mm<sup>2</sup>.

**\* Keuze paaltype en hart op hart afstand palen**

Op basis van de beschikbare grondgegevens is na bepaling van de paalvoetweerstand, positieve kleef en negatieve kleef het toelaatbare paalkopdraagvermogen bepaald. Vervolgens is een controle op de trekkracht per paal uitgevoerd. Op basis van deze resultaten en in combinatie met de resultaten van de berekening van de doorgaande slAAF is uiteindelijk een keuze gemaakt voor paaltype, paalstramien en inheidiepte (zie tabel)

	paaltype	afstand	inheidiepte
middensteunpunt gesloten	400 x 400	2,5m	19 m-NAP
links/rechts gesloten	450 x 450	2,5m	19 m-NAP
middensteunpunt A15	400 x 400	2,5m	19 m-NAP
links/rechts A15	320 x 320	2,5m	19 m-NAP

Tabel 5.2: Paalfundering voor locatie Papendrecht

**\* Afdracht van horizontale krachten**

Ten gevolge van treinverkeer worden er horizontale langskrachten op het spoor uitgeoefend. Deze langskrachten ontstaan uit het aanzetten en remmen van locomotieven.

Indien gekozen zou zijn voor directe spoorbevestiging, moeten de horizontale langskrachten direct door het tunnelbakelement naar de fundering afgedragen worden. Over de lengte van de slAAF zou dan de volledige horizontale langskracht opgenomen moeten worden. Een vuistregel voor constructeurs is echter dat per paal circa 10kN aan horizontale kracht opgenomen kan worden. Het aantal palen onder de fundatieslAAF is dan niet toereikend voor het opnemen van deze krachten.

Gekozen is echter om het spoor in ballastbed aan te leggen; waardoor de horizontale langskrachten over een grotere lengte gespreid worden. Uitgaande van een maatgevende aanzetkracht van 1000

kN (werkende over 30m<sup>1</sup>) betekent dat circa 100 palen geactiveerd moeten worden. Per mootlengte van 20m staan 24 palen, waardoor iets meer dan vier mootlengtes nodig zijn om de aanzetkracht op te nemen.

Door het spoor in ballastbed aan te leggen, is bovendien geen vaste verbinding tussen spoor en tunnelbakelement. Indien de maximale wrijvingskracht tussen steenslag en betonoppervlak wordt overschreden, treedt verplaatsing van het ballastmateriaal op. Omdat over de gehele lengte van het tracé spoor met ballastbed aanwezig is, wordt bij grote horizontale langskrachten een grote lengte geactiveerd.

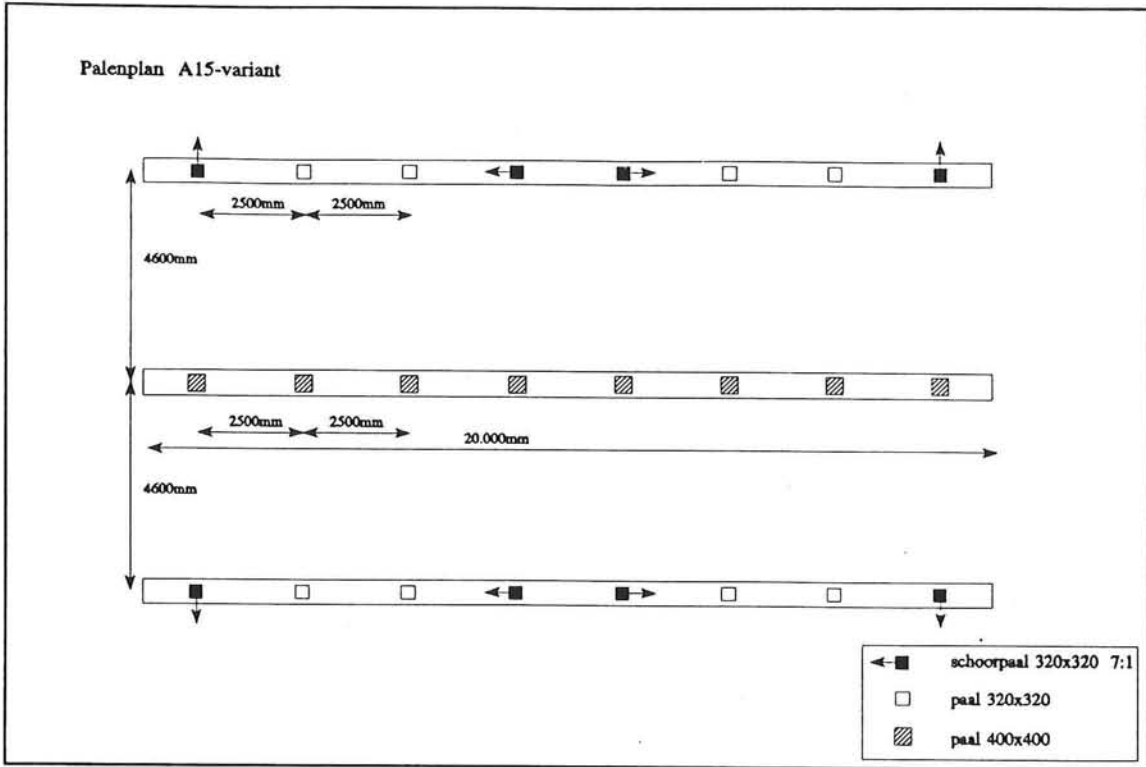
Uit bovenstaande uiteenzetting omtrent de overdracht van horizontale langskrachten kan geconcludeerd worden, dat een zwaar uitgevoerde bokconstructie voor de opname van horizontale krachten niet noodzakelijk is. Er wordt echter wel voor gekozen om per fundatiesloof een 'lichte' bokconstructie op te nemen.

Zo'n bokconstructie heeft een aantal voordelen, te weten:

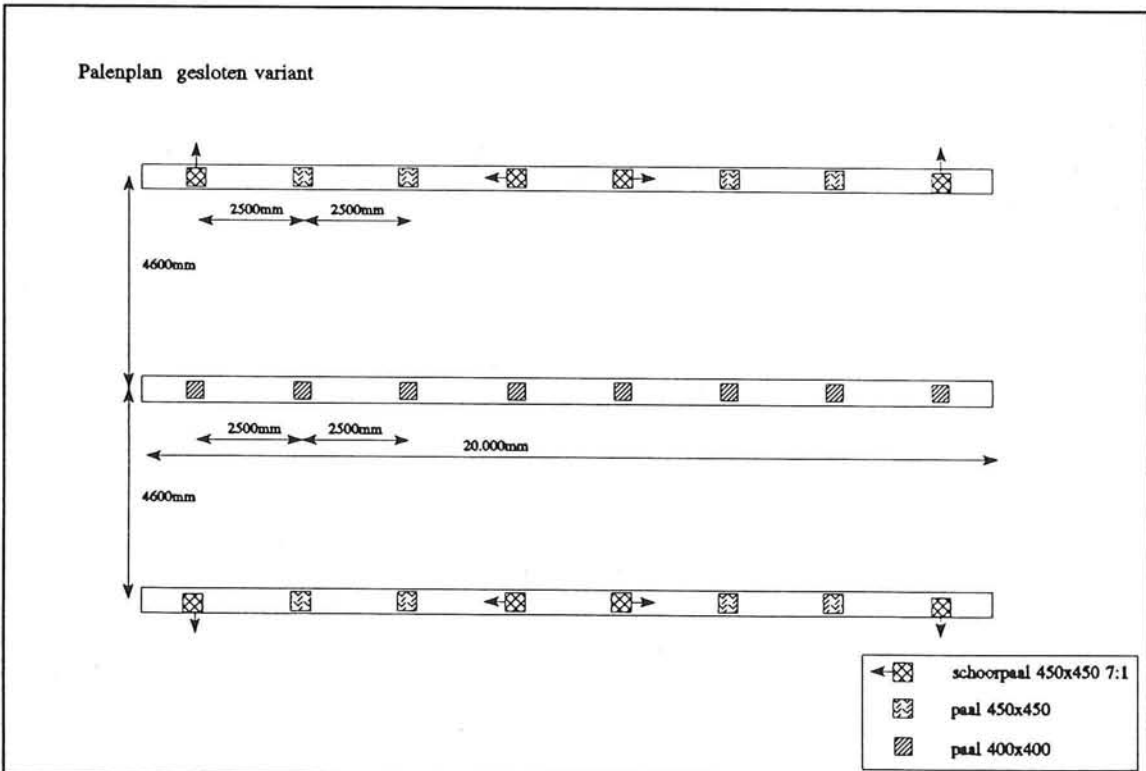
- opname van eventuele horizontale krachten
- beperking van optredende verplaatsingen

In het palenplan wordt de 'lichte' bokconstructie globaal aangegeven. Berekeningen van deze bokconstructie zullen derhalve in een later stadium uitgevoerd moeten worden.





Figuur 5.4: Palenplan A15-variant



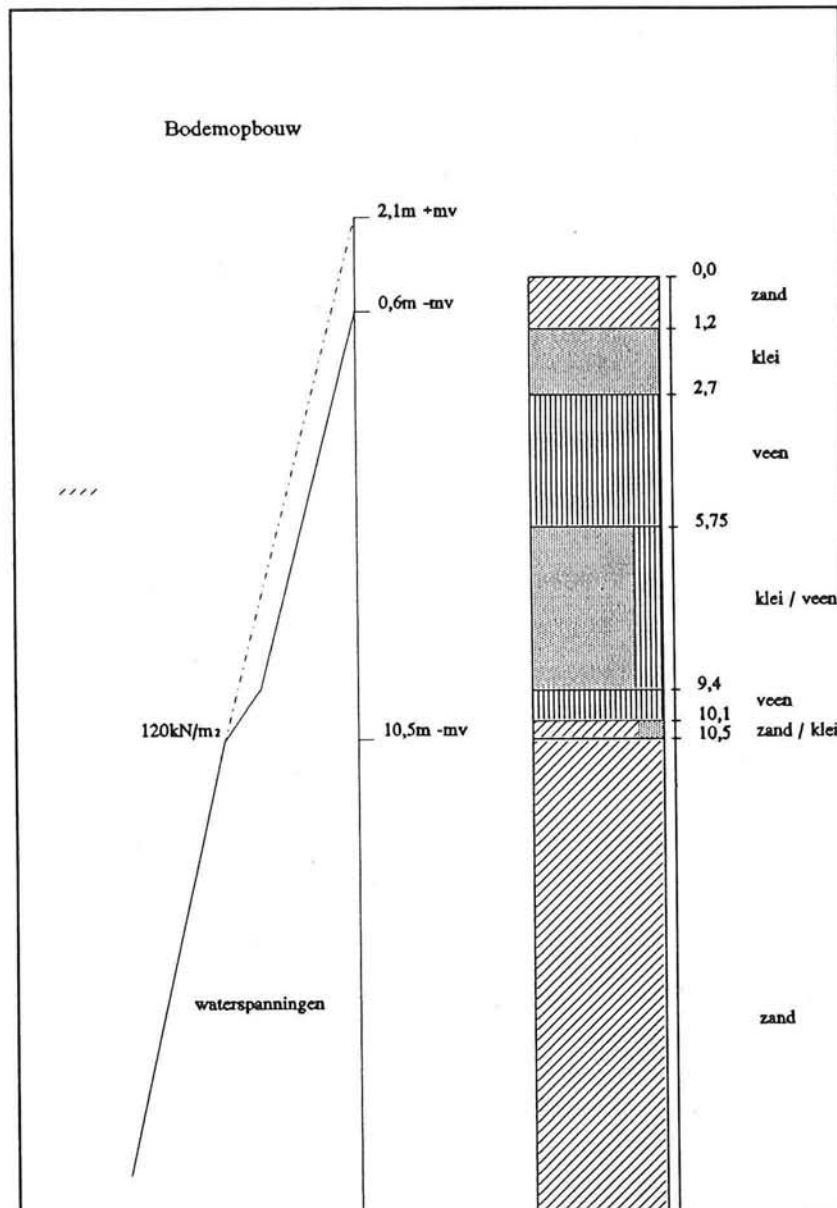
Figuur 5.5: Palenplan gesloten variant

## 6 BOUWPUT

### 6.1 Inleiding

De berekeningen van de bouwput zijn gebaseerd op de situatie nabij Papendrecht. Er is voor Papendrecht gekozen, omdat daar de bodemopbouw en de waterhuishouding bijzonder gecompliceerd zijn. Met betrekking tot de aanleg van een verdiepte constructie zijn hier de meeste problemen te verwachten.

Het belangrijkste probleem bij de situatie nabij Papendrecht is de aanwezigheid van een wateroverspanning in het diepe zandpakket. Voor de aanwezige situatie wordt al bij een ontgraving van 0,6m een veiligheidsfactor tegen opbarsten van 1,04 gevonden. Uit dit gegeven kan geconcludeerd worden dat al bij een geringe ontgraving het verticale evenwicht dusdanig verstoord wordt dat de putbodem opbarst.



Figuur 6.1: bodemopbouw en waterspanningen

Om dit probleem op te lossen bestaat een tweetal oplossingen, te weten:

- vergroten van de neerwaartse belasting
- verlagen van de opwaartse waterdruk

In de praktijk komt dit neer op de volgende maatregelen:

- opzetten van de waterstand in de bouwkuip
- verlagen van de waterspanning in de diepe zandlaag d.m.v. bemaling
- constructieve oplossing bijvoorbeeld onderwaterbeton

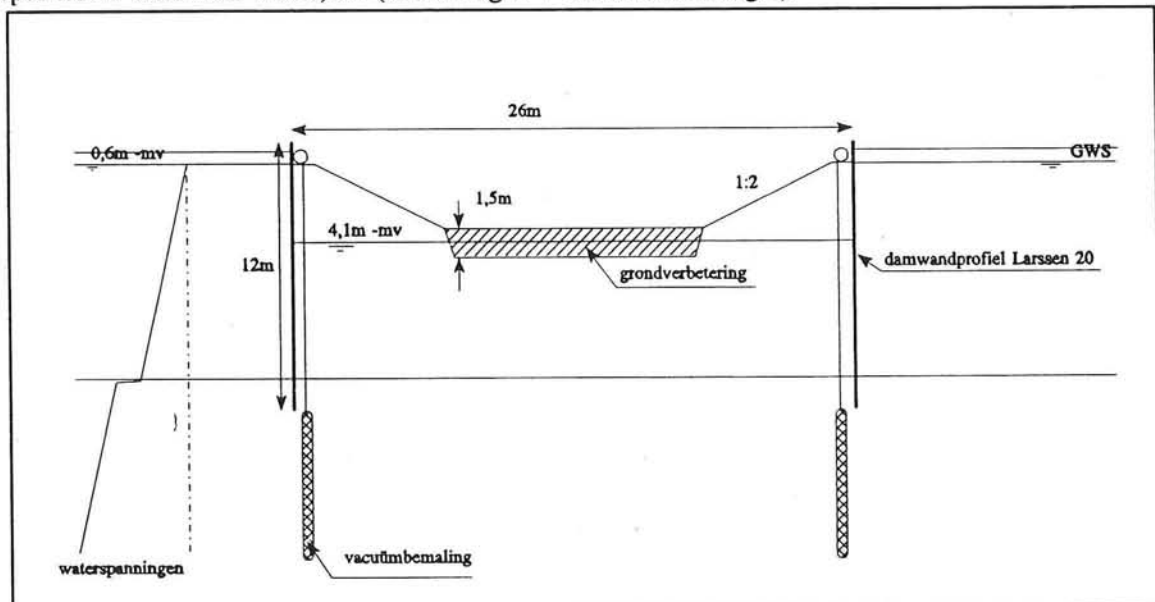
Indien men geen vergunning krijgt voor langdurige bemaling moet alvorens verder te ontgraven de waterstand in de bouwkuip opgezet worden. Het verticale evenwicht kan vervolgens gevormd worden door het aanbrengen van een laag onderwaterbeton eventueel in combinatie met trekpalen of toepassing van chemische injectie.

Gaat men echter uit van het feit dat men wel vergunning krijgt voor een bemaling, dan kan men verticaal evenwicht creëren m.b.v. een spanningsbemaling. Deze bemaling wordt naar alle waarschijnlijkheid alleen toegestaan indien deze kortdurend is. Toepassing van een tijdelijke bemaling geniet meestal de voorkeur omdat het een relatief goedkope oplossing is.

Omdat het bouwproces geënt is op een voortgangssnelheid van 20m/dag, blijkt uit de planning dat een trajectdeel met een lengte van 320m slechts gedurende circa 20 dagen in de bemaling hoeft te staan. De benodigde spanningsbemaling is dus niet alleen van tijdelijke aard, maar ook nog zeer plaatselijk.

De beide mogelijkheden zijn globaal op hun merites onderzocht. Op grond van voortgang, kosten en inzet van materiaal en materieel is gekozen voor een bouwput met tijdelijke bemaling. Voor een uitgebreide toelichting op beide mogelijkheden wordt verwezen naar bijlage 13.

Een oplossing met een tijdelijke kortdurende spanningsbemaling vereist een minimale ontgravingsdiepte t.o.v. maaiveld van 3,6m (sloofhoogte + constructiehoogte).



Figuur 6.2: Bouwkuip met tijdelijke bemaling

#### \* Verticaal evenwicht

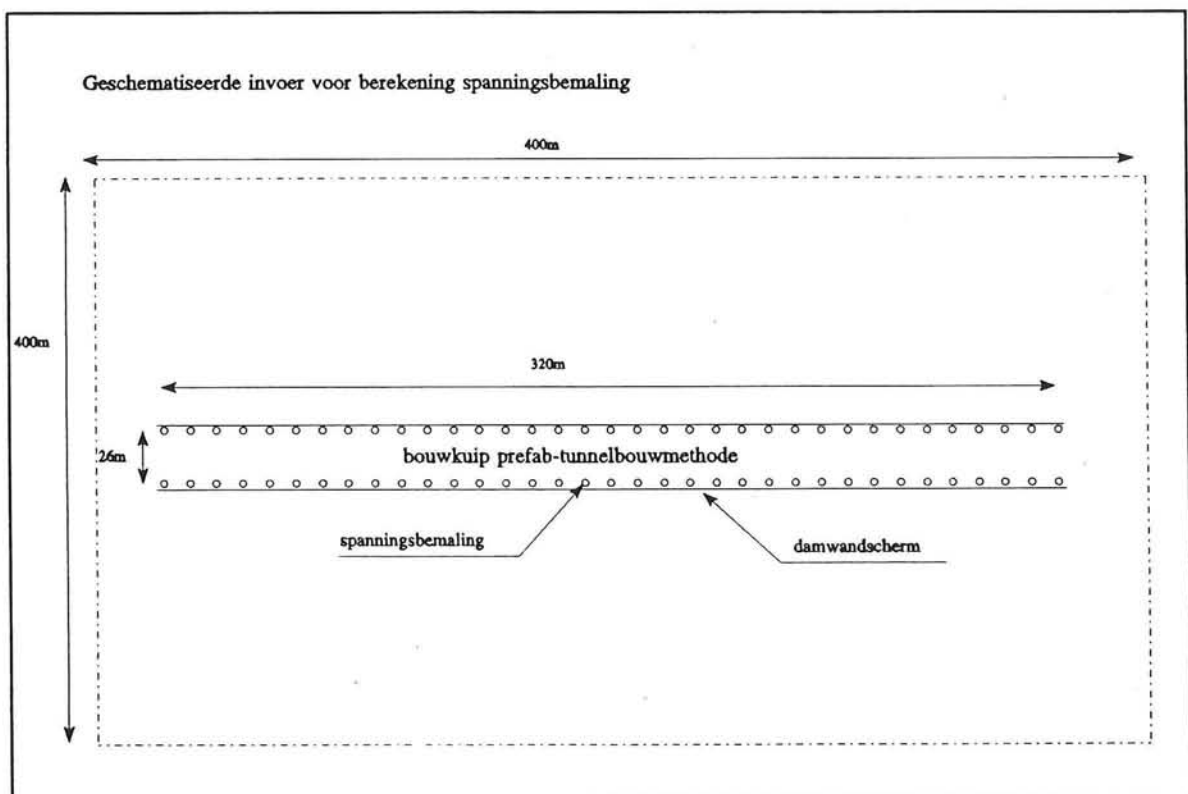
Toepassing van bemaling geeft waarschijnlijk problemen met het verkrijgen van vergunningen. In de beschouwde situatie veroorzaakt een bemaling in het poldergebied een verstoring van de waterhuishouding. Daarom moeten tijdsduur en kwantiteit van de bemaling zoveel mogelijk beperkt worden.

Toch wordt een voorkeur uitgesproken voor toepassing van bemaling om een aantal redenen:

1. er is slechts kortstondig een spanningsbemaling noodzakelijk. Door de zeer hoge snelheid van bouwen wordt de duur van de bemaling aanzienlijk bekort.
2. vacuümbemaling is een kostenbesparende oplossing
3. zettingen kunnen grotendeels voorkomen worden door de verlaging van de waterspanning te beperken
4. de aanwezigheid van overspannen grondwater in het diepe zandpakket

Op basis van een doorlatendheid voor het grove zand van 50m/dag wordt m.b.v. het programma 'Aqui' een schatting gemaakt van de hoeveelheid bemaling om de waterspanning minimaal 3,1m te verlagen. In dit gebied bij Papendrecht bevindt zich in het diepe zandpakket een wateroverspanning van 2,1m.

In figuur is aangegeven waar de verschillende filters aangebracht moeten worden. Op deze plaatsen wordt een debiet onttrokken.



Figuur 6.2: Vacuümbemaling

Uiteindelijk blijkt dat voor een spanningsbemaling bestaande uit 34 filters aan weerszijden van de

bouwput de gevraagde waterspanningsverlaging gerealiseerd wordt. Per filter wordt dan een debiet van  $15\text{m}^3/\text{dag}$  opgepompt. In totaal betekent dit een lozingsdebiet van  $43\text{m}^3/\text{uur}$  ( $1020\text{m}^3/\text{dag}$ ).

De opgepompte hoeveelheid bemalingswater mag hoogstwaarschijnlijk niet geloosd worden op de boezem van de aanliggende polder. Om het lozingsprobleem van dit water op te lossen kan misschien een afvoerleiding in de reeds gemonteerde tunnelbak aangelegd worden naar de rivier de Noord toe.

#### **\* Horizontale aandrang van grondwater**

Uit de gegeven bodemopbouw blijkt dat uit het bovenste grondpakket een horizontale toestroming van grondwater verwacht kan worden. Ten eerste is de doorlatendheid van de bovenste zandlaag relatief groot, waardoor het grondwater zonder waterkerende constructie naar de bouwput toestroomt. Ten tweede bevindt zich op ter hoogte van de putbodem een dikke veenlaag; veenlagen zijn in horizontale richting doorlatend, waaruit geconcludeerd kan worden dat ook deze laag watervoerend zal zijn.

Om de horizontale toestroom van grondwater uit het holocene klei- en veenpakket te voorkomen, wordt gekozen om een waterkerend scherm aan te brengen. Dit scherm kan gezien het tijdelijke karakter van de voorziening bestaan uit een damwandscherm.

Omdat alle mogelijke watervoerende lagen uit het slappe klei- en veenpakket afgesloten moeten worden, is gekozen voor een damwandlengte van twaalf meter. Omdat er variatie in het niveau van de onderste klei- of veenlaag kan optreden, is de damwand circa 1,5m dieper ingetrild. De eerste 10m gaan door slappe klei- en veenlagen. De onderste twee meter moet de damwand het zand in getrild worden. Hierdoor wordt de damwand bovendien beter gefixeerd.

De functie van het bovenbeschreven damwandscherm is in feite niet meer dan een waterkerend scherm. Om de zwaarte van het toe te passen damwandprofiel te beperken, moet of de vrije grondkerende hoogte beperkt worden of gebruik gemaakt worden van een of andere stempeling. Om het gebruik van dure hulpconstructies zoals groutankers of stempeling te voorkomen kan ook een grondmassief tegen de damwand aangebracht worden. Het belangrijkste nadeel van deze oplossing is het extra ruimtebeslag.

Aan weerszijden worden op een onderlinge afstand van 26m damwandschermen ingetrild. Voor deze damwandschermen wordt uitgegaan van een zeer 'licht' damwandprofiel, het Larssen 20-profiel. Het damwandprofiel hoeft feitelijk niet meer te keren dan een waterstandsverschil. Er kan voor een zeer licht profiel gekozen worden, omdat aan de ene zijde de oorspronkelijke bodemopbouw aanwezig is; aan de andere zijde wordt een bouwput met talud aangelegd. Er wordt gekozen voor het 'zwaardere' Larssen 20-profiel met het oog op veelvuldig gebruik, omdat de inzet (intrillen en trekken) met een doorlooptijd van 16 werkdagen uitgevoerd wordt.

Het talud wordt aangelegd onder 1:2; het talud is met het programma 'Mstab' op stabiliteit gecontroleerd. Men streeft er enerzijds naar het talud zo steil mogelijk aan te leggen, waardoor de breedte van de bouwput beperkt wordt; anderzijds is het gewenst een voldoende grote stabiliteitsfactor (minimaal 1,5) te verkrijgen om afschuiven van het talud te voorkomen.

Indien een gedeelte van het talud zou afschuiven, veroorzaakt dit grote horizontale krachten op de reeds geheide betonpalen. Bij afschuiven van een gedeelte van het talud worden de maximale horizontale belastingen snel overschreden en zullen de palen bezwijken.

#### \* Aanbrengen horizontale drainage

Het geniet de voorkeur om ontgravingswerkzaamheden in den droge uit te kunnen voeren om een aantal redenen:

- hogere productiecapaciteit realiseerbaar
- ontgravingswerkzaamheden worden onafhankelijk van kritieke pad in de planning
- geen toepassing van compartimenteringschermen
- geen afvoer van natte grond

Omdat ontgravingswerkzaamheden uitgevoerd worden, moet men op tijd starten met de grondwaterstand binnen de bouwput te verlagen. De waterstand moet verlaagd worden tot een diepte van 4,10m -mv. Het bovenste holocene pakket bestaat uit een 1,5m dikke kleilaag en een 3m dik veenpakket.

De slechte doorlatendheid van de kleilaag zorgt ervoor dat het grondpakket slecht te ontwateren is. Het veen is in verticale richting slecht doorlatend, terwijl door de gelaagde opbouw van het veenpakket deze laag in horizontale richting veelal goed doorlatend is. Door deze gelaagdheid valt deze veenlaag in horizontale richting eenvoudig te ontwateren.

Om het verlagen van de grondwaterstand tot 4,1m -mv te versnellen wordt gekozen om horizontale drainage toe te passen. Met behulp van een drainmachine worden op een diepte van 5m -mv twee drains h.o.h. 6m aangebracht. Op deze aanlegdiepte bevindt zich de veenlaag, waardoor deze laag betrekkelijk eenvoudig te ontwateren is.

Aanzienlijk meer problemen zal het ontwateren van de bovenliggende kleilaag opleveren. In verticale richting is dit gezien de korte bemalingstijd nagenoeg onmogelijk. Om dit probleem te ondervangen wordt de door de drainmachine getrokken sleuf aangevuld met grof zand. Op die manier kan het grondwater in eerste instantie naar de sleuf toestromen, waarna het door het grove zand naar de drain geleid wordt. De drain wordt aangesloten op een pompeenheid.

Samenvattend worden dus over de gehele lengte van het tracé op een onderlinge afstand van 6m twee sleuven gevuld met grof zand aangebracht. Onderin deze 'zandsleuf' ligt de drain. De breedte van zo'n sleuf bedraagt circa 0,25m.

#### \* Grondverbetering

Omdat de bovenliggende veen- en kleilagen een soortelijk gewicht hebben dat nauwelijks zwaarder is dan water, wordt er voor gekozen om een groot gedeelte van het tweede slappe veenpakket te vervangen door zand. Deze grondverbetering levert een aantal voordelen op, te weten:

- vergroting van de neerwaartse bovenbelasting
- een verbetering van de grondslag onder de constructie
- het 'nieuwe' zandpakket vervult tevens de functie van werkvloer

Het is gebruikelijk om op plaatsen waar het ontgravingsniveau tot in een veenlaag reikt, onder de constructie de veenlaag te vervangen door zand; hiervoor wordt veelal een halve meter aangehouden. Tevens wordt ervoor gezorgd dat de grondwaterstand zich op een diepte van 0,5m onder deze werkvloer bevindt.

Aangezien de verlaging van de waterspanningen in het diepe zandpakket geminimaliseerd moeten worden, wordt buiten de halve meter noodzakelijke grondverbetering nogmaals een veenpakket met een dikte van één meter vervangen door zand. Het veenpakket wordt direct na ontgraven vervangen door zand. Uit de evenwichtsberekening blijkt dat rekentechnisch in de ontgraven situatie (veenpakket is afgegraven) onvoldoende dekking aanwezig is om de putbodem tegen

opbarsten te beschermen.

Toch kan de bovenbeschreven grondverbetering toegepast worden omdat het ontgraven 'instabiele' gebied slechts kortstondig en bovendien zeer lokaal bestaat. Het omliggende grondpakket biedt de benodigde weerstand door boogwerking van de grond. Uitgaande van een snelle vervanging van veen door zand levert voor een grondverbetering van 0,5m en 1,5m een reductie op de waterspanningsverlaging van respectievelijk 0,7 en 1,7m. De laatste meter grondverbetering wordt in den natte uitgevoerd.

Het evenwicht gedurende de grondverbetering van anderhalve meter is tamelijk kritiek; men moet er dus te allen tijde alert op zijn dat aan het einde van iedere werkdag het ongravingsfront aangevuld is met zand.

Door middel van een vacuumbemaling in het diepe zandpakket wordt de grondwaterspanning minimaal 3,1m verlaagd. Voor de bepaling van deze verlaging is uitgegaan van een veiligheidsfactor van 1,05 tegen opbarsten van de putbodem.

#### **\* Zettingen**

Een tweede voordeel van het aanbrengen van een extra grondverbetering van één meter is dat de verlaging van de waterspanningen extra gereduceerd kan worden met 0,90m. Het invloedsgebied buiten de bouwkuip wordt kleiner naarmate de verlaging van de waterspanning kleiner is.

Deze grondwaterspanningsverlaging heeft invloed op de zettingen in de directe omgeving. Omdat in de huidige aanwezige situatie een wateroverspanning in het diepe zandpakket aanwezig is, kan van deze situatie gebruik gemaakt worden om de grootte van de zettingen te beperken.

De waterstand in de polder bevindt zich omstreeks 0,60m-mv. Vanaf de grondwaterstand loopt de waterdruk hydrostatisch op tot aan de onderzijde van het slecht waterdoorlatende klei- en veenpakket; de waterdruk bedraagt daar dus 99kN/m<sup>2</sup>. Ten gevolge van de spanningsbemaling in het diepe zandpakket wordt de waterspanning verlaagd van 120kN/m<sup>2</sup> tot 89kN/m<sup>2</sup>.

In het gebied binnen de contourlijn van 99kN/m<sup>2</sup> is de waterspanning dus lager dan de hydrostatische waterdruk aan de onderzijde van het slecht waterdoorlatende grondpakket. Indien de waterspanning lager is dan de hydrostatische worden de bovenliggende grondlagen ontwaterd; deze ontwatering van een klei- of veenpakket heeft tot gevolg dat er grote zettingen zullen optreden.

Uit deze beschouwing kan men concluderen dat alleen binnen het gebied van de contourlijn van 99kN/m<sup>2</sup> grote zettingen kunnen optreden; buiten dit gebied is de waterspanningsverlaging kleiner dan de van nature aanwezige waterspanning. Het blijkt dat het beïnvloedingsgebied t.g.v. de tijdelijke bemaling relatief klein (zie bijlage 13a).

Een bijkomend feit dat van invloed is op de te verwachten zettingen is de tijdsfactor. Er wordt slechts gedurende korte tijd bemaling ingesteld. De maximale tijdsduur dat de bemaling in werking is, bedraagt slechts 20 dagen.

Toch mag uit bovenstaande uiteenzetting niet geconcludeerd worden dat buiten de contourlijn van 99kN/m<sup>2</sup> totaal geen zettingen zijn te verwachten. Ten gevolge van de bemaling treden toch veranderingen op in de waterhuishouding; deze veranderingen kunnen wel degelijk zettingen veroorzaken.

## 7 ONTWERP CONSTRUCTIEDETAILS

### 7.1 Waterdichte voegconstructie van het tunnelbakelement

Tussen twee prefab-elementen moet in dwarsrichting een voegconstructie gemaakt worden. Deze voegconstructie komt om de 2,50m voor; het ontwerp van deze dwarsvoeg vergt daarom extra aandacht. Omdat de ligging van het tunnelbak-element in het gekozen tracé steeds gesitueerd is beneden maaiveld, moet de voegconstructie lekkage ten gevolg van grondwater tegengaan.

De voegconstructie moet een tweetal primaire functies vervullen, te weten:

- afdichting
- overdracht van krachten

Een overzicht van de door de voegconstructie te vervullen functies is in het functiediagram weergegeven (zie figuur 7.1).

Het aspect afdichting kan opgesplitst worden in een aantal verschillende deelfuncties. Deze zijn achtereenvolgens:

- afdichting tegen grondwater
- tegengaan van zandinsluiting
- bestand zijn tegen mechanische belasting voortkomende uit het ballastbed en treinverkeer
- mogelijk maken van variatie in voegbreedte

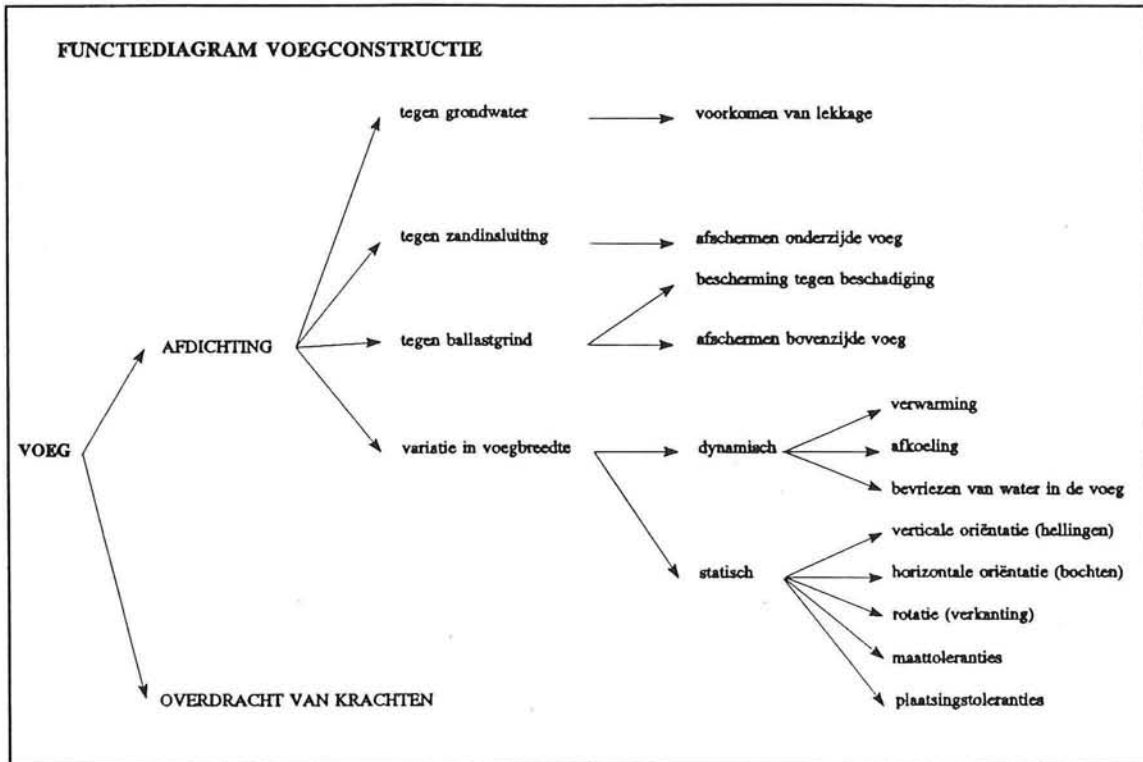
Voor de voegconstructie is uitgegaan van het feit dat geen gebruik gemaakt wordt van speciaal vervaardigde bochtelementen. Alle mogelijke verticale, horizontale en rotatiebewegingen moeten d.m.v. variatie in voegbreedte opgevangen worden.

De tweede hoofdfunctie nl. overdracht van krachten is voor het functioneren van de voegconstructie van minder belang. In feite heeft de betreffende dwarsvoeg geen constructieve functie; de voeg hoeft alleen krachten over te dragen, welke voortkomen uit de afdichtende functie. Met andere woorden krachtsoverdracht vindt alleen plaats om het rubberen voegprofiel dicht te drukken.

Naast de hierboven beschreven te vervullen functies is een aantal aspecten te noemen, die van invloed zijn op het ontwerp. Deze zijn achtereenvolgens:

- \* bevestiging en montage van eventuele afdichtingsprofielen
- \* kans op beschadiging
- \* controleerbaarheid van waterdichtheid
- \* mogelijkheden tot nabehandeling (na-injectie)
- \* eenvoud van fabricage
- \* kosten





Figuur 7.1: Functiediagram voegconstructie

**\* Samenvatting variatie in voegbreedte**

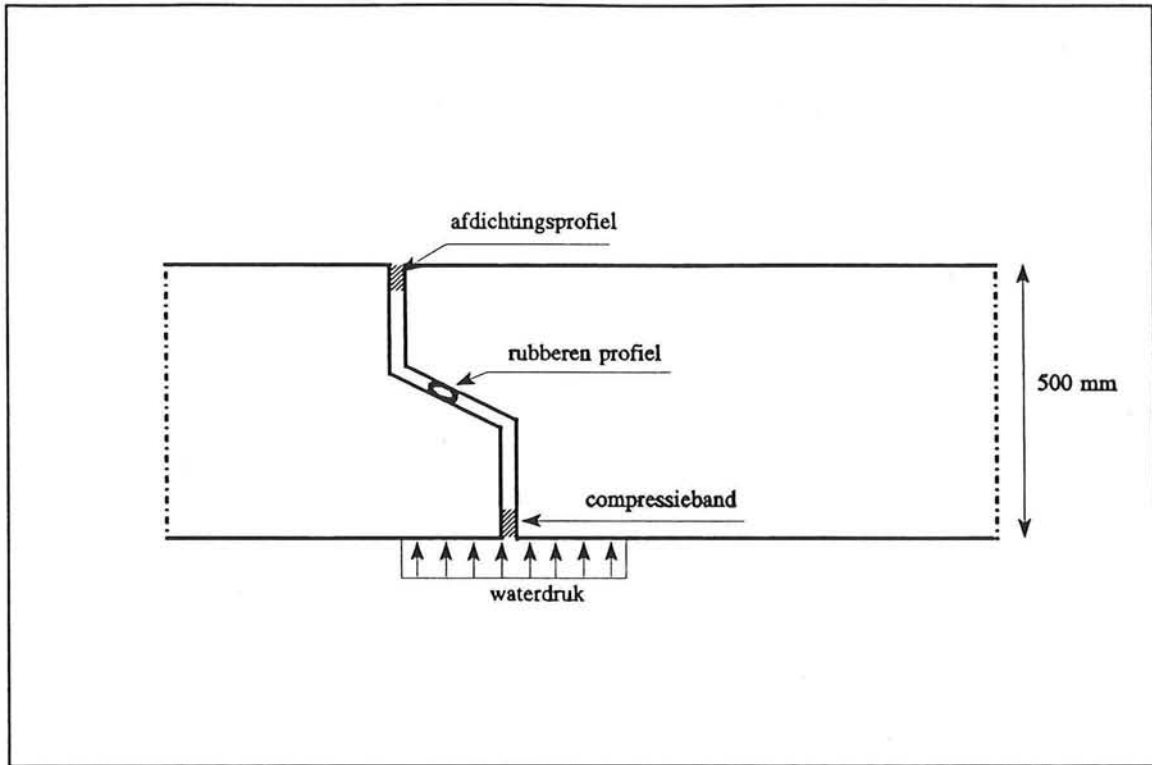
In onderstaande tabel worden de resultaten van de variatie in voegbreedte samengevat. Voor deze berekening wordt verwezen naar bijlage 15.

	maximale variatie in voegbreedte
- verwarming (+20°C)	+0,50 mm
- afkoeling (-10°C)	-0,25 mm
- bevroren van water in voeg	-
- horizontale oriëntatie (bochten)	± 1,5 mm
- verticale oriëntatie dalboog	± 1,0 mm
topboog	± 0,5 mm
- rotatie (verkanting)	n.v.t.
- maattoleranties t.g.v. fabricage	-1/+2 mm
- plaatsingstoleranties	± 5 mm

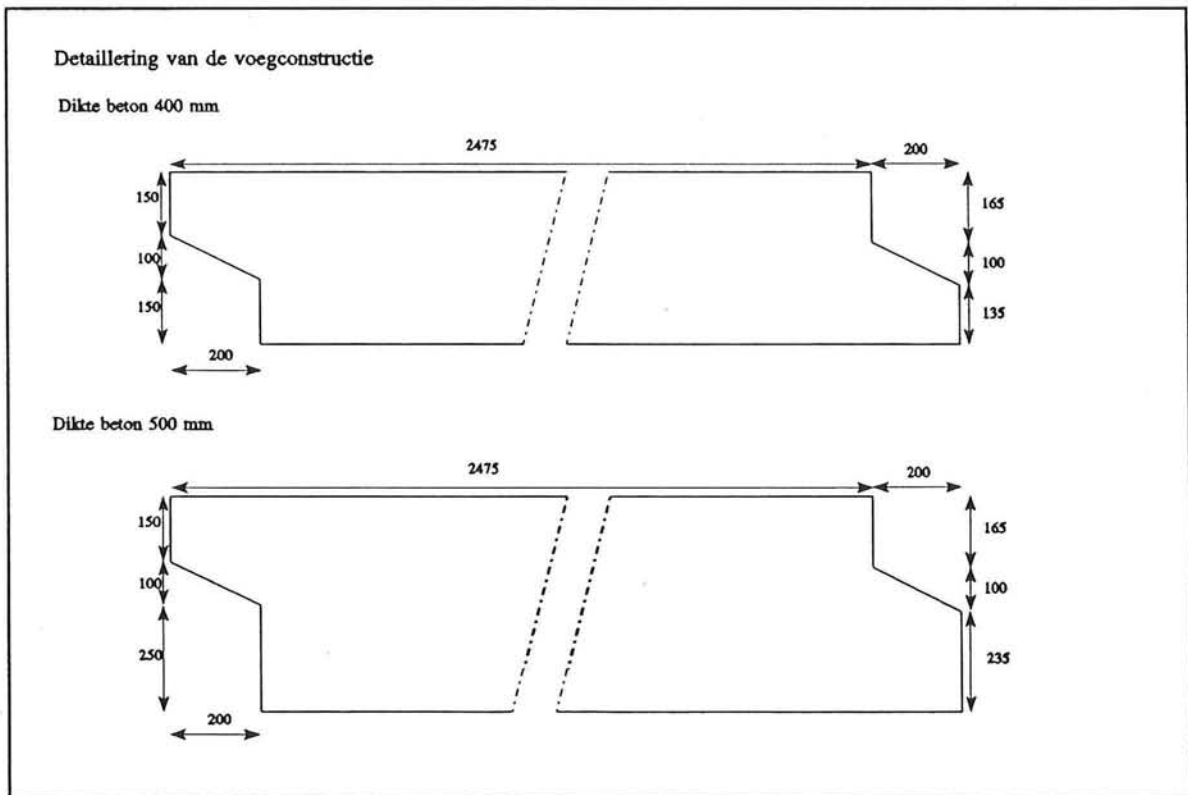
Tabel 7.2: Variatie in de voegbreedte

Voor het optimaal functioneren van de voegconstructie is eigenlijk alleen de situatie van belang waarin de voegbreedte dusdanig groot is dat het rubberen afdichtingsprofiel onvoldoende afsluit. Om dit te voorkomen moet de variatie in voegbreedte omwille van dichtheidseisen binnen een bepaald tolerantiegebied liggen.

Uit de bepaling van de variatie in de voegbreedte blijkt dat de hiervoor benodigde ruimte circa 6 à 7mm afdoende is. Deze variatie in voegbreedte moet binnen het elastische gebied van het rubberen voegprofiel liggen. Voor de streefmaat van de breedte van de voeg wordt 25 mm aangehouden.



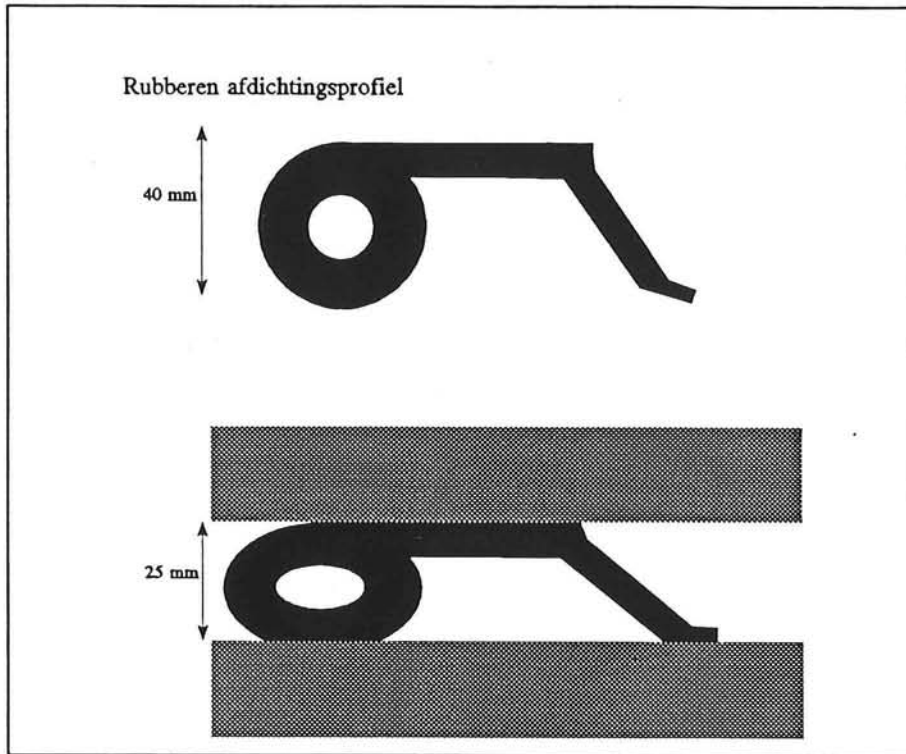
Figuur 7.2: Ontwerp voegconstructie



Figuur 7.3: Detailtering voegconstructie

### \* Rubberen voegprofiel

Er is gekozen voor een rubberen voegprofiel. Dit voegprofiel wordt in dwarsrichting doorlopend over het tunnelbakelement aangebracht. Dit rubberprofiel wordt al in de fabriek op het tunnelbakelement gelijmd. Door de ligging aan de onderzijde van de tandoplegging is het rubberen voegprofiel goed beschermd tegen eventuele beschadiging tijdens transport.



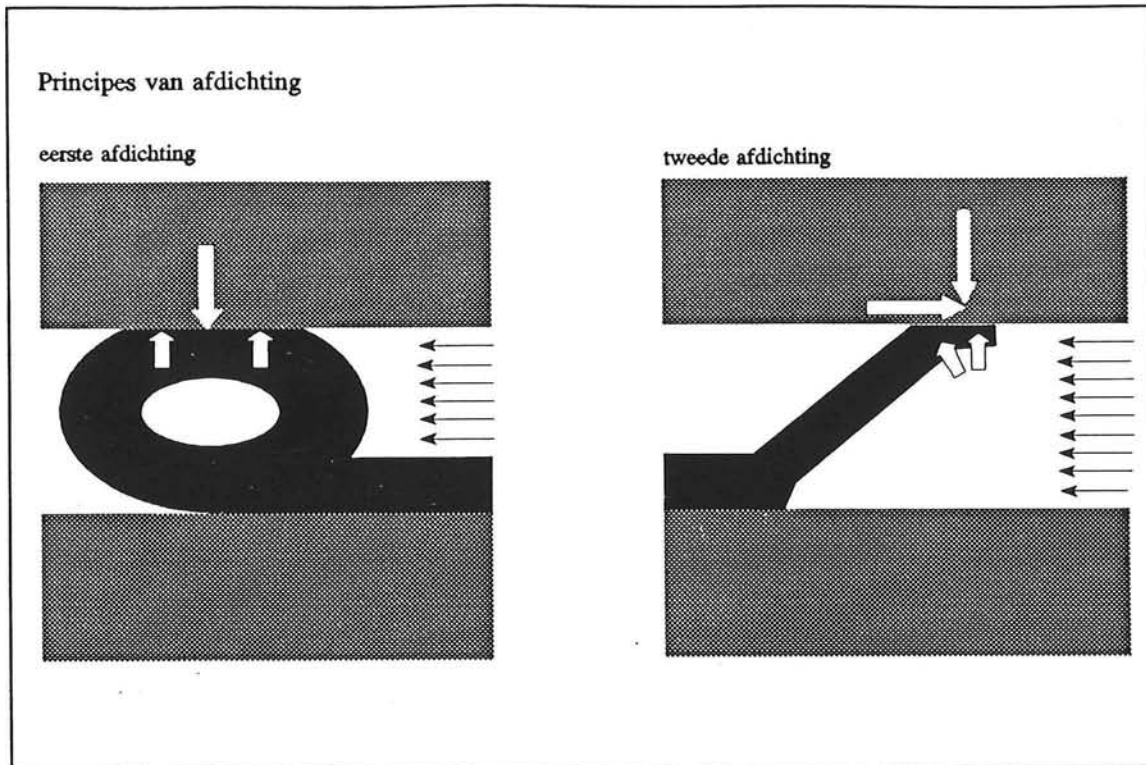
Figuur 7.4: Rubberen voegprofiel

Omdat het van groot belang is dat lekkage van tunnelbakelementen voorkomen moet worden, is gekozen voor een rubberprofiel dat functioneert volgens een dubbel uitgevoerd afdichtingssysteem.

Het prefab-tunnelbakelement wordt opgelegd op een zestal tijdelijke oplegpunten op de fundatiesloof; deze zes oplegpunten worden exact op hoogte gesteld. De hoogte van het rubberen voegprofiel is echter groter dan de ruimte tussen beide prefab-elementen. Voordat het tunnelbakelement op deze zes tijdelijke oplegpunten rust, draagt het element op het rubberen voegprofiel. De afdichtende werking wordt geleverd door compressie van het rubber; dit is het hoofdprincipe van de primaire afdichting.

De secundaire afdichting wordt gevormd door het rubberen flapje. Door het verschil in waterdruk over de voegconstructie wordt het flapje door de waterdruk zelf tegen het beton aangedrukt, waardoor een tweede vorm van waterdichtheid gecreëerd wordt. Afdichting wordt veroorzaakt door het door de waterdruk geactiveerde flapje.

Beide principes zijn in onderstaande figuur 7.5 weergegeven.



Figuur 7.5 Afdichtingsprincipes

**\* Montage**

De vormgeving van de ronde opstaande wanden van het tunnelbakelement zorgt ervoor dat de constructie zelfzoekend is; hierbij treedt bovendien door de tapse vorm een tweede voordeel op dat het rubberen voegprofiel pas in een heel laat stadium met het voorgaande element in contact komt. Afschuiving van het rubberen voegprofiel treedt slechts over een kleine afstand op; bovendien blijven de contactdrukken gering. Voorwaarde is wel dat montage en plaatsing van de prefab-elementen uiterst nauwkeurig dient te geschieden; anders treden al in een eerder stadium beschadigingen aan het voegprofiel op.

Gezien het grote belang van een goede waterdichte voegconstructie, moet speciaal voor dit project bovenstaand voegprofiel verder ontwikkeld worden. Voordat tot grootschalige toepassing van het voegprofiel wordt overgegaan, zal het uitvoerig getest moeten worden.

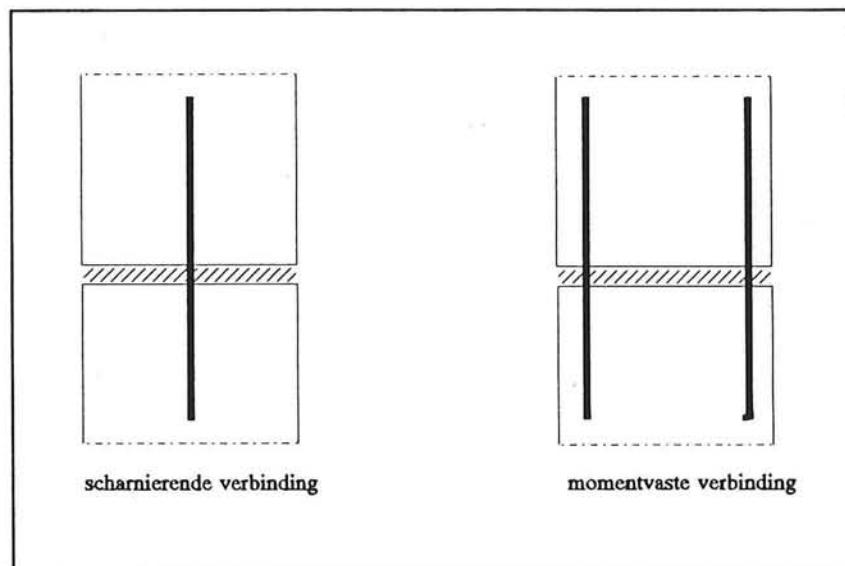
## 7.2 Verbinding tunnelbakelement - wandelement

De verbinding tussen het tunnelbakelement en het wandelement is voor de A15- en de gesloten variant geheel verschillend. De verbinding in de constructie voor de A15-variant is geschematiseerd als een momentvaste verbinding; de verbinding voor de gesloten constructie (in de definitieve situatie) wordt beschouwd als een scharnierende verbinding.

Tijdens montage van de wand- en dakelementen van de gesloten tunnel leidt een schematisatie van de gesloten tunnel een vijftal scharnieren tot instabiliteit. Door het ontbreken van aanaarding ontbreekt ook de zijdelingse steun. Voor montagewerkzaamheden wordt het oplegpunt voor het wandelement als een momentvaste verbinding beschouwd. Hoe deze verbinding in de praktijk geconstrueerd zal worden, wordt in het vervolg van deze paragraaf uiteengezet.

Als uitgangspunt wordt eveneens aangenomen dat met één type verbindingconstructie zowel een scharnierende als een momentvaste verbinding gecreëerd moet kunnen worden. Op die manier kunnen met de standaardelementen beide constructievormen uitgevoerd worden. Voor de gesloten constructievariant moet tijdens montage ook een 'momentvaste' constructie gevormd worden.

Beide verbindingen worden met onderstaande schematisatie aangegeven.



Figuur 7.6: Schematisatie verbindingen

Uit de resultaten van de diverse berekeningen volgt dat door de A15-variant een positief en een negatief moment opgenomen moet worden. Dit betekent in concreto dat aan beide zijden wapening aangebracht moet worden. Voor de ligging van de wapening en maximaal opneembaar moment levert dit door de geringe dikte van het wandelement problemen op; er wordt daarom gekozen om ter plaatse van het opleggingspunt plaatselijk een verdikking aan te brengen. Hierdoor wordt de inwendige hefboomsarm vergroot wat resulteert in een reductie van de benodigde wapening.

Uit de resultaten van de berekening voor de gesloten variant volgt dat slechts tijdens montagewerkzaamheden de verbinding een moment moet overbrengen. Dit behelst een positief moment, waardoor aan de binnenzijde tijdelijk wapening aanwezig zou moeten zijn.

Dit probleem kan op twee verschillende manieren opgelost worden, te weten:

- aanbrengen van een tijdelijke verankering, waardoor een momentvaste verbinding ontstaat.
- gebruik maken van een of andere hulpconstructie om stabiliteit van het wandelement te garanderen.

Voor de A15-variant wordt een momentvaste verbinding gecreëerd. Dezelfde verbinding wordt tijdelijk gebruikt voor de gesloten variant. Er wordt dus voor de gesloten variant eerst een momentvaste verbinding gecreëerd, vervolgens wordt deze verbinding gelost en ontstaat een scharnierende verbinding (zie figuren 7.7; 7.8; 7.9 en 7.10).

Omdat de benodigde verankeringslengte aan de binnenzijde van het wandelement niet beschikbaar is, is gekozen voor een boutverbinding. Door het aandraaien van de bout wordt de vereiste trekverankering omgezet in een drukkracht op het beton. Deze verbinding kan voor beide constructies toegepast worden. Het lossen van de boutverbinding voor de gesloten tunnel laat een scharnierende verbinding ontstaan.

**\* Samenvatting voegverbinding**

Uit de berekening volgt dat onderstaande verankering per wandelement vereist is:

	verankering
buitenzijde voegverbinding	2 $\phi$ 25
binnenzijde voegverbinding	2 $\phi$ 25

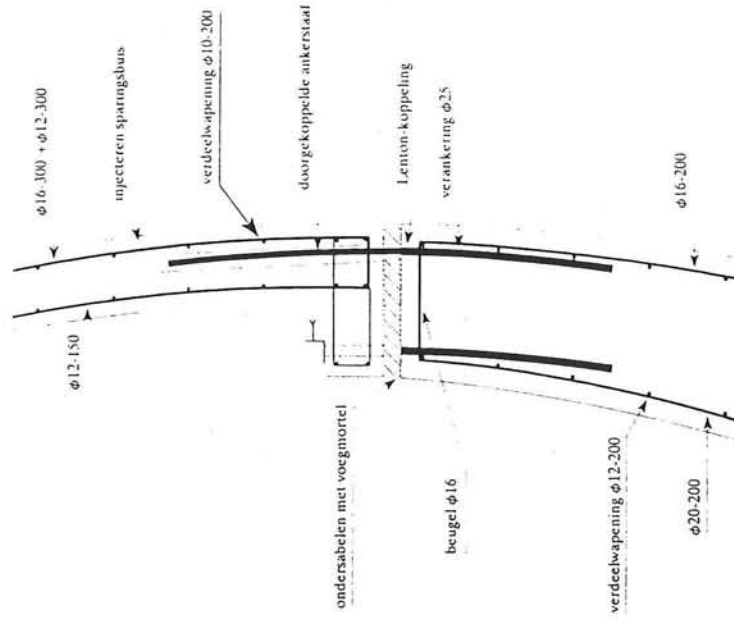
Tabel 7.3: Vereiste verankering

De ankers in het tunnelbakelement worden gelijktijdig met benodigde wapening ingestort. De ingestorte ankers van wapeningsstaal worden van schroefdraad en een Lenton-koppeling voorzien.

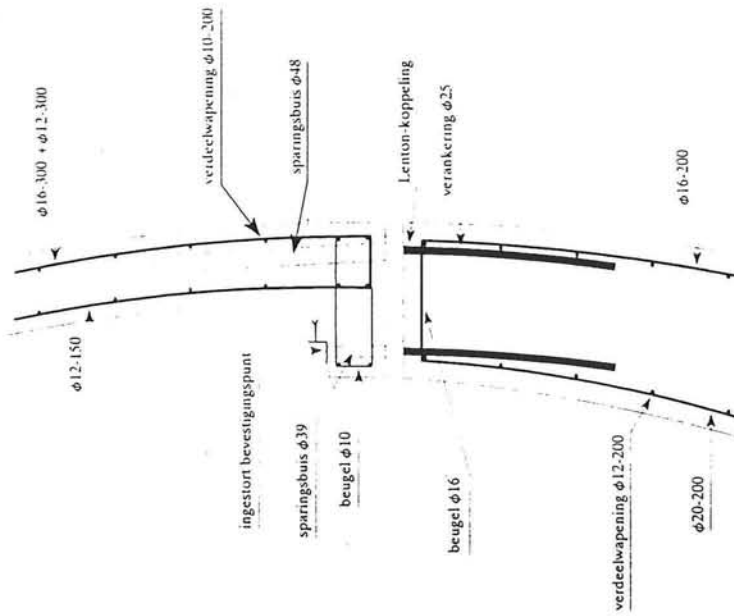
Voor het doorkoppelen van de verankering aan de binnen- en buitenzijde wordt gebruik gemaakt van Lentonkoppelingen en draadeinden  $\phi$ 25; de ankerstaaf dient tevens als stelvoorziening.

De verschillende verbindingen zijn in de volgende figuren weergegeven.

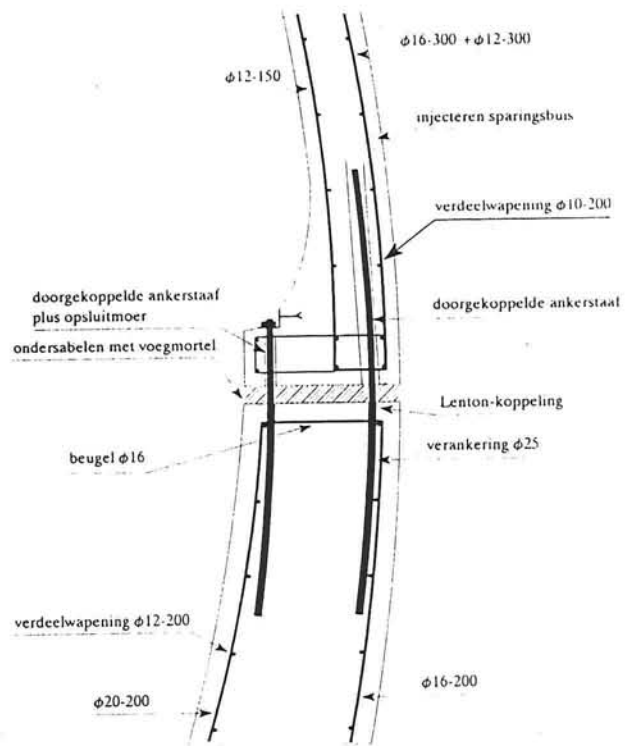
voegverbinding wandelement-tunnelbakelement  
scharnierende verbinding (gesloten tunnel)



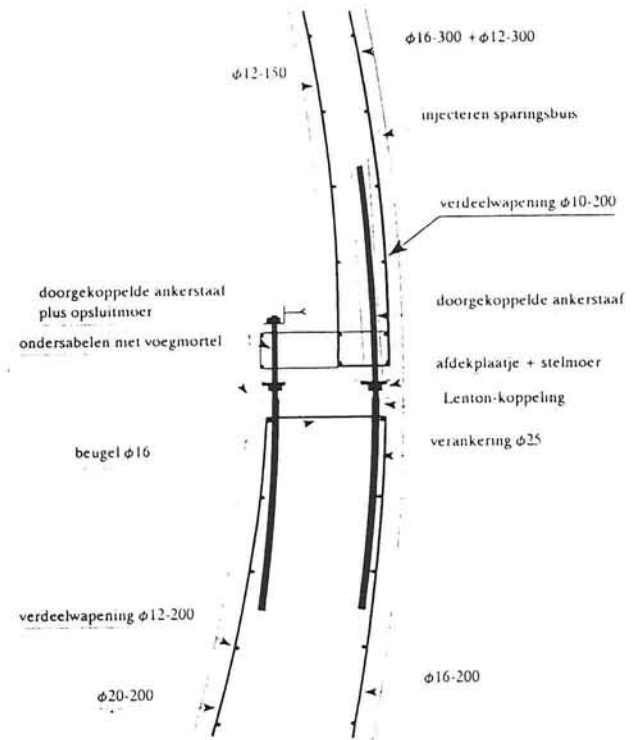
voegverbinding wandelement-tunnelbakelement  
standaard-elementen



voegverbinding wandelement-tunnelbakelement  
momentvaste verbinding



voegverbinding wandelement-tunnelbakelement  
montage-verbinding



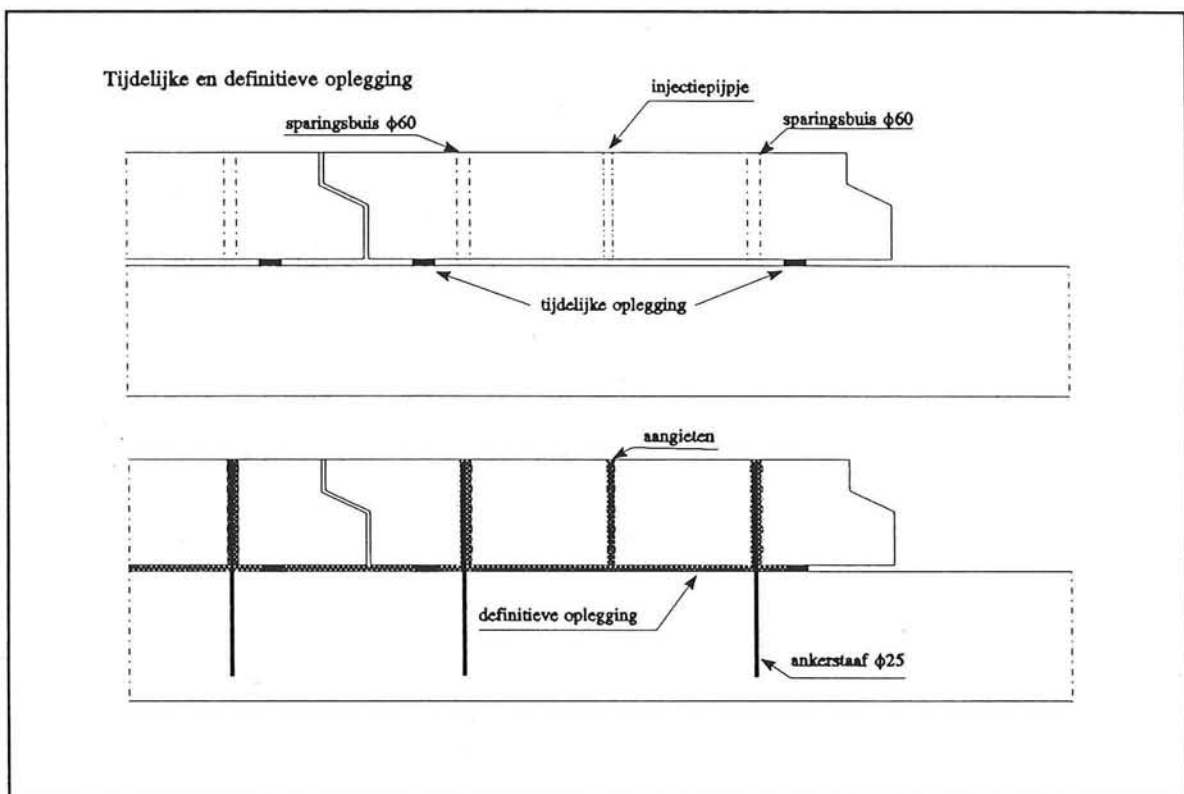


### 7.3 Verankering van tunnelbakelement aan de oplegslAAF

De ligging van het tunnelbakelement is beneden de grondwaterstand. De onderzijde van de constructievloer van het tunnelbakelement bevindt zich op een diepte van 3,0m-mv.

Ten gevolge van de opwaartse waterdruk wordt de verankering op trek belast. Om een trekverankering tussen tunnelbakelement en oplegslAAF te creëren worden per element een zestal ankerstaven ingelijmd (zie bijlage 14c). In figuur 7.11 worden zowel de tijdelijke als de definitieve oplegging weergegeven.

Sparingsbuizen in de tunnelbak worden van tevoren ingestort. Na positionering van het tunnelbakelement worden gaten door de sparingsbuizen in de oplegslAAF geboord. Gelijktijdig met het inlijmen van de ankerstaven wordt ook de ruimte tussen het tunnelbakelement en de oplegslAAF aangieten. Dit aangieten gebeurt wederom met een snelhardende aangietmortel. Op die manier wordt tegelijkertijd de definitieve oplegging aangebracht.



Figuur 7.11: Tijdelijke en definitieve oplegging

#### 7.4 Onderlinge verbindingen tussen de prefab-elementen

De gesloten variant bestaat buiten het tunnelbakelement uit een viertal geprefabriceerde wand-en dakelementen. Voor de onderlinge verbindingen tussen de prefab-elementen bestaat in de boortunnelbouw een aantal standaard technieken.

De prefab-elementen moeten zowel in lengte- als in dwarsrichting met elkaar verbonden worden. De redenen hiervoor zijn:

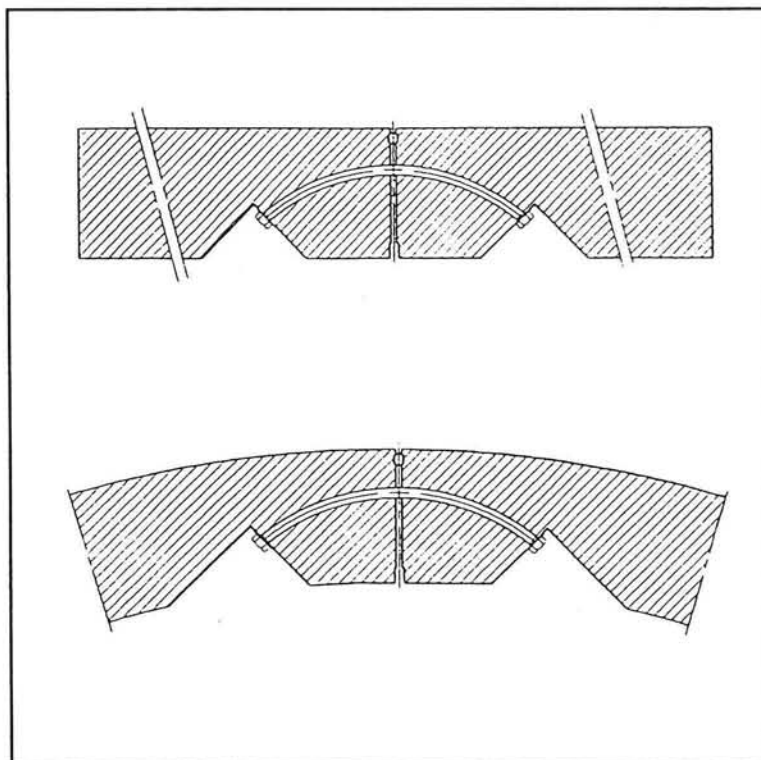
- stabiliteit tijdens montage
- krachtsoverdracht tijdens montage en definitieve situatie
- initiële indrukking van het afdichtingsprofiel

In de definitieve situatie is het wellicht mogelijk om de verbinding weg te halen vanwege de grote normaalkrachten in de constructie.

Een van die technieken is om de elementen met een boutverbinding te verbinden. In het KIVI-rapport Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen wordt een aantal mogelijke oplossingen genoemd.

Er wordt echter voorlopig gekozen voor de kromme boutverbinding voor de dwars- en langsverbinding. De kromme bout geniet de voorkeur omdat geen cassetten in de prefab-elementen aangebracht hoeven te worden; gezien de geringe dikte van het wandelement is toepassing van cassetten nauwelijks mogelijk. De kromme boutverbinding is bovendien eenvoudig aan te draaien.

Bij een verbinding met een kromme bout ligt de boutverbinding bijna centrisk in het element. Dit heeft als voordeel dat kleine onderlinge rotaties mogelijk zijn. Een voorbeeld van een kromme boutverbinding is in figuur 7.7 en 7.8 weergegeven.



Figuur 7.7: Voorbeeld kromme boutverbinding

## 8 PLANNING EN FASERING

### 8.1 Inleiding

Voordat met de bouw wordt begonnen, dient een groot aantal procedures te worden doorlopen, onder meer om de benodigde vergunningen te krijgen. Daarom wordt er van uitgegaan dat pas in januari 1995 daadwerkelijk met de aanleg kan worden gestart.

De planning is opgezet voor een produktie van 20m/dag. Op basis van deze dagproduktie is het mogelijk om met behulp van vier bouwstromen het hele traject van de Betuweroute binnen vijf jaar aan te leggen.

Bij het opstellen van de materieelplanning is er naar gestreefd dat de lengte van de bouwstroom zo kort mogelijk moet zijn. Dit levert een aantal voordelen op zoals bijvoorbeeld kortere tijdsduur van bemaling en een kleinere inzet van damwandplanken.

Uit de materieelplanning blijkt dat de hele bouwstroom slechts een lengte van 320m heeft. Door de hoge voortgangssnelheid bedraagt de tijdspanne tussen intrillen en trekken van de damwand slechts 16 werkdagen. Door een continue inzet van zowel materiaal als materieel kan een aanzienlijke kostenbesparing bereikt worden.

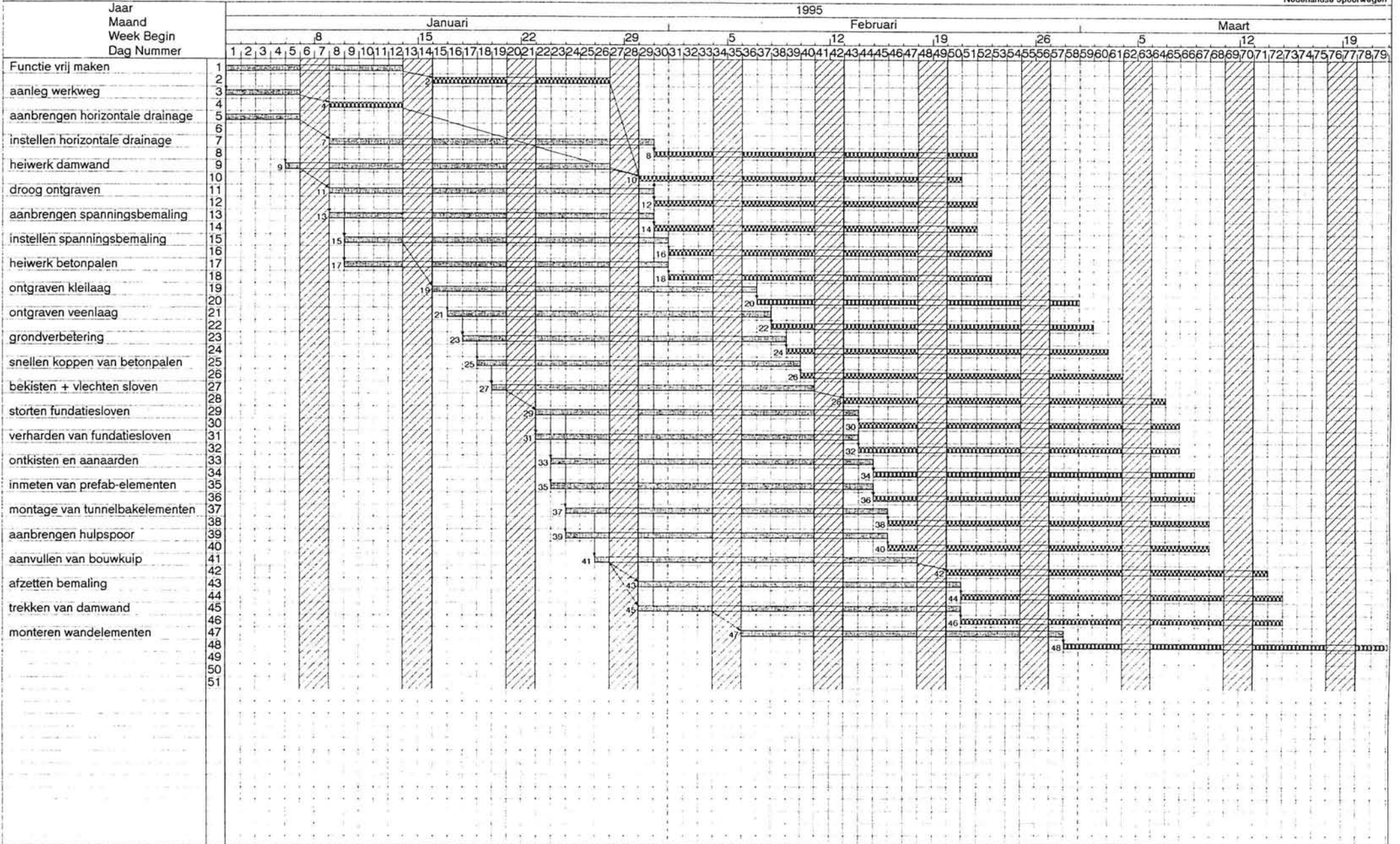
Op de volgende pagina's worden de planning en de materieelplanning bijgevoegd.

# Rouwmethode prefab-tunnelbouw

28-Okt-93

O.M.Th. Vos

Nederlandse Spoorwegen



Balk Biblioth. 1  
 Bouwstroom B

Drawing ref c:\gemapps\lijpio.gom  
 Project ref c:\gemapps\lijpio.pdb

## Materieelplanning Betuweroute

ACTIVITEIT	MATERIEEL	HOEEVELHEID	
afzetten spanningsbemaling			320m staart
trekken damwand	2 heistellingen	40 m/dag	moot 16
aanvullen grond	1 graafmachine	560 m <sup>3</sup> /dag	300m moot 15
montage prefab-elementen	1 rupskraan 140 ton	8 elementen/dag	280m moot 14
verharden beton (minimaal 36uur)			260m moot 13
stellen prefab-elementen		8 elementen/dag	
storten fundatiesloven		ca. 22 m <sup>3</sup> /dag	240m moot 12
verharden beton (minimaal 36uur)			220m
bekisten + aanbrengen wapening	1 mobiele kraan 3 sloofbekistingen		moot 11
koppen snellen van betonpalen		24 stuks/dag	200m moot 10
grondverbetering aanbrengen	1 hydraulische graafmachine	360 m <sup>3</sup> /dag veen 360 m <sup>3</sup> /dag zand	180m moot 9
droog ontgraven veenlaag	1 hydraulische graafmachine	280 m <sup>3</sup> /dag	160m moot 8
droog ontgraven kleilaag	1 hydraulische graafmachine	840 m <sup>3</sup> /dag	140m moot 7
instellen verhanglijn in slappe grondpakket en diepe zandpakket			120m moot 6
instellen verhanglijn in slappe grondpakket en diepe zandpakket			100m
heiwerk betonpalen	1 heistelling	12 stuks/dag	moot 5
instellen verhanglijn in slappe grondpakket en diepe zandpakket			80m moot 4
instellen verhanglijn in slappe grondpakket en diepe zandpakket			60m moot 3
heiwerk betonpalen	1 heistelling	12 stuks/dag	
droog ontgraven	1 hydraulische graafmachine	312 m <sup>3</sup> /dag	40m moot 2
installeren bemaling			20m
heiwerk damwanden	2 heistellingen	40 m/dag	moot 1
			0m front

## 9 AANLEGKOSTEN

### 9.1 Inleiding

Voor het opstellen van de raming van de aanlegkosten is gebruik gemaakt van 'Ibis Trad'.

Een raming van de aanlegkosten is uitgevoerd voor de drie constructie varianten, te weten:

- de landbouwvariant
- de A15-variant
- de gesloten variant

Voor de gesloten variant is uitgegaan van een verdiepte aanleg. Het betreft bovendien kruisingen met wegen die voor verkeer tijdelijk afgesloten mogen worden.

Voor het bepalen van de inzet van materieel is uitgegaan van de materieelplanning, zoals weergegeven in hoofdstuk 8. Uitgaande van een dagproductie van 20m/dag heeft de totale bouwstroom een lengte van 320m. Op basis van totaalprijs per 320m<sup>1</sup> is vervolgens een prijs per strekkende meter bepaald.

In tabelvorm zijn de belangrijkste kostenposten per variant weergegeven. In de totaalprijs zijn geen kosten voor berekening en ontwerp opgenomen. De totaalprijs is exclusief BTW.

Voor het bepalen van de totale aanlegkosten voor een bepaald traject kan voor de situatie nabij Papendrecht het aantal meters A15-variant vermenigvuldigd worden met de strekkende meterprijs van de A15-variant. Voor de kruisingen met verkeersinfrastructuur moet daar het aantal strekkende meters gesloten variant maal de strekkende meterprijs voor de gesloten variant bij opgeteld worden.

In bijlage 15 zijn de complete begrotingen voor de drie varianten weergegeven.

#### \* Landbouwvariant

	prijs per m <sup>1</sup>
voorbereidend werk	125,-
grondwerk	165,-
funderingswerk            prefab betonpalen	1.275,-
betonwerk	400,-
prefab beton                tunnelbakelement	5.150,-
kabelkokers + ontsporingsbalk	1.150,-
spoorwerk	2.750,-
bovenleiding en signalering	3.250,-
opruimwerkzaamheden	25,-
algemene bouwplaatskosten	125,-
<b>Totaal directe kosten</b>	<b>14.415,-</b>
1 % onvoorzien	144,-
5 % algemene kosten	720,-
<b>Totaal incl algemene kosten</b>	<b>15.279,-</b>
2 % risico en winst	305,-
<b>Totale aanneemsom excl BTW</b>	<b>15.600,-</b>

\* A15-variant

	prijs per m <sup>l</sup>
voorbereidend werk	125,-
grondwerk	565,-
horizontale drainage	30,-
vacuïmbemaling	55,-
funderingswerk	stalen damwand
	515,-
	prefab betonpalen
	1.335,-
betonwerk	415,-
prefab beton	tunnelbakelement
	5.170,-
	wandelement
	1.120,-
	kabelkokers + ontsporingsbalk
	1.150,-
spoorwerk	2.750,-
bovenleiding en signalering	3.250,-
opruimwerkzaamheden	25,-
algemene bouwplaatskosten	125,-
<b>Totaal directe kosten</b>	<b>16.630,-</b>
1 % onvoorzien	166,-
5 % algemene kosten	830,-
<b>Totaal incl algemene kosten</b>	<b>17.626,-</b>
2 % risico en winst	355,-
<b>Totale aanneemsom excl BTW</b>	<b>18.000,-</b>

\* Gesloten variant

	prijs per m <sup>l</sup>
voorbereidend werk	500,-
grondwerk	1.020,-
horizontale drainage	30,-
vacuïmbemaling	55,-
funderingswerk	stalen damwand
	515,-
	prefab betonpalen
	1.760,-
betonwerk	415,-
prefab beton	tunnelbakelement
	5.170,-
	wand + dakelementen
	5.280,-
	kabelkokers + ontsporingsbalk
	1.150,-
spoorwerk	2.750,-
bovenleiding en signalering	3.250,-
opruimwerkzaamheden	830,-
algemene bouwplaatskosten	185,-
<b>Totaal directe kosten</b>	<b>22.910,-</b>
2 % onvoorzien	460,-
5 % algemene kosten	1.150,-
<b>Totaal incl algemene kosten</b>	<b>24.520,-</b>
2 % risico en winst	480,-
<b>Totale aanneemsom excl BTW</b>	<b>25.000,-</b>

## 10 CONCLUSIE

Om een oplossing te vinden voor de maatschappelijke en milieutechnische problematiek is gezocht naar een alternatieve aanleg van de spoorbaan.

Door toepassing van prefab-elementen ontstaat in velerlei zin een flexibel systeem. Omdat aan de verschillende te doorkruisen gebieden verschillende eisen aan geluids- en trillingshinder, visuele hinder en veiligheid gesteld worden, wordt door toepassing van het prefab-tunnelbouwsysteem een flexibel alternatief geboden. Afhankelijk van het te doorkruisen gebied wordt voor een bepaalde variant gekozen. Op die manier worden de gevolgen voor mens en milieu afhankelijk van het gebied beperkt. De afhankelijkheid van de omgeving komt tot uiting in de hoogteligging van BS en de mate van geslotenheid van de constructie.

De toepassing van het prefab-tunnelbouwsysteem zorgt ervoor dat een hoge voortgangssnelheid gerealiseerd kan worden. Door uit te gaan van een produktie van 20m per dag kan m.b.v. vier onafhankelijke bouwstromen het hele tracé van de Betuweroute binnen vijf jaar aangelegd worden. Uitgaande van een startdatum van 1 januari 1995 betekent dit dat de Betuweroute in het jaar 2000 in gebruik genomen kan worden.

De keuze voor toepassing van een bepaald alternatief is veelal grotendeels gebaseerd op de uiteindelijke aanlegkosten. Uit de raming van de aanlegkosten blijkt dat het prefab-tunnelbouw-systeem zeker budgetair haalbaar is. Het prefab-tunnelbouw-systeem kan qua aanlegkosten concurreren met andere alternatieven.

Uit bovenstaande blijkt dat het prefab-tunnelbouw-systeem een maatschappelijk aanvaardbare, snel aan te leggen, goedkope en bovenal flexibele oplossing is.



# **PREFAB-TUNNELBOUW, ALS FLEXIBEL ALTERNATIEF**

**'n variant voor de Betuweroute**

**Bijlage**

Opgesteld door O.M.Th. Vos  
Strukton Betonbouw  
November 1993

Onder begeleiding van:  
- Prof.ir.A. Glerum  
- Ing.W.K. Venema  
- Ir.K.G. Bezuyen  
- Ir.B. Polen



bijlage 1	Beschrijving van het voorkeurstracé
bijlage 2	Analyse problematiek
bijlage 3	Functioneel programma van eisen
bijlage 4	Beoordelingscriteria
bijlage 5	Belastingen
bijlage 6	Berekening en modellering beddingstaven
bijlage 7	Variatie van het aantal scharnieren
bijlage 8	Variatie van de dikte van het tunnelbakelement
bijlage 9	Veerstijfheid van de fundering
bijlage 10	a. Berekening raamwerkprogramma * invoer gesloten variant * belastingcombinaties * grafische uitvoer gesloten variant b. Berekening raamwerkprogramma * invoer A15-variant * belastingcombinaties * grafische uitvoer A15-variant
bijlage 11	a. Betonberekening tunnelbakelement b. Betonberekening wand-en dakelement
bijlage 12	a. Berekening fundering en fundatiesloof b. Paalberekening c. Detaillering
bijlage 13	a. Bouwput met tijdelijke kortdurende bemaling b. Bouwkuip met onderwaterbeton c. Grondgegevens
bijlage 14	a. Waterdichte voegconstructie van het tunnelbakelement b. Verbinding tunnelbakelement- wandelement c. Verankering van tunnelbakelement aan de oplegslAAF
bijlage 15	a. Aanlegkosten landbouwvariant b. Aanlegkosten A15-variant c. Aanlegkosten gesloten variant



## BESCHRIJVING VAN HET VOORKEURSTRACÉ

### \* Inleiding

In de Tracénota, uitgevoerd in opdracht van de nv Nederlandse Spoorwegen, is een groot aantal mogelijke tracé-alternatieven voor de aanleg van de Betuweroute onderzocht. Deze zijn vervolgens op een aantal criteria beoordeeld. Dit alles is uitvoerig beschreven in 'Betuweroute deel B Tracé-onderzoek en Milieu-effectrapportage'.

Op grond van dit onderzoek naar de meest geschikte ligging van het tracé heeft het kabinet haar voorkeur uitgesproken voor één bepaald tracé. Dit voorkeurstracé is als uitgangspunt voor alle verdere beschouwingen aangenomen.

Het traject van de Betuweroute is van west naar oost opgedeeld in een vijftal tracédelen, te weten:

- Tracédeel 1: Rotterdam - Papendrecht
- Tracédeel 2: Papendrecht - Gorinchem
- Tracédeel 3: Gorinchem - Tiel
- Tracédeel 4: Tiel - Bemmelen
- Tracédeel 5: Bemmelen - Zevenaar

Deze indeling is ook in de Tracénota aangehouden.

### \* Tracédeel 1: Rotterdam - Papendrecht

Bij Rotterdam moet de Havenspoorlijn en het rangeeremplacement Kijfhoek aangesloten worden op de Betuweroute. De bestaande spoorverbindingen tussen Rotterdam, de haven en Kijfhoek moeten daarbij gehandhaafd blijven. Gezien de grote hoeveelheid reeds aanwezige infrastructuur en bebouwing zijn de ruimtelijke mogelijkheden beperkt.

Er is gekozen voor de variant die het rangeeremplacement Kijfhoek aan de zuidkant verbindt met de Betuweroute, de zogenaamde Sophiavariant. Deze variant heeft ten zuiden van Rotterdam en ten noorden van Barendrecht de mogelijkheid om gebruik te maken van de bestaande Havenspoorlijn of van een eventuele nieuwe havenverbinding.

In oostelijke richting loopt het tracé door de Hendrik-Ido-Ambacht Polder en de Sophiapolder en sluit ter hoogte van Papendrecht ten noorden van de A15 aan. Voor de kruising met de Rietbaan en de Noord wordt uitgegaan van de aanleg van een afgezonken tunnel.

### \* Tracédeel 2: Papendrecht - Gorinchem

Vanaf Papendrecht wordt het tracé zo strikt mogelijk gebundeld met rijksweg A15. Tussen Papendrecht en Sliedrecht wordt de bundeling met de A15 verbroken en wordt een aansluiting gerealiseerd met de bestaande spoorlijn Dordrecht-Gorinchem. Hierdoor loopt het tracé niet door het industrie-terrein Nijverwaard, maar ten noorden van alle bebouwing te Sliedrecht. Het traject wordt daar gebundeld met de bestaande enkelsporige spoorlijn. De bestaande spoorbaan is verhoogd aangelegd.

Vervolgens loopt het tracé met een ruime bocht om de woonbebouwing van Hardinxveld-Giessendam. De passage van de rivier de Giessen wordt hoogstwaarschijnlijk uitgevoerd als een hooggelegen brug. Het tracé sluit vervolgens ten oosten van Hardinxveld-Giessendam aan bij rijksweg A15.

De spoorbaan komt bij Schelluinen tussen de bestaande rijksweg en de woonbebouwing te liggen. De woonbebouwing wordt in Schelluinen zeer dicht genaderd.

Na passage van de woonbebouwing van Schelluinen kruist het tracé een afvalwaterzuiveringsinstallatie. Dit houdt in dat ter plaatse de afvalwater-zuiveringsinstallatie gepasseerd moet worden door middel van een hoog viaduct. Een andere mogelijkheid zou de sloop en een verplaatsing van de AWZI behelzen.

Het traject volgt vervolgens de A15 in noord-oostelijke richting, waarbij een kruising met de A27 gerealiseerd moet worden.

#### **\* Tracédeel 3: Gorinchem - Tiel**

Na passage van rijksweg A27 nadert de spoorbaan de noordelijke woonbebouwing van Gorinchem zeer dicht. De ligging van de spoorbaan is echter gesitueerd ten noorden van de rijksweg A15. De variant komt vervolgens ten oosten van Hardinxveld-Giessendam weer bij de A15.

De spoorbaan moet zowel de spoorlijn Gorinchem-Leerdam als het Merwedekanaal kruisen. Deze passage wordt middels een verhoogde baan uitgevoerd. De spoorbaan blijft echter steeds zo strikt mogelijk gebundeld met de A15.

Het tracé loopt vervolgens over een lengte van circa 16 km door een landbouw gebied. Bij knooppunt Zeiving vindt de kruising met de provinciale weg via een verhoogde ligging plaats.

Nabij knooppunt Deil moet een aantal viaducten gerealiseerd worden; deze zijn achtereenvolgens kruising met rijksweg A2 (knooppunt Deil), kruising met A15 en ongelijkvloerse passage van de spoorlijn Utrecht-'s Hertogenbosch. De nieuw aan te leggen spoorbaan wordt ter plekke van de drie kruisingen verhoogd aangebracht. Tevens wordt voorzien in de aanleg van verbindingbogen met de bovengenoemde spoorlijn.

De bundeling met de bestaande rijksweg A15 wordt langs dit traject gehandhaafd. Het traject van Mark tot Tiel kenmerkt zich door een groot aantal kunstwerken. Hier moet zowel de spoorlijn Tiel- Geldermalsen als rijksweg A15 gekruist worden. Door deze tweede passage van rijksweg A15 komt de spoorbaan wederom ten noorden van de A15 te liggen.

Tenslotte passeert het traject de woonbebouwing van de gemeente Tiel op geringe afstand. Wederom ligt de bestaande rijksweg hier weer tussen de nieuwe spoorlijn en de woonbebouwing.

#### **\* Tracédeel 4: Tiel - Bemmelen**

Het tracé gaat vervolgens langs de Noordzijde van de A15 verder in oostelijke richting. Direct na de noordelijke passage van de Gemeente Tiel bevindt zich het Amsterdam-Rijnkanaal. Voor de passage van het Amsterdam-Rijnkanaal zijn zowel de brug- als de tunnelvariant bekeken. Beide alternatieven behoren tot reële mogelijkheden.

Vervolgens loopt de spoorbaan in oostelijke richting gebundeld aan de rijksweg A15 langs de gemeentes Echteld, Lienden, Ochten, Eldik, Opheusden, Dodewaard, Zetten en Andelst. Deze gemeentes worden tot op een afstand genaderd die veelal kleiner is dan 500m.

Ten oosten van de gemeente Herveld moet een kruising met rijksweg A50 gerealiseerd worden. Aangezien de ligging van de A50 nabij knooppunt Valburg verhoogd is uitgevoerd, is ervoor gekozen om de kruising met rijksweg A50 verdiept aan te leggen.

Tot aan de kruising met Rijksweg Zuid volgt het traject rijksweg A15. Hier kruist de spoorbaan allereerst Rijksweg Zuid, vervolgens het nieuwe verbindingsspoor, de spoorlijn Arnhem-Nijmegen en tot slot rijksweg A52. De Betuweroute sluit met nieuwe verbindingbogen aan op de spoorlijn Arnhem - Nijmegen.

**\* Tracédeel 5: Bommel - Zevenaar**

Na de kruising van rijksweg A52 loopt het tracé van de Betuweroute verder langs de noordzijde van de A15 ten noorden van Bommel. De woonbebouwing van de gemeente Bommel wordt zeer dicht genaderd.

Vervolgens wordt het Pannerdensch Kanaal middels de zuidelijke variant gekruist, waardoor de gemeente Groessen aan de zuidzijde gepasseerd wordt. Voor de kruising met het Pannerdensch Kanaal zijn een de brug- en een tunnelvariant onderzocht. Ook voor deze passage is blijkens de Tracénota nog geen definitieve keuze gemaakt.

Voor het vervolg van het tracé wordt uitgegaan van een bundeling met de A15. Rijksweg A15 is in dit gebied nog niet aangelegd. Er wordt gestreefd naar een bundeling met het nog te ontwikkelen nieuwe tracé.

Het voorkeurstracé sluit vervolgens aan op de bestaande spoorlijn Arnhem - Emmerich. Het traject loopt daarbij wel door de stedelijke bebouwing van de Gemeente Zevenaar.

**\* Inventarisatie van de hoeveelheid kunstwerken**

Aan de hand van het voorkeurstracé is vervolgens een inventarisatie gemaakt van het totale aantal kruisingen met waterlopen en wegen. Hierbij zijn de eerder genoemde grote kunstwerken buiten beschouwing gelaten (bijvoorbeeld tunnel onder de Noord). Op basis van deze gegevens kan bepaald worden of standaardisatie van de aanleg van kunstwerken mogelijk is.

Bij de middelgrote kunstwerken kunnen de volgende typen worden onderscheiden:

- **Viaduct:** (spoor)viaducten over verkeerswegen en over spoorlijnen
- **Brug:** (spoor)bruggen over kanalen, rivieren en waterlopen
- **V.viaduct:** (verkeers)viaducten over de spoorlijn
- **Tunnel:** onderdoorgangen onder bestaande verkeerswegen of bestaande spoorwegen
- **Poort:** poorten over wegen met een relatief beperkte verkeersfunctie, zoals landbouwwegen en langzaamverkeerroutes (fietspaden en/of voetpaden)

Bij het optellen van de voor het gehele tracé benodigde kunstwerken zijn alleen de middelgrote kunstwerken in de berekening meegenomen. De grote kunstwerken zoals bruggen en tunnels komen weinig voor en zijn lokaal van aard zodat ze voor grootschalige standaardisatie ongeschikt zijn.

tracédeel	1	2	3	4	5	totaal
- viaduct		3	10	10		23
- brug			7	5	1	13
- verkeersviaduct	9	4	6	6	4	29
- tunnel		2		1	4	7
- poort			2	4	1	7
totaal	9	9	25	26	10	79

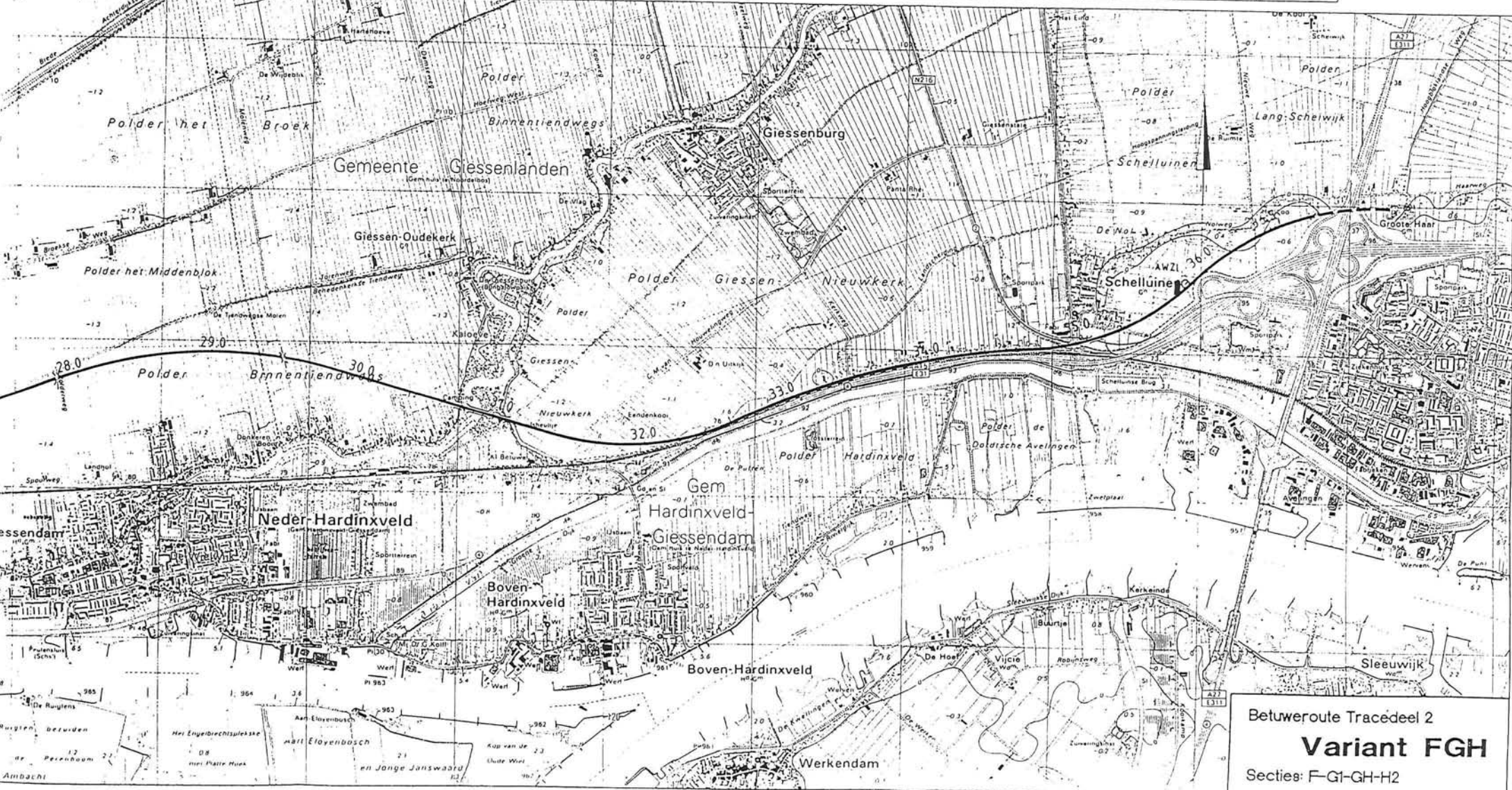
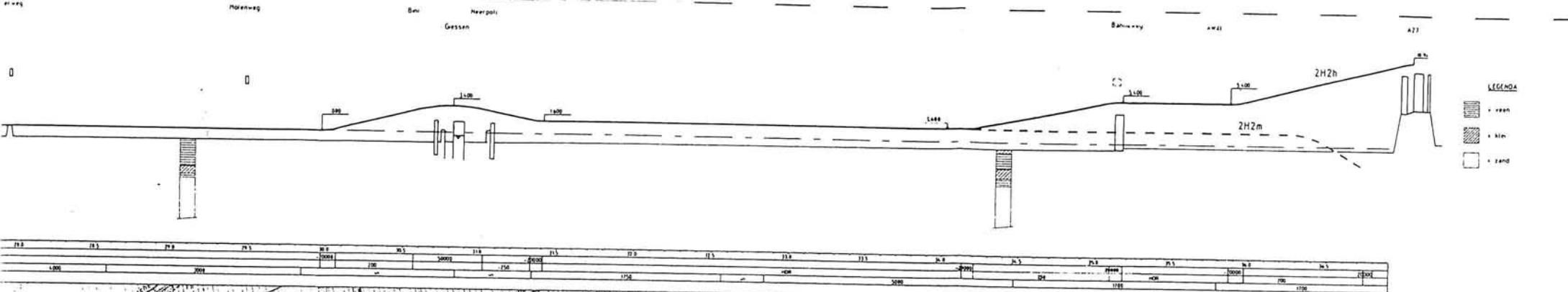
Tabel 1.1: Overzicht aantal middelgrote kunstwerken per tracédeel

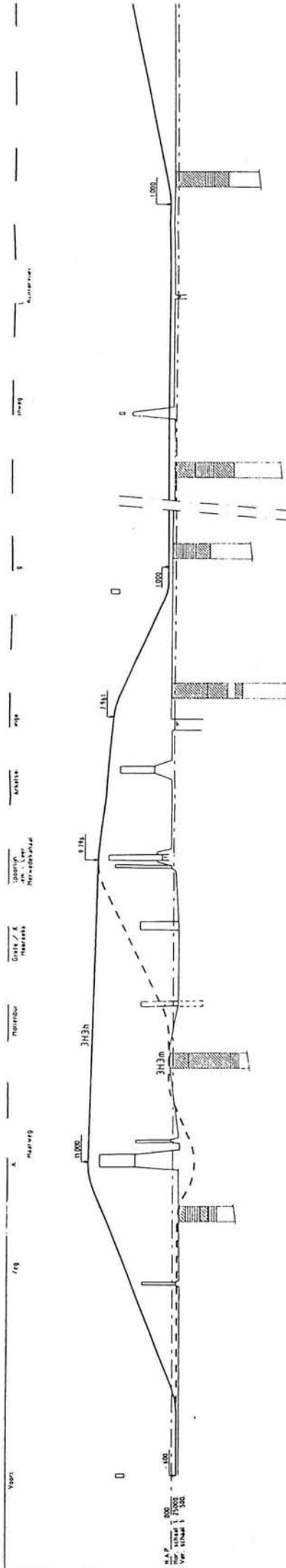
Uit bovenstaande tabel blijkt dat bijna tachtig middelgrote kunstwerken aangelegd moeten worden. In verband met een procesmatig bouwproces verdient het de voorkeur om zonder al te veel extra inspanningen en oponthoud deze kunstwerken te kunnen aanleggen. Hieraan wordt in het vervolg ruimschoots aandacht besteed.











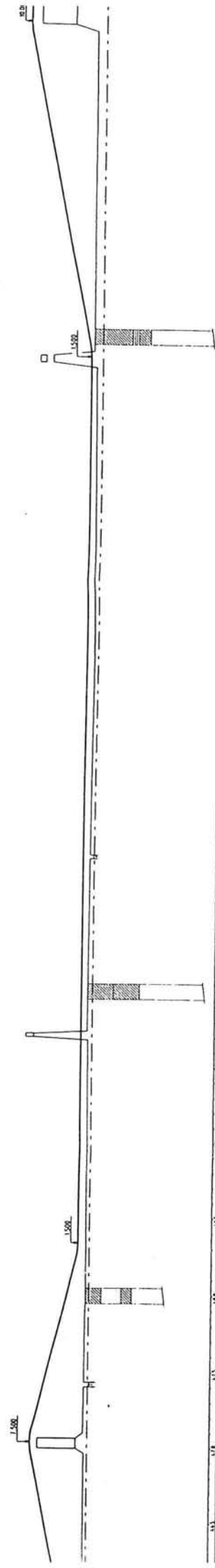
1:500  
Hoofd  
opteekning

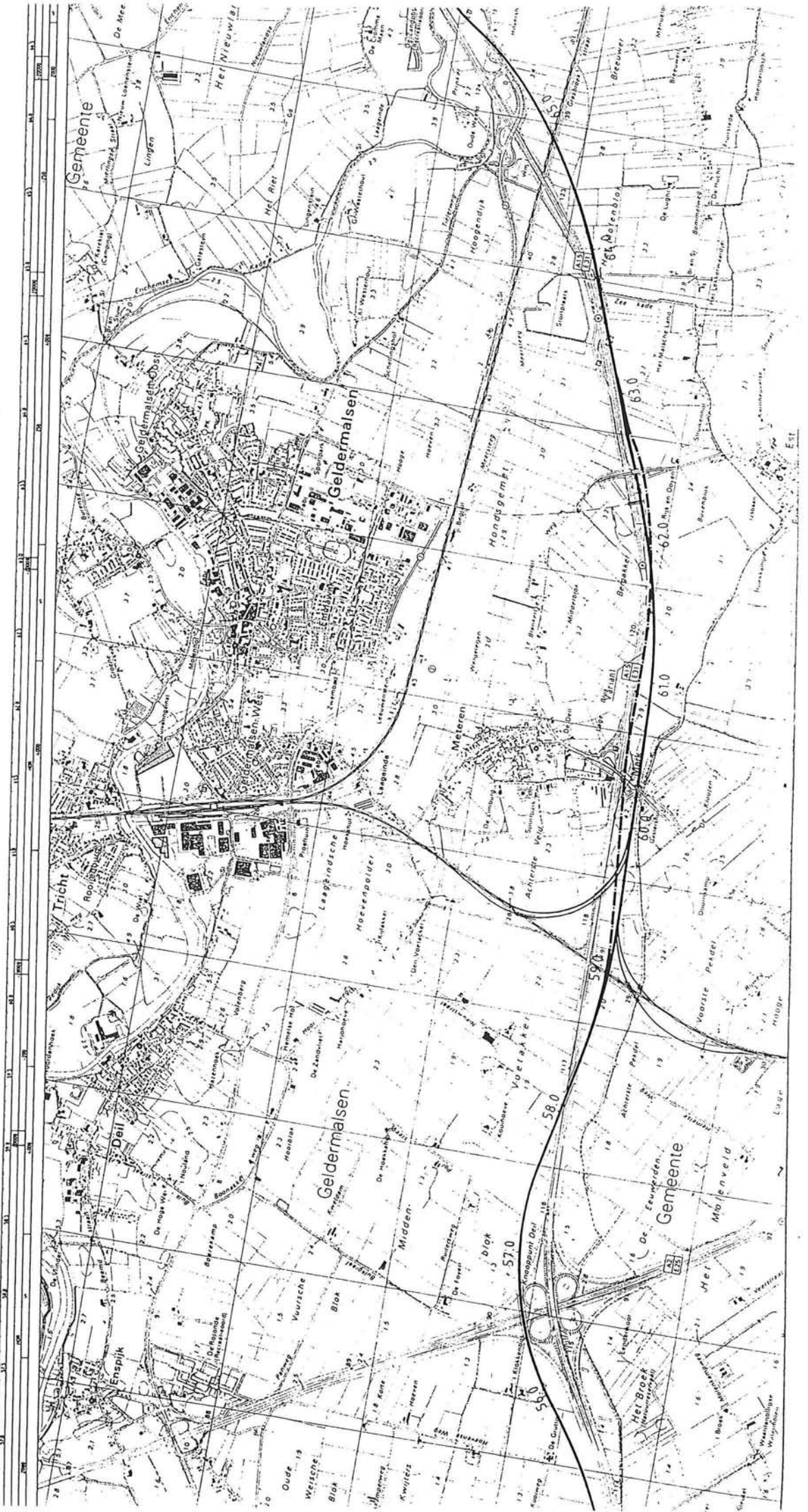
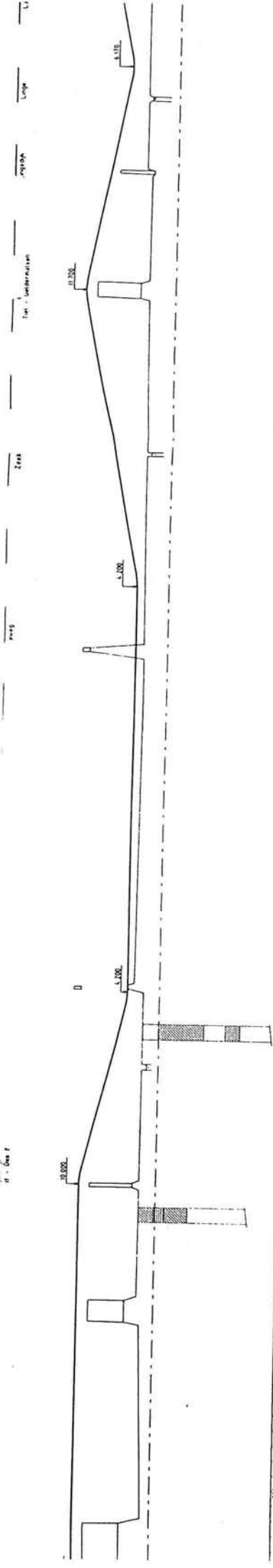
Streeg

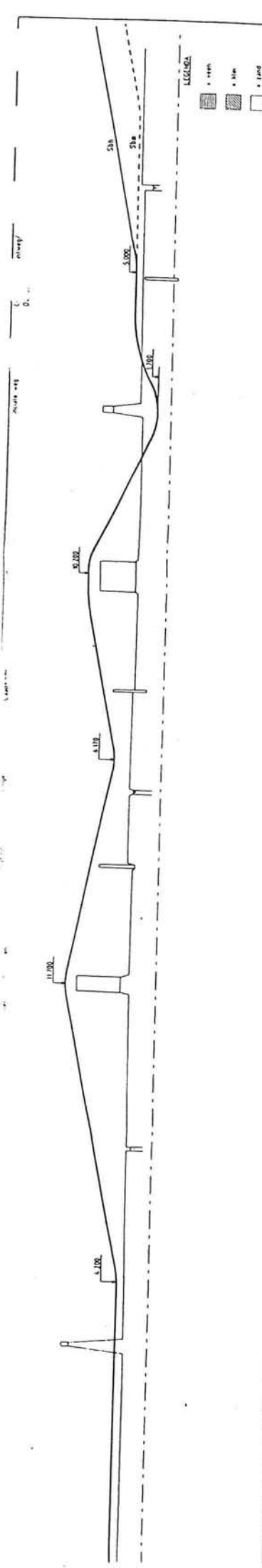
1:100

1:500

1:500







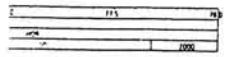
Beluweroute Tracédeel 3  
**Variant HHNPQ**  
 Secties: HH-H3-N-F1-PP-Q2-O3





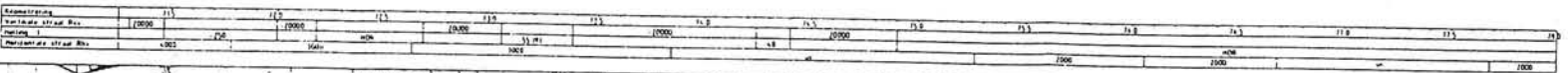
LEGENDA

- + veen
- + kin
- + land



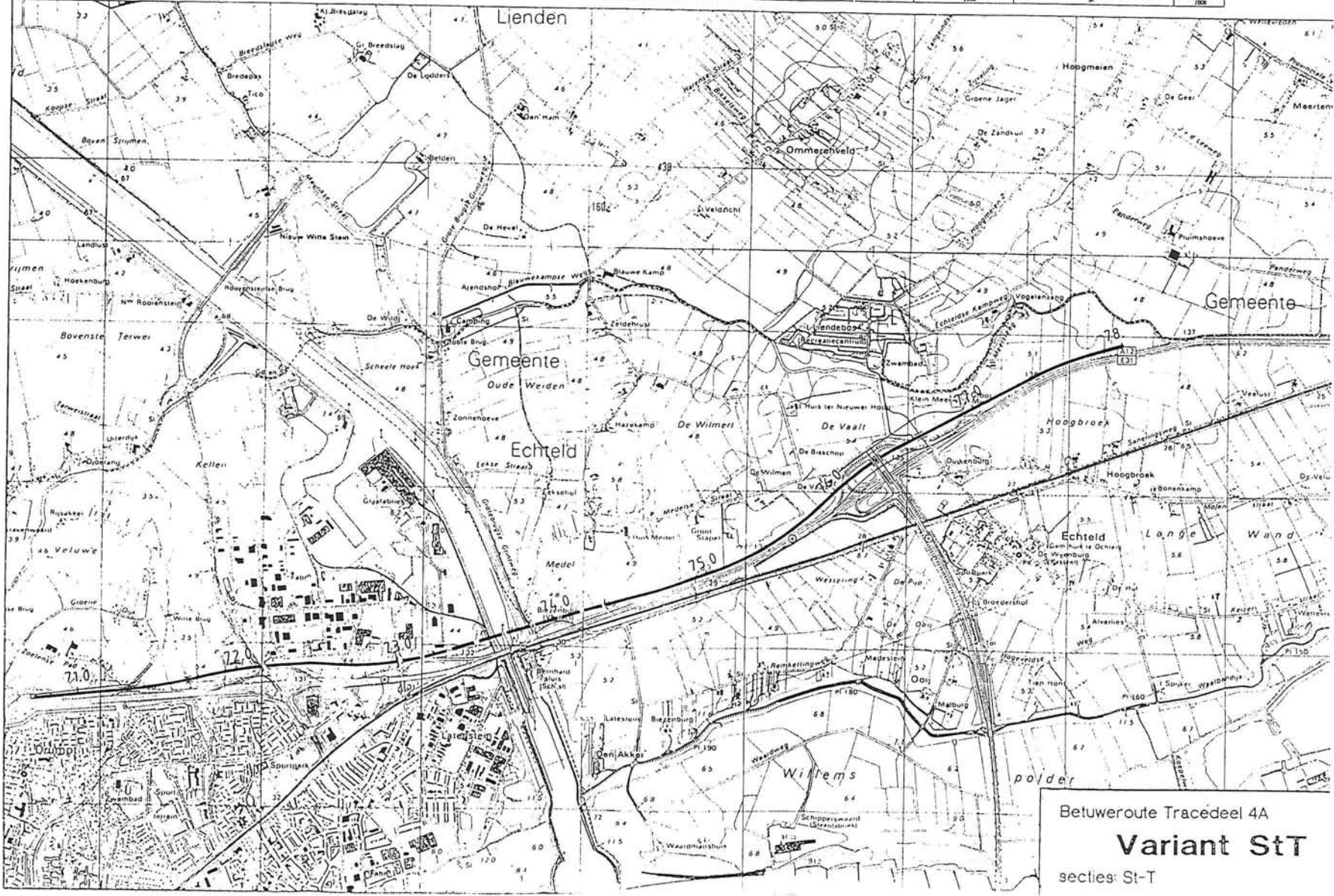
Betuweroute Tracédeel 4A  
**Variant SbT**  
 Secties: Sb-T

N.A.P. 000  
 Mer. schaal 1:5000  
 Ver. schaal 1:500



LEGENDA

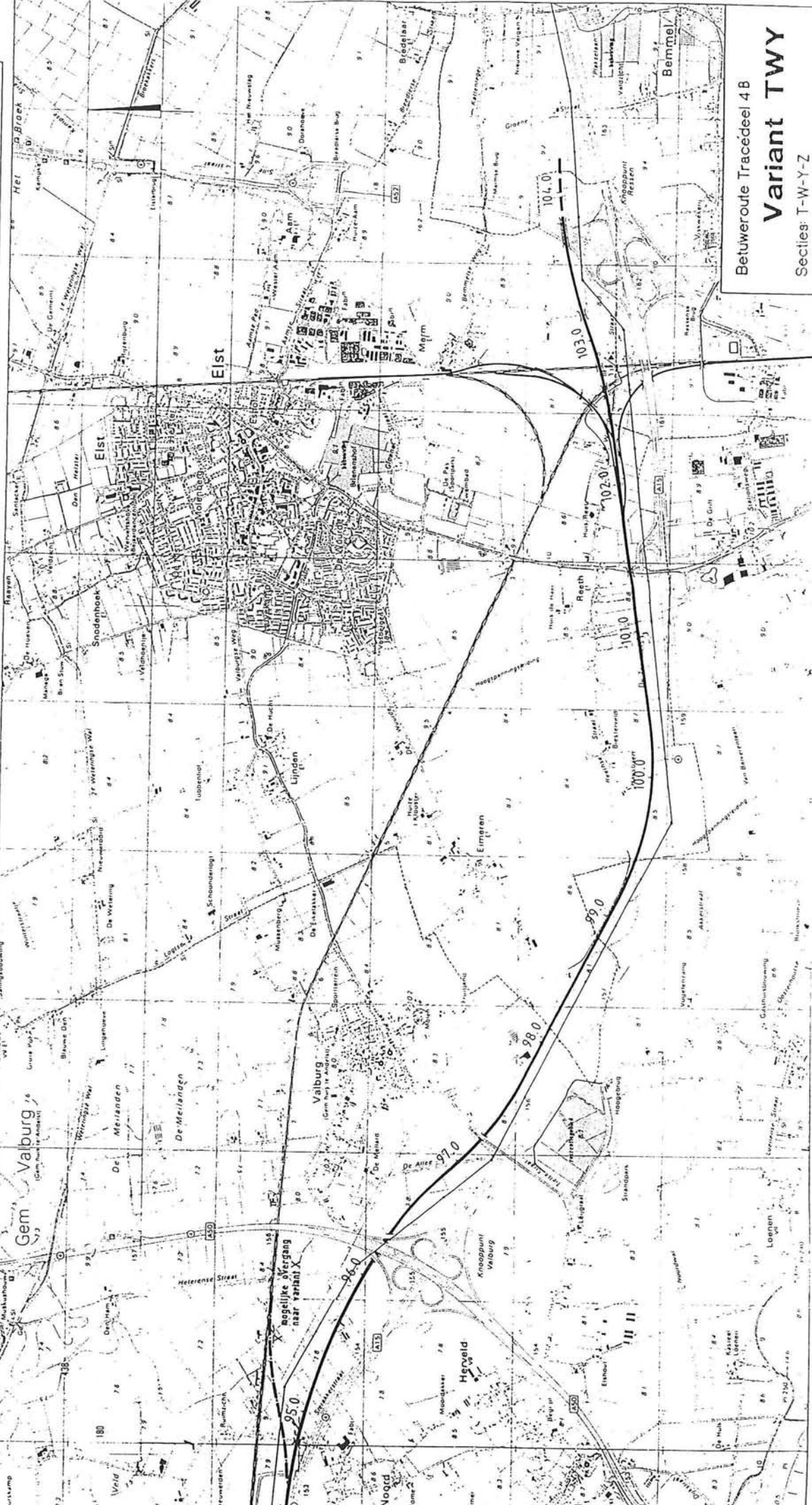
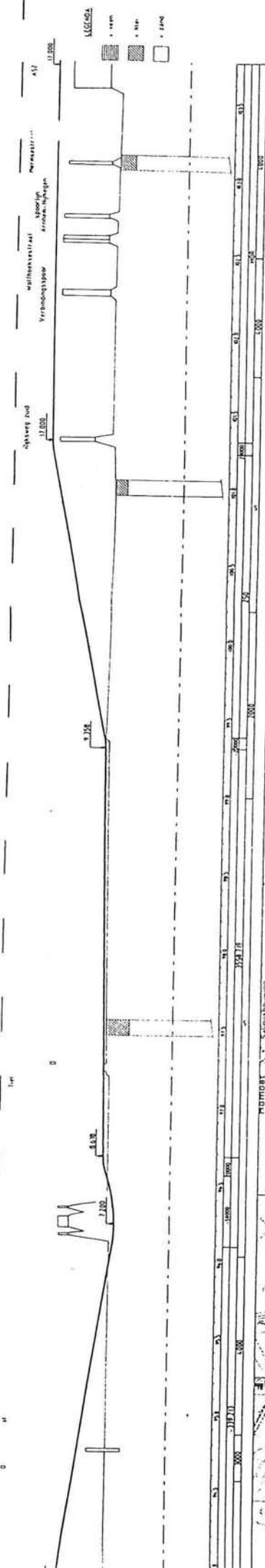
- + veen
- + kin
- + land



Betuweroute Tracédeel 4A  
**Variant StT**  
 secties: St-T







Betuweroute Tracédeel 4B  
**Variant TWY**  
 Secties: T-W-Y-Z





## ANALYSE PROBLEMATIEK

### \* Probleemsignalering

De door de overheid geopperde plannen voor een bovengrondse aanleg stuiten bij de plaatselijke bevolking en bij een aantal adviesorganen op de nodige weerstand. Dagelijks verschijnen er in de media kritische uitlatingen over de voorgenomen aanleg van de Betuweroute. Een veel gehoorde optie is om het traject geheel of gedeeltelijk ondergronds aan te leggen. In het afgelopen jaar zijn door een groot aantal aannemers alternatieve ondergrondse bouwwijzen voor de aanleg van de Betuweroute voorgesteld.

### \* Probleemanalyse

In de door de overheid gepresenteerde plannen wordt uitgegaan van de aanleg van de Betuweroute grotendeels op maaiveldniveau. Het spoor komt hoofdzakelijk te liggen op een laaggelegen aarden baan (bovenkant spoor op  $\pm 1,75\text{m} + \text{mv}$ ). Slechts op plaatsen waar een bovengrondse aanleg voor de omgeving ontoelaatbaar is, wordt een gedeeltelijk verdiept tracé in overweging genomen. Op plaatsen waar waterlopen, wegen, etc. gekruist worden, zijn in de huidige plannen speciale kunstwerken opgenomen.

Deze plannen stuiten vooral op weerstand van de bewoners van het te doorkruisen gebied. Globaal bestaan de geuite bezwaren uit een aantal moeilijk kwantificeerbare aspecten, te weten:

1. geluid- en trillingshinder
2. visuele hinder
3. veiligheid
4. aantasting van landelijke, stedelijke en natuurgebieden

Bovenstaande aspecten worden hieronder nader toegelicht.

#### Ad 1: geluid- en trillingshinder

Bij vaststellen van het voorkeurstracé is gestreefd naar een zo groot mogelijke bundeling met bestaande infrastructuur; circa 80% van het tracé is gesitueerd direct naast rijksweg A15. Toch wordt met de aanleg van de Betuweroute een aantal woonbebouwingen zeer dicht genaderd; tevens wordt een aantal stilte- en natuurgebieden doorkruist. Op zeer veel lokaties zullen geluidsschermen aangebracht moeten worden. Ondanks deze compenserende maatregelen langs nagenoeg het gehele traject zal het geluidsniveau toenemen.

Naast de extra geluidshinder treden er tijdens het passeren van een goederentrein trillingen op. Deze trillingen zijn tot op een ruime afstand van de spoorbaan voelbaar wat de nodige overlast veroorzaakt. Onderzoeksgegevens van de gevolgen van deze vorm van overlast zijn vooralsnog niet voorhanden.

De goederenspoorlijn zal uitgaande van de prognoses zeer intensief bereden worden. Naar verwachting zullen er in 2010 per dag in beide richtingen circa 125 à 175 goederentreinen over het traject rijden (in totaal ongeveer 300 treinen per dag); voor omwonenden betekent dit ongeveer per vijf minuten één goederentrein. De intensiteit van het treinverkeer verschilt per dagdeel. Belangrijk voor zowel de geluids- en trillings- als de visuele hinder is dat de passagetijd van een goederentrein veel langer is dan van een personentrein. In onderstaande tabel is een vergelijking op grond van intensiteit, passagetijd en geluidsemisatie met twee andere veel bereden trajecten gemaakt.

traject	Den Haag-Leiden	Brabantroute	Betuweroute
aantal treinen per uur			
- overdag	11	10	12
- 's avonds	8	9	19
- 's nachts	3	5	12
passagetijd (sec)			
- goederentrein	17	17	17
- personentrein	6	6	-
$L_{max}$ (dB(A)) op 50m			
- goederentrein	80	80	82
- personentrein	85	85	-
$L_{Aeq}$ (dB(A)) op 50m			
- overdag	66	68	68
- 's avonds	65	66	70
- 's nachts	61	63	69
- etmaalwaarde	71	73	79

Tabel 2.1: Vergelijking met andere tracé's

#### Ad 2: visuele hinder

De aan te leggen spoorlijn zal zowel overdag als 's nachts gebruikt worden; de grootste treinfrequentie wordt zelfs in de avonduren verwacht. Vertaald naar de praktijk veroorzaakt de spoorlijn voor zijn omgeving een nagenoeg continue stroom goederenwagens.

De uitstraling die een goederentrein heeft op zijn directe omgeving wordt meestal als sterk vervuילend ervaren. Een voorbijtrekkende goederentrein laat geen indruk achter van een hoogwaardige en milieuvriendelijke snelheidsdrager. De aanblik van een goederentrein veroorzaakt nogal wat visuele hinder.

#### Ad 3: veiligheid

Met goederenwagens worden grote hoeveelheden brandbare en toxische stoffen getransporteerd. Het vervoer per spoor is relatief veilig, maar dat doet geen afbreuk aan het feit dat bij omwonenden toch angst voor ongevallen kan ontstaan.

Door een toename van de getransporteerde hoeveelheden gevaarlijke stoffen neemt de kans op een ongeval evenredig toe; bovendien zal er op dit traject met een zeer hoge frequentie gereden worden, waardoor de kans op een ongeval nog eens extra verhoogd wordt.

In onderstaande tabel zijn de verwachte aantallen beladen wagens met gevaarlijke stoffen per jaar aangegeven.



categorie	Betuweroute 2000	Betuweroute 2010
brandbaar gas	11.500	18.000
zeer toxisch gas	3.000	3.500
toxisch gas	2.000	3.500
zeer brandbare vloeistof	53.000	80.000
zeer toxische vloeistof	5.000	8.000

Tabel 2.2: Transport gevaarlijke stoffen

#### Ad 4: aantasting van landelijke, stedelijke en natuurgebieden

Het gekozen tracé doorsnijdt een aantal landelijke, stedelijke en natuurgebieden. Doorkruising van deze gebieden door aanleg en exploitatie van een goederenspoorlijn leidt onherroepelijk tot milieuschade. De gevolgen zijn voor iedere landschappelijke situatie verschillend; beperking van de gevolgen kan per gebied op verschillende wijze geschieden.

Mijns inziens is onvoldoende aandacht besteed aan bovenstaande maatschappelijke en milieutechnische aspecten. Het voorstel om de spoorbaan grotendeels op maaiveldniveau aan te leggen heeft voor de betrokkenen veel consequenties. De negatieve gevolgen roepen een grote publieke weerstand op; ook bij politici groeit het besef dat een bovengrondse aanleg onaanvaardbare consequenties heeft voor mens en milieu.

Afgaande op de prognoses van een forse groei van het goederenvervoer per spoor zal de Betuwespoorlijn binnen afzienbare tijd maximaal belast worden. Het is mogelijk dat in de loop der tijd het aanbod van goederentreinen de maximale capaciteit van een tweesporige spoorlijn overschrijdt. Daarom moeten ook eventuele uitbreidingsmogelijkheden bij de afweging van alternatieve concepten meegenomen worden.

#### \* Probleemstelling

De bovengrondse aanleg en exploitatie van de Betuweroute heeft dusdanige gevolgen voor mens en milieu, dat dit alternatief voor bevolking en politiek onaanvaardbaar is. Vanuit deze twee groeperingen wordt dan ook gevraagd om alternatieve en ondergrondse constructies in beschouwing te nemen.

#### \* Doelstelling

Het ontwerpen en construeren van een goederenspoorlijn van Rotterdam naar het Duitse achterland, de zogenaamde Betuweroute. Om een oplossing te vinden voor de maatschappelijke en milieutechnische problematiek wordt een studie verricht naar het geheel of gedeeltelijk ondergronds brengen van deze spoorlijn.

#### \* Randvoorwaarden

De alternatieve constructie moet aan een aantal belangrijke eisen voldoen:

- De spoorlijn moet voor het jaar 2000 in gebruik genomen worden
- Het alternatieve concept moet budgetair aantrekkelijk zijn
- Het ontwerp moet de gevolgen voor mens en milieu zoveel mogelijk inperken
- De spoorlijn moet bovengronds aansluiten op het bestaande rangeerterrein Kijfhoek
- De spoorlijn moet aansluiten op het Duitse spoorwegennet bij de grensovergang Emmerich. Er wordt vanuit gegaan dat deze aansluiting bovengronds plaatsvindt.
- De spoorlijn moet aansluiten op het Container Uitwisselpunt (CUP). Voor de ligging van het Container Uitwisselpunt wordt de lokatiekeuze aangehouden zoals die voorgesteld is in de Ontwerp Planologische Kernbeslissing. Dit Container Uitwisselpunt wordt bovengronds aangesloten worden op de Betuweroute.

#### **\* Algemene uitgangspunten**

- Wanneer gekozen wordt voor een oplossing op maaiveldniveau of via de open bouwputmethode wordt uitgegaan van het voorgestelde voorkeurstracé. Wanneer gekozen wordt voor een boortunnelvariant kan eventueel van het tracé afgeweken worden, maar in eerste instantie wordt uitgegaan van het voorkeurstracé.
- De Betuweroute is een tweesporige spoorlijn die primair ingericht wordt voor goederenvervoer. Menging van personen- en goederenvervoer vindt niet plaats.
- De ligging van het tracé is in hoofdzaak gebaseerd op het principe van bundeling met bestaande infrastructuur. De spoorlijn komt zo dicht mogelijk tegen de rijksweg A15 aan te liggen.
- Op plaatsen waar de wettelijke normen uit het Besluit Geluidshinder Spoorwegen worden overschreden, worden geluidwerende voorzieningen aangebracht.
- De spoorlijn wordt ontworpen voor een maximale snelheid van 120km/h.
- Op het tracé mogen op de vrije baan in principe geen beperkingen van de baanvak-snelheid worden veroorzaakt bijvoorbeeld door bogen.
- De spoorlijn wordt voorzien van elektrische tractie.
- Conform de geldende UIC-norm zal de spoorlijn geschikt zijn voor het dragen van aslasten van 225kN.
- De onderlinge spoorafstand bedraagt 4,25m.
- De spoorbaan wordt gebruikt door het huidige materieel van de Nederlandse Spoor-wegen.
- Voor ongestoord spoorwegverkeer is het nodig om boven en naast de sporen ruimte vrij te houden. Tevens dient het vervoer van extra brede ladingen mogelijk te zijn.
- Kruisingen met wegen en overige spoorwegen dienen ongelijkvloers te worden uitgevoerd.
- In verband met de hoogwaardige functie van de spoorlijn wordt er naar gestreefd bij kruisingen met vaarwegen geen beweegbare bruggen toe te passen.

#### **\* Maatschappelijke eisen en wensen**

- Geluidshinder moet zoveel mogelijk ingeperkt worden. Het ontwerp moet in ieder geval voldoen aan de strengste wettelijke eisen t.a.v. geluidshinder.
- Trillingshinder moet beperkt worden.
- De constructie moet in het landschap geïntegreerd worden.
- Overlast tijdens de bouwfase moet zo min mogelijk zijn.

#### **\* Afbakening van het project**

Er wordt uitgegaan van het aangegeven voorkeurstracé. Er wordt geen aandacht besteedt aan een eventueel alternatief tracé. Dit is denkbaar in het geval dat voor een boortunnel wordt gekozen.

Het project wordt beperkt tot het ontwerp van een alternatief voor lange baanvakken.

Speciale kunstwerken ter plaatse van kruisingen met grote waterlopen, autosnelwegen, kruisende spoorwegen worden niet nader uitgewerkt. Voorbeelden van deze speciale kunstwerken zijn de kruising met het Amsterdam-Rijnkanaal bij Tiel, kruising met het Pannerdensch Kanaal bij Groessen en de kruising met de Noord volgens het Sophia-tracé.

De berekeningen van de constructie en de bouwkuip zijn gebaseerd op de situatie nabij Papendrecht. Er is voor Papendrecht gekozen, omdat daar de bodemopbouw en de waterhuishouding bijzonder gecompliceerd zijn. Met betrekking tot de aanleg van een verdiepte constructie zijn hier de meeste problemen te verwachten.

Ter plaatse van Papendrecht is het tracé direct naast de A15 en een woonwijk gesitueerd. Momenteel zijn ter plaatse van de woonbebouwing nog geen mitigerende maatregelen t.a.v. geluids- en visuele hinder getroffen. De gevolgen van de aanleg en exploitatie van een bovengrondse Betuweroute zullen hier bijzonder groot zijn.



## Bijlage 3

### FUNCTIONEEL PROGRAMMA VAN EISEN

#### \* Inleiding

Bij het bepalen van de inwendige afmetingen voor het ontwerp van een alternatief betreffende de aanleg van de Betuweroute moet men beschikken over een functioneel programma van eisen. De belangrijkste aspecten worden hieronder beschreven.

#### \* Het tracé

Voor beschrijving van het voorkeurstracé, zie bijlage 1.

#### \* Treinfrequentie

Naar verwachting gaan er circa 125 à 175 treinen per dag per richting over de Betuweroute rijden. Dit betekent in totaal zo'n 300 treinen per dag. De prognoses van het aantal treinen per uur zijn in tabel 3.1 weergegeven.

	Betuweroute
<b>Aantal treinen per uur</b>	
* dag	12
* avond	19
* nacht	12

Tabel 3.1: Frequentie van goederentreinen op de Betuweroute

#### \* Aantal exploitatieve sporen

De Betuweroute wordt primair ingericht voor goederenvervoer. Er wordt uitgegaan van de aanleg van een tweesporige spoorlijn.

Gezien het feit dat naar verwachting de spoorbaan zowel overdag als 's nachts zeer intensief bereden zal gaan worden, kan een derde spoor veel problemen in geval van onderhoudswerkzaamheden oplossen. De aanleg van een derde spoor speciaal voor onderhoudswerkzaamheden heeft hoogstwaarschijnlijk dusdanige financiële consequenties dat deze optie niet verder meegenomen wordt.

Door de aanleg van een eventueel onderhoudsspoor achterwege te laten, moet het spoor voor onderhoudswerkzaamheden gedurende een bepaalde tijd buiten dienst gesteld worden, het andere spoor wordt op die tijdstippen dan nog intensiever bereden. In het tracé moeten wel overloopwissels opgenomen worden, zodat onderhoudswerkzaamheden op een beperkt traject plaats kunnen vinden.

Volgens de prognoses is het waarschijnlijk dat de maximale capaciteit van een tweesporige spoorlijn na verloop van tijd bereikt zal worden. In de huidige gepresenteerde stand van zaken wordt nergens een woord gewijd aan eventuele uitbreidingsmogelijkheden. Gezien de huidige problematiek rondom de uitbreiding naar een viersporig spoorwegennet (bijvoorbeeld ter hoogte van Delft) is het zinvol om ook eventuele voorzieningen voor uitbreidingsmogelijkheden in het ontwerpfase te betrekken.

Voor het laatstgenoemde aspect wordt dezelfde argumentatie aangehouden, om af te zien van een eventueel derde spoor; de financiële consequenties lopen derhalve te hoog op.

### **\* Het lengteprofiel**

Het lengteprofiel is afhankelijk van de keuze van het uit te voeren ontwerp. Indien gekozen wordt voor een ligging van de spoorbaan op maaiveldniveau levert dit een ander lengteprofiel op dan in het geval er gekozen wordt voor een geheel of gedeeltelijke ondergrondse aanleg.

In de navolgende paragraaf wordt voor de Betuweroute een aantal richtlijnen voor de aanleg van de spoorbaan gegeven; deze richtlijnen zijn ontleend aan de Trajectnota van de Betuweroute.

Op grond van eisen ten aanzien van rijzekerheid, handhaving van een goede spoorligging en veiligheidseisen wordt de minimaal toe te passen verticale boogstraal 20.000m. Bij hellingsveranderingen in dalbogen, waarbij het uitzicht niet belemmerd wordt, mag een minimale boogstraal aangelegd worden van 10.000m.

De maximale hellingen worden bepaald door de berijdbaarheid van het traject met zwaar beladen goederentreinen. Het hellingspercentage in rechtstanden is in principe 1:200 (5 promille) en in bogen 1:250 (4 promille). Bij hellingen die steiler zijn dan de bovengenoemde 1:200 ontstaan er voor zware goederentreinen gewichtsbeporingen, omdat de locomotieven dan niet meer in staat zijn vanuit stilstand op te trekken.

De maximaal toelaatbare helling op aarden banen en bruggen bedraagt 1:100 (1 %) en in tunnels 1:40 (2,5 %). Indien laatstgenoemde hellingen toch aangelegd worden, moet voorkomen worden dat treinen op het traject tot stilstand komen. Dit kan gebeuren middels seinen of de aanleg van een kruisingsvrij tracé.

### **\* Baanvaknelheid**

Het tracé van de spoorbaan moet zodanig ontworpen worden dat een maximale snelheid van 120km/h mogelijk is.

### **\* Horizontale bogen**

Op het tracé mogen op de vrije baan in principe geen beperkingen aan de baanvaknelheid worden gesteld veroorzaakt door horizontale bogen. Dit houdt in dat de vereiste minimale horizontale boogstraal 1700m dient te zijn. Bij toepassing van deze kleine boogstralen dient een verkanting in het spoor aangebracht te worden.

Bij de Betuweroute, die in principe door één materieelsoort met één bepaalde snelheid wordt bereden, kan het spoor in de ideale verkanting worden gelegd. Er wordt echter gestreefd naar zo groot mogelijke boogstralen (groter dan 10.000m), omdat dan geen verkanting hoeft te worden aangebracht. Krappe boogstralen hebben bovendien het nadeel dat ze een vergroting van de tunneldiameter veroorzaken, hetgeen over de gehele lengte van de tunnelconstructie doorwerkt.

Voor het ontwerp van een spoorlijn, die bereden wordt met één snelheid is de toe te passen verkanting gelijk aan de theoretische verkanting minus een verkantingstekort C.

De formule voor het berekenen van de benodigde verkanting is hieronder aangegeven.

$$h = \frac{11.8 * v^2}{R_h} - C$$

waarin	h	: verkanting [mm]
	v	: snelheid [km/h]
	R <sub>h</sub>	: horizontale boogstraal [m]
	C	: verkantingstekort 30mm (gewenst) of 70mm (maximaal)

#### \* Profiel van vrije ruimte

De Betuweroute wordt primair ingericht voor het goederenvervoer. Menging van personen- en goederenvervoer vindt niet plaats. De ruimte die nodig is voor de passage van een trein, wordt vastgelegd door het profiel van vrije ruimte.

Het profiel van vrije ruimte wordt o.a. bepaald door het toe te passen materieel. We gaan bij het ontwerp van de Betuweroute uit van het huidige materieel, aangezien dit voorlopig nog niet aan vervanging toe is. Bovendien moet de NS op het nederlandse spoorwegennet ook buitenlands materieel toelaten. Het ligt in de lijn der verwachting dat met name het 'verouderde' materieel uit Oost-Europa de komende tijd nog niet vervangen wordt.

Uit de algemene uitgangspunten blijkt dat voor ongestoord spoorwegverkeer het nodig is om boven en naast de sporen extra ruimte vrij te houden. Tevens dient vervoer van extra brede ladingen mogelijk te zijn.

Uit de Technische Voorschriften voor het ontwerpen van spoorwegtunnels (VTG deel VI) volgt dat voor een goederenspoorlijn het zogenaamde 'Rode Meetgebied UIC profiel GC' van toepassing is. Dit profiel van vrije ruimte is in figuur nr 3.1 weergegeven.

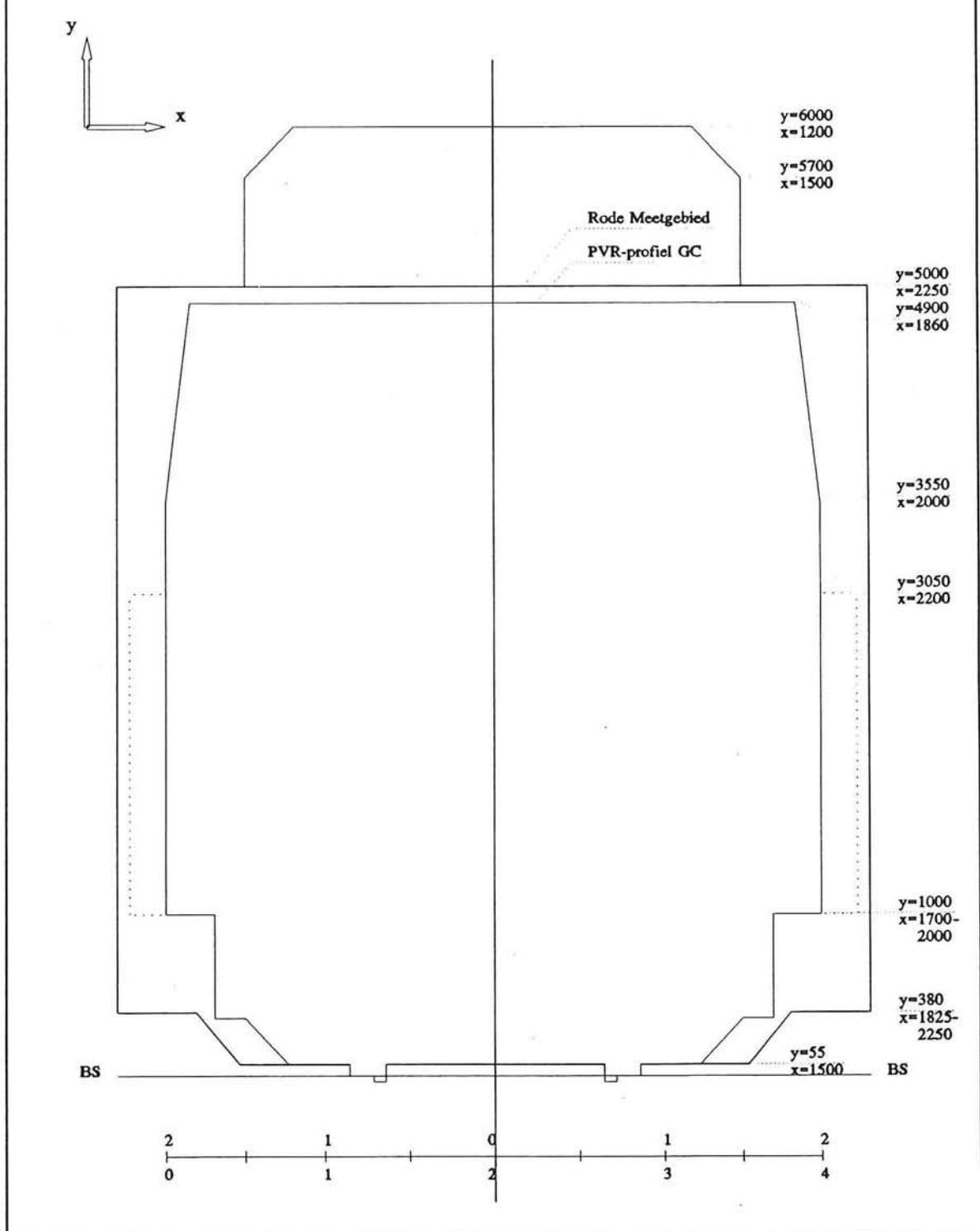
In bogen met verkanting krijgen zowel het profiel van vrije ruimte, als het rode meetgebied een met de desbetreffende verkanting corresponderende scheve stand. Het toe te passen profiel van vrije ruimte (in casu Rode Meetgebied UIC profiel GC) moet aangepast worden aan de vereiste verkanting; dit is alleen het geval als de horizontale boogstraal kleiner is dan 10.000m.

De snelheid van een goederentrein kan in een afgesloten tunnelgedeelte een drukgolf veroorzaken. Er moet eventueel rekening worden gehouden met het opnemen van extra vrije ruimte in verband met de drukgolf. Indien gekozen wordt voor een dubbelsporige tunnelbuis, is het benodigde minimale dwarsprofiel ruimschoots aanwezig.

#### \* Spoorafstand

Indien er tussen beide sporen geen tussenwanden worden toegepast moet de spoorafstand 4,25m bedragen.

## Rode Meetgebied UIC profiel GC



Figuur 3.1: Profiel van Vrije Ruimte (Rode Meetgebied)



In tegenstelling tot spoor in ballastbed is bij directe spoorbevestiging het spoor direct op de betonconstructie gemonteerd. Dit heeft als groot nadeel dat de belasting direct naar de betonconstructie overgedragen wordt; er treedt nauwelijks spreiding van krachten op. Als voorbeeld wordt hier de afdracht van horizontale krachten (rem- en aanzetkrachten) genoemd.

Spoor in ballastbed heeft een geluidsabsorberende werking. Dit levert een groot voordeel op ten aanzien van geluidshinder. De minimale dikte van het ballastbed bedraagt circa 500mm. De bovenbouw bestaat naast het ballastbed ook uit dwarsliggers, spoorstaven en bevestigingsmiddelen. In totaal moet voor spoor in ballastbed een hoogtebeslag van ca. 0,70 m -BS gereserveerd worden.

In dit stadium wordt gekozen voor spoor in ballastbed op grond van reductie van geluidsoverlast, eenvoudige aanleg en lage kosten. De voornaamste reden is echter de gunstiger krachtwerving ten aanzien van de inleiding van horizontale en verticale krachten.

#### **\* Ontwatering**

Voor het opvangen en afvoeren van hemelwater, dat valt in de open op- en afritten van een tunnel moet aan het begin van het afgesloten gedeelte een waterkelder van voldoende capaciteit aangelegd worden.

Voor de afvoer en opvang van reinigingswater en eventueel lekwater moeten in de tunnelconstructie voorzieningen worden getroffen opdat het water in een aantal centrale pompkelders verzameld wordt. Voor trajectgedeeltes waar een tunnelbak toegepast wordt, worden voorzieningen getroffen voor opvang en afvoer van hemelwater. Dit kan gebeuren d.m.v. een drainagesysteem in het ballastbed.

De pomp- en buffercapaciteit in een tunnel c.q. tunnelbak, alsmede de afvoercapaciteit van overige kunstwerken worden afgestemd op een maatgevende bui met een overschrijdingskans van éénmaal in de tien jaar.

#### **\* Ontsporingbalk**

Indien in een tunnel of andersoortige constructie geen tussenwand wordt toegepast, moet ter beperking van de gevolgen van eventuele ontsparingen rekening worden gehouden met het aanbrengen van een ontsparingsbalk tussen de beide sporen.

#### **\* Overloopwissels**

Er zijn geen normen voor de onderlinge afstand van overloopwissels. Voor het bepalen van een indicatieve tussenafstand kan worden uitgegaan van het feit dat er in het geval van een stremming van één spoor een halfuursdienst gereden kan worden.

De afstand tussen twee overloopwissels wordt dan bepaald uit het baanvak dat in 10 minuten afgelegd kan worden (10 minuten heen, 10 minuten terug en 10 minuten reserve). Ten tijde van een stremming op één baanvak wordt hoogstwaarschijnlijk met een aangepaste snelheid gereden. Uitgaande van een snelheid van 80km/h, bedraagt de onderlinge afstand van de overloopwissels ca. 13km.

De wissels die bij conventionele spoorlijnen toegepast worden, zijn in principe 1:15; deze wissels kunnen afbuigend tot een snelheid van 80km/h bereden worden. Uit veiligheids- en kostenoverwegingen worden overloopwissels normaliter buiten het tunneltracé geprojecteerd. Aanleg van ondergrondse wissels zijn bij grote tunnellingtes echter onvermijdelijk.

### **\* Veiligheid**

Tot op heden zijn er in Nederland nog geen lange trajecten specifiek voor het goederenvervoer aangelegd. Zeker is een ondergrondse aanleg van grote trajectgedeeltes nog nooit voorgevallen. Voorschriften en ontwerprichtlijnen voor spoortunnels specifiek ingericht voor goederenvervoer zijn er derhalve niet.

In tegenstelling tot reizigersvervoer vraagt de veiligheidsproblematiek rondom een goederenspoorlijn om een compleet andere aanpak. Waar bij een reizigerstrein de nadruk ligt op de bescherming van de reizigers, zoals bijvoorbeeld op vlucht- en reddingsvoorzieningen, ligt bij een goederenspoorlijn vooral de nadruk op de bescherming van de infrastructuur tegen bijvoorbeeld brand en explosies.

Op een locomotief van een goederentrein bevinden zich één of hooguit twee personen. Bescherming van de machinist is het eenvoudigst te realiseren door voorzieningen te treffen aan het materieel zelf. Dit levert een aanzienlijk financieel voordeel op ten opzichte van het treffen van voorzieningen over het hele tracé.

### **\* Vluchtwegen**

Een tweede probleem dat optreedt bij lange afgesloten tunnelgedeeltes is de bereikbaarheid ten tijde van een calamiteit voor reddingsploegen en brandweer. Bij lange afgesloten tunnelgedeeltes, die ook gebruikt worden voor reizigersvervoer, moet volgens ontwerprichtlijnen om de ca. 600m een vluchtmogelijkheid aanwezig zijn. Bij toepassing van een dubbelsporige tunnel betekent dat om de ca. 600m een verbinding met het maaiveld gerealiseerd moet worden.

Bij toepassing van twee enkelsporige tunnels bestaat de mogelijkheid de beide kokers met elkaar te verbinden, om op die manier een vluchtweg te creëren. In het geval dat de aan te leggen spoorlijn alleen bereden wordt door goederentreinen heeft dit als consequentie dat de noodzaak voor een vluchtmogelijkheid per 600m vervalt.

Naarmate de afstand tussen twee toegangsschachten groter is, vermindert de bereikbaarheid voor brandweer en reddingsploegen. Dit is des te meer een reden om voorzieningen op de trein aan te brengen.

### **\* Ventilatie**

In een afgesloten tunnelgedeelte zullen ten gevolge van het treinverkeer verontreinigingen door ijzer- en koperdeeltjes optreden. Verder treft men slijpsel van remschoenen, olie en vet e.d. aan.

Omwille van bovengenoemde verontreinigingen is het nodig om afgesloten tunnelgedeeltes te ventileren. In principe zijn enkelsporige tunnelkokers met één hoofdrijrichting zelf-ventilerend. Een optie is om bij zelf-ventilerende tunnels een mechanische ventilatie toe te passen, die automatisch aanslaat indien een trein stil komt te staan. In dubbelsporige tunnelkokers moet sowieso mechanische ventilatie aangebracht worden. Deze ventilatoren kunnen geplaatst worden in een bovenhoek van de tunnel buiten het profiel van vrije ruimte. Hiervoor moet een ruimte met een diameter van 1,00m gereserveerd worden.

### **\* Brandveiligheid**

Bij ieder tunnelproject kan de lokale brandweer eisen stellen ten aanzien van brandpreventie en brandwerendheid. Dit impliceert dat de te stellen eisen uniek zijn voor het project.

Deze voorzieningen kunnen bijvoorbeeld bestaan uit:

- zorgen dat de constructie gedurende 2 uur brandwerend is (dekking)
- ruimte voor hulpmiddelen bij toegangen

- alarmmeld- en communicatie-apparatuur
- tunnelmonden en nooduitgangen bereikbaar voor wegverkeer
- mechanische aarding van de bovenleiding
- spanning van de bovenleiding op afstand uit te schakelen
- aanbrengen van noodstroom en noodverlichting

**\* Explosiebestendigheid**

Tot op heden zijn er geen eisen gesteld aan explosiebestendigheid van spoortunnels voor goederenvervoer. Naar verwachting zullen er al bij de aanleg van de Betuweroute eisen aan de explosiebestendigheid gesteld worden.

Om de gevolgen van een explosie voor een constructie zoveel mogelijk te beperken kan bij een hooggelegen gesloten tunnel gekozen worden voor een zogenaamd 'plofdak'. Dit dak wordt ten bij een explosie van de tunnel geblazen. Op deze wijze wordt de rest van de constructie beschermd tegen de overdruk.



## Bijlage 4

### BEOORDELINGSCRITERIA

#### \* Inleiding

De beoordelingscriteria vallen uiteen in maatschappelijke en constructieve aspecten. Op deze criteria is het ontwerp gebaseerd.

maatschappelijke criteria:

1. geluids-en trillingshinder
2. visuele hinder
3. veiligheid

constructieve criteria:

4. kruisingen met bestaande infrastructuur
5. bouwtijd
6. kosten

#### Ad 1: Geluid

Geluid is één van de meest invloedrijke effecten voor de omgeving. Een verhoging van het geluidsniveau van het leefomgeving wordt veelal als storend ervaren. De belangrijkste factoren die invloed hebben op de geluidsemisatie van een spoorweg op een bepaalde locatie zijn:

- de intensiteit van het railverkeer; het emissieniveau neemt toe naarmate het aantal passerende treinen per tijdseenheid en de lengte van de treinen groter worden.
- de snelheid waarmee de treinen op het bepaalde baanvak rijden; indien een trein met een hogere snelheid rijdt is het maximale geluidsniveau hoger, maar tegelijkertijd is de tijdsduur van het verhoogde geluidsniveau op een bepaald punt korter.
- het type trein waarmee op het traject gereden wordt; zo is er bijvoorbeeld verschil tussen de geluidsemisatie van diesel en elektrisch aangedreven materieel.
- het rijgedrag van de trein; een remmende trein heeft een grotere geluidsemisatie
- de constructie van de spoorweg; voegloos spoor veroorzaakt minder geluidsemisatie dan voegenspoor. Spoor in ballastbed veroorzaakt ook minder geluidsemisatie dan directe spoorbevestiging.

Het verloop van het railverkeer en de keuze van het materieel zijn voor de Betuweroute al op voorhand bekend. Tevens zijn ontwerpsnelheid en treinfrequentie in het programma van eisen vastgelegd.

Met behulp van deze gegevens kan het maatgevende emissiegetal voor een bepaald traject bepaald worden. Deze emissiegetallen zijn dus een maat voor de bronsterkte van het spoorwegverkeer op het desbetreffende traject.

In het Besluit Geluidshinder Spoorwegen is de maximaal toelaatbare geluidsbelasting voor gevels van woningen en andere geluidgevoelige bestemmingen vastgelegd. Voor woningen is in nieuwe situaties een maximale geluidsbelasting van 60dB(A) toelaatbaar.

Naar alle waarschijnlijkheid wordt deze norm verlaagd tot 57dB(A). Deze reductie zou dan vooral bereikt moeten worden d.m.v. stiller materieel en een stillere bovenbouw (ballastbed en spoor). Er gaan zelfs al stemmen op om de norm nog verder aan te scherpen tot 50dB(A).

Effecten, die van invloed zijn op de geluidsniveau, zijn achtereenvolgens:

1. reflectie
2. afstand
3. luchtdemping
4. bodemeffect
5. meteorologische invloeden
6. afscherming

ad 1. reflectie

Reflecties tegen verticale vlakken kunnen het geluidsniveau op een bepaalde afstand verhogen. Voor veel waarnemingspunten wordt het gereflecteerde geluid door de trein zelf afgeschermd. Door reflectie van geluid treedt wel een geringe afzwakking op.

ad 2. afstand

De afstand van de waarnemer tot de spoorbaan heeft een belangrijke invloed op de geluidsemissie op dat punt. Globaal geldt voor het afstandseffect dat bij elke afstandsverdubbeling het geluidsniveau met 3dB(A) afneemt.

ad 3. luchtdemping

Lucht heeft de eigenschap geluid gedeeltelijk te absorberen. Door luchtdemping neemt het geluidsniveau bij groter wordende afstand tot de bron af.

ad 4. bodemeffect

Nabij de bodem kan het geluid afgezwakt worden. Deze afzwakking van het geluid treedt alleen op bij onverhard oppervlakken. Dit effect is groter naarmate de afstand tot de bron groter is en naarmate de spoorbaan en waarnemer zich dichterbij de grond bevinden.

ad 5. meteorologische invloeden

Afhankelijk van meteorologische omstandigheden kan het bodemeffect sterk variëren. Het verloop van de windsnelheid en de luchttemperatuur over de hoogte zijn hierop van invloed.

ad 6. afscherming

De overdracht van geluid kan belemmerd worden door obstakels zoals gebouwen of geluidsschermen. Het geluid kan de waarnemer dan niet direct bereiken. Het geluid wordt gedwongen een omweg te maken. De afzwakking van het geluid is groter naarmate de omweg en de directe weg meer verschillen.

Van bovenstaande factoren zijn er slechts twee door de vormgeving van de constructie te beïnvloeden; dit zijn achtereenvolgens reflectie en afscherming.

Reflectie kan beïnvloed worden door de vorm van de constructie dusdanig aan te passen dat de geluidsgolven minder naar de omgeving van het spoor uitstralen. Een andere maatregel ter reducering van reflectie kan geschieden door de constructie van een geluidsabsorberende materiaal te voorzien.

Afscherming kan bereikt worden door langs het spoor een of ander geluidsschermen te plaatsen. De reductie van het geluidsniveau is gekoppeld aan de hoogte van het geluidsscherm.

Globaal kan gesteld worden dat voor een afgesloten tunnelgedeelte de geluidsemissie dermate laag zal zijn dat de gestelde norm ruimschoots gehaald wordt. Bij een tunnelbak speelt het verschijnsel van reflectie van geluidsgolven een belangrijke rol; dit is voor een aantal vormvarianten in de figuur aangegeven.

### **Ad 2. visuele hinder**

Het aspect visuele hinder wordt bepaald door de landschappelijke ligging van de spoorbaan. Afhankelijk van het gebied waar de spoorbaan doorheen loopt, kunnen verschillende eisen aan de integratie in het landschap gesteld worden. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen landbouwgebieden, stedelijke gebieden en trajecten gelegen naast de rijksweg A15.

Vanuit het oogpunt van visuele hinder is uitgegaan dat de nieuw aan te leggen spoorbaan zo min mogelijk 'extra' visuele hinder veroorzaakt t.o.v. de huidige situatie. Aangezien het tracé van de Betuweroute voor circa 80% gebundeld wordt met rijksweg A15, wordt daar de huidige ligging van de A15 als uitgangspunt aangehouden.

Voor landbouwgebieden houdt dit in dat de nieuwe spoorbaan best een nieuw element in het landschap mag zijn. De constructie mag zichtbaar zijn voor de omgeving. In deze gebieden moet de constructie met een minimum aan voorzieningen in het landschap geïntegreerd worden.

Voor stedelijke gebied betekent een nieuwe spoorlijn een gigantisch visueel obstakel. In deze gebieden moet de constructie zo mogelijk aan het zicht onttrokken worden. Dit kan bij voorkeur geschieden door de tunnel c.q. tunnelbak gedeeltelijk of geheel verdiept aan te leggen.

### **Ad 3: Veiligheid**

Het aspect veiligheid is op te splitsen in een drietal verschillende veiligheidsbeschouwingen. Deze zijn achtereenvolgens:

1. t.o.v. de omgeving.
2. t.o.v. het personeel van NS
3. t.o.v. automobilisten op rijksweg A15.

Ten behoeve van het eerste aspect, de veiligheid ten opzichte van de omgeving kan een onderscheid gemaakt worden naar het te doorkruisen gebied. Er zullen hogere risico's geaccepteerd worden in dunbevolkte gebieden. Met name op plaatsen waar de Betuweroute vlak langs stedelijk gebied gaat, zijn de gevolgen voor omwonenden het grootst in geval van een calamiteit. Op deze lokaties verdient een afschermdende constructievariant de voorkeur.

#### **\* Gesloten constructieoplossing**

Bij een gesloten ondergrondse constructie blijven in geval van een calamiteit de gevolgen voor de omgeving beperkt. De constructie moet wel op explosies gedimensioneerd worden. Waarschijnlijk blijven de vrijgekomen gevaarlijke stoffen in de tunnel.

De constructie is echter slecht bereikbaar voor brandweer en reddingsploegen. Bovendien kunnen reparatiewerkzaamheden moeilijk uitgevoerd worden. In geval van een explosie of een felle brand zal de spoorbaan gedurende ruime tijd buiten dienst gesteld moeten worden. Deze situaties veroorzaken buiten de hoge reparatiekosten ook veel bijkomende economische schade.

#### **\* Maaiveldoplossing**

Bij een spoorbaan, welke op maaiveldniveau aangelegd wordt, zijn de gevolgen voor de directe omgeving het grootst. Een explosie, brand, gifwolk of lekkage van een wagon met gevaarlijke stoffen kan zich in alle richtingen verspreiden. Met andere woorden, de gevolgen voor omwonenden

den nemen toe naarmate de constructie minder 'ingepakt' is.

Aan de andere kant biedt een constructie op maaiveldniveau weer voordelen wat betreft bereikbaarheid van reddingsploegen en het uitvoeren van reparatiewerkzaamheden.

#### **\* Tunnelbak**

Een oplossing liggende tussen een ondergrondse tunnel en een spoorbaan op maaiveld is de tunnelbak. De opstaande wanden van de tunnelbak zorgen voor een gedeeltelijk afschermen. Lekkage van vloeistoffen blijven binnen de tunnelbak. Calamiteiten beperken zich dus grotendeels tot de tunnelbak zelf. Daarentegen is de toegankelijkheid voor reddingsploegen vrij goed en kunnen ze bovendien snel ter plekke zijn. Het uitvoeren van reparatiewerkzaamheden kan bovendien vanaf het maaiveld geschieden.

Het tweede aspect betreft de veiligheid voor het personeel van NS voor de verschillende constructievarianten. Er kan hierbij onderscheid gemaakt worden tussen een gesloten tunnel of een open constructievariant. Bij een gesloten constructie zijn er voor machinisten of ander onderhoudspersoneel beperkte ontsnappingsmogelijkheden. Met andere woorden zijn vanuit de veiligheidsoptiek voor NS-personeel lange afgesloten tunnels onaantrekkelijk. Een open tunnelbakconstructie geniet uit dit oogpunt dus de voorkeur.

Een derde veiligheidsbeschouwing kan losgelaten worden op de automobilisten op naastgelegen rijksweg A15. Deze automobilisten hebben een snelle en veilige ontsnappingsmogelijkheid; bovendien zijn ze enigszins beschermd door hun auto.

Na deze zeer globale beschouwing kan geconcludeerd worden dat vanuit veiligheidsoptiek een verdiepte tunnelbak de meest optimale oplossing is. Deze oplossingsvariant schermt door zijn opstaande wanden een redelijke bescherming tegen mogelijke calamiteiten; bovendien blijft de tunnelbakconstructie ten alle tijde bereikbaar voor reddingsploegen en kunnen reparatiewerkzaamheden relatief eenvoudig uitgevoerd worden.

#### **Ad 4: kruisingen met bestaande infrastructuur**

De aanleg van een nieuwe spoorlijn dwars door een bestaand landschap levert een groot aantal kruisingen op met bestaande infrastructuur. Deze zijn op te splitsen in kruisingen met waterlopen en met verkeersinfrastructuur. Een inventarisatie van deze middelgrote kunstwerken is reeds gegeven in bijlage 1.

Het heeft de voorkeur om de Betuweroute aan de ene kant als primaire infrastructuur te beschouwen en de aanleg van de spoorbaan zoveel mogelijk op één niveau te laten geschieden. Dit levert een belangrijk voordeel, omdat op die manier het ruimtebeslag benodigd voor aanleg van op- of afritten aanzienlijk beperkt wordt. Het maximale hellingspercentage voor spoorbanen bedraagt circa 1%; dit in tegenstelling tot verkeerswegen waar hellingspercentages van 4 à 4,5 % toegepast mogen worden.

Omdat de benodigde vrije doorrijhoogte voor een rijksweg circa 4,5m bedraagt en voor een trein minimaal 6m+BS, heeft dit als consequentie dat de spoorbaan op een lager gelegen niveau aangelegd moet worden.

De hoogteligging van de reeds aanwezige infrastructuur wordt als basis genomen. De aanleg van het meeste kunstwerken bestaat uit het uitbreiden van bestaande infrastructuur. Om in de toekomst uitbreiding van rijksweg A15 van tweebaans naar driebaans te kunnen uitvoeren wordt de daarvoor benodigde ruimte gereserveerd. Het ontwerp van de nieuwe kunstwerken kan daarom



losgekoppeld worden van de bestaande infrastructuur.

Een bouwwijze waarbij de aanleg van nieuwe kunstwerken gelijktijdig en zonder al te veel bouwoverlast uitgevoerd kan worden, verdient de voorkeur. Standaardisatie en een hoge bouwsnelheid kunnen dit mogelijk maken.

#### **Ad 5. Bouwtijd**

Een van de centrale uitgangspunten is dat de aanleg van de Betuweroute gereed moet zijn voor het jaar 2000. Gezien alle nog te doorlopen procedures wordt waarschijnlijk op z'n vroegst pas vanaf begin 1995 met de aanleg gestart. Het hele tracé moet binnen een bouwtijd van ca. 5 jaar gerealiseerd worden.

Omwille van de beperkte bouwtijd moet men kiezen voor een snelle aanlegmethode. Toepassing van prefab-beton kan hiervoor een uitkomst bieden.

#### **Ad 6. Kosten**

In het ontwerpstadium is het moeilijk een realistische kostenraming te maken, toch wordt in dat stadium al circa 80% van de kosten bepaald. Uitgangspunt voor het ontwerp is het vermijden van dure hulpconstructies (bijvoorbeeld bouwkuip, stempeling enzovoort).



**BELASTINGEN****5.1 Permanente belastingen****\* Eigen gewicht**

Het eigen gewicht is als een gelijkmatig verdeelde belasting beschouwd. Doordat in het programma bekend is welke de materiaaleigenschappen zijn van de verschillende elementen (de soortelijke gewichten zijn dus bekend), is het vrij eenvoudig het eigen gewicht van de structuur in te voeren (zie invoer raamwerkprogramma).

In de materiaaltabel wordt zowel het soortelijke gewicht als het oppervlak van de doorsnede van de sectie ingevoerd. Aan de hand van deze twee waarden kan de waarde voor het eigen gewicht intern worden berekend en over de staaf gespreid.

Op dit berekende eigen gewicht kan nog een vermenigvuldigingsfactor ingevoerd worden. Op deze manier kunnen ook details en eventuele afwerkklagen in de berekening meegenomen worden.

Voor het eigen gewicht van de verschillende materialen is een aantal waarden ingevoerd. Deze zijn in onderstaande tabel weergegeven.

MATERIAAL	GEWICHT
Gewapend beton	25kN/m <sup>3</sup>
Staal	78,5kN/m <sup>3</sup>
Ballast (steenslag)	18kN/m <sup>3</sup>
Droog zand	16kN/m <sup>3</sup>
Nat zand	20kN/m <sup>3</sup>
Spoor UIC 54 + houten dwarsliggers	2,5kN/m <sup>1</sup>

Tabel 5.1: Eigen gewicht gebruikte materialen

**\* Grondwater**

Voor het traject nabij Papendrecht met de kilometernummering van 6,0 tot 8,0km wordt een constante hoogte van het grondwaterpeil aangehouden, omdat het traject deel uitmaakt van de Polder Zuidzijde. Het polderpeil bevindt zich ca. 0,60m beneden maaiveld. In eerste instantie is bovenstaand peil voor de normale sterkteberekening aangehouden.

In de bijgevoegde grafische weergave is voor de brede varianten de invoer gegeven. De waarden zijn bepaald met een  $\gamma_{\text{water}} = 10\text{kN/m}^3$ . In het programma werken de berekende lasten loodrecht op de staven.

Als aanvulling op de berekening aan de hand van het polderpeil is bovendien een extreme situatie beschouwd. Deze situatie doet zich voor wanneer het polderpeil stijgt tot maaiveldhoogte. Hierbij geldt als uitgangspunt dat de tunnelbakconstructie voldoende waterdicht is om niet vol te lopen. Bij een nog hoger polderpeil loopt ook de tunnelbak vol. Zie ook bijlage 3.

**\* Verticale grondbelasting**

Voor de rustende belasting bovenop het tunneldak bij de gesloten variant is ten behoeve van de berekening uitgegaan van een  $\gamma = 20\text{kN/m}^3$  (met of zonder water) inclusief eventueel wegdek.

Voor het gesloten tunnelgedeelte is als uitgangspunt een minimale gronddekking van 1,0m op het tunneldak genomen. Deze gronddekking treedt alleen op op het hoogste punt van het dakelement. Er treedt alleen een verticale grondbelasting op op de twee wandelementen en het dakelement.

Deze belastingen zijn weergegeven in bijlage 3.

#### \* Horizontale gronddruk

Door de ronde constructievorm wijzigt de gronddrukcoëfficiënt voortdurend over de hoogte. Dit betekent dat de gronddrukcoëfficiënt over de continu verloopt.

In het raamwerkprogramma wordt de ronde constructievorm gemodelleerd door een staafwerkmodel. De ronde vorm wordt benaderd door scheefstand van de staafelementen; zo heeft ieder staafelement zijn eigen scheefstand.

Bij het bepalen van zowel de actieve als de passieve gronddrukcoëfficiënt is uitgegaan van de scheefstand van de desbetreffende staaf-elementen. Voor de verschillende scheefstanden zijn de bijbehorende gronddrukcoëfficiënten bepaald. Deze zijn berekend aan de hand van onderstaande formules (ontleend aan Spundwand-Handbuch Hoesch). De verschillende variabelen uit de formules worden middels figuur 5.1 verduidelijkt. Ten behoeve van de berekening is  $\beta$  gelijk gesteld aan nul en is voor  $\delta$  een waarde van  $\frac{2}{3}\varphi$  ingevoerd. Als gerekend wordt met een actieve of passieve gronddrukcoëfficiënt wordt een positieve of negatieve  $\delta$  ingevoerd.

T.b.v. actieve gronddruk:

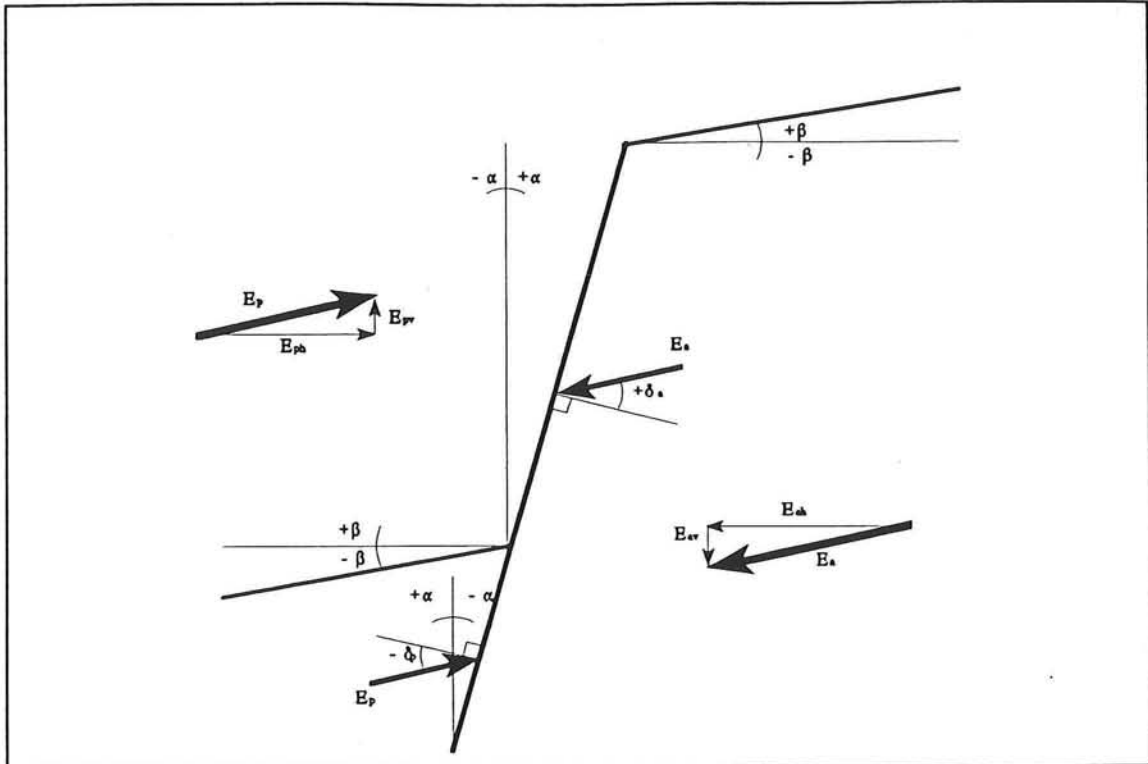
$$\delta_a = +\frac{2}{3} \cdot \varphi$$

T.b.v. passieve gronddruk (voor  $\varphi \leq 35^\circ$ ):

$$\delta_p = -\frac{2}{3} \cdot \varphi$$

Door het meenemen van de wandwrijvingshoek  $\delta$  bij de bepaling van de actieve gronddruk moet een positieve waarde in de formule ingevoerd worden. Invoer van  $\delta = +\frac{2}{3}\varphi$  veroorzaakt een afname van de actieve gronddrukcoëfficiënt en dus ook een afname van de horizontale grond-drukspanningen. Dit impliceert dat de constructie initieel minder zijdelings belast wordt.

Het meenemen van de wandwrijvingshoek  $\delta$  ten behoeve van de bepaling van de passieve gronddruk vindt plaats door invoer van een negatieve waarde ( $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$ ); dit veroorzaakt een vergroting van de passieve gronddrukcoëfficiënt. De maximaal te leveren reactiekracht door de grond wordt op die manier vergroot.



Figuur 5.1: Grondrukcoëfficiënten

- Waarin:  $\alpha$  : hellingshoek van het staafelement  
 $\beta$  : hellingshoek van het aanliggend talud  
 $\delta$  : de wrijvingshoek tussen damwand en grond  
 $E_p$  : resultante van passieve gronddruk  
 $E_s$  : resultante van actieve gronddruk

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{nh} = 1 - \sin \varphi$$

- Waarin:  $K_{ah}$  : actieve gronddrukcoëfficiënt  
 $K_{ph}$  : passieve gronddrukcoëfficiënt  
 $K_{nh}$  : neutrale gronddrukcoëfficiënt  
 $\varphi$  : hoek van inwendige wrijving

Het raamwerkprogramma bepaalt de richtingscoëfficiënt van de staaf. Deze richtingscoëfficiënt kan simpel omgerekend worden tot een scheefstand  $\alpha$  van de staaf.

$$\arctan\left(\frac{dx}{dy}\right) = \alpha [rad]$$

Bovenstaande formules zijn gebruikt om voor de A15-variant en de gesloten tunnelvariant de gronddrukcoëfficiënt te bepalen.

#### \* A15-variant

Ten gevolge van temperatuursinvloeden kan de tunnelbak zich tegen de grond in opspannen, waardoor de horizontale gronddruk zal toenemen van de actieve tot de neutrale waarde. Voor de A15-variant is als permanente horizontale belasting de neutrale gronddruk ingevoerd.

#### \* Gesloten variant

Bij de gesloten tunnelvariant zal ten gevolge van de te verwachten vervorming, welke optreedt als gevolg van het aanbrengen van de bovenbelasting, de grond aan de weerszijde van de constructie opgespannen worden, waardoor de gronddrukcoëfficiënt verandert. Naarmate de vervorming van de constructie toeneemt, neemt ook de reactiekracht van de grond toe. De waarde neemt van de actieve gronddruk toe tot de passieve gronddruk. De mate waarin dit verschijnsel optreedt is op voorhand moeilijk te bepalen.

Niet op alle plaatsen verplaatst de constructie tegen de gronddruk in; door de flexibiliteit zijn er elementen die naar binnen toe verplaatsen. Formeel moet men voor die elementen de actieve gronddruk in rekening brengen. Laatstgenoemde argument is daarom aangehouden om als permanente horizontale belasting een gronddruk op basis van de actieve gronddrukcoëfficiënt in te voeren in plaats van een keuze voor neutrale gronddruk zoals bij de A15 constructie-variant.

Bovenstaande formules leveren geen realistische waarden voor de dakelementen. Voor de dakelementen wordt alleen de bovenbelasting als verticale gronddruk in rekening gebracht. Dit betekent dat de dakelementen geen horizontale reactiekracht krijgen van de omliggende grond.

#### \* Belasting t.g.v. bovenbouw

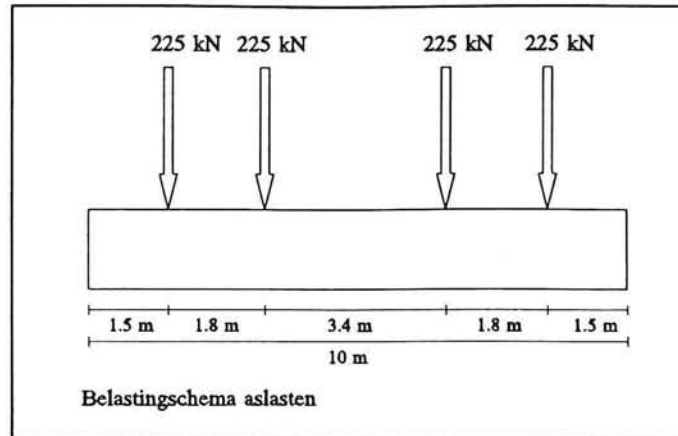
De bovenbouw in de verschillende constructievarianten wordt uitgevoerd als spoor in ballastbed. Voor de belasting ten gevolge van het soortelijke gewicht van de bovenbouw wordt voor steenslag en spoor inclusief houten dwarsliggers waarden van respectievelijk  $18\text{kN/m}^3$  en  $2,5\text{kN/m}^1$  aangehouden.

Voor de dikte van het ballastbed wordt uitgegaan van een dikte van 0,5m. Voor de definitieve situatie resulteert dit in een permanente belasting van  $9\text{kN/m}^2$  ten gevolge van het ballastbed plus een lijnbelasting van  $2,5\text{kN/m}^1$  ten gevolge van spoorvoorzieningen.

## 5.2 Veranderlijke belastingen

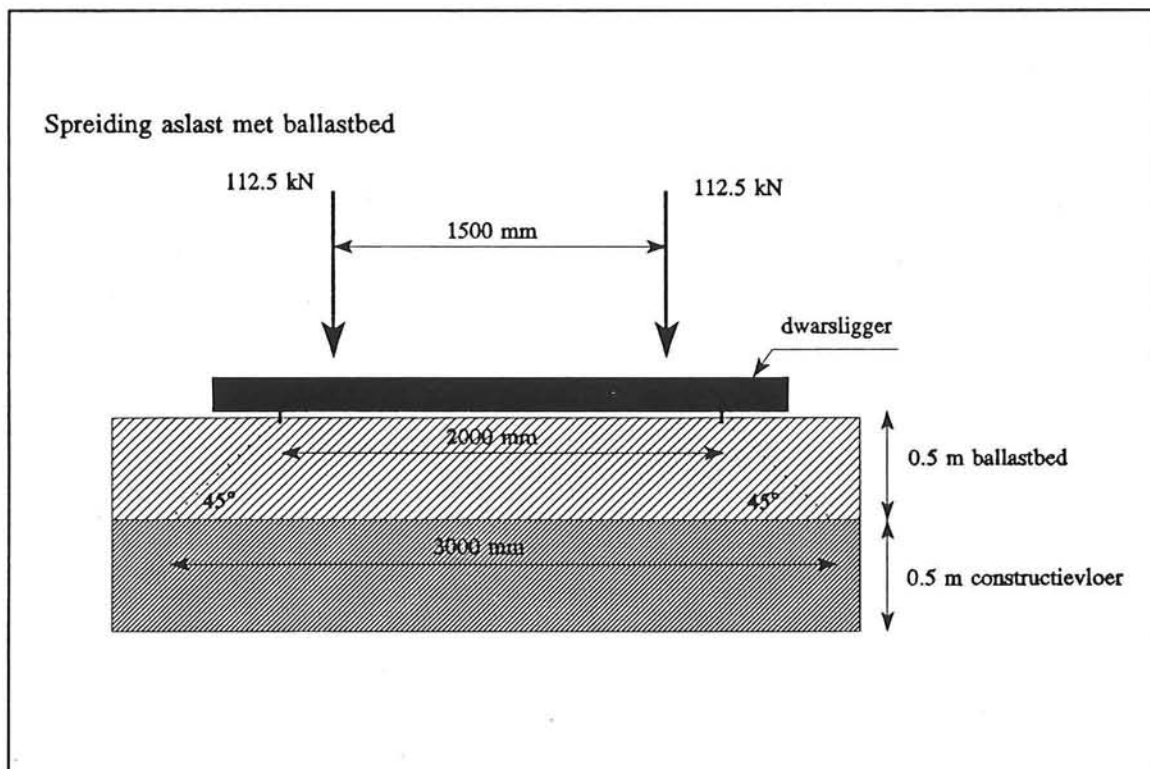
#### \* Mobiele belasting

Conform de geldende UIC-norm moet de spoorlijn geschikt zijn voor het dragen van aslasten van 225kN. De zwaarte van het huidige treinverkeer is ingedeeld in een aantal categorieën; de Betuweroute moet geschikt zijn voor goederenverkeer uit de zwaarste klasse. Dit is de reden dat voor de mobiele belasting het belastingschema UIC-C4 wordt aangehouden. Dit schema is ontleend aan het rapport Richtlijnen voor de berekening van hulpwerk in de spoorbaan van de Nederlandse Spoorwegen. Belastingschema UIC-C4 is in figuur 5.2 weergegeven.



Figuur 5.2: Belastingenschema aslast

In het raamwerkprogramma wordt voor de berekening uitgegaan van belastingen per strekkende meter. Het gebruikte programma is twee dimensionaal; belastingen in de asrichting van het spoor kunnen dus niet als puntlasten worden ingevoerd. Gezien de beperkte lengte van de prefab-elementen is gekozen voor een invoer van de aslast van 225kN per spoor middels twee puntlasten van ieder 112,5kN. Voor de h.o.h. afstand tussen de beide spoorstaven is een afstand van 1,5m aangehouden. Deze puntlasten zullen echter niet rechtstreeks op de constructie werken; ten gevolge van spreiding door ballastbed en constructievloer wordt de mobiele belasting (aslast van 225kN) gespreid over een breedte van 3,0m. Dit resulteert in een belasting van  $75\text{kN/m}^1$  (zie figuur 5.3).



Figuur 5.3: Spreiding aslast

De rekenwaarde van de mobiele belasting moet voor spoorwegconstructies, die aan stoten onderhevig zijn, met een stootcoëfficiënt vermenigvuldigd worden. De grootte van de in te voeren coëfficiënt volgt uit de onderstaande formules.

Voor constructiedelen, die hun belasting hoofdzakelijk in dwarsrichting afdragen moet een stootcoëfficiënt  $S_1$  in rekening worden gebracht volgens  $1,3 \leq S_1 \leq S$ . De waarde voor  $S$  wordt bepaald aan de hand van onderstaande formules.

Voor constructies van gewapend beton met doorgaand ballastbed (meer sporen op homogene plaat) geldt:

$$1,10 \leq S = 1 + \frac{7,5(1,2-d)}{20+L} < 1,50$$

waarin:  $L$  : de lengte van de overspanning in m.  
 $d$  : de dikte van het ballastbed, gerekend van onderkant dwarsligger tot bovenkant betonconstructie. De minimumwaarde van  $d$  is 0,2m.

Voor  $L = 2\text{m}$  en  $d = 0,3\text{m}$  volgt  $S = 1,30$

Voor constructies met direct bevestigd spoor (meer sporen op homogene plaat) geldt:

$$1,10 \leq S = 1 + \frac{7,5}{20+L}$$

Voor  $L = 2\text{m}$  volgt  $S = 1,34$

In de berekening wordt uitgegaan van het feit dat men spoor in ballastbed aanlegt. Dit houdt in dat men uit moet gaan van een stootcoëfficiënt van 1,30.

#### \* Windbelasting

Op het gehele door de wind getroffen oppervlak moet loodrecht op dit oppervlak de windbelasting in rekening worden gebracht. Deze windbelasting wordt opgebouwd uit een aantal factoren, te weten:

- winddruk ( $q_{wd} = c_d \cdot p$ ): dit is de door de wind veroorzaakte gelijkmatig verdeelde druk die loodrecht werkt op een naar de wind toegekeerd vlak. Voor een naar de wind toegekeerd vlak dat een hoek  $\alpha$  maakt met de windrichting geldt:
  - voor  $0^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$  is  $c_d = +0,4$
  - voor  $65^\circ < \alpha < 90^\circ$  is  $c_d = +0,8$
- windzuiging ( $q_{wz} = c_z \cdot p$ ): dit is door de wind veroorzaakte gelijkmatig verdeelde zuiging die loodrecht werkt op een van de wind afgekeerd vlak. Voor alle van de wind afgekeerde vlakken geldt:  $c_z = -0,4$

Deze coëfficiënten gelden zowel voor verticale vlakken als voor scheefstaande vlakken. De windbelastingen zijn bepaald aan de hand van de richtingscoëfficiënten van de ingevoerde staven.

Voor de stuwdruk  $p$  wordt in de windtabel (voor hoogte boven maaiveld  $< 7\text{m}$  en boven land) de waarde van  $0,71\text{kN/m}^2$  opgezocht.



Naast de windbelasting die direct op de betonconstructie uitgeoefend wordt, wordt ook de trein door wind belast. De verkeersband reikt bij spoor van bovenkant spoorstaaf tot 3,50m daarboven. Aangezien de trein gedeeltelijk door een tunnelbak loopt wordt deze verkeersband gereduceerd tot de werkelijk band die door wind getroffen wordt.

Dit belastinggeval is alleen op de A15-variant van toepassing. De belasting wordt in het programma ingevoerd als een horizontale last aangrijpend in de as van het spoor.

Ten gevolge van de snelheid van het treinverkeer wordt voor de trein uit een drukgolf opgewekt; deze drukgolf veroorzaakt een stuwdruk op het wandelement. Naarmate de afstand tussen trein en wandelement kleiner wordt, neemt deze stuwdruk toe. Gelijktijdig treedt bij passage van een trein direct naast de trein een zuigingsverschijnsel op.

Bovenstaande verschijnsel is uitgebreid beschreven in het rapport van de Deutsche Bundesbahn Richtlinien für bauliche Schallschutzanlagen an Eisenbahnstrecken. Op basis van de ontwerpsnelheid van 120km/h en een wandafstand van 2,50m wordt voor de extra stuwdruk of zuigingsbelasting een waarde van 0,20kN/m<sup>2</sup> gevonden. De windbelasting is steeds met laatstgenoemde waarde verhoogd.

**\* Middelpuntvliedende kracht**

Bij spoorwegconstructies in bogen moet de middelpuntvliedende kracht in rekening gebracht worden. Deze middelpuntvliedende kracht wordt geacht aan te grijpen op 2m boven bovenkant spoor (BS).

De grootte van deze kracht wordt voor bogen met een straal kleiner of gelijk aan 1000m gesteld op 15% van de mobiele belasting vermenigvuldigd met de stootcoëfficiënt. Bij een boogstraal  $r > 1000m$  wordt dit percentage gesteld op :

$$\frac{1000}{r} \cdot 15\%$$

Door gebruik te maken van bovenstaande formule kan eenvoudig de grootte van de middelpuntvliedende kracht berekend worden. Deze kracht wordt voor verschillende boogstralen:

$r < 1000m$	$F_{\text{middelpuntvliedend}} = 15\% \cdot 225kN \cdot 1,2 = 40,5kN$
$r_{\text{min}} = 1700m$	$F_{\text{middelpuntvliedend}} = 1000/1700 \cdot 15\% \cdot 225 \cdot 1,2 = 4kN$
$r_{\text{gewenst}} > 10.000m$	$F_{\text{middelpuntvliedend}} = 1000/10.000 \cdot 15\% \cdot 225 \cdot 1,2 = 4,1kN$

In vergelijking met andere horizontale krachten is de middelpuntvliedende kracht geenszins maatgevend.

### \* Remkrachten

Volgens de Voorschriften voor het Ontwerpen van Stalen Bruggen (VOSB 1963) kan analoog aan de bepaling bij enkelsporige spoorwegbruggen de grootte van de horizontale remkracht bepaald worden met onderstaande formule:

$$R=60+9\cdot L$$

Bovenstaande formule geldt voor  $L \leq 30\text{m}$

waarin: R : remkracht [kN]  
L : lengte van het element [m]

Bij belasting van een constructie door twee naast elkaar gelegen sporen moet op één spoor de remkracht volgens boven gegeven formule in rekening worden gebracht, terwijl op het andere spoor een gelijkgerichte kracht van 20% van die op het eerste spoor moet worden aangenomen.

De remkracht grijpt aan in het hart van de voor het beschouwde constructiedeel ongunstigste rijbaan.

Uitgaande van prefab-elementen van 2,5m lengte, kan de formule ingevuld worden:

$$R=60+9\cdot L=60+9\cdot 2,5=82,5\text{kN}$$

Omdat de bovenstaande formule in principe geschreven is voor het ontwerp van relatief lange bruggen en niet voor korte prefab-elementen, wordt vervolgens een controle uitgevoerd naar de maximaal op te wekken wrijvingskracht.

Aan de hand van de bepaling van de wrijvingskracht kan de maximale horizontale belasting bepaald worden:

$$W=f\cdot N$$

waarin W : maximale wrijvingskracht [kN]  
f : wrijvingscoëfficiënt tussen wiel en spoorstaaf  
N : verticale kracht [kN]

Voor de Betuweroute wordt uitgegaan van aslasten van 225kN; dit is de verticale belasting. Als richtwaarde voor de wrijvingscoëfficiënt tussen staal en staal kan een waarde van 0,3 aangehouden worden.

$$W=f\cdot N=0,3\cdot 225=67,5\text{kN}$$

Als derde controlemogelijkheid kan uitgegaan worden van een voorlopige NS-richtlijn voor remkrachten. Deze richtlijn is gebaseerd op proefnemingen op de Moerdijkbrug. Deze richtlijn schrijft een remkracht van  $20\text{kN/m}^1$  spoor voor.

Per element betekent dit  $20\cdot 2,5 = 50\text{kN/element}$ .

Naast het voorschrift voor de maximale remkracht schrijft de richtlijn ook een aanzetkracht voor. De aanzetkracht treedt op bij het in gang zetten van de locomotief. De grootte van de aanzetkracht bedraagt 1000kN over 30m lengte. Per prefab-element betekent dit een aanzetkracht van 83,3kN.

Bovenstaande methodes ter bepaling van de horizontale krachten zijn nogmaals samengevat in tabel 5.2.

	horizontale kracht per element
- remkracht volgens VOSB 1963	82,5kN
- maximale wrijvingskracht	67,5kN
- nieuwe richtlijn NS	50kN
- aanzetkracht	83,3kN

Tabel 5.2: Horizontale krachten ten gevolge van het treinverkeer

Uit deze tabel blijkt dat uitgegaan moet worden van de maatgevende horizontale aanzetkracht van 83,3kN per element.

#### \* Zijdellingse stoot, slingerverband

Bij spoorwegconstructies moet tussen langsliggers van elk spoor een slingerverband worden aangebracht. Dit slingerverband moet weerstand kunnen bieden aan de ongunstigste van de navolgende belastingen:

- a. een zijdelingse stoot met een kracht van 75kN
- b. een dwarskracht ten gevolge van de middelpuntvliedende kracht (incl. stootcoëfficiënt)
- c. een dwarskracht ten gevolge van de windbelasting op de trein
- d. de belastingcombinatie a + c
- e. de belastingcombinatie b + c

Bovenstaande krachten moeten natuurlijk ook door de onderbouw opgenomen kunnen worden; deze krachten zijn daarom als verschillende belastinggevallen in de berekening ingevoerd.

#### \* Verkeersbelasting

Op plaatsen waar een gesloten tunnelgedeelte toegepast wordt, wordt op het dak een verkeersbelasting ingevoerd. Voor het beschouwde traject is uitgegaan van een verkeersbelasting volgens klasse 60 van de VOSB 1963 met een spreiding van  $45^\circ$  over de gronddekking tot op het dak. Voor de vloerbelasting wordt een waarde van  $20\text{kN/m}^2$ .

Wanneer de dekking kleiner is dan 0,5m moet een stootcoëfficiënt van 1.2 in rekening gebracht worden hetgeen hier niet van toepassing is.

#### \* Belasting ten gevolge van voetpaden

Voor de belasting op voetpaden gelegen direct naast het spoor wordt een belasting genomen van  $2\text{kN/m}^2$ .

#### \* Belasting ten gevolge van ontsporingsbalk

Er is uitgegaan van een ontsporingsbalk die momentvast verankerd is aan de constructievloer. Deze ontsporingsbalk heeft een breedte van 0,5m en een hoogte van 1,0m. Het raamwerkprogramma neemt het eigen gewicht als belasting in de berekening mee. Het gewicht bedraagt  $0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 = 12,5\text{kN/m}^1$

### 5.3 Overige belastingen

#### \* Bijzondere belastingen

Voor spoorverkeer rekent men veelal op een aantal specifieke belastingen t.g.v. calamiteiten. Deze aanrijdbelastingen door treinen zijn rekenwaarden ten behoeve van de grenstoestand met betrekking tot bezwijken. De puntlasten werken op een oppervlak van  $0,25 \cdot 0,25 \text{m}^2$ . De aanrijdbelastingen worden in onderstaande alinea's beschreven. Deze belastingen zijn ontleend aan bijlage IX van de basisovereenkomst Willemspoortunnel in Rotterdam.

Het eerste belastinggeval bestaat uit een kantelbelasting van  $18 \text{kN/m}^1$  spoor op  $3,5 \text{m}^+$  BS, welke loodrecht op het spoor op de tunnelwand aangrijpt. Deze bijzondere belasting is alleen voor het geval meegenomen dat een gesloten tunnelgedeelte toegepast wordt. Bij de A-15 constructievariant is dit belastinggeval niet ingevoerd, omdat dan het geluidsscherm t.g.v. deze belasting mag bezwijken. Bezwijken van een geluidsscherm heeft geen vergaande gevolgen voor rest van de constructie.

Het tweede belastinggeval bestaat uit een zijdelingse puntlast van  $500 \text{kN}$  op  $1,80 \text{m}^+$  BS; deze kracht werkt loodrecht op het spoor op alle buitenwanden. Aangezien de tunnelbak zowel in de gesloten, als de A-15 variant toegepast wordt, wordt dit belastinggeval in de beide berekeningen meegenomen.

Belastinggeval drie is een zijdelingse puntlast ter grootte van  $210 \text{kN}$  op  $0,35 \text{m}^+$  BS tegen de ontsporingsbalk in het midden tussen beide sporen.

#### 5.4 Belastingcombinaties en belastingfactoren

Voor het bepalen van de belastingsfactoren voor de verschillende belastinggevallen is gebruik gemaakt van onderstaande tabel. Deze is afkomstig uit het dictaat G20A en op basis van de nieuwe VB.

	Permanente Belasting g  ongunstig	Permanente Belasting g  gunstig	Veranderlijke Belasting p
In combinaties:			
Klasse 1	1,2	0,9	1,2
Klasse 2	1,2	0,9	1,3
Klasse 3	1,2	0,9	1,5
Uitsluitend permanente belasting	1,35	0,9	
Bruikbaarheid alle klassen	1,0	1,0	1,0

Tabel 5.3: Belastingfactoren

Ten aanzien van veiligheidsfactoren die voor de verschillende bouwmaterialen moeten worden aangehouden, onderscheidt de TGB-beton de volgende waarden:

Materiaal	Veiligheidsfactor
Beton, op druk belast	$\gamma_m = 1,2$
Beton, op trek belast	$\gamma_m = 1,4$
Staal	$\gamma_m = 1,15$

Tabel 5.4: Veiligheidsfactoren

De verschillende belastingcombinaties zijn vermeld bij de invoer. Tevens wordt daar aangegeven met welke belastingfactor gerekend is. Deze is weergegeven in de bijlage.



## BEREKENING EN MODELLERING BEDDINGSTAVEN

### \* Afdracht van horizontale krachten

De onderbouw van de constructie bestaat uit drie onderheide funderingsvloeren. Uit de praktijk blijkt dat betonnen heipalen in rechtstand nauwelijks in staat zijn horizontale krachten op te nemen.

Ten gevolge van horizontale krachten kan de constructie in horizontale richting verplaatsen. Bij de schematisatie ten behoeve van het raamwerkprogramma wordt ervan uitgegaan dat de fundering geen horizontale krachten kan opnemen. De funderingspalen zijn in het programma geschematiseerd als roloplegging met een bepaalde verticale veerstijfheid.

De gecombineerde werking van grond en paal zorgt ervoor dat het geheel zich als een verticale veer gedraagt. De berekening van de veerstijfheid wordt elders behandeld. Door deze schematisatie kan de fundering geen horizontale krachten opnemen; deze komen volledig voor rekening van de omliggende grond.

In werkelijkheid kunnen door funderingspalen wel enige horizontale krachten opgenomen. Als vuistregel wordt vaak uitgegaan dat door een funderingspaal een maximale horizontale kracht van ca. 10kN opgenomen kan worden.

Gezien alle onzekerheden omtrent de horizontale krachtafdracht via de fundering wordt ervan uitgegaan dat deze geen horizontale krachten kunnen opnemen. Horizontale krachten worden afgedragen via reactiekrachten van de grond.

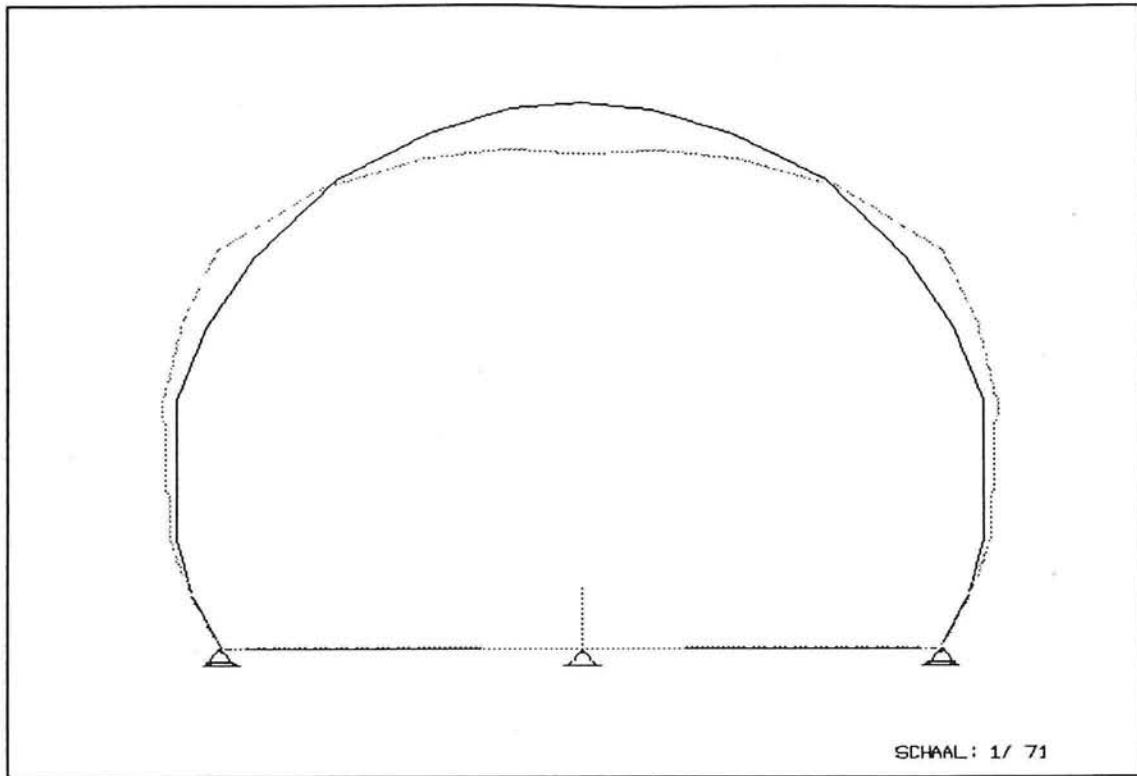
### \* Modellering van beddingstaven (horizontale reactiekrachten van de grond)

Ten gevolge van het aanbrengen van een verticale grondbelasting boven op de gesloten tunnelconstructie ontstaan horizontale reactiekrachten in de grond. De grootte van deze horizontale reactiekrachten is afhankelijk van de richting en grootte van de vervormingen. De grootte van de gronddrukcoëfficiënt kan variëren tussen de actieve en de passieve waarde.

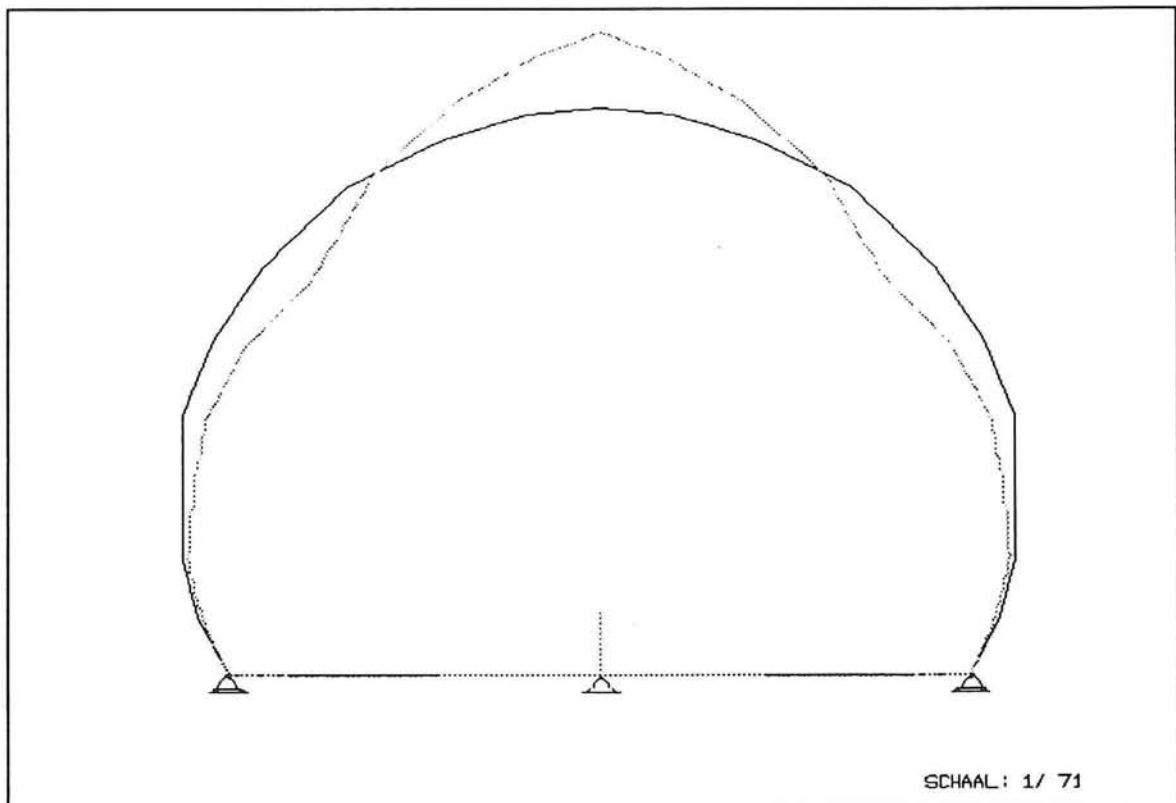
Om een indruk te krijgen hoe de constructie vervormt ten gevolge van de actieve en passieve gronddruk, is een tweetal berekeningen uitgevoerd; eenmaal met alleen de actieve gronddrukcoëfficiënt en eenmaal met de passieve gronddrukcoëfficiënt. Op deze manier wordt inzicht verkregen in de uiterste vervormingstoestanden.

Bij een horizontale grondbelasting op basis van de actieve gronddruk vervormt de gesloten constructie dusdanig dat de dakelementen naar binnen toe verplaatsen. Er wordt door de actieve gronddruk onvoldoende zijdelingse steun geleverd om grote verplaatsingen van de wandelementen tegen te gaan. De wandelementen verplaatsen tegen de richting van de gronddruk in. Deze verplaatsingen zijn veel te groot in de bruikbaarheidstoestand. De vervormingslijn t.g.v. actieve gronddruk is in figuur 6.1 vergroot weergegeven.

Wanneer echter de volledige passieve gronddruk als belasting wordt ingevoerd, worden de naar binnen toe gerichte krachten dusdanig groot, dat zeer grote vervormingen worden geïnitieerd; de dakelementen verplaatsen naar boven, terwijl de wandelementen naar binnen toe verplaatsen. Naar alle waarschijnlijkheid is het gewicht van de bovenliggende grondlaag in verhouding tot de passieve gronddruk te gering om deze verplaatsingen tegen te gaan. Zie figuur 6.2 voor de vervormingslijn t.g.v. passieve gronddruk.



Figuur 6.1: Vervormingslijn t.g.v. actieve gronddruk



Figuur 6.2: Vervormingslijn t.g.v. passieve gronddruk



Zoals in bovenstaande alinea's is uiteengezet levert een invoer van horizontale gronddruk op basis van de actieve en passieve gronddrukcoëfficiënt beide geen reële resultaten. Daarom wordt er naar een model gezocht om de reacties van de grond beter te modelleren.

De reactiekracht van de grond wordt opgesplitst in twee gedeeltes, namelijk een gedeelte dat permanent aanwezig is en een gedeelte dat afhankelijk is van de vervormingen van de constructie. De permanente belasting bestaat uit de actieve of de neutrale gronddruk. Voor de A15 variant is gekozen om gebruik te maken van neutrale gronddruk, bij de gesloten variant voor de actieve gronddruk. Voor de verklaring van dit verschil wordt verwezen naar de belasting ten gevolge van de horizontale gronddruk, zie bijlage 5. De schematisatie van het variabele deel van de reactiekrachten van de grond is gebeurd middels beddingstaven.

**\* Berekening van de beddingstaven**

Hoe de berekening van de beddingstaven is uitgevoerd wordt beschreven in de volgende paragraaf. Deze beddingstaven moeten de belasting t.g.v. de vervormingen opvangen. We rekenen met de horizontale gronddrukspanningen; de beddingstaven werken als verende ondersteuning om reactiekrachten van de grond te schematiseren.

**\* Methode Schulze-Duddeck**

In de literatuur is gezocht naar een wijze voor de berekening van de staafeigenschappen van de beddingstaven. Onderstaande afleiding is gebaseerd op de methode welke toegepast wordt voor het ontwerp van boortunnels. Dit is de berekening volgens Schulze-Duddeck. De berekening is uitgevoerd analoog aan de berekening voor de boortunnel te Delft.

Voor de berekening van de spoortunnel te Delft is uitgegaan van onderstaande grondgegevens. zie BTC studie

Zand	Klei
$\gamma_{nat} = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma_{droog} = 11\text{kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $E_s = 2,5\text{MN/m}^2$	$\gamma_{nat} = 16\text{kN/m}^3$ $\gamma_{droog} = 7\text{kN/m}^3$ $\varphi = 25^\circ$ $E_s = 5,0\text{MN/m}^2$

Tabel 6.1: Grondgegevens

**Opmerking:**

In hoeverre de overname van bovenstaande waarden en met name de waarde voor de elasticiteitsmodulus van grond ook voor deze hooggelegen prefab-tunnel-bouwmethode mag geschieden is maar de vraag. Met andere woorden de bepaling c.q. invoer van de elasticiteitsmodulus van grond  $E_s$  levert problemen op.

$$N_{staaft} = \frac{E_b \cdot A \cdot \Delta l}{l} = K \cdot Opp \cdot \Delta l$$

- waarin:
- $N_{staaft}$  : normaalkracht in de beddingstaaft
  - $E_b$  : elasticiteitsmodulus van de beddingstaaft
  - $A$  : doorsnede van een beddingstaaft
  - $\Delta l$  : verplaatsing tegen de richting van de gronddruk in
  - $l$  : lengte van beddingstaaft
  - $K$  : beddingconstante [kN/m]
  - $Opp$  : elastisch ondersteunde oppervlak, dat geschematiseerd wordt door één

$$\text{beddingstaaf} = \Delta u \cdot b$$

wegstrepen van  $\Delta l$  levert:

$$\frac{A \cdot E_b}{l} = K \cdot \Delta u \cdot b$$

waarin  $\Delta u$  : gedeelte van constructie voor rekening van één staaf (1,25m)  
 $b$  : lengte van een constructie-element in langsrichting 1,0m  
 (berekening uitgevoerd per strekkende meter)  
 $r$  : straal van de betonnen boogconstructie 6,0m

Aangenomen is dat de beddingstaaf van beton is met  $E_b = 35.000 \text{ N/mm}^2$ , voor de lengte van de beddingstaaf wordt 1,0m aangenomen.

Bepaling van de beddingconstante  $K$  kan m.b.v. onderstaande formule

$$K = a \cdot \frac{E_s}{r}$$

waarin  $E_s$  : elasticiteitsmodulus van grond [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $r$  : straal van de betonnen boogconstructie [m]  
 $a$  : constante waarde ( $a = 1,0$ )

Invullen van de waarden in de formule levert:

$$A = \frac{K \cdot \Delta u \cdot b \cdot l}{E_b} = \frac{a \cdot E_s \cdot \Delta u \cdot b \cdot l}{r \cdot E_b} = \frac{1,25 \cdot 1,25 \cdot 1 \cdot 1}{6,0 \cdot 35.000} = 0,0000152 \text{ m}^2$$

Op grond van de resultaten volgens de methode Schulze-Duddeck is een raamwerkberekening uitgevoerd. Er is gebruik gemaakt van radiaal gerichte pendelstaven. (zoals getoond in figuur 6.3). Bij het gebruik van de beschreven bepaling van materiaaleigenschappen moet een aantal kanttekeningen gemaakt worden.

De methode Schulze-Duddeck geeft voor alle beddingstaven dezelfde eigenschappen. Er is geen afhankelijkheid van de ligging en diepte. De ronde vorm van de gesloten tunnel-constructie-variant wordt daarentegen wel in de beschouwing meegenomen.

Invoeren van bovenstaande gegevens levert de volgende resultaten.

profiel	$A_{\text{staaf}}$	$I_{\text{staaf}}$	$E_{\text{staaf}}$	$\gamma_{\text{staaf}}$
$A_{\text{Schulze-Duddeck}}$	$1,52 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$	$1,0 \text{ m}^4$	$3,5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$	$1,0 \text{ kN/m}^3$

Tabel 6.2: Resultaten methode Schulze-Duddeck

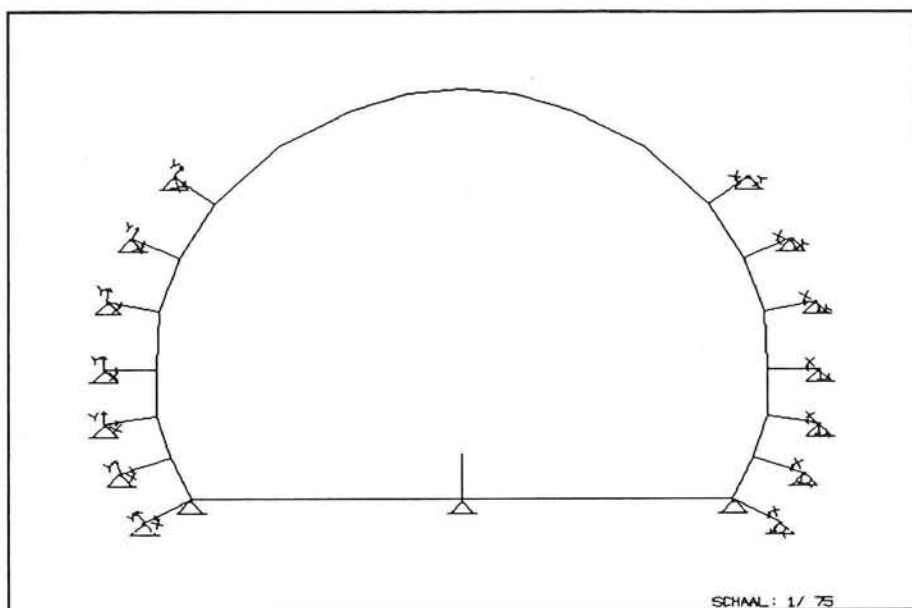
Waarin  $A_{\text{staaf}}$  : doorsnede van de beddingstaaf [ $\text{m}^2$ ]  
 $I_{\text{staaf}}$  : traagheidsmoment van de beddingstaaf [ $\text{m}^4$ ]  
 $E_{\text{staaf}}$  : elasticiteitsmodulus van de beddingstaaf [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $\gamma_{\text{staaf}}$  : soortelijk gewicht van beddingstaaf [ $\text{kN/m}^3$ ]

Opmerking:

Voor het traagheidsmoment wordt de hoge waarde van  $1,0m^4$  aangenomen. Dit is om te voorkomen dat de beddingstaven zijdelings uitknikken.

Verder wordt voor het soortelijk gewicht ook de waarde 1,0 aangehouden, zodat het gewicht van de beddingstaaf geen rol van betekenis speelt.

De resultaten van de raamwerkberekeningen met de schematisatie van de beddingstaven volgens Schultze-Duddeck wordt later besproken.



Figuur 6.3: Schematisatie radiale beddingstaven

#### \* Horizontale i.p.v. radiale georiënteerde staven

Er bestaat een wezenlijk verschil tussen een volledig ingebedde constructie, zoals een boortunnel, en de prefab-tunnelbouwmethode. In tegenstelling tot de prefab-tunnel wordt een boortunnel niet onderheid.

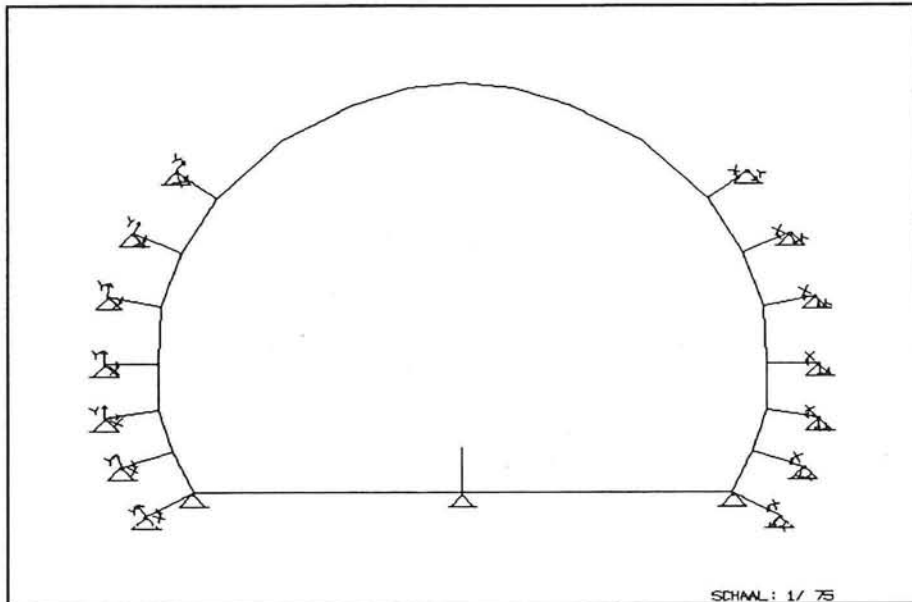
Bij een boortunnel vindt zowel de verticale als de horizontale krachtafdracht plaats door reactiekrachten van omliggende grond. Bij de eerder omschreven prefab-tunnelbouwmethode is gekozen om de horizontale en verticale krachtafdracht op te splitsen. De horizontale reactiekrachten worden geleverd door de omliggende grond; de verticale door de fundering.

Bij het ontwerp van boortunnels wordt gebruik gemaakt van een model met beddingstaven; de oriëntatie van de beddingstaven is radiaal gericht. Indien gebruik gemaakt wordt van radiaal gerichte beddingstaven, dragen de onderste staven door hun oriëntering, in het geval dat drukkrachten overgebracht moeten worden, tevens een gedeelte van de verticale belasting. Naarmate de staaf steiler georiënteerd is, worden grotere verticale krachten opgenomen.

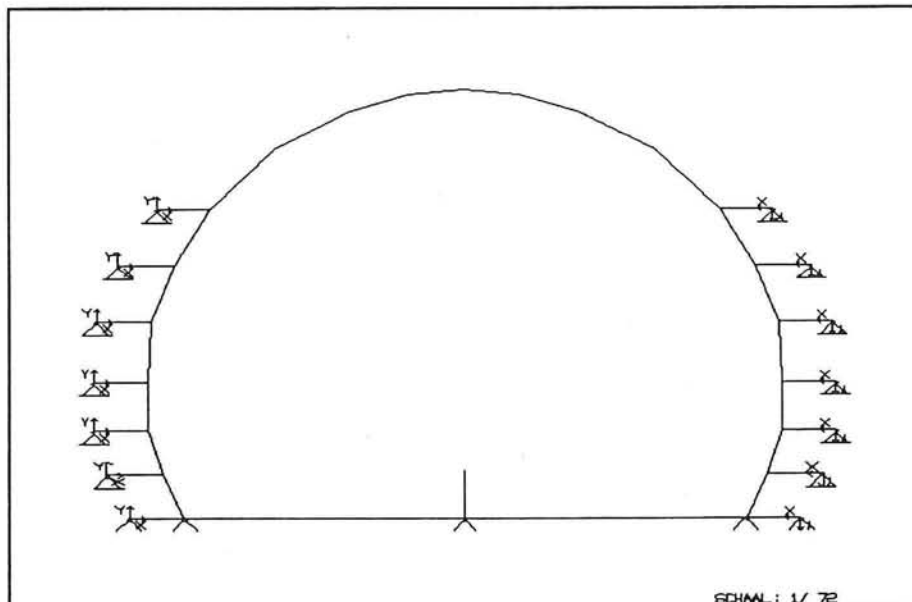
Het is niet aannemelijk dat de wanden van het tunnelbakelement door zijn kromming naar buiten toe verticale belasting opneemt. Ten gevolge van het opnemen van verticale belastingen door de beddingstaven wordt de resulterende verticale kracht welke overgedragen moet worden naar de fundering kleiner. Het model geeft dus een vertekend beeld van de werkelijke krachswerking.

De primaire functie van de beddingstaven is het leveren van horizontale zijdelingse reactiekrachten; daarom ligt de keuze voor de hand om in het raamwerkprogramma de zijdelingse reactiekrachten van de grond te modelleren middels **horizontale** beddingstaven. Toepassing van pendelstaven houdt tevens in dat slechts normaalkrachten overgedragen kunnen worden. Voor het gekozen model van horizontaal georiënteerde beddingstaven betekent dit dat alleen horizontale krachten geleverd kunnen worden en geen verticale.

Voor alle duidelijkheid worden beide schematisaties nogmaals grafisch weergegeven.



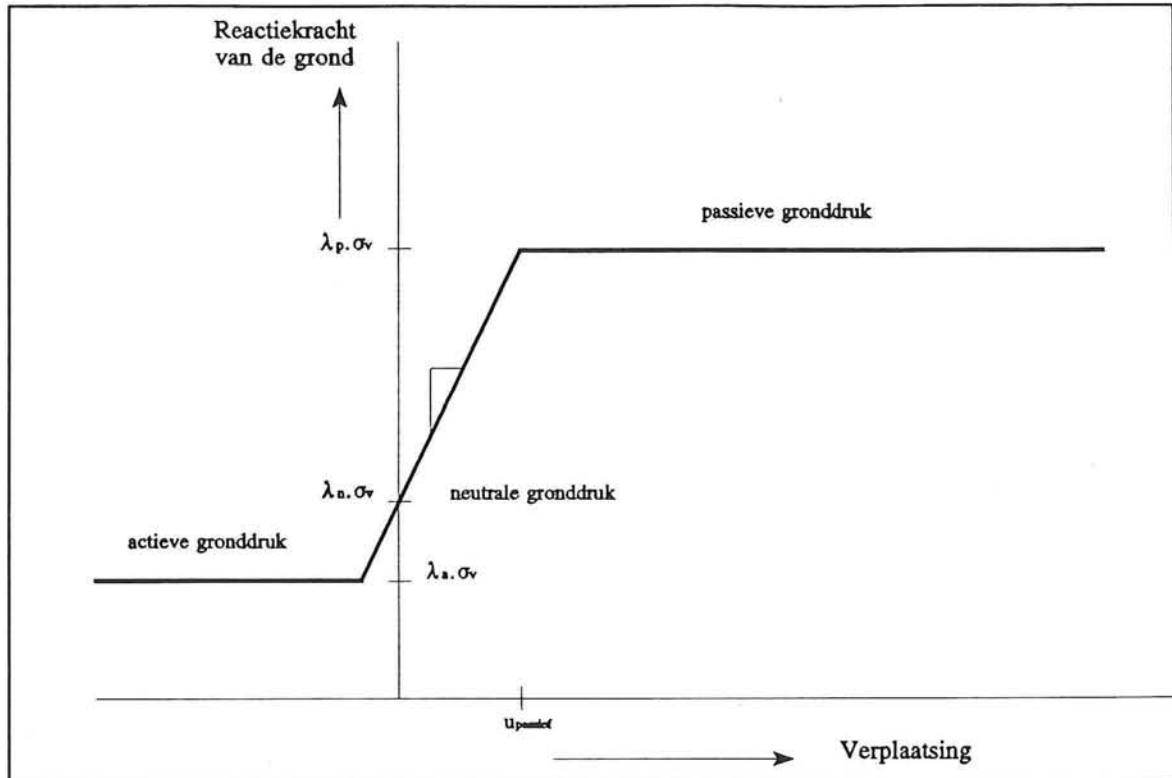
Figuur 6.4: Schematisatie radiaal georiënteerde beddingstaven



Figuur 6.5: Schematisatie horizontaal georiënteerde beddingstaven

**\* Bepaling van de beddingsconstante**

Uit de berekeningsmethode volgens Schulze-Duddeck blijkt dat de staafeigenschappen van de beddingstaven grotendeels bepaald worden door de elasticiteitsmodulus van de grond. Op basis van onderstaand model van het gedrag van de grond wordt een benadering voor de beddingconstante bepaald.



Figuur 6.6: Gronddrukdiagram

Waarin:

$\sigma_v$	: verticale grondspanning
$\lambda_p$	: passieve gronddrukcoëfficiënt
$\lambda_n$	: neutrale gronddrukcoëfficiënt
$\lambda_a$	: actieve gronddrukcoëfficiënt
$u_{\text{passief}}$	: verplaatsing tegen de grond is benodigd voor het opwekken van passieve gronddruk

Op de horizontale as van de grafiek is naar rechts de verplaatsing tegen de gronddruk in aangegeven (passieve waarde), naar links is de verplaatsing met de gronddruk mee (actieve waarde).

Uitgangspunt voor de bepaling van de beddingstaaf is dat volledige passieve gronddruk opgewekt wordt bij een vervorming tegen de grond in van 50mm. Deze waarde is in de grafiek met  $u_{\text{passief}}$  aangegeven. Dit houdt in dat de reactiekracht van de grond toeneemt van de neutrale gronddruk tot de maximale passieve waarde bij een verplaatsing van 50mm tegen de richting van de gronddruk in.

Voor de plaatsen waar de horizontaal georiënteerde beddingstaven op de constructie aangrijpen zijn achtereenvolgens de volgende waarden bepaald:

- passieve gronddrukcoëfficiënt  $\lambda_{\text{passief}}$
- verticale korrelspanning  $\sigma_v$
- neutrale gronddrukcoëfficiënt  $\lambda_{\text{neutraal}}$

De passieve gronddrukcoëfficiënt is afhankelijk van de oriëntatie van de staafelementen. Terwijl de verticale korrelspanning afhankelijk is van de diepteligging. Deze twee facetten zorgen ervoor dat zowel de diepte als de oriëntatie van de staafelementen in dit nieuwe model voor de beddingstaven verwerkt worden.

Aangezien de beddingstaven aangrijpen op plaatsen waar twee staafelementen elkaar snijden, zijn ter plaatse van de knoop een tweetal passieve gronddrukcoëfficiënten te bepalen. Voor ieder staafelement is de  $\lambda_{\text{passief}}$  bepaald. Door middeling van deze twee waarden wordt de richtingscoëfficiënt ter plekke van het knooppunt benaderd; zoals eerder beschreven is de passieve gronddrukcoëfficiënt dus afhankelijk van de oriëntatie van het staafelement. Op deze wijze wordt de ronde vorm van de constructie in de beschouwing meegenomen.

Door de schuine oriëntatie van de staafelementen kan het voorkomen dat de passieve gronddrukcoëfficiënten extreem hoge waarden bereiken. Daarom is als maximum waarde voor de bepaling van de beddingstaven een passieve gronddrukcoëfficiënt van  $\lambda_p \leq 9$  aangehouden.

Met behulp van deze drie grondgegevens ( $\lambda_n, \lambda_p, \sigma_v$ ) kan een benaderende waarde gevonden worden voor de grootte van de beddingconstante. De beddingconstante is in feite de richtingscoëfficiënt van het gronddrukdiagram.

De berekening is als volgt uitgevoerd.

$$\Delta \sigma = (\sigma_v \cdot \lambda_p) - (\sigma_v \cdot \lambda_n)$$

$$K = \frac{\Delta \sigma}{\Delta u_{\text{passief}}}$$

Waarin:  $\sigma_v$  : verticale grondspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\lambda_p$  : passieve gronddrukcoëfficiënt  
 $\lambda_n$  : neutrale gronddrukcoëfficiënt  
 $u_{\text{passief}}$  : verplaatsing benodigd voor passieve gronddruk [m]  
 $K$  : beddingconstante [kN/m<sup>3</sup>]

Hierin is  $\Delta u_{\text{passief}} = 0,05\text{m}$

$$A = \frac{K \cdot \Delta u \cdot b \cdot l}{E_b}$$

Waarin  $A$  : doorsnede van een beddingstaaf  
 $\Delta u$  : gedeelte van constructie voor rekening van één staaf 1,25m  
 $b$  : lengte van een constructie-element in langsrichting 1,0m  
 (berekening uitgevoerd per strekkende meter)  
 $E_b$  : elasticiteitsmodulus van beton 35.000 N/mm<sup>2</sup>  
 $l$  : lengte van de beddingstaaf 1,0m

Er is gekozen om voor de berekening van de A15 variant uit te gaan van klei als grondsoort. Voor het gehele tracé (dus ook het deel nabij Papendrecht) bestaat de bovenste grondlaag uit een vier à vijf meter dikke kleilaag.

Voor de gesloten constructie variant bevindt het onderste gedeelte zich in klei; voor de aanaarding wordt echter zand gebruikt. De verschillen zijn echter niet dermate groot dat laatstgenoemde specificatie gemaakt moet worden. Kortom voor de bepaling van de beddingstaven is voor de A15 variant uitgegaan van de grondsoort klei en voor de gesloten constructie variant van de grondsoort zand.

Grondsoort Klei
$\gamma_{\text{nat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{droog}} = 9 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 25^\circ$ $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 17^\circ$

Tabel 6.3: Gegevens klei

Voor de A15 variant levert deze berekening tot de volgende beddingstaven:

Staafr.	$\sigma_v$ (kN)	$\lambda_{\text{passief}}$	$\sigma_v \cdot \lambda_p$ (kN)	$\lambda_n$	$\frac{\sigma_n = \sigma_v \cdot \lambda_n}{\lambda_n}$ (kN)	K (kN/m <sup>1</sup> )	A <sub>staafr</sub> (m <sup>2</sup> )
15	15	5,09	76	0,58	9	1354	4,80E-5
16	23	7,74	179	0,58	13	3307	1,18E-4
17	31	9,23	288	0,58	18	5402	1,92E-4
18	31	9,23	288	0,58	18	5402	1,92E-4
19	23	7,74	179	0,58	13	3307	1,18E-4
20	15	5,09	76	0,58	9	1354	4,80E-5

Tabel 6.4: Gegevens beddingstaven A15-variant

Voor de gesloten constructie-variant levert deze berekening tot de volgende beddingstaven:

Grondsoort zand
$\gamma_{\text{nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{droog}} = 8 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 30^\circ$ $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$

Tabel 6.5: Gegevens zand

Staafrnr.	$\sigma_v$ (kN)	$\lambda_{\text{passief}}$	$\sigma_v^* \lambda_p$ (kN)	$\lambda_n$	$\sigma_n = \sigma_v^*$ $\lambda_n$ (kN)	K (kN/m <sup>1</sup> )	A <sub>staaaf</sub> (m <sup>2</sup> )
26	131	5,55	726	0,5	65	13209	4,71E-4
27	145	8,44	1223	0,5	72	23014	8,21E-4
28	152	9,00	1369	0,5	76	25857	9,23E-4
29	159	9,00	1434	0,5	80	27081	9,67E-4
30	159	9,00	1434	0,5	80	27081	9,67E-4
31	152	9,00	1369	0,5	76	25857	9,23E-4
32	145	8,44	1223	0,5	72	23014	8,21E-4
33	131	5,55	726	0,5	65	13209	4,71E-4
34	108	4,49	487	0,5	54	8656	3,09E-4
35	88	3,32	291	0,5	44	4947	1,76E-4
36	67	3,01	202	0,5	34	3363	1,20E-4
37	108	4,49	487	0,5	54	8656	3,09E-4
38	88	3,32	291	0,5	44	4947	1,76E-4
39	67	3,01	202	0,5	34	3363	1,20E-4

Tabel 6.6: Gegevens beddingstaven gesloten variant

Bij bovenstaande berekening kan de opmerking geplaatst worden, dat het doorsnede-oppervlak van de beddingstaven over de hoogte varieert. Naarmate de beddingstaaaf dieper gelegen is, neemt het doorsnede-oppervlak toe. Bovenal geldt dat naarmate de beddingstaaaf dieper ligt, de maximale passieve reactiekracht groter is.



**\* Variatie van de doorsnede van de beddingstaven**

Na afleiding van de staafeigenschappen voor de verschillende beddingstaven, worden in het navolgende de resultaten getoetst.

Om de invloed van de staafeigenschappen op de resulterende krachten en momenten in de constructie te bepalen is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door de doorsnede van de beddingstaven te variëren.

In eerste instantie zijn de resultaten van een berekening volgens Schulze-Duddeck met de alternatieve bepaling via een gronddrukdiagram vergeleken. In onderstaande tabel worden de verschillende invoergegevens getoond. In de eerste kolom is het nummer van de materiaaltabel aangegeven; dit is benodigd voor de invoer van de eigenschappen van de verschillende beddingstaven in het raamwerkprogramma.

Materiaaltabel Nummer	$A_{\text{Schulze}}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{\text{staaaf}}$ (m <sup>2</sup> )	$\frac{1}{2}A_{\text{staaaf}}$ (m <sup>2</sup> )	$2A_{\text{staaaf}}$ (m <sup>2</sup> )
2	$1,52 \cdot 10^{-5}$	4,71E-4	2,33E-4	9,42E-4
4	$1,52 \cdot 10^{-5}$	9,23E-4	4,62E-4	1,85E-3
5	$1,52 \cdot 10^{-5}$	9,67E-4	4,84E-4	1,93E-3
6	$1,52 \cdot 10^{-5}$	3,09E-4	1,55E-4	6,18E-4
7	$1,52 \cdot 10^{-5}$	1,76E-4	8,80E-5	3,52E-4
8	$1,52 \cdot 10^{-5}$	1,20E-4	6,00E-5	2,40E-4
9	$1,52 \cdot 10^{-5}$	8,21E-4	4,11E-4	1,64E-3

Tabel 6.7: Invoergegevens methode Schulze-Duddeck

De resultaten van de maatgevende belastingcombinaties zijn in onderstaande tabel weergegeven; tevens zijn de procentuele afwijkingen t.o.v. het "basisgeval" berekend. Hier wordt met basisgeval bedoeld de bepaling van de beddingstaaaf via het eerder beschreven gronddrukdiagram.

	$M_{\text{veld,ma}}$ x	Afwijking	$M_{\text{steun,ma}}$ x	Afwijking	$M_{\text{hoek,ma}}$ x	Afwijking
$A_{\text{Schulze}}$	-272 kNm	+5%	403 kNm	+0,5%	531 kNm	+102%
$A_{\text{staaaf}}$	-258 kNm	+0%	401 kNm	+0%	263 kNm	+0%
$\frac{1}{2}A_{\text{staaaf}}$	-263 kNm	+2%	402 kNm	+0,3%	349 kNm	+33%
$2A_{\text{staaaf}}$	-250 kNm	-3%	403 kNm	-0,3%	190 kNm	-28%

Tabel 6.8: Maatgevende belastingen

Wanneer er grote horizontale belastingen op de constructie aangrijpen, wordt de werking van de beddingstaven aangesproken. Gesteld kan worden dat de fundering als primaire functie de belastingafdracht in verticale richting verzorgd; de horizontale beddingstaven nemen de horizontale belastingafdracht voor hun rekening.

Het maximale hoekmoment in het tunnelbakelement wordt veroorzaakt door de belastingcombinatie met een zijdelingse puntlast van 500kN. Dit is de maatgevende horizontale belasting op de constructie. Bij deze belastingcombinatie worden de beddingstaven maximaal aangesproken. De werking van de beddingstaven wordt zo snel duidelijk.

Naarmate de doorsnede van de beddingstaven toeneemt, neemt het maximale hoekmoment af. Een betrouwbaar model voor de reactiekrachten van de grond kan dus een aanzienlijke reductie van het maatgevende hoekmoment opleveren.

Buiten de verschillen in de momentenlijn wijzigen bij variatie van de doorsnede van de beddingstaven ook de resulterende verplaatsingen. Dit is rechtstreeks het gevolg van de schematisatie volgens het gronddrukdiagram. Bij het basisgeval wordt pas bij een verplaatsing tegen de gronddruk in van 0,05m de maximale reactiekracht van passieve gronddruk opgewekt.

**\* Controle van  $u_{\text{passief}}$**

In de bepaling volgens Schulze-Duddeck op basis van beschikbare Delftse grondparameters is de doorsnede van de beddingstaven ongeveer een factor 15 kleiner. Dit houdt in dat een vele malen grotere verplaatsing benodigd is om de maximale reactiekracht in de grond op te wekken.

Volgens het getoonde gronddrukdiagram wordt bij een verplaatsing tegen de grond in van 5cm (0,05m) de maximale passieve gronddruk opgewekt; bij een doorsnede op basis van Schulze-Duddeck treedt deze reactiekracht pas op bij een verplaatsing van circa 75cm (0,75m). Dit is geen reëel uitgangspunt.

Analoog aan de bovenstaande bepaling voor de methode Schulze-Duddeck kan ook voor de gevallen met  $\frac{1}{2}A_{\text{staaf}}$  en  $2A_{\text{staaf}}$  de vereiste passieve verplaatsing ( $u_{\text{passief}}$ ) bepaald worden (zie onderstaande tabel).

	$u_{\text{passief}}$	verplaatsing maximaal	reactiekracht maximaal
$A_{\text{Schulze}}$	$\approx 75 \text{ cm}$	0,0604 m	32 kN
$A_{\text{staaf}}$	5 cm	0,0048 m	87 kN
$\frac{1}{2}A_{\text{staaf}}$	10 cm	0,0075 m	72 kN
$2A_{\text{staaf}}$	2,5 cm	0,0028 m	99 kN

Tabel 6.9: Variatie van de doorsnede van de beddingstaven

Uit bovenstaande kan geconcludeerd worden dat naarmate de stijfheid van de beddingstaven toeneemt (doorsnede van de beddingstaaf neemt toe), ook de reactiekrachten toenemen en bovendien de optredende verplaatsingen afnemen. Met andere woorden naarmate de reactie van de grond stijver is, nemen ten eerste de vervormingen van de constructie af en wordt de constructie door de grotere reactiekrachten meer zijdelings ondersteund .

Bij bovenstaande beschouwing wordt de volgende kanttekening geplaatst. Een verplaatsing van 75cm voordat maximale passieve reactiekracht optreedt is zeer onwaarschijnlijk. Een exacte waarde voor  $u_{\text{passief}}$  is op voorhand niet te geven. Als indicatie wordt veelal een waarde voor  $u_{\text{passief}}$  tussen de 2 en 5cm aangehouden, waarbij de kleinere waarden gevonden worden voor zandgrond en de grotere voor kleigrond.

De aanarding van de gesloten tunnel gebeurt met zand, waardoor de aanname van de passieve gronddruk bij een  $u_{\text{passief}}$  van 5cm zeker aan de veilige kant is. Uitgaande van een kleinere waarde voor  $u_{\text{passief}}$  levert een gunstiger momentenlijn voor de hele constructie.

### \* Slotopmerkingen

Aangezien de constructie (zowel de A15- als de gesloten variant) als min of meer symmetrisch beschouwd kan worden, is er voor gekozen om belastingcombinaties met horizontale krachten alleen op de rechterzijde aan te laten grijpen. Door vervormingen, veroorzaakt door de horizontale krachten, verplaatst de constructie naar rechts. Door deze verplaatsingen worden reactiekrachten in de grond opgewekt. Zo ontstaan er drukkrachten in de beddingstaven aan de rechterzijde en eventuele trekkrachten aan de linkerzijde. Grond kan echter geen trekkrachten leveren; in werkelijkheid kunnen dus ook de gemodelleerde beddingstaven geen trek opnemen.

Bij de A15 variant krijgen de beddingstaven aan de linkerzijde daarom een verwaarloosbare doorsnede. De krachten opgenomen door de beddingstaven aan de linkerzijde worden op die manier verwaarloosbaar. Het uitvoeren van een berekening waarbij het doorsnede-oppervlak van een beddingstaaf gelijk aan nul wordt gesteld, leidt tot instabiliteit van het programma. Vandaar dat gekozen is voor een verwaarloosbare doorsnede van de beddingstaven ( $A_{\text{staaf}} = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2$ ).

In tegenstelling tot de berekening van de A15 variant is het niet mogelijk om bij de gesloten constructie-variant de beddingstaven aan de linkerzijde uit te voeren met een verwaarloosbaar doorsnede-oppervlak. Indien dit men wel zou doen leidt dit tot instabiliteit van de constructie. De horizontale zijdelingse steun vervalt dan; het wandelement aan de linkerzijde wordt niet meer gesteund door de grond. Bij de gesloten variant treden dus bij enkele beddingstaven kleine trekkrachten op.

De optredende trekspanningen zijn echter dusdanig klein dat het veelal niet relevant is om de beddingstaven door zogenaamde nulstaven te vervangen. Een nulstaaf is een beddingstaaf met een verwaarloosbare doorsnede. Zou men toch besluiten om lokaal een nulstaaf in te voeren, dan lost dit veelal de problemen niet op, maar veroorzaakt slechts een verschuiving van het probleem. De benodigde trekkracht wordt dan geleverd door een andere beddingstaaf.

Bij het optreden van trekspanningen in de beddingstaven moet men wel beseffen, dat altijd als permanente belasting een horizontale gronddruk aanwezig is (berekend met actieve gronddrukcoëfficiënt bij gesloten tunnelvariant en met neutrale gronddruk bij A15-constructie variant). Indien nu de som van deze horizontale gronddruk en de trekspanning t.g.v. de beddingstaaf een resulterende drukkracht oplevert, wordt de constructie dus niet fictief op zijn plaats gehouden. Stabiliteit wordt dus niet ontleend aan de beddingstaven.

De optie om gebruik te maken van nulstaven is in het geval van de gesloten constructie-variant ongeschikt. Aangezien het gebruikte raamwerkprogramma geen verdere opties bezit om op een of andere manier een pendelstaaf te modelleren, die alleen drukkrachten kan opvangen en geen trekkrachten. Zoals eerder beschreven moeten we dus controleren dat de trekspanningen in de trekstaven de horizontale drukkrachten t.g.v. de actieve gronddruk niet overschrijden (voor de gesloten variant).

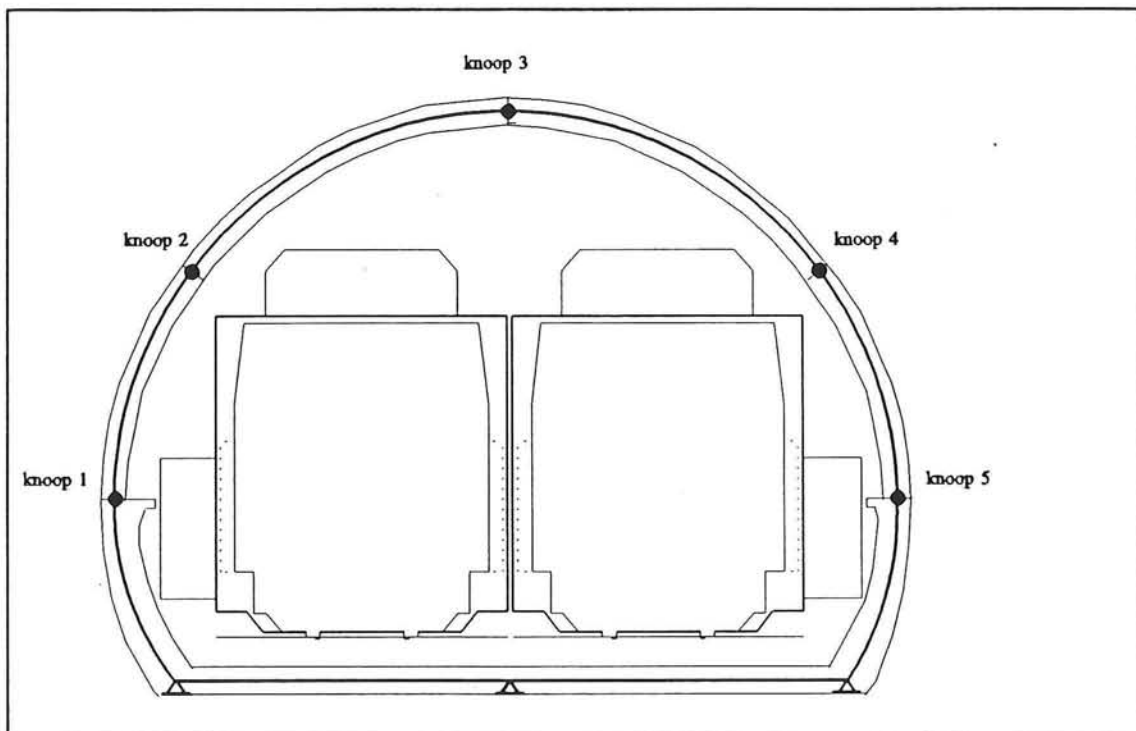
Tot slot is een controle uitgevoerd van de krachten in de beddingstaven. De krachten in de beddingstaven mogen niet groter worden dan de maximaal op te wekken passieve gronddruk.



## VARIATIE VAN HET AANTAL SCHARNIEREN

De bovenbouw van de gesloten betonconstructie bestaat uit een aantal prefab-elementen. Omdat de dikte van de elementen zeer gering is en bovendien momentvaste verbindingen tamelijk ingewikkeld op het werk te maken zijn, wordt gekozen voor scharnierende verbindingen tussen de prefab-elementen onderling.

Om te kijken in hoeverre de schematisatie van de gesloten constructie van invloed is op de resulterende krachten en momenten is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door plaats en aantal scharnieren te variëren. De plaats van de eventuele scharnieren is in onderstaande figuur aangegeven.



Figuur 7.1: Schematisatie scharnieren

Er wordt alleen variatie aangebracht in de scharnieren van de opbouw en niet in het tunnelbak-element. Dit is gedaan omdat het tunnelbak-element het basiselement is voor zowel de A15- als de gesloten-constructie-variant. Van dit basiselement wordt over nagenoeg de gehele lengte van het tracé gebruik gemaakt. Dit in tegenstelling tot de wand- en dakelementen. Deze komen veel minder vaak voor.

Het is bij de A15-variant onmogelijk om scharnieren in het tunnelbak-element aan te brengen. Scharnieren in het tunnelbakelement veroorzaken instabiliteit. Daarom wordt deze optie bij voorbaat uitgesloten.

aantal scharnieren	knoop 1	knoop 2	knoop 3	knoop 4	knoop 5
0	-	-	-	-	-
2	-	X	-	X	-
3	-	X	X	X	-
5	X	X	X	X	X

X = scharnier in de knoop      - = geen scharnier in de knoop

Tabel 7.1: Plaatsing scharnieren

Aan de hand van de verschillende schematisaties is een viertal berekeningen uitgevoerd. Uit de resultaten zijn de maatgevende momenten voor de verschillende varianten gesubstitueerd en in onderstaande tabellen voor achtereenvolgens het tunnelbakelement, het wandelement en het dakelement weergegeven.

Aan de hand van deze resultaten kunnen de verbindingen in de knopen gedetailleerd worden. Bovendien wordt met de ligging van de scharnierende verbindingen de grootte van de prefab-elementen van de bovenbouw bepaald.

Aantal scharnieren	$M_{\text{steun, max}}$	$M_{\text{veld, max}}$	$M_{\text{hoek, max}}$
0	397 kNm	-250 kNm	219 kNm
2	397 kNm	-250 kNm	221 kNm
3	397 kNm	-250 kNm	221 kNm
5	401 kNm	-258 kNm	263 kNm

Tabel 7.2: Resulterende momenten in het tunnelbakelement

Waarin :  $M_{\text{steun, max}}$  : Maximale steunpuntsmoment (middensteunpunt)  
 $M_{\text{veld, max}}$  : Maximale veldmoment  
 $M_{\text{hoek, max}}$  : Maximale hoekmoment t.g.v. zijdelingse puntlast van 500kN

Aantal scharnieren	$M_{\text{knoop 5, +}}$	$M_{\text{knoop 5, -}}$	$M_{\text{wand, +}}$	$M_{\text{wand, -}}$	$M_{\text{knoop 4, +}}$	$M_{\text{knoop 4, -}}$
0	20 kNm	-51 kNm	20 kNm	-51 kNm	4,5 kNm	-28 kNm
2	22 kNm	-51 kNm	25 kNm	-52 kNm	0 kNm	0 kNm
3	25 kNm	-52 kNm	25 kNm	-52 kNm	0 kNm	0 kNm
5	0 kNm	0 kNm	18 kNm	-34 kNm	0 kNm	0 kNm

Tabel 7.3: Resulterende momenten in het wand-elementen

Waarin:  $M_{\text{knoop 5, +}}$  : Maximale positieve moment in knoop 5  
 $M_{\text{knoop 5, -}}$  : Maximale negatieve moment in knoop 5  
 $M_{\text{wand, +}}$  : Maximale positieve moment in wandelement  
 $M_{\text{wand, -}}$  : Maximale negatieve moment in wandelement  
 $M_{\text{knoop 4, +}}$  : Maximale positieve moment in knoop 4  
 $M_{\text{knoop 4, -}}$  : Maximale negatieve moment in knoop 4

Aantal scharnieren	$M_{\text{dak R}}$ +	$M_{\text{dak R}}$ -	$M_{\text{knoop 3}}$ +	$M_{\text{knoop 3}}$ -	$M_{\text{dak L}}$ +	$M_{\text{dak L}}$ -
0	45 kNm	-27 kNm	10 kNm	-14 kNm	28 kNm	-53 kNm
2	41 kNm	-33 kNm	10 kNm	-17 kNm	12 kNm	-60 kNm
3	43 kNm	-18 kNm	0 kNm	0 kNm	21 kNm	-57 kNm
5	43 kNm	-18 kNm	0 kNm	0 kNm	21 kNm	-56 kNm

Tabel 7.4: Resulterende momenten in de dak-elementen

Waarin:  $M_{\text{dak R},+}$  : Maximale positieve moment in het dakelement (\*)  
 $M_{\text{dak R},-}$  : Maximale negatieve moment in het dakelement  
 $M_{\text{knoop 3},+}$  : Maximale positieve moment in knoop 3  
 $M_{\text{knoop 3},-}$  : Maximale negatieve moment in knoop 3  
 $M_{\text{dak L},+}$  : Maximale positieve moment in het dakelement  
 $M_{\text{dak L},-}$  : Maximale negatieve moment in het dakelement (\*)

\* De belastingcombinatie, waarbij alleen op de linker helft van de constructie een verkeersbelasting werkt is bepalend voor de maximale moment in de dakelementen. Omdat de gesloten constructie symmetrisch is, is van deze symmetrie in de berekening gebruik gemaakt. Dit is de reden dat voor het linker- en het rechterdakelement de maximale momenten zijn bepaald.

Concluderend kan gesteld worden dat de schematisatie met behulp van vijf scharnieren de gunstigste momentenlijn geeft; met andere woorden een volledig flexibel uitgevoerde constructievariant verdient de voorkeur. Er behoeven dan bovendien geen momentvaste verbindingen tussen prefab-elementen gerealiseerd te worden. Er moet bij de bovenstaande beschouwing over de inwendige scharnieren wel de opmerking gemaakt worden, dat de verschillen onderling betrekkelijk gering zijn. De boogvormige constructie zorgt ervoor dat de momenten in de constructie gering blijven, terwijl de normaalkrachten groot zijn.

De keuze voor een bepaalde constructieopbouw komt dus vooral voort uit de afmetingen en montage van de prefab-elementen.

Op basis van deze schematisatie wordt het vervolg van de dimensionering en betonberekening uitgevoerd.





## Bijlage 8

### VARIATIE VAN DE DIKTE VAN HET TUNNELBAKELEMENT

Om te kunnen reduceren op de hoeveelheid beton en dus op het eigen gewicht van het tunnelbakelement, is een berekening gedaan aan de hand van een variatie van de dikte van de constructie. Een tweetal berekeningen is uitgevoerd met constructiediktes van 0,4 en 0,5m. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

	A15 0,4m	A15 0,5m	Gesl. 0,4m	Gesl. 0,5m
Max. hoekmoment binnenzijde (kNm)	417,5	429	212	263
Max. hoekmoment buitenzijde (kNm)	-84	-82	-28	-27
Max. steunpuntsmoment (kNm)	428	397	365	401
Max. veldmoment (kNm)	-330	-354	-249	-258

Tabel 8.1: Resultaten reduceren constructiedikte

	Massa
Tunnelbakelement dikte 0,4m	43 ton
Tunnelbakelement dikte 0,5m	54 ton

Tabel 8.2: Gewichtsverschil t.g.v. variatie in constructiedikte

Door de dikte te reduceren van 0,5m tot 0,4m kan een aanzienlijke besparing gedaan worden op de hoeveelheid prefab-beton. Minder beton betekent in eerste instantie een lichter constructie-onderdeel, waardoor transport en montage eenvoudiger worden. Daarentegen dreigt de constructie eerder op te drijven; in dat geval moet er dus een trekverankering aan de funderingsloof geconstrueerd worden. Later blijkt dat deze trekverankering simpel uitgevoerd kan worden; een verzwaring van de benodigde trekverankering veroorzaakt geen onoverkomelijke probleem. Ook in het geval van een dikte van 0,5m van het tunnelbak-element is een trekverankering noodzakelijk.

De verschillen in maatgevende momenten tussen de beide berekeningen zijn betrekkelijk gering. De verschillen in de benodigde wapening zijn lokaal aanzienlijk. Als voorbeeld wordt vervolgens de wapening voor het steunpunt bepaald. Dit levert de volgende resultaten op.

	d	$\omega_0$	$A_s$
Dikte 0,4m + moment 430 kNm/m <sup>1</sup>	0,335m	0,94	7872 mm <sup>2</sup>
Dikte 0,5m + moment 430 kNm/m <sup>1</sup>	0,435m	0,54	5872 mm <sup>2</sup>

Tabel 8.3: Wapening voor verschillende diktes

Door toepassing van een tunnelbakelement met een dikte van 0,4m i.p.v. 0,5m is circa 35% meer hoofdwapening benodigd bij het steunpunt. Een vergelijkbaar effect treedt op bij de bepaling van de benodigde wapening voor het opnemen van het maximale hoekmoment; ook hier neemt de benodigde hoeveelheid wapening sterk.

Ter plaatse van het veld neemt het maximale veldmoment ten gevolge van een kleiner eigen gewicht af; waardoor minder wapening benodigd is. Beide effecten zorgen ervoor dat de

hoeveelheid wapening ter plaatse van het maximale veldmoment ongeveer gelijk blijft, terwijl wel een reductie op de hoeveelheid beton toegepast kan worden.

Geconcludeerd kan worden dat ter plaatse van het veld de dikte van de betonconstructie gereduceerd kan worden. Met name waar de grootste momenten opgenomen moeten worden is aanzienlijk meer wapening nodig; op die plaatsen is het zinvol om de betonconstructie te verdikken tot 0,5m. Zie figuur.

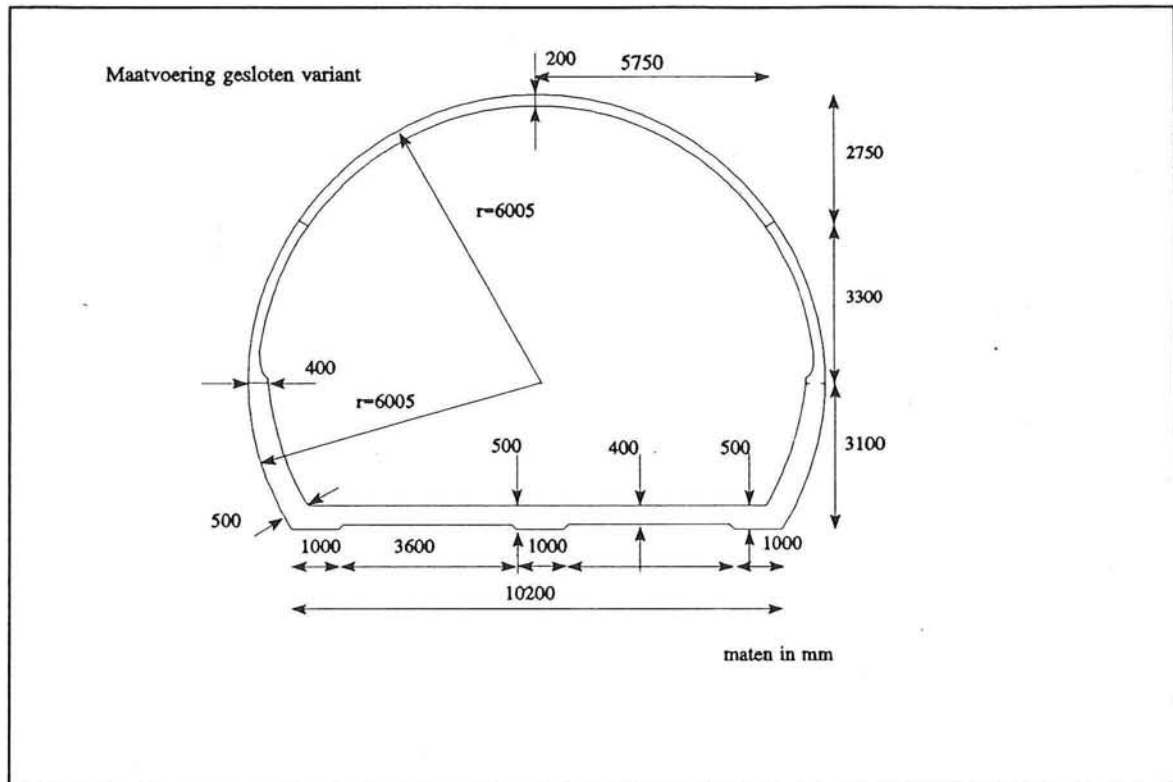


Fig 8.1: Dimensionering tunnelbakelement

## Bijlage 9

### VEERSTIJFHEID VAN DE FUNDERING

De fundering bestaat uit twee elementen, te weten: de betonpalen en de oplegslAAF. De fundatiepalen worden ingestort in een in het werk te storten funderingslAAF; middels deze lAAF worden de palen onderling gekoppeld. Bovenop deze lAAF worden de prefab-tunnelbakelementen gemonteerd.

Door de fundatieslAAF worden palen en tunnelbakelementen ontkoppeld. Het is dus niet noodzakelijk om één en hetzelfde stramien voor beide aan te houden. Gezien de grootte van de bovenbelastingen t.g.v. bouw- en treinverkeer wordt in eerste instantie een stramien voor het palenplan aangenomen van 2m h.o.h. (in langsrichting).

De veerstijfheid van de fundering wordt opgebouwd uit de veerstijfheid van de paal zelf en de veerstijfheid van grond. Globaal wordt als vuistregel aangehouden dat de grootte van de bijdrage van de grond en de paal aan elkaar gelijk zijn. Dit betekent dat de totale zakking van de paalvoet tweemaal de elastische vervorming van de paal bedraagt; ofwel dat  $K_{grond}$  en  $K_{paal}$  aan elkaar gelijk zijn. Door deze gecombineerde werking van paal en grond halveert de veerstijfheid (t.o.v. de veerstijfheid van de paal).

Met behulp van onderstaande formule kan de veerstijfheid berekend worden:

$$\frac{1}{K_{totaal}} = \frac{1}{K_{grond}} + \frac{1}{K_{paal}}$$

Waarin:  $K_{totaal}$  : de gecombineerde veerstijfheid van paal en grond [kN/m<sup>1</sup>]  
 $K_{grond}$  : de veerstijfheid van de grond [kN/m<sup>1</sup>]  
 $K_{paal}$  : de veerstijfheid van de funderingspaal [kN/m<sup>1</sup>]

De veerstijfheid van de paal kan m.b.v. onderstaande formule bepaald worden.

$$K_{paal} = \frac{E \cdot A}{l}$$

Waarin:  $K_{paal}$  : de veerstijfheid van de funderingspaal [kN/m<sup>1</sup>]  
 $E$  : de elasticiteitsmodulus van beton [kN/m<sup>2</sup>]  
 $A$  : de doorsnede van de funderingspaal [m<sup>2</sup>]  
 $l$  : de lengte van de funderingspaal [m]

Ten behoeve van de berekening is een aantal aannames gedaan om een voorlopige waarde voor de veerstijfheid te bepalen. Deze aannames zijn achtereenvolgens:

$E$  : elasticiteitsmodulus van beton  $3,5 \cdot 10^7$  kN/m<sup>2</sup>  
 $A$  : afmetingen van de funderingspaal  $0,45 \cdot 0,45 = 0,20$  m<sup>2</sup>  
 $l$  : lengte van de funderingspaal 12m

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$K_{paal} = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{3,5 \cdot 10^7 \cdot 0,20}{12} = 590.625 \text{ kN/m}^1$$

Voor  $K_{grond}$  neemt men dus ook  $590,625 \text{ kN/m}^1$

Hiermee kan ook  $K_{totaal}$  bepaald worden:

$$\frac{1}{K_{totaal}} = \frac{1}{K_{grond}} + \frac{1}{K_{paal}} = \frac{1}{590.625} + \frac{1}{590.625} = \frac{1}{295.312}$$

$$K_{totaal} = 295.312 \text{ kN/m}^1$$

Aangezien ervan uitgegaan wordt dat de palen in lengterichting van het tracé ingebracht worden met een hart op hart afstand van 2 meter. De berekening in het raamwerkprogramma geschiedt per strekkende meter. Dit houdt in dat de berekende waarde voor de veerstijfheid per paal omgerekend moet worden per strekkende meter.

$$K_{totaal} = 295.312 / 2 \approx 150.000 \text{ kN/m}^1$$

Na invoer en berekening op basis van deze waarde voor  $K_{totaal}$  is een gevoeligheidsanalyse voor de K-waarde uitgevoerd. Dit is gedaan op basis van de A15-variant

De resultaten zijn in onderstaande tabel weergegeven. Het betreft de maatgevende momenten in het tunnelbakelement.

Veerstijfheid ( $\text{kN/m}^1$ )	$M_{\text{veld,max}}$ ( $\text{kNm}$ )	Afwijking (%) tov $K = 150.000$	$M_{\text{steun,max}}$ ( $\text{kNm}$ )	Afwijking (%) tov $K = 150.000$
$K = \infty$	482		323	
$K = 150.000$	354	0%	397	0%
$K = 75.000$	379	+7%	331	-16%
$K = 300.000$	339	-4%	436	+10%

Tabel 9.1: Maatgevende momenten in het tunnelbakelement

Door het in rekening brengen van de veerstijfheid van de fundering treden veranderingen op in de momentenlijn. De steunpuntsmomenten nemen toe, terwijl de veldmomenten in grootte afnemen. De verschillen bij respectievelijk halvering en verdubbeling van de veerstijfheid zijn relatief klein. Het is dus voldoende veilig om de K-waarde van  $150.000 \text{ kN/m}^1$  voor de berekening aan te houden.

Door het in rekening brengen van een veerstijfheid van de opleggingen treedt in zekere mate een herverdeling op van de funderingskrachten. Voor de verschillende veerstijfheden zijn de gevolgen voor de krachten op de fundatie in onderstaande tabel weergegeven (wederom op basis van de A15-variant)

veerstijfheid (kN/m <sup>1</sup> )	steunpunt links	afwijking	steunpunt midden	afwijking	steunpunt rechts	afwijking
K = ∞	384 kN		765 kN		408 kN	
K = 150.000	400 kN	0%	732 kN	0%	424 kN	0%
K = 75.000	413 kN	+3%	707 kN	-3%	437 kN	+3%
K = 300.000	393 kN	-2%	747 kN	+2%	417 kN	-2%

Tabel 9.2: Herverdeling krachten t.g.v. variatie van de veerstijfheid

Wederom zijn de verschillen minimaal; een keuze om voor de definitieve berekening een K-waarde van 150.000 kN/m<sup>1</sup> in te voeren levert voldoende veilige resultaten (zie onderstaande tabel).

**\* Conclusie**

Bovenstaande beschouwing over de veerstijfheid van de fundering was gebaseerd op schattingen een aantal voorlopige aannames omtrent paallengte, paaldiameter en h.o.h. afstand.

Na het bepalen van de definitieve paaldiameter en h.o.h. afstanden moet eigenlijk een correctie plaatsvinden. De verschillen in de resultaten van de berekeningen zijn dermate klein, dat deze controle achterwege wordt gelaten.













-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

Bel. geval : 15 zijdelingse stoot (+) spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		75.00					knoopp.last

Bel. geval : 16 zijdelingse stoot (-) spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		-75.00					knoopp.last

E . . geval : 17 horizontale gronddruk actief

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	1	X		36.60	40.50	+0000.00		.99	alg. trap.
5	2	X		27.50	28.90	+0000.00		.93	'' ''
5	3	X		1.40	1.40	+0000.00		.98	'' ''
5	7	X		-1.40	-1.40	+0000.00		.98	'' ''
5	8	X		-28.90	-27.50	+0000.00		.93	'' ''
5	9	X		-40.50	-36.60	+0000.00		.99	'' ''
5	11	X		-31.20	-25.90	+0000.00		1.25	'' ''
5	12	X		-39.40	-31.90	+0000.00		1.21	'' ''
5	13	X		-45.10	-34.50	+0000.00		1.34	'' ''
5	14	X		31.20	25.90	+0000.00		1.25	'' ''
5	15	X		39.40	31.90	+0000.00		1.21	'' ''
5	16	X		45.10	34.50	+0000.00		1.34	'' ''

B . . geval : 18 horizontale gronddruk passief

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	1	X		423.00	471.00	+0000.00		.99	alg. trap.
5	2	X		685.00	724.00	+0000.00		.93	'' ''
5	3	X		958.00	1010.00	+0000.00		.98	'' ''
5	7	X		-1010.00	-958.00	+0000.00		.98	'' ''
5	8	X		-724.00	-685.00	+0000.00		.93	'' ''
5	9	X		-471.00	-423.00	+0000.00		.99	'' ''
5	11	X		-404.00	-332.00	+0000.00		1.25	'' ''
5	12	X		-250.00	-201.00	+0000.00		1.21	'' ''
5	13	X		-170.00	-128.00	+0000.00		1.34	'' ''
5	14	X		404.00	332.00	+0000.00		1.25	'' ''
5	15	X		250.00	201.00	+0000.00		1.21	'' ''
5	16	X		170.00	128.00	+0000.00		1.34	'' ''



## ©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute  
 Part : gesloten variant

Date : 19/08/93

Page : 8

-----  
 ESA - software                    statisch elastisch  
 -----

Rel.03.01.

Bel. geval : 23 verkeersbelasting links

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	14		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.25		alg. trap.
5	15		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.21	''	''
5	16		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.34	''	''
5	17		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.73	''	''
5	18		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.54	''	''
5	19		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.20	''	''
5	20		Y	-20.00	-20.00	+0000.00	1.03	''	''

Bel. geval : 24 aslast links gespreid

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	4		Y	-75.00	-75.00		1.45	1.50	alg. trap.
5	5		Y	-75.00	-75.00	+0000.00		1.50	'' ''

Bel. geval : 25 aslast.rechts gespreid

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	6		Y	-75.00	-75.00		0.00	1.50	alg. trap.
5	25		Y	-75.00	-75.00		.77	1.50	'' ''

Bel. geval : 26 traverse

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
2	4		Y	-200.00			1.00		puntlast
2	6		Y	-200.00			1.95		'' ''

## ©Combinaties

Combin. nr.	Belastingsgeval	Factor
1	1	0.900
1	5	1.200
1	12	0.900
1	17	0.900
1	21	1.200
2	1	1.200
2	11	0.900
2	12	1.200
2	17	1.200

©Strukton Betonbouw  
Project : Betuweroute  
Part : gesloten variant

Date : 19/08/93  
Page : 9

-----  
ESA - software                    statisch elastisch                    Rel.03.01.  
-----

Combin. nr.	Belastingsgeval	Factor
2	21	1.200
2	25	1.950
3	1	1.200
3	11	1.200
3	12	1.200
3	17	1.200
3	21	1.200
3	22	1.500
4	1	1.200
4	11	1.200
4	12	1.200
4	17	1.200
4	21	1.200
4	23	1.500
5	1	1.200
5	11	1.200
5	12	1.220
5	17	1.200
5	21	1.200
5	24	1.950
5	25	1.950
6	1	1.200
6	11	1.200
6	12	1.200
6	17	1.200
6	21	1.200
6	24	1.500
6	25	1.500
6	26	1.500
7	1	1.000
7	11	1.000
7	12	1.000
7	17	1.000
7	19	1.000
7	21	1.000
8	1	1.000
8	8	1.000
8	11	1.000
8	12	1.000
8	17	1.000
8	21	1.000
8	25	1.300
9	1	1.000
9	9	1.000

©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : gesloten variant

Date : 19/08/93

Page : 10

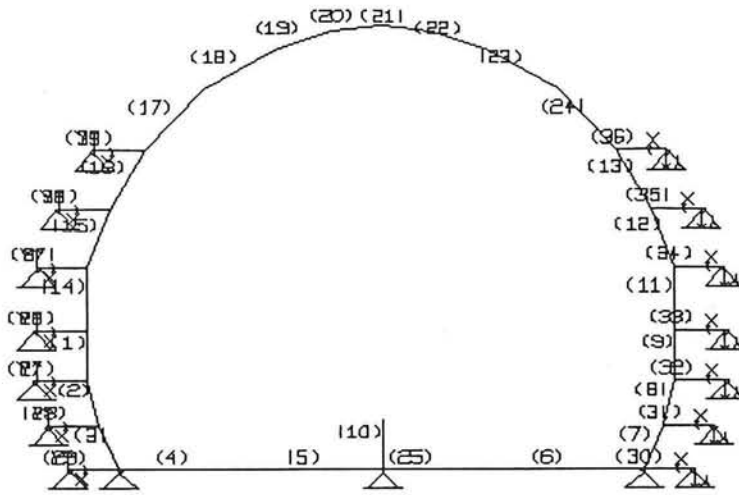
-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

-----  
Combin. nr.      Belastingsgeval      Factor  
-----

9	11	1.000
9	12	1.000
9	17	1.000
9	21	1.000
9	24	1.300
10	1	1.200
10	11	1.200
10	12	1.200
10	15	1.500
10	17	1.200
10	21	1.200
10	25	1.950
11	1	1.000
11	11	1.000
11	12	1.000
11	17	1.000
11	20	1.000
11	21	1.000
11	25	1.300



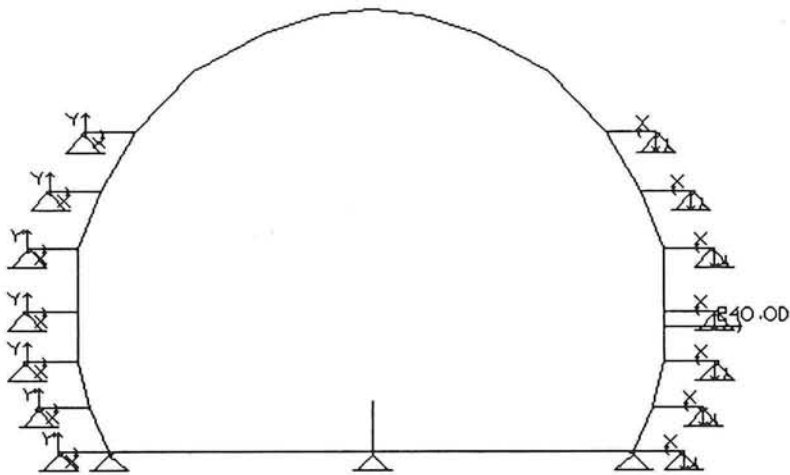
SCHAAL: 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betonrools  
ONDERDEEL : aansloten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

GEOMETRIE



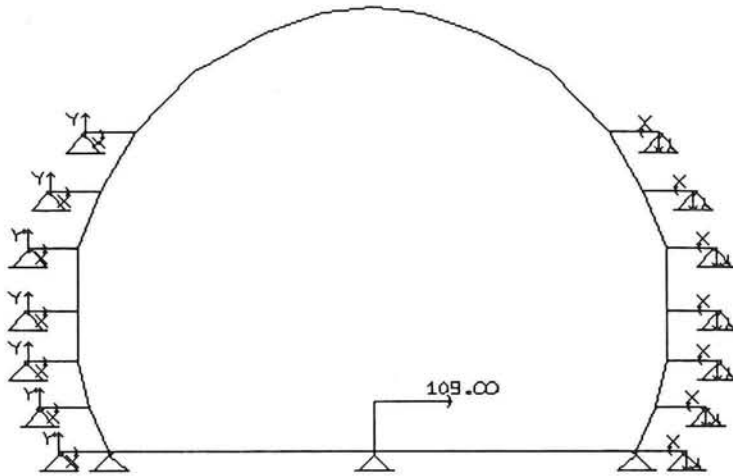


SCHAAL : 1/ 100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuweroute  
 ONDERDEEL : oostlaan variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 8

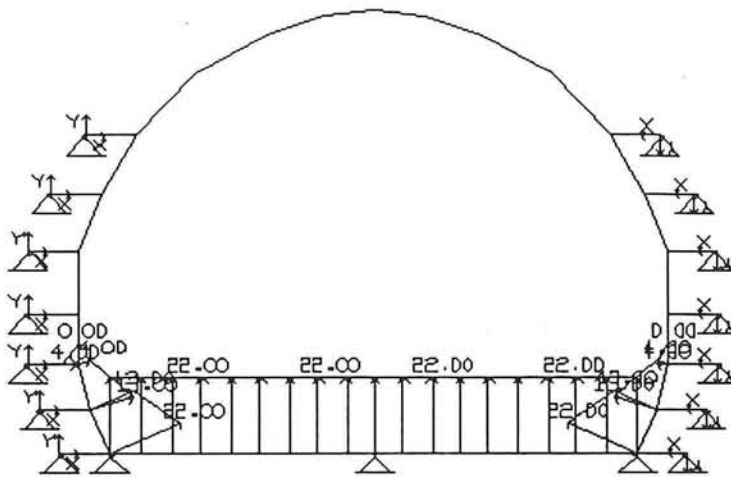


SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuversoude  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 9

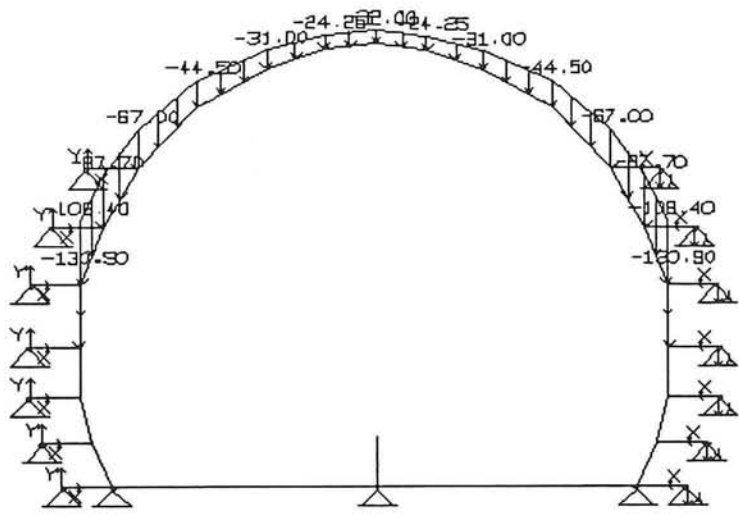


SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betonbouw  
 ONDERDEEL : aansloten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 11

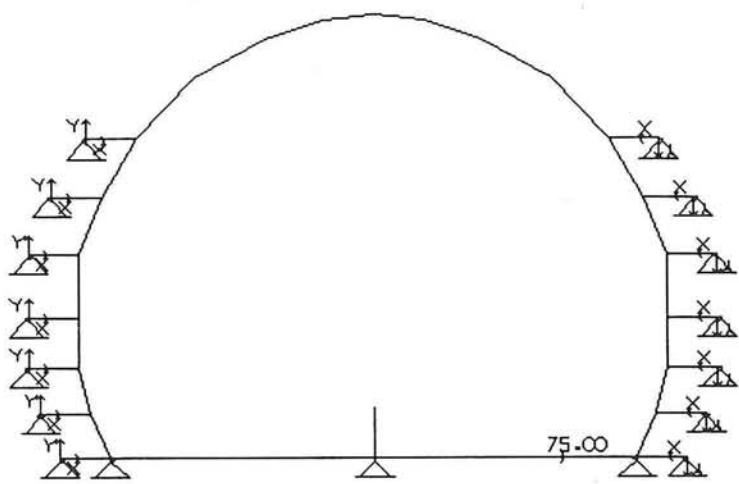


SCHAAL: 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuversluis  
 ONDERDEEL : oosloten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Rad

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 12

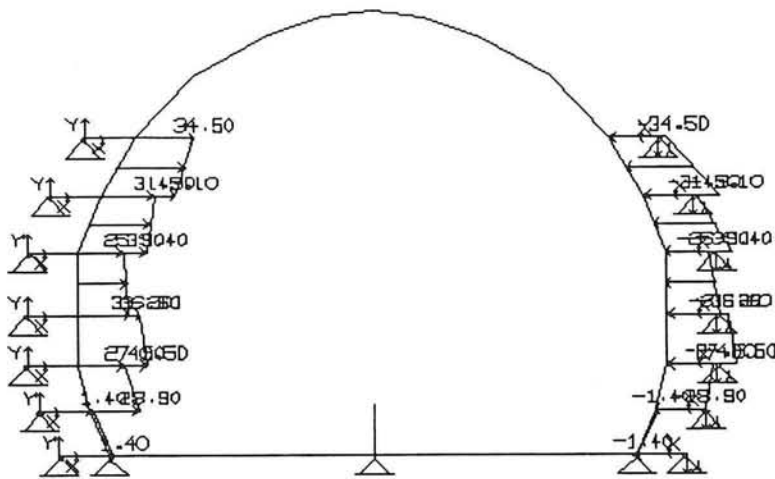


SCHAAL : 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroule  
ONDERDEEL : oostaten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
BELASTINGSGEVAL NR. 15

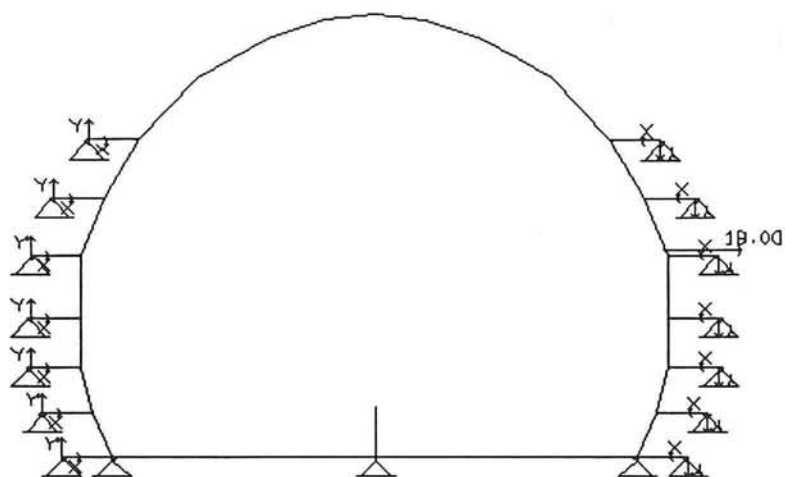


SCHAAL : 1/ 100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Estuervroule  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Rad

LASTEN  
 BELASTINGSGEEVAL NR. 17

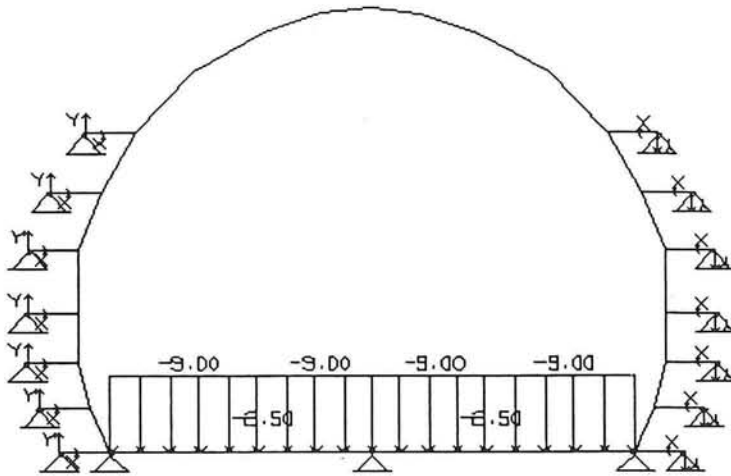


SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuversoude  
ONDERDEEL : oostaten van 1901  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
BELASTINGSGEVAL NR. 20



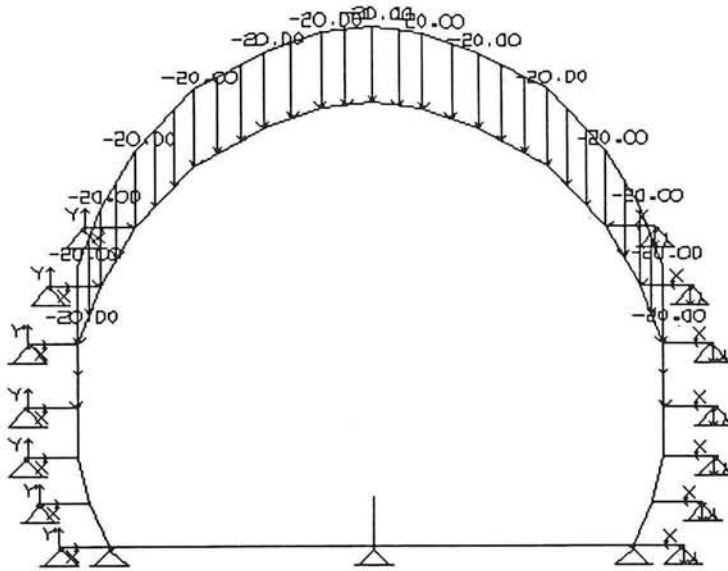
SCHAAL : 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Batuvaroula  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEEVAL NR. 21



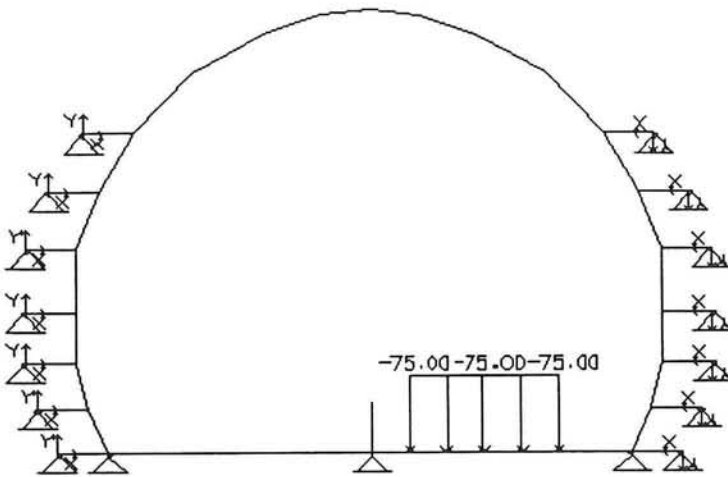


SCHAAL: 1/ 100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betonbouw  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 22



SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betonbouw  
 ONDERDEEL : oostelijke variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 25

△©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Port : gesloten variant

Date : 19/08/93

Page : 11

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

-----  
 ESA - software                      statisch elastisch                      Rel.03.01.  
 -----

©COMBINATIES

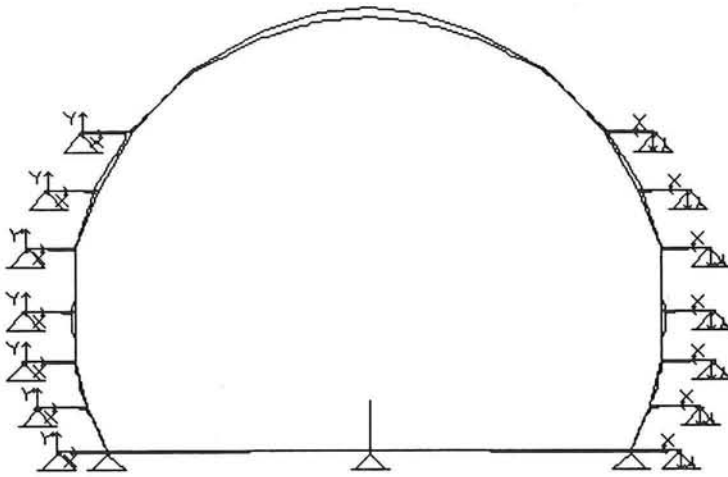
BEL.	COMB.	B.G.	OMSCHRIJVING	FACTOR
1		1	eigen gewicht	0.900
1		5	extreme grondwaterstand	1.200
1		12	verticale gronddruk	0.900
1		17	horizontale gronddruk actief	0.900
1		21	ballastbed + spoor	1.200
2		1	eigen gewicht	1.200
2		11	grondwaterstand	0.900
2		12	verticale gronddruk	1.200
2		17	horizontale gronddruk actief	1.200
2		21	ballastbed + spoor	1.200
2		25	aslast.rechts gespreid	1.950
3		1	eigen gewicht	1.200
3		11	grondwaterstand	1.200
3		12	verticale gronddruk	1.200
3		17	horizontale gronddruk actief	1.200
3		21	ballastbed + spoor	1.200
3		22	verkeersbelasting	1.500
4		1	eigen gewicht	1.200
4		11	grondwaterstand	1.200
4		12	verticale gronddruk	1.200
4		17	horizontale gronddruk actief	1.200
4		21	ballastbed + spoor	1.200
4		23	verkeersbelasting links	1.500
5		1	eigen gewicht	1.200
5		11	grondwaterstand	1.200
5		12	verticale gronddruk	1.220
5		17	horizontale gronddruk actief	1.200
5		21	ballastbed + spoor	1.200
5		24	aslast links gespreid	1.950
5		25	aslast.rechts gespreid	1.950
6		1	eigen gewicht	1.200
6		11	grondwaterstand	1.200
6		12	verticale gronddruk	1.200
6		17	horizontale gronddruk actief	1.200
6		21	ballastbed + spoor	1.200
6		24	aslast links gespreid	1.500
6		25	aslast.rechts gespreid	1.500
6		26	traverse	1.500
7		1	eigen gewicht	1.000
7		11	grondwaterstand	1.000
7		12	verticale gronddruk	1.000
7		17	horizontale gronddruk actief	1.000

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

BEL.	COMB.	B.G.	OMSCHRIJVING	FACTOR
7		19	vollopen tunnelbak	1.000
7		21	ballastbed + spoor	1.000
8		1	eigen gewicht	1.000
8		8	zijdelingse puntlast rechts	1.000
8		11	grondwaterstand	1.000
8		12	verticale gronddruk	1.000
8		17	horizontale gronddruk actief	1.000
8		21	ballastbed + spoor	1.000
8		25	aslast.rechts gespreid	1.300
9		1	eigen gewicht	1.000
9		9	belasting t.g.v. ontsporing	1.000
9		11	grondwaterstand	1.000
9		12	verticale gronddruk	1.000
9		17	horizontale gronddruk actief	1.000
9		21	ballastbed + spoor	1.000
9		24	aslast links gespreid	1.300
10		1	eigen gewicht	1.200
10		11	grondwaterstand	1.200
10		12	verticale gronddruk	1.200
10		15	zijdelingse stoot (+) spoor 2	1.500
10		17	horizontale gronddruk actief	1.200
10		21	ballastbed + spoor	1.200
10		25	aslast.rechts gespreid	1.950
11		1	eigen gewicht	1.000
11		11	grondwaterstand	1.000
11		12	verticale gronddruk	1.000
11		17	horizontale gronddruk actief	1.000
11		20	kantelbelasting rechts	1.000
11		21	ballastbed + spoor	1.000
11		25	aslast.rechts gespreid	1.300

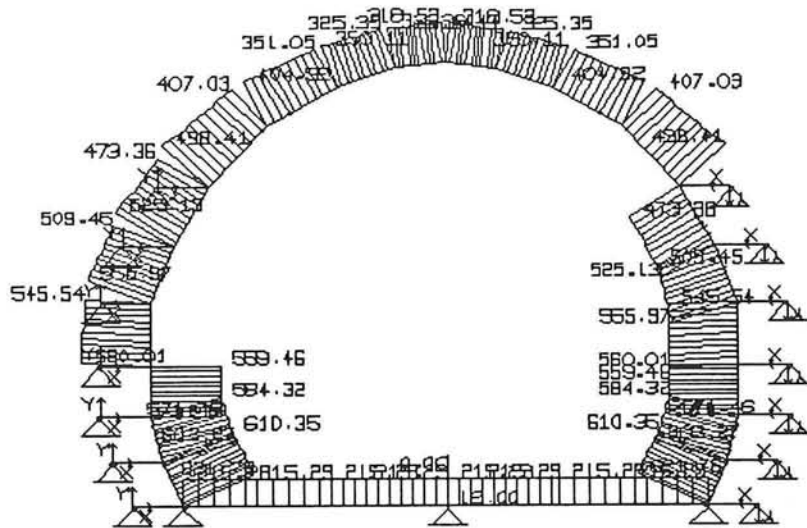


SCHAAL: 1/100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Batuvaroula  
ONDERDEEL : oostaten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

VERFORMINGEN 10.0 x VERGROOT  
BELASTINGSKOMBINATIE NR. 3

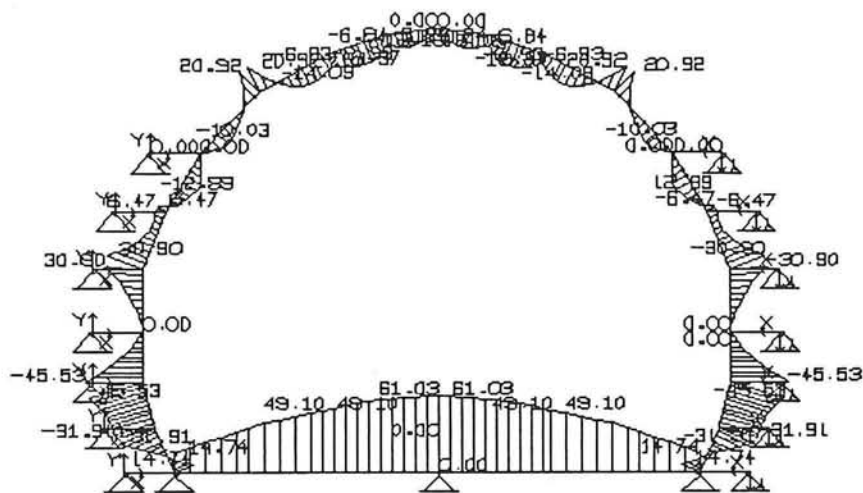


SCHAAL : 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betonroole  
ONDERDEEL : oostaten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LANGSKRACHTEN  
BELASTINGSKOMBINATIE NR.3



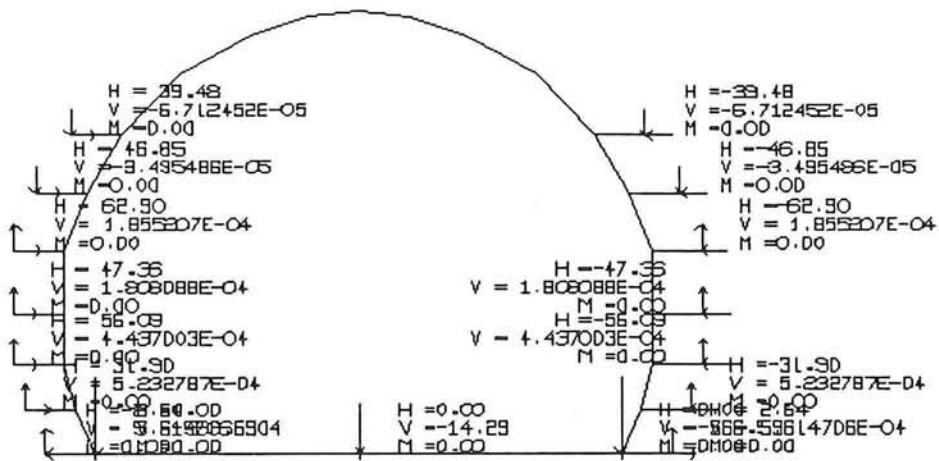
SCHAAL : 1/ 100

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Bestuurhuis  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

BUIGMOMENTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3



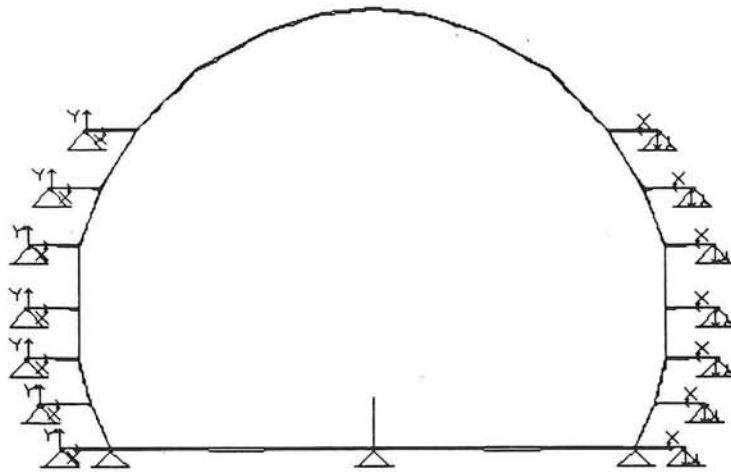


SCHAAL : 1/ 102

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betsuvaroule  
 ONDERDEEL : aasloten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

REAKTJES  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

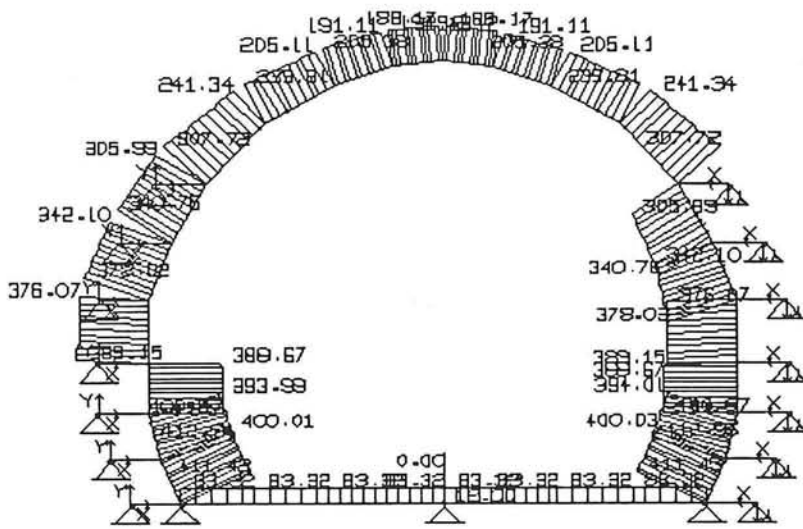


Strukton Betonbouw

SCHAAL: 1/100

PROJEKT : Betuversroute  
ONDERDEEL : oostloten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

VERFORMINGEN 10.0 x VERGROOT  
BELASTINGSKOMBINATIE NR.5

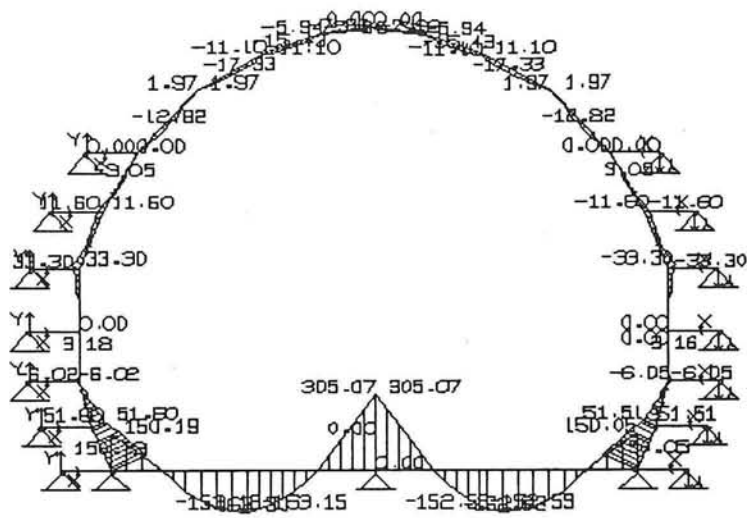


SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJECT : Betuvaroute  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

LANGSKRACHTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.5

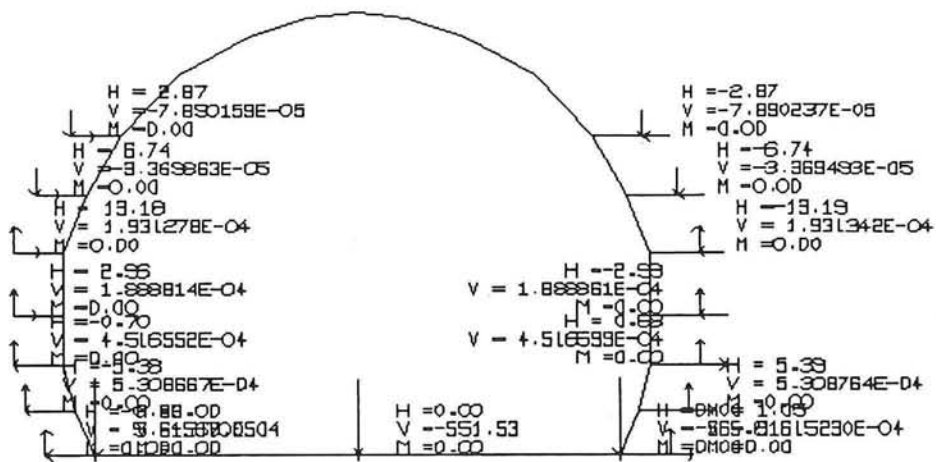


SCHAAL : 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuwaroute  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

BUIGMOMENTEN  
 BELASTINGSCOMBINATIE NR.5

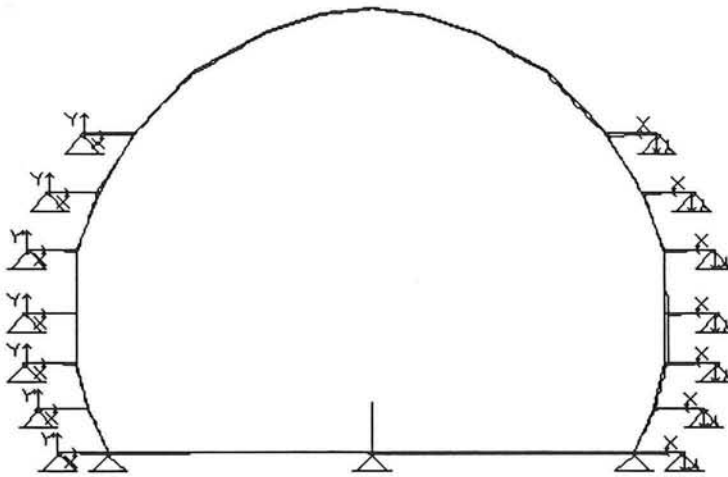


SCHAAL: 1/ 100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuvarouls  
 ONDERDEEL : aansloten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

REAKTIES  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.5



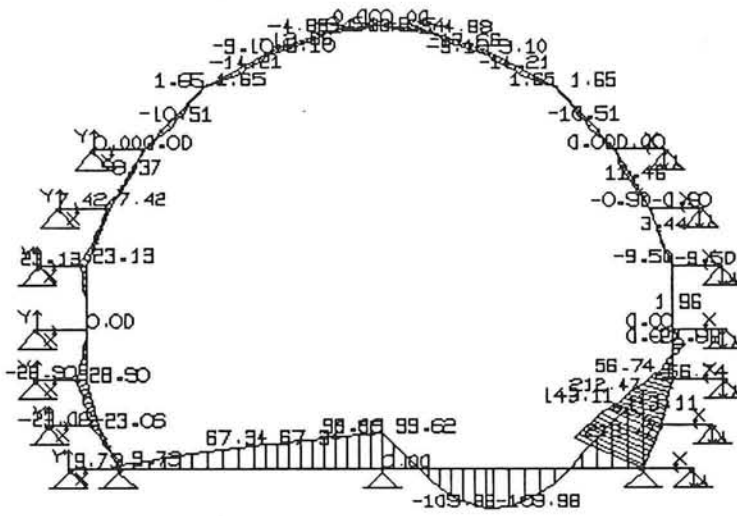
SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betonbouw  
ONDERDEEL : aasloten variant  
DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

VERFORMINGEN 10.0 x VERGROOT  
BELASTINGSKOMBINATIE NR. 8





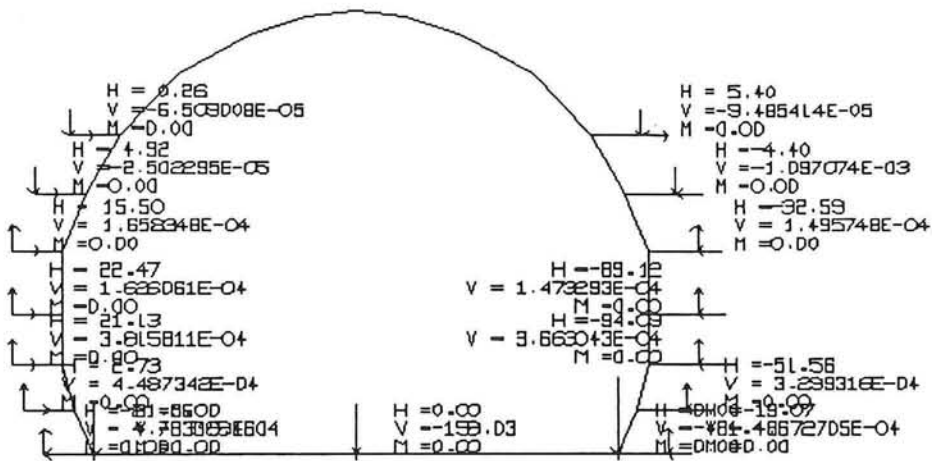
SCHAAL: 1/100

Struktuur Betonbouw

PROJECT : Betuweroute  
 ONDERDEEL : aansloten van 18n1  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

BUIGMOMENTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR. 8





SCHAAL: 1/ 100

Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuvarouls  
 ONDERDEEL : oostaten variant  
 DATUM : 19/08/93 DIM.: kN/m/Red

REAKTIES  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR. 8



Bijlage 10b

**BEREKENING RAAMWERKPROGRAMMA**

- \* Invoer A15-variant
- \* Belastingcombinaties
- \* Grafische uitvoer A15-variant

△◎Strukton Betonbouw

Projekt : Betuweroute  
 Onderdeel : A15-variant

Datum : 19-11-93  
 Blz. : 1

-----  
 ESA - software                    statisch elastisch                    Rel.03.01.  
 -----

Dimensies : kN/m/Rad

Aantal staven : 20  
 Aantal knopen : 21  
 Aantal opleggingen : 6                    aantal veren : 3

◎Topologie

Staaft I	J	scharn	MT	X-begin	Y-begin	X-einde	Y-einde	lengte	dx/dy
		<I> <J>							
1	1	2	NDM NDM	-1	0.000	2.800	0.000	1.800	1.000 0.000
2	2	3	NDM NDM	-1	0.000	1.800	0.250	0.900	0.934 -0.278
	3	4	NDM NDM	-1	0.250	0.900	0.650	0.000	0.984 -0.444
4	4	5	NDM NDM	-1	0.650	0.000	3.600	0.000	2.950 99.000
5	5	11	NDM NDM	-1	3.600	0.000	5.875	0.000	2.275 99.000
6	6	7	NDM NDM	-1	8.150	0.000	11.100	0.000	2.950 99.000
7	7	8	NDM NDM	-1	11.100	0.000	11.500	0.900	0.984 0.444
8	8	9	NDM NDM	-1	11.500	0.900	11.750	1.800	0.934 0.278
9	9	10	NDM NDM	-1	11.750	1.800	11.750	2.800	1.000 0.000
10	11	12	NDM NDM	-1	5.875	0.000	5.875	1.000	1.000 0.000
11	10	13	NDM NDM	-2	11.750	2.800	11.700	4.050	1.250 -0.040
12	13	14	NDM NDM	-2	11.700	4.050	11.300	5.200	1.217 -0.348
13	14	15	NDM NDM	-2	11.300	5.200	10.600	6.350	1.346 -0.609
14	11	6	NDM NDM	-1	5.875	0.000	8.150	0.000	2.275 99.000
15	16	2	NDM ND-	6	-1.000	1.800	0.000	1.800	1.000 99.000
16	17	3	NDM ND-	6	-0.750	0.900	0.250	0.900	1.000 99.000
17	18	4	NDM ND-	6	-0.350	0.000	0.650	0.000	1.000 99.000
18	19	7	NDM ND-	5	12.100	0.000	11.100	0.000	1.000 99.000
19	20	8	NDM ND-	4	12.500	0.900	11.500	0.900	1.000 99.000
20	21	9	NDM ND-	3	12.750	1.800	11.750	1.800	1.000 99.000

Gewicht structuur : 191.95 kN

◎Materiaaltabellen

Mat/StNr	-A-	-I-	-E-	-S.G.-	profiel	Rich
1/0	4.000E-01	5.333E-03	3.500E+07	25.000	prefab-beton	( )
2/0	2.000E-01	6.667E-04	3.500E+07	25.000	wandelement	( )
3/0	4.800E-05	1.000E+00	3.500E+07	1.000	staven	( )
4/0	1.180E-04	1.000E+00	3.500E+07	1.000	staven	( )
5/0	1.920E-04	1.000E+00	3.500E+07	1.000	staven	( )
6/0	1.000E-09	1.000E+00	3.500E+07	1.000	geen staaft	( )

◎Randkondities

©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

Page : 2

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

Knp code x-stijfh. y-stijfh. z-rot/vr.

-----  
4 000 1.50E+05  
7 000 1.50E+05  
11 000 1.50E+05  
16 110  
17 110  
18 110  
19 110  
20 110  
21 110  
-----

©Schuine steunpunten

V gnr. knp 1 knp 2 code

-----  
1 16 2 110  
2 17 3 110  
3 18 4 110  
4 19 7 110  
5 20 8 110  
6 21 9 110  
-----

©Belastingen

Bel. geval : 1 eigen gewicht

Type st. kn. ri. --P-- --P1-- moment --A-- --C-- lasttype

-----  
9 Y EIGEN GEWICHT A L L E STAVEN \* 1 Eg/massa  
-----

Bel. geval : 2 spoortopstorten

Type st. kn. ri. --P-- --P1-- moment --A-- --C-- lasttype

-----  
5 4 Y -3.75 -3.75 1.81 .85 alg. trap.  
5 5 Y -3.75 -3.75 .29 .85 '' ''  
5 5 Y -3.75 -3.75 3.41 .85 '' ''  
5 6 Y -3.75 -3.75 .29 .85 '' ''  
-----

Bel. geval : 3 aslast links

Type st. kn. ri. --P-- --P1-- moment --A-- --C-- lasttype

-----  
2 4 Y -112.50 2.20 puntlast  
2 5 Y -112.50 .75 '' ''  
-----



-----  
 ESA - software                      statisch elastisch                      Rel.03.01.  
 -----

Bel. geval : 8 zijdelingse puntlast rechts

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
2	9		X			240.00	.68		puntlast

Bel. geval : 9 belasting t.g.v. ontsporing

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
2	10		X			109.00	1.00		puntlast

B . geval : 10 belasting t.g.v ontsporing

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
2	10		X			-109.00	1.00		puntlast

Bel. geval : 11 windbelasting van rechts

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
1	13					0.76			gel. haaks
1	12					1.05			" "
1	11					1.05			" "

Bel. geval : 12 windbelasting van links

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
1	13					-0.76			gel. haaks
1	12					-1.05			" "
1	11					-1.05			" "

Bel. geval : 13 kantelbelasting rechts

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
2	12		X			18.00	.10		puntlast

Bel. geval : 15 zijdelingse stoot (+) spoor 1

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11		5	H			75.00			knoopp.last

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

Bel. geval : 16 zijdelingse stoot (-) spoor 1

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	5	H		-75.00					knoopp.last

Bel. geval : 17 zijdelingse stoot (+) spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		75.00					knoopp.last

Bel. geval : 18 zijdelingse stoot (-) spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		-75.00					knoopp.last

Bel. geval : 19 wind (+) op trein spoor 1

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	5	H		1.19					knoopp.last

Bel. geval : 20 wind (-) op trein spoor 1

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	5	H		-1.19					knoopp.last

Bel. geval : 21 wind (+) op trein spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		1.19					knoopp.last

Bel. geval : 22 wind (-) op trein spoor 2

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
11	6	H		-1.19					knoopp.last



©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

Page : 6

-----  
 ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
 -----

Bel. geval : 23 grondwaterstand

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
1	4					22.00			gel. haaks
1	5					22.00			'' ''
1	14					22.00			'' ''
1	6					22.00			'' ''
5	1		Y		4.00	0.00	.60	.40	alg. trap.
5	2		Y		13.00	4.00	+0000.00	.93	'' ''
5	3		Y		22.00	13.00	+0000.00	.98	'' ''
5	7		Y		13.00	22.00	+0000.00	.98	'' ''
5	8		Y		4.00	13.00	+0000.00	.93	'' ''
5	9		Y		4.00	4.00	+0000.00	.40	'' ''

Bel. geval : 24 ballastbed + spoor

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
1	4					-9.00			gel. haaks
1	5					-9.00			'' ''
1	14					-9.00			'' ''
1	6					-9.00			'' ''
11		5	V			-2.50			knoopp.last
11		6	V			-2.50			'' ''

Bel. geval : 25 vollopen tunnelbak

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
1	4					-28.00			gel. haaks
1	5					-28.00			'' ''
1	14					-28.00			'' ''
1	6					-28.00			'' ''
5	1		Y		-10.00	0.00	+0000.00	.99	alg. trap.
5	2		Y		-19.00	-10.00	+0000.00	.93	'' ''
5	3		Y		-28.00	-19.00	+0000.00	.98	'' ''
5	7		Y		-19.00	-28.00	+0000.00	.98	'' ''
5	8		Y		-10.00	-19.00	+0000.00	.93	'' ''
5	9		Y		-10.00	-10.00	+0000.00	.99	'' ''

Bel. geval : 26 aslast links gespreid

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	4		Y		-75.00	-75.00	1.45	1.50	alg. trap.
5	5		Y		-75.00	-75.00	+0000.00	1.50	'' ''

©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

Page : 7

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

Bel. geval : 27 aslast rechts gespreid

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	14		Y	-75.00	-75.00		.77	1.50	alg. trap.
5	6		Y	-75.00	-75.00	+0000.00		1.50	'' ''

Bel. geval : 28 neutrale gronddruk

Type	st.	kn.	ri.	--P--	--P1--	moment	--A--	--C--	lasttype
5	1		X	0.00	8.70	+0000.00		.99	alg. trap.
5	2		X	8.70	13.30	+0000.00		.93	'' ''
	3		X	13.30	18.00	+0000.00		.98	'' ''
5	7		X	-18.00	-13.30	+0000.00		.98	'' ''
5	8		X	-13.30	-8.70	+0000.00		.93	'' ''
5	9		X	-8.70		+0000.00		.99	'' ''

©Combinaties

Combin. nr.	Belastingsgeval	Factor
1	1	1.200
1	12	1.500
1	23	1.200
1	24	1.200
1	28	1.200
2	1	1.200
2	12	1.500
2	15	1.500
2	19	1.500
2	23	1.200
2	24	1.200
2	26	1.950
2	28	1.200
3	1	1.000
3	8	1.000
3	23	1.000
3	24	1.000
3	27	1.300
3	28	1.000
4	1	1.000
4	9	1.000
4	23	1.000
4	24	1.000
4	26	1.300
4	28	1.000

©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

Page : 8

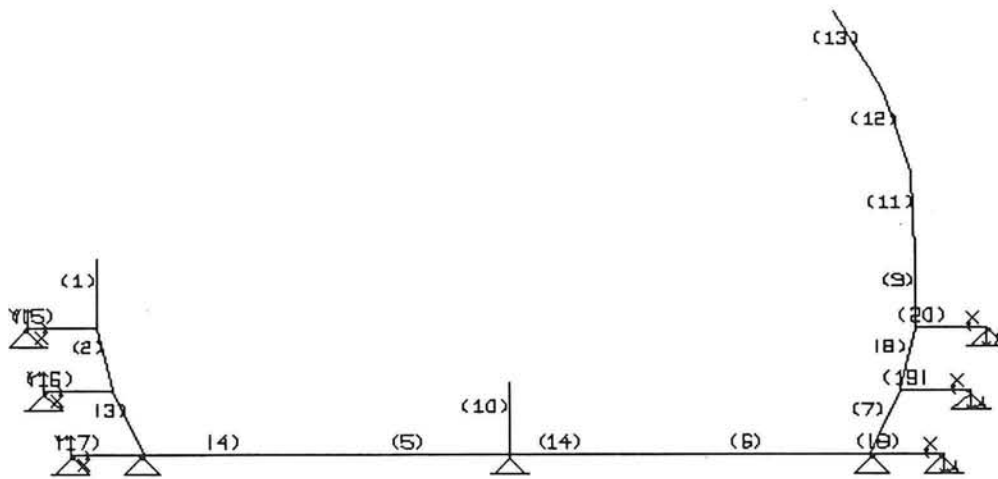
-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

-----  
Combin. nr.      Belastingsgeval      Factor  
-----

5	1	1.200
5	11	1.500
5	23	1.200
5	24	1.200
5	28	1.200
6	1	1.200
6	12	1.500
6	23	1.200
6	24	1.200
6	28	1.200

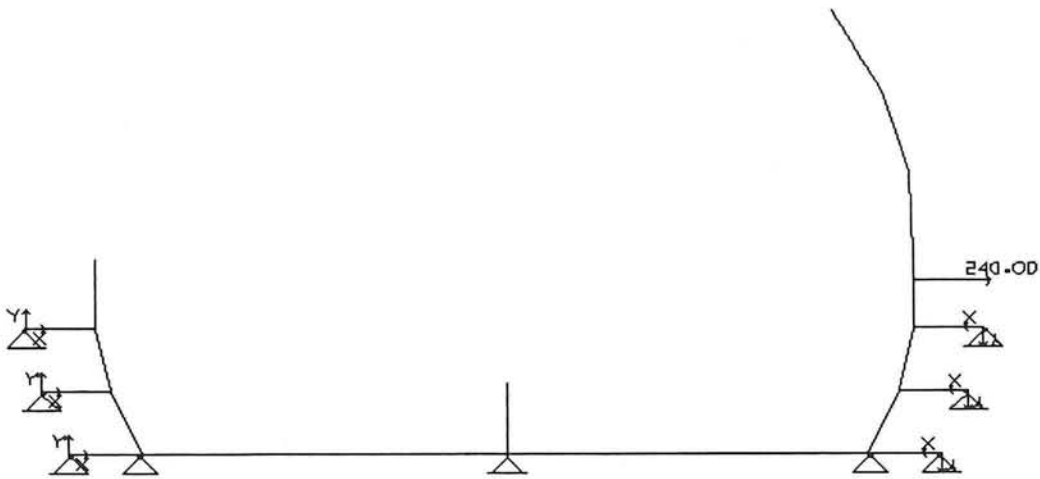


SCHAAL: 1/ 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Estuvaroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Rad

GEOMETRIE

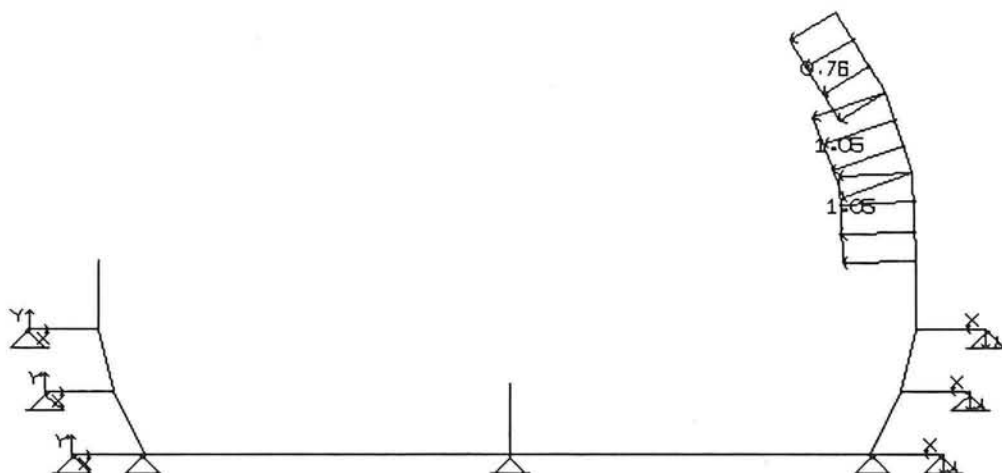


SCHAAL : 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betonrooie  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 18-11-83 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 8

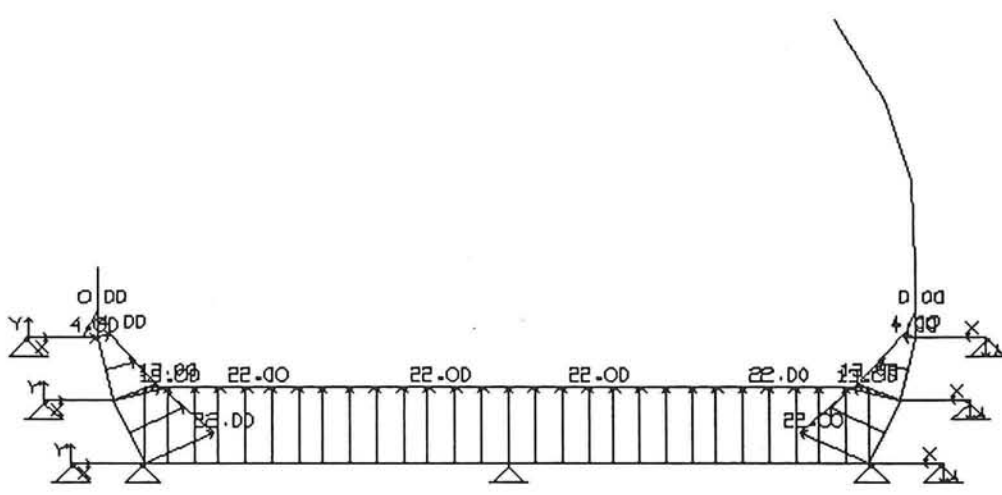


SCHAAL : 1/ 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Batuvaroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEEVAL NR. 11

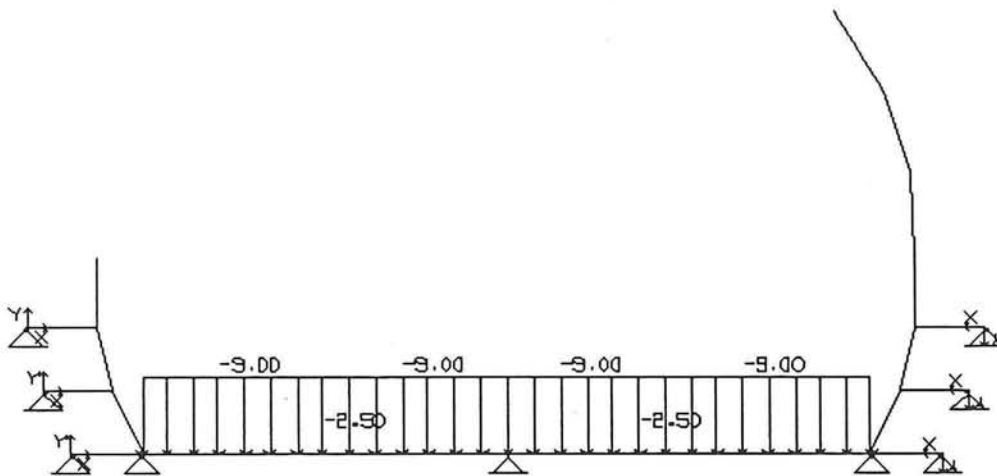


SCHAAL : 1 / 73

Struklon Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSEVAL NR. 23



SCHAAL: 1/73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Bestuursruimte  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 24



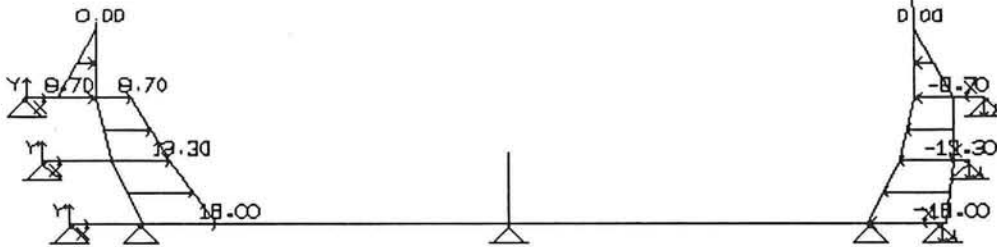


SCHAAL : 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Bestuursrolle  
ONDERDEEL : A15-variant  
DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
BELASTINGSGEVAL NR. 27



SCHAAL : 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuversouls  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 18-11-93 DIM.: kN/m/Red

LASTEN  
 BELASTINGSGEVAL NR. 28

△©Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

Page : 9

-----  
ESA - software

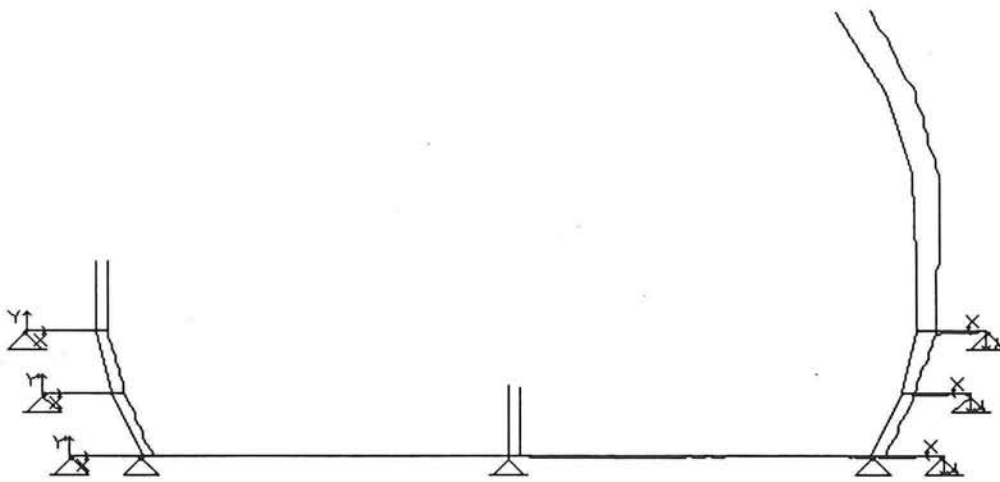
statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----

-----  
ESA - software                      statisch elastisch                      Rel.03.01.  
-----

⊙COMBINATIES

BEL. COMB.	B.G.	OMSCHRIJVING	FACTOR
1	1	eigen gewicht	1.200
1	12	windbelasting van links	1.500
1	23	grondwaterstand	1.200
1	24	ballastbed + spoor	1.200
1	28	neutrale gronddruk	1.200
2	1	eigen gewicht	1.200
2	12	windbelasting van links	1.500
2	15	zijdelingse stoot (+) spoor 1	1.500
2	19	wind (+) op trein spoor 1	1.500
2	23	grondwaterstand	1.200
2	24	ballastbed + spoor	1.200
2	26	aslast links gespreid	1.950
2	28	neutrale gronddruk	1.200
3	1	eigen gewicht	1.000
3	8	zijdelingse puntlast rechts	1.000
3	23	grondwaterstand	1.000
3	24	ballastbed + spoor	1.000
3	27	aslast rechts gespreid	1.300
3	28	neutrale gronddruk	1.000
4	1	eigen gewicht	1.000
4	9	belasting t.g.v. ontsporing	1.000
4	23	grondwaterstand	1.000
4	24	ballastbed + spoor	1.000
4	26	aslast links gespreid	1.300
4	28	neutrale gronddruk	1.000
5	1	eigen gewicht	1.200
5	11	windbelasting van rechts	1.500
5	23	grondwaterstand	1.200
5	24	ballastbed + spoor	1.200
5	28	neutrale gronddruk	1.200
6	1	eigen gewicht	1.200
6	12	windbelasting van links	1.500
6	23	grondwaterstand	1.200
6	24	ballastbed + spoor	1.200
6	28	neutrale gronddruk	1.200

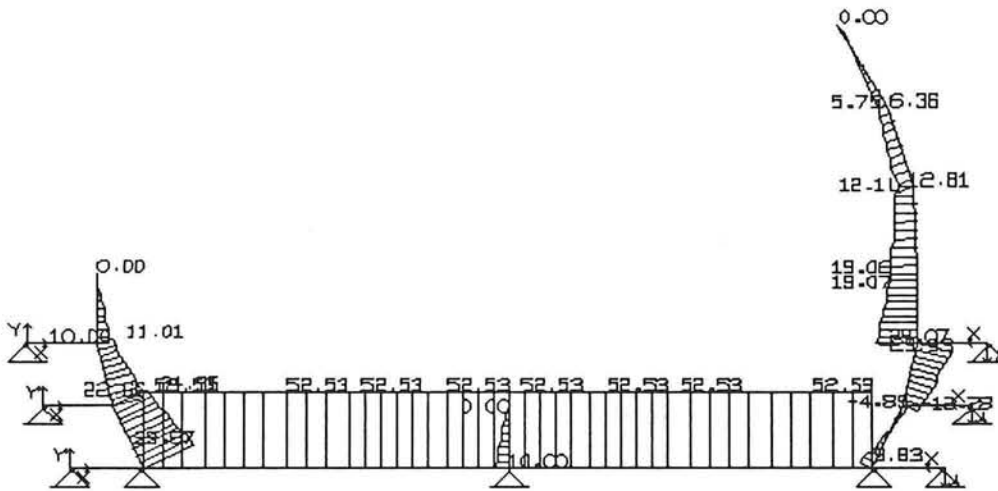


SCHAAL : 1/ 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroule  
ONDERDEEL : A15-variant  
DATUM : 18-11-93 DIM.: kN/m/Red

VERFORMINGEN 10.0 x VERGROOT  
BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

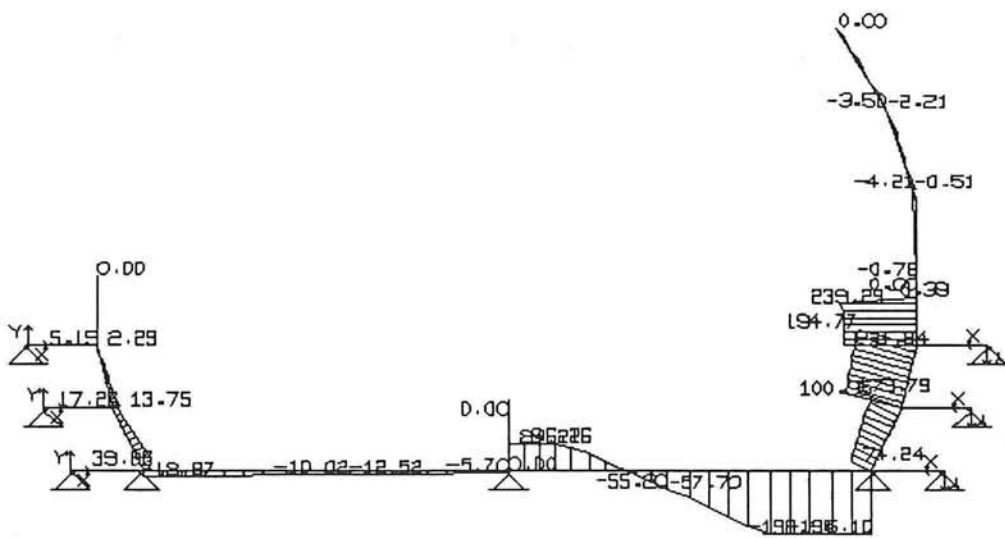


SCHAAL : 1/ 73

# Struktuur Betonbouw

PROJEKT : Betuvarouls  
ONDERDEEL : A15-variant  
DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LANGSKRACHTEN  
BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

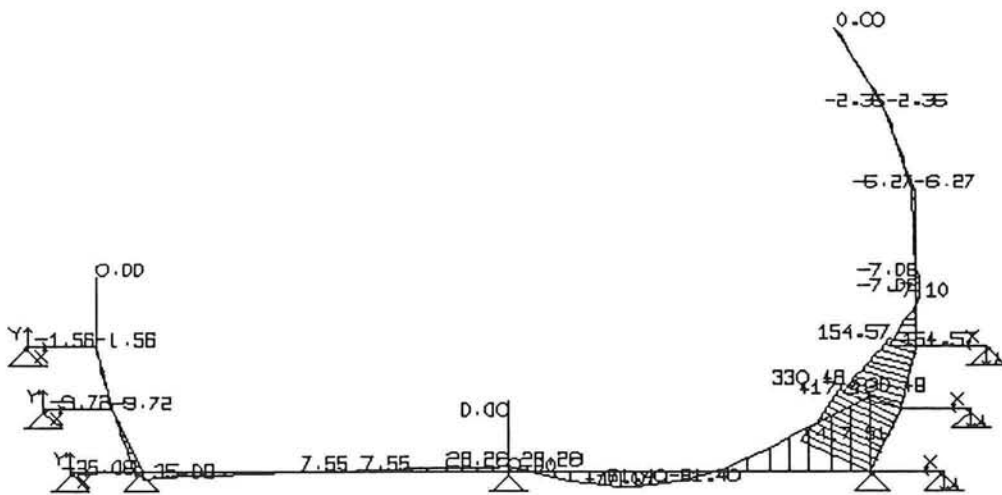


SCHAAL : 1/ 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betsveroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

DWARSKRACHTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR. 3



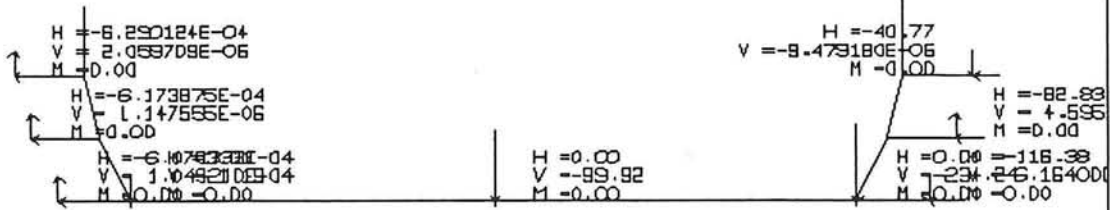
SCHAAL : 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betsuvaroule  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

BUIGMOMENTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3





SCHAAL : 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Rad

REAKTIES  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

△⊙Strukton Betonbouw

Project : Betuweroute

Part : A15-variant

Date : 19-11-93

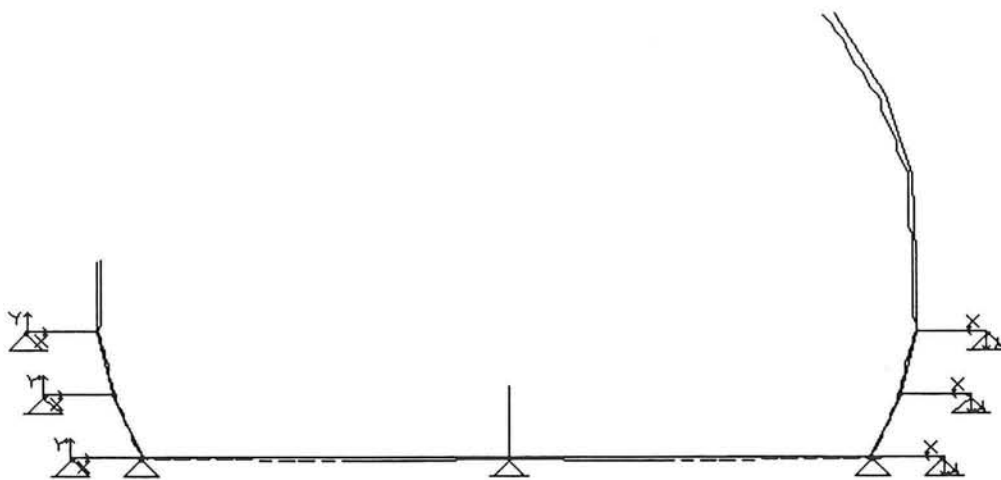
Page : 11

-----  
ESA - software

statisch elastisch

Rel.03.01.  
-----



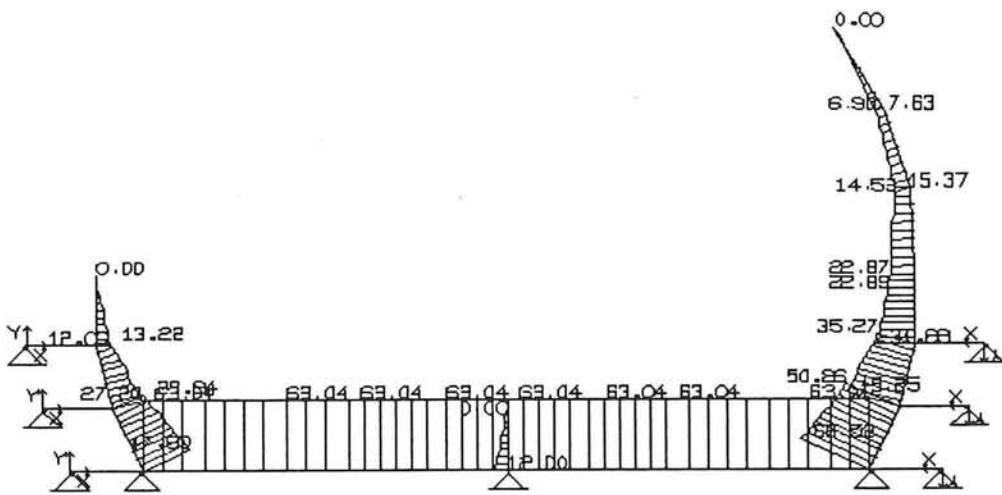


SCHAAL : 1/ 73

# Strukton Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroule  
ONDERDEEL : A15-variant  
DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Rad

VERFORMINGEN 10.0 x VERGROOT  
BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

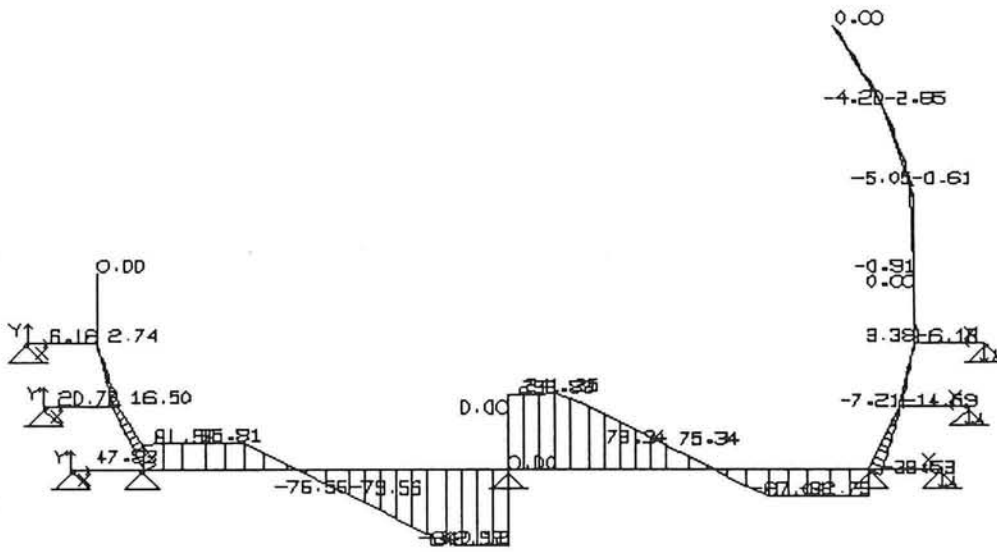


SCHAAL : 1/ 73

Struklon Betonbouw

PROJEKT : Betuveroula  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

LANGSKRACHTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3

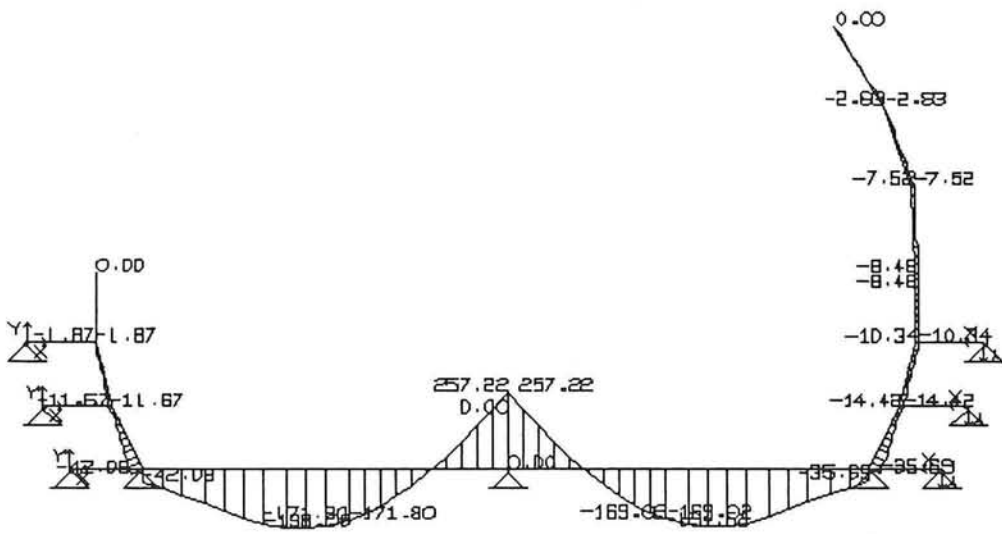


SCHAAL: 1 / 73

Strukton Betonbouw

PROJEKT : Batuverouls  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 18-11-93 DIM.: kN/m/Rad

DWARSKRACHTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR. 3



SCHAAL : 1/ 73

Struklon Betonbouw

PROJEKT : Betuvaroule  
 ONDERDEEL : A15-variant  
 DATUM : 19-11-93 DIM.: kN/m/Red

BUIGMOMENTEN  
 BELASTINGSKOMBINATIE NR.3





**BETONBEREKENING TUNNELBAKELEMENT****\* Betonkwaliteit**

Voor het prefab-betonwerk wordt een betonkwaliteit van B55 toegepast. In onderstaande tabel is een aantal kenmerkende waarden weergegeven (zie VBC artikel 6.1)

sterkte klasse	$f_{ck}^r$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{b,rep}^r$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_b^r$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{b,rep}^t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_b^t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{bm}^t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E'_b$ (N/m- m <sup>2</sup> )
B55	55	39,6	33	2,66	1,90	3,8	36.000

Tabel 11.1: Karakteristieke waarden B55

Waarin:

- $f_{ck}^r$  : karakteristieke kubusdruksterkte
- $f_{b,rep}^r$  : representatieve waarde voor de druksterkte ( $= 0,72f_{ck}^r$ )
- $f_b^r$  : rekenwaarde voor de druksterkte
- $f_{b,rep}^t$  : representatieve waarde van de treksterkte ( $= 0,7 \cdot (1,05 + 0,05f_{ck}^r)$ )
- $f_b^t$  : rekenwaarde voor de treksterkte
- $f_{bm}^t$  : gemiddelde treksterkte ( $= 2f_b^t$ )
- $E'_b$  : elasticiteitsmodulus van beton B55

**\* Betonstaal**

Voor de wapening wordt een staalkwaliteit van FeB 500 HWL toegepast. In onderstaande tabel is een aantal kenmerkende waarden weergegeven (zie VBC artikel 6.2)

betonstaalsoort	$f_{s,rep}^t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s^t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s^r$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{su}$ (%)
FeB 500 HWL, HK	500	435	435	3,25

Tabel 11.2: Karakteristieke waarden FeB 500 HWL

Waarin:

- $f_{s,rep}^t$  : representatieve waarde van de treksterkte
- $f_s^t$  : rekenwaarde van de treksterkte
- $f_s^r$  : rekenwaarde van de druksterkte
- $\epsilon_{su}$  : rek bij maximale belasting (karakteristieke waarde)

De elasticiteitsmodulus van betonstaal bedraagt  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

**\* Minimale wapening**

De kenmiddellijn van het betonstaal moet voldoen aan de in tabel 51 uit artikel 9.9 van NEN 6720 gestelde minimale kenmiddellijn. Een gedeelte van deze tabel is op de volgende pagina weergegeven.

constructiedeel	staafbestemming	min. kenmiddellijn $f_{srep} \geq 500 \text{ N/mm}^2$
platen	hoofdwapening	5 mm
	verdeelwapening	5 mm
wanden	hoofdwapening en verdeelwapening	6 mm

Tabel 11.3: Tabel 51 uit artikel 9.9 van NEN 6720

Bij vooraf vervaardigde elementen mag de kenmiddellijn van de wapening in platen en wanden worden verminderd tot 4 mm bij FeB 500.

Volgens de voorschriften mag t.b.v. de bepaling van het minimum wapeningspercentage gebruik gemaakt worden van onderstaande formule.

$$\omega_{\text{min}} \cdot f_s = 28 \cdot f_{\text{bm}}$$

Voor FeB 500 ( $f_s = 435 \text{ N/mm}^2$ ) en  $f_{\text{bm}} = 3,8 \text{ N/mm}^2$  wordt het minimumwapeningspercentage dus:

$$\text{B55: } 0,24\%$$

Voor de verschillende diktes van het tunnelbakelement betekent dit:

	$\omega_{\text{min}}$	d	$A_{s,\text{min}}$
dikte 0,5m	0,24%	0,44m	2640 mm <sup>2</sup>
dikte 0,45m	0,24%	0,39m	2340 mm <sup>2</sup>
dikte 0,4m	0,24%	0,34m	2040 mm <sup>2</sup>

Tabel 11.4: Wapeningsgegevens bij variërende diktes

Opmerking:

Er is voor de wanden het tunnelbak-element gebruik gemaakt van een variërende dikte; de dikte verloopt van 0,5m onderaan tot 0,4m aan de bovenzijde, vandaar dat in de tabel ook de dikte van een tussenliggende waarde (=0,45m) is opgenomen.

#### \* Betondekking

Op grond van NEN 5950 artikel 4.3 blijkt dat voor het tunnelbakelement uitgegaan moet worden van milieuklasse 5 (agressief milieu). De betonoppervlakken komen voor deze milieuklasse in de gebruikperiode in aanraking met voor beton agressieve oplossingen, agressief (grond)water en /of agressieve dampen. Er is voor agressief milieu gekozen omdat de onderzijde van de tunnelbak mogelijk omringd wordt door veengrond (eventueel agressief grondwater); bovendien kunnen door lekkage van wagons agressieve oplossingen in de tunnelbak komen. Het tunnelbak-element bevindt zich bovendien gedeeltelijk beneden de grondwaterstand.

Tevens kan aan de hand van bovengenoemd artikel voor de wand- en dakelementen gekozen worden voor milieuklasse 5 (agressief milieu). De constructie-elementen kunnen in de gebruikperiode eventueel in aanraking komen met dooizouten. De gesloten tunnel is namelijk aangevuld met slechts één meter zand.

Vervolgens kan m.b.v. NEN 6720 artikel 9.2 de minimaal benodigde betondekking ( $c_{\min}$ ) bepaald worden. Deze waarden zijn in onderstaande tabel toegevoegd. De minimale betondekking is met 5 mm verhoogd, omdat het veelal oncontroleerbare oppervlakken betreft. In verband met scheurwijdtebeperking wordt bij de uitvoering een hogere waarde voor de dekking (c) aangenomen (ook deze waarde is in de tabel aangegeven)

	milieu	milieu klasse	betondekking $c_{\min}$	toegepast c
tunnelbakelement	agressief	5	35 mm	50 mm
wandelement	agressief	5	35 mm	40 mm
dakelement	agressief	5	35 mm	40 mm

Tabel 11.5: Minimaal benodigde betondekking

**\* Verankeringslengte van betonstaal**

Volgens NEN 6720 artikel 9.6.2 moet iedere wapeningsstaaf een bepaalde verankeringslengte hebben. Voor de verankeringslengte  $l_v$  van op trek belaste staven moet ten minste de waarde uit onderstaande tabel worden aangehouden. Hierbij is de verankeringslengte aangegeven in relatie tot de basisverankeringslengte  $l_{v0}$ .

	$\phi_k \leq 25$	$\phi_k > 25$
enkele staaf	$1,0 \cdot l_{v0}$	$1,25 \cdot l_{v0}$
enkele bovenstaaf	$1,25 \cdot l_{v0}$	$1,56 \cdot l_{v0}$

Tabel 11.6: Verankeringslengtes

De basisverankeringslengte  $l_{v0}$  wordt bepaald aan de hand van onderstaande formule:

$$l_{v0} = \alpha_1 \cdot \phi_k \cdot \frac{f_s}{\sqrt{f'_b}}$$

Waarin  $\alpha_1$  als volgt berekend wordt voor geribd staal:

$$\alpha_1 = 0,40 \cdot \left(1 - 0,1 \frac{c}{\phi_k}\right) \geq 0,24$$

Waarin

- c : dekking op de staaf 50 mm
- $\phi_k$  : kenmiddellijn van de staaf [mm]
- $f_s$  : rekenwaarde voor de treksterkte voor staal [435 N/mm<sup>2</sup>]
- $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte voor beton [33 N/mm<sup>2</sup>]

Dit levert voor de verschillende staven de volgende resultaten:

enkele staaf (mm)	$\alpha_1$	$l_{v0}$ (mm)	$l_v$ (mm)
staaf $\phi_k = 12$	0,240	218	218
staaf $\phi_k = 16$	0,275	333	333
staaf $\phi_k = 20$	0,300	454	454
staaf $\phi_k = 25$	0,320	606	606
bovenstaaf $\phi_k = 12$	0,240	218	273
bovenstaaf $\phi_k = 16$	0,275	333	416
bovenstaaf $\phi_k = 20$	0,300	454	568
bovenstaaf $\phi_k = 25$	0,320	606	758

Tabel 11.7: Verankeringslengtes

**\* Verankerung van op trek belaste omgebogen staven**

Indien bij een ombuiging van een betonstaaf de kenmiddellijn  $\phi_k \geq 16\text{mm}$  en de hoek van ombuiging  $\beta > 45^\circ$  moet worden voldaan aan (NEN 6720 art.9.6.3):

$$l_2 \leq \frac{f'_b}{150} \cdot \frac{r}{\phi_k} \cdot l_v$$

Waarin  $l_2$  : omgebogen gedeelte van de verankeringslengte  
 $l_v$  : de niet-gereduceerde verankeringslengte  
 $r$  : de buigstraal van de ombuiging ( $\geq 5\phi_k$ )  
 $l_1$  : gedeelte van verankerung voor de ombuiging

De totale verankeringslengte moet gelijk zijn aan de som van  $l_1$  en  $l_2$ .

Voor de desbetreffende staven worden de volgende waarden voor  $l_2$  gevonden:

enkele staaf (mm)	$l_v$ (mm)	$l_2$ (mm)
staaf $\phi_k = 12$	218	240
staaf $\phi_k = 16$	333	366
staaf $\phi_k = 20$	454	499
staaf $\phi_k = 25$	606	667
bovenstaaf $\phi_k = 12$	273	300
bovenstaaf $\phi_k = 16$	416	458
bovenstaaf $\phi_k = 20$	568	625
bovenstaaf $\phi_k = 25$	758	834

Tabel 11.8: Verankeringslengtes

**Opmerking**

Het is opvallend dat het omgebogen gedeelte van de verankeringslengte groter is dan de minimaal benodigde verankeringslengte. In de praktijk betekent dit dat voor het omgebogen gedeelte van de verankeringslengte  $l_2$  de verankeringslengte  $l_v$  aangehouden mag worden.

**\* Reductie van verankeringslengte**

In doorsneden waarin de spanning in het betonstaal ten gevolge van de rekenwaarde van de belastingen lager is dan de rekenwaarde van de treksterkte mag de verankeringslengte  $l_v$  worden gereduceerd tot:

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v \cdot \frac{l_v}{5} \leq 70mm$$

Waarin  $l_{vr}$  : gereduceerde verankeringslengte  
 $\sigma_{sd}$  : de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn.

**\* Overlappingslengte van betonstaal**

De laslengte  $l_1$  is de lengte waarover staven langs elkaar moeten reiken. Voor deze laslengte mag dezelfde lengte als de verankeringslengte aangehouden worden.

In afwijking van bovenstaande geldt dat voor de laslengte van verdeelwapening ten minste  $25\phi_k$  moet bedragen met een minimum van 200mm.

#### \* Berekening van hoofdwapening

De bepaling van de maatgevende momenten voor het tunnelbak-element levert onderstaande resultaten (zie onderstaande tabel). Er wordt van uitgegaan dat m.b.v. dezelfde wapening de tunnelbakelementen voor zowel de A-15- als de gesloten variant geprefabriceerd worden. Dit houdt in dat aan de hand van beide berekeningen de maatgevende momenten bepaald zijn. Steeds is echter de A-15 constructie-variant maatgevend.

Het is economisch aantrekkelijk om voor de tunnelbakelementen voor de gesloten constructie minder wapening toe te passen. In verhouding tot het totale aantal tunnelbakelementen is maar een gering aantal benodigd voor de gesloten variant; daarom wordt gekozen om alle tunnelbak-elementen uit te voeren op basis van de maatgevende momenten voor de A15-variant.

	$M_{\text{hoek binnen}}$	$M_{\text{hoek buiten}}$	$M_{\text{steun}}$	$M_{\text{veld}}$
Max. hoekmoment A-15	417,5	-84		
Max. hoekmoment Gesloten	212	-28		
Max. steunpuntsmoment A-15			428	
Max. steunpuntsmoment Gesloten			365	
Max. veldmoment A-15				-330
Max. veldmoment Gesloten				-249

Tabel 11.9: Maatgevende momenten

#### Opmerking:

Deze maatgevende momenten zijn bepaald aan de hand van een dikte van het tunnelbakelement van 0,4m. De verdikkingen ter plaatse van de oplegslouven zijn gezien de relatief kleine verschillen in de momenten, niet in de berekening meegenomen.

De berekening m.b.v. het raamwerkprogramma is steeds uitgevoerd per strekkende meter. De elementen worden echter geconstrueerd met een breedte van 2,5m; daarom zal de wapening steeds bepaald worden per element van 2,5m breedte. Voor profilering van de voegconstructie wordt uitgegaan van een benodigde breedte van 200mm. Kortom de berekende hoofdwapening moet ondergebracht worden over een breedte van 2300mm. Door aanbrengen van wapening volgens de bepaalde h.o.h. afstand is de juiste hoeveelheid wapening aanwezig

De berekening van de benodigde wapening is gebaseerd op de GTB Deel 2 Grafieken en tabellen voor beton (gebaseerd op de VBC 1990).

**\* Hoofdwapening t.p.v. de hoek van het tunnelbakelement (aan de binnenzijde)**

Als hoekmoment voor het tunnelbakelement wordt uitgegaan van  $417,5 \text{ kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening in de hoek gedimensioneerd. Dit moment is maatgevend voor de gesloten tunnelvariant en de A15-variant. Aangezien het aantal tunnelbakelementen voor de gesloten tunnelvariant in verhouding tot de A15 variant vele malen minder is, wordt ervan uitgegaan, dat gewerkt wordt met één en hetzelfde tunnelbakelement. Dit houdt in dat ook de tunnelbakelementen voor de gesloten variant gedimensioneerd worden op het maatgevende hoekmoment van de A15-variant.

Per tunnelbakelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{hoek}} = 417,5 \cdot 2,5 = 1043,75 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

Waarin	$M_u$	: rekenwaarde voor het maximale hoekmoment [kNm]
	$f'_b$	: rekenwaarde voor de druksterkte [ $\text{N/mm}^2$ ]
	$b$	: breedte van het tunnelbakelement [m]
	$d$	: nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 500 - 50 - 10 = 440 \text{ mm} = 0,44 \text{ m}$$

Waarin	$h$	: totale hoogte van de betondoorsnede
	$c$	: toegepaste betondekking
	$\phi$	: kenmiddellijn betonstaaf

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1043,75}{33,2 \cdot 0,44^2} = 65,3$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 6,66$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{6,66}{13,18} = 0,505$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 5555 \text{ mm}^2$$

Aangezien dit maximale hoekmoment veroorzaakt wordt door een 'bijzondere' belasting, heeft dus volgens artikel 4.3 van NEN 6720 niet op scheurvorming gecontroleerd te worden. Het is niet noodzakelijk de hoeveelheid wapening te verhogen in verband met scheurwijdte-eisen.

Als uitgangspunt wordt voor de staafafstand een h.o.h. afstand van 100mm of veelvoud daarvan aangehouden.

Toegepast wordt voor hoofdwapening ter plaatse van de hoek:

$$\phi 16-200 + \phi 20-200$$

Dit komt overeen met  $A_{s,toegepast} = 5925\text{mm}^2$

**\* Reductie van hoofdwapening**

In de bijgevoegde grafische weergave van de resulterende momentenlijn zijn de momenten uitgezet per strekkende meter. Aangezien het reduceren van de hoofdwapening grafisch zal gebeuren wordt gerekend aan de hand van deze momentenlijn 'per strekkende meter'.

T.b.v. de hoofdwapening is  $5925\text{mm}^2$  toegepast voor het opnemen van een maximaal moment van  $1043,75\text{kNm}$ , terwijl er eigenlijk maar  $5555\text{mm}^2$  minimaal benodigd was. Dit resulteert ten gevolge van deze extra hoeveelheid wapening tot een groter opneembaar moment.

$$M_{\text{max,opneembaar}} = \frac{A_{s,toegepast}}{A_{s,benodigd}} \cdot M_{\text{max}} = \frac{5925}{5555} \cdot 1043,75 = 1113\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een maximaal opneembaar moment van  $445,3\text{kNm}$ .

**\* Reductie van hoofdwapening tot  $\phi 20-200$**

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 16-200 + \phi 20-200$  tot  $\phi 20-200$ . Een wapening van  $\phi 20-200$  betekent per element (2,3 meter) een wapeningsdoorsnede van  $3613\text{mm}^2$ . Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{\text{opneembaar}} = \frac{A_{s,reductie}}{A_{s,toegepast}} \cdot M_{\text{max,opneembaar}} = \frac{3613}{5925} \cdot 1113 = 679\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van  $295\text{kNm}$ .

De verankeringslengte voor een bovenstaaf  $\phi 16$  bedraagt  $416\text{mm}$ . Gezien het feit dat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s,reductie}}{A_{s,toegepast}} \cdot l_v = \frac{3613}{5925} \cdot 416 = 254\text{mm}$$

- Waarin
- $l_{vr}$  : gereduceerde verankeringslengte
  - $\sigma_{sd}$  : de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn.
  - $A_{s,reductie}$  : de gereduceerde hoeveelheid wapening [ $\text{mm}^2$ ]
  - $A_{s,toegepast}$  : de toegepaste hoeveelheid hoofdwapening [ $\text{mm}^2$ ]

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{vr}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betondoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een gemiddelde genomen van  $390\text{mm}$  omdat de wand van het tunnelbakelement in dikte verloopt.



$$\text{afstand} = l_{vr} + d = 254 + 390 = 644\text{mm}$$

Zie voor reductie van wapening bijgevoegde figuur nr 11.1. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de gekromde opstaande wand van de tunnelbak volgt.

**\* Reductie van hoofdwapening tot  $\phi 16-200$**

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 16-200 + \phi 20-200$  tot  $\phi 16-200$ . Een wapening van  $\phi 16-200$  betekent per element (2,3 meter) een wapeningsdoorsnede van  $2312\text{mm}^2$ . Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{opneembaar} = \frac{A_{s,reductie}}{A_{s,toegepast}} \cdot M_{\max,opneembaar} = \frac{2312}{5925} \cdot 1113 = 434\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van 189kNm.

De verankeringslengte voor een bovenstaaf  $\phi 20$  bedraagt 568mm. Omdat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s,reductie}}{A_{s,toegepast}} \cdot l_v = \frac{2312}{5925} \cdot 568 = 222\text{mm}$$

- Waarin  $l_{vr}$  : gereduceerde verankeringslengte  
 $\sigma_{sd}$  : de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn.  
 $A_{s,reductie}$  : de gereduceerde hoeveelheid wapening [ $\text{mm}^2$ ]  
 $A_{s,toegepast}$  : de toegepaste hoeveelheid hoofdwapening [ $\text{mm}^2$ ]

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{vr}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betondoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een gemiddelde genomen van 390mm omdat de wand van het tunnelbakelement in dikte verloopt.

$$\text{afstand} = l_{vr} + d = 222 + 390 = 612\text{mm}$$

Zie voor reductie van de wapening figuur nr 11.1. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de gekromde opstaande wand van de tunnelbak volgt.

Uit de grafische bepaling waar men wapening mag reduceren, blijkt dat het voorkeur verdient om de wapening te reduceren tot  $\phi 20-200$ . (Zie onderstaande tabel).

Reduceren tot:	reductie staaf lengte	massa per staaf	besparing per element
$\phi 20-200$	1,08m/staaf $\phi 16$	1,578 kg/m	2x39 kg
$\phi 16-200$	0,53m/staaf $\phi 20$	2,466 kg/m	2x30 kg

Tabel 11.10: Wapeningsreductie

Deze wapening voldoet tevens aan het minimaal benodigde wapeningpercentage. Voor het uittekenen van de wapening zal in het vervolg van een reductie tot  $\phi 20-200$  worden uitgegaan.

Voor de reductie van de hoofdwapening in de constructievloer is wederom uitgegaan van bovenstaande gegevens. Echter de hoofdwapening in de constructievloer wordt gereduceerd tot  $\phi 20-200$  omdat deze keuze ook afhangt van de reductie van de hoofdwapening nabij het middensteunpunt. De hoofdwapening  $\phi 20-100$  wordt daar gereduceerd tot  $\phi 20-200$ . De gereduceerde hoofdwapening kan over de gehele lengte van de constructievloer doorlopen.

Zie voor reductie van hoofdwapening in de constructievloer figuur nr 11.2. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de constructievloer van de tunnelbak volgt gerekend vanuit het hart van het middensteunpunt.

# Momentenlijn Mmax

A-15 variant (dikte 0,4m)

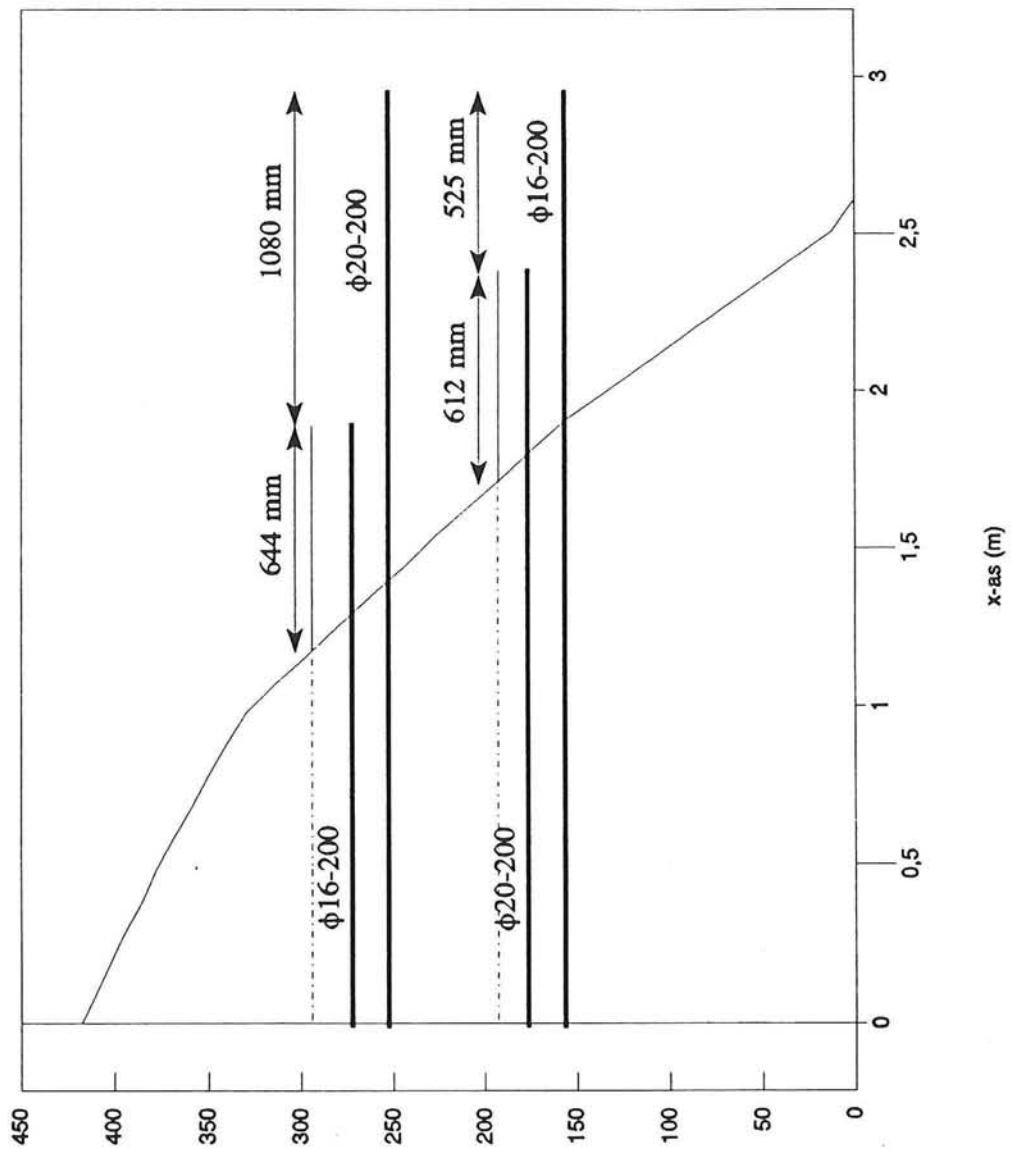


Fig 11.1: Reductie van de hoofdwapening in de opstaande wand

# Momentenlijn Mmax

A-15 variant (dikte 0,4m)

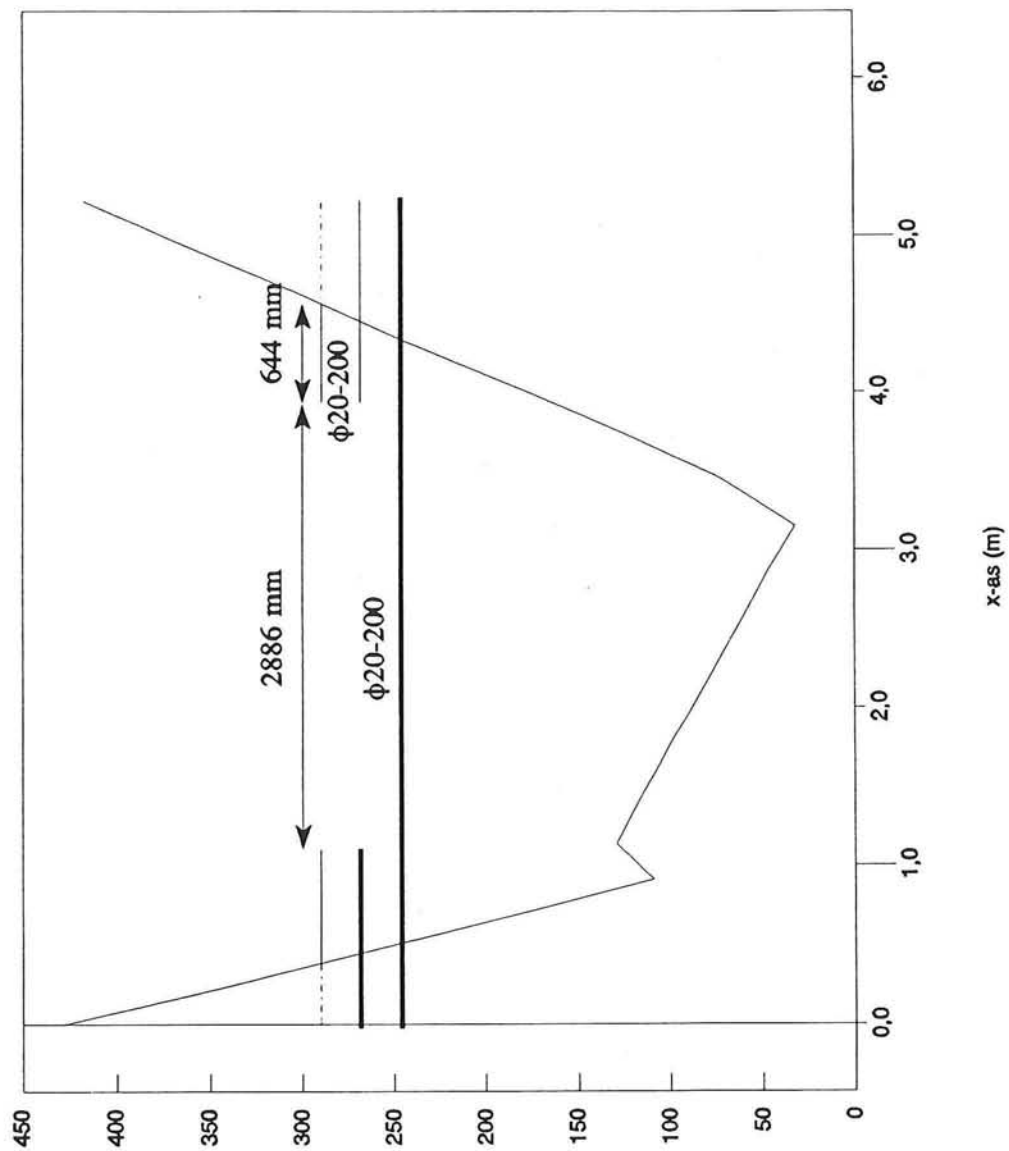


Fig 11.2: Reductie van hoofdwapening in de constructievloer

**\* Hoofdwapening t.p.v. hoek van het tunnelbakelement (aan de buitenzijde)**

Als hoekmoment voor het tunnelbakelement wordt uitgegaan van  $84\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening in de hoek aan de buitenzijde gedimensioneerd. Dit moment is maatgevend voor de gesloten tunnelvariant en de A15-variant.

Per tunnelbakelement moet een moment opgenomen worden van:

$$M_{\text{hoek}} = 84 \cdot 2,5 = 210\text{kNm}$$

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 500 - 50 - 10 = 440\text{mm} = 0,44\text{m}$$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{210}{33,2 \cdot 5,0 \cdot 0,44^2} = 13,2$$

Na opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) blijkt dit buiten het bereik van de tabel te vallen

De minimaal benodigde wapening wordt bepaald aan de hand van  $\omega_{\min}$ :

$$A_s = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 2640\text{mm}^2$$

$\omega_{\min} = 0,24\%$

Uit scheurwijdte-overwegingen wordt deze minimaal benodigde wapening verhoogd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 3168\text{mm}^2$$

Als uitgangspunt wordt voor de staafafstand een h.o.h. afstand van 100mm of veelvoud daarvan aangehouden. Toegepast wordt voor hoofdwapening aan de buitenzijde ter plaatse van de hoek:

$$\phi 12-200 + \phi 16-200$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegepast}} = 3611\text{mm}^2$

**\* Reductie van hoofdwapening**

In de bijgevoegde grafische weergave van de resulterende momentenlijn zijn de momenten uitgezet per strekkende meter. Aangezien het reduceren van de hoofdwapening grafisch zal gebeuren, wordt gerekend aan de hand van deze momentenlijn 'per strekkende meter'.

T.b.v. de hoofdwapening is  $3611\text{mm}^2$  toegepast voor het opnemen van een maximaal moment van  $210\text{kNm}$ , terwijl er eigenlijk maar  $2640\text{mm}^2$  minimaal benodigd was. Dit resulteert ten gevolge van de extra hoeveelheid wapening tot een groter opneembaar moment.

$$M_{\text{max,opneembaar}} = \frac{A_{s,\text{toegepast}}}{A_{s,\text{benodigd}}} \cdot M_{\text{max}} = \frac{3611}{2640} \cdot 210 = 287\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een maximaal opneembaar moment van  $125\text{kNm}$ .

### \* Reductie van hoofdwapening tot $\phi 16-200$

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 12-200 + \phi 16-200$  tot  $\phi 16-200$ . Een wapening van  $\phi 16-200$  betekent per element (2,3 meter) een wapeningsdoorsnede van  $2311\text{mm}^2$ . Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{\text{opneembaar}} = \frac{A_{s,\text{reductie}}}{A_{s,\text{toegepast}}} \cdot M_{\text{max,opneembaar}} = \frac{2311}{3611} \cdot 287 = 184\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van  $80\text{kNm}$ .

De verankeringslengte voor een staaf  $\phi 12$  bedraagt  $218\text{mm}$ . Omdat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{\text{vr}} = \frac{\sigma_{\text{sd}}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s,\text{reductie}}}{A_{s,\text{toegepast}}} \cdot l_v = \frac{2311}{3611} \cdot 218 = 139\text{mm}$$

Waarin	$l_{\text{vr}}$	: gereduceerde verankeringslengte [mm]
	$\sigma_{\text{sd}}$	: de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn.
	$A_{s,\text{reductie}}$	: de gereduceerde hoeveelheid wapening [ $\text{mm}^2$ ]
	$A_{s,\text{toegepast}}$	: de toegepaste hoeveelheid hoofdwapening [ $\text{mm}^2$ ]

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{\text{vr}}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betonddoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een gemiddelde genomen van  $390\text{mm}$  omdat de wand van het tunnelbakelement in dikte verloopt.

$$\text{afstand} = l_{\text{vr}} + d = 139 + 390 = 529\text{mm}$$

Zie voor reductie van wapening bijgevoegde figuur nr 3. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de gekromde opstaande wand van de tunnelbak volgt.

### \* Reductie van hoofdwapening tot $\phi 12-200$

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 12-200 + \phi 16-200$  tot  $\phi 12-200$ . Een wapening van  $\phi 12-200$  betekent per element (2,3 meter) een wapeningsdoorsnede van  $1300\text{mm}^2$ . Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{\text{opneembaar}} = \frac{A_{s,\text{reductie}}}{A_{s,\text{toegepast}}} \cdot M_{\text{max,opneembaar}} = \frac{1300}{3611} \cdot 287 = 103\text{kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van  $45\text{kNm}$ .

De verankeringslengte voor een staaf  $\phi 16$  bedraagt  $333\text{mm}$ . Gezien het feit dat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s, \text{reductie}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot l_v = \frac{1300}{3611} \cdot 333 = 120 \text{ mm}$$

Waarin  $l_{vr}$  : gereduceerde verankeringslengte [mm]  
 $\sigma_{sd}$  : de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtnaam van de verschuiving van de momentenlijn.  
 $A_{s, \text{reductie}}$  : de gereduceerde hoeveelheid wapening [mm<sup>2</sup>]  
 $A_{s, \text{toegepast}}$  : de toegepaste hoeveelheid hoofdwapening [mm<sup>2</sup>]

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{vr}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betondoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een gemiddelde genomen van 390mm omdat de wand van het tunnelbakelement in dikte verloopt.

$$\text{afstand} = l_{vr} + d = 120 + 390 = 510 \text{ mm}$$

Zie voor reductie van wapening bijgevoegde figuur nr 11.3. Op de horizontale as van deze figuur staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de gekromde opstaande wand van de tunnelbak volgt.

Uit de grafische bepaling waar men wapening mag reduceren, blijkt dat het voorkeur verdient om de wapening te reduceren tot  $\phi 12-200$ . (Zie onderstaande tabel).

Reduceren tot:	reductie staaflengte	massa per staaf	besparing per element
$\phi 16-200$	2,27m/staaf $\phi 12$	0,888 kg/m	2x46 kg
$\phi 12-200$	1,78m/staaf $\phi 16$	1,578 kg/m	2x65 kg

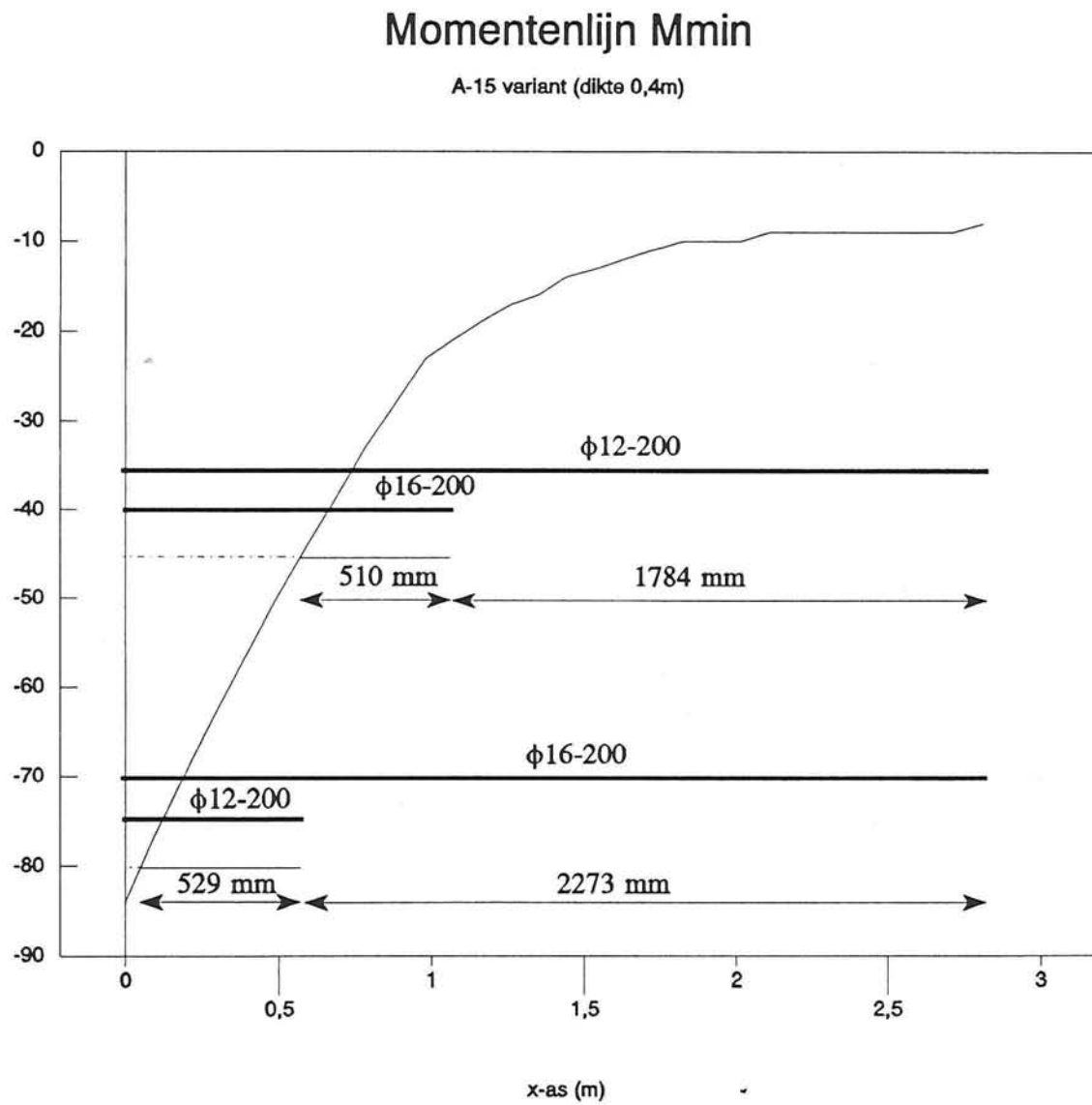
Tabel 11.11: Wapeningsreductie

Deze voorkeurswapening voldoet echter niet aan het gestelde minimumwapeningspercentage

$\omega_{\min}$ .

Voor het uittekenen van de wapening zal in het vervolg van een reductie tot  $\phi 16-200$  worden uitgegaan.

Fig 1.1.3: Reductie van hoofdwapening in opstaande wand





**\* Controle op scheurvorming (hoekmoment buitenzijde)**

Op grond van artikel 8.7.1 van NEN 6720 gaan we uit van toetsingscriterium a. Dit houdt in dat uitgegaan wordt van het feit dat de (buig)trekspanningen  $\sigma_b$  in de ongescheurd veronderstelde betondoorsnede t.g.v. incidentele belastingcombinatie groter zijn dan de gemiddelde treksterkte  $f_{bm}$ . In dat geval moet worden uitgegaan van een volledig ontwikkeld scheurenpatroon.

De toetsing is op onderstaande wijze uitgevoerd volgens artikel 8.7.2 NEN 6720.

Voldaan moet worden aan één van de twee onderstaande voorwaarden:

1. de gemiddelde kenmiddellijn  $\phi_{km}$  van de betonstaalstaven in de beschouwde (buig-)trekzone moet voldoen aan:

$$\phi_{km} \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s}$$

Waarin  $\phi_{km}$  : gemiddelde kenmiddellijn van betonstaalstaaf [mm]  
 $k_1$  : factor volgens onderstaande tabel  
 $\xi$  : aanhechtingsfactor geribd staal 1,0  
 $\sigma_s$  : de grootste berekende spanning in het betonstaal [N/mm<sup>2</sup>]

2. de staafafstand  $s$  van de betonstaalstaven in de beschouwde (buig-)trekzone moet voldoen aan:

$$s \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right)$$

Waarin  $s$  : staafafstand van betonstaalstaven [mm]  
 $k_2$  : factor volgens onderstaande tabel  
 $\xi$  : aanhechtingsfactor geribd staal 1,0  
 $\sigma_s$  : de grootste berekende spanning in het betonstaal [N/mm<sup>2</sup>]

Milieuklasse	$k_1$	$k_2$
2	3750	750
5	2500	500

Tabel 11.12: Waarden van  $k_1$  en  $k_2$

De gemiddelde kenmiddellijn [mm] wordt bepaald volgens de formule:

$$\phi_{km} = \frac{\sum \phi_k}{n}$$

Waarin  $\phi_k$  : kenmiddellijn van de betonstaalstaaf [mm]  
 $n$  : aantal betonstaalstaven

De grootste berekende spanning in het staal kan berekend worden met onderstaande formule:

$$\sigma_s = \frac{M_{rep}}{M_u} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}}$$

Waarin	$M_{rep}$	buigend moment in bruikbaarheidstoestand [kNm]
	$M_u$	uiterst opneembaar buigend moment [kNm]
	$f_s$	rekenwaarde van de treksterkte van betonstaal [N/mm <sup>2</sup> ]
	$A_{s,benod}$	benodigde hoeveelheid wapening [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{s,toegep}$	toegepaste hoeveelheid wapening [mm <sup>2</sup> ]
	$\gamma$	belastingfactor

Voorts gelden de volgende aanvullende bepalingen:

3. indien de betondekking groter is dan  $c_{min}$ , mag de kenmiddellijn  $\phi_{km}$  (bepaald volgens voorwaarde 1) worden vermenigvuldigd met:

$$k_c = \frac{c}{c_{min}} \cdot 2$$

Waarin	$c$	: aanwezige dekking op de buitenste wapening
	$c_{min}$	: voorgeschreven minimale dekking

4. indien de betondekking groter is dan  $c_{min}$ , mag de staafafstand  $s$  (bepaald volgens voorwaarde 2) worden vermenigvuldigd met:

$$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{min}}} \cdot \sqrt{2}$$

Waarin	$c$	: aanwezige dekking op de buitenste wapening
	$c_{min}$	: voorgeschreven minimale dekking

#### \* Scheurwijdtecontrole hoekmoment buitenzijde

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Allereerst is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de aanvullende bepalingen.

Bepaling van gemiddelde kenmiddellijn:

$$\phi_{km} = \frac{\sum \phi_k}{n} = \frac{12+16}{2} = 14$$

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s,benod}}{A_{s,toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{2640}{3611} = 212 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde 1:

$$\phi_{km} = 14 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{212} = 11,8$$

Dit voldoet niet!!

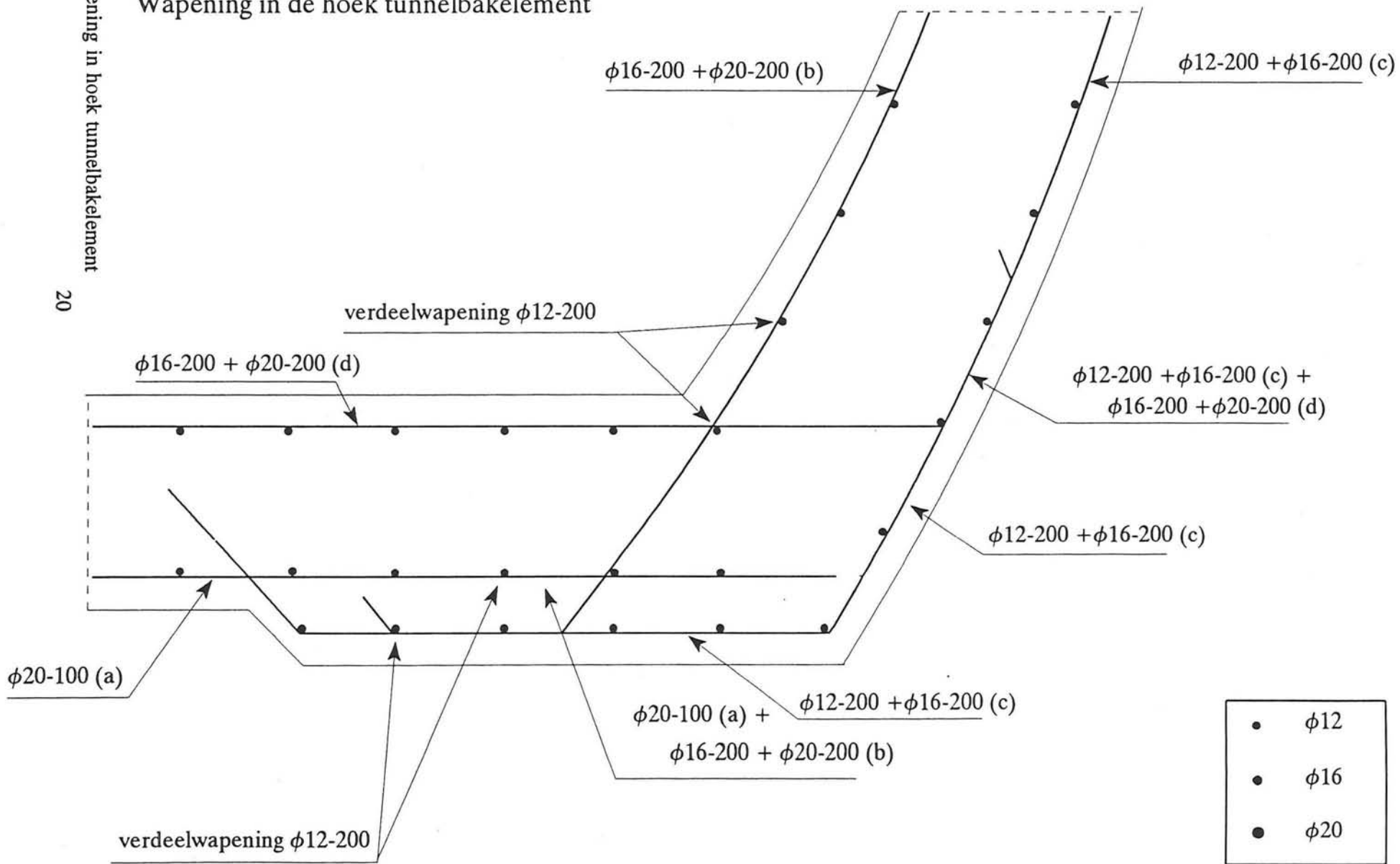
Controle aan de hand van voorwaarde 2

$$s=100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{212} - 1,3 \right) = 106$$

Dit voldoet; er hoeven geen aanvullende bepalingen toegepast te worden.

Figuur 11.4: Wapening in hoek tunnelbakelement

### Wapening in de hoek tunnelbakelement



**\* Hoofdwapening t.p.v. middensteunpunt van het tunnelbakelement**

Als steunpuntsmoment voor het tunnelbakelement wordt uitgegaan van  $428\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening ter plaatse van het middensteunpunt gedimensioneerd. Dit moment is evenals bij de bepaling van het maximale hoekmoment maatgevend voor de gesloten tunnelvariant en de A15-variant.

Per tunnelbakelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{steun}} = 428 \cdot 2,5 = 1070\text{kNm}$$

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 500 - 50 - 10 = 440\text{mm} = 0,44\text{m}$$

Waarin h : totale hoogte van de betondoorsnede  
c : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1070}{33,2 \cdot 5,0 \cdot 0,44^2} = 67$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 6,95$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{6,95}{13,18} = 0,527$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 5797\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdtebeperkingsoverwegingen wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 6956\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening ter plaatse van het middensteunpunt:

$$\phi 20-100$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 7227\text{mm}^2$

**\* Reductie van hoofdwapening**

In de figuur 11.5 zijn de momenten uitgezet per strekkende meter. Aangezien het reduceren van de hoofdwapening grafisch zal gebeuren wordt gerekend aan de hand van deze momentenlijn 'per strekkende meter'.

T.b.v. de hoofdwapening is  $7227\text{mm}^2$  toegepast voor het opnemen van een maximaal moment van  $1070\text{kNm}$ , terwijl er eigenlijk maar  $5797\text{mm}^2$  minimaal benodigd was. Dit resulteert ten

gevolge van deze extra hoeveelheid wapening tot een groter opneembaar moment:

$$M_{\max, \text{opneembaar}} = \frac{A_{s, \text{toegepast}}}{A_{s, \text{benodigd}}} \cdot M_{\max} = \frac{7227}{5797} \cdot 1070 = 1334 \text{ kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een maximaal opneembaar moment van 580kNm.

**\* Reductie van hoofdwapening tot  $\phi 20-200$**

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 20-100$  tot  $\phi 20-200$ . Een wapening van  $\phi 20-200$  betekent per element (2,3m) een wapeningsdoorsnede van  $3613 \text{ mm}^2$ . Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{\text{opneembaar}} = \frac{A_{s, \text{reductie}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot M_{\max, \text{opneembaar}} = \frac{3613}{7227} \cdot 1334 = 667 \text{ kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van 290kNm.

De verankeringslengte voor een bovenstaaf  $\phi 20$  bedraagt 568mm. Omdat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s, \text{reductie}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot l_v = \frac{3613}{7227} \cdot 568 = 284 \text{ mm}$$

- Waarin
- $l_{vr}$  : gereduceerde verankeringslengte [mm]
  - $\sigma_{sd}$  : de spanning in het betonstaal t.g.v. de rekenwaarde met inachtneming van de verschuiving van de momentenlijn.
  - $A_{s, \text{reductie}}$  : de gereduceerde hoeveelheid wapening [ $\text{mm}^2$ ]
  - $A_{s, \text{toegepast}}$  : de toegepaste hoeveelheid hoofdwapening [ $\text{mm}^2$ ]

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{vr}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betondoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een waarde van 440mm genomen (dikte van de constructievloer t.p.v. het steunpuntsmoment 0,5m).

$$\text{afstand} = l_{vr} + d = 284 + 440 = 724 \text{ mm}$$

Zie voor reductie van wapening figuur nr 11.5. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de constructievloer volgt, gerekend vanuit het hart van het middensteunpunt naar het rechter oplegpunt.

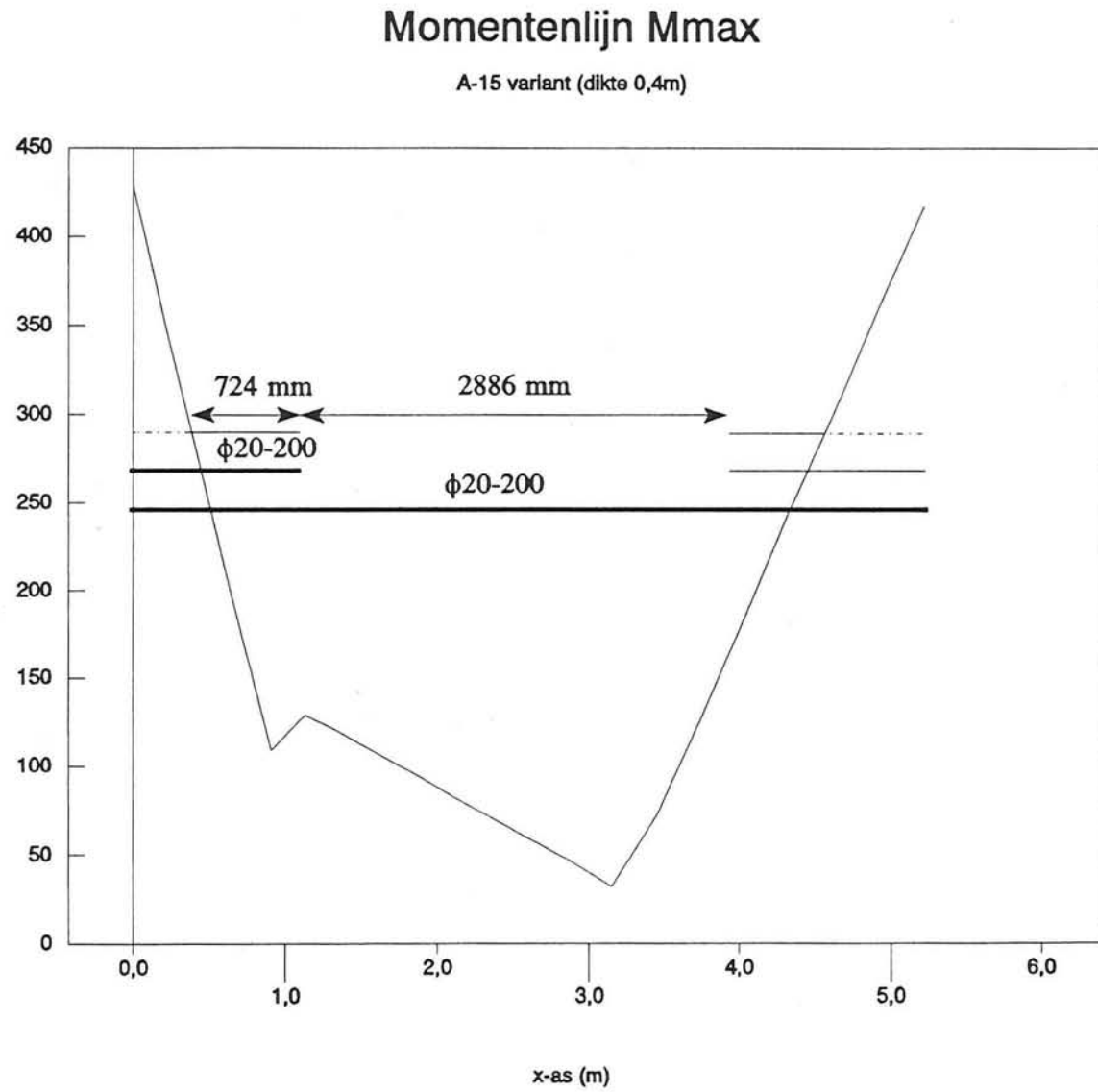
Uit de grafische bepaling volgt de plaats, waar men wapening mag reduceren tot  $\phi 20-200$ .

Reduceren tot:	reductie staaf lengte	massa per staaf	besparing per element
$\phi 20-200$	2,89m/staaf $\phi 20$	2,466 kg/m	2x164 kg

Tabel 11.13: Wapeningsreductie

Bovenstaande reductie van de hoofdwapening voldoet tevens aan de minimaal benodigde wapening en mag dus toegepast worden.

Fig 1.1.5: Reductie van hoofdwapening in de constructievloer



Voor het uittekenen van de wapening is in het vervolg van een reductie tot  $\phi 20-200$  uitgegaan.

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Allereerst is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2) Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{5797}{7227} = 232 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 20 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{232} = 10,8$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{232} - 1,3 \right) = 86$$

Dit voldoet ook niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.3:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{50}{35} = 1,43 > 2$$

$$\phi_{km} = 20 \leq k_c \cdot \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = 1,43 \cdot \frac{2500 \cdot 1,0}{232} = 15,4$$

Voldoet nog steeds niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.4:

$$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}} = \sqrt{\frac{50}{35}} = 1,20 > \sqrt{2}$$

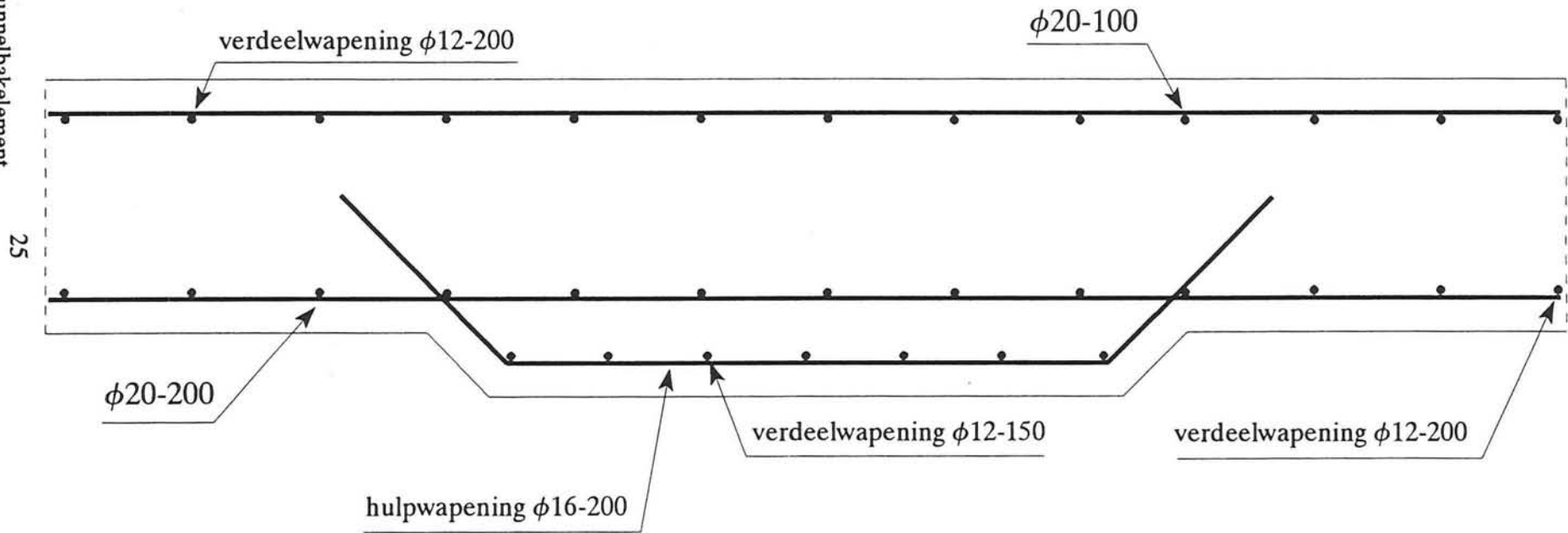
$$s = 100 \leq 100 \cdot k_c \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \cdot 1,20 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{232} - 1,3 \right) = 103 \text{ mm}$$

Deze voldoet wel!!



Figuur 11.6: Wapening hoek tunnelbakelement

### Hoofdwapening middensteunpunt tunnelbak-element



- |   |           |
|---|-----------|
| • | $\phi 12$ |
| • | $\phi 16$ |
| • | $\phi 20$ |

**\* Hoofdwapening t.b.v. veldmoment in het tunnelbakelement**

Als maximale veldmoment voor het tunnelbakelement wordt uitgegaan van  $330\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening ter plaatse van optreden van het maximale veldmoment gedimensioneerd. Dit moment is evenals bij de bepaling van het maximale hoekmoment maatgevend voor de gesloten tunnelvariant en de A15-variant.

Per tunnelbakelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{veld}} = 330 \cdot 2,5 = 825\text{kNm}$$

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 400 - 50 - 10 = 340\text{mm} = 0,34\text{m}$$

Waarin h : totale hoogte van de betondoorsnede  
c : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{825}{33 \cdot 2,5 \cdot 0,34^2} = 86,5$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 9,08$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{9,08}{13,18} = 0,689$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 5854\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 7025\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening ter plaatse van het veld:

$$\phi 20-100$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 7227\text{mm}^2$

**\* Reductie van hoofdwapening**

In figuur 11.7 zijn de momenten uitgezet per strekkende meter. Aangezien het reduceren van de hoofdwapening grafisch zal gebeuren wordt gerekend aan de hand van deze momentenlijn 'per strekkende meter'.

T.b.v. de hoofdwapening is  $7227\text{mm}^2$  toegepast voor het opnemen van een maximaal moment

van 825kNm, terwijl er eigenlijk maar 5854mm<sup>2</sup> minimaal benodigd was. Dit resulteert ten gevolge van de extra hoeveelheid wapening tot een groter opneembaar moment.

$$M_{\max, \text{opneembaar}} = \frac{A_{s, \text{toegepast}}}{A_{s, \text{benodigd}}} \cdot M_{\max} = \frac{7227}{5854} \cdot 825 = 1019 \text{ kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een maximaal opneembaar moment van 443kNm.

**\* Reductie van hoofdwapening tot  $\phi 20-200$**

De wapening wordt gereduceerd van  $\phi 20-100$  tot  $\phi 20-200$ . Een wapening van  $\phi 20-200$  betekent per element (2,3m) een wapeningsdoorsnede van 3613mm<sup>2</sup>. Deze wapening kan een maximaal moment opnemen van:

$$M_{\text{opneembaar}} = \frac{A_{s, \text{reductie}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot M_{\max, \text{opneembaar}} = \frac{3613}{7227} \cdot 1019 = 509 \text{ kNm}$$

Per strekkende meter betekent dit een moment van 221kNm.

De verankeringslengte voor een staaf  $\phi 20$  bedraagt 454mm. Omdat ter plaatse van de reductie van hoofdwapening extra wapening aanwezig is, is de staalspanning lager. Deze lagere staalspanning zorgt ervoor dat ook de verankeringslengte gereduceerd mag worden.

$$l_{vr} = \frac{\sigma_{sd}}{f_s} \cdot l_v = \frac{A_{s, \text{reductie}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot l_v = \frac{3613}{7227} \cdot 454 = 227 \text{ mm}$$

Door deze gereduceerde verankeringslengte  $l_{vr}$  plus de verschuiving van de momentenlijn over een afstand  $d$  (nuttige hoogte van betondoorsnede) uit te zetten in de resulterende momentenlijn kan de plaats gevonden worden waar de wapening gereduceerd mag worden. Voor  $d$  wordt een waarde van 340mm genomen (dikte van de constructievloer t.p.v. het veldmoment 0,4m).

$$\text{afstand} = l_{vr} + d = 227 + 340 = 567 \text{ mm}$$

Zie voor reductie van wapening bijgevoegde figuur nr 11.7. Op de horizontale as staat de afstand uitgezet welke de hoofdas van de constructievloer volgt, gerekend vanuit het hart van het middensteunpunt naar het rechteroplegpunt.

Uit de grafische bepaling volgt de plaats, waar men wapening mag reduceren tot  $\phi 20-200$ .

Reduceren tot:	reductie staaf lengte	massa per staaf	besparing per element
$\phi 20-200$	1,33m/staaf $\phi 20$	2,466 kg/m	2x75 kg

Tabel 11.14: Wapeningsreductie

Voor het uittekenen van de wapening zal in het vervolg van een reductie tot  $\phi 20-200$  worden uitgegaan.

# Momentenlijn Mmin

A-15 variant (dikte 0,4m)

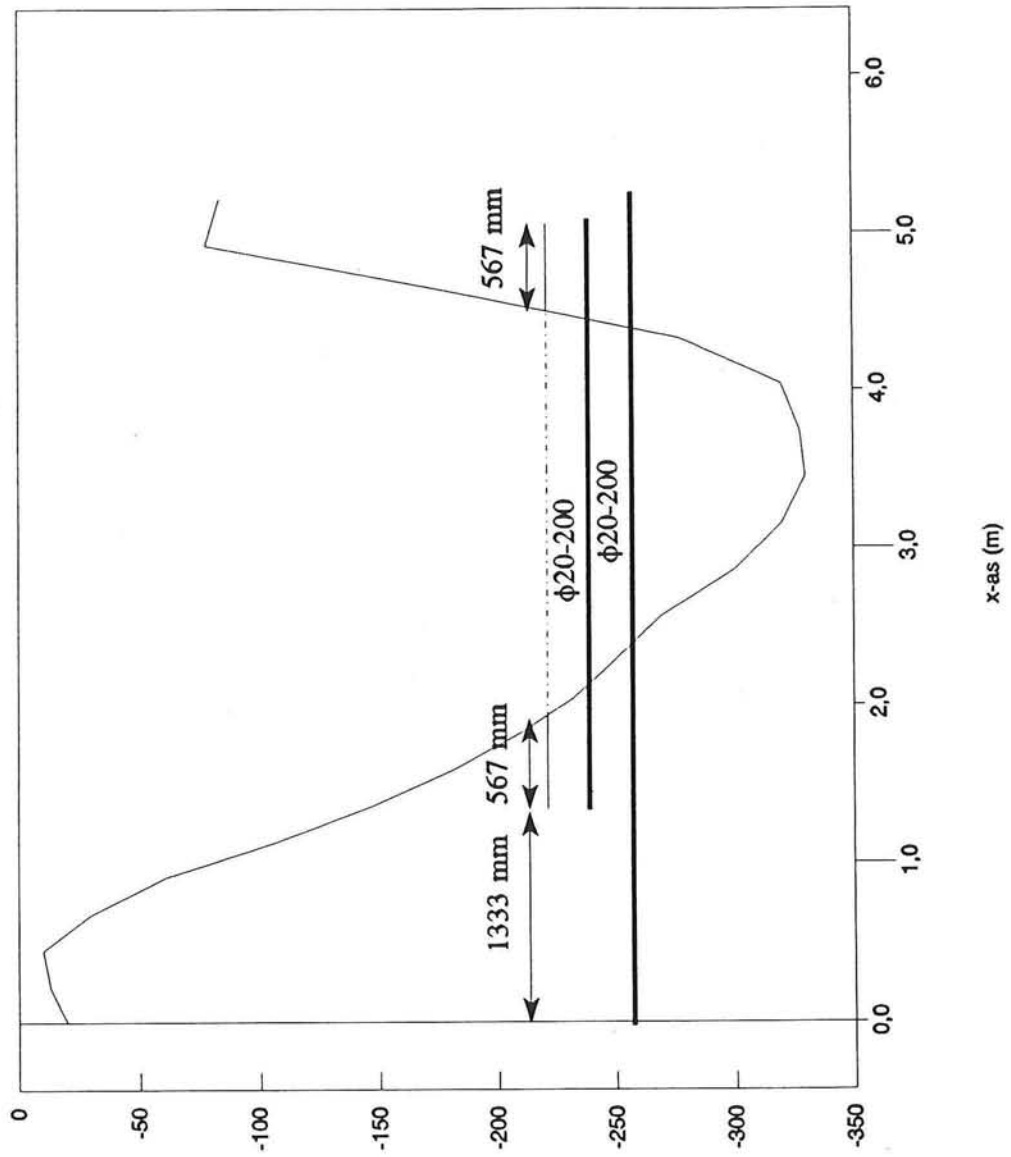


Fig 11.7: Reductie van de veldwapening in de constructievloer

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Allereerst is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2) Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, \text{benod}}}{A_{s, \text{toegesp}}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{5854}{7227} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 20 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{235} = 10,6$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{235} - 1,3 \right) = 83$$

Dit voldoet ook niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.3:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{50}{35} = 1,43 > 2$$

$$\phi_{km} = 20 \leq k_c \cdot \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = 1,43 \cdot \frac{2500 \cdot 1,0}{235} = 15,2$$

Voldoet nog steeds niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.4:

$$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}} = \sqrt{\frac{50}{35}} = 1,20 > \sqrt{2}$$

$$s = 100 \leq k_c \cdot 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 1,20 \cdot 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{235} - 1,3 \right) = 100 \text{ mm}$$

Deze voldoet wel!!

**\* Samenvatting hoofdwapening tunnelbakelement**

In onderstaande tabel wordt een overzicht gegeven van de benodigde hoofdwapening.

	$A_{s,benodigd}$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Toegepast
hoofdwapening hoek binnenzijde	5555 mm <sup>2</sup>	5925 mm <sup>2</sup>	φ16-200 φ20-200
hoofdwapening hoek buitenzijde	2640 mm <sup>2</sup>	3611 mm <sup>2</sup>	φ12-200 φ16-200
hoofdwapening middensteunpunt	5797 mm <sup>2</sup>	7227 mm <sup>2</sup>	φ20-100
hoofdwapening veld	5854 mm <sup>2</sup>	7227 mm <sup>2</sup>	φ20-100

Tabel 11.15: Overzicht hoofdwapening

**\* Verdeelwapening**

De hoeveelheid verdeelwapening wordt bepaald middels onderstaande formule. De benodigde hoeveelheid wordt uitgedrukt in procenten van de voor sterkte vereiste hoofdwapening.

$$A_{s,verdeel} = 20 \cdot \frac{f_{sh}}{f_{sv}} \cdot \frac{A_{s,ben}}{100}$$

Waarin  $f_{sh}$  : rekenwaarde van de treksterkte van de hoofdwapening  
 $f_{sv}$  : rekenwaarde van de treksterkte van de verdeelwapening  
 $A_{s,ben}$  : benodigde hoofdwapening [mm<sup>2</sup>]

Aangezien de treksterkte van zowel de hoofdwapening als de verdeelwapening aan elkaar gelijk zijn, resulteert dit in een benodigd percentage voor de verdeelwapening van 20%.

Deze hoeveelheden zijn in onderstaande tabel weergegeven:

	$A_{s,benodigd}$	$A_{s,verdeel}$	Toegepast
hoofdwapening hoek hoofdwapening	5555 mm <sup>2</sup>	1111 mm <sup>2</sup>	φ12-200
middensteunpunt	5797 mm <sup>2</sup>	1159 mm <sup>2</sup>	φ12-200
hoofdwapening veld	5854 mm <sup>2</sup>	1170 mm <sup>2</sup>	φ12-200

Tabel 11.16: Overzicht verdeelwapening

**Opmerking:**

De berekende hoeveelheid wapening is gebaseerd op de wapening per element van 2,5m. Zo ook wordt de hoeveelheid benodigde verdeelwapening bepaald per element. Deze wapening is dus niet direct terug te vinden in de tabellen van de GTB 1990. De benodigde hoeveelheid wapening is berekend per 2,3m, omdat de ruimte benodigd voor de voegconstructie hierbij niet bruikbaar is voor het leggen van wapening.

Door te kiezen voor φ12-200 i.p.v. φ16-250 kan een aanzienlijke besparing op de hoeveelheid verdeelwapening bereikt worden. Op die manier kan ruim 40% aan verdeelwapening bespaard worden.

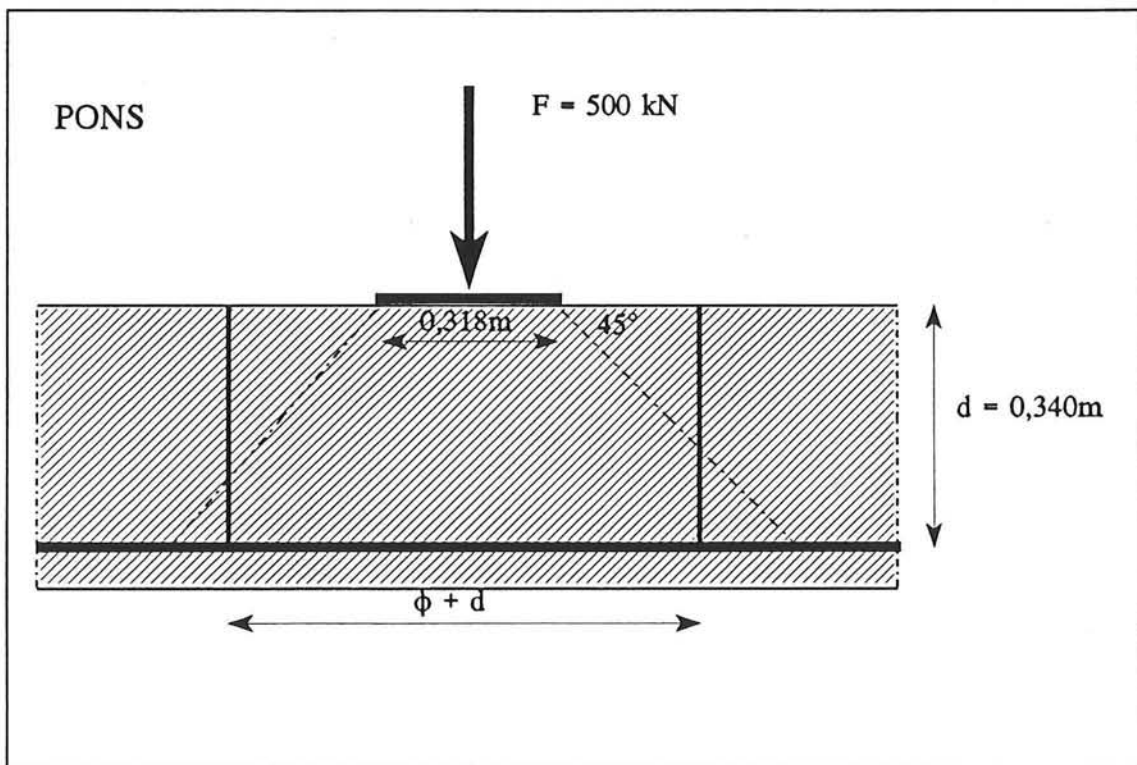
**\* Controle pons**

Als 'bijzondere' belasting is een zijdelingse puntlast van 500kN ingevoerd. Deze puntlast grijpt aan op een hoogte van 1,80m<sup>+</sup>, loodrecht op het spoor. De puntlast werkt op een oppervlak van 0,25x0,25 m<sup>2</sup> op de wand van de tunnelbak.

De geconcentreerde puntlast, werkend op de wand van de tunnelbak, moet op pons gecontroleerd worden. Indien het lastvlak, waarvan de lengte kleiner is dan driemaal de breedte ( $a_{\text{lengte}} \leq 3a_{\text{breedte}}$ ) moet voldaan worden aan de volgende voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

Waarin  $\tau_d$  : rekenwaarde van de schuifspanning [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\tau_u = \tau_1 + \tau_s \neq \tau_2$ ;  
 $\tau_1$  : uiterst opneembare schuifspanning (zonder ponswapening)  
 $\tau_s$  : door de ponswapening opneembare schuifspanning  
 $\tau_2 = 0,15f_b \neq 5,0 \text{ N/mm}^2$   
 $= 0,15 \cdot 33 = 4,95 \neq 5,0 \text{ N/mm}^2$



Figuur 11.8: Belastingsschema pons

De rekenwaarde van de grootste schuifspanning  $\tau_d$  moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{\alpha_e \cdot F_d}{p \cdot d}$$

Waarin  $F_d$  : rekenwaarde van de ponskracht [N]  
 $\alpha_e$  : excentriciteitsfactor 1,0

p : snede-omtrek [mm]  
d : nuttige hoogte van de betondoorsnede [mm]

Een vierkant lastvlak met afmetingen  $a_1$  en  $a_2$  moet vervangen worden door een cirkelvormig lastvlak met een middellijn:

$$a = \frac{2}{\pi}(a_1 + a_2) = \frac{2}{\pi}(250 + 250) = 318 \text{ mm}$$

Waarin a : middellijn van een cirkelvormig lastvlak

De snede-omtrek bedraagt dan:  $p = \pi(a + d) = \pi(318 + 340) = 2067 \text{ mm}^2$

Invullen van alle gegevens in de formule, geeft de rekenwaarde van de schuifspanning:

$$\tau_d = \frac{\alpha_e \cdot F_d}{p \cdot d} = \frac{1,0 \cdot 500.000}{2067 \cdot 340} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

De uiterst opneembare schuifspanning wordt bepaald m.b.v. onderstaande formule:

$$\tau_1 = f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} \leq 0,8 \cdot f_b$$

Waarin  $f_b$  : rekenwaarde voor de treksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $k_d$  : schaalfactor  
 $\omega_0$  : wapeningspercentage

De schaalfactor wordt als volgt bepaald:  $k_d = 1,5 - 0,6d = 1,5 - 0,6 \cdot 0,34 = 1,296 \leq 1,0$

Het wapeningspercentage in de buigtrekzone:

$$\omega_0 = \frac{A_{s, \text{toegep}}}{A_b} \cdot 100 = \frac{3611}{2500 \cdot 340} \cdot 100 = 0,43$$

Invullen van bovenstaande gegevens levert voor de uiterst opneembare schuifspanning:

$$\tau_1 = f_b \cdot k_d \cdot \sqrt[3]{\omega_0} = 1,90 \cdot 1,296 \cdot \sqrt[3]{0,43} = 1,86 \text{ N/mm}^2 \leq 0,8 \cdot f_b = 0,8 \cdot 1,90 = 1,52 \text{ N/mm}^2$$

Zonder eventuele ponswapening wordt voldaan aan de eis:

$$\tau_d \leq \tau_u$$



**\* Controle op dwarskracht**

Uit de definitieve uitvoer van de berekeningen zijn de maatgevende dwarskrachten gesubstitueerd. Deze waarden zijn berekend per strekkende meter, aangezien de berekening ook uitgevoerd is per strekkende meter. Deze zijn in onderstaande tabel weergegeven.

	dikte beton	staafnr.	Normaalkracht	Dwarskracht
A-15 variant	0,4m (d=0,34m)	5	0 kN	350 kN
	0,5m (d=0,44m)	5	0 kN	358 kN
Gesloten tunnelvariant	0,4m (d=0,34m)	4	59 kN (druk)	351 kN
	0,5m (d=0,44m)	6	59 kN (druk)	352 kN

Tabel 11.17: Maatgevende dwarskrachten

Bij op dwarskracht belaste liggers en platen moet in iedere doorsnede vanaf de dag van de oplegging worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

Waarin  $\tau_d$  : rekenwaarde van de schuifspanning [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\tau_u = \tau_1 + \tau_s + \tau_2$ ;  
 $\tau_1$  : uiterst opneembare schuifspanning (zonder dwarskrachtwapening)  
 $\tau_s$  : door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning

$$\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b \cdot k_n \cdot k_\theta + 7,0 \text{ N/mm}^2$$

Waarin  $k_n$  : factor  
 $k_\theta = 1$  : factor van ligging dwarskrachtwapening voor  $\alpha = 90^\circ$

De factor  $k_n$  kan bepaald worden met onderstaande formule:

$$k_n = \frac{5}{3} \left( 1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) + 1,0$$

Waarin  $\sigma'_{bmd}$  : gemiddelde betondrukspanning t.g.v. normaalkracht  
 $f'_b$  : rekenwaarde van de druksterkte van beton

De rekenwaarde van de schuifspanning in op dwarskracht belaste doorsnedes moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Waarin  $V_d$  : rekenwaarde van de dwarskracht [N]  
 $b$  : breedte van de betondoorsnede [mm]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [mm]

Invullen van de gegevens:

	$V_d$	d	b	$\tau_d$
A-15 variant	350 kN	340 mm	1000 mm	1,03 N/mm <sup>2</sup>
	358 kN	440 mm	1000 mm	0,81 N/mm <sup>2</sup>
Gesloten tunnelvariant	351 kN	340 mm	1000 mm	1,03 N/mm <sup>2</sup>
	352 kN	440 mm	1000 mm	0,80 N/mm <sup>2</sup>

Tabel 11.18: Schuifspanningen

De uiterst opneembare schuifspanning  $\tau_1$  in een doorsnede moet worden bepaald uit:

$$\tau_1 = 0,5 \cdot f_b \cdot k_\lambda \cdot k_h^3 \sqrt{\omega_0} \leq 0,4 \cdot f_b$$

Waarin  $k_\lambda$  : factor  
 $k_h$  : factor ( $k_h = 1,6 - h \leq 1,0$  (h in meters))  
 $\omega_0$  : wapeningspercentage in de buigtrekzone

Voor de maximaal opneembare schuifspanning  $\tau_1$  moet in ieder geval geen kleinere waarde aangehouden worden dan  $0,4f_b$ . De controle van de dwarskracht kan dus ook aan de hand van deze waarde uitgevoerd worden.

$$\tau^1 \geq 0,4f_b = 0,4 \cdot 1,90 = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Deze controle voldoet niet aan de voorwaarde  $\tau_1 \leq \tau_u$ .

De factor  $k_\lambda$  wordt vervolgens bepaald door:

$$k_\lambda = \frac{2,5}{\lambda_v} \leq 1 \text{ en } \geq 5$$

Waarin  $\lambda_v$  : dwarskrachtslankheid van het liggerdeel  
 $\lambda_v = M_{dmax} / d \cdot V_{dmax}$   
 $M_{dmax}$  : maximale absolute waarde van  $M_d$   
 $V_{dmax}$  : maximale absolute waarde van  $V_d$

Invoer van de gegevens:

	$V_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kNm)	d (m)	$\lambda_v$	$k_\lambda$	$k_h$
A-15 variant	350	428	0,34	3,6	1,0	1,26
	358	428	0,44	2,7	1,0	1,16
Gesloten tunnelvariant	351	212	0,34	1,8	1,4	1,26
	352	212	0,44	1,4	1,8	1,16

Tabel 11.19: Gegevens invoer

Vervolgens bepaling van  $\tau_1$ :

	$k_\lambda$	$k_h$	$\omega_0$	$\tau_1$	$\tau_d$	$\tau_d \leq \tau_u$
A-15 variant	1,0	1,26	0,85	1,13	1,03	voldoet
	1,0	1,16	0,66	0,96	0,81	voldoet
Gesloten tunnelvariant	1,4	1,26	0,70	1,49	1,03	voldoet
	1,8	1,16	0,54	1,61	0,80	voldoet

Tabel 11.20: Bepaling schuifkrachten

Voor beide constructie-varianten wordt voldaan aan de eisen t.a.v. dwarskracht. Het is in het tunnelbakelement niet nodig om extra dwarskrachtwapening op te nemen.

**BETONBEREKENING WAND- EN DAKELEMENT****\* Berekening van hoofdwapening van het wandelement en dakelement**

De bepaling van de maatgevende momenten voor het wand-element leveren onderstaande resultaten (zie tabel 11.21). Er wordt uitgegaan van het feit dat m.b.v. één en hetzelfde wandelement zowel de A15- als de gesloten constructie variant aangelegd kan worden. Voor de gesloten tunnelvariant resulteert dit tevens in dezelfde wapening voor het linker en rechter wandelement. Dit houdt in dat aan de hand van beide berekeningen de maatgevende momenten bepaald zijn.

	maximaal moment positief	maximaal moment negatief
- wandelement A15 (rechts)	0,81 kNm	-18 kNm
- wandelement gesloten (rechts)	18 kNm	-34 kNm
- wandelement gesloten (links)	13 kNm	-45 kNm

Tabel 11.21: Maatgevende momenten wandelement

De maatgevende momenten voor de dakelementen zijn in onderstaande tabel weergegeven. Om de hoeveelheid rekenwerk te reduceren is uitgegaan van symmetrie van de gesloten tunnelconstructie. Dit resulteert in dezelfde wapening voor beide dakelementen.

	maximaal moment positief	maximaal moment negatief
- dakelement gesloten (rechts)	18 kNm	-43 kNm
- dakelement gesloten (links)	57 kNm	-21 kNm

Tabel 11.22: Maatgevende momenten dakelement

**Opmerking:**

De berekening met behulp van het raamwerkprogramma is steeds uitgevoerd per strekkende meter. De elementen worden echter geconstrueerd met een breedte van 2,5m; daarom zal de wapening steeds bepaald worden per element van 2,5m breedte. Voor profilering van de voegconstructie wordt uitgegaan van een benodigde breedte van 100mm. De berekende hoofdwapening moet dus ondergebracht worden over een breedte van 2400mm. Door aanbrengen van wapening volgens de bepaalde h.o.h. afstand is de juiste hoeveelheid wapening aanwezig.

De berekening van de benodigde wapening is gebaseerd op de GTB Deel 2 Grafieken en tabellen voor beton (gebaseerd op de VBC 1990).

**\* Hoofdwapening van het wandelement (aan de binnenzijde)**

Als maatgevend moment in het wandelement wordt uitgegaan van  $18\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is positief en vereist dus een wapening welke aan de binnenzijde van het element gelegen is.

Per wandelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{wand}} = 18 \cdot 2,5 = 45\text{kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

Waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [ $\text{N/mm}^2$ ]  
 $b$  : breedte van het wandelement [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 200 - 40 - 8 = 152\text{mm} = 0,152\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 16$ )

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{45}{33,2 \cdot 5,0 \cdot 0,152^2} = 24$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) blijkt de uitkomst buiten het bereik van de tabel te vallen.

Voor zeer lage waarden van bovenstaande formule blijkt dat  $k_z$  weinig afwijkt van 0,97; deze waarde wordt vervolgens aangehouden voor de bepaling van de inwendige hefboomsarm.

$$z = k_z \cdot d$$

Waarin  $z$  : inwendige hefboomsarm  
 $k_z$  : factor

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$z = k_z \cdot d = 0,97 \cdot 0,152 = 0,147\text{m}$$

Vervolgens kan de benodigde wapeningsdoorsnede bepaald worden:

$$A_s = \frac{M_u}{f_s \cdot z} = \frac{45 \cdot 10^6}{435 \cdot 147} = 704\text{mm}^2$$

Omdat dit wapeningspercentage kleiner is dan het minimaal wapeningspercentage van circa

0,24%, hoeft volgens artikel 9.9.2.1 niet meer wapening toegepast te worden dan 1,5 maal het berekende wapeningspercentage.

De toe te passen minimale hoeveelheid wapening wordt dus  $1,5 \cdot 704 = 1056 \text{mm}^2$ .

Minimaal benodigde wapening wordt bepaald aan de hand van  $\omega_{\min}$

$$A_s = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 0,24 \cdot 2,50 \cdot 1,152 \cdot 10^4 = 912 \text{mm}^2$$

Uit de bovenstaande twee berekeningen van de minimale wapening blijkt dat het minimum wapeningspercentage toch maatgevend is.

Als uitgangspunt wordt voor de staafafstand een h.o.h. afstand van 150mm aangehouden.

Toegepast wordt voor hoofdwapening in het wandelement:

$$\phi 12-150$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegepast}} = 1810 \text{mm}^2$

#### \* Controle op maximum wapeningspercentage

Het maximum wapeningspercentage kan bepaald worden aan de hand van onderstaande formule:

$$\omega_{\max} < 0,35 \cdot \frac{f'_b}{f_s} \cdot 100\%$$

waarin  $\omega_{\max}$  : maximum wapeningspercentage (%)  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte van beton [ $\text{N/mm}^2$ ]  
 $f_s$  : rekenwaarde voor de treksterkte van staal [ $\text{N/mm}^2$ ]

Invullen van de gevens levert:

$$\omega_{\max} < 0,35 \cdot \frac{f'_b}{f_s} \cdot 100\% = 0,35 \cdot \frac{33}{435} \cdot 100\% = 2,16\%$$

$$A_{s,\max} = \omega_{\max} \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 2,16 \cdot 2,50 \cdot 1,152 \cdot 10^4 = 8208 \text{mm}^2$$

De berekende hoeveelheid wapening voldoet ruimschoots aan het gestelde maximale wapeningspercentage.

#### \* Reductie van hoofdwapening

Het toe te passen wapeningspercentage is dusdanig klein dat het niet loont om de hoofdwapening te reduceren. Dit wapeningspercentage is veelal niet veel hoger dan het minimum wapeningspercentage.

#### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Voor een beschrijving van de achtergrond en gebruik van de voorwaarden wordt

verwezen naar bijlage 11A Hoofdwapening tunnelbakelement. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, \text{benod}}}{A_{s, \text{toegep}}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{912}{1810} = 146 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 12 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{146} = 17$$

Dit voldoet !!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 150 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{146} - 1,3 \right) = 212$$

Dit voldoet ook !!

**\* Hoofdwapening van het wandelement (aan de buitenzijde)**

Als maatgevend moment in het wandelement wordt uitgegaan van  $-45\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is negatief en vereist dus een wapening welke aan de buitenzijde van het element gelegen is.

Per wandelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{wand}} = 45 \cdot 2,5 = 112,5\text{kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [ $\text{N/mm}^2$ ]  
 $b$  : breedte van het wandelement [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 200 - 40 - 8 = 152\text{mm} = 0,152\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 16$ )

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{112,5}{33,2 \cdot 5,0 \cdot 0,152^2} = 59$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 6,0925$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{6,09}{13,18} = 0,46$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1757\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 2108\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in het wandelement:

$$\phi 12-300 + \phi 16-300$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 2513\text{mm}^2$



### \* Reductie van hoofdwapening

Het toe te passen wapeningspercentage is dusdanig klein dat het niet loont om de hoofdwapening te reduceren. Dit wapeningspercentage is veelal niet veel hoger dan het minimum wapeningspercentage.

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Voor een beschrijving van de achtergrond en gebruik van de voorwaardes wordt verwezen naar bijlage 11A Hoofdwapening tunnelbakelement. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van gemiddelde kenmiddellijn:

$$\phi_{km} = \frac{\sum \phi_k}{n} = \frac{12+16}{2} = 14$$

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{1757}{2513} = 203 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr. 1:

$$\phi_{km} = 14 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{203} = 12,3$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr. 2

$$s = 150 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{203} - 1,3 \right) = 116 \text{ mm}$$

Dit voldoet ook niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr. 3:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{40}{35} = 1,14 > 2$$

$$\phi_{km} = 14 \leq k_c \cdot \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = 1,14 \cdot \frac{2500 \cdot 1,0}{203} = 14$$

Dit voldoet wel!!

**\* Hoofdwapening van het dakelement (aan de binnenzijde)**

Als maatgevend moment in het dakelement wordt uitgegaan van  $57\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is positief en vereist dus een wapening welke aan de binnenzijde van het element gelegen is.

Per dakelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{wand}} = 45 \cdot 2,5 = 112,5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [ $\text{N/mm}^2$ ]  
 $b$  : breedte van het dakelement [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 200 - 40 - 8 = 152\text{mm} = 0,152\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 16$ )

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{112,5}{33,2 \cdot 0,152^2} = 74,8$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 7,79$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{7,79}{13,18} = 0,59$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 2247\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 2697\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in het dakelement:

$$\phi 12-100$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 2715\text{mm}^2$

### \* Reductie van hoofdwapening

Het toe te passen wapeningspercentage is dusdanig klein dat het niet loont om de hoofdwapening te reduceren. Dit wapeningspercentage is veelal niet veel hoger dan het minimum wapeningspercentage.

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdtecontrole volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Voor een beschrijving van de achtergrond en gebruik van de voorwaarden wordt verwezen naar bijlage 11A Hoofdwapening tunnelbakelement. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{2247}{2715} = 240 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 12 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{240} = 10,5$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{240} - 1,3 \right) = 78$$

Dit voldoet ook niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.3:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{40}{35} = 1,14 > 2$$

$$\phi_{km} = 12 \leq k_c \cdot \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = 1,14 \cdot \frac{2500 \cdot 1,0}{240} = 12$$

Dit voldoet net wel!!

**\* Hoofdwapening van het dakelement (aan de buitenzijde)**

Als maatgevend moment in het dakelement wordt uitgegaan van  $-43\text{kNm/m}^1$ . Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is negatief en vereist dus een wapening welke aan de buitenzijde van het element gelegen is.

Per dakelement moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{wand}} = 43 \cdot 2,5 = 107,5\text{kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [ $\text{N/mm}^2$ ]  
 $b$  : breedte van het dakelement [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 200 - 40 - 8 = 152\text{mm} = 0,152\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 16$ )

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{107,5}{33,2 \cdot 5,0 \cdot 0,152^2} = 56,4$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 5,8156$

Voor B55 en FeB 500 geldt een k-waarde van 13,18

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{5,82}{13,18} = 0,44$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1677\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 2012\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in het wandelement:

$$\phi 12-100$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 2714\text{mm}^2$

**\* Reductie van hoofdwapening**

Het toe te passen wapeningspercentage is dusdanig klein dat het niet loont om de hoofdwapening te reduceren. Dit wapeningspercentage is niet veel hoger dan het minimum wapeningpercentage.

**\* Scheurwijdtecontrole**

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_{st} \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{1677}{2714} = 179 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 12 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{179} = 14$$

Dit voldoet !!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

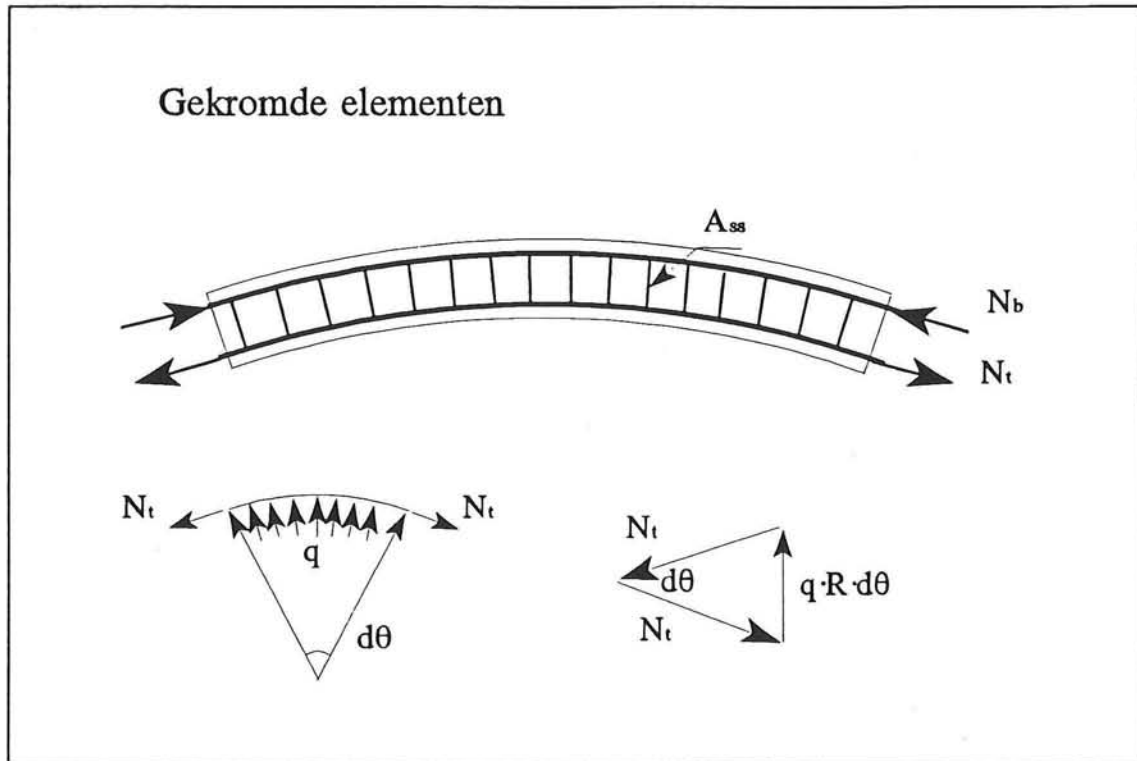
$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{179} - 1,3 \right) = 149$$

Dit voldoet ook !!

**\* Kromming van de elementen**

Omdat de gekromde wand- en dakelementen aan een buigend moment onderworpen worden, wordt ten gevolge van de trekkrachten in de langswapeningsstaven een krommingsdruk op de betondekking uitgeoefend. Dit verschijnsel treedt alleen op aan de binnenzijde (holle zijde) van het wand-en dakelement.

De krachswerking wordt in onderstaande figuur verduidelijkt.



Figuur 11.9: Krachswerking gekromde elementen

Uit het evenwicht van krachten vindt men:

$$q \cdot R \cdot d\theta = N_t \cdot d\theta$$

$$q = \frac{N_t}{R}$$

Waarin  $q$  : krommingsdruk [ $N/mm^1$ ]  
 $R$  : boogstraal van het element 6m  
 $N_t$  : rekenwaarde van de trekkracht in het wapeningsstaal [N]

Over een lengte  $s$  wordt op de betondekking een kracht uitgeoefend:

$$q_s = \frac{N_t \cdot s}{R}$$

waarin  $s$  : beugelafstand

Indien men ervan uitgaat dat deze kracht niet door de betontrekspanning maar door wapening moet worden opgenomen, dan moet gelden:

$$\frac{A_{ss}}{s} = \frac{N_t \cdot 1}{R \cdot f_s}$$

waarin  $A_{ss}$  : oppervlakte van de doorsnede van de wapening  
 $f_s$  : rekenwaarde van treksterkte van het wapeningsstaal (=435 N/mm<sup>2</sup>)

Om ervoor te zorgen dat de krommingsdruk tussen de ophangbeugels niet toch de dekking afdrukt, moet de beugelafstand niet groter worden dan  $10 \cdot d_s$ , waarin  $d_s$  de diameter van de langsstaven is. Uitgaande van een staafdiameter van  $\phi 12$  mag de beugelafstand niet groter worden dan 120mm.

#### \* Ophangwapening van het wandelement

De rekenwaarde van de trekkracht in het wapeningsstaal kan bepaald worden aan de hand van de hoeveelheid benodigde hoofdwapening (912mm<sup>2</sup> per wandelement). De rekenwaarde voor de trekkracht wordt dan:

$$N_t = A_s \cdot f_s = 912 \cdot 435 = 396.720 \text{ N}$$

Invullen van bovenstaande gegevens levert aan beugelwapening:

$$\frac{A_{ss}}{s} = \frac{N_t \cdot 1}{R \cdot f_s} = \frac{396.720}{6.000} \cdot \frac{1}{435} = 0,152$$

Uitgaande van een beugelafstand van 100mm wordt  $A_{ss} = 15,2 \text{ mm}^2$

Deze benodigde beugelwapening is echter dusdanig gering dat men ervan uit moet gaan dat de optredende betontrekspanningen door het beton opgenomen worden.

Vervolgens wordt gecontroleerd of de krommingsdruk niet toch de betondekking afdrukt. Over de breedte van één element wordt op de betondekking een krommingsdruk uitgeoefend:

$$q = \frac{N_t}{R} = \frac{396.720}{6.000} = 66 \text{ N}$$

De betontrekspanning op de dekking bedraagt:

$$\sigma_b = \frac{q}{b} = \frac{66}{2500} = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

Deze waarde is veel kleiner dan de rekenwaarde voor de treksterkte (= 1,90N/mm<sup>2</sup>). In feite is dus geen ophangwapening noodzakelijk.

#### \* Ophangwapening van het dakelement

De rekenwaarde van de trekkracht in het wapeningsstaal kan bepaald worden aan de hand van de hoeveelheid benodigde hoofdwapening (2247mm<sup>2</sup> per wandelement). De rekenwaarde voor de trekkracht wordt dan:

$$N_t = A_s \cdot f_s = 2247 \cdot 435 = 977.445 \text{ N}$$

Invullen van bovenstaande gegevens levert aan beugelwapening:

$$\frac{A_{ss}}{s} = \frac{N_t}{R} \cdot \frac{1}{f_s} = \frac{977.445}{6.000} \cdot \frac{1}{435} = 0,374$$

Uitgaande van een beugelafstand van 100mm wordt  $A_{ss} = 37,4\text{mm}^2$

Deze benodigde beugelwapening is echter dusdanig gering dat men ervan uit moet gaan dat de optredende betontrekspanningen door het beton opgenomen worden.

Vervolgens wordt gecontroleerd of de krommingsdruk niet toch de betondekking afdrukt. Over de breedte van één element wordt op de betondekking een krommingsdruk uitgeoefend:

$$q = \frac{N_t}{R} = \frac{977.445}{6.000} = 162,9\text{N/mm}^1$$

De betontrekspanning op de dekking bedraagt:

$$\sigma_b = \frac{q}{b} = \frac{162}{2500} = 0,06\text{N/mm}^2$$

Deze waarde is veel kleiner dan de rekenwaarde voor de treksterkte ( $= 1,90\text{N/mm}^2$ ). Er is dus geen ophangwapening nodig.

Omdat de dikte van de betonconstructie zeer gering is, is er voor gekozen om geen gebruik te maken van beugels, maar van het vastlassen van de supporten aan de hoofdwapening. Op die manier worden in wezen de hoofdwapeningstaven opgehangen. De supporten vervullen de functie van afstandhouder van boven- en onderwapening. Op deze manier wordt ook een gedeelte van de betontrekspanningen door 'ophangwapening' opgenomen.



**\* Samenvatting hoofdwapening wand- en dakelementen**

In onderstaande tabel wordt een overzicht gegeven van de benodigde hoofdwapening.

wapening	$A_{s,benodigd}$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Toegepast
- wandelement binnenzijde	912 mm <sup>2</sup>	1810 mm <sup>2</sup>	φ12-150
- wandelement buitenzijde	1757 mm <sup>2</sup>	2513 mm <sup>2</sup>	φ12-300
- dakelement binnenzijde	2247 mm <sup>2</sup>	2715 mm <sup>2</sup>	φ16-300
- dakelement buitenzijde	1677 mm <sup>2</sup>	2714 mm <sup>2</sup>	φ12-100

Tabel 11.23: Benodigde hoofdwapening

**\* Verdeelwapening**

De hoeveelheid verdeelwapening wordt bepaald middels onderstaande formule. De benodigde hoeveelheid wordt uitgedrukt in procenten van de voor sterkte vereiste hoofdwapening.

$$A_{s,verdeel} = 20 \cdot \frac{f_{sh}}{f_{sv}} \cdot \frac{A_{s,ben}}{100}$$

Waarin  $f_{sh}$  : rekenwaarde van de treksterkte van de hoofdwapening  
 $f_{sv}$  : rekenwaarde van de treksterkte van de verdeelwapening

Aangezien de treksterkte van zowel de hoofdwapening als de verdeelwapening aan elkaar gelijk zijn, resulteert dit in een benodigd percentage voor de verdeelwapening van 20%.

Deze hoeveelheden zijn in onderstaande tabel weergegeven:

	$A_{s,benodigd}$	$A_{s,verdeel}$	Toegepast
- wandelement	1757 mm <sup>2</sup>	351 mm <sup>2</sup>	φ10-200
- dakelement	2247 mm <sup>2</sup>	449 mm <sup>2</sup>	φ10-200

Tabel 11.24: Toegepaste verdeelwapening

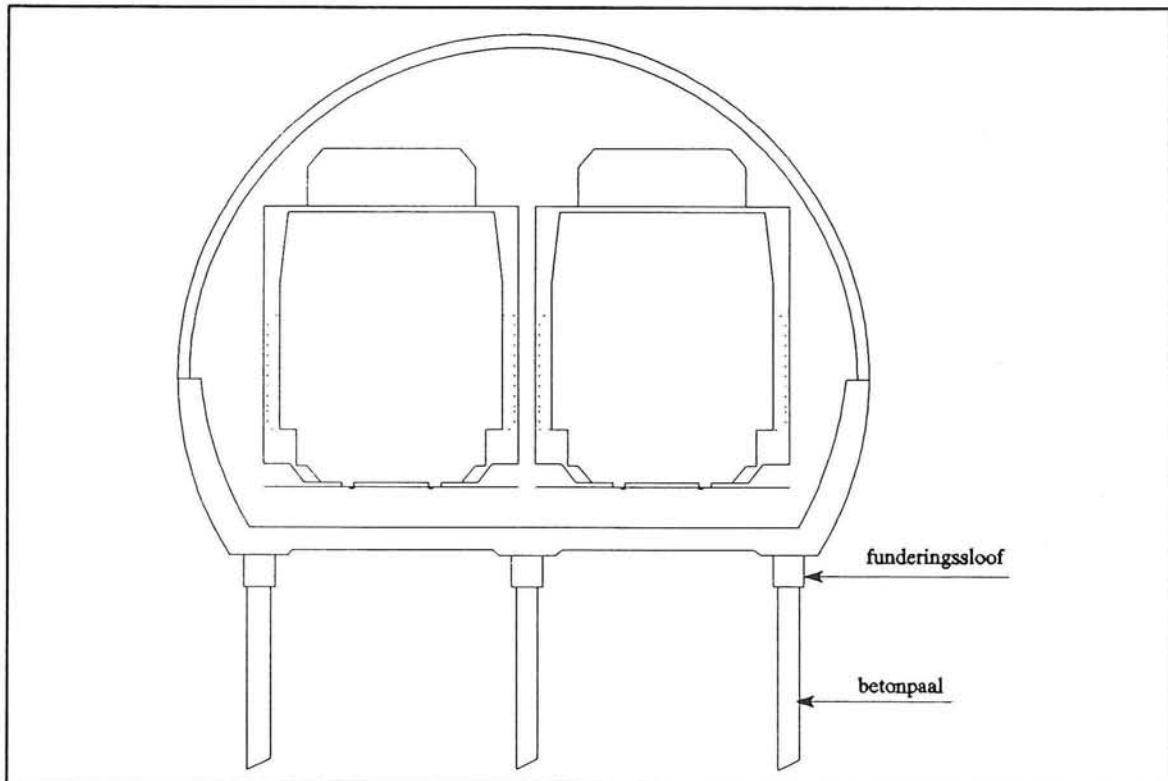
In verband met de snelle procesmatige fabricage van de wand- en dakelementen wordt de wapening gelast, waardoor tevens een stijve goed te hanteren wapeningskooi wordt verkregen.



## BEREKENING FUNDERING EN FUNDATIESLOOF

### \* Fundering en fundatiesloof

De fundering bestaat uit twee elementen nl. de funderingssloven en de betonnen heipalen. De heipalen worden ingehied tot in de diepe zandlaag. De palen worden onderling in langsrichting gekoppeld. Voor de fundering van de prefab-tunnelbouw methode is uitgegaan van drie onderheide funderingssloven. Deze drie funderingssloven worden voor de gesloten variant en de A15-variant toegepast. De schematisatie van de fundering is onderstaande figuur aangegeven.



Figuur 12.1: Schematisatie fundering

Uit de berekening aan de hand van het raamwerkprogramma is gebleken dat het constructief vele voordelen biedt om drie i.p.v. twee oplegssloven toe te passen. Indien gekozen wordt voor een tweetal oplegssloven zouden deze gelegen zijn in hart van beide sporen.

Voor de gesloten variant is de voorkeur snel in te zien, omdat de grootste belasting niet voortkomt uit de mobiele belasting maar uit het eigen gewicht van de constructie en bovenliggende grond. Door gebruik te maken van twee oplegssloven worden met name de steunpuntmomenten ter plaatse van de opleggingen aanzienlijk vergroot. Een vergelijkbaar verschijnsel doet zich ook voor bij de A15-variant.

Uit het geologische langsprofiel blijkt dat over de gehele lengte van het tracé van de Betuweroute het bovenste grondpakket bestaat uit een dikke klei- en veenlaag. Waarschijnlijk is over de gehele lengte van het tracé een fundering op palen noodzakelijk.

voorbij Gorinchem. Voor dit tracé wordt tevens gekozen om de verdiepte ligging aan te leggen.

Voor het bepalen van de maatgevende krachten op de fundering en fundatiesloof is aan de hand van het raamwerkprogramma een berekening uitgevoerd. De berekening is uitgevoerd op basis van onderstaande invoer.

Omschrijving	factor A15	factor tunnel
<u>Belastinggeval 1</u>		
eigen gewicht	1,0	1,0
verticale gronddruk		1,0
horizontale gronddruk	1,0	1,0
ballastbed + spoor	1,0	1,0
verkeersbelasting		1,0
grondwaterstand		1,0
<u>Belastinggeval 2</u>		
aslast op beide sporen	1,2	1,2

Tabel 12.1: Invoer berekening

Opmerking:

Alle belastingen zijn ingevoerd met een belastingfactor 1,0. Dit is gedaan om op die manier duidelijkheid te scheppen in de veiligheidsfactoren van de berekening. Paalfunderingen worden veelal uitgerekend met een veiligheidscoëfficiënt van 2 à 3; dit is afhankelijk van het gekozen paaltype.

Voor de invoer van de mobiele belasting is afgeweken van de standaard stootcoëfficiënt van 1,3 voor de betonconstructie; voor funderingsberekeningen wordt meestal een waarde van 1,2 aangehouden.

De mobiele belasting is in het raamwerkprogramma in dwarsrichting gespreid ingevoerd; er treedt in lengterichting van het tracé ook een zekere mate van spreiding op. De vier aslasten zijn gelijkmatig gespreid over 10m. Dit resulteert in een reductie van de oplegreacties t.g.v. mobiele belasting tot 40%.

Vervolgens wordt aan de hand van de uitvoer van 'ESA-frame' de invoer voor het programma 'Doorgaande ligger' bepaald. De invoer voor dit rekenprogramma is in deze bijlage op pagina ?? bijgevoegd.

	eigen gewicht	permanent bel.	mobiele bel.
middensteunpunt gesloten	ja	131 kN/m <sup>1</sup>	132 kN/m <sup>1</sup>
links/rechts gesloten	ja	442 kN/m <sup>1</sup>	42 kN/m <sup>1</sup>
middensteunpunt A15	ja	141 kN/m <sup>1</sup>	152 kN/m <sup>1</sup>
links/rechts A15	ja	84 kN/m <sup>1</sup>	32 kN/m <sup>1</sup>

Tabel 12.2: Invoer doorgaande ligger

Met behulp van het rekenprogramma 'Doorgaande ligger' wordt de onderheide funderingsloof

berekend. In dit programma wordt gebruik gemaakt van de extremen methode. Deze module genereert een omhullende welke de maximale en minimale sommatie van de permanente en veranderlijke belasting bevat volgens een te generen patroon van belast en onbelast voor de verschillende liggerdelen. De verkregen omhullende bevat de extremen van de ligger.

Voor de schematisatie wordt wederom gebruik gemaakt van een verende ondersteuning; de veerstijfheid wordt net als bij het raamwerkprogramma gesteld op  $150.000\text{kN/m}^1$ . (zie bijlage 9)

Voor de afmetingen van de doorgaande ligger wordt uitgegaan van een slooflengte van 20m, een breedte en hoogte van respectievelijk  $0,60 \times 0,6\text{m}$ . Deze lengte van 20m is tevens de basis voor de planning.

Er wordt voor de betonberekening van de funderingssloof gerekend met B25. Gekozen is voor invoer van een lage betonkwaliteit, omdat deze sterkte met een speciaal betonmengsel al na 36 uur bereikt kan worden. Door met deze lage betonkwaliteit te rekenen kan sneller ontkist worden en bovendien kunnen de elementen twee dagen na het storten gemonteerd worden.

Een betonmengsel met een hoge aanvangssterkte kan gemaakt worden door toevoeging van Portland C cement; bovendien wordt Superplast toegevoegd omwille van de verwerkbaarheid. Al na 36 uur wordt een aanvangssterkte bereikt van  $15\text{N/mm}^2$  en na 48 uur een sterkte van  $16,5\text{N/mm}^2$ . Door de berekening van de funderingssloof te baseren op deze lage aanvangssterkte wordt de lengte van het voorwerktraject van de sloof aanzienlijk gereduceerd.

Door te kiezen voor een mootlengte van de funderingssloof van 20m wordt de keuze tot de h.o.h. afstand beperkt tot respectievelijk 2,0m, 2,5m of 4,0m. Vervolgens is een aantal berekeningen aan de hand van deze h.o.h. afstanden uitgevoerd. Op basis van die resultaten is een keuze voor het paaltje gemaakt.

Een overzicht van de gebruikte resultaten is in onderstaande tabel weergegeven;

situatie	max.paalbelasting	h.o.h.	max.moment	min.moment
middensteunpunt gesloten	722 kN	2,5m	151 kNm	-213 kNm
	1161 kN	4,0m	304 kNm	-544 kNm
links/rechts gesloten	1282 kN	2,5m	161 kNm	-385 kNm
	2070 kN	4,0m	388 kNm	-986 kNm
middensteunpunt A15	802 kN	2,5m	171 kNm	-236 kNm
	1290 kN	4,0m	342 kNm	-604 kNm
links/rechts A15	328 kN	2,5m	52 kNm	-98 kNm
	528 kN	4,0m	118 kNm	-250 kNm

Tabel 12.3: Overzicht gebruikte resultaten

Bijlage 12b

**PAALBEREKENING**

**\* Berekening voetweerstand van de paal**

Aan de hand van de middelzware sondering welke genomen is op de lokatie ten noorden van Papendrecht, wordt de paalvoetweerstand van verschillende palen bij verschillende inheidieptes bepaald. Het gebruikte sondeerdiagram is in de bijlage bijgevoegd.

Volgens de rekenregel van Koppejan wordt uitgegaan van een invloedsgebied onder de punt dat in diepte reikt tussen 0,7 en 4d en boven het paalpuntniveau tot 8d. In deze rekenregel wordt met d de equivalente diameter van de paal bedoeld. De equivalente diameter is voor een aantal standaard vierkante gladde heipalen in onderstaande tabel weergegeven:

paaltype maten in mm	doorsnede mm <sup>2</sup>	d <sub>aeq</sub> mm
320 x 320	102.400	361
400 x 400	160.000	451
450 x 450	202.500	508

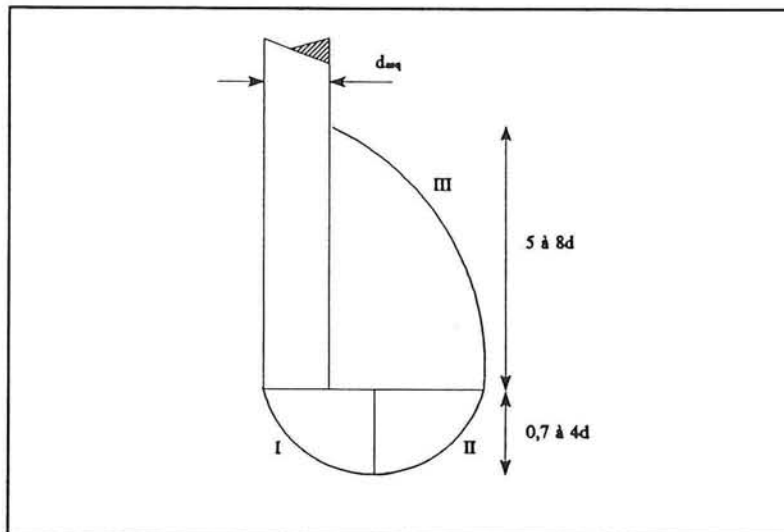
Tabel 12.4: Diameter paaltypes

Met de rekenregel van Koppejan wordt de bijdrage van de conusweerstand in de verschillende grondlagen aan de paalvoetweerstand bepaald. De formule van Koppejan luidt als volgt:

$$pvw = \frac{\frac{I+II}{2} + III}{2}$$

waarin pvw : paalvoetweerstand (bezwijkweerstand)  
I,II,II : conusweerstand in de verschillende trajecten

De verschillende trajecten zijn in onderstaande schematisatie weergegeven.



Figuur 12.2: Regel van Koppejan

Traject I: dit is de gemiddelde waarde van de conusweerstand over het traject I, dat loopt vanaf de paalfundering tot een niveau dat ten minste 0,7 maal de equivalente middellijn  $d_{aeq}$  en ten hoogste 4 maal  $d_{aeq}$  dieper ligt. De onderkant van traject I moet binnen de hiervoor gegeven grenzen liggen, zodat deze waarde minimaal is.

Traject II: dit is de gemiddelde waarde van de conusweerstand over het traject II, dat loopt van de onderkant van traject I tot het paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde.

Traject III: dit is de gemiddelde waarde van de conusweerstand over traject III dat van beneden naar boven wordt doorlopen van het paalpuntniveau tot een niveau dat 8 maal de equivalente middellijn  $d_{aeq}$  hoger ligt, waarbij de, evenals bij traject II in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde, te beginnen met de waarde van de conusweerstand waarmee traject II geëindigd is.

Voor de drie verschillende paaltypes wordt in het vervolg de paalvoetweerstand bepaald.

#### Paaltype 320 x 320

inheidiepte	conusweerstand traject I	conusweerstand traject II	conusweerstand traject III
17 m-NAP	5,3 N/mm <sup>2</sup>	5 N/mm <sup>2</sup>	4,3 N/mm <sup>2</sup>
18 m-NAP	9,25 N/mm <sup>2</sup>	8 N/mm <sup>2</sup>	4,9 N/mm <sup>2</sup>
19 m-NAP	15,2 N/mm <sup>2</sup>	13,4 N/mm <sup>2</sup>	6,8 N/mm <sup>2</sup>

inheidiepte	paalvoetweerstand	paallengte	P <sub>paalvoet</sub>
17 m-NAP	4,7 N/mm <sup>2</sup>	12 m	481 kN
18 m-NAP	6,8 N/mm <sup>2</sup>	13 m	696 kN
19 m-NAP	10,55 N/mm <sup>2</sup>	14 m	1080 kN

#### Paaltype 400 x 400

inheidiepte	conusweerstand traject I	conusweerstand traject II	conusweerstand traject III
17 m-NAP	5,3 N/mm <sup>2</sup>	5 N/mm <sup>2</sup>	4,3 N/mm <sup>2</sup>
18 m-NAP	9,25 N/mm <sup>2</sup>	8 N/mm <sup>2</sup>	4,7 N/mm <sup>2</sup>
19 m-NAP	15,2 N/mm <sup>2</sup>	13,4 N/mm <sup>2</sup>	6,2 N/mm <sup>2</sup>

inheidiepte	paalvoetweerstand	paallengte	P <sub>paalvoet</sub>
17 m-NAP	4,7 N/mm <sup>2</sup>	12 m	756 kN
18 m-NAP	6,7 N/mm <sup>2</sup>	13 m	1066 kN
19 m-NAP	10,25 N/mm <sup>2</sup>	14 m	1640 kN

### Paaltype 450 x 450

inheidiepte	conusweerstand traject I	conusweerstand traject II	conusweerstand traject III
17 m-NAP	5,3 N/mm <sup>2</sup>	5 N/mm <sup>2</sup>	4,1 N/mm <sup>2</sup>
18 m-NAP	9,25 N/mm <sup>2</sup>	8 N/mm <sup>2</sup>	4,6 N/mm <sup>2</sup>
19 m-NAP	15,2 N/mm <sup>2</sup>	13,4 N/mm <sup>2</sup>	6,0 N/mm <sup>2</sup>

inheidiepte	paalvoetweerstand	paallengte	P <sub>paalvoet</sub>
17 m-NAP	4,6 N/mm <sup>2</sup>	12 m	937 kN
18 m-NAP	6,6 N/mm <sup>2</sup>	13 m	1344 kN
19 m-NAP	10,15 N/mm <sup>2</sup>	14 m	2055 kN

Tabel 12.5: Overzicht paalvoetweerstand per paaltype

De empirisch rekenregel van Koppejan is echter gebaseerd op uitgevoerde proefbelastingen met paalvoetweerstand tot maximaal 15N/mm<sup>2</sup>. Daarom wordt de paalvoetweerstand eventueel gelimiteerd tot deze waarde. Uit de bovenstaande berekening volgt echter dat de paalvoetweerstand bij de gekozen inheidieptes deze gelimiteerde waarde nergens bereikt.

Om de op de paalvoet toe te laten belasting te bepalen moet de berekende bezwijkweerstand gedeeld worden door een veiligheidsfactor inclusief onzekerheidsfactor. Voor gladde betonnen palen wordt in ons land een factor 2 gehanteerd. In onderstaande tabel wordt het toelaatbare paalvoetdraagvermogen voor alle drie paaltypes gegeven.

Het toelaatbare paalvoetdraagvermogen  $P_{pvw}$  is bepaald aan de hand van onderstaande formule:

$$P_{pvw} = \frac{P_{paalvoet}}{2}$$

paaltype	P <sub>pvw</sub> 17 m-NAP	P <sub>pvw</sub> 18 m-NAP	P <sub>pvw</sub> 19 m-NAP
320 x 320	241 kN	348 kN	540 kN
400 x 400	378 kN	533 kN	672 kN
450 x 450	469 kN	672 kN	1028 kN

Tabel 12.6: Paalvoetdraagvermogen

#### \* Positieve kleef

Om het uiteindelijke toelaatbare paalkopdraagvermogen te bepalen, mag aan het toelaatbare voetdraagvermogen positieve kleef toegevoegd worden. De positieve kleef langs de paalschacht moet echter gereduceerd worden, omdat de positieve kleef in het algemeen niet ten volle tot ontwikkeling komt.

De paalvoetweerstand is gebaseerd op de bezwijkwaarde voor de paalvoet. In gebruikstoestand, gebaseerd op een veiligheidsfactor 2, zal echter de zetting van de paalvoet gering zijn. Door deze geringe zetting komt de positieve kleef niet ten volle tot ontwikkeling. Er blijkt dus dat de kleef afhankelijk is van de verplaatsing. De maximale wrijving tussen paalschacht en grond blijkt bij een verplaatsing van 10 à 20mm.



Op basis van figuur 21 uit het collegedictaat g80 kan de te verwachten zetting van de paalvoet bepaald worden. Uitgaande van een veiligheidscoëfficiënt van 2 voor geheide palen volgt:

$$\frac{z}{d_{aeq}} = 1\%$$

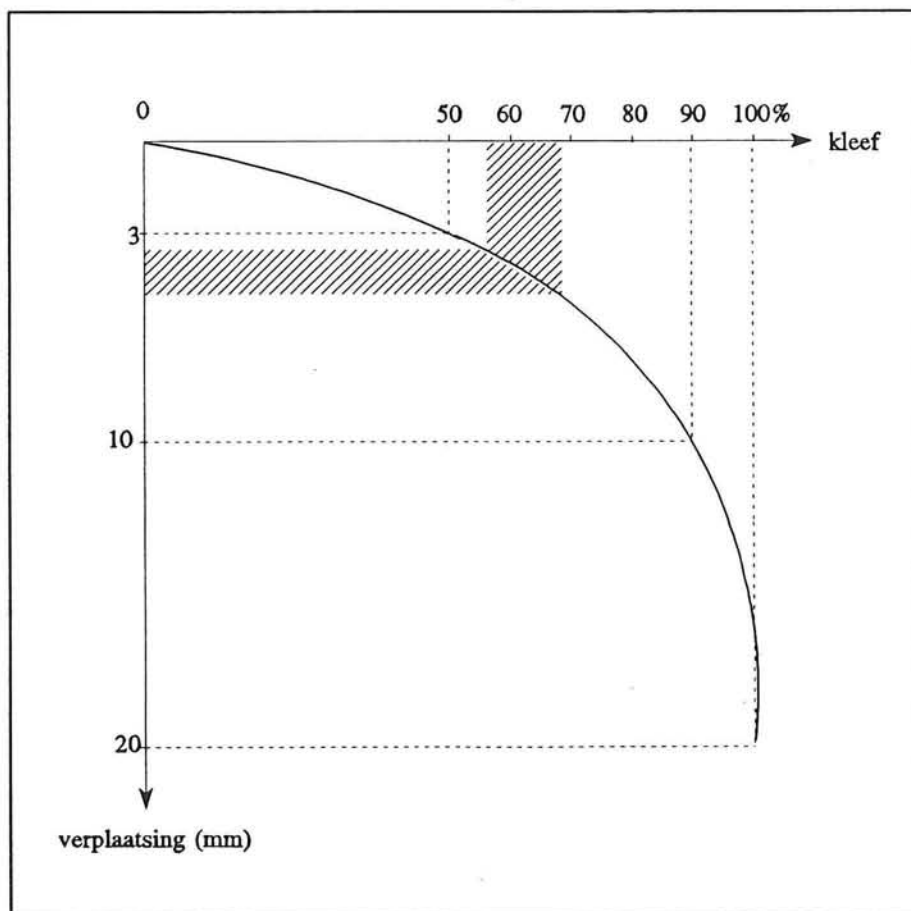
waarin  $z$  : zetting van de paalvoet [mm]  
 $d_{aeq}$  : equivalente paaldiameter [mm]

Voor de verschillende paaltypes levert dit onderstaande zetting van de paalvoet:

paaltype	$d_{aeq}$	$z$
320 x 320	361 mm	3,6 mm
400 x 400	451 mm	4,5 mm
450 x 450	508 mm	5,1 mm

Tabel 12.7: Zettingen

Vervolgens kan aan de hand van onderstaande figuur het percentage van de maximale kleef bepaald worden. De figuur is ontleend aan de metingen van Begemann (zie dictaat g80 fig.25).



Figuur 12.3: Verplaatsing, kleef-diagram

Opmerking:

Het gearceerde gebied geeft het gebied voor de beschouwde paaltypes aan. Er blijkt dat globaal aangenomen mag worden dat circa 65% van de maximale positieve kleef opgewekt wordt. In het vervolg van de berekening wordt van dit percentage van 65% uitgegaan.

Voor positieve kleef wordt alleen de lengte van de paal in zandlagen in rekening gebracht (zie onderstaande tabel. De 1%-voetzetting mobiliseert dus circa 65% positieve kleef. Dit betekent voor dit aspect een veiligheidsfactor van  $F = 1,5$ .

Omdat men echter voor funderingsproblemen geen kleinere veiligheidsfactor hanteert dan 2, wordt ervan uitgegaan dat slechts 50% van de positieve kleef geactiveerd wordt. Op die manier wordt voor het aspect positieve kleef een veiligheidsfactor van 2 aangehouden.

inheidiepte	lengte zandlaag
17 m-NAP	4,9 m
18 m-NAP	5,9 m
19 m-NAP	6,9 m

Tabel 12.8: Lengte paal in zandlaag

Vervolgens kan aan de hand van de informatie uit het sondeerdiagram omtrent de plaatselijke wrijving een waarde voor maximale kleef bepaald worden. Voor de diepgelegen zandlaag wordt een gemiddelde waarde van 1% van de conusweerstand aangenomen. Voor de plaatselijke kleef betekent dit circa  $0,06\text{MN/m}^2$ . Voor het bepalen van de plaatselijke wrijving is gebruik gemaakt van een mechanische discontinu mantelconus. Een meting m.b.v. dit apparaat geeft veelal een tweemaal te hoge waarde voor de plaatselijke wrijving.

Met onderstaande formule wordt een gereduceerde waarde voor het positieve kleefdraagvermogen per paal gevonden:

$$P_{\text{kleef}} = 50\% \cdot \tau_{\text{max}} \cdot A_w$$

waarin  $P_{\text{kleef}}$  : positief kleefdraagvermogen [kN]  
 $\tau_{\text{max}}$  : plaatselijke wrijving [kN/m<sup>2</sup>]  
 $A_w$  : oppervlak van de paalschacht (in de zandlagen) [m<sup>2</sup>]

Invullen van bovenstaande gegevens in de formule levert als resultaten:

paaltype	zandlaag	opp.paalschacht	$\tau_{\max}$	$P_{\text{kleef}}$
<u>320 x 320</u>				
17 m-NAP	4,9 m	6,27 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	188 kN
18 m-NAP	5,9 m	7,55 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	227 kN
19 m-NAP	6,9 m	8,83 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	265 kN
<u>400 x 400</u>				
17 m-NAP	4,9 m	7,84 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	235 kN
18 m-NAP	5,9 m	9,44 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	283 kN
19 m-NAP	6,9 m	11,0 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	330 kN
<u>450 x 450</u>				
17 m-NAP	4,9 m	8,82 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	265 kN
18 m-NAP	5,9 m	10,62 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	319 kN
19 m-NAP	6,9 m	12,42 m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	373 kN

Tabel 12.9: Positieve kleefdraagvermogen

**\* Beschouwing inzake negatieve kleef**

In het beschouwde gebied bij Papendrecht bestaan de toplagen uit klei en veen; deze grondlagen hebben de slechte eigenschap bij een bovenbelasting of een bemaling van het grondwater te consolideren. Door deze consolidatie gaan deze slappe, goed samendrukbare lagen via wrijving aan de palen hangen. Dit verschijnsel wordt negatieve kleef genoemd. De negatieve kleef draagt zorg voor een extra belasting op de palen en dient dus volledig in rekening te worden gebracht.

Het ontstaan van negatieve kleef is te verwachten, omdat er bij de maken een tijdelijke bouwkuip gebruik gemaakt wordt van een kortdurende spanningsbemaling. In deze kort tijd komt de negatieve kleef niet volledig tot ontwikkeling. De slappe klei- en veenlagen hebben dus maar kortstondig de tijd om te consolideren. Na afloop van de bouwwerkzaamheden wordt de spanningsbemaling afgezet en laat men het grondwaterstand weer opkomen.

Een tweede oorzaak van het ontstaan van negatieve kleef, is het plaatselijk aanbrengen van een bovenbelasting; deze bovenbelasting bestaat uit een anaarding tegen het betonnen wandelement aan. Deze anaarding met grond bedraagt nergens meer bedragen dan 2m.

De betonconstructie wordt gemonteerd op een volledig onderheide funderingsvloer. Omdat het tunnelbakelement gedeeltelijk verdiept aangelegd wordt, wordt een gedeelte van de slappe bovenlagen afgegraven. Hierdoor treedt permanente ontlasting op van de bovenste grondlagen. In de definitieve situatie wordt de gehele bovenbelasting van de betonconstructie gedragen door de fundering.

Uit bovenstaande beschouwing kan geconcludeerd worden dat het zeer onwaarschijnlijk is dat de negatieve kleef volledig tot ontwikkeling zal komen. Voor alle duidelijkheid is de maximale negatieve kleef voor de drie paaltypes bepaald.

Voor negatieve kleef wordt alleen de lengte van de paal in slappe klei- en veenlagen in rekening gebracht. Voor de drie beschouwde inheidieptes is de lengte van deze lagen gelijk en bedraagt 7,1m

Vervolgens kan aan de hand van de informatie uit het sondeerdiagram omtrent de plaatselijke wrijving een waarde voor maximale kleef bepaald worden. Hiervoor zijn voor de verschillende

slappe klei- en veenlagen de volgende percentages van de conusweerstand aangehouden.

grondsoort	%
klei	3 à 5%
veen	9%
klei/veen	5 à 9%

Tabel 12.10: Aan te houden percentages

Voor de hooggelegen klei- en veenlagen wordt een gemiddelde waarde van  $10 \text{ kN/m}^2$  aangenomen. Dit gemiddelde is samengesteld uit de verschillende grondlagen.

Met onderstaande formule wordt een waarde voor het negatieve kleeft per paal gevonden:

$$P_{neg.kleef} = \tau_{max} \cdot A_w$$

waarin  $P_{neg.kleef}$  : optredende negatieve kleeft per paal [kN]  
 $\tau_{max}$  : plaatselijke wrijving [ $\text{kN/m}^2$ ]  
 $A_w$  : oppervlak van de paalschacht (in de klei- en veenlagen) ( $\text{m}^2$ )

Invullen van bovenstaande gegevens in de formule levert als resultaten:

paaltype	klei/veenlagen	opp.paalschacht	$\tau_{max}$	$P_{neg.kleef}$
320 x 320	7,1 m	9,088 $\text{m}^2$	10 $\text{kN/m}^2$	91 kN
400 x 400	7,1 m	11,36 $\text{m}^2$	10 $\text{kN/m}^2$	114 kN
450 x 450	7,1 m	12,78 $\text{m}^2$	10 $\text{kN/m}^2$	128 kN

Tabel 12.11: Resultaten

Omdat er grote onzekerheid omtrent het optreden van negatieve kleeft bestaat, wordt gekozen om de maximale negatieve kleeft maar voor 50% in rekening te brengen. Als belangrijkste argument wordt daarbij aangevoerd dat alleen naast de tunnelbak negatieve kleeft t.g.v. aanaarding kan optreden, terwijl onder het tunnelbakelement de grondlagen zelfs ontlast worden door de ontgraving.

#### \* Samenvatting paalkopdraagvermogen

In deze laatste alinea wordt het resulterende paalkopdraagvermogen bepaald. Dit is berekend aan de hand van de volgende formule:

$$P_{paalkop} = P_{pvw} + P_{kleef} - 0,5 \cdot P_{neg.kleef}$$

waarin  $P_{paalkop}$  : toelaatbaar paalkopdraagvermogen  
 $P_{pvw}$  : toelaatbare paalvoetdraagvermogen  
 $P_{kleef}$  : toelaatbare positief kleeftdraagvermogen  
 $P_{neg.kleef}$  : optredende negatieve kleeft

paaltype	$P_{pvw}$	$P_{kleef}$	$P_{neg.kleef}$	$P_{paalkop}$
<u>320 x 320</u>				
17 m-NAP	241 kN	188 kN	-91 kN	384 kN
18 m-NAP	348 kN	227 kN	-91 kN	530 kN
19 m-NAP	540 kN	265 kN	-91 kN	760 kN
<u>400 x 400</u>				
17 m-NAP	378 kN	235 kN	-114 kN	556 kN
18 m-NAP	533 kN	283 kN	-114 kN	759 kN
19 m-NAP	672 kN	330 kN	-114 kN	945 kN
<u>450 x 450</u>				
17 m-NAP	469 kN	265 kN	-128 kN	670 kN
18 m-NAP	672 kN	319 kN	-128 kN	927 kN
19 m-NAP	1028 kN	373 kN	-128 kN	1337 kN

Tabel 12.12: Overzicht paalkopdraagvermogens

Tot slot is een controle uitgevoerd naar de betondrukspanning; voor de maatgevende belasting (hoogste paalkopbelasting per paaltype) worden onderstaande drukspanningen gevonden, welke zeker toelaatbaar zijn.

paaltype	maatgevende $P_{paalkop}$	betondrukspanning
320 x 320	760 kN	7,4 N/mm <sup>2</sup>
400 x 400	945 kN	5,9 N/mm <sup>2</sup>
450 x 450	1337 kN	6,6 N/mm <sup>2</sup>

Tabel 12.13: Optredende betondrukspanningen

#### \* Controle palen op trekkracht

Ten gevolge van de opwaartse waterdruk tegen de onderzijde van de constructie worden de fundatiepalen op trek belast. De grootte van de trekkrachten zijn in onderstaande tabel weergegeven. Maatgevend voor de bepaling is in dit geval de A15-variant. De berekening is wederom uitgevoerd per strekkende meter.

	linker steunpunt	midden steunpunt	rechter steunpunt
maximale trekkracht	-36 kN	-75 kN	-16 kN

Tabel 12.14: Maatgevende trekkrachten

#### Opmerking:

Er bestaat verschil tussen het linker en het rechter steunpunt, omdat bij de A15-variant aan de rechterzijde ook het eigen gewicht van het wandelement in de berekening is meegenomen. Tevens is bij de bepaling van de maximale trekkracht ervan uitgegaan dat de tunnelbak helemaal leeg is, d.w.z. dat ballastbed, spoor etc. verwijderd zijn. Tijdens onderhoudswerkzaamheden kan deze situatie eventueel optreden. Volgens de richtlijnen van de NS moet de trekverankering op dit belastinggeval uitgerekend worden.

Een tweede opmerking die bij deze resultaten gemaakt moet worden is dat de berekening met het

raamwerkprogramma gebaseerd is op de volgende partiële veiligheidsfactoren.

belasting	factor
eigen gewicht	1,0
neutrale gronddruk	1,0
extreme grondwaterstand	1,0

Tabel 12.15: Veiligheidsfactoren

De benodigde trekkracht moet worden verkregen uit de wrijvingseigenschappen van de grond. Het eigen gewicht van betonpaal en de funderingssloof wordt echter in mindering gebracht op de totale op te nemen trekkracht.

Bij de gegeven grondopbouw van slappe klei- en veenlagen met daaronder een zandpakket kan gesteld worden dat het grootste gedeelte van de benodigde schuifweerstand geleverd wordt door de onderste lagen. Dit is het gevolg van twee aspecten, te weten een zandlaag levert meer wrijving en ten tweede komen er op grotere diepte hogere korrelspanningen voor.

Omdat er inzake de berekening van de maximaal toelaatbare trekkracht per paal veel onzekerheid bestaat, is een aantal verschillende berekeningsmethoden ontwikkeld. De resultaten van de verschillende methoden lopen veelal sterk uiteen. In onderstaande berekening is aan de hand van de volgende methoden de toelaatbare trekkracht per paal bepaald; deze methoden zijn achtereenvolgens:

- berekening aan de hand van zandcilinder
- berekening met silomethode
- berekening met sondeerdiagram

Bovenstaande berekeningsmethoden zijn ontleend aan het compendium Geo-tubomechanica.

#### \* Berekening aan de hand van zandcilinder

Een van de beschikbare berekeningsmethode gaat uit van een cilinder zand welke aan de paal hangt. Er wordt bij de berekening van trekpalen vanuit gegaan, dat er bij een verplaatsing van de paal onder invloed van een trekkracht op de paal een zandcilinder met een oppervlakte van  $30 \text{ à } 50 \cdot F$  hangt, waarbij  $F$  het oppervlak van de ronde paaldoorsnede voorstelt.

Aangenomen wordt dat de benodigde wrijvingskracht langs de paal alleen door het zand geleverd wordt. Er is namelijk voor het opwekken van maximale wrijving een bepaalde verplaatsing noodzakelijk. Die verplaatsing is afhankelijk van de glijdingsmodulus; voor klei en veen is die aanmerkelijk lager dan voor zand.

Dit betekent, dat bij een trekpaal, die gedeeltelijk in zand en gedeeltelijk in slappere lagen staat, eerst de schuifweerstand in het zand volledig tot ontwikkeling komt en pas bij doorgaande verplaatsing de wrijving in de slappere lagen tot ontwikkeling komt.

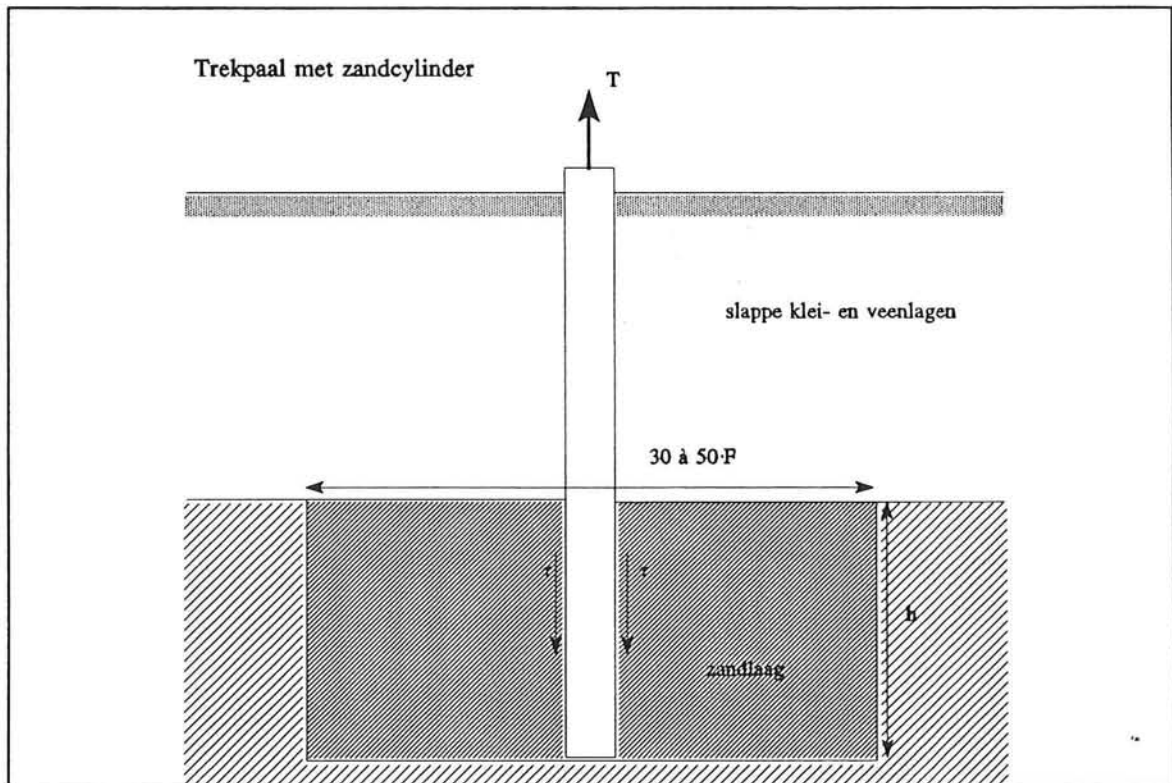
Door de keuze van de veiligheidsfactor wordt de toelaatbare verplaatsing vastgelegd; de wrijving wordt in de slappere lagen bij kleine verplaatsingen niet geactiveerd. Hieruit kan geconcludeerd worden dat schuifweerstand alleen ontwikkeld wordt in de zandlagen.

Met onderstaande formule kan dan de op de trekpaal toe te laten trekkracht bepaald worden:

$$T = \frac{30 \text{ à } 50 \cdot F \cdot \gamma \cdot h}{n}$$

waarin	T	: toelaatbare trekkracht op de trekpaal [kN]
	F	: $\frac{1}{4} \pi \cdot d^2 =$ oppervlakte doorsnede van equivalente ronde paal
	$\gamma$	: volumegewicht van zand onder water ( $\gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$ )
	n	: veiligheidsfactor ( $n=2,0$ )
	h	: hoogte van de zandcilinder [m]

De schematisatie van bovenstaande methode is in figuur 12.4 aangegeven.



Figuur 12.4: Schematisatie zandcilindermethode

Als de palen dicht bij elkaar geplaatst worden, gaan de aan de paal hangende 'zandcilinders' elkaar overlappen. Er wordt daarom een limiet aan de oppervlakte van de zandcilinder gesteld; als de paalafstand kleiner is dan  $\sqrt{(30 \text{ à } 50 \cdot F)}$  wordt de paalafstand aangehouden als diameter van de zandcilinder. De achtergrond van de aan te houden oppervlakte voor de zandcilinder volgt uit de onderstaande verhouding tussen paalafmeting en paalafstand:

$$factor = \frac{F_c}{F_p}$$

waarin	$F_c$	: kwadraat van de paalafstand
	$F_p$	: kwadraat van de paalafmeting

Voor de drie verschillende paalafmetingen wordt nu de factor bepaald.

paaltype	h.o.h. afstand	factor	Toegepaste factor
320 x 320	2,5 m	61	30·F
400 x 400	2,5 m	39	30·F
450 x 450	2,5 m	31	30·F

Tabel 12.6: Gebruikte factor

Ondanks het feit dat veelal een grotere factor gevonden wordt, wordt er toch voor gekozen om uit te gaan van de ondergrens van 30·F. Dit betekent dat bij toepassing van de paaldiameters van 320 en 400 nog enige reserve aan te mobiliseren grondcilinder aanwezig is. Laatstgenoemde twee paalafmetingen worden toegepast voor de A15-variant; dit is de constructie-variant waarin in de permante belastingsituatie trekkkrachten op de palen voorkomen.

De grootste paaldiameter van 450mm wordt alleen toegepast voor de gesloten tunnelvariant. Alleen gedurende de bouwfase hoeven de palen trekkkrachten op te nemen. Na montage en aanvullen van de dakconstructie bestaat er geen gevaar meer dat er trekkkrachten in de palen optreden.

Er blijkt dat de paalafstand steeds groter is dan de toe te passen factor. Voor de berekening wordt uitgegaan van de factor 30·F. De toelaatbare trekkkrachten per paal worden vervolgens berekend (zie onderstaande tabel).

paaltype	inheidiepte	h	F	T
320 x 320	19 m-NAP	6,9m	0,10m <sup>2</sup>	104 kN
400 x 400	19 m-NAP	6,9m	0,16m <sup>2</sup>	166 kN
450 x 450	19 m-NAP	6,9m	0,20m <sup>2</sup>	207 kN

Tabel 12.17: Toelaatbare trekkkrachten

De gevonden toelaatbare trekkkrachten op de verschillende paaltypes zijn vervolgens gecontroleerd aan de hand van de belastingen. Het eigen gewicht van de funderingspaal en funderingssloof zijn in mindering gebracht op de trekbelasting op de paal. Alle toegepaste palen blijken te voldoen.

Bij toepassing van de methode aan de hand van een zandcilinder kan de opmerking gemaakt worden dat slechts het gewicht van de zandcilinder in rekening wordt gebracht. Het gewicht voortkomende uit de slappe lagen wordt niet meegenomen, terwijl deze lagen in feite wel als bovenbelasting op de dieper gelegen zandlagen werken.

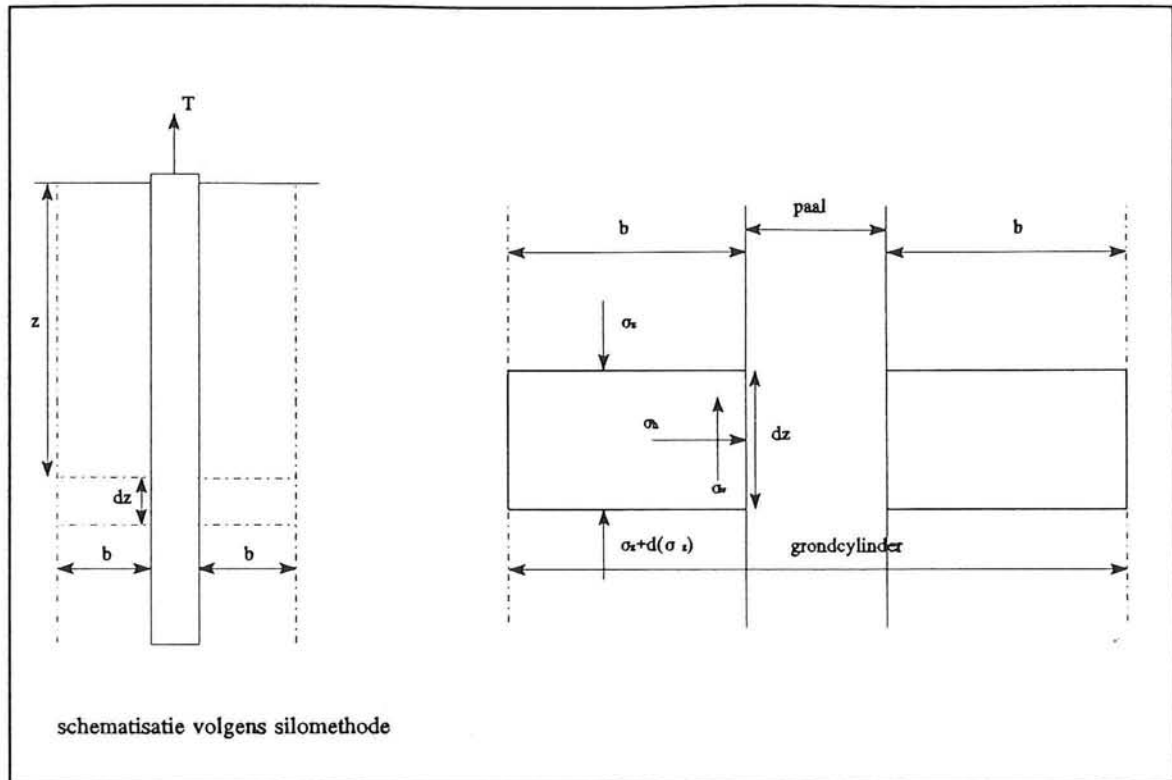
#### \* Berekening met silomethode

Een andere manier om de op trekpalen toelaatbare trekkkracht te bepalen, is die volgens de silomethode. Deze methode gaat ervan uit dat de grond tegen de paalschacht in staat van evenwicht verkeert met de wandwrijving.

Ook bij deze methode wordt ervan uitgegaan dat de klei- en veenlagen geen bijdrage leveren aan het opnemen van de trekkkracht. Deze klei- en veenlagen worden echter wel in rekening gebracht door middel van de in te voeren bovenbelasting. Tevens wordt de invloed van een eventuele ontgraving bij de bepaling van de bovenbelasting in rekening gebracht.

De schematisatie van de silomethode is in onderstaande figuur weergegeven.





Figuur 12.5: Schematisatie volgens silomethode

Met onderstaande formule kan dan de op de trekpaal toe te laten trekkracht bepaald worden:

$$T = F \cdot \left( \gamma \cdot z - \left( \frac{\gamma \cdot F}{f \cdot O \cdot k} - p_0 \right) \left( 1 - e^{-\frac{f \cdot O \cdot k \cdot z}{F}} \right) \right)$$

- waarin
- |          |  |
|----------|--|
| T        | : toelaatbare trekkracht op de betonpaal [kN]                          |
| F        | : oppervlakte meewerkend grondmassief                                  |
| $\gamma$ | : volumegewicht zand (eventueel onder water) [kN/m <sup>3</sup> ]      |
| z        | : dikte van de zandlaag [m]  |
| O        | : omtrek van de paal [m]   |
| f        | : wrijvingscoëfficiënt tussen grond en paal (= tan $\psi$ )            |
| k        | : verhouding tussen $\sigma_{hor}$ en $\sigma_{vert}$                  |
| $p_0$    | : bovenbelasting aan de bovenkant van de zandlaag [kN/m <sup>2</sup> ] |

**\* Waarde voor f, k en f·k**

Voor de wrijvingscoëfficiënt tussen grond en paal wordt aangenomen dat deze gelijk is aan de inwendige wrijvingshoek van zand; voor zand geldt een  $\varphi = 30^\circ$ .

$$f = \tan(30^\circ) = 0,58$$

De k-waarde wordt bepaald middels onderstaande formule:

$$k = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} = \frac{1 - \sin^2 30^\circ}{1 + \sin^2 30^\circ} = 0,6$$

Voor zand volgt dan voor  $f \cdot k = 0,58 \cdot 0,6 = 0,348$ ; hierin zit nog geen veiligheidsfactor. Door invoer van een veiligheidsfactor van 1,5 wordt voor de waarde van  $f \cdot k$  een waarde van 0,232 ingevoerd.

**Opmerking**

Het is ongebruikelijk om voor funderingsberekeningen een lagere veiligheidsfactor dan 2 toe te passen. Voor de  $k$ -waarde wordt een waarde van 0,6 gevonden; dit komt ongeveer overeen met de neutrale gronddrukcoëfficiënt. Omdat de grond rondom de geheide betonpaal wordt opgespannen, waardoor een  $k$ -waarde van circa 1 verwacht kan worden. Controle met een  $k$ -waarde van 1 en een veiligheidsfactor van 2 levert ongeveer dezelfde  $f \cdot k$ -waarde.

**\* Waarde voor F**

Bij het gebruik van bovenstaande formule wordt in het algemeen uitgegaan van een waarde voor oppervlakte van het meewerkend grondmassief  $F$ :

$$F \leq 50 \cdot F_p$$

waarbij  $F_p$  : doorsnede van het toegepaste paaltype

paaltype	$F \leq 50 \cdot F_p$
320 x 320	5,12 m <sup>2</sup>
400 x 400	8 m <sup>2</sup>
450 x 450	10 m <sup>2</sup>

Tabel 12.18: Toegepaste F-waarden

De palen staan in een stramien in lengterichting met een hart op hartafstand van 2,5m. In dwarsrichting is de paalafstand circa 5m. Dit betekent een maximale  $F_p$  van  $2,5 \cdot 5 = 12,5\text{m}^2$ . Deze waarde wordt nergens overschreden. De waarden uit de bovenstaande tabel mogen dus worden toegepast.

Verder worden de volgende invoergegevens gehanteerd:

- $\varphi_{\text{zand}} = 10\text{kN/m}^3$
- $\varphi_{\text{klei}} = 4\text{kN/m}^3$
- $z = 6,9\text{m}$
- $p_0 = 7 \cdot 4 = 28\text{kN/m}^2$  (gerekend na ontgraving)

Invoer van bovenstaande gegevens levert voor het paaltype 320 x 320:

$$T = F \cdot \left( \gamma \cdot z - \left( \frac{\gamma \cdot F}{f \cdot O \cdot k} - p_0 \right) \left( 1 - e^{-\frac{f \cdot O \cdot k \cdot z}{F}} \right) \right) = 5,12 \cdot \left( 10 \cdot 6,9 - \left( \frac{10 \cdot 5,12}{0,232 \cdot 1,28} - 28 \right) \left( 1 - e^{-\frac{0,232 \cdot 1,28 \cdot 6,9}{5,12}} \right) \right) = 117\text{kN}$$

Invoer van bovenstaande gegevens levert voor het paaltype 400 x 400:

$$T = F \cdot \left( \gamma \cdot z - \left( \frac{\gamma \cdot F}{f \cdot O \cdot k} - p_0 \right) \left( 1 - e^{-\frac{f \cdot O \cdot k \cdot z}{F}} \right) \right) = 8 \cdot \left( 10 \cdot 6,9 - \left( \frac{10 \cdot 8}{0,232 \cdot 1,60} - 28 \right) \left( 1 - e^{-\frac{0,232 \cdot 1,60 \cdot 6,9}{8}} \right) \right) = 143\text{kN}$$

Invoer van bovenstaande gegevens levert voor het paaltype 450 x 450:

Volgens de silomethode kan de benodigde paaltrekkkracht met alle drie verschillende paalafmetin-

$$T = F \cdot \left( \gamma \cdot z - \left( \frac{\gamma \cdot F}{f \cdot O \cdot k} - p_0 \right) \left( 1 - e^{-\frac{f \cdot O \cdot k \cdot z}{F}} \right) \right) = 10 \cdot \left( 10 \cdot 6,9 - \left( \frac{10 \cdot 10}{0,232 \cdot 1,80} - 28 \right) \left( 1 - e^{-\frac{-0,232 \cdot 1,80 \cdot 6,9}{10}} \right) \right) = 163 \text{ kN}$$

gen ruimschoots geleverd worden.

#### \* Berekening uit sondeerdiagram

Op basis van een aantal onderzoeken is een derde methode ontwikkeld voor de bepaling van de toelaatbare trekkracht op betonpalen. Als basis voor deze methode dient de grafiek, die het verband tussen de plaatselijke kleef en de conusweerstand weergeeft. Aan de hand van de beschikbare informatie uit het grondonderzoeksresultaten is een grafiek ontwikkeld, waaruit de vereiste reductiecoëfficiënt voor de paaltypes kan worden afgelezen.

Het is gebleken, dat wrijvingswaarden, welke worden gemeten in klei geen correctie behoeven, terwijl op de metingen in zandige klei tot zand op de gemeten waarden een reductie moet worden toegepast, die groter is naarmate de grond meer zand bevat.

De toe te passen grafieken zijn op de volgende bladzijde weergegeven. Tevens worden voor de zandlaag aan het sondeerdiagram de volgende gegevens ontleend.

- gemiddelde conusweerstand :  $6 \text{ MN/m}^2$  ( $60 \text{ kg/cm}^2$ )
- gemiddelde plaatselijke kleef :  $0,06 \text{ MN/m}^2$  ( $0,6 \text{ kg/cm}^2$ )

Verder wordt voor het vinden van de reductiecoëfficiënt op de plaatselijke kleef uitgegaan van reductiekromme 8 voor een puntloze betonpaal. Gebruik makend van bovenstaande gegevens levert voor het bepalen van de toelaatbare trekkracht een maximale reductiecoëfficiënt van 30% gevonden.

Voor het bepalen van de toelaatbare trekkracht per paal wordt de bijdrage welke geleverd wordt door de slappe klei-en veenlagen verwaarloosd.

De toelaatbare trekkracht wordt vervolgens bepaald door onderstaande formule.

$$T = 30\% \cdot \tau_{\text{kleef}} \cdot h_{\text{zand}} \cdot O_{\text{paal}}$$

waarin

- T : toelaatbare trekkracht [kN]
- $\tau_{\text{kleef}}$  : plaatselijke kleef [ $\text{kN/m}^2$ ]
- $h_{\text{zand}}$  : dikte van de zandlaag [m]
- $O_{\text{paal}}$  : omtrek van de betonpaal [m]

Invoer van alle gegevens geeft vervolgens:

paaltype	$\tau_{\text{kleef}}$	$h_{\text{zand}}$	$O_{\text{paal}}$	T
320 x 320	$60 \text{ kN/m}^2$	6,9 m	$1,28 \text{ m}^2$	159 kN
400 x 400	$60 \text{ kN/m}^2$	6,9 m	$1,60 \text{ m}^2$	199 kN
450 x 450	$60 \text{ kN/m}^2$	6,9 m	$1,80 \text{ m}^2$	223 kN

Tabel 12.19: Overzicht invoer

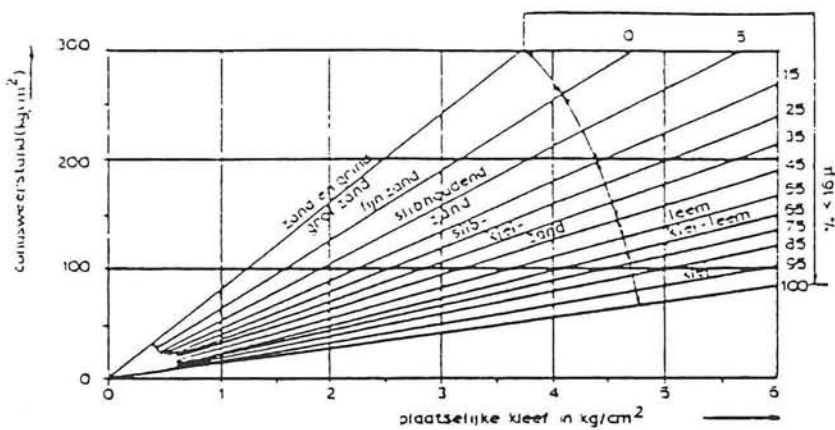
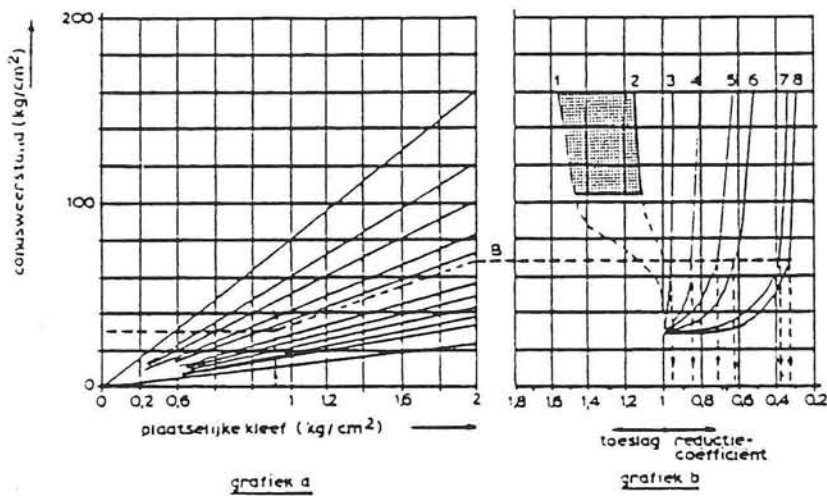


fig. VI.31 - Relatie tussen conusweerstand, plaatselijke kleeft en grondsoort. -



- 1 en 2: Vibropaal  $\varnothing$  44-45,2.puntdiam.  $\varnothing$  52, s.g. specie 2,3 t/m<sup>3</sup>
- 3: M.V.paal, s.g. specie 2,05 t/m<sup>3</sup>
- 4: M.V.paal, s.g. specie 1,75 t/m<sup>3</sup>
- 5: houten paal
- 6: betonpaal met punt 45°
- 7: open stalen paal en I-profiel
- 8: puntloze betonpaal.

1 t/m 4: G.W. = 1 m - m.v. en specieniveau = m.v. = constant.  
 gebied waarin een extra trekkracht aanwezig kan zijn t.g.v. de extra hoogte van het specieniveau bij de aanvang van het trekken van de stalen buis.

fig. VI.82 - Reductiekrommen voor de berekening van de toelaatbare trekbelasting. -

**\* Samenvatting toelaatbare trekkracht**

De resultaten van bovenstaande drie methodieken ter bepaling van de toelaatbare trekkracht op de betonpaal zijn resumerend in onderstaande tabel weergegeven.

paaltype	zandcilinder	silomethode	sondeerdiagram
320 x 320	104 kN	117 kN	159 kN
400 x 400	166 kN	143 kN	199 kN
450 x 450	207 kN	163 kN	223 kN

Tabel 12.21: Toelaatbare trekkracht

Geconcludeerd kan worden dat de verschillen tussen de drie verschillende berekeningsmethoden betrekkelijk gering zijn. De resultaten van de toelaatbare trekkracht per paal voldoen allemaal aan de maximaal op te nemen trekkrachten.

Op basis van de laagst gevonden waarden voor de toelaatbare trekkracht wordt het palenplan op trekkrachten gecontroleerd. Er blijkt dat veelal de door de palen te leveren trekkrachten maatgevend zijn voor de uiteindelijke keuze van paalafmetingen en paalafstand.

**\* Keuze paaltype en hart op hart afstand palen**

Op basis van de resultaten van het programma doorgaande ligger en de toelaatbare paalbelastingen zijn keuzes gemaakt omtrent het toe te passen paaltype, de inheidiepte en de bijbehorende h.o.h. afstand.

De desbetreffende keuze is niet alleen gebaseerd op het maximaal benutten van de verschillende paaltypes, maar ook op de optredende momenten in de funderingssloof. Bovendien zijn meestal de te leveren trekkrachten bepalend geweest voor de uiteindelijke keuze van een paaltype; hiermee is ook de gekozen inheidiepte van 19m- mv te verklaren. Hoe dieper de betonpaal in het zand weggeheid wordt; hoe meer trekbelasting de betonpaal op kan nemen.

De gekozen sloof-afmetingen van 0,6 x 0,6m worden aangehouden voor het aanbrengen van de benodigde wapening. Bij deze afmetingen is voldoende extra breedte aanwezig om eventuele maatafwijkingen ten gevolge van het heiproces op te vangen.

In onderstaande tabel zijn de toe te passen paaltypes en bijbehorende paalafstanden aangegeven:

	paaltype	afstand	inheidiepte	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>
middensteunpunt gesloten	400 x 400	2,5m	19 m-NAP	151 kNm	-213 kNm
links/rechts gesloten	450 x 450	2,5m	19 m-NAP	161 kNm	-385 kNm
middensteunpunt A15	400 x 400	2,5m	19 m-NAP	171 kNm	-236 kNm
links/rechts A15	320 x 320	2,5m	19 m-NAP	53 kNm	-98 kNm

Tabel 12.22: Toe te passen fundering

#### \* Afdracht van horizontale krachten

Ten gevolge van treinverkeer kunnen er horizontale langskrachten op het spoor uitgeoefend worden. Deze langskrachten ontstaan uit het aanzetten en remmen van locomotieven. De grootte van deze langskrachten is eerder bepaald (zie bijlage 5).

Samenvattend kan gezegd worden dat de maximale aanzetkracht maatgevend is. Uit proefnemingen is gebleken dat deze circa 1000kN over een lengte van 30m bedraagt. Voor de remkracht wordt volgens de nieuwste NS-richtlijn een waarde van 20kN per strekkende meter aangehouden. Per slooflengte van 20m betekent dit de volgende horizontale langskrachten op het spoor (zie onderstaande tabel).

	kracht per 20m sloof
remkracht	400 kN
aanzetkracht	666 kN

Tabel 12.23: Maatgevende horizontale langskrachten

Indien gekozen zou zijn voor directe spoorbevestiging, moeten de horizontale langskrachten direct door het tunnelbakelement naar de fundering afgedragen worden. Over een lengte van de fundatiesloof van 20m zou dan de volledige horizontale langskracht opgenomen moeten worden. Een vuistregel voor constructeurs is echter dat per betonpaal circa 10kN aan horizontale kracht opgenomen kan worden. Het aantal palen onder de fundatiesloof is dan echter niet toereikend voor de opname van al deze krachten.

Indien gebruik zou worden gemaakt van een of andere bokconstructie onder de fundatiesloof, worden zeer grote trek-en drukkrachten in de palen geïnitieerd. Ook dit is dus geen goede oplossing.

Gekozen is echter om het spoor in ballastbed aan te leggen; waardoor de horizontale langskrachten over een grotere lengte gespreid kunnen worden. Uitgaande van een maatgevende aanzetkracht van 1000kN betekent dat circa 100 palen geactiveerd moeten worden. Per basislengte van 20m staan onder de sloof 24 palen, waardoor iets meer dan vier basislengtes nodig zijn om de aanzetkracht op te nemen.

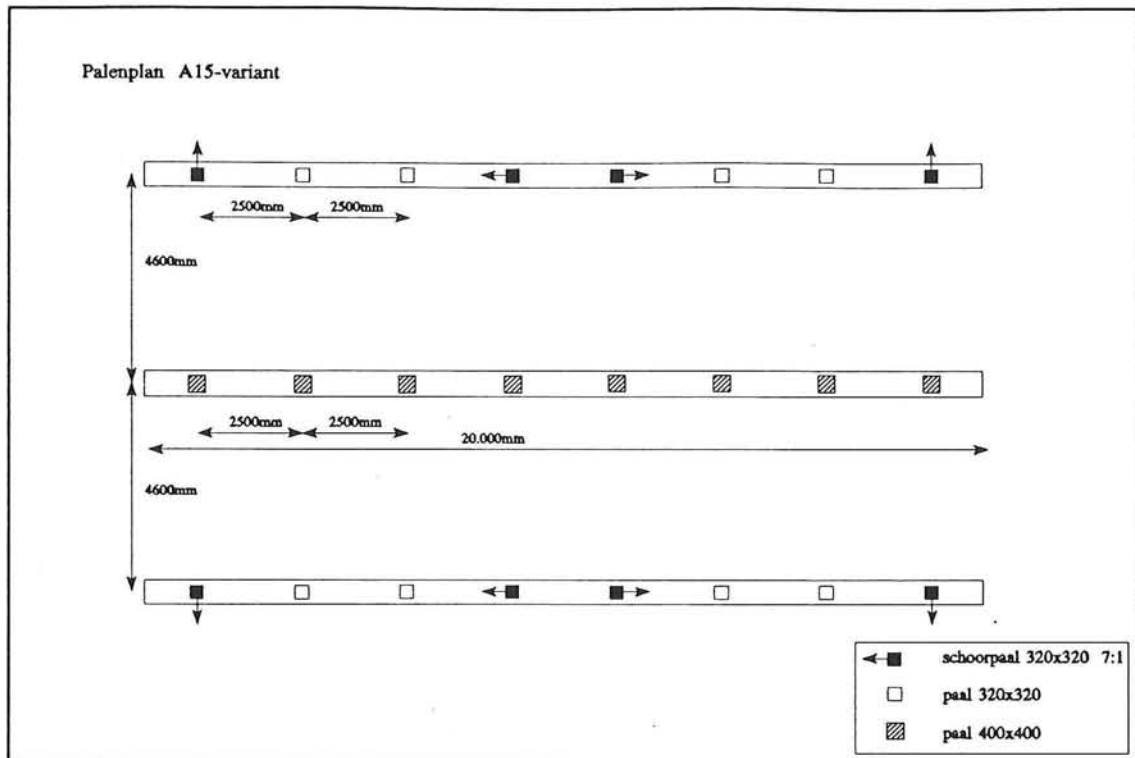
Door het spoor in ballastbed aan te leggen, is er geen vaste verbinding tussen spoor en tunnelbakelement. Indien de maximale wrijvingskracht tussen steenslag en betonoppervlak wordt overschreden, kan verplaatsing van het ballastmateriaal optreden. Omdat over de gehele lengte van het tracé spoor met ballastbed aanwezig is, wordt bij grote horizontale langskrachten een grote lengte geactiveerd.

Uit bovenstaande uiteenzetting omtrent de overdracht van horizontale langskrachten kan geconcludeerd worden, dat een zwaar uitgevoerde bokconstructie niet noodzakelijk is. Er wordt echter wel voor gekozen om per fundatiesloof een 'lichte' bokconstructie op te nemen.

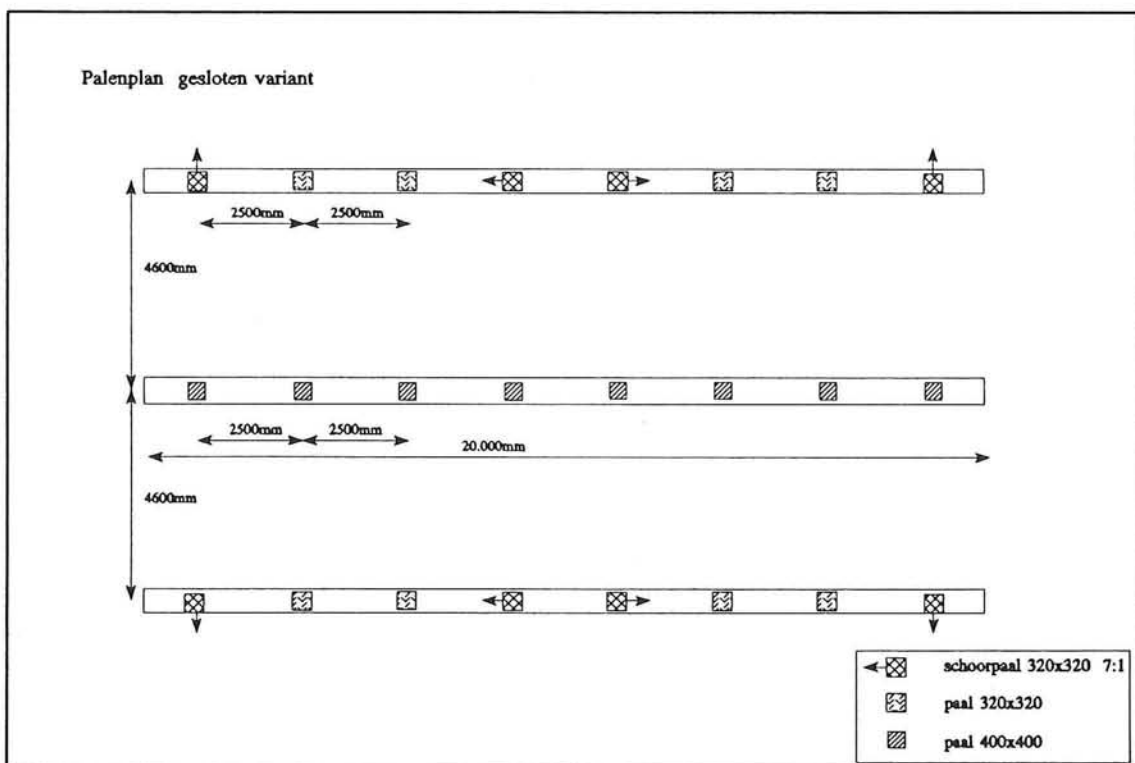
Zo'n bokconstructie heeft een tweetal voordelen, te weten:

- opname van eventuele horizontale krachten
- beperking van optredende verplaatsingen

In het palenplan per fundatiesloof wordt de bovenbeschreven bokconstructie globaal aangegeven. Berekeningen aan deze bokconstructie zullen derhalve in een later stadium uitgevoerd moeten worden.



Figuur 12.6: Palenplan A15-variant



Figuur 12.7: Palenplan gesloten variant

## DETAILLERING

### \* Betonberekening van de funderingssloof

De bepaling van de maatgevende momenten voor de funderingssloof op basis van het rekenprogramma 'Doorgaande ligger' levert onderstaande resultaten. Deze resultaten zijn verkregen door toepassing van een speciale module uit het programma welke de extreme dwarskrachten en momenten genereert.

sloof	$D_{\max}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
- links/rechts gesloten	811 kN	472 kNm	-179 kNm
- links/rechts A15	214 kN	125 kNm	-55 kNm
- midden (A15 en gesloten)	548 kN	319 kNm	-173 kNm

Tabel 12.24: Resultaten 'Doorgaande ligger'

Deze resultaten zijn gebaseerd op de volgende veiligheidsfactoren:

omschrijving	factor
- permanente belasting	1.2
- veranderlijke belasting	1.5

Tabel 12.25: Veiligheidsfactoren

Omdat de verschillen in belasting, maatgevende dwarskrachten en momenten aanzienlijk zijn, wordt onderscheid gemaakt tussen de wapening voor de linker en rechter funderingssloof en de sloof van het middensteunpunt. Bovendien wordt verschil gemaakt tussen de A15- en de gesloten variant. Voor beide varianten zijn de belastingen voor het middensloof nagenoeg gelijk; er wordt dus maar een type funderingssloof voor het middensteunpunt toegepast.

Voor de afmetingen van de funderingssloof is voor de berekening uitgegaan van praktische overwegingen. Alle drie de paalafmetingen moeten ruimschoots in de sloof opgenomen kunnen worden. Eventuele maatafwijkingen ten gevolge van het heiproces kunnen eveneens in de sloof verdisconteerd worden. Er is gekozen voor sloofafmetingen van 0,6 x 0,6m.

De berekening wordt uitgevoerd op basis van een minimale druksterkte van beton van  $15\text{N/mm}^2$ . Deze sterkte kan door aanpassing van het betonmengsel al na 36 uur bereikt worden. Zoals eerder vermeld kan dit geschieden door toevoeging van een extra hoeveelheid Portland C cement.

Door het treffen van extra maatregelen kan deze hoge aanvangssterkte altijd gehaald worden. Onder winterse omstandigheden kan bijvoorbeeld overwogen worden de werkruimte tijdelijk te overkappen of gebruik te maken van een verwarmd betonmengsel. Deze tijdelijke voorzieningen zullen extra kosten met zich mee brengen, maar zullen dubbel en dwars terugverdiend worden ten gevolge van een kortere bouwstroombuurlengte en bouwtijd.



**\* Hoofdwapening van de funderingssloof t.p.v. het middensteunpunt (bovenzijde)**

Als maatgevend moment voor de funderingssloof voor het middensteunpunt wordt uitgegaan van 319kNm. Dit moment is maatgevend voor zowel de gesloten als de A15-variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is positief en vereist dus een wapening welke aan de bovenzijde van de sloof gelegen is.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $b$  : breedte van de sloof [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{319}{15 \cdot 0,6 \cdot 0,524^2} = 129$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 13,902$

Voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ ) en FeB 500 geldt een k-waarde van 29,00

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{13,902}{29,00} = 0,48$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1509\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 1811\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$6 \phi 20$$

Dit komt overeen met  $A_{s, \text{toegep}} = 1885\text{mm}^2$

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Voor een beschrijving van de achtergrond en gebruik van de voorwaarden wordt verwezen naar bijlage 11A Hoofdwapening tunnelbakelement. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{1509}{1885} = 232 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 20 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{232} = 10,8$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 70 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{232} - 1,3 \right) = 86 \text{ mm}$$

Dit voldoet!!

### \* Controle minimale staafafstand

Bij toepassing van 6  $\phi 20$  wordt de staafafstand circa 70mm. Deze staafafstand voldoet aan bepaling 9.10.1 van VB. Hierin staat dat de vrije ruimte tussen de hoofdwapeningstaven ten minste gelijk moet zijn aan de grootste waarde van:

- $\frac{4}{3}$  van de grootste korrelafmeting D
- de grootste kenmiddellijn van de hoofdwapeningstaven
- 30mm bij balken

Bij overlappingslassen mag de tussenruimte worden verminderd tot  $\frac{2}{3}$  van de grootste korrelafmeting D.

**\* Hoofdwapening van de funderingssloof t.p.v. het middensteunpunt (onderzijde)**

Als maatgevend moment voor de funderingssloof voor het middensteunpunt wordt uitgegaan van -173kNm. Dit moment is maatgevend voor de gesloten als de A15-variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is negatief en vereist dus een wapening welke aan de onderzijde van de sloof gelegen is.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $b$  : breedte van de sloof [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{173}{15 \cdot 0,6 \cdot 0,524^2} = 70$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 7,274$

Voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ ) en FeB 500 geldt een k-waarde van 29,00

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{7,274}{29,00} = 0,25$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 788\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 946\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$4 \phi 20$$

Dit komt overeen met  $A_{s,toegep} = 1257\text{mm}^2$

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_{st} \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{788}{1257} = 182 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 20 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{182} = 13,7$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 130 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{182} - 1,3 \right) = 145 \text{ mm}$$

Dit voldoet!!

\* Hoofdwapening van linker en rechter funderingssloof voor de gesloten variant (bovenzijde)

Als maatgevend moment voor de linker en rechter funderingssloof wordt uitgegaan van 472kNm. Dit moment is maatgevend voor de gesloten variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is positief en vereist dus een wapening welke aan de bovenzijde van de sloof gelegen is.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $b$  : breedte van de sloof [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{472}{15 \cdot 0,6 \cdot 0,524^2} = 191$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 21,496$

Voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ ) en FeB 500 geldt een k-waarde van 29,00

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{21,496}{29,00} = 0,74$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 2330\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 2796\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$6 \phi 25$$

Dit komt overeen met  $A_{s,toegep} = 2945 \text{ mm}^2$

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s,benod}}{A_{s,toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{2330}{2945} = 229 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 25 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{229} = 11$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 105 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{229} - 1,3 \right) = 88 \text{ mm}$$

Dit voldoet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.3:

$$k_c = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{50}{35} = 1,43 > 2$$

$$\phi_{km} = 25 \leq k_c \cdot \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = 1,43 \cdot \frac{2500 \cdot 1,0}{229} = 15,6$$

Voldoet nog steeds niet!!

Toepassing van aanvullende bepaling nr.4:

$$k_c = \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}} = \sqrt{\frac{50}{35}} = 1,20 > \sqrt{2}$$

$$s = 105 \leq 100 \cdot k_c \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \cdot 1,20 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{229} - 1,3 \right) = 106 \text{ mm}$$

Deze voldoet wel!!

\* **Hoofdwapening van linker en rechter funderingssloof voor de gesloten variant (onderzijde)**  
 Als maatgevend moment voor de linker en rechter funderingssloof wordt uitgegaan van -179kNm. Dit moment is maatgevend voor de gesloten variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is negatief en vereist dus een wapening welke aan de onderzijde van de sloof gelegen is.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 b : breedte van de sloof [m]  
 d : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin h : totale hoogte van de betondoorsnede  
 c : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{179}{15 \cdot 0,6 \cdot 0,524^2} = 72$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 7,491$

Voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ ) en FeB 500 geldt een k-waarde van 29,00

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{7,491}{29,00} = 0,26$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 812\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 974\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$4 \phi 20$$

Dit komt overeen met  $A_{s,toegep} = 1257\text{mm}^2$

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, \text{benod}}}{A_{s, \text{toegep}}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{812}{1257} = 187 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr. 1:

$$\phi_{km} = 20 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{187} = 13,4$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr. 2

$$s = 130 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{187} - 1,3 \right) = 137 \text{ mm}$$

Dit voldoet!!



**\* Hoofdwapening van linker en rechter funderingssloof voor de A15-variant (bovenzijde)**

Als maatgevend moment voor de linker en rechter funderingssloof wordt uitgegaan van 125kNm. Dit moment is maatgevend voor de A15- variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is positief en vereist dus een wapening welke aan de bovenzijde van de sloof gelegen is.

Omdat de maatgevende momenten kleiner zijn dan bij de bovenstaande funderingssloven wordt ervoor gekozen om de sloof smaller uit te voeren. Dit is gedaan om een aantal redenen, te weten:

- kleinere belastingen vereisen minder beton en wapening
- aanpassing van breedte levert minder veranderingen op aan de bekisting
- de paalafmetingen welke in de sloof opgenomen moeten worden zijn kleiner; er blijft een vergelijkbare ruimte beschikbaar.

Gekozen wordt om de sloof een breedte van 0,5m en een hoogte van 0,6m te geven.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $b$  : breedte van de sloof [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{125}{15 \cdot 0,5 \cdot 0,524^2} = 61$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) geeft  $k \cdot \omega_0 = 6,306$

Voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ ) en FeB 500 geldt een k-waarde van 29,00

$$\omega_0 = \frac{k \cdot \omega_0}{k} = \frac{6,306}{29,00} = 0,22$$

Minimaal benodigde wapening:

$$A_s = \omega_0 \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 576\text{mm}^2$$

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 692 \text{ mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$4 \phi 16$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 804 \text{ mm}^2$

#### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s,\text{benod}}}{A_{s,\text{toegep}}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{576}{804} = 208 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 16 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{208} = 12$$

Dit voldoet niet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{208} - 1,3 \right) = 110 \text{ mm}$$

Dit voldoet!!

**\* Hoofdwapening van linker en rechter funderingsloof voor de A15-variant (onderzijde)**

Als maatgevend moment voor de linker en rechter funderingsloof wordt uitgegaan van -55kNm. Dit moment is maatgevend voor de A15- variant. Hierop wordt de hoofdwapening gedimensioneerd. Dit moment is negatief en vereist dus een wapening welke aan de onderzijde van de sloof gelegen is.

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} =$$

waarin  $M_u$  : rekenwaarde voor het maximale moment [kNm]  
 $f'_b$  : rekenwaarde voor de druksterkte [N/mm<sup>2</sup>]  
 $b$  : breedte van de sloof [m]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [m]

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi - \phi_{bgl} = 600 - 50 - 10 - 16 = 524\text{mm} = 0,524\text{m}$$

Waarin  $h$  : totale hoogte van de betondoorsnede  
 $c$  : toegepaste betondekking  
 $\phi$  : kenmiddellijn betonstaaf (schatting  $\phi 20$ )  
 $\phi_{bgl}$  : kenmiddellijn beugel  $\phi 16$

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55}{15 \cdot 0,5 \cdot 0,524^2} = 27$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) blijkt buiten het bereik van de tabel te vallen

Minimaal benodigde wapening wordt bepaald aan de hand van  $\omega_{\min}$ :

$$A_s = \omega_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 393\text{mm}^2$$

Deze waarde geldt voor B25 ( $f'_b = 15\text{N/mm}^2$ )

Uit scheurwijdteberekening wordt deze minimaal benodigde wapening vermenigvuldigd met een factor 1,2.

$$1,2 \cdot A_s = 472\text{mm}^2$$

Toegepast wordt voor hoofdwapening in de sloof voor het middensteunpunt:

$$4 \phi 16$$

Dit komt overeen met  $A_{s,\text{toegep}} = 804\text{mm}^2$

### \* Scheurwijdtecontrole

In onderstaande berekening is de scheurwijdte-controle volgens de geldende voorschriften uitgevoerd. Voor een beschrijving van de achtergrond en gebruik van de voorwaardes wordt verwezen naar bijlage 11A Hoofdwapening tunnelbakelement. Er is nagegaan of voldaan wordt aan één van de twee voorwaarden (1 of 2). Indien dit niet het geval is, is gebruik gemaakt van de twee aanvullende bepalingen.

Bepaling van maximale staalspanning:

$$\sigma_s = \frac{1}{\gamma} \cdot f_s \cdot \frac{A_{s, benod}}{A_{s, toegep}} = \frac{1}{1,5} \cdot 435 \cdot \frac{393}{804} = 142 \text{ N/mm}^2$$

Controle aan de hand van voorwaarde nr.1:

$$\phi_{km} = 16 \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} = \frac{2500 \cdot 1,0}{142} = 17,6$$

Dit voldoet!!

Controle aan de hand van voorwaarde nr.2

$$s = 100 \leq 100 \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left( \frac{500 \cdot 1,0}{142} - 1,3 \right) = 222 \text{ mm}$$

Dit voldoet ook!!

**\* Controle op dwarskracht**

Uit de definitieve uitvoer van de berekeningen zijn de maatgevende dwarskrachten gesubstitueerd. Deze zijn in onderstaande tabel nogmaals weergegeven.

sloof	$D_{\max}$
- links/rechts gesloten	811 kN
- links/rechts A15	214 kN
- midden (A15 en gesloten)	548 kN

Tabel 12.26: Maatgevende dwarskrachten

Bij op dwarskracht belaste liggers moet in iedere doorsnede vanaf de dag van de oplegging worden voldaan aan de voorwaarde:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

Waarin  $\tau_d$  : rekenwaarde van de schuifspanning [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]  
 $\tau_u = \tau_1 + \tau_s + \tau_2$ ;  
 $\tau_1$  : uiterst opneembare schuifspanning (zonder dwarskrachtwapening)  
 $\tau_s$  : door de dwarskrachtwapening opneembare schuifspanning

$$\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b \cdot k_n \cdot k_\theta + 7,0 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Waarin  $k_n$  : factor  
 $k_\theta = 1$  : factor van ligging dwarskrachtwapening voor  $\alpha = 90^\circ$

De factor  $k_n$  kan bepaald worden met onderstaande formule:

$$k_n = \frac{5}{3} \left( 1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) + 1,0$$

Waarin  $\sigma'_{bmd}$  : gemiddelde betondrukspanning t.g.v. normaalkracht  
 $f'_b$  : rekenwaarde van de druksterkte van beton

De rekenwaarde van de schuifspanning in op dwarskracht belaste doorsnedes moet worden bepaald uit:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Waarin  $V_d$  : rekenwaarde van de dwarskracht [N]  
 $b$  : breedte van de betondoorsnede [mm]  
 $d$  : nuttige hoogte van de betondoorsnede [mm]

Invullen van de gegevens:

	$V_d$	d	b	$\tau_d$
- links/rechts gesloten	811 kN	524 mm	600 mm	2,58 N/mm <sup>2</sup>
- links/rechts A15	214 kN	524 mm	500 mm	0,82 N/mm <sup>2</sup>
- midden (A15 en gesloten)	548 kN	524 mm	600 mm	1,74 N/mm <sup>2</sup>

Tabel 12.27: Schuifspanningen

De uiterst opneembare schuifspanning  $\tau_1$  in een doorsnede moet worden bepaald uit:

$$\tau_1 = 0,5 \cdot f_b \cdot k_\lambda \cdot k_h^3 \sqrt{\omega_0} \leq 0,4 \cdot f_b$$

Waarin  $k_\lambda$  : factor  
 $k_h$  : factor ( $k_h = 1,6 - h \leq 1,0$  (h in meters))  
 $\omega_0$  : wapeningspercentage in de buigtrekzone

Voor de maximaal opneembare schuifspanning  $\tau_1$  moet in ieder geval geen kleinere waarde aangehouden worden dan  $0,4 \cdot f_b$ . De controle van de dwarskracht kan dus ook aan de hand van deze waarde uitgevoerd worden.

$$\tau^1 \geq 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 1,15 = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Deze controle voldoet niet aan de voorwaarde  $\tau_1 \leq \tau_u$ .

De factor  $k_\lambda$  wordt vervolgens bepaald door:

$$k_\lambda = \frac{2,5}{\lambda_v} \leq 1 \text{ en } \geq 5$$

Waarin  $\lambda_v$  : dwarskrachtslankheid van het liggerdeel  
 $\lambda_v = M_{dmax} / d \cdot V_{dmax}$   
 $M_{dmax}$  : maximale absolute waarde van  $M_d$   
 $V_{dmax}$  : maximale absolute waarde van  $V_d$

Invoer van de gegevens:

	$V_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kNm)	d (m)	$\lambda_v$	$k_\lambda$	$k_h$
- links/rechts gesloten	811 kN	472	0,524	1,11	2,27	1,0
- links/rechts A15	214 kN	125	0,524	1,11	2,27	1,0
- midden (A15 en gesloten)	548 kN	319	0,524	1,11	2,27	1,0

Tabel 12.28: Gebruikte factoren

Vervolgens bepaling van  $\tau_1$ :

	$k_\lambda$	$k_h$	$\omega_0$	$\tau_1$	$\tau_d$	$\tau_d \leq \tau_u$
- links/rechts gesloten	2,27	1,0	0,74	1,18	2,58	fout
- links/rechts A15	2,27	1,0	0,22	0,79	0,82	fout
- midden (A15 en gesloten)	2,27	1,0	0,48	1,02	1,74	fout

Tabel 12.29: Bepaling opneembare schuifkrachten

Voor beide constructie-varianten wordt niet aan de eisen t.a.v. dwarskracht voldaan. Het is in de funderingssloof noodzakelijk om extra dwarskrachtwapening op te nemen.

### \* Dwarskrachtwapening

In bovenstaande controleberekening is berekend hoeveel dwarskracht opgenomen kan worden door het beton. De rekenwaarde van de schuifspanning overschrijdt echter de maximaal toelaatbare dwarskracht op het beton. Het resterende deel moet door dwarskrachtwapening opgenomen worden (zie onderstaande formule).

$$\tau_s = \tau_d - \tau_1$$

waarin  $\tau_s$  : uiterst opneembare dwarskracht door dwarskrachtwapening

Aan de hand van de door de wapening opneembare schuifspanning  $\tau_s$  volgt de extra dwarskrachtwapening:

$$A_{sv} = \frac{\tau_s \cdot b \cdot d}{z \cdot f_s \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}$$

waarin  $A_{sv}$  : dwarskrachtwapening per eenheid van lengte  
 $z$  : inwendige hefboomsarm van betondoorsnede ( $z=0,9 \cdot d$ )  
 $f_s$  : rekenwaarde van de treksterkte van betonstaal  
 $\alpha$  : hoek tussen de dwarskrachtwapening en de liggeras ( $\alpha = 90^\circ$ )  
 $\theta$  : hoek tussen drukdiagonaal en as van de ligger ( $\theta = 45^\circ$ )

Invoer van alle gegevens levert onderstaande resultaten

	$\tau_s$	$A_{sv}$
- links/rechts gesloten	1,4 N/mm <sup>2</sup>	2,1 mm <sup>2</sup> /mm
- links/rechts A15	0,03 N/mm <sup>2</sup>	0,04 mm <sup>2</sup> /mm
- midden (A15 en gesloten)	0,72 N/mm <sup>2</sup>	1,1 mm <sup>2</sup> /mm

Tabel 12.30: Benodigde schuifwapening

Vervolgens wordt een keuze gemaakt voor beugels  $\phi 16$  om de 175 mm. Dit betekent een  $A_{ss} = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2$ . De benodigde dwarskrachtwapening bedraagt voor de linker en rechter sloof van de gesloten variant:  $2,1 \cdot 175 = 368 \text{ mm}^2$ . Dit is voor opname van de dwarskracht in de beschouwde funderingssloof ruimschoots voldoende.

Voor de linker en rechter sloof van de A15-variant is nauwelijks extra dwarskrachtwapening benodigd. Er wordt uit praktisch overwegingen gekozen voor beugels  $\phi 12$  om de 300mm. Deze

beugelafstand is gekozen op grond van artikel 9.11.4.4 van de Voorschriften Beton (NEN6720). In balken moeten over de gehele lengte beugels worden aangebracht op een hart-op-hartafstand van ten hoogste 300mm.

Voor de sloof voor het middensteunpunt wordt uitgegaan van beugels  $\phi 12$  om de 300 mm. Dit is voor opname van de dwarskracht ruimschoots voldoende.

De berekende extra dwarskrachtwapening is noodzakelijk bij de opleggingen; wanneer men de wapening zou vlechten op de bouwplaats verdient het de voorkeur om over de gehele lengte van de betonsloof dezelfde beugels en beugelafstand aan te houden. Omwille van het hoge produktietempo wordt de balkwapening geprefabriceerd. Compleet balkwapeningsnetten zullen op de bouwplaats arriveren. Prefabricage van wapening heeft als grote voordeel dat de wapening optimaal bepaald en aangebracht kan worden.

Naar het midden tussen twee oplegpunten toe kan de wapening gereduceerd worden tot bijvoorbeeld  $\phi 12$  om de 300mm. De optimalisatie van de toe te passen beugelwapening zal in een later stadium nog bepaald moeten worden. Voorlopig wordt uitgegaan van de berekende beugels en beugelafstand over de gehele lengte van de sloof.

**\* Samenvatting van de dwarskrachtwapening**

In onderstaande tabel zijn de resultaten van bovenstaande berekening nogmaals samengevat.

	dwarskrachtwapening
- links/rechts gesloten	$\phi 16 - 175$
- links/rechts A15	$\phi 12 - 300$
- midden (A15 en gesloten)	$\phi 12 - 300$

Tabel 12.31: Toegepaste dwarskrachtwapening



## BOUWPUT MET TIJDELIJKE KORTDURENDE BEMALING

### \* Inleiding

Een oplossing met een tijdelijke kortdurende spanningsbemaling vereist de volgende ontgravingsdiepte t.o.v. maaiveld:

	ontgravingsdiepte
constructiehoogte	3,0m
sloofhoogte	0,6m
grondverbetering	1,5m
<b>TOTALE ONTGRAVINGSDIEPTE</b>	<b>5,1m</b>

Tabel 13.1: Vereiste ontgravingsdiepte

In deze paragraaf wordt uiteengezet volgens welke werkmethode de bouwput van de prefab-tunnelbouwmethode aangelegd wordt.

### \* Aanbrengen spanningsbemaling

Toepassing van spanningsbemaling geeft normaal gesproken veel problemen met het verkrijgen van vergunningen; bovendien zijn meestal grote zettingen te verwachten. In de beschouwde situatie veroorzaakt een spanningsbemaling in het poldergebied een verstoring van de waterhuishouding; het verkrijgen van de benodigde vergunningen levert moeilijkheden op.

Toch wordt gekozen voor toepassing van bemaling in deze situatie om een aantal redenen:

1. er is slechts kortstondig een spanningsbemaling noodzakelijk. Door de zeer snelle voortgang van het bouwproces wordt de duur van de bemalings aanzienlijk bekort.
2. vacuümbemaling is een goedkope oplossing
3. zettingen kunnen bijna geheel voorkomen worden door de waterspanning dusdanig te verlagen dat de hydrostatische waterspanning aan de onderzijde van het slappe klei- en veenpakket evenwicht maakt met de verlaagde grondwaterstand in watervoerende zandpakket.
4. de aanwezigheid van overspannen grondwater in het diepe zandpakket, waardoor de waterstand voor een evenwichtssituatie tot hoog boven maaiveldniveau moet worden opgezet.

Omdat de bovenliggende veen- en kleilagen een soortelijk gewicht hebben dat nauwelijks zwaarder is dan water, wordt er voor gekozen om een groot gedeelte van het tweede slappe veenpakket te vervangen door zand. Deze grondverbetering levert een aantal voordelen op, te weten:

- vergroting van de neerwaarde bovenbelasting
- een verbetering van de grondslag onder de constructie
- het 'nieuwe' zandpakket vervult tevens de functie van werkvloer

Het is gebruikelijk om op plaatsen waar het ontgravingsniveau tot in een veenlaag reikt, onder de constructie deze veenlaag te vervangen door zand; hiervoor wordt veelal een halve meter aangehouden. Tevens wordt ervoor gezorgd dat de grondwaterstand zich op een diepte van 0,5m onder deze werkvloer bevindt.

Buiten de halve meter noodzakelijke grondverbetering wordt nogmaals een veenpakket met een dikte van één meter vervangen door zand. Aangezien de verlaging van de waterspanningen in het diepe zandpakket geminimaliseerd moeten worden, wordt het ontgraven veenpakket direct weer aangevuld met vervangend zand. Uit de evenwichtsberekening blijkt dat rekentechnisch in de ontgraven situatie (veenpakket is afgegraven) onvoldoende dekking aanwezig is om de putbodem tegen opbarsten te beschermen.

Toch kan de bovenbeschreven grondverbetering toegepast worden omdat het ontgraven 'instabiele' gebied slechts kortstondig en bovendien zeer lokaal optreedt. Het omliggende grondpakket biedt de benodigde weerstand door boogwerking van de grond. Uitgaande van een snelle vervanging van veen door zand levert voor een grondverbetering van 0,5 en 1,5 een reductie op de waterspanningsverlaging van respectievelijk 0,7 en 1,7 m. De laatste meter grondverbetering wordt in den natte uitgevoerd.

Het evenwicht gedurende de grondverbetering van anderhalve meter is tamelijk kritiek; men moet er dus ten alle tijde alert op zijn dat aan het einde van iedere werkdag het ontgravingsfront aangevuld is met zand.

In onderstaande evenwichtsberekening wordt de verlaging in het diepe zandpakket bepaald. In tabelvorm ziet er dat als volgt uit:

grondsoort	zandpakket 0,5m methode I	zandpakket 1,5m methode I	zandpakket 0,5m methode II	zandpakket 1,5m methode II
droog zand	-	-	$0,5 \cdot 16 = 8$	$0,5 \cdot 16 = 8$
nat zand	-	-	-	$1,0 \cdot 20 = 10$
veen	$1,65 \cdot 11 = 18,1$	$0,65 \cdot 11 = 7,1$	$1,65 \cdot 11 = 18,1$	$0,65 \cdot 11 = 7,1$
klei / veen	$3,65 \cdot 12 = 43,8$	$3,65 \cdot 12 = 43,8$	$3,65 \cdot 12 = 43,8$	$3,65 \cdot 12 = 43,8$
veen	$0,70 \cdot 11 = 7,7$	$0,70 \cdot 11 = 7,7$	$0,7 \cdot 11 = 7,7$	$0,7 \cdot 11 = 7,7$
zand / klei	$0,4 \cdot 17 = 6,8$	$0,4 \cdot 17 = 6,8$	$0,4 \cdot 17 = 6,8$	$0,4 \cdot 17 = 6,8$
<b>TOTAAL</b>	<b>76,4</b>	<b>65,4</b>	<b>84,4</b>	<b>93,5</b>
verlaging waterstand	4,7m	5,8m	4,0m	3,1m

Tabel 13.2: Resultaten evenwichtsberekening

Opmerking:

Onder methode I wordt het volgende verstaan; eerst wordt de veenlaag over de gehele mootlengte afgegraven, vervolgens wordt de grondverbetering aangebracht. Bij methode II wordt steeds een deel afgegraven en direct de grondverbetering aangebracht.

Tevens wordt het uitgangspunt gehanteerd dat de waterstand in de bouwput in het slappe klei-en veenpakket verlaagd wordt tot een halve meter onder de putbodem. Vanzelfsprekend wordt voor de veiligheid tegen opbarsten een factor 1,05 aangehouden.

Een tweede voordeel van het aanbrengen van een extra grondverbetering van één meter is dat de verlaging van de waterspanningen extra gereduceerd kan worden met 0,90m. Het invloedsgebied buiten de bouwput wordt kleiner naarmate de verlaging van de waterspanning kleiner is.

Uit bovenstaande berekening volgt dat de opwaartse waterdruk verlaagd moet worden om evenwicht te kunnen maken met de neerwaartse belasting van het grondmassief. Door middel van een spanningsbemaling in het diepe zandpakket wordt de grondwaterspanning minimaal 3,1m verlaagd. Voor de bepaling van deze verlaging is uitgegaan van een veiligheidsfactor van 1,05 tegen opbarsten van de putbodem.

#### **\* Berekening van de spanningsbemaling**

Aan de hand van het programma 'Aqui' wordt een schatting gemaakt van de hoeveelheid vacuumbemaling om de waterspanning minimaal 3,1m te verlagen. Hiertoe wordt een gebied van 400 bij 400m ingevoerd, waarbinnen de bouwput zich bevindt. In dit gebied bij Papendrecht bevindt zich in het diepe zandpakket een wateroverspanning van 2,1m.

Als uitgangspunt voor de doorlatendheid wordt een waarde van 50m/dag aangenomen. Van de beschouwde situatie nabij Papendrecht zijn geen gegevens van de doorlatendheid van het diepe zandpakket voorhanden. In het Polytechnisch Zakboek wordt voor grof zand het volgende interval voor de doorlatendheid gevonden: 10 - 100m/dag. In een bundeling van artikelen van Gemeentewerken Rotterdam over 'Geotechnische aspecten van de bouw van de Willemsspoortunnel te Rotterdam' wordt voor de berekening van spanningsbemaling voor de doorlatendheid een waarde van 50m/dag aangehouden. De waarde is toegekend aan het pleistocene zand aldaar; naar alle waarschijnlijkheid zal de gevonden waarde weinig afwijken van de doorlatendheid nabij Papendrecht.

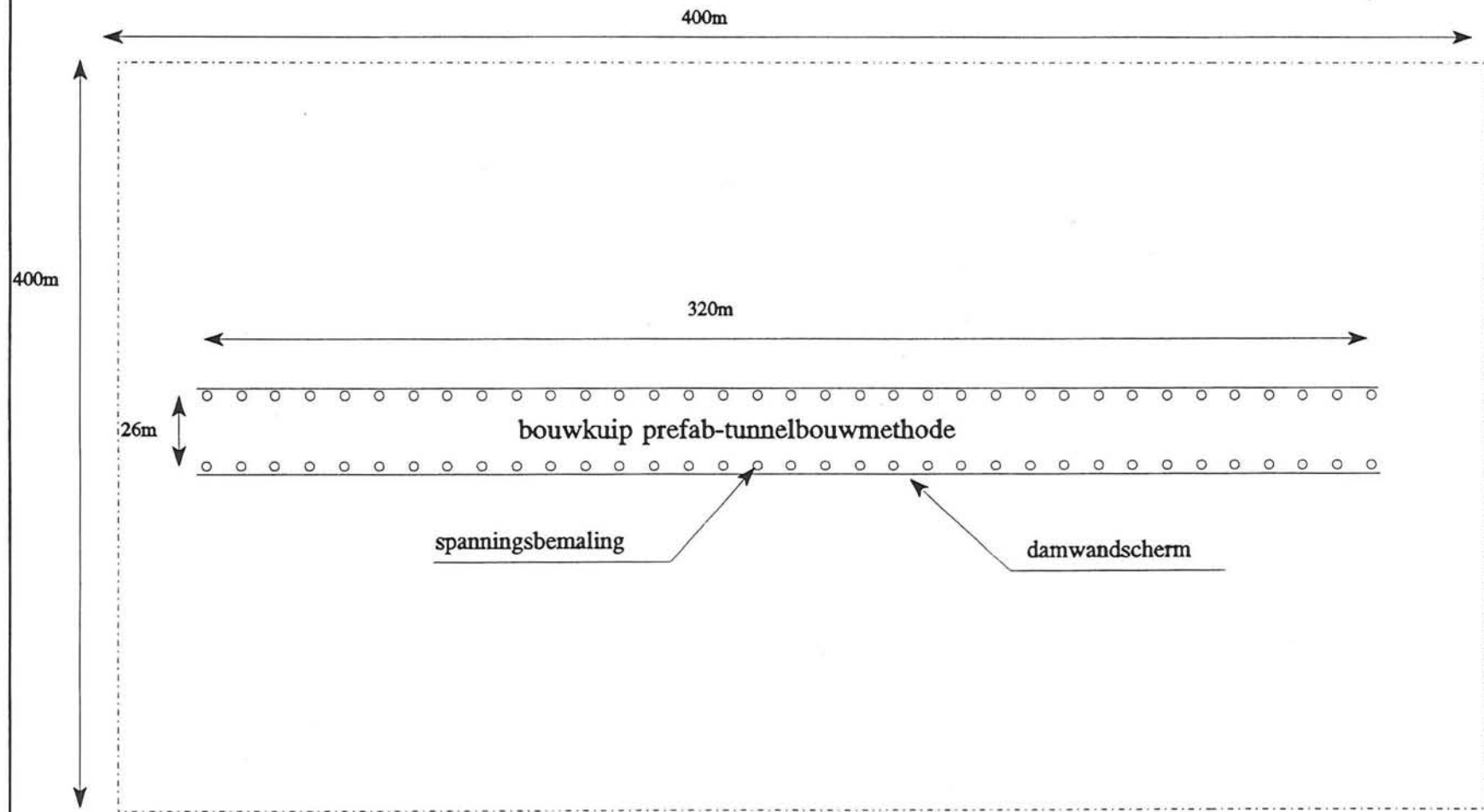
In de bijgevoegde figuur is aangegeven waar de verschillende pompputten aangebracht moeten worden. Op deze plaatsen wordt een debiet onttrokken. Door het pompdebiet, de onderlinge afstand en de hoeveelheid pompputten te variëren wordt uiteindelijk een benadering voor de hoeveelheid op te pompen water gevonden. Na iedere berekening wordt de waterspanning in de bouwput gecontroleerd of de verlaging voldoende is.

Uiteindelijk blijkt dat voor een spanningsbemaling bestaande uit 34 pompputten aan weerszijden van de bouwput de gevraagde waterspanningsverlaging gerealiseerd wordt. Per pompput wordt dan een debiet van  $15\text{m}^3/\text{dag}$  opgepompt. In totaal betekent dit een lozingsdebiet van  $43\text{m}^3/\text{uur}$  (per dag een hoeveelheid van  $1020\text{m}^3/\text{dag}$ ).

Om een beeld te scheppen van deze hoeveelheid, die per uur afgevoerd moet worden, wordt uitgegaan van een stroomsnelheid van 1,0m/s; voor de benodigde diameter van de hoofdafvoerleiding wordt dan een waarde van omstreeks 110mm gevonden.

De opgepompte hoeveelheid bemalingswater mag hoogstwaarschijnlijk niet geloosd worden op de boezem van de aanliggende polder. Om het lozingsprobleem van dit water op te lossen kan misschien een afvoerleiding aangelegd worden vanaf de bouwput naar de Noord toe (het diepe zandpakket wordt waarschijnlijk gevoed door de rivier de Noord.)

# Geschematiseerde invoer voor berekening spanningsbemaling



#### \* Aanleg talud ten behoeve van de bouwput

Om de grondkerende hoogte van de damwandconstructie van de damwand te beperken, kan een aantal oplossingen aangedragen worden zoals toepassing van groutankers of stempels. Een geheel andere oplossing is echter een grondmassief tegen de damwand aan te brengen.

Het talud wordt aangelegd onder 1:2; dit talud is met het programma 'Mstab' op stabiliteit gecontroleerd. Men streeft er enerzijds naar het talud zo steil mogelijk aan te leggen, waardoor het ruimtebeslag (de breedte van de bouwput) beperkt wordt; anderzijds is het gewenst een voldoende grote stabiliteitsfactor (minimaal 1,5) te verkrijgen om afschuiven van het talud te voorkomen.

Indien een gedeelte van het talud zou afschuiven, veroorzaakt dit grote horizontale krachten op de betonpalen. Als vuistregel wordt veelal aangehouden dat op heipalen maximaal een horizontale kracht van 10kN toegelaten wordt. Bij afschuiven van een gedeelte van het talud worden deze maximale horizontale belastingen snel overschreden en zullen de palen bezwijken.

#### \* Stabiliteit van het talud

Aan de hand van het programma 'Mstab' wordt de stabiliteitsfactor van het grondmassief bepaald. Het talud bevindt zich in gelaagde grond, waarvan de grondgegevens ontleend zijn aan de grondsoortentabel.

Het programma 'Mstab' berekent de stabiliteitsfactor aan de hand van de methode Bishop. Deze berekeningsmethodiek gaat uit van een cirkelvormig glijvlak. Op dit glijvlak werken zowel een aandrijvend als een terugwerkend koppel. De stabiliteitsfactor is de verhouding tussen het aandrijvend en het terugwerkend koppel. Het aandrijvend koppel bestaat uit het eigen gewicht van het cirkeldeel; het teruggedrijvend koppel ontstaat uit de wrijvingskrachten tussen het afschuivende en het 'stabiele' gedeelte van het talud.

De moot grond boven de glijcirkel wordt opgedeeld in een aantal lamellen begrensd door verticale vlakken. Langs het glijvlak werkt een schuifspanning  $\tau$ , waarvan gesteld wordt dat die overal een factor F kleiner is dan de maximaal mogelijke.

$$\tau = \frac{1}{F} \cdot (c + \sigma_n \cdot \tan \phi)$$

waarin	$\tau$	: schuifspanning
	F	: stabiliteitsfactor
	c	: cohesie
	$\phi$	: hoek van inwendige wrijving van de grond
	$\sigma'_n$	: normaalspanning

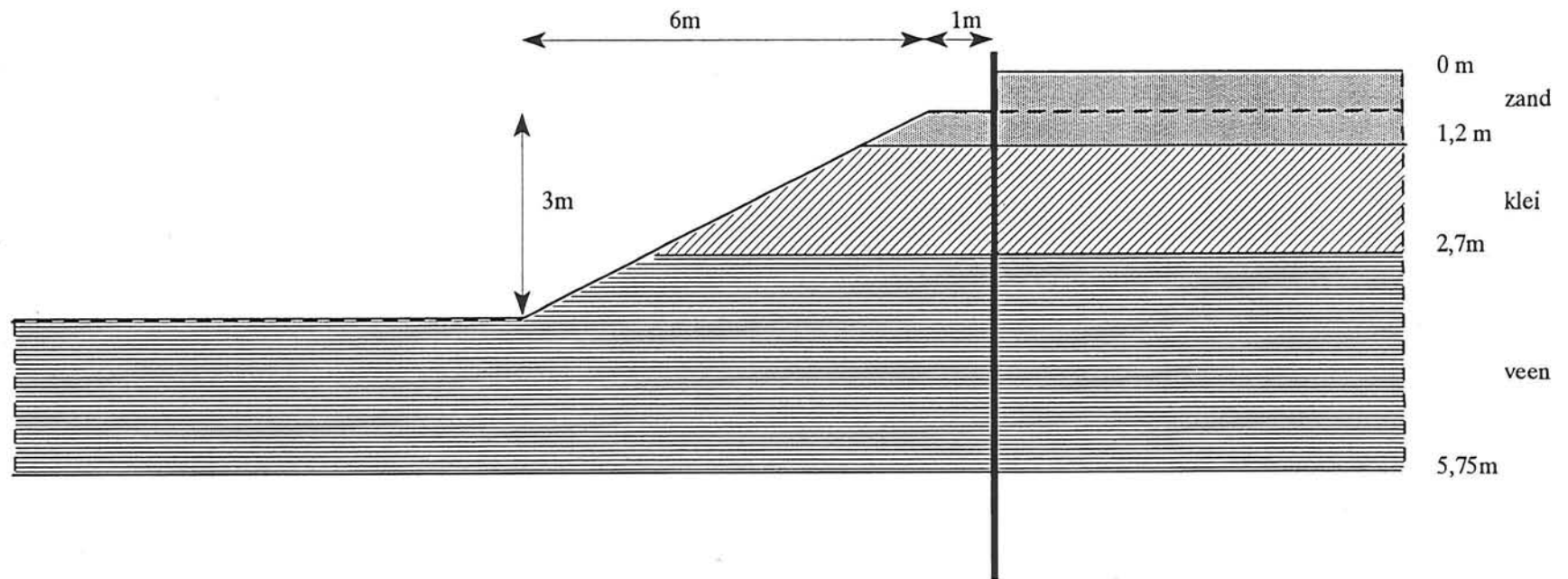
Uit het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van de cirkel volgt onder aanname van dezelfde breedte voor alle lamellen:

$$F = \frac{\sum [c + \sigma'_n \cdot \tan \phi] / \cos \alpha}{\sum \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha}$$

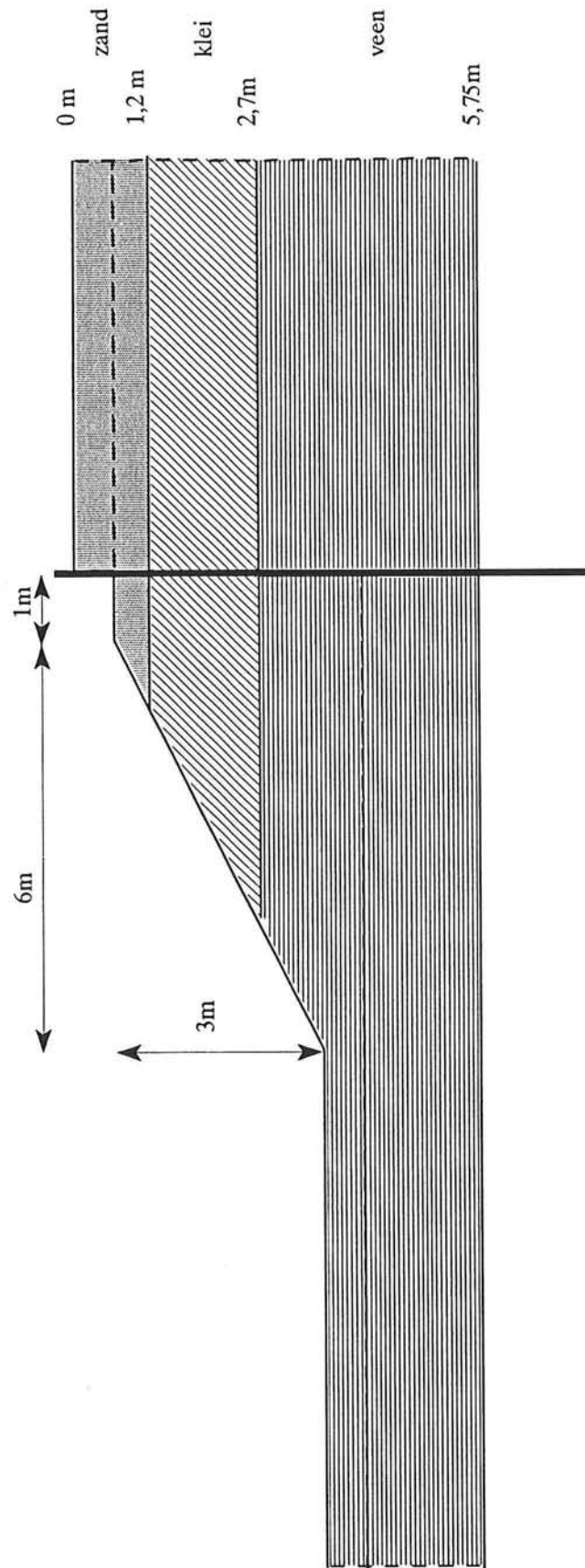
waarin	$\gamma$	: volumegewicht van de grond in de lamel
	h	: hoogte van de lamel

Figuur 13.1

### Stabiliteit van het talud talud volledig met water verzadigd



Stabiliteit van het talud  
waterstand in de bouwkuip verlaagd tot 4,1m-mv



Figuur 13.2

Dit is de basisformule voor de methode van Fellenius en Bishop

In de methode van Fellenius wordt aangenomen dat de lamellen onderling geen krachten op elkaar uitoefenen. De formule van Fellenius is als volgt:

$$F = \frac{\sum [(c + (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha - p) \cdot \tan \phi) / \cos \alpha]}{\sum \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha}$$

In de methode van Bishop worden in tegenstelling tot de methode van Fellenius de krachten tussen de lamellen onderling niet geheel verwaarloosd. De formule van Bishop is weergegeven in onderstaande formule:

$$F = \frac{\sum \frac{c + (\gamma \cdot h - p) \tan \phi}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi / F)}}{\sum \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha}$$

Omdat de stabiliteitsfactor F ook in het rechterlid voorkomt moet de waarde van F iteratief bepaald worden. Met het programma 'Mstab' kan het iteren eenvoudig door de computer uitgevoerd worden.

#### \* Computerberekening van stabiliteitsfactor van het talud

Met behulp van de beschikbare software is een tweetal controleberekeningen uitgevoerd. Beide schematisaties zijn in de bijgevoegde figuren weergegeven (zie figuren 13.1 en 13.2).

In de eerste berekening is uitgegaan dat het talud nog volledig verzadigd is met water. De freatische waterlijn bevindt zich op de scheidingslijn van grond en lucht. Voor deze situatie wordt een minimale stabiliteitsfactor van 1,588 gevonden. Dit is ruimschoots voldoende voor stabiliteit van het talud.

De tweede berekening is gebaseerd op de schematisatie in figuur 13.2. De grondwaterstand binnen de bouwput is verlaagd tot 4,1m-mv. In feite levert deze situatie een 'veiliger' talud op, omdat het aandrijvend koppel, uitgevoerd door het grondmassief door de verlaagde waterstand kleiner is geworden. Voor deze situatie wordt een stabiliteitsfactor van 1,620 gevonden.

Uit beide bovenstaande berekeningen kan geconcludeerd worden dat de stabiliteit van het talud in beide situaties als veilig beschouwd kan worden. De stabiliteitsfactor is waarschijnlijk voldoende groot om het talud voor afschuiven te behoeden. Op die manier wordt voorkomen dat de geheide betonpalen niet ten gevolge van een afgeschoven glijcirkel bezwijken.

Bij de presentaties van de maatgevende glijcirkels kan bovendien worden opgemerkt dat de lengte van de damwand groter is dan de maatgevende glijcirkel. Met andere woorden er bestaat geen gevaar dat de afschuivende grondmoot ook instabiliteit van de damwand veroorzaakt.

#### \* Heiwerk damwanden

Aan weerszijden worden op een onderlinge afstand van 26m damwandschermen de grond in getrild. Voor deze damwandschermen wordt uitgegaan van een zeer 'licht' damwandprofiel, het Larssen 20-profiel.

Er kan voor een zeer licht profiel gekozen worden, omdat aan de ene zijde de oorspronkelijke bodemopbouw aanwezig is; aan de andere zijde wordt een bouwput met taluds aangelegd. De waterstand aan de bouwputzijde wordt verlaagd tot een diepte van -4,10m -mv (zie faseringsteke-



ningen).

Uit de berekeningen volgt een Larssen SL 1-profiel al volstaat. Dit profiel is zo 'licht' dat waarschijnlijk een relatief groot deel beschadigd uit de grond getrokken zal worden. Een andere mogelijkheid is het Larssen SL 2-profiel of het Larssen 20-profiel. Er wordt gekozen voor het 'zwaardere' Larssen 20-profiel, omdat de inzet (intrillen en trekken) met een cyclustijd van 16 werkdagen uitgevoerd wordt. Dit profiel is maar iets zwaarder dan het SL 2-profiel, maar heeft wel een groter weerstandsmoment.

De gegevens van in bovenstaande tekst genoemde profielen zijn in onderstaande tabel weergegeven.

eigenschap		Larssen SL 1	Larssen SL 2	Larssen 20
nuttige breedte	b [mm]	365 mm	450 mm	500 mm
hoogte	h [mm]	80 mm	130 mm	220 mm
dikte	e [mm]	5 mm	6 mm	7 mm
gewicht plank	[kg/m <sup>1</sup> ]	20,5 kg/m <sup>1</sup>	32,4 kg/m <sup>1</sup>	39,5 kg/m <sup>1</sup>
gewicht wand	[kg/m <sup>2</sup> ]	56,2 kg/m <sup>2</sup>	72 kg/m <sup>2</sup>	79 kg/m <sup>2</sup>
traagheidsmoment	[mm <sup>4</sup> /m]	608·10 <sup>4</sup>	1950·10 <sup>4</sup>	6600·10 <sup>3</sup>
weerstandsmoment	[mm <sup>3</sup> /m]	152·10 <sup>3</sup>	300·10 <sup>3</sup>	600·10 <sup>3</sup>

Tabel 13.3: Overzicht profielgegevens

Omdat de belastingen op dit damwandprofiel zo gering zijn, is overwogen om gebruik te maken van een zogenaamd "Eco-scherm". Dit is een licht kunststof-profiel, wat toegepast wordt als grondwaterkerend scherm. Deze schermen worden veelal in permanente situaties gebruikt. Het belangrijkste nadeel van deze schermen is echter dat ze ongeschikt zijn om meerdere malen te gebruiken.

Omdat uitgegaan wordt van een basisdagproductie van 20m per dag, wordt deze basislengte ook als uitgangspunt voor de dagproductie van het inheien van de damwandschermen aangehouden. Dit betekent dat dagelijks veertig strekkende meter damwandplank ingetrild moet worden; voor het intrillen van deze hoeveelheid damwandplanken zijn een tweetal heistellingen benodigd.

Omdat het hier vrij 'licht' heiwerk betreft kan bovengenoemde productie eenvoudig gemaakt worden. Voor de damwandschermen wordt een standaardlengte van 12m aangehouden. In feite is de functie van het damwandscherm niets meer dan een waterkerend scherm; de veenlagen zijn in horizontale richting doorlatend. Het damwandscherm moet de toestroom van grondwater uit het holocene klei- en veenpakket voorkomen. De eerste 10m gaan door slappe klei- en veenlagen. De onderste twee meter moet de damwand het zand in getrild worden.

Er is gekozen voor een lengte van de damwand van twaalf meter omdat alle mogelijke watervoerde lagen uit het slappe klei- en veenpakket afgesloten moeten worden. Omdat er variatie in het niveau van de onderste klei- of veenlaag kan optreden, is gekozen om de damwand circa 1,5m dieper te trillen.

#### \* Berekening damwandscherm

Voor de berekening van de damwandconstructie is gebruik gemaakt van het programma 'Damwand'. Dit is een één dimensionaal verenprogramma voor de berekening van momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een grondkerende wand.

Het programma 'Damwand' kent twee berekeningstypes de plastische en de elastoplastische berekening. De plastische berekening is een Blum-achtige berekening gebaseerd op het evenwicht van de wand in een bezwijktoestand van de grond. Bij de elastoplastische berekening wordt de druk van de grond op de constructie afhankelijk gesteld van de horizontale verplaatsing van de wand. Voor laatstgenoemde methodiek is gekozen, omdat de lengte van de damwand bepaald wordt door het diepste niveau van het slappe klei-en veenpakket en niet door evenwichtscondities van de wand. Met andere woorden voor evenwicht van de damwand kan volstaan worden met een veel kortere damwandlengte.

Door aan de ontgraven zijde van de damwand een talud te laten liggen, kan de damwand zonder verankering van ankerschotten, groutankers of stempels uitgevoerd worden. De invoer van het talud zou men kunnen doen door invoer van een trapeziumachtige bovenbelasting. Op die manier levert de grond van het talud geen horizontale kracht aan de damwand; de vrije grondkerende hoogte wordt op die manier aanzienlijk vergroot, wat resulteert in een veel zwaarder damwand-profiel.

In de definitieve berekening is het talud geschematiseerd door een fictieve ontgraving. Horizontale reactiekrachten worden door het resterende deel van het talud wel geleverd; bovendien is de vrije grondkerende hoogte maar een beetje vergroot, waardoor een 'lichter' profiel volstaat.

De invoer van de grondlagen en de bijbehorende grondgegevens is ontleend aan het bodemprofiel en de grondsoortentabel (zie bijlage nr. 13c). Bovendien zijn de wateroverspanningen in het diepe zandpakket, de verlaagde waterspanningen t.g.v. spanningsbemaling en horizontale drainage in de berekening verwerkt. De ontgraving en variatie van de grondwaterspanningen zijn in de belasting-fases 1 t/m 4 verwerkt.

In de belastingfases 5 t/m 7 is een tweetal bovenbelastingen ingevoerd. Bovenbelasting nr. 1 bestaat uit een werkweg op 5 afstand van het damwandscherm belast door een belasting van  $20 \text{ kN/m}^2$ . Deze bovenbelasting is over de gehele lengte van het tracé aanwezig.

Bovenbelasting nr 2 bestaat uit de belasting van een heistelling op een afstand van 2m uit het scherm. Hiervoor is wederom een belasting van  $20 \text{ kN/m}^2$  genomen; deze belasting werkt op een oppervlak van  $5 \times 5 \text{ m}$ .

In belastinggeval nr 7 is de diepte van de fictieve ontgraving nog eens extra vergroot tot een diepte van 1,5m, waarbij de bovenbelastingnr 1 gehandhaafd blijft.

Bovenstaande fasering is in de figuur op de volgende pagina nogmaals aangegeven. In bijlage 13d is de in- en uitvoer van de damwandberekening opgenomen.

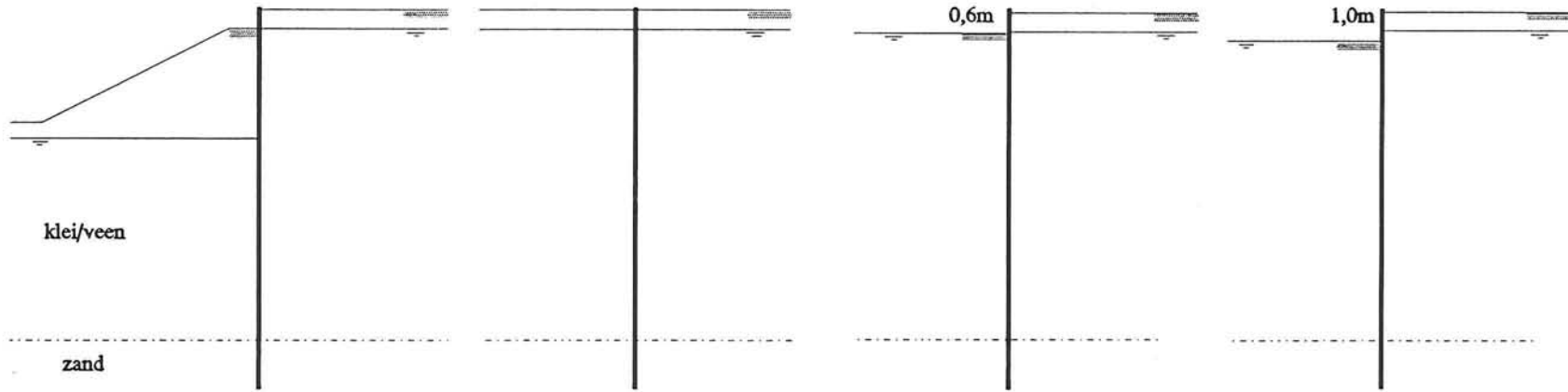
#### **\* Aanbrengen drains in het slappe klei-en veenpakket**

Omdat er voor gekozen is om ontgravingswerkzaamheden in den droge uit te voeren, moet men ruimschoots op tijd starten met de grondwaterstand binnen de damwandschermen te verlagen. Het bovenste holocene pakket bestaat uit een 1,5m dikke kleilaag bovenop een 3m dik veenpakket.

De slechte doorlatendheid van de kleilaag zorgt ervoor dat dit grondpakket slecht te ontwateren is. Het veen is in verticale richting slecht doorlatend, terwijl door de gelaagde opbouw van het veenpakket deze laag in horizontale richting veelal goed doorlatend is. Door deze gelaagheid valt deze veenlaag in horizontale richting eenvoudig te ontwateren.

Om het verlagen van de grondwaterstand tot 4,1m-mv te versnellen wordt gekozen om horizontale

# Fasering damwandberekening

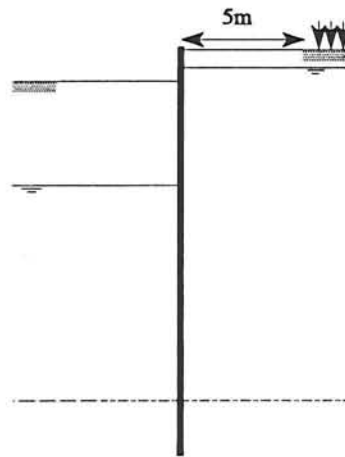


bouwkuip met talud 1:2



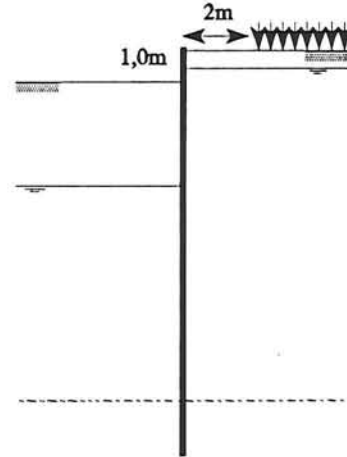
fase 4: waterstand verlaagd

fase 1: huidige situatie



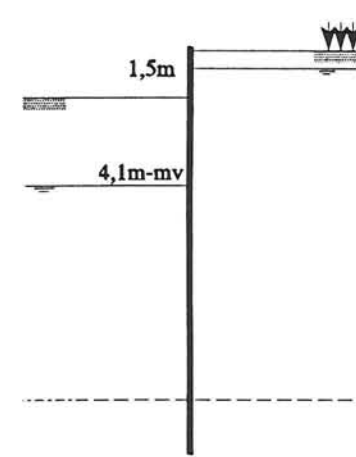
fase 5: bovenbelasting uit werkweg

fase 2: droog ontgraven tot 0,6m-mv



fase 6: bovenbelasting materieel

fase 3: ontgraven van schematisatie talud



fase 7: extra ontgraving voor 'talud'

drainage toe te passen. Met behulp van een drainmachine worden op een diepte van 5m-mv twee drains h.o.h. 6m aangebracht. Op deze aanlegdiepte bevindt zich de veenlaag, waardoor deze laag betrekkelijk eenvoudig te ontwateren is.

Aanzienlijk meer problemen zal het ontwateren van de bovenliggende kleilaag opleveren. In verticale richting is dit gezien de korte bemalingstijd nagenoeg onmogelijk. Om dit probleem te ondervangen wordt de door de drainmachine getrokken sleuf aangevuld met grof zand. Op die manier kan het grondwater in eerste instantie naar de sleuf toestromen, waarna het door het grove zand naar de drain geleid wordt. De drain wordt aangesloten op een pompunit.

Samenvattend worden dus over de gehele lengte van het tracé op een onderlinge afstand van 6m twee sleuven gevuld met grof zand aangebracht. Onderin deze 'zandsleuf' ligt de drain. De breedte van zo'n sleuf bedraagt circa 0,25m.

De drainmachine legt steeds drainlengtes (in langsrichting) van 100m aan. Iedere drainlengte kan onafhankelijk aangesloten worden op een aparte pompunit. Op deze manier worden steeds stukken bouwput van 100m ontwaterd. Iedere drain begint en eindigt bovengronds; de volgende drainlengte heeft steeds een overlap van ca. 10m met zijn voorganger.

Voor de drainmachine wordt uitgegaan van een gemiddelde produktie van 300m per dag. Dit betekent dat per dag drie drains van 100m aangelegd kunnen worden; deze produktie is inclusief het vullen van de sleuf met zand. De bovengenoemde produktie is hoger dan de minimale basislengte van 20m per dag; het aanbrengen van de drain kan al uitgevoerd worden voordat men met heiwerkzaamheden van de damwandschermen aanvangt. De drainmachine zal steeds tijdelijk ingezet worden en werkt dus ver vooruit. Het aansluiten op de pompunit en het starten van de ontwatering kan in een latere fase, na het aanbrengen van de damwandschermen, gebeuren.

#### **\* Zettingen**

Deze grondwaterspanningsverlaging heeft invloed op de zettingen in de directe omgeving. Omdat in de huidige aanwezige situatie een grondwateroverspanning in het diepe zandpakket aanwezig is, kan van deze situatie gebruik gemaakt worden om de grootte van de zettingen te beperken.

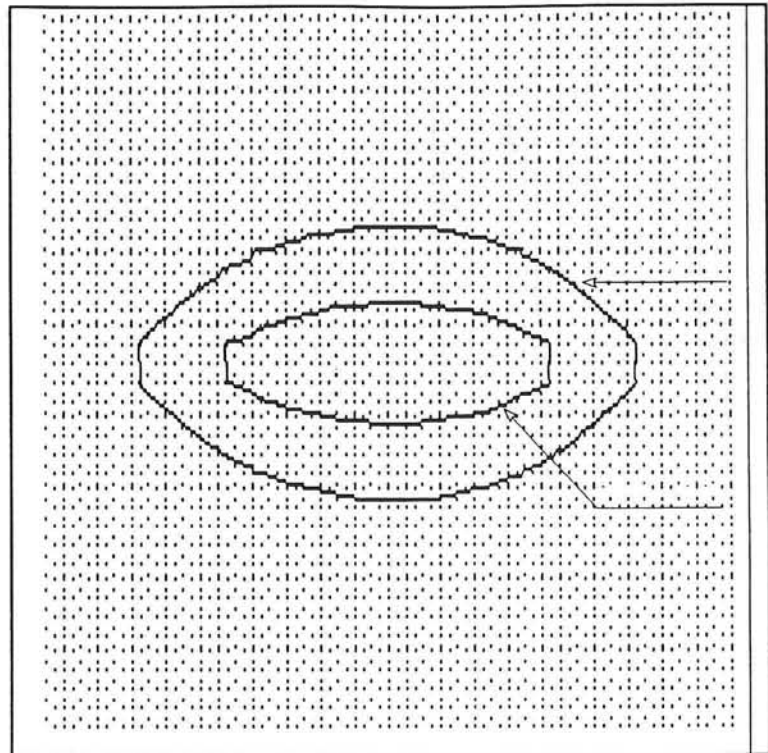
De waterstand in de polder bevindt zich omstreeks 0,60m -mv. Vanaf de grondwaterstand loopt de waterdruk hydrostatisch op tot aan de onderzijde van het slecht waterdoorlatende klei- en veenpakket. De waterdruk bedraagt daar dus  $99\text{kN/m}^2$ .

Ten gevolge van de spanningsbemaling in het diepe zandpakket wordt de waterspanning verlaagd tot  $89\text{kN/m}^2$ . In onderstaande contourlijnen is te zien binnen welk gebied de waterspanning verlaagd is tot minimaal  $89\text{kN/m}^2$ ; dit is aangegeven met de binnenste contourlijn.

De andere contourlijn geeft de waterspanning aan van  $99\text{kN/m}^2$ . In het gebied binnen deze contourlijn is de waterspanning dus lager dan de hydrostatische waterdruk aan de onderzijde van het slecht waterdoorlatende grondpakket. Indien de waterspanning lager is dan de hydrostatische worden de bovenliggende grondlagen ontwaterd; deze ontwatering van een klei- of veenpakket heeft tot gevolg dat er zettingen zullen optreden.

Uit deze beschouwing kan men concluderen dat alleen binnen het gebied van de contourlijn  $99\text{kN/m}^2$  grote zettingen kunnen optreden; buiten dit gebied is de waterspanningsverlaging kleiner dan de van nature aanwezige waterspanning. Uit de figuur blijkt dat het beïnvloedingsgebied t.g.v. de tijdelijke bemaling relatief klein is.

Een bijkomend feit dat van invloed is op de te verwachten zettingen is de tijdsfactor. Er wordt slechts gedurende korte tijd bemaling ingesteld. De maximale tijdsduur dat de bemaling aanstaat is slechts 20 dagen.



Figuur 13.3: Contourlijnen spanningsbemaling

Toch mag uit bovenstaande uiteenzetting niet geconcludeerd worden dat buiten de contourlijn van  $99\text{kN/m}^2$  totaal geen zettingen zijn te verwachten. Ten gevolge van de bemaling treden toch veranderingen op in de waterhuishouding; deze veranderingen kunnen wel zettingen veroorzaken.



Bijlage bij damwandberekening

△△@Strukton Betonbouw

Projekt : Betuweroute  
 Onderdeel : damwand bouwkuip Papendrecht

Datum : 18/10/93  
 Blz. : 1

-----  
 ESA - software

Damwand

Rel.03.01.  
 -----

Eenheden : kN/m/Dgr/K  
 Datum : 18/10/93

Peil/diepte wandkop: 0.00  
 Wandlengte : 12.00  
 Hoek v. d. wand : 0.00  
 Elementhoogte : 0.25  
 Max. aantal iter. : 30

Profielnaam : LARSEN 20  
 Traagh. moment : 6.6000E-05  
 Weerstandsmoment : 6.0000E-04  
 Profiel doorsnede : 1.0100E-02  
 Elasticiteitsmod. : 2.1000E+08

◎ GRONDLAGEN

NR PASSIEF PEIL/DIEP GRONDTABEL -<>- NR ACTIEF PEIL/DIEP GRONDTABEL

NR	PASSIEF PEIL/DIEP GRONDTABEL	-<>-	NR	ACTIEF PEIL/DIEP GRONDTABEL
1	0.00		1	0.00
2	1.20		2	1.20
3	2.70		3	2.70
4	5.75		4	5.75
5	9.40		5	9.40
6	10.10		6	10.10
7	10.50		7	10.50
8	20.00		8	20.00

◎ RONDSOORTENTABEL

TAB.	G nat Lambda	G droog actief	fi neutraal	delta	beta passief	cohesie Boven	beddingsc. - Onder
1	20.000	18.000	30.0	20.0	0.0	0.000	
		0.279384	0.500000		5.737160	5.0000E+03	5.0000E+03
2	16.000	16.000	17.5	7.5	0.0	8.000	
		0.493202	0.699294		2.206987	3.0000E+03	3.0000E+03
3	11.000	11.000	15.0	5.0	0.0	5.000	
		0.553702	0.741181		1.893775	5.0000E+02	5.0000E+02
4	12.000	12.000	15.0	7.5	0.0	7.000	
		0.538678	0.741181		1.994640	2.0000E+03	2.0000E+03
5	11.000	11.000	15.0	5.0	0.0	5.000	
		0.553702	0.741181		1.893775	5.0000E+02	5.0000E+02
6	17.000	17.000	20.0	10.0	0.0	0.000	
		0.439956	0.657980		2.595400	2.5000E+04	2.5000E+04
7	19.500	19.500	30.0	20.0	0.0	0.000	
		0.279384	0.500000		5.737160	3.0000E+04	3.0000E+04



©Strukton Betonbouw  
 Project : Betuweroute  
 P rt : damwand bouwkuip Papendrecht

Date : 18/10/93  
 Page : 2

-----  
 ESA - software

Damwand

Rel.03.01.  
 -----

© BOVENBELASTINGEN

NR	Q1	Q2	Peil/Diep		breedte I	beginpunt	str. breedte l/r	
1	20.0000	20.0000	0.00	0.00	5.0000	5.0000	rechts	
2	20.0000	20.0000	0.00	5.00	2.0000	5.0000	rechts	

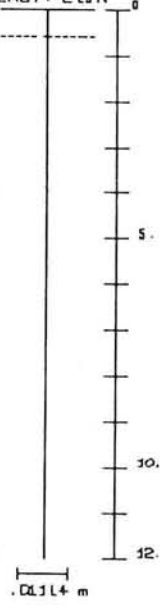
© WATEROVERSP.

Nr.	laag	boven	onder	Negatief laagnummer is actief		Nr.	laag	boven	onder
1	7	120.000	215.000	2	-7	120.000	215.000		
3	7	89.000	184.000	4	-7	89.000	184.000		

© FASEN

Nr.	Ontgraving (niv./diep)		Water (n/d)		B.L.	nummer		kop	
	Links	Rechts	Links	Rechts		ANK.	W.O.S.	kracht	moment
1	0.00	0.00	0.60	0.60			1	0.00	0.00
2	0.60	0.00	0.60	0.60			2	0.00	0.00
3	1.00	0.00	1.00	0.60			1	0.00	0.00
4	1.00	0.00	4.10	0.60			2	0.00	0.00
5	1.00	0.00	4.10	0.60	1		3	0.00	0.00
6	1.00	0.00	4.10	0.60	2		4	0.00	0.00
7	1.50	0.00	4.10	0.60	1		3	0.00	0.00

ELAST. L (JN)



RES. SPAN.



DWARSKRACHT



MOMENT



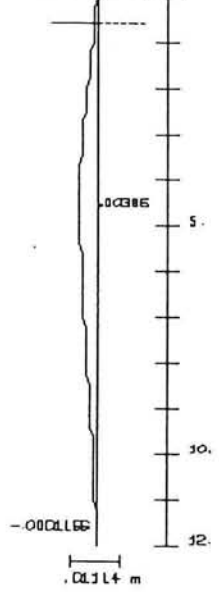
SCIA DAMWAND FLOT FASE 1 ELASTISCH

Structon Betonbouw

Project : Botswaaiwa  
Onderdeel : demwand bouwluip Papan drecht

Eenheden : kNm/Dar AK  
Datum : 18/10/93

ELAST. L.C.J.N



RES. SPAN.



DWARSKRAD-IT



MOMENT

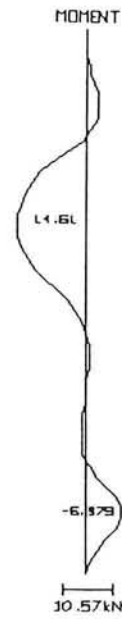
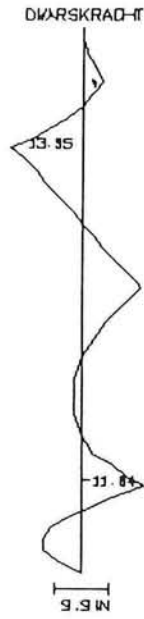
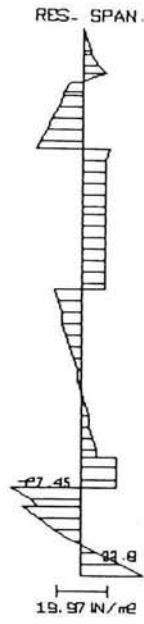
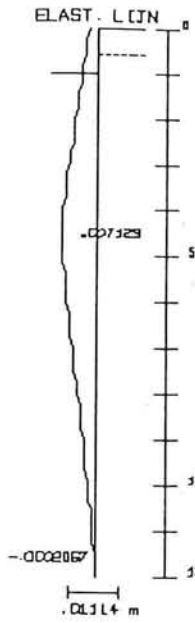


SCIA DAMVAND FLOT FASE 2 ELASTISCH

Struktuur Betonbouw

Project : Botwagroute  
Ondersdeel : damwand bouw LUP Papendrecht

Eenheden : kNm/Dar AK  
Datum : 18/10/93

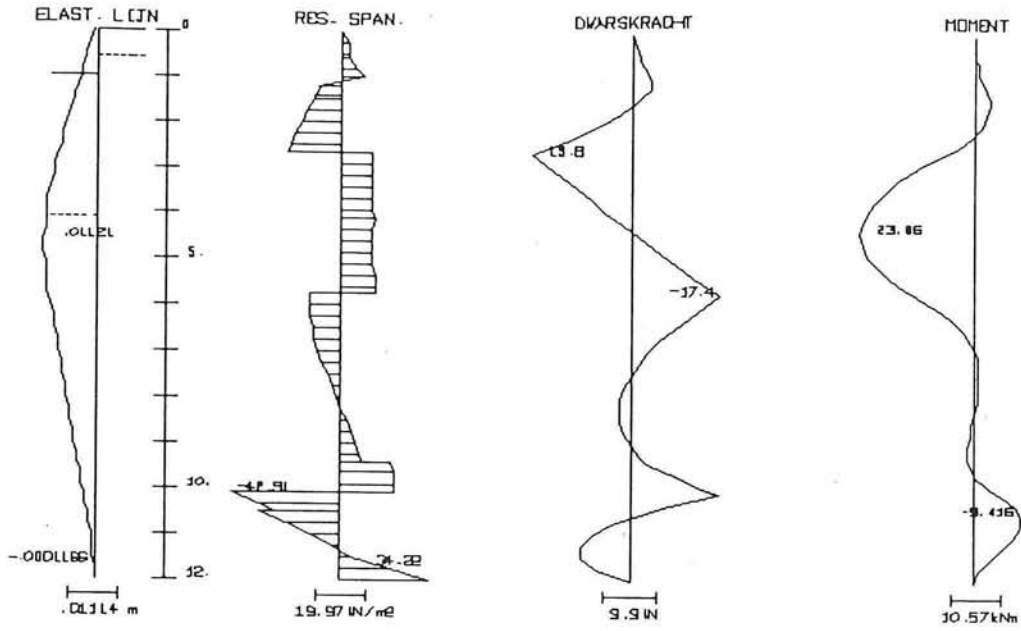


SCIA DAMWANO PLOT FASE 3 ELASTISCH

Structon Betonbouw

Project : Botwarauta  
 Onderdeel : demwand bouwlot 1 & 2 Papan dracht

Eenheden : kNm/Dir /k  
 Datum : 18/10/93

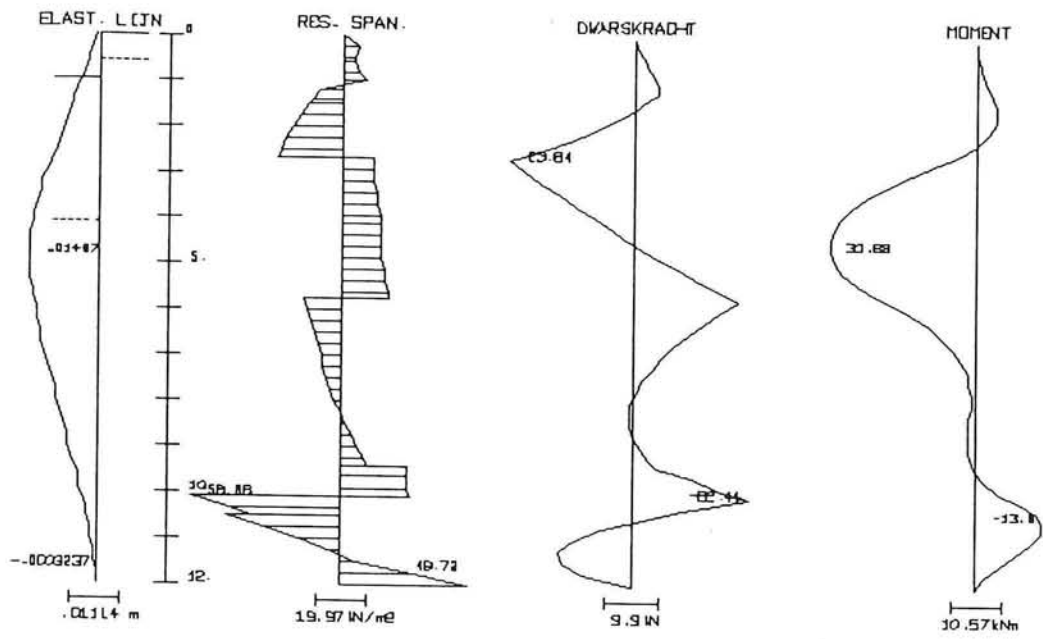


SCIA DAMWAND FLOT FASE + ELASTISCH

Structur Betonbau

Project : Botuwariota  
 Onderdeel : demwand bouwloip Papendrecht

Eenheden : kNm/Dar K  
 Datum : 18/10/93

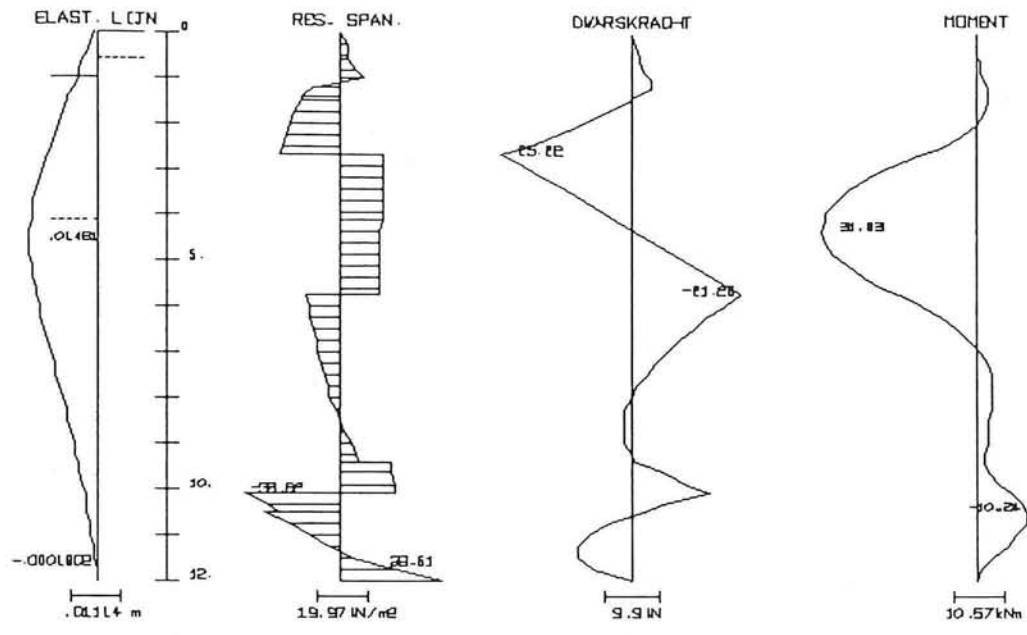


SCIA DWAND PLOT FASE 5 ELASTISCH

Structon Betonbouw

Project : Botwaruita  
 Onderdeel : demwand bouw L11P Papendrecht

Eenheden : kN/m/Dar K  
 Datum : 18/10/93

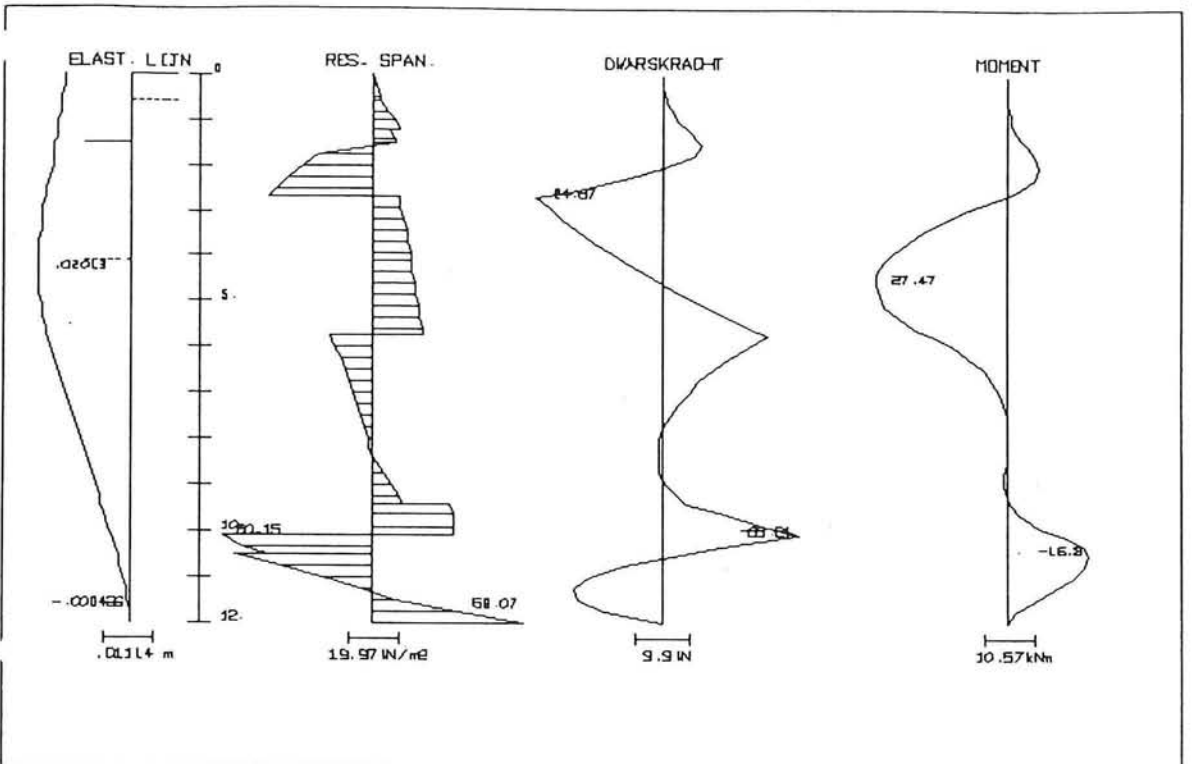


SCIA DAMWAND FLOT FASE 6 ELASTISCH

Structon Betonbouw

Project : Botswaart  
 Onderdeel : demwand bouwlocatie Papendrecht

Eenheden : kNm/Dar/K  
 Datum : 18/10/93

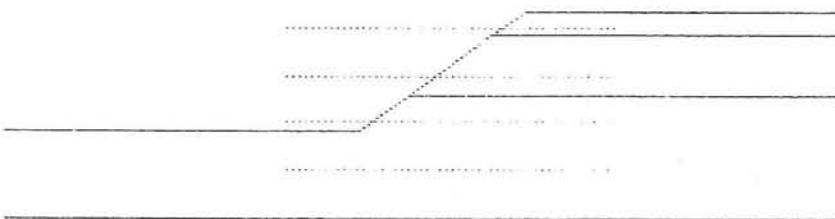
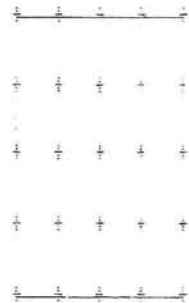


SCIA DAMWAND PLOT FASE 7 ELASTISCH Structon Betonbauw

Project : Botwarauta Eenheden : LN/m/Dar AK  
 Onderdeel : demwand bouwluip Papendrecht Datum : 18/10/93



Bijlage bij stabiliteit van het talud



 10 m (P)

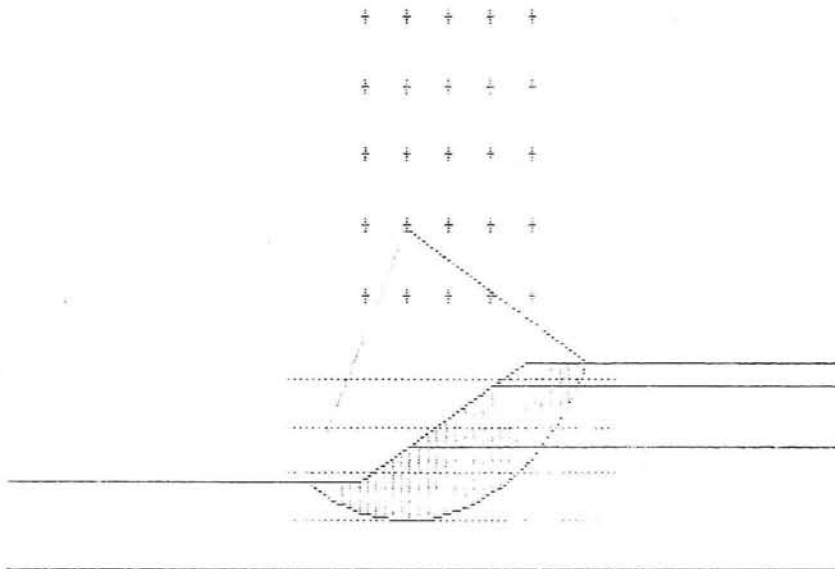
GRONDMECHANICA DELFT

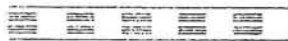
Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA NSTAB (3.0)

File : BETUWE.INS



 10 m (P)

GRONDMECHANICA DELFT

Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA MSTAB (3.0)  $X_m = -5.50$  m | Straal = 7.31 m

File : BETUNE.DRS |  $Y_m = 2.75$  m |  $F_{min} = 1.588$

VEILIGHEID PER STRAHLEN PUNT : Methode Bishop

1.804 ..... 1.799 ..... 1.899 ..... 2.166 ..... 2.506 ..... 8.00

1.821 ..... 1.717 ..... 1.812 ..... 2.105 ..... 2.484

1.813 ..... 1.643 ..... 1.727 ..... 2.059 ..... 2.496

1.897 ..... 1.588 ..... 1.655 ..... 1.744 ..... 2.587

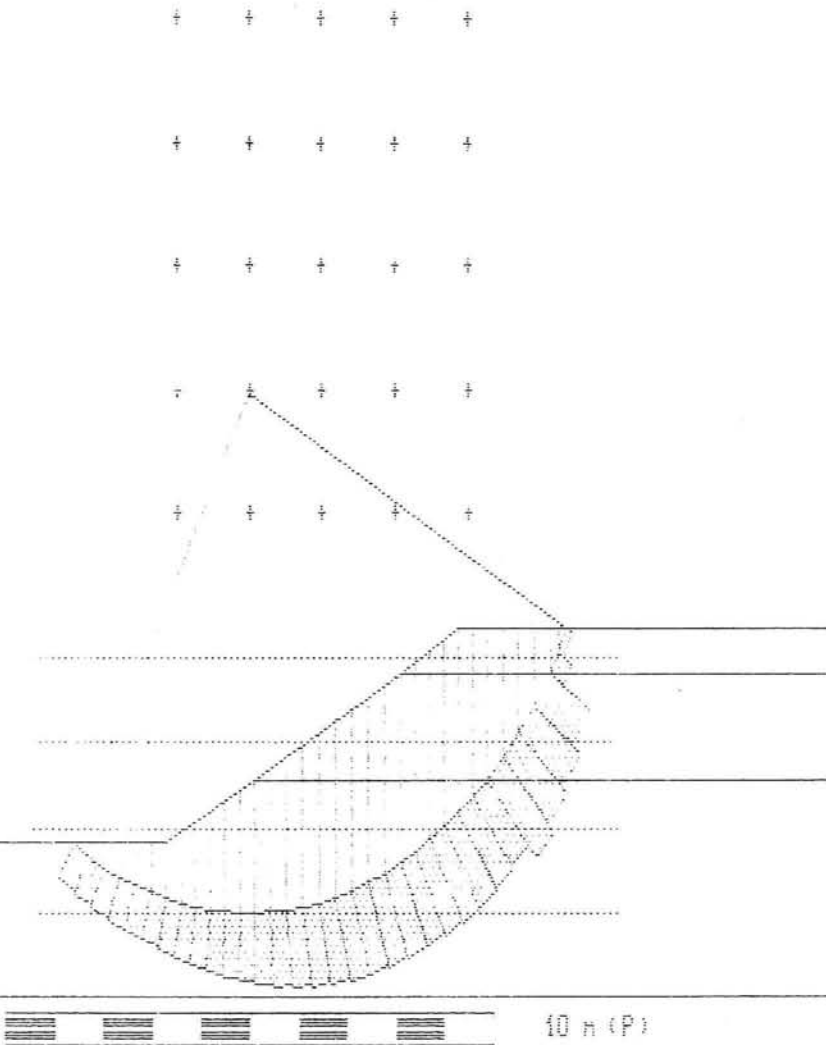
2.045 ..... 1.604 ..... 1.830 ..... 2.073 ..... 2.820 ..... 1.00

⋮ ⋮  
/ /

GRONDMECHANICA DELFT Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA NSTAB (3.0)	Xn = -5.50 m	Straal = 7.31 m
File : BETUWE.DRS	Yn = 2.75 m	Fmin = 1.588

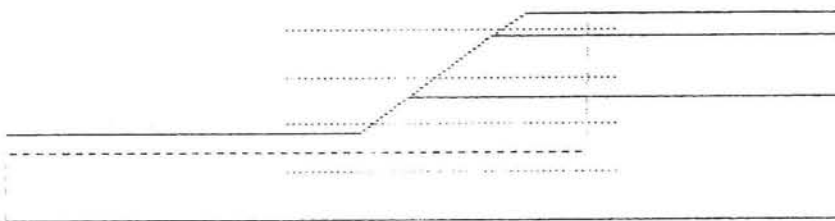
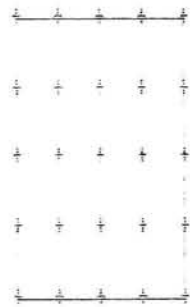


GRONDMECHANICA DELFT

Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA MSTAB (3.0)	$X_m = -5.50 \text{ m}$	Straal = 7.31 m	$S_{max} : 9.84 \text{ kN/m}^2$
File : BETUNE.DRS	$Y_m = 2.75 \text{ m}$	$F_{min} = 1.588$	$S_{min} : 0.69 \text{ kN/m}^2$



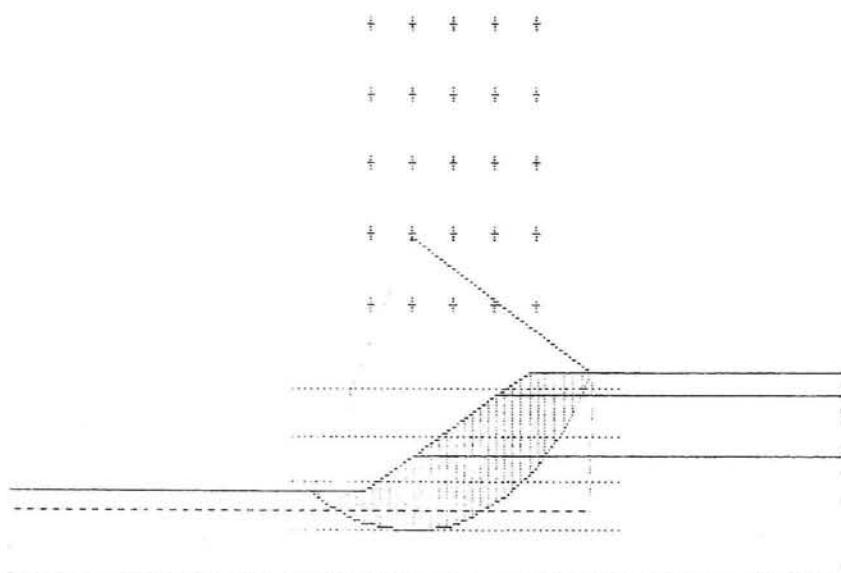
10 m (P)

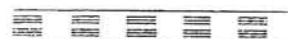
GRONDMECHANICA DELFT Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA NSTAB (3.0)

File : BETUWE.INS



 10 m (P)

GRONDMECHANICA DELFT

Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

stabiliteit van het talud

PROGRAMMA M2TAB 13.07  $X_m = -5.50$  m Straal = 7.31 m

File : BETUNE.DRS  $Y_m = 2.75$  m  $F_{min} = 1.620$

VEILIGHEID PER STRAMIEN PUNT : Methode Bishop

1.822	1.816	1.909	2.169	2.502	8.00
1.856	1.738	1.823	2.110	2.480	
1.846	1.668	1.743	2.065	2.493	
1.924	1.620	1.677	1.744	2.584	
2.070	1.629	1.664	2.086	2.819	1.00
∞				∞	

GRONDMECHANICA DELFT

Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26

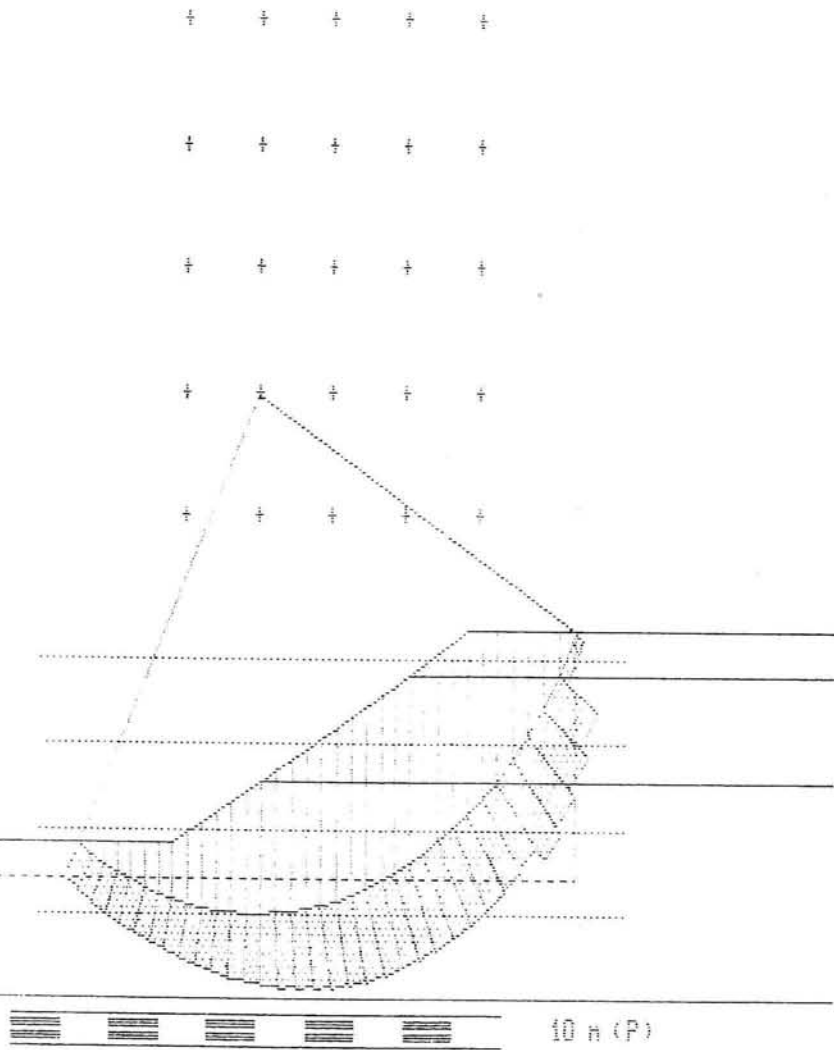
stabiliteit van het talud

PROGRAMMA NSTAB (3.0) Xn = -5.50 m Straal = 7.31 m

File : BETUWE.DRS Yn = 2.75 m Fmin = 1.620



CIRKEL HET SCHUIFSPANNING : Methode Bishop



GRONDMECHANICA DELFT	Prefab-tunnelbouw Betuweroute 1993-10-26		
	stabiliteit van het talud		
PROGRAMMA MSTAB [3.0]	$X_m = -5.50 \text{ m}$	Straal = 7.31 m	$S_{max} : 9.48 \text{ kN/m}^2$
File : BETUME.DRS	$Y_m = 2.75 \text{ m}$	$F_{min} = 1.620$	$S_{min} : 0.01 \text{ kN/m}^2$



## BOUWKUIP MET ONDERWATERBETON

### \* Inleiding

De meest voor de hand liggende bouwwijze zou zijn om uit te gaan van een open bouwkuip zonder bemaling. Daartoe worden aan weerszijden van de toekomstige constructie damwandsschermen ingetrild. Deze damwandplanken worden na afloop van de werkzaamheden getrokken en weer ingezet. Vervolgens wordt de bouwput nat ontgraven en wordt een dikke laag onderwaterbeton gestort. De onderwaterbetonvloer heeft een aantal functies, te weten:

- het vormen van een horizontale afdichting van de vloer van de bouwkuip
- het voorkomen van opbarsten van de putbodem
- het vormen van een stempeling tussen de beide damwandschermen

### \* Aanbrengen damwand

De beide damwandschermen worden in den droge vanaf maaiveld ingetrild. Men trilt met één stelling aan iedere zijde van de toekomstige constructie de langsschermen van de bouwkuip. Bovendien moet de bouwkuip afgesloten worden door dwarsschermen. De bovenkant van de damwandschermen moet minimaal één meter boven maaiveld uitsteken; dit is noodzakelijk in verband met het opzetten van de waterstand in de bouwput tegen het opbarsten van de putbodem.

Het eerste dwarsscherm doet dienst als grondkerende constructie. Dit scherm wordt met groutankers vastgezet. Bij de verschillende tussenschermen wordt tijdelijk gebruik gemaakt van ontlastsleuven; aan beide zijden van de damwandconstructie zijn de grond- en waterdrukken gelijk. Gedurende ontgravingswerkzaamheden in den natte behoeft deze constructie geen aanvullende voorzieningen.

Na het aanbrengen van de onderwaterbetonvloer worden de dwarsschermen middels schoren 1:1 afgestempeld op het onderwaterbeton. De stempels worden verankerd op in de onderwaterbeton meegenomen hulpconstructies. Deze stempeling vervult zijn kerende functie indien de bouwkuip aan de ene zijde gereed en leeggepompt is en de bouwkuip aan de andere zijde gevuld is met water.

De dwarsschermen mogen niet eerder worden verwijderd voordat de volgende bouwkuip voorzien is van een onderwaterbetonvloer en de bouwput leeggepompt is. In een latere fase kunnen de dwarsschermen pas afgebrand worden.

In verband met mogelijke calamiteiten in de bouwkuipen wordt de gording / stempelconstructie zo uitgevoerd dat deze tweezijdig kan worden aangebracht. Een calamiteit kan bijvoorbeeld zijn dat de onderwaterbetonvloer lekt en de bouwkuip niet leeggepompt kan worden.

Over de hele lengte van de langsschermen wordt na de eerste fase van de ontgraving tot een diepte van 0,6m -mv een gording aangebracht. Deze gording wordt aangebracht om later groutankers op te kunnen verankeren.

### \* Aanbrengen groutankers

Vervolgens worden in den droge groutankers aangebracht. Er wordt voor toepassing van groutankers gekozen omdat toepassing van stempels over de bouwkuip heen te veel hinder zou veroorzaken met transport van de prefab-elementen. Transport per spoor en 'over-de-kop-bouwen' wordt daardoor aanzienlijk bemoeilijkt. De hiervoor benodigde hoogte onder de stempels door is daarvoor niet beschikbaar.

Een groutanker bestaat uit een stalen trekelement (ankerstaaf) welke aan de onderzijde door middel van een blok cementsteen zijn belasting op het draagkrachtige zand overdraagt. Aan de bovenzijde wordt de belasting via een ankerstoel door tussenkomst van een gording op de damwand overgebracht.

De uitvoering van de groutankers is in twee deelprocessen te onderscheiden:

- het inbrengen van een buis ( $\phi 101,6$  mm) tot de gewenste diepte in het zandpakket.
- nadat de stalen ankerstaaf in de buis is geplaatst, wordt onder hoge druk een mengsel van cement en water in de bodem geperst onder gelijktijdig uittrekken van de buis.

De buitenbuis  $\phi 101,6$  is aan de onderzijde open. In deze buis wordt een tweede buis  $\phi 52$  geplaatst, waarvan de punt circa 100mm achterblijft t.o.v. de punt van de buitenbuis. Met de roterende buitenbuis wordt de binnentredende grond losgesneden; vervolgens wordt met het water dat door de binnenbuis wordt aangevoerd de losgesneden grond door de ruimte tussen de binnen- en buitenbuis naar maaiveld opgedrukt. Men noemt dit het verbuisd boorsysteem.

Bij het verbuisd boorsysteem hoeft men niet bevreesd te zijn voor stabiliteitsverlies van het boorgat. De waterdruk onder in de boorbuis is altijd beduidend hoger dan de grondwaterdruk, zodat er geen grond vanuit het omringende pakket in de buis kan dringen. Op deze manier blijft ook in de slappe klei- en veenlagen het boorgat stabiel.

De werkwijze voor het injecteren van het groutlichaam is onafhankelijk van de wijze van inbrengen van de buis. Na het verwijderen van de binnenbuis en het plaatsen van de ankerstaaf, wordt op de buis een deksel geschroefd voorzien van een nippel. Op de nippel wordt de injectieslang aangesloten. In dit stadium moet men wel rekening houden met de wateroverspanning in de diepe zandpakket.

Vervolgens wordt in een alternerend proces de grout onder hoge druk in de bodem geperst en de buis 250 mm getrokken. De groutdrukken bedragen circa  $1500$  à  $2500$  kN/m<sup>2</sup>, waardoor het water uit het grout wordt geperst en in het zand verdwijnt. Hierdoor ontstaat reeds tijdens het formeren van het ankerlichaam een stijve massa van onverharde cement.

Zodra de buis over de gehele buislengte van 2,0m is getrokken, wordt het deksel losgeschroefd en het buiselement verwijderd. Hierna wordt het deksel weer geplaatst en de procedure van het groutinpersen / buis trekken vervolgd.

Als het ankerlichaam over voldoende lengte is opgebouwd, wordt de buis normaliter getrokken zonder verdere toevoeging van grout. Na een verhardingsperiode van circa 7 dagen kan het anker worden proefbelast en op de voorgeschreven belasting worden aangespannen.

Na gebruik wordt het anker gelost. Een gedeelte van de ankerstaaf kan worden verwijderd ; hiervoor is een koppelmof aangebracht.

#### **\* Heiwerk betonpalen**

Er wordt in dit stadium vanuit gegaan de betonpalen zoals eerder berekend (zie bijlage 12) ook in een bouwuip met onderwaterbeton toegepast kunnen worden. De betonpalen worden in den droge geheid met behulp van een opzetstuk. Gezien de korte lengte van de betonpaal kan het inheien in één keer geschieden. Met andere woorden het is niet noodzakelijk om eerste de paal weg te heien, vervolgens het opzetstuk te plaatsen en dan de paal tot zijn defintieve diepte weg te heien. De paal plus opzetstuk wordt in één keer in de stelling gehangen.

Om een goede aanhechting tussen de onderwaterbeton te bewerkstelligen worden in afwijking van de berekeningen ten aanzien van de fundering geen gladde betonpalen voorgeschreven, maar betonpalen met een geribbelde kop. Deze palen worden bijvoorbeeld geleverd door bijvoorbeeld de firma Betonson.

Per bouwkuip met een lengte van 100m moeten circa 120 palen geheid worden. Voor de productie van één heistelling wordt uitgegaan van circa 12 stuks per dag.

**\* Verticaal evenwicht**

Aangezien onder het slappe klei- en veenpakket in de diepe zandlaag een wateroverspanning aanwezig is, moet men met dit wankel evenwicht rekening houden.

Een oplossing met onderwaterbeton vereist de volgende ontgravingsdiepte t.o.v. maaiveld:

	ontgravingsdiepte
constructiehoogte	3,0m
eventuele stelvoorziening in owb	0,1m
dikte van onderwaterbetonvloer	1,0m
grondverbetering	0,5m
<b>TOTALE ONTGRAVINGSDIEPTE</b>	<b>4,6m</b>

Tabel 13.4: Bepaling ontgravingsdiepte

Naast de ontgraving die minimaal benodigd is voor het aanbrengen van constructie en onderwaterbetonvloer wordt circa een halve meter dieper ontgraven. Men bevindt zich op een diepte van 4,1m in een dik veenpakket. Er wordt daarom voor gekozen om dieper te ontgraven en het uitkomende veen te vervangen door zand (grondverbetering). De totale diepte van de ontgraving bedraagt dan 4,6m.

Deze ontgraving tot een diepte van 4,6m -mv moet in den natte uitgevoerd worden, anders barst de putbodem op. Om het evenwicht van de putbodem te verzekeren, moet boven het ontgravingsniveau een minimale waterdiepte boven dit niveau aanwezig zijn van 5,4m. Dit houdt in dat t.o.v. de grondwaterstand de waterstand in de bouwkuip met circa 1,5m opgezet moet worden. De waterstand reikt op dat moment tot een hoogte van 0,9 m boven maaiveld. De damwanden zullen dus minimaal 1m boven maaiveld moeten uitsteken.

Tegen opbarsten van de putbodem is bij bovenstaande bepaling van de minimale waterhoogte uitgegaan van een veiligheidsfactor van 1,05; er is gekozen voor een factor van 1,05 omdat deze situatie van tijdelijke aard is.

De bouwkuip kan vervolgens tot de gewenste diepte ontgraven worden. Dit ontgraven gebeurt via onderstaande fasering.

**\* Fasering ontgravingswerkzaamheden**

**\* Ontgraving fase 1**

In deze fase zal de bovenste zandlaag in den droge worden ontgraven. De dikte van deze zandlaag bedraagt circa 0,60m; op deze ontgraven diepte van 0,60m -maaiveld bevindt zich de grondwaterstand. Na ontgraving van fase 1 wordt een gording ter verankering van de damwand aangebracht.

Deze ontgraven grond zal vervoerd worden naar een depot in de buurt van het werkterrein en kan gebruikt worden voor het aanvullen van de constructie. Om transport te beperken wordt de ontgraven grond ter plaatse direct naast de bouwkuip opgeslagen.

De grond kan in den droge ontgraven worden m.b.v. een graafmachine met een gemiddelde capaciteit van 500m<sup>3</sup> per dag per graafmachine.

#### **\* Ontgraving fase 2**

Voordat met deze fase wordt aangevangen dienen de betonnen heipalen, damwanden inclusief dwarsschermen en groutankers te zijn aangebracht, tevens moet het water in de bouwkuip opgezet zijn tot een hoogte van 0,9m +mv. Men moet er continu zorg voor dragen dat deze waterstand steeds aanwezig is; er bestaat namelijk de kans dat tijdens het ontgraven in den natte de waterstand t.g.v. het ontgravingsproces daalt, waardoor het neerwaartse gewicht van het resterende grondpakket onvoldoende is om evenwicht te maken met de opwaartse waterdruk.

Vervolgens wordt de bouwkuip in den natte ontgraven tot een diepte van 2,7m -mv; de kleilaag wordt gescheiden van het onderliggende veenpakket afgegraven. De klei wordt gebruikt als aanvulmateriaal of voor het aanleggen van een aarden wal aan de andere zijde van de rijksweg A15. De ontgraven klei wordt tijdelijk opgeslagen om hergebruikt te worden. Een andere mogelijkheid zou kunnen zijn de uitkomende klei te verkopen voor bijvoorbeeld aanleg of ophoging van dijken.

Deze ontgraving kan gebeuren met een hydraulische graafmachine vanaf de kant of vanaf een platform welke over de damwand loopt.

Onder de circa 1,5m dikke kleilaag bevindt zich een dik veenpakket; dit veenpakket zal tot een diepte van 4,6m -mv afgegraven worden en getransporteerd worden naar een depot. Dit veen is niet voor hergebruik geschikt en zal dus ergens gedeponeed moeten worden. Indien het veen gestort moet worden is het aan te bevelen om het veen tijdelijk op te slaan waardoor het kan ontwateren. De totale hoeveelheid te storten materiaal kan op die manier aanzienlijk gereduceerd worden. Misschien zijn er in de directe nabijheid van de bouwplaats verschillende lokaties te vinden, waardoor het veen gestort kan worden om een zandwininput te vullen.

#### **\* Ontgraving fase 3**

De damwandkassen worden met behulp van een hydraulische graafmachine met verlengde giek schoongeschrapt. Na inspectie zullen indien nodig de damwandkassen m.b.v. water en lucht schoongespoten worden. Voor de gemiddelde capaciteit wordt een produktie van 5m/uur aangehouden.

Het is van groot belang dat de betonpalen en de damwandkassen goed schoon zijn; juist de aansluitingen tussen onderwaterbeton en betonpaal of damwand zijn lokaties voor lekkage. De palen en damwandkassen ter plaatse van de onderwaterbeton worden door duikers geïnspecteerd en waar nodig schoongespoten met water onder hoge druk. Deze werkzaamheden onder water zijn bijzonder arbeidsintensief en tijdrovend.

#### **\* Ontgraving fase 4**

Tijdens deze fase vindt de opschoonslag en eindinspectie plaats. Omdat op het niveau van de ontgraving de bouwkuip zich over zijn gehele lengte in een veenpakket bevindt, wordt een 0,5m dikke zandlaag aangebracht. Deze fase bestaat uit het aanbrengen van de grondverbetering. Met behulp van de hydraulische graafmachine wordt vervolgens de bouwputbodemp geëgaliseerd.

Tenslotte wordt door metingen vanaf een ponton de ontgravingsdiepte gecontroleerd.

Ter voorkoming van lekkage ter plaatse van de compartimenteringsschermen worden aan de damwand ankers gelast. Dit wordt gedaan om een betere aanhechting tussen damwandscherm en onderwaterbeton te verkrijgen. Op deze manier ontstaat wel een stijve verbinding tussen onderwaterbetonvloer en damwandscherm; het trekken van het dwarsscherm wordt hierdoor onmogelijk.

#### **\* Storten onderwaterbeton**

Ten behoeve van het storten van de onderwaterbeton wordt op de gording aan de damwand rails gemonteerd. Deze rails worden bij voorkeur al gelijktijdig met montage van de gording aangebracht aangezien anders de rails onder water gemonteerd moeten worden.

Een speciale storttraverse wordt op de rails gezet. De beton wordt, gezien de grote hoeveelheden te verwerken beton, gestort met behulp van een Hopdobber. De beton uit de betonmixer wordt gelost in een giekpomp. De giekpomp verpompt de beton naar de ontvangstrechter van de Hopdobber.

Aan de onderzijde van de verticale stortbuis is een schotel bevestigd met een diameter van 1,65 m. Deze schotel drijft enkele centimeters in de beton zodat ontmenging uitgesloten is. De giekpomp volgt de zijwaartse bewegingen van de Hopdobber. Als de stortkar met Hopdobber de volledige breedte van de bouwkuip heeft afgelegd, wordt de traverse doorgereden.

Om de storttoleranties van de onderwaterbeton goed in de hand te kunnen houden is het belangrijk dat de waterhoogte in de bouwkuip op een constant waterpeil gehouden wordt. Hiertoe worden gaten in de damwand gesneden, waardoor een soort overlaat ontstaat.

Tijdens het storten van de onderwaterbeton zijn continu een aantal duikers aanwezig. Zij hebben een aantal taken, te weten:

- eventueel slib wegzuigen voor het stortfront
- controle van het stortfront
- controle van vulling van de damwandkassen

Door middel van de methode van 'gewogen rijpheid' kan bepaald worden wanneer de sterkte van het beton gehaald is en het afpompen kan worden aangevangen. De onderwaterbetonvloer moet voldoende sterkte hebben om de opwaartse waterdruk te kunnen weerstaan.

Na en tijdens het droogvallen van de onderwaterbetonvloer wordt een aantal inspectiewerkzaamheden uitgevoerd, te weten:

- continuïteit van de waterstandsverlaging (controle op grote lekkages)
- scheuren en lekkages langs palen en damwand.

Indien grote scheuren of lekkages ontdekt worden, moeten deze gedicht worden. Bij grote lekkages wordt de waterstand opnieuw opgezet, waarna een herstelplan opgesteld zal worden.

#### **\* Conclusie**

Uit bovenstaande fasering van alle werkzaamheden welke resulteren in een droge bouwkuip op het tijdstip waarop de prefab-elementen gemonteerd kunnen worden, blijkt dat zeer veel tijdrovende activiteiten noodzakelijk zijn. Een aantal cruciale werkzaamheden zijn zelfs niet door een grotere inzet van materieel te compenseren, zoals bijvoorbeeld verhardingstijd van onderwaterbeton.

De beschreven werkzaamheden tot het moment van oplevering van de bouwkuip zijn in de bijgevoegde planning uitgezet. Uit deze planning blijkt duidelijk dat uitgaande van een dagproductie van 20 strekkende meter dit een zeer lange bouwstroom van verschillende werkzaamheden veroorzaakt. Een dagproductie van 20 m per dag betekent dat iedere week een bouwkuip van circa 100m voor montage van prefab-elementen gereed moet zijn.

Als voorbeeld wordt hier naar de inzet van damwand gekeken. Het trekken van de damwand van de eerste bouwkuip gebeurt pas na circa 10 weken. Dit houdt tevens in dat steeds een traject van ca. 1km in de damwand staat; hiervoor is ca. 2km damwandprofiel nodig.



\* Specificatie van voor de uitvoering belangrijk materieel bouwkuip onderwaterbeton

1.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: ontgraven toplaag : 1 hydraulische graafmachine : 840 m <sup>3</sup> : ca. 500 m <sup>3</sup> /dag
2.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: heiwerk damwand : 2 draadkranen met trilequipment : 228 m <sup>1</sup> : 20 m <sup>1</sup> /dag/machine
3.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: heiwerk betonpalen : 2 heistellingen met opzetstuk : 120 stuks : 12 palen/dag/machine
4.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: aanbrengen groutankers : 2 groutankermachines : 60 stuks : 5 ankers/dag/machine
5.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: ontgraven kleilaag : 1 hydraulische graafmachine : 3000 m <sup>3</sup> : ca. 500 m <sup>3</sup> /dag
6.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: ontgraven veenpakket : 1 hydraulische graafmachine : 2700m <sup>3</sup> : ca. 500 m <sup>3</sup> /dag
7.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: grondverbetering : 1 hydraulische graafmachine : 700 m <sup>3</sup> : ca. 500 m <sup>3</sup> /dag
8.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: stort onderwaterbeton : stort traverse met Hopdobber : 1400 m <sup>3</sup> : 75 m <sup>3</sup> /uur
9.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: montage van prefab-elementen : 1 kraan 140 ton : 40 elementen : 8 elementen/dag
10.	Activiteit Materieel Totaal Productie	: aanvullen : 1 hydraulische graafmachine : 900 m <sup>3</sup> : ca. 500 m <sup>3</sup> /dag

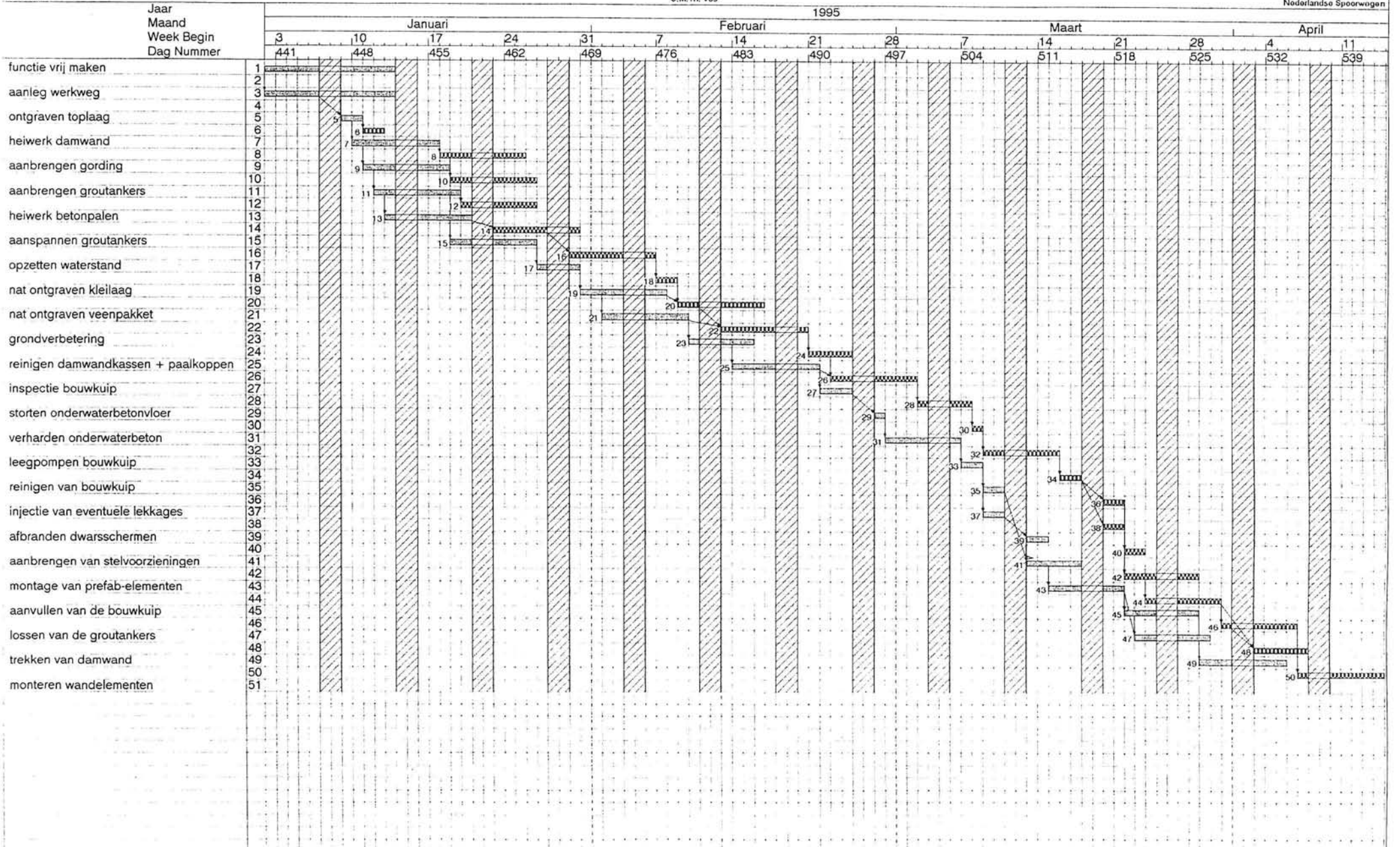
11.	Activiteit	: trekken damwand
	Materieel	: 2 draadkranen met trilequipment
	Totaal	: 214 m <sup>1</sup>
	Productie	: 20 m <sup>1</sup> /dag/machine

# Bouwkuip onderwaterbeton

26 Okt 93

O.M.Th. Vos

Nederlandse Spoorwegen



Balk Biblioth. 1  
 [Symbol] bouwstroom A [Symbol] bouwstroom B

Drawing ref. c:\gomapps\owb.gom  
 Project ref. c:\gomapps\owb.pdb



Bijlage 13c

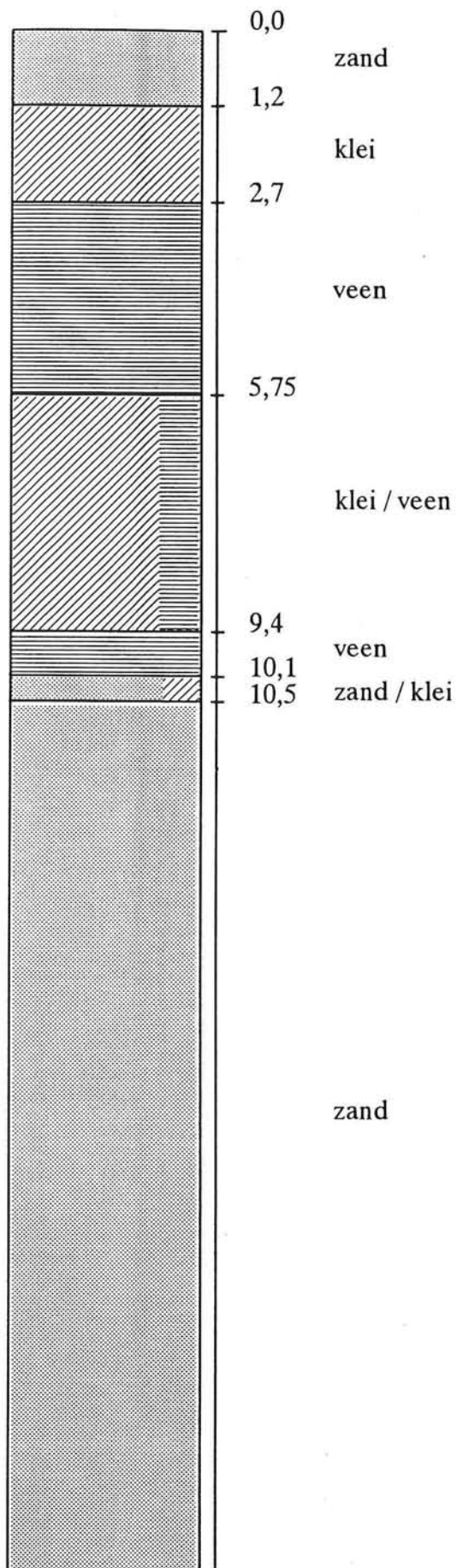
**GRONDGEGEVENS**

## Grondsoortentabel

grondsoort	laag	nr	$\gamma_{\text{nat}}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{droog}}$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	c kN/m <sup>2</sup>	$\lambda_{\text{actief}}$	$\lambda_{\text{neutraal}}$	$\lambda_{\text{passief}}$	k kN/m <sup>3</sup>
zand	0.0 - 1.2	1	20	18	30°	20°	0°	0	0,28	0,50	5,74	5000
klei	1.2 - 2.7	2	16	16	17,5°	7,5°	0°	8	0,49	0,70	2,21	3000
veen	2.7 - 5.75	3	11	11	15°	5°	0°	5	0,55	0,74	1,89	500
klei / veen	5.75 - 9.4	4	12	12	15°	7,5°	0°	7	0,54	0,74	1,99	2000
veen	9.4 - 10.1	5	11	11	15°	5°	0°	5	0,55	0,74	1,89	500
zand / klei	10.1 - 10.5	6	17	17	20°	10°	0°	0	0,44	0,66	2,59	25.000
zand	vanaf 10.5	7	19,5	17,5	30°	20°	0°	0	0,28	0,50	5,74	30.000

waarin tabelnr : nummer van grondsoortentabel (invoer damwandprogramma)  
 laag : niveau bovenkant laag - niveau onderkant laag  
 nr : nummer volgens de grondsoortentabel in damwandprogramma  
 $\gamma_{\text{nat}}$  : soortelijk gewicht nat  
 $\gamma_{\text{droog}}$  : soortelijk gewicht droog  
 $\varphi$  : hoek van inwendige wrijving  
 $\delta$  : wrijvingshoek tussen wand en grond  
 $\beta$  : hellingshoek van het talud  
 c : cohesie  
 $\lambda_{\text{actief}}$  : actieve gronddrukcoëfficiënt  
 $\lambda_{\text{neutraal}}$  : neutrale gronddrukcoëfficiënt  
 $\lambda_{\text{passief}}$  : passieve gronddrukcoëfficiënt  
 k : beddingsconstante

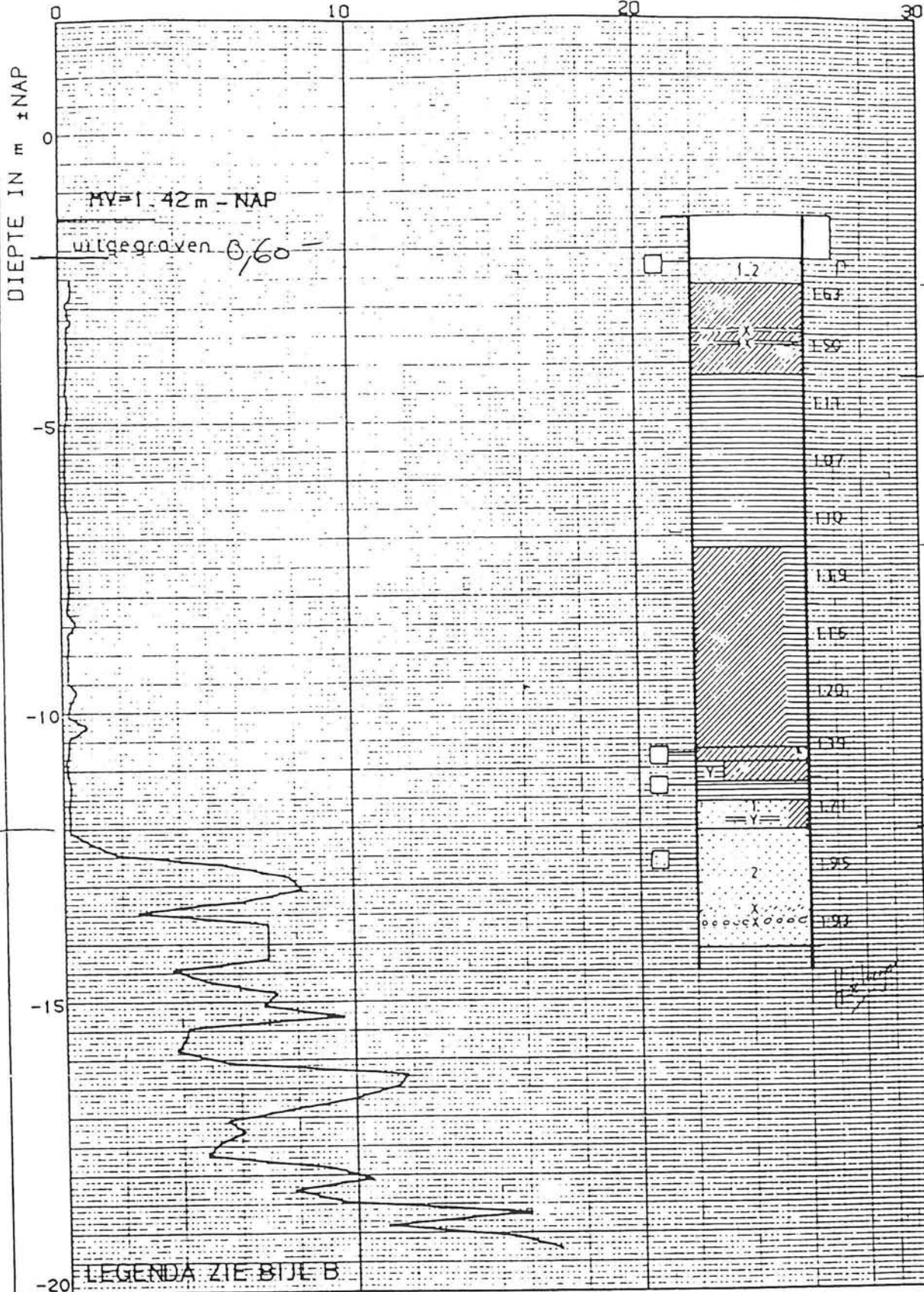
# Bodemopbouw



B45 *A336*

CONUSWEERSTAND IN MN/m<sup>2</sup>

(1MN/m<sup>2</sup> ≈ 10kgf/cm<sup>2</sup>)



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik  
 conusweerstand 25 MN/m<sup>2</sup>  
 plaatselijke wrijving 1.5 MN/m<sup>2</sup>

⊠ mechanisch discontinu mantelconus  
 ⊞ kleefmantelconus

electric continu  
 conus  
 ⊠ kleefmantelconus  
 ingesnoerd  
 cilindrisch

n.b. → is van toepassing



**laboratorium voor grondmechanica delft**  
 telefoon (0151)-569223  
 postbus 69, 2600 AB delft

uitgevoerd d d  
81-04-06

get.  
MW

RECONSTRUCTIE RW A15,  
 OEVERKRUISING DE NOORD

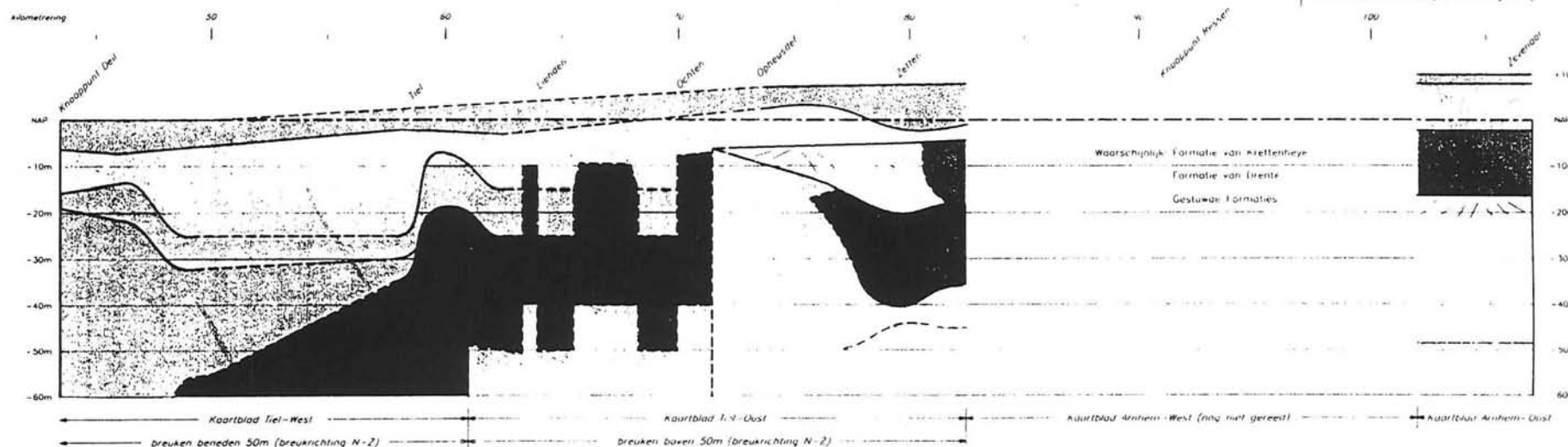
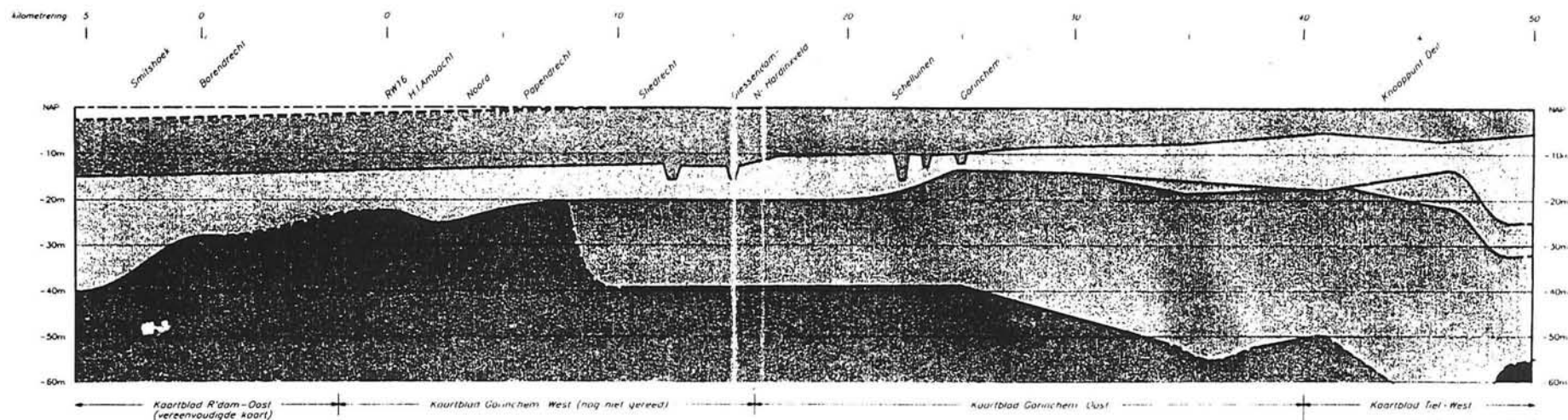
CO-244791

MIDDELZWARE SONDERING B45 en BORING X=  
 Y=

10m  
 30  
 40  
 BIJL. 113

10m  
30  
40





LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA			
[Pattern]	klei, veen, zand	Westland-/Beluwe-Formatie	MIOCEEN
[Pattern]	grof zand met grind	Formatie van Krietenheye	MIOCEEN
[Pattern]	grof zand met grind, lokaal dunne leemlagen	Formatie van Urk	
[Pattern]	grof zand	Formatie van Sterksel	
[Pattern]	afwisseling van klei- en zandlagen	Formatie van Kucheren/Tegelen	
[Pattern]	lijm zand en klei	Formatie van Andelen	
[Pattern]	grof zand met aan de top klei	Formatie van Tegelen	MIOCEEN
[Pattern]	grof zand met grind	Formatie van Harderwijk	
[Pattern]	uiterst grof zand & keien	Formatie van Drente	
[Pattern]	grind, zand, leem	Gestuwde Formaties	



VEREENVOUDIGD GESCHEMATISEERD GEOLOGISCH PROFIEL  
GEDEELTE ROTTERDAM-ZEVENAAR



Bijlage 14a:

## WATERDICHTTE VOEGCONSTRUCTIE VAN HET TUNNELBAKELEMENT

Tussen twee prefab-elementen moet in langsrichting een voegconstructie gemaakt worden. Deze voegconstructie komt om de 2,50m voor; het ontwerp van deze dwarsvoeg vergt daarom extra aandacht. Omdat de ligging van het tunnelbak-element in het gekozen tracé steeds gesitueerd is beneden maaiveld, moet de voegconstructie lekkage ten gevolg van grondwater tegengaan.

Een voegconstructie moet een tweetal primaire functies vervullen, te weten:

- afdichting
- overdracht van krachten

Een overzicht van de door de voegconstructie te vervullen functies is in het bijgevoegde functiediagram weergegeven (zie figuur 14.1 op pagina 4).

Het aspect afdichting kan opgesplitst worden in een aantal verschillende deelfuncties. Deze zijn achtereenvolgens:

- afdichting tegen grondwater
- tegengaan van zandinsluiting
- bestand zijn tegen mechanische belasting uit ballastbed/treinverkeer
- mogelijk maken van variatie in voegbreedte

Zoals eerder beschreven moet de voegconstructie bestand zijn tegen een waterdruk. Het gemiddelde polderpeil bevindt zich op een diepte van 0,60m beneden maaiveld. Voor het ontwerp van de voegconstructie wordt echter uitgegaan van een maximale grondwaterstand. Omdat de onderzijde van de constructievloer zich bevindt op een diepte van 3,0m -m.v., mag de voegconstructie t.g.v. deze waterdruk geen lekkage vertonen. Deze waterdruk is als uitgangspunt voor de berekening aangenomen; dit betekent een maximale waterdruk van  $30\text{kN/m}^2$ .

In de extreme situatie dat de grondwaterstand in de polder het maaiveldniveau overschrijdt hoeft de voegconstructie deze waterbelasting niet te weerstaan. In dit geval loopt de tunnelbak van bovenaf vol; het waterbezwaar t.g.v. lekkage van de voegconstructie wordt dan van ondergeschikt belang.

Het tweede aspect betreft het voorkomen van zandinsluiting. Omdat aan de buitenkant van de voegconstructie een waterdruk aanwezig is, kan bij een openstaande voeg zand in de voeg terecht komen. Indien de voeg volledig gevuld is met zand verliest de voeg zijn dilaterende werking. Ten gevolge van uitzetten van de prefab-elementen kunnen dan zeer hoge spanningen in de betonconstructie opgewekt worden, zodat scheurvorming in het beton kan optreden. Zandinsluiting kan zich voordoen bij de constructievloer zowel aan de boven- als aan de onderkant en grondzijde van de wanden.

De bovenkant van de constructievloer wordt buiten gevaar voor zandinsluiting ook belast door het ballastbed. Naast het gevaar dat grind en/of steenslag in de voeg terecht kan komen, wordt de voegconstructie mechanisch belast door bovenbelasting. Deze bovenbelasting volgt uit het permanent aanwezige ballastbed, dwarsliggers en rails; verder bestaat de bovenbelasting uit gespreide aslasten t.g.v. treinverkeer. Om de voegconstructie en het eventueel aanwezige rubberen afdichtingsprofiel tegen beschadiging te beschermen, moet de voegconstructie dus bestand zijn tegen deze belastingen.

Als laatste aspect is variatie in de voegbreedte genoemd. De afdichtende werking van de voegconstructie moet niet verloren gaan indien de voeg in breedte varieert. Deze variatie in voegbreedte kan het gevolg zijn van dynamische en statische verschijnselen.

Temperatuursinvloeden worden in dit kader bestempeld als dynamische processen. T.g.v. temperatuurschommelingen neemt de breedte van de voeg toe of af; de voegconstructie moet dus een dilaterende werking vertonen. De grootte van de benodigde dilatatievoeg wordt in het vervolg van dit hoofdstuk bepaald.

Een ander temperatuurafhankelijk verschijnsel is het bevriezen van in de voeg aanwezig water. Door uitzetten van opgesloten water worden spanningen in de betonconstructie opgewekt.

Als uitgangspunt voor de montage is uitgegaan van één type element. Als voorbeeld wordt hier het tunnelbakelement beschouwd. Met behulp van dit standaard tunnelbakelement moeten door variatie van de voegbreedte tevens verticale en horizontale bochten gevormd worden. Bovendien moet het mogelijk zijn om ook een verlopende verkanting m.b.v. standaard-elementen te volgen. Geconcludeerd kan worden dat geen gebruik gemaakt wordt van speciaal vervaardigde bocht-elementen. Alle mogelijke verticale, horizontale en rotatiebewegingen moeten d.m.v. variatie in voegbreedte opgevangen worden.

Tot slot wordt de opmerking gemaakt dat ook eventuele maatafwijkingen van de prefab-elementen in de voeg verdisconteerd moet worden. Tevens worden d.m.v. de voegconstructie maatafwijkingen t.g.v. montage opgevangen, zogenaamde plaatsingstoleranties.

De tweede hoofdfunctie nl. overdracht van krachten is voor het functioneren van deze voegconstructie van minder belang. In feite heeft de betreffende dwarsvoeg geen constructieve functie; de voeg hoeft alleen krachten over te dragen, welke voortkomen uit de afdichtende functie. Een voorbeeld van bedoelde krachtsoverdracht is de kracht die benodigd is om het rubberen voegprofiel dicht te drukken. Het is mogelijk dat t.g.v. montage toch krachten in langsrichting overgedragen moeten worden.

Naast de hierboven beschreven te vervullen functies is een aantal aspecten te noemen, waarbij al in de ontwerpfase ter dege rekening mee moet worden gehouden. Behandeld worden achtereenvolgens:

- \* bevestiging en montage van eventuele afdichtingsprofielen
- \* kans op beschadiging
- \* controleerbaarheid van waterdichtheid
- \* mogelijkheden tot nabehandeling (na-injectie)
- \* eenvoud van fabricage
- \* goedkope oplossing

Bij de bevestiging en montage op het werk zelf is het belangrijk dat men rekening houdt met toegankelijkheid van de voegconstructie. Op het moment dat het prefab-element op zijn definitieve plaats is neergelegd, is de onderzijde van voegconstructie bij de constructievloer niet meer bereikbaar. Eventuele inspectie of werkzaamheden kunnen daar niet meer uitgevoerd worden. Bij de beide opstaande wanden speelt dit probleem niet; aan beide kanten blijft de betonconstructie bereikbaar.

Het is natuurlijk ook mogelijk het afdichtingsprofiel al standaard in de betonfabriek te monteren. Dit bespaart op werkzaamheden op de bouwplaats zelf, maar daarmee verhoogt men wel de kans op beschadiging van het afdichtingsprofiel tijdens transport en montage.

Aangezien hoge eisen aan de waterdichtheid van de voegconstructie gesteld worden, wordt een hoogwaardige verbinding geëist. Het ontwerp van de voegconstructie moet zodanig zijn dat de kans op beschadigingen zoveel mogelijk binnen de perken wordt gehouden. Beschadigingen kunnen optreden aan de betonconstructie en aan het afdichtingsprofiel. Beide kunnen ervoor zorgen dat de voegconstructie niet naar behoren functioneert en lekkage vertoont.

Tussen ieder prefab-element bevindt zich een voegconstructie; dit betekent zeer veel voegen. Om afdichtingsproblemen te voorkomen moet de voegconstructie met een hoge mate van betrouwbaarheid uitgevoerd worden. Beproeving van het afdichtingsprofiel kan pas plaatsvinden na voltooiing van alle werkzaamheden. Deze bestaan in ieder geval uit aanaarding van de grond en opkomen van het grondwaterpeil, waarna de voegconstructie alleen nog maar bereikbaar is vanuit de binnenzijde van de wanden van de tunnelbak. Controle op lekkage kan pas in een later stadium uitgevoerd worden.

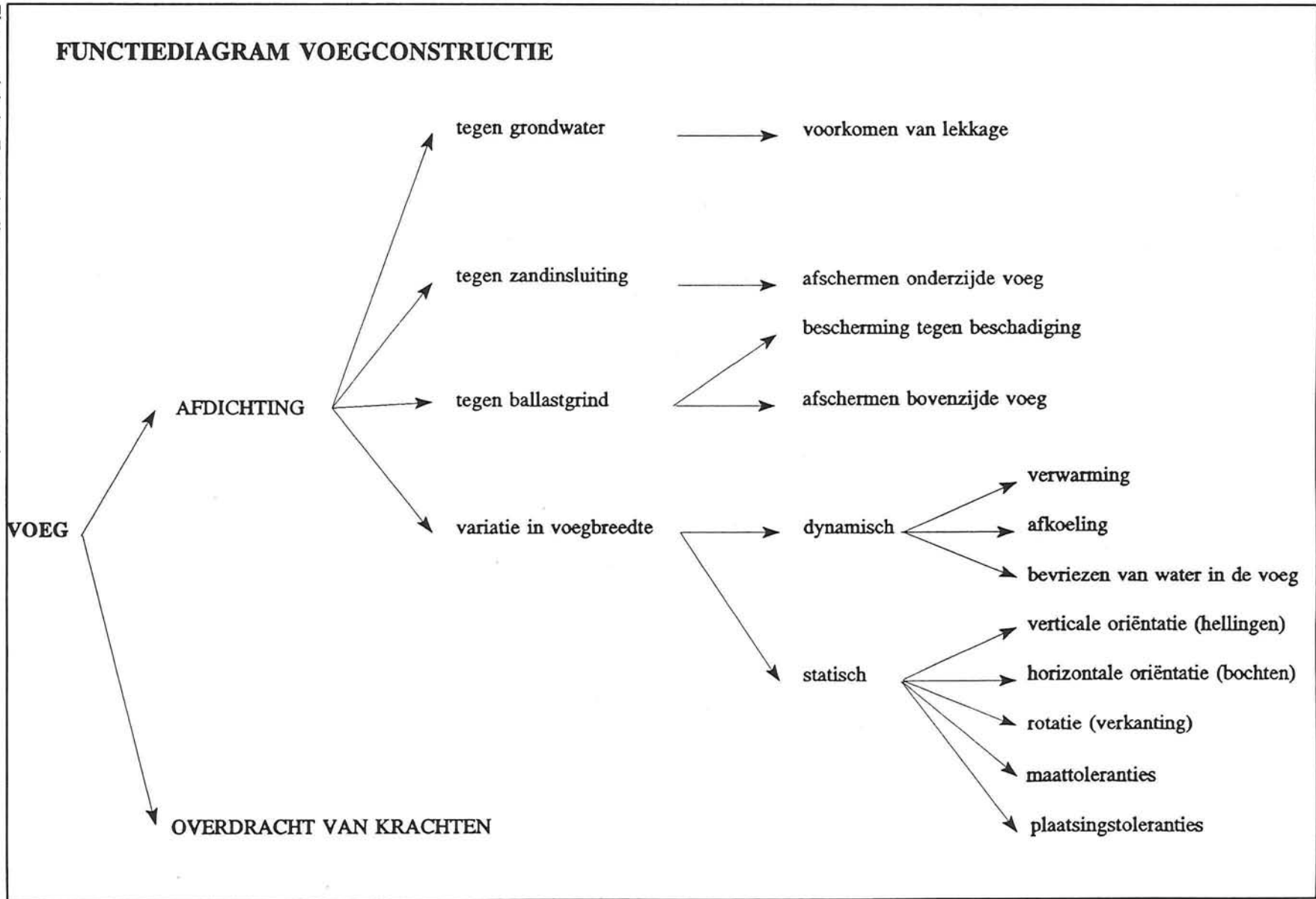
Tevens moet de voegconstructie mogelijkheden bieden om in het geval van eventuele lekkage één of andere nabehandeling te kunnen uitvoeren. Een eventuele nabehandeling zou kunnen bestaan uit het na-injecteren van de voeg. Wederom wordt hierbij aangehaald dat de voegconstructie na afloop van de bouwfase slechts lokaal bereikbaar is voor deze werkzaamheden.

Een volgend aspect dat bij het ontwerp meegenomen moet worden is de eenvoud van fabricage van de voegconstructie. Met name moet hierbij gedacht worden aan de vormgeving van de betonconstructie. Indien een speciale voegprofiel in de betonconstructie aangebracht moet worden, moet dit technisch eenvoudig in te storten zijn.

Tot slot wordt een opmerking gemaakt in verband met de kosten van de voegconstructie. Omdat om de 2,5m een voeg uitgevoerd wordt kunnen de totale kosten oplopen. In dit kader moet daarom gestreefd worden naar een eenvoudig voegprofiel, dat naast geringe materiaalkosten ook gemakkelijk aangebracht kan worden (lage arbeidskosten).

Laatstgenoemde arbeidskosten kunnen opgesplitst worden in werkzaamheden die te maken hebben met fabricage van de voeg (aanbrengen voegprofilering in het beton en aanbrengen afdichtingsprofiel) en werkzaamheden op de bouwplaats zelf.

Figuur 14.1: Functiediagram voegconstructie



### \* Temperatuursinvloeden

Voor de bepaling van de voegbreedte welke minimaal nodig is om het uitzetten en krimpen van de betonelementen op te vangen, wordt uitgegaan van de aanvullende bepalingen van de Nederlandse Spoorwegen. Deze staan beschreven in de 'Richtlijnen voor het ontwerpen van betonconstructies onder en over het spoor'. Deze richtlijnen behelzen aanvullende bepalingen betreffende de Voorschriften Beton.

In de toelichting op voorschrift A-203.4 staat dat het algemeen voldoende is om uit te gaan van een temperatuurdaling van 10°C en een temperatuurstijging van 20°C. In het vervolg wordt van deze temperatuurschommelingen uitgegaan. Tevens moet volgens NEN 6720 artikel 6.1.8 voor de rekenwaarde van de thermische uitzettingscoëfficiënt  $\alpha$  worden aangehouden:

$$\alpha_{\text{beton}} = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

Voor de betreffende prefab-elementen betekent dit voor de maximale vervormingen:

$$\Delta l_{\text{max}} = \Delta T \cdot \alpha \cdot l = -10^\circ \cdot 10^{-5} \cdot 2500 = -0,25 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\text{min}} = \Delta T \cdot \alpha \cdot l = 20^\circ \cdot 10^{-5} \cdot 2500 = 0,50 \text{ mm}$$

Waarin	$\Delta T$	: temperatuurverschil [°C]
	$\alpha$	: thermische uitzettingscoëfficiënt
	$l$	: lengte van een prefab-element in langsrichting

### \* Horizontale oriëntatie van de prefab-elementen

Zoals eerder beschreven worden bochten in het tracé uitgevoerd m.b.v. de standaard prefab-elementen; met andere woorden er worden geen speciale bochtelementen vervaardigd. Het aanbrengen van een bocht moet gevormd worden door een variatie in de voegbreedte.

Voor de Betuweroute wordt als uitgangspunt gehanteerd dat de vereiste minimale horizontale boogstraal 1700m dient te zijn (boogstraal voor het hart van het binnenste spoor). Er wordt echter gestreefd naar zo groot mogelijke boogstralen (groter dan 10.000m). In onderstaande berekening wordt voor beide gevallen de bijbehorende voegbreedte bepaald. Hierbij wordt echter de kanttekening geplaatst dat een minimale horizontale boogstraal van 1700m de grootste benodigde voegbreedte oplevert. Naarmate de boogstraal groter wordt gekozen, wordt de benodigde voegbreedte kleiner.

Als uitgangspunt voor de berekening van de horizontale voegbreedte wordt voor de lengte van een prefab-element 12m aangehouden. Verder is voor de minimale boogstraal van 1700m het hart van het binnenste spoor aangehouden, waarbij de aantekening gemaakt wordt dat het hart van het spoor op een afstand van 4,0m uit de binnenstraal ligt.

#### Minimale boogstraal 1700m (zie figuur 14.2)

Bepaling van de omtrek van de cirkelboog

$$\text{aan de buitenzijde: } 2 \cdot \pi \cdot R_{\text{buiten}} = 2 \cdot \pi \cdot 1708 = 10.732 \text{ m}$$

$$\text{aan de binnenzijde: } 2 \cdot \pi \cdot R_{\text{binnen}} = 2 \cdot \pi \cdot 1696 = 10.656 \text{ m}$$

Het verschil tussen beide omtrekken bedraagt: 76m

Dit verschil moet opgevangen worden door de variatie in voegbreedte.

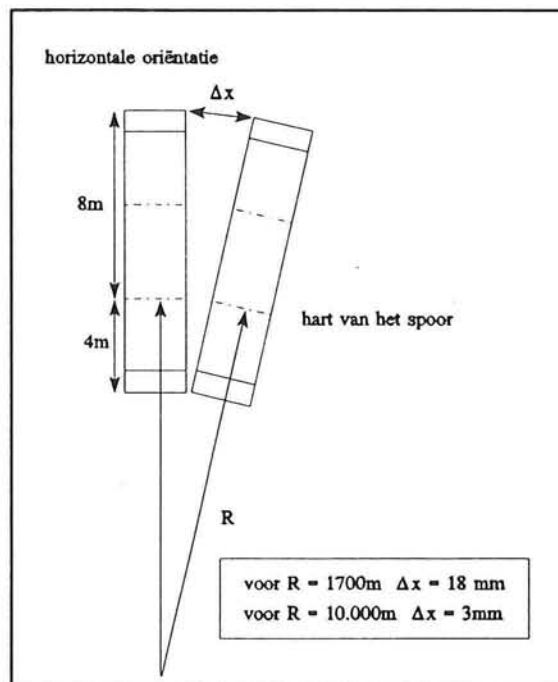
Aantal prefab-elementen:

$$aantal = \frac{omtrek_{binnen}}{lengte} = \frac{10.656}{2,5} = 4.263 \text{ stuks}$$

Waarin                      aantal                      : aantal prefab-elementen in een volledige boog  
                                  breedte                      : de lengte van een prefab-element ca. 2,5m

De benodigde voegbreedte t.b.v. een boogstraal van 1700m is:

$$voegbreedte = \frac{omtrekverschil}{aantal} = \frac{76}{4263} = 0,00178m = 17,8mm$$



Figuur 14.2: Horizontale oriëntatie

Boogstraal 10.000m

Bepaling van de omtrek van de cirkelboog

aan de buitenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{buiten} = 2 \cdot \pi \cdot 10.008 = 62.882m$

aan de binnenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{binnen} = 2 \cdot \pi \cdot 9.996 = 62.807m$

Het verschil tussen beide omtrekken bedraagt: 75m

Dit verschil moet opgevangen worden door de variatie in voegbreedte.

Aantal prefab-elementen:

$$aantal = \frac{omtrek_{binnen}}{lengte} = \frac{62.807}{2,5} = 25.123 \text{ stuks}$$

Waarin                      aantal                      : aantal prefab-elementen in een volledige boog  
                                  lengte                      : de lengte van een prefab-element ca. 2,5m



De benodigde voegbreedte t.b.v. een boogstraal van 10.000m is:

$$\text{voegbreedte} = \frac{\text{omtrekverschil}}{\text{aantal}} = \frac{75}{25.123} = 0,003\text{m} = 3\text{mm}$$

Als uitgangspunt voor het aan te leggen tracé wordt uitgegaan van het feit dat de horizontale bochten uitgevoerd worden met een boogstraal groter dan 10.000m. Dit betekent allereerst (zoals uit bovenstaande berekening volgt) een kleinere variatie in de voegbreedte; bovenal heeft dit tot gevolg dat de bochten uitgevoerd kunnen worden zonder verkanting.

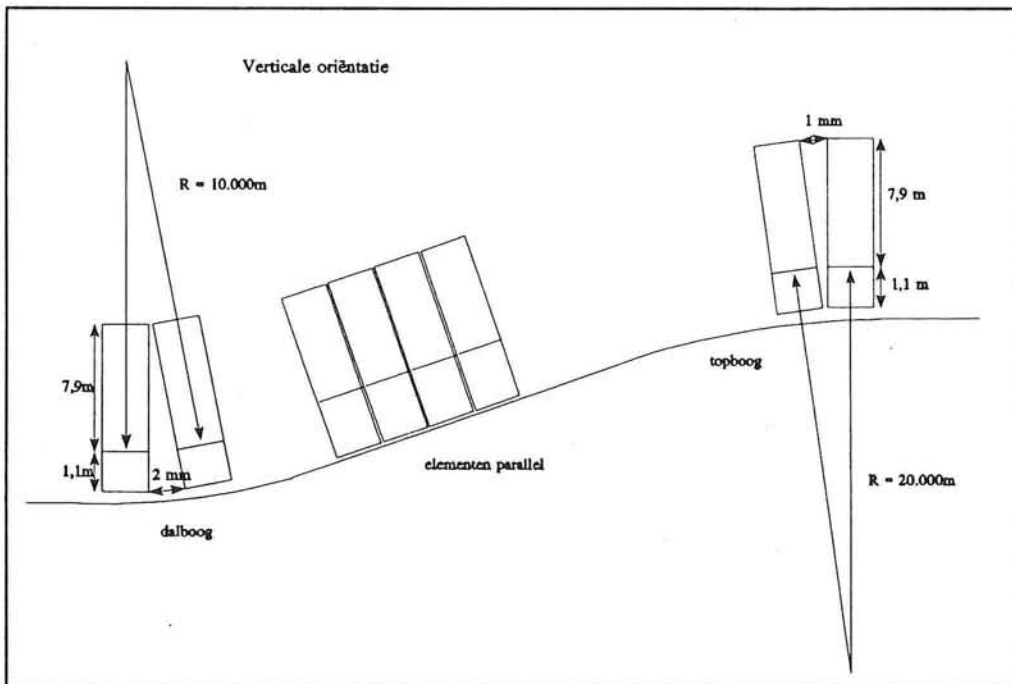
**\* Verticale oriëntatie van de prefab-elementen**

Evenals de bovenstaande beschouwing voor de vorming van verticale bogen, is het ook de bedoeling met de standaard prefab-elementen horizontale bochten uit te voeren. Wanneer de elementen op een helling liggen, hoeft er geen variatie in de voegbreedte aangebracht te worden omdat de elementen parallel gepositioneerd zijn.

Op plaatsen waar een hellingsverandering ingezet wordt, wordt een variatie in voegbreedte noodzakelijk om de gewenste boogstraal te realiseren. Voor de dalboog wordt een boogstraal van  $R = 10.000\text{m}$  aangehouden; voor de topboog  $R = 20.000\text{m}$ .

Analoog aan de berekening van de horizontale bochtvorming wordt ook de voegbreedte van de verticale boog bepaald.

Voor deze berekening wordt ervan uitgegaan dat de bovenkant van het spoor (BS) zich op een hoogte van 1,10m boven de onderkant van de constructievloer bevindt (opgebouwd uit 0,4m dikte constructievloer, 0,5m ballastbed en 0,2m railhoogte). Er wordt verder van uit gegaan dat de hierboven beschreven bogen ook uitgevoerd kunnen worden voor de gesloten tunnelvariant. Dit houdt in dat de berekende voegbreedte mogelijk moet zijn over de volledige hoogte van de constructie van 9,0m.



Figuur 14.3: Verticale oriëntatie

### Straal dalboog 10.000m

Bepaling van de omtrek van de cirkelboog

aan de buitenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{\text{buiten}} = 2 \cdot \pi \cdot 10.001,1 = 62.839\text{m}$

aan de binnenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{\text{binnen}} = 2 \cdot \pi \cdot 9.992,1 = 62.782\text{m}$

Het verschil tussen beide omtrekken bedraagt: 57m

Dit verschil moet opgevangen worden door de variatie in voegbreedte.

Aantal prefab-elementen:

$$aantal = \frac{\text{omtrek}_{\text{binnen}}}{\text{lengte}} = \frac{62.782}{2,5} = 25.113 \text{ stuks}$$

Waarin      aantal           : aantal prefab-elementen in een volledige boog  
              lengte            : de lengte van een prefab-element ca. 2,5m

De benodigde voegbreedte t.b.v. een boogstraal van 10.000m is:

$$\text{voegbreedte} = \frac{\text{omtrekverschil}}{\text{aantal}} = \frac{57}{25.113} = 0,002\text{m} = 2\text{mm}$$

### Straal topboog 20.000m

Bepaling van de omtrek van de cirkelboog

aan de buitenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{\text{buiten}} = 2 \cdot \pi \cdot 20.007,9 = 125.713\text{m}$

aan de binnenzijde:  $2 \cdot \pi \cdot R_{\text{binnen}} = 2 \cdot \pi \cdot 19.998,9 = 125.657\text{m}$

Het verschil tussen beide omtrekken bedraagt: 56m

Dit verschil moet opgevangen worden door de variatie in voegbreedte.

Aantal prefab-elementen:

$$aantal = \frac{\text{omtrek}_{\text{binnen}}}{\text{lengte}} = \frac{125.657}{2,5} = 50.263 \text{ stuks}$$

Waarin      aantal           : aantal prefab-elementen in een volledige boog  
              lengte            : de lengte van een prefab-element ca. 2,5m

De benodigde voegbreedte t.b.v. een boogstraal van 20.000m is:

$$\text{voegbreedte} = \frac{\text{omtrekverschil}}{\text{aantal}} = \frac{56}{50.263} = 0,001\text{m} = 1\text{mm}$$

#### **\* Rotatie**

Als slotopmerking bij de paragraaf over horizontale oriëntatie in bochten is gesteld dat bochten uitgevoerd worden met een boogstraal groter dan 10.000m. Dit impliceert tevens dat het spoor zonder verkanting aangelegd wordt, waardoor deze bewegingen m.b.v. de standaard prefab-elementen niet uitgevoerd hoeven te worden.

Indien men toch in het tracé van de Betuweroute horizontale bochten projecteert met een

hoogstraal van circa 1700m moet men de voegbreedte op mogelijke rotaties controleren.

**\* Maattoleranties**

Aangezien er vele duizenden tunnelbakelementen geprefabriceerd worden, moet bekisting ook aan zeer hoge tolerantie-eisen voldoen. Er wordt dus gebruik gemaakt van een dure, maatvaste bekisting voor de prefab-elementen, waardoor aangenomen kan worden dat de maatafwijkingen ruimschoots binnen de gestelde eisen blijven. Voor de prefabricage wordt uitgegaan dat deze maattoleranties binnen een bereik van -1 en +2mm liggen.

**\* Plaatsingstoleranties**

Als uitgangspunt voor de uiteindelijke plaatsing en positionering van de prefab-elementen is aangenomen dat dit met grote nauwkeurigheid gebeurt. Aangenomen wordt tevens dat er speciaal materieel ontworpen gaat worden waardoor de elementen snel en binnen de gestelde plaatsingstoleranties gemonteerd worden.

Voor het ontwerp van de voegconstructie wordt als uitgangspunt gehanteerd, dat de plaatsingstoleranties binnen een bereik van  $\pm 5$  mm blijven.

**\* Samenvatting variatie in voegbreedte**

In onderstaande tabel worden de resultaten van de berekening t.a.v. variatie in voegbreedte samengevat. Voor deze berekening wordt verwezen naar bijlage 5b.

	maximale variatie in voegbreedte
- verwarming (+20°C)	+0,50 mm
- afkoeling (-10°C)	-0,25 mm
- bevriezen van water in voeg	-
- horizontale oriëntatie (bochten)	$\pm 1,5$ mm ( $\Delta=3$ mm)
- verticale oriëntatie dalboog	$\pm 1,0$ mm ( $\Delta=2$ mm)
topboog	$\pm 0,5$ mm ( $\Delta=1$ mm)
- rotatie (verkanting)	n.v.t.
- maattoleranties t.g.v. fabricage	-1/+2 mm
- plaatsingstoleranties	$\pm 5$ mm

Tabel 14.1: Variatie in voegbreedte

Indien alle bovenstaande variaties in voegbreedte bij elkaar opgeteld zouden om op die manier de maximale variatie in voegbreedte te bepalen, zou een veel te hoge waarde gevonden worden.

Aan de hand van het model dat gepresenteerd wordt in het SBR-rapport 85 'Maatbeheersing in de bouw' wordt het tolerantiebereik bepaald voor het rubberen voegprofiel. Dit voegprofiel moet in staat zijn deze maatgevende variatie op te kunnen nemen "zonder" dat lekkage optreedt.

Volgens het statistische model wordt uitgegaan van het 98%-gebied. Omdat er verschil bestaat tussen een verkleining en een vergroting van de voegbreedte, volgt dat statistisch gezien in 1% van de gevallen de uiterste berekende tolerantie overschreden wordt. Voor het optimaal functioneren van de voegconstructie is eigenlijk alleen de situatie van belang waarin de voegbreedte dusdanig groot is dat het rubberen afdichtingsprofiel onvoldoende waterafsluitend is. Kortom de variatie in voegbreedte moet omwille van dichtheidseisen binnen een bepaald tolerantiegebied liggen.

Voor een stochastische model geldt dat er een analoog verband bestaat tussen varianties en

toleranties, mits het tolerantiegebied van alle maten gelijk is gedefiniëerd. Als uitgangspunt wordt aangenomen dat de maattoleranties normaal verdeeld zijn. Uitgaande van het 98% gebied geldt:

$$T^2 = (4,65 \cdot \sigma)^2$$

waarin  $T$  : tolerantie  
 $\sigma$  : standaardafwijking

Het tolerantiegebied wordt dus gelijk gesteld aan het onnauwkeurighedsgebied, dus  $T = \Delta$ .  
 Hieruit volgt:  $\Delta^2 = (4,65 \cdot \sigma)^2$   
 $\Delta$  is in dit geval de variatie in de voegbreedte  $\Delta w$ .

Het tolerantiegebied voor de variatie in de voegbreedte wordt berekend middels onderstaande formules.

$$(\Delta w)^2 = (4,65 \cdot \sigma_a)^2 + (4,65 \cdot \sigma_b)^2 + \dots = \sum T_i^2$$

waarin:  $\sum T_i^2 = T_a^2 + T_b^2 + \dots$   
 $\Delta w$  : variatie in voegbreedte  
 $\sigma_a$  : standaardafwijking t.a.v. aspect a  
 $\sigma_b$  : standaardafwijking t.a.v. aspect b  
 $T_a$  : tolerantie t.a.v. aspect a  
 $T_b$  : tolerantie t.a.v. aspect b

Om aan de afdichtingseis te voldoen moet het rubberen voegprofiel dusdanig gekozen worden zodat aan de voorwaarde van  $(\Delta w)^2 \leq \sum T_i^2$  wordt voldaan.

De toleranties worden gelijk gesteld aan de te verwachten onnauwkeurigheden waarna de variatie in voegbreedte uitgerekend kan worden:

$$\Delta w = \sqrt{T_a^2 + T_b^2 + \dots}$$

Bij toepassing van bovenstaande formule wordt een tweetal aannames gedaan, te weten:

- de maatafwijkingen zijn onafhankelijk van elkaar
- er zijn geen systematische afwijkingen (goede controle in betonfabriek)

Aan de hand van bovenstaande formules is een berekening uitgevoerd. Er wordt uitgegaan dat alleen de maat- en de plaatsingstoleranties stochastisch zijn. De aspecten welke tevens een variatie in de voegbreedte veroorzaken (zoals temperatuur, bochtvorming, etc.), worden daarbij opgeteld. Met andere woorden temperatuurseffecten en bochtvorming worden ontkoppeld van maat- en plaatsingstoleranties.

Verklaring der tekens:

$\Delta w_{\text{tot}}$  : totale tolerantie in voegbreedte  
 $T_{\text{maat}}$  : tolerantie t.a.v. fabricage  
 $T_{\text{plaatsing}}$  : tolerantie t.a.v. montage  
 $T_{\text{temp}}$  : variatie t.g.v. temperatuurschommelingen  
 $T_{\text{bocht}}$  : variatie t.g.v. bochtvorming

### Berekening

Tolerantie t.a.v. indrukking voegprofiel

$$\Delta w = \sqrt{T_{maat}^2 + T_{plaatsing}^2} = \sqrt{5^2 + 2^2} = 5,4 \text{ mm}$$

$$\Delta w_{tot} = \Delta w + T_{temp} + T_{bocht} = 5,4 + 1,5 + 0,5 = 7,4 \text{ mm}$$

Tolerantie t.g.v. uitzetten voegprofiel

$$\Delta w = -\sqrt{T_{maat}^2 + T_{plaatsing}^2} = -\sqrt{5^2 + 1^2} = -5,1 \text{ mm}$$

$$\Delta w_{tot} = \Delta w + T_{temp} + T_{bocht} = -5,1 - 1,5 - 0,25 = -6,8 \text{ mm}$$

Tolerantiebereik:  $-6,8 \text{ mm} < \Delta w_{tot} < 7,4 \text{ mm}$

Uit de bepaling van de variatie in de voegbreedte, zoals beschreven in voorgaande uiteenzetting, blijkt dat de hiervoor benodigde ruimte circa 6 à 7 mm afdoende is. De variatie in voegbreedte moet binnen het elastische gebied van het rubberen voegprofiel vallen. Voor de streefmaat van de breedte van de voeg wordt echter een afstand van 25 mm aangehouden.

#### \* Detaillering van de voeg

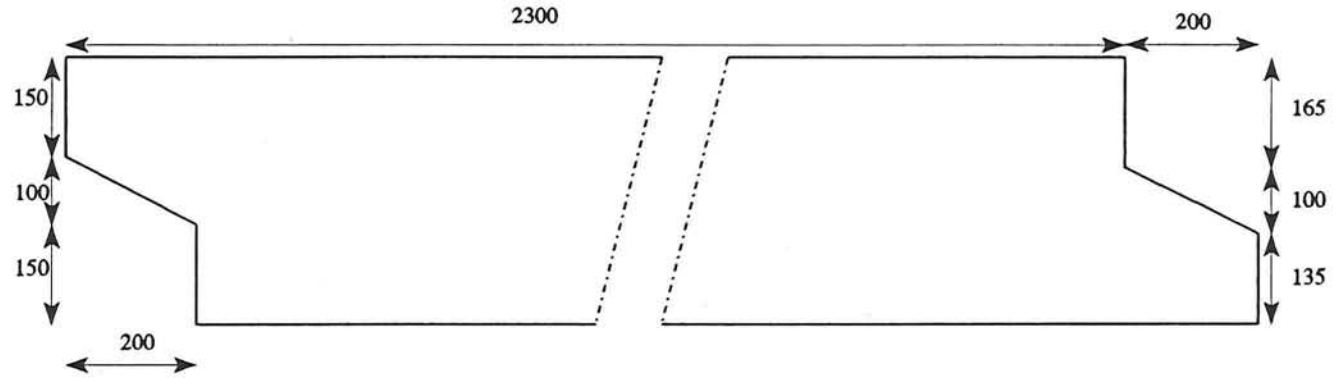
Zoals eerder beschreven varieert de dikte van de wanden van het tunnelbak-element geleidelijk van 0,4 tot 0,5m; bovendien zijn in de constructievloer ter plaatse van de oplegsloven verdikkingen aangebracht. Dit heeft ook consequenties voor de ligging van de voegconstructie. Voor het ontwerp van de voegconstructie middels de gekozen tandoplegging is gekozen om de ligging van het rubberen profiel te koppelen aan de binnenzijde van het tunnelbakelement. Met andere woorden betekent dit dat gekozen wordt voor een vaste afstand tussen binnenzijde van het prefab-element en positionering voegconstructie.

Voor een tweetal diktes zijn in figuur 14.4 de detailleringen van de voegconstructie weergegeven.

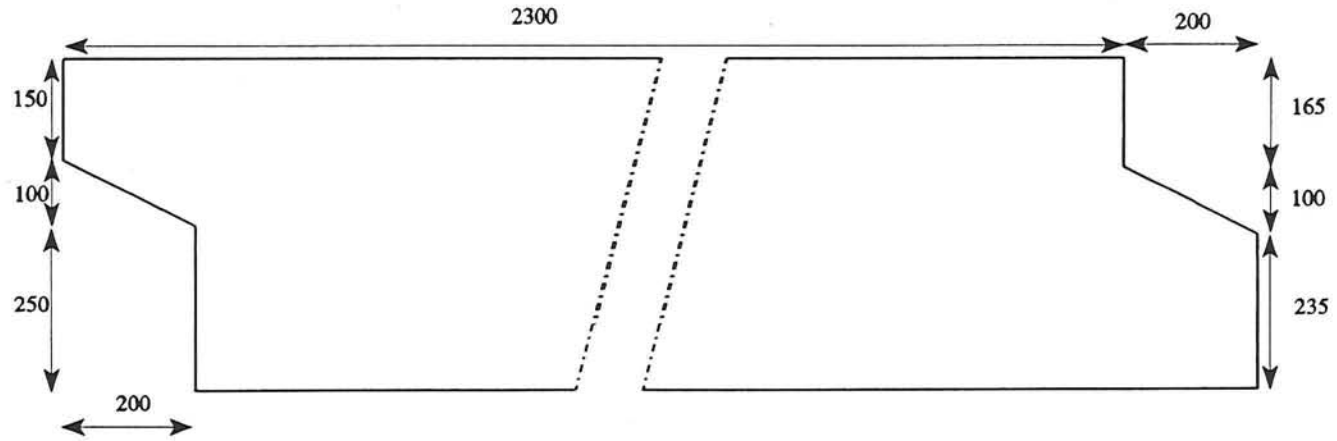
Figuur 14.4: Detaillering voegconstructie

### Detaillering van de voegconstructie

Dikte beton 400 mm



Dikte beton 500 mm

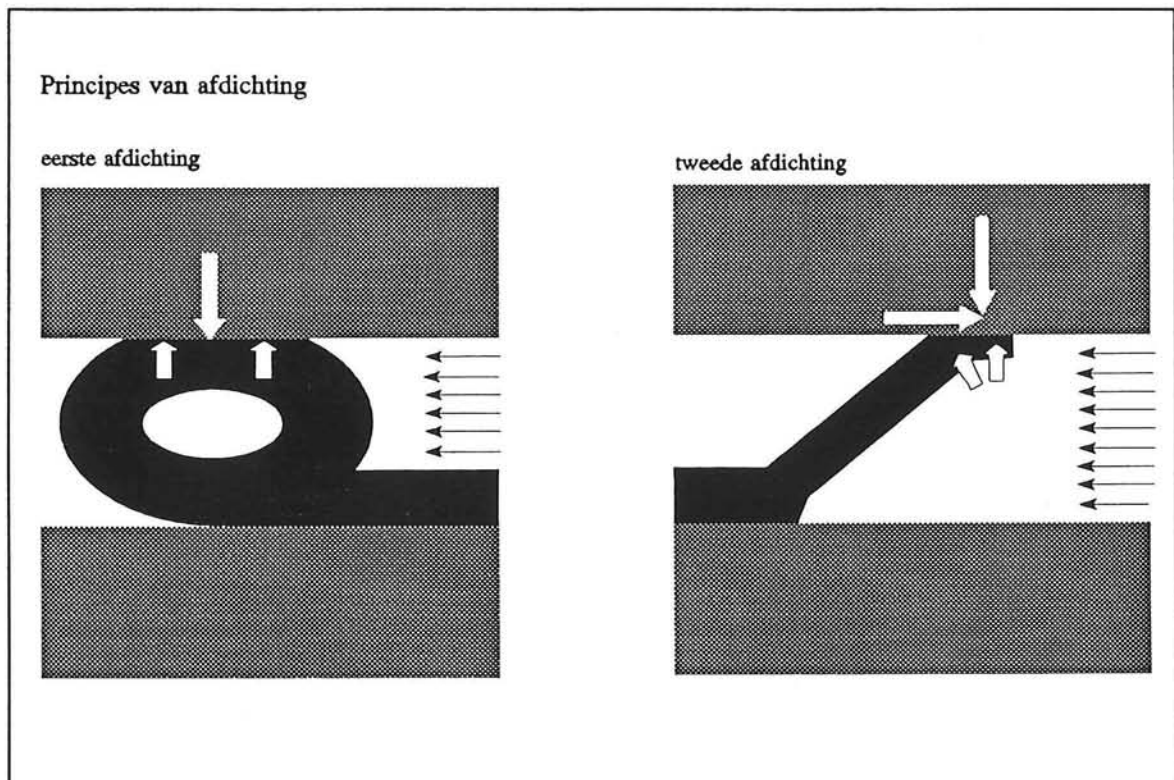


### \* Rubberen voegprofiel

Er is gekozen voor een rubberen voegprofiel. Dit voegprofiel wordt in dwarsrichting doorlopend over het hele tunnelbakelement aangebracht. Dit rubberprofiel wordt al in de betonfabriek op het tunnelbakelement gelijmd. Door de ligging aan de onderzijde van de tandoplegging is het rubber goed beschermd tegen eventuele beschadiging tijdens transport.

In onderstaande figuur is het gekozen rubberprofiel weergegeven. Omdat het van groot belang is dat lekkage van tunnelbakelementen voorkomen moet worden, is gekozen voor een rubberprofiel dat functioneert volgens een dubbel uitgevoerd afdichtingssysteem.

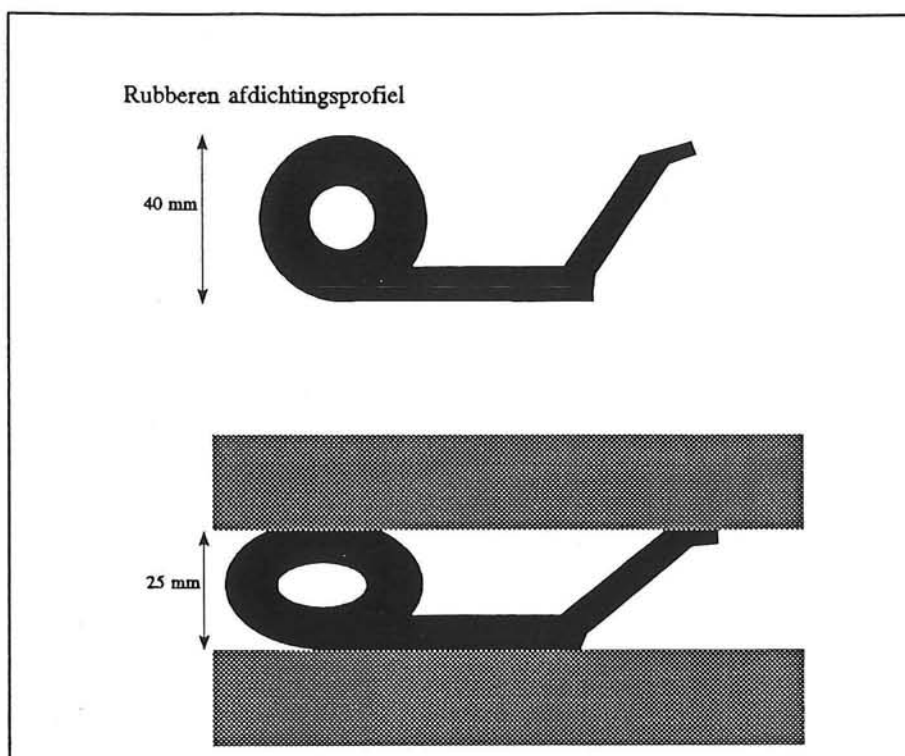
De waterafdichtende werking van het rubberen voegprofiel bestaat uit twee verschillende principes. Beide principes zijn in onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 14.5: Waterafdichtende werking voegprofiel

Het prefab-tunnelbakelement wordt opgelegd op een zestal tijdelijke oplegpunten op de fundatiesloof; deze zes oplegpunten worden exact op hoogte gesteld. De afmetingen van het aan te brengen rubberen voegprofiel zijn echter groter dan de ruimte tussen beide prefab-elementen. Voordat het tunnelbakelement op deze zes tijdelijke oplegpunten rust, draagt het element op het rubberen voegprofiel. De afdichtende werking wordt geleverd door compressie van het rubber; dit is het hoofdprincipe van de primaire afdichting.

De secundaire afdichting wordt gevormd door het rubberen flapje. Door het ontstaan van een verschil in waterdruk over de voegconstructie wordt het flapje door de waterdruk tegen het beton aangedrukt, waardoor een tweede vorm van waterdichtheid gecreëerd wordt. Afdichting wordt veroorzaakt door compressie van het flapje door de waterdruk zelf (zelf-activerend).



Figuur 14.6: Rubberen voegprofiel

De vormgeving van de ronde opstaande wanden van het tunnelbakelement zorgt ervoor dat de constructie grofweg gepositioneerd wordt; hierbij treedt bovendien door de tapse vorm een tweede voordeel op dat het rubberen voegprofiel pas in een heel laat stadium met het voorgaande element in contact komt. Afschuiving van het rubberen voegprofiel treedt slechts over een kleine afstand op; bovendien blijven de contactdrukken gering. Voorwaarde voor dit uitgangspunt is dat de montage en plaatsing van de prefab-elementen uiterst nauwkeurig dient te geschieden; anders kunnen al in een eerder stadium beschadigingen aan het voegprofiel optreden.

De montage van de prefab-tunnelbakelementen wordt elders beschreven. Wel is voor de voegconstructie van belang dat het aanschuiven van het tunnelbakelement tegen het vorige element horizontaal moet gebeuren. Het rubberen voegprofiel wordt dan op afschuiven belast. Door de schuine zijde van het oplegvlak, wordt het cirkelvormige gedeelte maar over een kort traject ingedrukt en dus op afschuiven belast. Het andere gedeelte van het rubberprofiel bestaat uit een soort flap; dit gedeelte sleept over het glad afgewerkte betonoppervlak. De ruimte tussen beide afdichtingsgedeelten kan gebruikt worden voor eventuele na-injectie.

#### \* Bescherming tegen zandinsluiting onderzijde

Voor montage op de bouwplaats wordt aan de buitenzijde van het prefab-element compressieband aangebracht. Compressieband wordt aangebracht langs de gehele omtrek van de buitenzijde van het tunnelbakelement. De hoofdfunctie van het compressieband voorkomt dat er grond van buiten af in de voeg kan komen. De dikte van de compressieband bedraagt circa 40mm en wordt gecompriemd tot een dikte van 25mm. Tevens kan door de compressie van het band variatie in voegbreedte van enkele millimeters in ieder geval opgenomen worden.

Bij de toepassing van compressieband wordt echter de kanttekening gemaakt dat het aanschuiven



van het prefab-tunnelbakelement zeer nauwkeurig dient te geschieden. Wanneer de compressieband te snel en te hard samengedrukt wordt, treedt beschadiging van het band op en verliest het zijn afdichtende functie. Een mogelijk toepasbaar profiel is in figuur 14.7 weergegeven.

**\* Bescherming van bovenzijde voegconstructie**

Voor het beschermen van de bovenzijde van het voegprofiel wordt onderscheid gemaakt tussen plaatsen waar het voegprofiel mechanisch belast wordt en plaatsen waar dit niet het geval is.

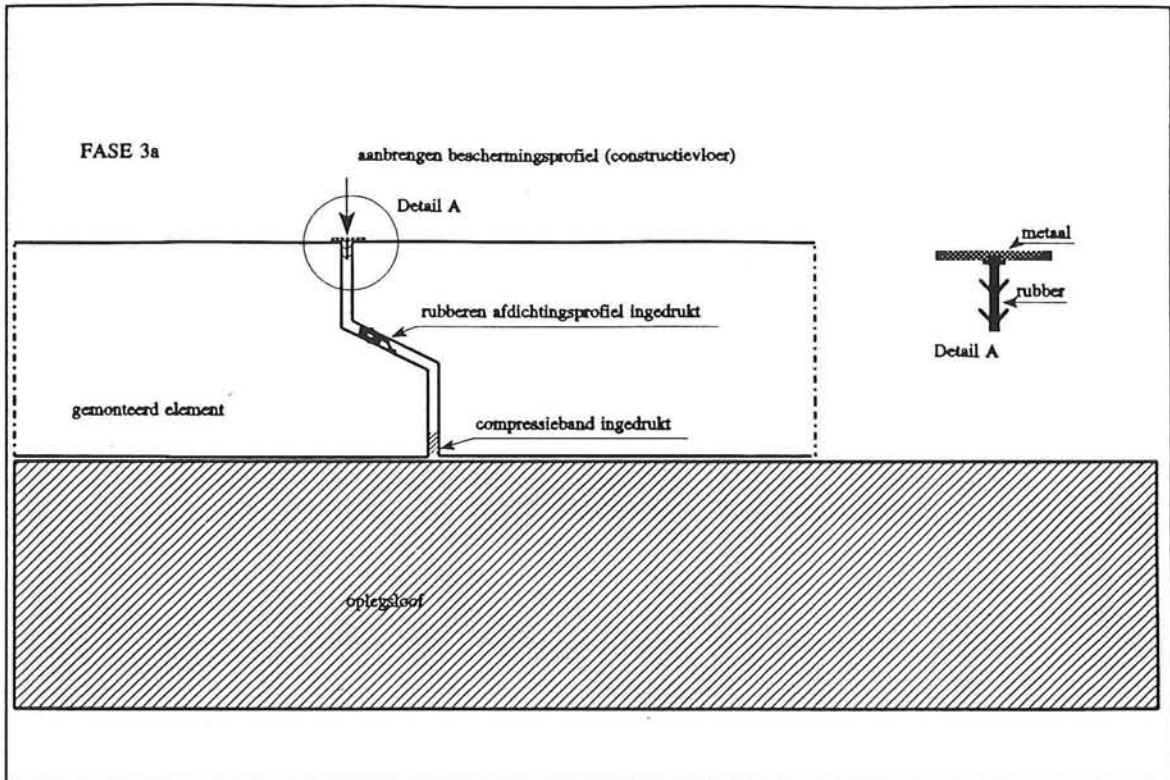
Op plaatsen waar de voegconstructie mechanisch belast wordt door ballastbed en treinverkeer wordt de bovenzijde beschermd door een voegprofiel met mechanische sterkte. Dit voegprofiel kan bestaan uit een stalen afdekplaat waarop een rubberen profiel ge vulcaniseerd is. Dit profiel wordt na afloop van montagewerkzaamheden van de tunnelbakelementen aangebracht op de constructievloer; het aanbrengen van dit voegprofiel is een weinig arbeidsintensieve handeling.

De opstaande wanden van het tunnelbakelement hoeven niet tegen een mechanische belasting beschermd te worden; de bovenzijde van de voegconstructie wordt daarom afgedekt door een volledig rubberen profiel. Montage kan eveneens zeer eenvoudig geschieden.

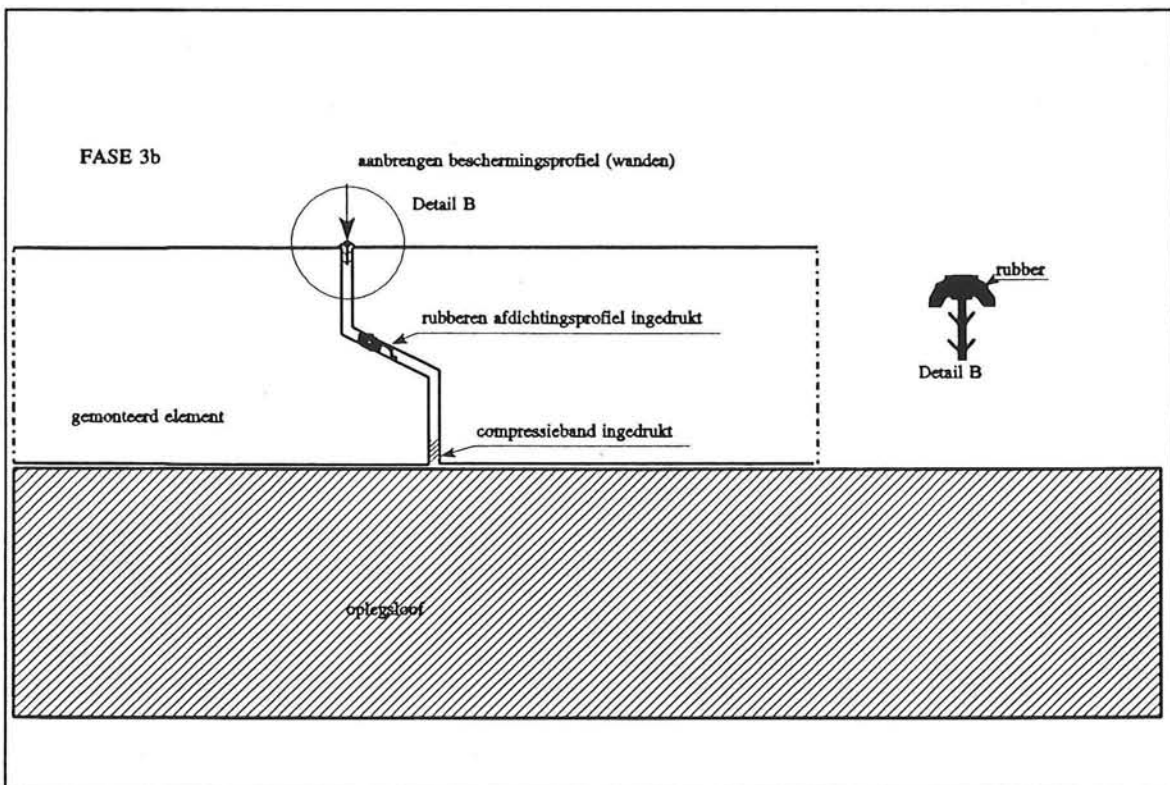
Aan de binnenzijde van het tunnelbakelement blijft de voegconstructie steeds toegankelijk. Het monteren van bovenbeschreven afdichtingsprofielen kan dus eenvoudig later uitgevoerd worden. Een mogelijk toepasbaar profiel is in figuur 14.8 weergegeven.

**\* Slotopmerking**

Gezien het grote belang van een goede waterdichte voegconstructie, moet speciaal voor dit project bovenstaand voegprofiel verder ontwikkeld worden. Alvorens tot grootschalige toepassing van het voegprofiel over te gaan, zal het uitvoerig beproefd worden.



Figuur 14.7: Beschermingsprofiel constructievloer



Figuur 14.8: Beschermingsprofiel wanden

## VERBINDING TUNNELBAKELEMENT - WANDELEMENT

De verbinding tussen het tunnelbakelement en het wandelement is voor de A15- en de gesloten variant geheel verschillend. De verbinding in de constructie voor de A15-variant is geschematiseerd als een momentvaste verbinding; dit in tegenstelling tot de verbinding voor de gesloten constructie (in de definitieve situatie) waar de verbinding als een scharnier opgevat wordt. Met name het creëren van een momentvaste verbinding tussen twee prefab-elementen is niet eenvoudig.

De berekening volgens het raamwerkprogramma levert de onderstaande maatgevende resultaten. De waarden zijn gebaseerd op een berekening per strekkende meter. De dimensionering van de verbinding wordt echter uitgevoerd per element van 2,5m.

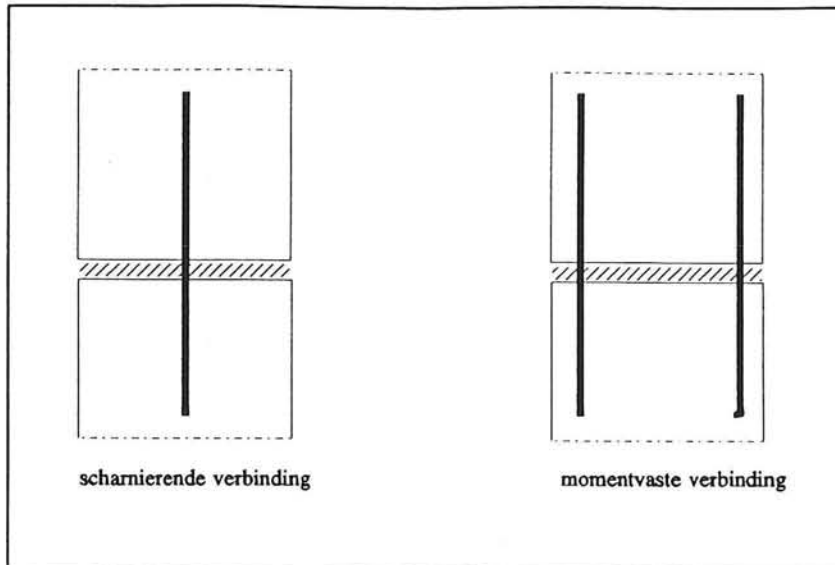
	N (kN)	D- (kN)	D+ (kN)	M- (kNm)	M+ (kNm)
A15-variant	24	-5	+5	-18	1
gesloten tunnelvariant	559	-87	+24	0	0
montage gesloten	47	0	+24	0	47

Tabel 14.1: Resultaten raamwerkberekening

Tijdens montage van de wand-en dakelementen van de gesloten tunnel leidt een schematisatie van de gesloten tunnel middels een vijftal scharnieren tot instabiliteit. Voor montagewerkzaamheden wordt het oplegpunt voor het wandelement als een momentvaste verbinding beschouwd. Hoe deze verbinding in de praktijk geconstrueerd zal worden, wordt in het vervolg van deze paragraaf uiteengezet.

Als uitgangspunt wordt eveneens aangenomen dat met één type verbindingconstructie zowel een scharnierende als een momentvaste verbinding gecreëerd moet kunnen worden. Op die manier kunnen met de standaardelementen beide constructievormen uitgevoerd worden. Voor de gesloten constructievariant moet tijdens montage ook een 'momentvaste' constructie gevormd worden.

Beide verbindingen worden in figuur 14.9 aangegeven.



Figuur 14.9: Schematisatie verbindingen

Uit de resultaten van de diverse berekeningen volgt dat door de A15-variant een positief en een negatief moment opgenomen moet kunnen worden. Dit betekent in concreto dat aan beide zijden wapening aangebracht moet worden. Voor de ligging van de wapening en maximaal opneembaar moment levert dit door de geringe dikte van het wandelement problemen op; er wordt daarom gekozen om de ter plaatse van de oplegging plaatselijk een verdikking aan te brengen. Hierdoor wordt de inwendige hefboomsarm vergroot wat resulteert in een reductie van de benodigde wapening.

Uit de resultaten van de berekening voor de gesloten variant volgt dat slechts gedurende montagewerkzaamheden de verbinding een moment moet overbrengen. Dit behelst vooral een positief moment, waardoor aan de binnenzijde tijdelijk wapening aanwezig zou moeten zijn. Dit probleem kan op twee verschillende manieren opgelost worden, te weten:

- aanbrengen van een tijdelijke verankering, waardoor een momentvaste verbinding ontstaat.
- gebruik maken van een of andere hulpconstructie om stabiliteit van het wandelement te garanderen.

Het constructie-type van de A15-variant wordt overwegend toegepast. Als oplossing voor het opvangen van het montage-moment wordt voor de gesloten variant gekozen om dit te doen middels hetzelfde type wandelement. Met andere woorden er wordt voor de gesloten tunnel eerst een momentvaste verbinding gecreerd, vervolgens wordt deze verbinding gelost voor de definitieve situatie.

Omdat de benodigde verankeringslengte aan de binnenzijde van het wandelement niet beschikbaar is, is gekozen voor een boutverbinding. Door middel van het aandraaien van deze bout wordt de vereiste trekverankering omgezet in een drukkracht op het beton. Deze constructie kan voor beide constructies toegepast worden. Het lossen van de boutverbinding voor de gesloten tunnel laat een scharnierende verbinding ontstaan.

Het verdient bovendien voorkeur om de overdracht van normaalkrachten in de gesloten tunnel

zoveel mogelijk centrisch te laten gebeuren; vandaar dat er gekozen is om de doorlopende wapening aan de buitenzijde te leggen (zie onderstaande schets).

#### \* Mortelvoegen

Volgens NEN 6720 artikel 9.17.2 inzake de voegdikte moet de nominale voegdikte vermeerderd worden met 20mm, omdat de voegmortel niet opgesloten is. Gekozen wordt vervolgens voor een voegdikte  $v = 50\text{mm}$ . Een van de redenen hiervoor is extra ruimte te creëren voor het aanbrengen en stellen van een stelmoer inclusief afdekplaat.

Er is uitgegaan van de volgende materialen om de voegconstructie te construeren, te weten:

- ondersabelen van de voeg met TRICOSTOP
- aangieten van de sparingsbuis met TRICOFAST

#### \* Sterkte van de mortelvoegverbinding

Aan de hand van artikel 9.17.3 (NEN 6720) wordt de rekenwaarde van de sterkte van de mortelvoegverbinding  $f'_v$  bepaald uit:

$$f'_v = k_1 \cdot k_2 \cdot f'_b$$

waarin	$f'_v$	: rekenwaarde van de druksterkte van de voegmortel
	$k_1$	: factor 0,9 bij aangieten factor 0,7 bij ondersabelen
	$k_2$	: factor (zie onderstaande formule)
	$f'_b$	: rekenwaarde van de druksterkte van de prefab-beton-elementen = $33 \text{ N/mm}^2$

$$k_2 = k_3 \cdot \frac{5 \cdot (1 - k_3) + k_4^2}{5 \cdot (1 - k_3) + k_3 \cdot k_4^2}$$

$$k_3 = k_5 \cdot \frac{f'_m}{f'_b} + 1$$

waarin	$k_3$	: factor
	$k_4$	: factor berekend met $x_u/v = 167/50 = 3,34$
	$x_u$	: lengte van het gedrukte voegoppervlak voor $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ en $\epsilon_y = 2,5\%$ (FeB 500) $x_u = 0,5d = 167\text{mm}$
	$v$	: voegdikte $v = 50\text{mm}$
	$k_5$	: factor 0,5
	$f'_m$	: rekenwaarde van de druksterkte van de voegmortel Tricos top = $30 \text{ N/mm}^2$ (bij een verhardingstemperatuur van $20^\circ\text{C}$ )

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$k_3 = k_s \cdot \frac{f'_m}{f'_b} = 0,5 \cdot \frac{30}{33} = 0,4545$$

$$k_2 = k_3 \cdot \frac{5 \cdot (1 - k_3) + k_4^2}{5 \cdot (1 - k_3) + k_3 \cdot k_4^2} = 0,45 \cdot \frac{5 \cdot (1 - 0,45) + 3,34^2}{5 \cdot (1 - 0,45) + 0,45 \cdot 3,34^2} = 1,88$$

Voor ondersabelen geldt:

$$f'_v = k_1 \cdot k_2 \cdot f'_b = 0,7 \cdot 1,88 \cdot 33 = 43 \text{ N/mm}^2$$

Deze hogere waarde voor de rekenwaarde van de mortelvoegverbinding is te verklaren uit het opgesloten karakter van de mortelvoegverbinding. Hierdoor mogen grotere drukspanningen op de mortelvoeg toegelaten worden.

**\* Bepaling van de benodigde wapening (buitenzijde)**

Omdat uitgegaan wordt van één en dezelfde voegverbinding voor de A15- en de gesloten tunnelvariant, wordt gerekend met de maatgevende momenten.

Voor het moment in de mortelvoegverbinding is het negatieve moment van -18kNm maatgevend. Hierop wordt de voegverbinding gedimensioneerd. De aansluiting van het tunnelbakelement wordt aan de buitenzijde gelijk gehouden. Aangezien het tunnelbakelement en het wandelement in dikte verschillen (respectievelijk 0,4m en 0,2m) is de aansluiting excentrisch. Deze excentriciteit is middels het raamwerkprogramma verrekend. De dikte van het wandelement zal nabij de oplegging variëren in dikte.

Aan de hand van het maximale negatieve moment van -18kNm/m<sup>1</sup> wordt de verbinding aan de buitenzijde van de constructie gedimensioneerd. Omdat de aansluiting van het wandelement op het tunnelbakelement excentrisch verloopt, komt deze wapening nagenoeg centrish in het wandelement te liggen. Door wapening aan de andere zijde achterwege te laten, ontstaat voor de gesloten tunnelvariant een 'betonscharnier'. Er is zowel aan de zijde van het wand- als het tunnelbakelement voldoende ruimte voor de verankeringslengte aanwezig.

Door de voegverbinding moet een moment opgenomen worden:

$$M_{\text{voeg}} = 18 \cdot 2,5 = 45 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_v \cdot b \cdot d^2} =$$

Waarin	$M_u$	: rekenwaarde voor het maximale voegmoment (kNm)
	$f'_v$	: rekenwaarde voor de druksterkte van de voegmortel (N/mm <sup>2</sup> )
	b	: breedte van een wandelement (m)
	d	: nuttige hoogte van de betondoorsnede (m)

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \phi - \frac{1}{2}\phi_{\text{buis}} = 400 - 50 - 16 - 24 = 310\text{mm} = 0,31\text{m}$$

Waarin	h	: totale hoogte van de betondoorsnede
	c	: toegepaste betondekking
	$\phi$	: kenmiddellijn betonstaaf $\phi 16$
	$\phi_{\text{buis}}$	: uitwendige diameter van de sparingsbuis (48 mm)

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{45}{43,2 \cdot 5,0 \cdot 0,31^2} = 4,4$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) blijkt dat deze waarde buiten het gebruik van de tabel valt.

Voor zeer lage waarden van bovenstaande formule blijkt dat  $k_z$  weinig afwijkt van 0,97; in het vervolg wordt deze waarde aangehouden voor de bepaling van de inwendige hefboomsarm.

$$z = k_z \cdot d$$

Waarin	z	: inwendige hefboomsarm
	$k_z$	: factor

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$z = k_z \cdot d = 0,97 \cdot 0,310 = 0,300\text{m}$$

Vervolgens kan de benodigde wapeningsdoorsnede bepaald worden:

$$A_s = \frac{M_u}{f_s \cdot z} = \frac{45 \cdot 10^8}{435 \cdot 300} = 345\text{mm}^2$$

Omdat dit wapeningspercentage kleiner is dan het minimaal wapeningspercentage van circa 0,24%, hoeft volgens artikel 9.9.2.1 niet meer wapening toegepast te worden dan 1,5 maal het berekende wapeningspercentage.

De toe te passen hoeveelheid wapening wordt dus  $1,5 \cdot 345 = 518\text{mm}^2$ .  
Per element wordt toegepast: 2  $\phi 20$  ( $628\text{mm}^2$ ).

De verankeringslengte van een wapeningsstaaf  $\phi 20$  is eerder bepaald en bedraagt voor een betonstaaf 454 mm. Deze verankeringslengte kan eventueel gereduceerd worden omdat er meer wapening is toegepast dan eigenlijk noodzakelijk was.

Reductie van verankeringslengte:

$$l_{vr} = \frac{A_{s,benodigd}}{A_{s,toegepast}} \cdot l_v = \frac{518}{628} \cdot 454 = 375 \text{ mm}$$

**\* Bepaling van de benodigde wapening (binnenzijde)**

Aan de hand van het maximale positieve moment van  $47 \text{ kNm/m}^1$  wordt de verbinding aan de binnenzijde van de constructie gedimensioneerd. Dit is slechts een montage moment dat optreedt als alleen de betonconstructie gemonteerd is, d.w.z. zonder aanvulling van omliggende grond. Voor de A15 variant is slecht een positief moment van  $1 \text{ kNm}$  maatgevend. Dit moment is echter zeer klein, dat dit eventueel al door aanhechting of treksterkte van beton opgenomen kan worden. Van laatstgenoemde argumentatie wordt echter niet uitgegaan i.v.m. veiligheid.

Door de voegverbinding moet een moment opgenomen worden:

$$M_{voeg} = 47 \cdot 2,5 = 117,5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{f'_v \cdot b \cdot d^2} =$$

Waarin	$M_u$	: rekenwaarde voor het maximale voegmoment (kNm)
	$f'_v$	: rekenwaarde voor de druksterkte van de voegmortel ( $\text{N/mm}^2$ )
	b	: breedte van een wandelement (m)
	d	: nuttige hoogte van de betondoorsnede (m)

De nuttige hoogte van de betondoorsnede bedraagt:

$$d = h - c - \phi - \frac{1}{2}\phi_{\text{buis}} = 400 - 50 - 16 - 24 = 310 \text{ mm} = 0,31 \text{ m}$$

Waarin	h	: totale hoogte van de betondoorsnede
	c	: toegepaste betondekking
	$\phi$	: kenmiddellijn betonstaaf $\phi 16$
	$\phi_{\text{buis}}$	: uitwendige diameter van de sparingsbuis (48 mm)

Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$\frac{M_u}{f'_v \cdot b \cdot d^2} = \frac{117,5}{43,2 \cdot 5,0 \cdot 0,31^2} = 11,4$$

Opzoeken in tabel 11.2a (GTB 1990) blijkt dat deze waarde buiten het gebruik van de tabel valt.

Voor zeer lage waarden van bovenstaande formule blijkt dat  $k_z$  weinig afwijkt van 0,97; in het vervolg wordt deze waarde aangehouden voor de bepaling van de inwendige hefboomsarm.

$$z = k_z \cdot d$$

Waarin	z	: inwendige hefboomsarm
	$k_z$	: factor



Invullen van bovenstaande gegevens levert:

$$z = k_z \cdot d = 0,97 \cdot 0,310 = 0,300 \text{ m}$$

Vervolgens kan de benodigde wapeningsdoorsnede bepaald worden:

$$A_s = \frac{M_u}{f_s \cdot z} = \frac{117,5 \cdot 10^6}{435 \cdot 300} = 900 \text{ mm}^2$$

Omdat dit wapeningspercentage kleiner is dan het minimaal wapeningspercentage van circa 0,24%, hoeft volgens artikel 9.9.2.1 niet meer wapening toegepast te worden dan 1,5 maal het berekende wapeningspercentage. Gedurende montage betreft de maatgevende momentvaste slechts een tijdelijke verbinding; daarom wordt voor dimensionering van bovenstaande eis afgeweken.

De toe te passen minimale hoeveelheid wapening wordt dus  $900 \text{ mm}^2$ .  
Per element wordt toegepast:  $2 \phi 25$  ( $982 \text{ mm}^2$ ).

De verankeringslengte van een wapeningsstaaf  $\phi 25$  is eerder bepaald en bedraagt voor een betonstaaf 606 mm. Deze verankeringslengte kan eventueel gereduceerd worden omdat er meer wapening is toegepast dan eigenlijk noodzakelijk was.

Reductie van verankeringslengte:

$$l_{vr} = \frac{A_{s, \text{benodigd}}}{A_{s, \text{toegepast}}} \cdot l_v = \frac{900}{982} \cdot 606 = 555 \text{ mm}$$

In dit geval worden echter geen normale staven betonstaal toegepast, maar draadeinden; er is voor draadeinden gekozen omdat dan gebruik gemaakt kan worden van moeren.

Omdat op het moment van montage de mortel niet of slechts gedeeltelijk verhard is, kan voor de drukzone niet uitgegaan worden van de sterkte van de voegmortel. Het montagemoment moet dus volledig opgenomen worden door de aanwezige wapening. De hoeveelheid benodigde wapening aan de buitenzijde van het voegverbinding wordt daarom verhoogd tot  $2 \phi 25$ . Dit is een aanpassing op de eerder gedane berekening waarin toepassing van  $2 \phi 20$  gesuggereerd werd.

Door deze aanpassing kan de versterkte voegverbinding tevens benut worden om een eventuele aanaarding tegen het wandelement aan op te vangen. De versterkte voegconstructie kan circa 2,5m extra grond keren.

### \* Samenvatting voegverbinding

Uit de berekening volgt dat omwille van praktische redenen gekozen wordt voor de volgende verankering:

	$A_{s, \text{benodigd}}$	$A_{s, \text{toegepast}}$	verankering	$l_v$
buitenzijde voegverbinding	345 mm <sup>2</sup>	982 mm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 25	600 mm
binnenzijde voegverbinding	900 mm <sup>2</sup>	982 mm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 25	n.v.t.

Tabel 14.2: Wapeningsgegevens

Toepassing van de hierboven beschreven voegverbinding kunnen de draadeinden tevens benut worden als stelvoorziening.

Bij de dimensionering van de verankeringen is tevens een controle uitgevoerd op normaalkracht; met andere woorden de verankeringen zijn eveneens in staat om de normaalkrachten naar het beton over te brengen.

Door het stellen van het wandelement wordt de sparingsbuis aan de onderzijde afgesloten. Voor het aangieten van de sparingsbuis wordt daarom gebruik gemaakt van bijv. Tricofast. Dit is een zéér snel hardende giet- en montagemortel.

Voor het ondersabelen van de voegverbinding wordt gebruik gemaakt van een ander materiaal namelijk Tricostop. Dit materiaal is veel goedkoper en kan m.b.v. een voegspijker aangebracht worden.

De ankers in het tunnelbakelement worden gelijktijdig met benodigde wapening ingestort. De ingestorte ankers van wapeningsstaal worden van schroefdraad en een Lenton-koppeling voorzien en exact op hoogte gesteld. Bovendien worden de Lentonkoppeling bevestigd aan de bekisting.

Door gebruik te maken van Lentonkoppelingen hoeven er geen stekeinden uit het tunnelbakelement te steken, of later voorgeboord te worden. Tevens kunnen de ankers eenvoudig verlengd worden door het indraaien van draadeinden.

Voor het verlengen van de verankering aan de binnen- en buitenzijde wordt gebruik gemaakt van draadeinden  $\phi$ 25; dit levert voordelen voor het creëren van een stelvoorziening.

Het wandelement wordt op hoogte gesteld door middel van stelbouten. Om te voorkomen dat de wand bij definitieve belasting op deze stelpunten gaat dragen, dient na verharding van de mortel de bout omlaag te worden gedraaid, opdat de mortelvoeg bij de uiteindelijke belasting goed zal functioneren.

De fasering bij stelbouten geschiedt als volgt:

- indraaien van draadeinden
- het wandelement wordt geplaatst over de vier ankers heen
- het element stellen op vier punten m.b.v. stalen plaatjes en stelmoer
- het aangieten van de sparingsbuizen
- voeg vullen met mortel
- na verharding bout losschroeven en overige gaten vullen met mortel

Bijlage 14c:

### VERANKERING VAN TUNNELBAKELEMENT AAN DE OPLEGSLOOF

De ligging van het tunnelbakelement is beneden de grondwaterstand. De onderzijde van de constructievloer van het tunnelbakelement bevindt zich op een diepte van 3,0m-mv. Normaal gesproken bedraagt de grondwaterstand circa 0,60m -mv. De maximale opwaartse waterdruk aan de onderzijde van de constructievloer is dan  $24 \text{ kN/m}^2$ . De grondwaterstand kan in het meest extreme geval stijgen tot maaiveldniveau; de opwaartse waterdruk kan dus maximaal toenemen tot  $30 \text{ kN/m}^2$ . Indien de waterstand verder zou stijgen, loopt de tunnelbak vol, waardoor de opwaartse waterdruk niet verder toeneemt.

Ten gevolge van de opwaartse waterdruk wordt de verankering op trek belast. De grootten van de trekkrachten op de fundering zijn in onderstaande tabel weergegeven. Maatgevend voor de bepaling is in dit geval de A15-variant; alleen de benodigde resultaten van de berekening van de A15-variant worden hieronder bijgevoegd.

	linker steunpunt	midden steunpunt	rechter steunpunt
maximale trek	-57 kN	-114 kN	-39 kN

Tabel 14.3: Grootten

Opmerking:

Er bestaat verschil tussen het linker en het rechter steunpunt, omdat bij de A15-variant aan de rechterzijde ook het eigen gewicht van het wandelement in de berekening is meegenomen. Tevens is bij de bepaling van de maximale trekkracht ervan uitgegaan dat de tunnelbak helemaal leeg is, d.w.z. dat ballastbed, spoor etc. verwijderd zijn. Tijdens onderhoudswerkzaamheden kan deze situatie eventueel optreden.

#### \* Berekening van trekverankering van het middensteunpunt

Voor de verankeringsstaven wordt wapeningsstaal gebruikt met een staalkwaliteit FeB 500. Dit staal heeft een  $f_s$  van  $435 \text{ N/mm}^2$ .

Door de trekverankering moet een trekkracht per element overgebracht worden ter grootte van:

$$F_{\text{midden}} = 2,5 \cdot 114 = 285 \text{ kN}$$

Vervolgens kan de benodigde wapeningsdoorsnede voor het middensteunpunt bepaald worden:

$$A_{s,\text{trek}} = \frac{F_{\text{midden}}}{f_s} = \frac{285 \cdot 10^3}{435} = 655 \text{ mm}^2$$

waarin  $A_{s,\text{trek}}$  : oppervlakte van het betonstaal t.b.v. opname trekkracht ( $\text{mm}^2$ )  
 $F_{\text{midden}}$  : maatgevende trekkracht (N)  
 $f_s$  : rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal ( $\text{N/mm}^2$ )

Per element wordt toegepast: 2  $\phi 25$  ( $982 \text{ mm}^2$ ).

De verankeringslengte van een wapeningsstaaf  $\phi 25$  is eerder bepaald en bedraagt voor een betonstaaf 606 mm. Deze verankeringslengte mag gereduceerd worden, omdat er meer wapening is toegepast dan strikt noodzakelijk was.

Reductie van verankeringslengte (volgens NEN 6720 artikel 9.16.3):

$$l_{vr} = \frac{A_{s,benodigd}}{A_{s,toegepast}} \cdot l_v = \frac{655}{982} \cdot 606 = 404 \text{ mm}$$

Deze verankeringslengte is aan weerszijden van de verbinding beschikbaar. De trekstaven worden verankerd in de oplegsloten (dikte is voldoende voor verankeringslengte); het tunnelbakelement is nabij de oplegpunten verdikt uitgevoerd (dikte betonconstructie 0,5m), waardoor de vereiste gereduceerde verankeringslengte ook daar beschikbaar is.

#### \* Berekening van trekverankering van het linker en rechter steunpunt

Het verschil tussen de maximale trekkracht van het linker en rechtersteunpunt is gering; er wordt daarom gekozen om uit te gaan van de maatgevende trekkracht.

Door de trekverankering moet een trekkracht per element overgebracht worden ter grootte van:

$$F_{midden} = 2,5 \cdot 57 = 142,5 \text{ kN}$$

Vervolgens kan de benodigde wapeningsdoorsnede bepaald worden:

$$A_{s,trek} = \frac{F_{midden}}{f_s} = \frac{114 \cdot 10^3}{435} = 328 \text{ mm}^2$$

waarin  $A_{s,trek}$  : oppervlakte van het betonstaal t.b.v. opname trekkracht ( $\text{mm}^2$ )  
 $F_{midden}$  : maatgevende trekkracht (N)  
 $f_s$  : rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

Per element wordt toegepast: 2  $\phi 20$  ( $628 \text{ mm}^2$ ).

De verankeringslengte van een wapeningsstaaf  $\phi 20$  is eerder bepaald en bedraagt voor een betonstaaf 454 mm. Deze verankeringslengte mag gereduceerd worden, omdat er meer wapening is toegepast dan strikt noodzakelijk was.

Reductie van verankeringslengte (volgens NEN 6720 artikel 9.16.3):

$$l_{vr} = \frac{A_{s,benodigd}}{A_{s,toegepast}} \cdot l_v = \frac{328}{628} \cdot 454 = 237 \text{ mm}$$

Deze verankeringslengte is aan weerszijden van de verbinding beschikbaar.

#### \* Uitvoering

Er worden sparingsbuizen in het tunnelbakelement ingestort. Na positionering van het tunnelbakelement worden gaten door de sparingsbuizen in de oplegsluif geboord. Gelijktijdig met het inlijmen van de ankerstaven wordt ook de ruimte tussen het tunnelbakelement en de oplegsluif aangegoten. Dit aangieten gebeurt wederom met een zéér snelhardende aangietmortel bijv. Tricofast.

Ter plaatse van de trekverankering worden ook de definitieve opleggingen gecreëerd. Door het aangieten en inlijmen van de trekankers kan tevens de ruimte tussen prefab-element en oplegsluif uitgevuld worden.

bijlage 15a

**AANLEGKOSTEN LANDBOUWVARIANT**

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\*  
 PREFAB TUNNELBOUW SYSTEEM VOOR DE BETUWEROUTE ( totale lengte 25.000 m1 )  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\* Landbouw variant \*\*\* begroting gebaseerd op 320 m1  
 Opdrachtgever : STRUKTON BETONBOUW B.V  
 ARCHITECT / ONTWERPER : O.M.Th VOS  
 Print-datum : 19-11-93 dmj  
 Print-tijd : 17:46:42 ums  
 Uurloon : 55.00

AFSTUDEER DATUM 29-11-1993 16.00 UUR te DELFT

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
1	320,00	M1	<u>VOORBEREIDEND WERK</u>					
1.1	320,00	M1	<u>Uitzetwerk</u>					
1.1.1	320,00	m1	hulp bij uitzetten van de assen	,05	16			880
1.1.2	1,00	pst	verklikken van de aspiketten	8	8	250,00		690
					24			1.570
<b>Eenhedsprijs :</b>	<b>4,91/M1</b>		<b>Uitzetwerk</b>					
1.2	320,00	M1	<u>Afrasteringen</u>					
1.2.1	640,00	m1	bestaande veekeringen opnemen	,03	19			1.056
1.2.2	640,00	m1	tijdelijke veekering / afrastering	,05	32	4,75	3.040	4.800
1.2.3	640,00	m1	opnemen en verplaatsen	,03	19			1.056
					70			6.912
<b>Eenhedsprijs :</b>	<b>21,60/M1</b>		<b>Afrasteringen</b>					
1.3	320,00	M1	<u>Werkweg</u>					
1.3.1	1.600,00	m2	aanleggen tijdelijke werkweg breed 5m1 gemaakt van : - vliesconstructie - betonpuingranulaat	,02	32		7,50 12.000	13.760
1.3.2	200,00	m2	verbindingsweg tussen aan en afvoerweg				20,00 4.000	4.000
1.3.3	20,00	ton	aanvoer stalen rijplaten				25,00 500	500
1.3.4	150,00	m1	stalen rijplaten uitleggen en opnemen en regelmatig verleggen	,25	38			2.063
1.3.5	75,00	ton	aanvoer stelconplaten 200 m2				20,00 1.500	1.500
1.3.6	200,00	m2	stelconplaten plaatsen en opnemen en regelmatig verleggen	,5	100			5.500
			afm: plaat 200x200 cm					
1.3.7	1,00	vr	aanvoer dragline schotten				350,00 350	350
1.3.8	40,00	st	dragline schotten plaatsen en opnemen afm: schot 90x600 cm	,2	8			440
1.3.9	3,00	wk	huur stalen rijplaten 150m1				75,00 225	225
1.3.10	3,00	wk	huur stelconplaten 200x200cm 200m2				100,00 300	300
1.3.11	3,00	wk	huur dragline schotten 90x600 cm 40st				50,00 150	150
	16,00	uur	mobiele kraan ( 1 uur per/dag ) A				125,00 2.000	2.000
					178			21.025
<b>Eenhedsprijs :</b>	<b>96,21/M1</b>		<b>Werkweg</b>					30.788
			<b>VOORBEREIDEND WERK</b>		272	3.290	21.025	39.270
<b>Eenhedsprijs :</b>	<b>122,72/M1</b>							

Strukton Betonbouw bv

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
2	320,00	M1	<u>GRONDWERK</u>					
2.1	320,00	M1	<u>Ontgraven</u>					
2.1.1	3.200,00	m3	droog ontgraven bovengrond en naast de bouwput opslaan voor hergebruik inzet :				3,50	11.200
	1,00	uur	1 hydraulische graafmachine					
	1,00	uur	1 man maatvoering / ass uitvoerder					
	1,00	uur	1 trilplaat					
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>Ontgraven</b>					
	35,00	/M1					11.200	11.200
2.2	320,00	M1	<u>Aanvullen</u>					
2.2.1	2.305,00	m3	leveren en aanvullen zand tbv grondverbetering		12,50	28.813	2,00	4.610
2.2.2	3.200,00	m3	aanvullen na betonstorten en stellen prefab betonelementen met grond uit depot				2,00	6.400
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>Aanvullen</b>					
	124,45	/M1				28.813	11.010	39.823
2.4	320,00	M1	<u>Egaliseren en afwerken / inzaaien</u>					
2.4.1	2.560,00	m2	na aanvulling profieleren + egaliseren				,25	640
2.4.2	2.560,00	m2	inzaaien met graszaad ( breedte 30 m)		,05	128	,05	128
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>Egaliseren en afwerken / inzaaien</b>					
	2,80	/M1				128	768	896
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>GRONDWERK</b>					
	162,25	/M1				28.941	22.978	51.919
3	320,00	M1	<u>WATERHUISHOUDING</u>					
			n.v.t					
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>WATERHUISHOUDING</b>					
			/M1					
4	320,00	M1	<u>FUNDERINGSWERK</u>					
	320,00	M1	<u>Prefab betonpalen</u>					
	256,00	st	leveren voorgespannen betonpalen afm: 32x32 cm lang 14.0 m1 buitenbalk		770,00	197.120		197.120





Strukton Betonbouw bv

93-100A.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
	320,00	M1	<u>Betonwerk ( in het werk gestort )</u>					
	307,00	m3	aankoop betonmortel B 35 mkl 5b cg 3			145,00	44.515	44.515
	4,50	m3	mors en stortverlies 1.5 %			145,00	653	653
	307,00	m3	verwerken funderingsbalken 16 moten		,4	123		6.754
	48,00	uur	mobiele kraan ( 3 uur per/dag )	A			125,00	6.000
			<u>Betonwerk ( in het werk gestort )</u>			123	45.168	6.000
Eenheidsprijs :	181,00	/M1						57.922
			<u>BETONWERK</u>			442	74.700	29.350
Eenheidsprijs :	401,04	/M1						128.333

6	320,00	M1	<u>PREFAB BETON</u>					
	320,00	M1	<u>Prefab tunnelbakelementen</u>					
	128,00	st	Leveren prefab betonnen elementen werkende breedte 250 cm vormgeving > (( _____ ))			10.800,	1.382.400	1.382.400
			compleet met sparingen en hijsogen totaal: 18 m3 per/element totaal gewicht 43 ton per/element					
	128,00	st	Transport elementen naar werk transport tunnelbakelementen naar werk via spoorlijn 8 basis en 8 wand elementen per/dag ) inzet: 1 locomotief 8 platte wagons				150,00	19.200
	768,00	st	Stellen tunnelbak elementen maken stelkussens zuiver op hoogte dmv specie en d.h.g vloertegel 10x10cm	,333	256	,50	384	14.450
	1.920,00	m1	elastische schuimband 20x30mm aan buitenzijde over volledige lengte op funderingsbalk	,06	115	1,25	2.400	8.736
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen tegen kopvoeg rubberprofiel met waterkerende flab	,06	127	20,00	42.240	49.210
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen acme 20 voegpro- fiel in voeg binnenkant element	,12	253	12,50	26.400	40.339
	768,00	m1	leveren en aanbrengen reflex afdich- tingsprofiel tegen buitenkant zicht- zijde	,1	77	4,75	3.648	7.872
	1,00	pst	inzet:					
	80,00	m1	80 m1 smalspoor					
	1,00	uur	1 kleine loc					

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100A.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal	
	1,00	uur	1 machinist						
	1,00	uur	1 los en laadman						
	1,00	uur	1 platte wagon						
	1,00	uur	1 zelfrijdende spookkraan						
	1,00	uur	1 zware rupskraan tpv montage 140 T						
	128,00	st	stellen elementen op funderingsbalk		3	384	435,00	55.680	76.800
	768,00	st	na stellen gaten boren in betonbalk		,3	230	3,50	2.688	15.360
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 60 cm			1,00	768		768
	10.250,00	Ltr	aangieten en gelijktijdig ondergieten over gehele lengte en oplegbreedte d.m.v krimprijde injectie mortel		,025	256	1,75	17.938	32.031
<b>Prefab tunnelbakelementen</b>					<b>1.699</b>	<b>1.478.866</b>	<b>74.880</b>	<b>1.647.166</b>	
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>5.147,39/M1</b>								
	320,00	M1	<u>Prefab kabelkokers</u>						
	256,00	st	leveren prefab ballastkering met opleg sponning tbv deksels afm: 80x20x250cm			325,00	83.200	83.200	
	2.133,00	st	leveren prefab kabelgootafdekplaatjes afm: 90x30x7 cm			17,50	37.328	37.328	
	256,00	st	stellen ballastkering		1	256		14.080	
	768,00	st	na stellen gaten boren in betonbak		,3	230	3,50	2.688	15.360
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 90 cm			1,00	768	768	
	768,00	st	aangieten sparingbuis		,05	38	2,50	1.920	4.032
	1.205,00	Ltr	krimprijde mortel			1,75	2.109	2.109	
	640,00	ml	ondersabelen ballastwand d.m.v krimprijde injectie mortel		,1	64		3.520	
	2.560,00	Ltr	krimprijde mortel			1,75	4.480	4.480	
	2.133,00	st	aanbrengen prefab afdekplaatjes		,05	107		5.866	
<b>Prefab kabelkokers</b>					<b>695</b>	<b>132.492</b>		<b>170.742</b>	
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>533,57/M1</b>								
	320,00	M1	<u>Prefab ontsporingsbalk</u>						
	256,00	st	leveren prefab ontsporingsbalk afm: 80x20x250cm			600,00	153.600	153.600	
	256,00	st	stellen ontsporingsbalk		1	256		14.080	
	1.024,00	st	na stellen gaten boren in betonbak		,3	307	3,50	3.584	20.480
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 40 cm			,75	576	576	
	768,00	st	aangieten sparingbuis		,05	38	2,50	1.920	4.032
	4.800,00	Ltr	krimprijde mortel			1,75	8.400	8.400	
<b>Prefab ontsporingsbalk</b>					<b>602</b>	<b>168.080</b>		<b>201.168</b>	
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>628,65/M1</b>								
<b>PREFAB BETON</b>					<b>2.996</b>	<b>1.779.438</b>	<b>74.880</b>	<b>2.019.076</b>	
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>6.309,61/M1</b>								

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100A.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal		
7	320,00	M1	<u>SPOORWERK</u>							
	320,00	m1	Spoorwerk compleet voegloos spoor op betonnen dwarsliggers geplaatst op doorgaand ballastbed steenslag 30/63 ( levering b.b.m door NS )				2.750,0 880.000	880.000		
							=====			
							880.000	880.000		
<b>Eenhedsprijs : 2.750,00/M1</b>							=====			
8	320,00	M1	<u>BOVENLEIDING EN SIGNALERING</u>							
	320,00	m1	Bovenleiding compleet met: gebogen portalen, afstandhouders, stroomdraad, seinwerk etc ( levering b.b.m door NS )				3.250,0 1.040.000	1.040.000		
							=====			
							1.040.000	1.040.000		
<b>Eenhedsprijs : 3.250,00/M1</b>							=====			
9	320,00	M1	<u>OPRUIMWERKZAAMHEDEN</u>							
9.1	320,00	M1	<u>Werkweg</u>							
	1.600,00	m2	opnemen werkweg				,50 800	800		
	480,00	m3	vrijkomend betonpuingranulaat afvoeren naar volgende sectie				3,15 1.512	1.512		
	1.600,00	m2	vliesconstructie opnemen en afvoeren naar stortplaats	,01	16		,25 400	1.280		
							-----			
							16	2.712	3.592	
<b>Eenhedsprijs : 11,23/M1</b>							-----			
9.2	320,00	M1	<u>Afrasteringen</u>							
9.2.1	640,00	m1	tijdelijke veekering demonteren en verplaatsen naar volgende sectie	,025	16			880		
9.2.2	640,00	m1	nieuwe veekeringen aansluiten	,05	32	4,00 2.560		4.320		
							-----			
							48	2.560	5.200	
<b>Eenhedsprijs : 16,25/M1</b>							-----			
							=====			
							64	2.560	2.712	8.792
<b>Eenhedsprijs : 27,48/M1</b>							=====			

Strukton Betonbouw bv

93-100A.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal	
100	320,00	M1	<u>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</u>						
200	320,00	M1	<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>						
	2,00	st	uitvoerders container ( A en C ) 2 st		4	8	280,00	560	1.000
	3,00	wk	afschrijving uitvoerders container				165,00	495	495
	2,00	st	schaftcontainer ( A + N ) 2 st		4	8	280,00	560	1.000
	3,00	wk	afschrijving schaftcontainers ( A + N				234,00	702	702
	3,00	wk	afschrijving inrichting				250,00	750	750
	1,00	st	gereedschap / container type E		4	4			220
	3,00	wk	afschrijving gereedschap container				42,00	126	126
	1,00	st	telefoon aansluiting PTT uitvoering				50,00	50	50
	3,00	wk	abonnement en gesprekskosten				25,00	75	75
	3,00	wk	veldtelefoon				75,00	225	225
	3,00	wk	afschrijving veldtelefoon				25,00	75	75
	5,00	st	transport containers ( 320 ml )				150,00	750	750
	8,00	uur	mobiel kraan tbv laad en loswerk	A			125,00	1.000	1.000
			<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>						
								20	
								5.368	6.468
Enheidsprijs :			20,21/M1						
300	320,00	M1	<u>Personeel uitvoering</u>						
	3,00	wk	projectbegeleiding ( in A.K )						
	3,00	wk	werkvoorbereiding ( in A.K )						
	3,00	wk	uitvoerder			2.600,0	7.800		7.800
	3,00	wk	maatvoerder 50 % meewerkend			1.200,0	3.600		3.600
	3,00	wk	bewaking / onkosten diefstal			150,00	450		450
	3,00	wk	monteurs / onderhoudswerk / terrein-transport / electricien		40	120			6.600
			<u>Personeel uitvoering</u>						
								120	11.850
									18.450
Enheidsprijs :			57,66/M1						
400	320,00	M1	<u>Materieel en gereedschap</u>						
	3,00	wk	afschrijving plattewagen				35,00	105	105
	3,00	wk	afschrijving hulpmaterieel				200,00	600	600
	3,00	wk	klein gereedschap			200,00	600		600
			<u>Materieel en gereedschap</u>						
								600	705
									1.305
Enheidsprijs :			4,08/M1						
500	320,00	M1	<u>Energievoorziening</u>						
	3,00	wk	huur mobiele aggregaat				225,00	675	675
	3,00	wk	dieselolie tbv aggregaat			150,00	450		450
	1,00	pst	afschrijving electra verdeelkasten				150,00	150	150
	320,00	ml	afschrijving kabels electra				1,00	320	320
	3,00	wk	huur waterwagen				35,00	105	105
	3,00	wk	verbruik water			75,00	225		225
			<u>Energievoorziening</u>						
								675	1.250
									1.925
Enheidsprijs :			6,02/M1						

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\* 93-100A.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
600	320,00	M1	<u>Algemeen</u>					
	3,00	st	transporten hulpmateriaal en materieel				400,00	1.200
	3,00	wk	laden en lossen op de bouwplaats	4	12			660
	1,00	st	afvalcontainers voor bouwvuil				575,00	575
	3,00	wk	opruimen tijdens de bouw	3	9			495
	1,00	pst	oplevering-schoonmaken	8	8			440
	2,00	st	reclameborden STRUKTON BETONBOUW B.V	2	4		500,00	1.000
					-----		-----	-----
			<u>Algemeen</u>		33		2.775	4.590
Eenheidsprijs :	14,34/M1							
700	320,00	M1	<u>Opslagen</u>					
	1,00	pst	wettig verzuim 1 % van totaal uren	40	40			2.200
	1,00	pst	onwerkbaar weer 2 % van totaal uren	80	80			4.400
	1,00	pst	loon risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	materiaal risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	bankgarantie ( 10 % v/d aanneemsom )					
	1,00	pst	renteoverlies (betaling in .. termijnen 5 % voorfinanciering gedurende .. mnd					
	1,00	pst	renteoverlies op laatste termijn (..mnd				500,00	500
	1,00	pst	verzekeringen ( C.A.R. )				50,00	50
	1,00	pst	eigen risico			500,00	500	500
	1,00	pst	verzekering ( W.A. ) 0.6 %.				50,00	50
					-----	-----	-----	-----
			<u>Opslagen</u>		120	500	550	7.650
Eenheidsprijs :	23,91/M1							
			<u>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</u>		293	13.625	10.648	40.388
Eenheidsprijs :	126,21/M1							

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 93-100A.TBB  
 \*\*\*\*\*

Urloon x uren	:	55,00	x	4.138,92 =	227.640,82	
Materiaal	:				2.240.569,05	
Onderaannemer	:				2.129.613,00	
Materieel	:					
					<u>4.597.822,87</u>	4.597.822,87
Mobiele kraan kosten						
Onderaannemer	:				17.000,00	
					<u>17.000,00</u>	17.000,00
<b>TOTAAL DIRECTE KOSTEN</b>						<u>4.614.822,87</u>
ONVOORZIEN						
Totaal	:	1,00 %	x	4.614.822,87 =	46.148,23	
					<u>46.148,23</u>	46.148,23
ALGEMENE KOSTEN						
Totaal	:	5,00 %	x	4.614.822,87 =	230.741,14	
					<u>230.741,14</u>	230.741,14
<b>TOTAAL INCL ALGEMEN KOSTEN</b>						<u>4.891.712,24</u>
RISICO & WINST						
Totaal	:	2,00 %	x	4.891.712,24 =	97.834,24	
					<u>97.834,24</u>	97.834,24
<b>TOTALE AANNEEMSOM EXCL BTW</b>						<u>4.989.546,49</u>
Prijs per/ml					15.592,33	
Prijs per/dagproductie 20 ml					311.846,66	

bijlage 15b

**AANLEGKOSTEN A15-VARIANT**

Strukton Betonbouw bv

93-100.TBB

PREFAB TUNNELBOUW SYSTEEM VOOR DE BETUWEROUTE ( totale lengte 25.000 m1 )

Print-datum : 19-11-93 dmj

\*\*\*\* A-15 Variant \*\*\*\* begroting gebaseerd op 320 m1

Print-tijd : 17:51:30 ums

Opdrachtgever : STRUKTON BETONBOUW B.V

Uurloon : 55.00

ARCHITECT / ONTWERPER : O.M.Th VOS

AFSTUDEER DATUM 29.11-1993 16.00 UUR te DELFT

\*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
1	320,00	M1	<u>VOORBEREIDEND WERK</u>					
1.1	1,00	pst	<u>Uitzetwerk</u>					
1.1.1	320,00	m1	hulp bij uitzetten van de assen	,05	16			880
1.1.2	1,00	pst	verklikken van de aspiketten	8	8	250,00	250	690
			<u>Uitzetwerk</u>		24		250	1.570
Enheidsprijs :	1.570,00	/pst						
1.2	320,00	m1	<u>Afrasteringen</u>					
1.2.1	640,00	m1	bestaande veekeringen opnemen	,03	19			1.056
1.2.2	640,00	m1	tijdelijke veekering / afrastering	,05	32	4,75	3.040	4.800
1.2.3	640,00	m1	opnemen en verplaatsen	,03	19			1.056
			<u>Afrasteringen</u>		70		3.040	6.912
Enheidsprijs :	21,60	/m1						
1.3	320,00	M1	<u>Werkweg</u>					
1.3.1	1.600,00	m2	aanleggen tijdelijke werkweg breed 5m1 gemaakt van : - vliesconstructie - betonpuingranulaat	,02	32		7,50 12.000	13.760
1.3.2	200,00	m2	verbindingsweg tussen aan en afvoerweg				20,00 4.000	4.000
1.3.3	20,00	ton	aanvoer stalen rijplaten				25,00 500	500
1.3.4	150,00	m1	stalen rijplaten uitleggen en opnemen en regelmatig verleggen	,25	38			2.063
1.3.5	75,00	ton	aanvoer stelconplaten 200 m2				20,00 1.500	1.500
1.3.6	200,00	m2	stelconplaten plaatsen en opnemen en regelmatig verleggen afm: plaat 200x200 cm	,5	100			5.500
1.3.7	1,00	vr	aanvoer dragline schotten				350,00 350	350
1.3.8	40,00	st	dragline schotten plaatsen en opnemen afm: schot 90x600 cm	,2	8			440
1.3.9	3,00	wk	huur stalen rijplaten 150m1				75,00 225	225
1.3.10	3,00	wk	huur stelconplaten 200x200cm 200m2				100,00 300	300
1.3.11	3,00	wk	huur dragline schotten 90x600 cm 40st				50,00 150	150
	16,00	uur	mobile kraan ( 1 uur per/dag ) A				125,00 2.000	2.000
			<u>Werkweg</u>		178		21.025	30.788
Enheidsprijs :	96,21	/M1						
			<u>VOORBEREIDEND WERK</u>		272	3.290	21.025	39.270
Enheidsprijs :	122,72	/M1						



Strukton Betonbouw bv

93-100.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal	
2	320,00	M1	<u>GRONDWERK</u>						
	1,00	pst	<u>inzet :</u>						
	3,00	uur	3 hydraulische graafmachine						
	5,00	uur	5 zandautos 8x6						
	1,00	uur	1 schovel 1500 L						
	1,00	uur	1 man						
	1,00	uur	1 man maatvoering / ass uitvoerder						
	1,00	uur	1 trilplaat						
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>inzet :</u>						
			/pst						
2.1	320,00	M1	<u>Ontgraven</u>						
2.1.1	4.992,00	m3	droog ontgraven bovengrond en naast de bouwput opslaan voor hergebruik				1,15	5.741	5.741
2.1.2	13.440,00	m3	droog ontgraven kleilaag en opladen				1,25	16.800	16.800
2.1.3	4.480,00	m3	droog ontgraven veenlaag en opladen				1,35	6.048	6.048
2.1.4	5.760,00	m3	droog ontgraven veenlaag en opladen tbv grondverbetering				1,50	8.640	8.640
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>Ontgraven</u>					37.229	37.229
			116,34/M1						
2.2	320,00	M1	<u>Aanvullen</u>						
2.2.1	5.760,00	m3	leveren en aanvullen zand tbv grondverbetering		12,50	72.000	1,50	8.640	80.640
2.2.2	8.960,00	m3	aanvullen na betonstorten en stellen prefab betonelementen met grond uit depot				1,70	15.232	15.232
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>Aanvullen</u>			72.000		23.872	95.872
			299,60/M1						
2.3	320,00	M1	<u>Afvoeren overblijvende grond</u>						
2.3.1	13.440,00	m3	afvoeren klei naar RW 15 voor geluidscherm				1,75	23.520	23.520
2.3.2	10.240,00	m3	afvoeren veen				2,00	20.480	20.480
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>Afvoeren overblijvende grond</u>					44.000	44.000
			137,50/M1						
2.4	320,00	M1	<u>Egaliseren en afwerken / inzaaien</u>						
2.4.1	9.600,00	m2	na aanvulling profieleren + egaliseren				,25	2.400	2.400
2.4.2	9.600,00	m2	inzaaien met graszaad ( breedte 30 m1		,05	480	,05	480	960
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>Egaliseren en afwerken / inzaaien</u>			480		2.880	3.360
			10,50/M1						
<b>Eenheidsprijs :</b>			<u>GRONDWERK</u>			72.480		107.981	180.461
			563,94/M1						



\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
	320,00	M1	<u>Prefab betonpalen</u>					
	256,00	st	leveren voorgespannen betonpalen afm: 32x32 cm lang 14.0 ml buitenbalk			770,00	197.120	197.120
	128,00	st	leveren voorgespannen betonpalen afm: 40x40 cm lang 14.0 ml middenbalk			1.100,0	140.800	140.800
	384,00	st	uitzetwerk tbv heier inzet:		,1	38	,25	96
	2,00	uur	2 heimachine hydraulisch verstelbaar met hydralische hamer					
	2,00	uur	2 machinist					
	2,00	uur	2 steller /					
	1,00	uur	1 schovel 1500 L					
	3.584,00	m1	inheien betonpalen [ ] 32 cm				9,00	32.256
	1.792,00	m1	inheien betonpalen [ ] 40 cm				9,50	17.024
	384,00	st	naheien met oplanger Afwerken paalkoppen				50,00	19.200
	256,00	st	slopen paalkoppen dmv kraken [ ] 32 cm				25,00	6.400
	256,00	st	slopen paalkoppen dmv kraken [ ] 40 cm				27,50	7.040
	23,00	m3	opnemen en afvoeren puinresten	1,5	35		100,00	2.300
			<b>Prefab betonpalen</b>		73	338.016	84.220	426.246
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>1.332,02/M1</b>							
			<b>FUNDERINGSWERK</b>		453	355.012	210.808	590.743
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>1.846,07/M1</b>							

5	320,00	M1	<u>BETONWERK</u>					
	320,00	M1	<u>Bekisting</u>					
	72,00	m2	koop stalen kist tbv funderingsbalk 1 set = 6 x 20ml x 60 cm hoog 72 m2 x 800, = p/m2 totaal investeren 2 sets totaal bedrag = 2 x 57600, = 115200 afschrijven op 10.000ml = 36.000 m2 dit is per/m2 115200 : 36000 = 3.20					
	1.152,00	m2	stellen prefab stalen kist 16 moten		,22	253	3,20	3.686
	16,00	uur	mobiele kraan ( 1 uur per/dag )	A			125,00	2.000
			<b>Bekisting</b>		253	3.686	2.000	19.626
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>61,33/M1</b>							
	320,00	M1	<u>Wapeningsstaal</u>					
	30,70	ton	leveren en verwerken wapeningsstaal FeB 500 HWL ( 100 kg/m3 beton ) komplete korven aanvoeren en plaatsen			825,00	25.328	500,00
							15.350	40.678

*****										
Strukton Betonbouw bv										
*****										
Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal		
	1.920,00	st	betonbroodjes leveren en aanbrengen		,01	19	,15	288	1.344	
	4.608,00	st	betonblokjes leveren en aanbrengen		,01	46	,05	230	2.765	
	48,00	uur	mobiele kraan ( 3 uur per/dag )	A				125,00	6.000	6.000
					-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>Wapeningsstaal</b>					<b>65</b>		<b>25.846</b>	<b>21.350</b>	<b>50.786</b>
	<b>158,71/M1</b>									
	320,00	M1	<u>Betonwerk ( in het werk gestort )</u>							
	307,00	m3	aankoop betonmortel B 35 mkl 5b cg 3				145,00	44.515	44.515	
	4,50	m3	mors en stortverlies 1.5 %				145,00	653	653	
	307,00	m3	verwerken funderingsbalken 16 moten		,4	123			6.754	
	307,00	m3	betonpomp					12,00	3.684	3.684
	48,00	uur	mobiele kraan ( 3 uur per/dag )	A				125,00	6.000	6.000
					-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>Betonwerk ( in het werk gestort )</b>					<b>123</b>		<b>45.168</b>	<b>9.684</b>	<b>61.606</b>
	<b>192,52/M1</b>									
	<b>BETONWERK</b>									
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>BETONWERK</b>					<b>442</b>		<b>74.700</b>	<b>33.034</b>	<b>132.017</b>
	<b>412,55/M1</b>									
=====										

6	320,00	M1	<u>PREFAB BETON</u>							
	320,00	M1	<u>Prefab tunnelbakelementen</u>							
	128,00	st	Leveren prefab betonnen elementen				10.800,	1.382.400	1.382.400	
			werkende breedte 250 cm							
			vormgeving > ((_____))							
			compleet met sparingen en hijsogen							
			totaal: 18 m3 per/element							
			totaal gewicht 43 ton per/element							
	128,00	st	Transport elementen naar werk					150,00	19.200	19.200
	128,00	st	transport tunnelbakelementen naar werk					50,00	6.400	6.400
			transport wand elementen naar werk							
			via spoorlijn							
			8 basis en 8 wand elementen per/dag )							
			inzet:							
			1 locomotief							
			8 platte wagons							
	768,00	st	Stellen tunnelbak elementen		,333	256	,50	384	14.450	
	1.920,00	m1	maken stelkussens zuiver op hoogte		,06	115	1,25	2.400	8.736	
			dmv specie en d.h.g vloertegel 10x10cm							
			elastische schuimband 20x30mm							
			aan buitenzijde over volledige lengte							
			op funderingsbalk							
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen tegen kopvoeg		,06	127	20,00	42.240	49.210	
			rubberprofiel met waterkerende flab							
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen acme 20 voegprofiel in voeg binnenkant element		,12	253	12,50	26.400	40.339	





Strukton Betonbouw bv

93-100.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
			gebogen portalen, afstandhouders, stroomdraad, seinwerk etc ( levering b.b.m door NS )					
			<b>BOVENLEIDING EN SIGNALERING</b>					=====
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>3.250,00/M1</b>							<b>1.040.000 1.040.000</b>
=====								
9	320,00	M1	<u>OPRUIMWERKZAAMHEDEN</u>					
9.1	320,00	M1	<u>Werkweg</u>					
	1.600,00	m2	opnemen werkweg				,50	800
	480,00	m3	vrijkomend betonpuingranulaat afvoeren naar volgende sectie				3,15	1.512
	1.600,00	m2	vliesconstructie opnemen en afvoeren naar stortplaats	,01	16		,25	400
								-----
			<b>Werkweg</b>		<b>16</b>			<b>2.712</b>
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>11,23/M1</b>							<b>3.592</b>
9.2	320,00	M1	<u>Afrasteringen</u>					
9.2.1	640,00	m1	tijdelijke veekering demonteren en verplaatsen naar volgende sectie	,025	16			880
9.2.2	640,00	m1	nieuwe veekeringen aansluiten	,05	32	4,00	2.560	4.320
								-----
			<b>Afrasteringen</b>		<b>48</b>		<b>2.560</b>	<b>5.200</b>
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>16,25/M1</b>							
			<b>OPRUIMWERKZAAMHEDEN</b>					=====
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>27,48/M1</b>				<b>64</b>	<b>2.560</b>	<b>2.712</b>	<b>8.792</b>
=====								

*****								
Strukton Betonbouw bv								
*****								
Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
100	320,00	M1	<u>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</u>					
200	320,00	M1	<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>					
	2,00	st	uitvoerders container ( A en C ) 2 st	4	8	280,00	560	1.000
	3,00	wk	afschrijving uitvoerders container			165,00	495	495
	2,00	st	schaftcontainer ( A + N ) 2 st	4	8	280,00	560	1.000
	3,00	wk	afschrijving schaftcontainers ( A + N			234,00	702	702
	3,00	wk	afschrijving inrichting			250,00	750	750
	1,00	st	gereedschap / container type E	4	4			220
	3,00	wk	afschrijving gereedschap container			42,00	126	126
	1,00	st	telefoon aansluiting PTT uitvoering			50,00	50	50
	3,00	wk	abonnement en gesprekskosten			25,00	75	75
	3,00	wk	veldtelefoon			75,00	225	225
	3,00	wk	afschrijving veldtelefoon			25,00	75	75
	5,00	st	transport containers ( 320 ml )			150,00	750	750
	8,00	uur	mobiel kraan tbv laad en loswerk	A		125,00	1.000	1.000
			<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>		<u>20</u>		<u>5.368</u>	<u>6.468</u>
Eenheidsprijs :	20,21/M1							
300	320,00	M1	<u>Personeel uitvoering</u>					
	3,00	wk	projectbegeleiding ( in A.K )					
	3,00	wk	werkvoorbereiding ( in A.K )					
	3,00	wk	uitvoerder			2.600,0	7.800	7.800
	3,00	wk	maatvoerder 50 % meewerkend			1.200,0	3.600	3.600
	3,00	wk	bewaking / onkosten diefstal			150,00	450	450
	3,00	wk	monteurs / onderhoudswerk / terrein-transport / electricien	40	120			6.600
			<u>Personeel uitvoering</u>		<u>120</u>	<u>11.850</u>		<u>18.450</u>
Eenheidsprijs :	57,66/M1							
400	320,00	M1	<u>Materieel en gereedschap</u>					
	3,00	wk	afschrijving plattewagen				35,00	105
	3,00	wk	afschrijving hulpmaterieel			200,00	600	600
	3,00	wk	klein gereedschap			200,00	600	600
			<u>Materieel en gereedschap</u>			<u>600</u>	<u>705</u>	<u>1.305</u>
Eenheidsprijs :	4,08/M1							
500	320,00	M1	<u>Energievoorziening</u>					
	3,00	wk	huur mobiele aggregaat				225,00	675
	3,00	wk	dieselolie tbv aggregaat			150,00	450	450
	1,00	pst	afschrijving electra verdeelkasten				150,00	150
	320,00	m1	afschrijving kabels electra				1,00	320
	3,00	wk	huur waterwagen				35,00	105
	3,00	wk	verbruik water			75,00	225	225
			<u>Energievoorziening</u>			<u>675</u>	<u>1.250</u>	<u>1.925</u>
Eenheidsprijs :	6,02/M1							



Strukton Betonbouw bv

93-100.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
600	320,00	M1	<b>Algemeen</b>					
	3,00	st	transporten hulpmateriaal en materieel				400,00	1.200
	3,00	wk	laden en lossen op de bouwplaats	4	12			660
	1,00	st	afvalcontainers voor bouwvuil				575,00	575
	3,00	wk	opruimen tijdens de bouw	3	9			495
	1,00	pst	oplevering-schoonmaken	8	8			440
	2,00	st	reclameborden STRUKTON BETONBOUW B.V	2	4		500,00	1.000
								1.220
			<b>Algemeen</b>					
								33
Eenheidsprijs :			14,34/M1				2.775	4.590
700	320,00	M1	<b>Opslagen</b>					
	1,00	pst	wettig verzuim 1 % van totaal uren	40	40			2.200
	1,00	pst	onwerkbaar weer 2 % van totaal uren	80	80			4.400
	1,00	pst	loon risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	materiaal risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	bankgarantie ( 10 % v/d aanneemsom )					
	1,00	pst	renteoverlies (betaling in .. termijnen 5 % voorfinanciering gedurende .. mnd					
	1,00	pst	renteoverlies op laatste termijn (..mnd				500,00	500
	1,00	pst	verzekeringen ( C.A.R. )				50,00	50
	1,00	pst	eigen risico			500,00		500
	1,00	pst	verzekering ( W.A. ) 0.6 %.					50
								120
								500
Eenheidsprijs :			23,91/M1				550	7.650
			<b>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</b>					
Eenheidsprijs :			126,21/M1				10.648	40.388

Strukton Betonbouw bv

Uurloon x uren	:	55,00	x	5.327,77 =	293.027,46	
Materiaal	:				2.607.168,55	
Onderaannemer	:				2.389.287,70	
Materieel	:					
					<u>5.289.483,71</u>	5.289.483,71
Mobiele kraan kosten						
Onderaannemer	:				33.000,00	
					<u>33.000,00</u>	33.000,00
<b>TOTAAL DIRECTE KOSTEN</b>						<b>5.322.483,71</b>
ONVOORZIEN						
Totaal	:	1,00 %	x	5.322.483,71 =	53.224,84	
					<u>53.224,84</u>	53.224,84
ALGEMENE KOSTEN						
Totaal	:	5,00 %	x	5.322.483,71 =	266.124,19	
					<u>266.124,19</u>	266.124,19
<b>TOTAAL INCL ALGEMEN KOSTEN</b>						<b>5.641.832,73</b>
RISICO & WINST						
Totaal	:	2,00 %	x	5.641.832,73 =	112.836,65	
					<u>112.836,65</u>	112.836,65
<b>TOTALE AANNEEMSOM EXCL BTW</b>						<b>5.754.669,39</b>
Prijs per/ml					17.983,34	
Prijs per/dagproductie 20 ml					359.666,84	

bijlage 15c

**AANLEGKOSTEN GESLOTEN VARIANT**

Strukton Betonbouw bv

\*\*\*\*\*  
 PREFAB TUNNELBOUW SYSTEEM VOOR DE BETUWEROUTE  
 \*\*\*\*\*

begroting gebaseerd op 320 m1

Print-datum : 19-11-93 dmj  
 Print-tijd : 17:42:03 ums

\*\*\*\* Gesloten variant \*\*\*\*  
 Opdrachtgever : STRUKTON BETONBOUW B.V  
 ARCHITECT / ONTWERPER : O.M.Th VOS

Uurloon : 55.00

AFSTUDEER DATUM 29.11-1993 16.00 UUR te DELFT

\*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
1	320,00	M1	<u>VOORBEREIDEND WERK</u>					
1.1	1,00	pst	<u>Uitzetwerk</u>					
1.1.1	320,00	m1	hulp bij uitzetten van de assen	,1	32			1.760
1.1.2	1,00	pst	verklikken van de aspiketten	16	16	500,00	500	1.380
			<u>Uitzetwerk</u>		<u>48</u>			<u>3.140</u>
Eenheidsprijs :	3.140,00	/pst						
1.2	320,00	m1	<u>Afrasteringen</u>					
1.2.1	640,00	m1	bestaande veekeringen opnemen	,03	19			1.056
1.2.2	640,00	m1	tijdelijke veekering / afrastering	,05	32	4,75	3.040	4.800
1.2.3	640,00	m1	opnemen en verplaatsen	,03	19			1.056
			<u>Afrasteringen</u>		<u>70</u>		<u>3.040</u>	<u>6.912</u>
Eenheidsprijs :	21,60	/m1						
1.3	320,00	M1	<u>Werkweg</u>					
1.3.1	1.600,00	m2	aanleggen tijdelijke werkweg breed 5m1 gemaakt van : - vliesconstructie - betonpuingranulaat	,02	32		7,50 12.000	13.760
1.3.2	200,00	m2	verbindingsweg tussen aan en afvoerweg				20,00 4.000	4.000
1.3.3	20,00	ton	aanvoer stalen rijplaten				25,00 500	500
1.3.4	150,00	m1	stalen rijplaten uitleggen en opnemen en regelmatig verleggen	,25	38			2.063
1.3.5	75,00	ton	aanvoer stelconplaten 200 m2				20,00 1.500	1.500
1.3.6	200,00	m2	stelconplaten plaatsen en opnemen en regelmatig verleggen afm: plaat 200x200 cm	,5	100			5.500
1.3.7	1,00	vr	aanvoer dragline schotten				350,00 350	350
1.3.8	40,00	st	dragline schotten plaatsen en opnemen afm: schot 90x600 cm	,2	8			440
1.3.9	3,00	wk	huur stalen rijplaten 150m1				75,00 225	225
1.3.10	3,00	wk	huur stelconplaten 200x200cm 200m2				100,00 300	300
1.3.11	3,00	wk	huur dragline schotten 90x600 cm 40st				50,00 150	150
	16,00	uur	mobile kraan ( 1 uur per/dag ) A				125,00 2.000	2.000
			<u>Werkweg</u>		<u>178</u>		<u>21.025</u>	<u>30.788</u>
Eenheidsprijs :	96,21	/M1						

Strukton Betonbouw bv

93-100C.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
1.4	320,00	m1	<u>Verkeersvoorzieningen</u>					
	10,00	x	afzettingen lokale wegen compleet met wegomleidingen	16	1605.000,0	50.000		58.800
			<u>Verkeersvoorzieningen</u>		160	50.000		58.800
Eenheidsprijs :	183,75	/m1						
1.5	320,00	m1	<u>Opruim werkzaamheden</u>					
	4.000,00	m2	opnemen asfalt verhardingen van lokale wegen incl puinfunderingen compleet met zaagwerk etc over een lengte van circa 25 m1 x 320 ( 50 % te rekenen i.v.m taluds )				10,00	40.000
			<u>Opruim werkzaamheden</u>				40.000	40.000
Eenheidsprijs :	125,00	/m1						
1.6	320,00	m1	<u>Kabels en leidingen</u>					
	500,00	m1	opvang constructie tbv kabels en leidingen ter weerszijde van lokale weg	,2	100	25,00	12.500	18.000
			<u>Kabels en leidingen</u>		100	12.500		18.000
Eenheidsprijs :	56,25	/m1						
			<u>VOORBEREIDEND WERK</u>		556	66.040	61.025	157.640
Eenheidsprijs :	492,62	/M1						
2	320,00	M1	<u>GRONDWERK</u>					
2.1	320,00	M1	<u>Ontgraven</u>					
			inzet :					
	3,00	uur	3 hydraulische graafmachine					
	5,00	uur	5 zandautos 8x6					
	1,00	uur	1 schovel 1500 L					
	1,00	uur	1 man					
	1,00	uur	1 man maatvoering / ass uitvoerder					
	1,00	uur	1 trilplaat					
	18.000,00	m3	ontgraven bestaande opritten van de te kruisende lokale wegen ( 10 stuks ) over een lengte van gem: 20x15x6m1				3,75	67.500
2.1.1	4.992,00	m3	droog ontgraven bovengrond en naast de bouwput opslaan voor hergebruik				1,15	5.741
2.1.2	13.440,00	m3	droog ontgraven kleilaag en opladen				1,25	16.800
2.1.3	4.480,00	m3	droog ontgraven veenlaag en opladen				1,35	6.048
2.1.4	5.760,00	m3	droog ontgraven veenlaag en opladen tbv grondverbetering				1,50	8.640
			<u>Ontgraven</u>				104.729	104.729
Eenheidsprijs :	327,28	/M1						

Strukton Betonbouw bv

93-100C.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
2.2	320,00	M1	<u>Aanvullen</u>					
2.2.1	5.760,00	m3	leveren en aanvullen zand tbv grondverbetering			12,50 72.000	1,50 8.640	80.640
2.2.2	8.960,00	m3	aanvullen na betonstorten en stellen prefab betonelementen met grond uit depot				1,70 15.232	15.232
	11.500,00	m3	aanvullen betonwerk tbv oprit lokaal				4,75 54.625	54.625
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>470,30</b>	<b>M1</b>	<b>Aanvullen</b>			<b>72.000</b>	<b>78.497</b>	<b>150.497</b>
2.3	320,00	M1	<u>Afvoeren overblijvende grond</u>					
2.3.1	13.440,00	m3	afvoeren klei naar RW 15 voor geluidscherm				1,75 23.520	23.520
2.3.2	10.240,00	m3	afvoeren veen				2,00 20.480	20.480
	7.500,00	m3	afvoeren grond/zand welke overblijft van de oprit lokaal verkeer				2,00 15.000	15.000
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>184,38</b>	<b>M1</b>	<b>Afvoeren overblijvende grond</b>				<b>59.000</b>	<b>59.000</b>
2.4	320,00	M1	<u>Egaliseren en afwerken / inzaaien</u>					
2.4.1	9.600,00	m2	na aanvulling profieleren + egaliseren				,25 2.400	2.400
2.4.2	9.600,00	m2	inzaaien met graszaad ( breedte 30 ml			,05 480	,05 480	960
	6.000,00	m2	taluds oprit afwerken ( 600 m2 x 10 st				1,25 7.500	7.500
	6.000,00	m2	inzaaien met graszaad			,05 300	,10 600	900
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>36,75</b>	<b>M1</b>	<b>Egaliseren en afwerken / inzaaien</b>			<b>780</b>	<b>10.980</b>	<b>11.760</b>
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>1.018,71</b>		<b>GRONDWERK</b>			<b>72.780</b>	<b>253.206</b>	<b>325.986</b>
3	320,00	M1	<u>WATERHUISHOUDING</u>					
3.1	320,00	M1	<u>Horizontale drainage</u>					
	640,00	m1	leveren en aanbrengen drainagesysteem bestaande uit 2 strengen ribbedrain aangebracht dmv diepdrainage machine			3,75 2.400	1,25 800	3.200
	9,00	st	dieselpompen installeren en aansluiten h.o.h 100 ml	1	9			495
	4,00	wk	huur dieselpomp 9 stuks				450,00 1.800	1.800
	4.500,00	Ltr	verbruik dieselolie 0.75L p/uur p/pomp			,85 3.825		3.825
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>29,13</b>	<b>M1</b>	<b>Horizontale drainage</b>		<b>9</b>	<b>6.225</b>	<b>2.600</b>	<b>9.320</b>

Strukton Betonbouw bv

93-100C.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
	320,00	M1	<u>Vacuumbemaling</u>					
	640,00	ml	beschikbaar stellen en aanbrengen van filter bemalingssysteem h.o.h 5 ml filterdiepte circa 6 ml				20,00	12.800
	6,00	st	dieselpompen installeren en aansluiten h.o.h 100 ml	1	6			330
	4,00	wk	huur dieselpomp				450,00	1.800
	3.000,00	Ltr	verbruik dieselolie 0.75L p/uur p/pomp			,85	2.550	2.550
			<u>Vacuumbemaling</u>		6			
Eenheidsprijs :	54,63/M1						14.600	17.480
			<u>WATERHUISHOUDING</u>		15			
Eenheidsprijs :	83,75/M1						17.200	26.800

4								
	320,00	M1	<u>FUNDERINGSWERK</u>					
	1,00	pst	<u>Stalen damwand</u>					
	607,00	ton	opladen en transport stalen damwand	,212	129		13,70	8.316
	607,00	ton	lossen ter plaatse	,212	129			7.078
	7.680,00	m2	intrillen damwand type Larssen 20 planklengte 12 ml				7,70	59.136
	7.680,00	m2	uittrillen damwand				7,70	59.136
	7.680,00	m2	schopschoon maken	,016	123			6.758
	607,00	ton	afschrijving damwand ( 40 a 50 x inzet inzet:			28,00	16.996	16.996
	2,00	uur	2 heimachine met trilequipment					
	2,00	uur	2 machinist					
	2,00	uur	2 man assistentie					
			<u>Stalen damwand</u>		380			
Eenheidsprijs :	164.497,54/pst						126.588	164.498

	320,00	M1	<u>Prefab betonpalen</u>					
	256,00	st	leveren voorgespannen betonpalen afm: 45x45 cm lang 14.0 ml			1.275,0	326.400	326.400
	128,00	st	leveren voorgespannen betonpalen afm: 40x40 cm lang 14.0 ml middenbalk			1.100,0	140.800	140.800
	384,00	st	uitzetwerk tbv heier	,1	38	,25	96	2.208
	2,00	uur	2 heimachine hydraulisch verstelbaar met hydralische hamer					
	2,00	uur	2 machinist					
	2,00	uur	2 steller /					
	1,00	uur	1 schovel 1500 L					
	3.584,00	ml	inheien betonpalen [ ] 45 cm				10,00	35.840

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\*  
 93-100C.TBB

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
	1.792,00	m1	inheien betonpalen [ ] 40 cm				9,50 17.024	17.024
	384,00	st	naheien met oplanger				50,00 19.200	19.200
			Afwerken paalkoppen					
	256,00	st	slopen paalkoppen dmv kraken [ ] 45 cm				40,00 10.240	10.240
	256,00	st	slopen paalkoppen dmv kraken [ ] 40 cm				27,50 7.040	7.040
	23,00	m3	opnemen en afvoeren puinresten	1,5	35		100,00 2.300	4.198

**Prefab betonpalen**  
 Eenheidsprijs : 1.759,22/M1

**FUNDERINGSWERK**  
 Eenheidsprijs : 2.273,27/M1

5								
	320,00	M1	<u>BETONWERK</u>					
	320,00	M1	<u>Bekisting</u>					
	72,00	m2	koop stalen kist tbv funderingsbalk					
			1 set = 6 x 20ml x 60 cm hoog					
			72 m2 x 800, = p/m2					
			totaal investeren 2 sets					
			totaal bedrag = 2 x 57600, = 115200					
			afschrijven op 10.000ml = 36.000 m2					
			dit is per/m2 115200 : 36000 = 3.20					
	1.152,00	m2	stellen prefab stalen kist 16 moten		,22	253	3,20 3.686	17.626
	16,00	uur	mobiele kraan ( 1 uur per/dag )	A			125,00 2.000	2.000

**Bekisting**  
 Eenheidsprijs : 61,33/M1

	320,00	M1	<u>Wapeningsstaal</u>					
	30,70	ton	leveren en verwerken wapeningsstaal			825,00	25.328 500,00	15.350 40.678
			FeB 500 HWL ( 100 kg/m3 beton )					
			komplete korven aanvoeren en plaatsen					
	1.920,00	st	betonbroodjes leveren en aanbrengen		,01	19	,15 288	1.344
	4.608,00	st	betonblokjes leveren en aanbrengen		,01	46	,05 230	2.765
	48,00	uur	mobiele kraan ( 3 uur per/dag )	A			125,00 6.000	6.000

**Wapeningsstaal**  
 Eenheidsprijs : 158,71/M1

	320,00	M1	<u>Betonwerk ( in het werk gestort )</u>					
	307,00	m3	aankoop betonmortel B 35 mkl 5b cg 3			145,00	44.515	44.515
	4,50	m3	mors en stortverlies 1.5 %			145,00	653	653
	307,00	m3	verwerken funderingsbalken 16 moten	,4	123			6.754
	307,00	m3	betonpomp				12,00	3.684
	48,00	uur	mobiele kraan ( 3 uur per/dag )	A			125,00 6.000	6.000

**Betonwerk ( in het werk gestort )**  
 Eenheidsprijs : 192,52/M1

**BETONWERK**  
 Eenheidsprijs : 412,55/M1



\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
6	320,00	M1	<u>PREFAB BETON</u>					
	320,00	M1	<u>Prefab tunnelbakelementen</u>					
	128,00	st	Leveren prefab betonnen elementen werkende breedte 250 cm vormgeving > ((_____))  compleet met sparingen en hijsogen totaal: 18 m3 per/element totaal gewicht 43 ton per/element			10.800, 1.382.400		1.382.400
	128,00	st	Transport elementen naar werk				150,00	19.200
	128,00	st	transport tunnelbakelementen naar werk				50,00	6.400
			transport wand elementen naar werk via spoorlijn 8 basis en 8 wand elementen per/dag ) inzet: 1 locomotief 8 platte wagons					
	768,00	st	Stellen tunnelbak elementen maken stelkussens zuiver op hoogte dmv specie en d.h.g vloertegel 10x10cm	,333	256	,50	384	14.450
	1.920,00	m1	elastische schuimband 20x30mm aan buitenzijde over volledige lengte op funderingsbalk	,06	115	1,25	2.400	8.736
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen tegen kopvoeg rubberprofiel met waterkerende flab	,06	127	20,00	42.240	49.210
	2.112,00	m1	leveren en aanbrengen acme 20 voegpro- fiel in voeg binnenkant element	,12	253	12,50	26.400	40.339
	768,00	m1	leveren en aanbrengen reflex afdich- tingsprofiel tegen buitenkant zicht- zijde	,1	77	4,75	3.648	7.872
	1,00	pst	inzet:					
	80,00	m1	80 m1 smalspoor					
	1,00	uur	1 kleine loc					
	1,00	uur	1 machinist					
	1,00	uur	1 los en laadman					
	1,00	uur	1 platte wagon					
	1,00	uur	1 zelfrijdende spookkraan					
	1,00	uur	1 zware rupskraan tpv montage 140 T					
	128,00	st	stellen elementen op funderingsbalk	3	384		435,00	55.680
	768,00	st	na stellen gaten boren in betonbalk	,3	230	3,50	2.688	15.360
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 60 cm			1,00	768	768
	10.250,00	Ltr	aangieten en gelijktijdig ondergieten over gehele lengte en oplegbreedte d.m.v krimpvrije injectie mortel	,025	256	1,75	17.938	32.031

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100C.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
<b>Prefab tunnelbakelementen</b>					<b>1.699</b>	<b>1.478.866</b>	<b>81.280</b>	<b>1.653.566</b>
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>5.167,39/M1</b>							
320,00 M1			<b>Prefab wandelementen ( 2 zijden + dak</b>					
256,00 st			Leveren prefab betonnen wand elementen werkende breedte 250 cm ) vormgeving > )		2.150,0	550.400		550.400
256,00 st			Leveren prefab betonnen dak elementen werkende breedte 250 cm ) vormgeving > ) compleet met sparingen en hijsogen totaal: 2.15 m3 per/wand element totaal: 2.60 m3 per/dak element totaal gewicht 5.4 ton per/wandelement totaal gewicht 6.5 ton per/dakelement		2.600,0	665.600		665.600
1.024,00 st			Stellen wandelementen leveren en aanbrengen doorkoppelstaven M25 ( 2 lange en 2 korte ) compleet met moeren en volgplaten	,25	256	22,50		37.120
256,00 st			stellen wandelement op tunnelbak	2	512			28.160
256,00 uur			spoor kraan	A			125,00	32.000
512,00 st			aangieten sparingen ( stekken )	,2	102			5.632
120,00 Ltr			injectie mortel			1,75		210
32,00 x			afschrijving speciale stelwagen verrijdbaar over reeds aangelegd spoor				100,00	3.200
6.400,00 Ltr			ondersabelen elementen dikte 25 mm	,08	512	1,75		39.360
2.048,00 ml			leveren en aanbrengen reflex afdich- tingsprofiel tegen buitenkant zicht- zijde	,1	205	4,75		20.992
768,00 st			Stellen dak elementen leveren en aanbrengen koppelverbinding M25 ( 6 korte ) compleet met moeren en volgplaten	,25	192	75,00		68.160
1.024,00 st			leveren en aanbrengen koppelverbinding M25 ( 8 korte ) compleet met moeren en volgplaten	,25	256	75,00		90.880
612,00 st			stellen dakelement op wandelementen	2	1.224			67.320
512,00 uur			spoor kraan	A			125,00	64.000
1.664,00 ml			leveren en aanbrengen reflex afdich- tingsprofiel tegen buitenkant zicht- zijde	,1	166	4,75		17.056
<b>Prefab wandelementen ( 2 zijden + dak</b>					<b>3.426</b>	<b>1.402.482</b>	<b>99.200</b>	<b>1.690.090</b>
<b>Eenheidsprijs :</b>	<b>5.281,53/M1</b>							

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
	320,00	M1	<b>Prefab kabelkokers</b>					
	256,00	st	leveren prefab ballastkering met opleg sponning tbv deksels afm: 80x20x250cm			325,00	83.200	83.200
	2.133,00	st	leveren prefab kabelgootafdekplaatjes afm: 90x30x7 cm			17,50	37.328	37.328
	256,00	st	stellen ballastkering	1	256			14.080
	768,00	st	na stellen gaten boren in betonbak	,3	230	3,50	2.688	15.360
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 90 cm			1,00	768	768
	768,00	st	aangieten sparingbuis	,05	38	2,50	1.920	4.032
	1.205,00	Ltr	krimpvrije mortel			1,75	2.109	2.109
	640,00	m1	ondersabelen ballastwand d.m.v krimpvrije injectie mortel	,1	64			3.520
	2.560,00	Ltr	krimpvrije mortel			1,75	4.480	4.480
	2.133,00	st	aanbrengen prefab afdekplaatjes	,05	107			5.866
			<b>Prefab kabelkokers</b>		695		132.492	170.742
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>533,57/M1</b>					
	320,00	M1	<b>Prefab ontsporingsbalk</b>					
	256,00	st	leveren prefab ontsporingsbalk afm: 80x20x250cm			600,00	153.600	153.600
	256,00	st	stellen ontsporingsbalk	1	256			14.080
	1.024,00	st	na stellen gaten boren in betonbak	,3	307	3,50	3.584	20.480
	768,00	st	wapeningsstek diam: 25mm L= 40 cm			,75	576	576
	768,00	st	aangieten sparingbuis	,05	38	2,50	1.920	4.032
	4.800,00	Ltr	krimpvrije mortel			1,75	8.400	8.400
			<b>Prefab ontsporingsbalk</b>		602		168.080	201.168
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>628,65/M1</b>					
			<b>PREFAB BETON</b>		6.421		3.181.920	180.480 3.715.566
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>11.611,14/M1</b>					

7	320,00	M1	<b>SPOORWERK</b>					
	320,00	m1	Spoorwerk compleet voegloos spoor op betonnen dwarsliggers geplaatst op doorgaand ballastbed steenslag 30/63 ( levering b.b.m door NS )			2.750,0	880.000	880.000
			<b>SPOORWERK</b>				880.000	880.000
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>2.750,00/M1</b>					

8	320,00	M1	<b>BOVENLEIDING EN SIGNALERING</b>					
	320,00	m1	Bovenleiding compleet met:			3.250,0	1.040.000	1.040.000



\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100C.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal		
100	320,00	M1	<u>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</u>							
200	320,00	M1	<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>							
	2,00	st	uitvoerders container ( A en C ) 2 st		4	8	280,00	560	1.000	
	5,00	wk	afschrijving uitvoerders container				165,00	825	825	
	2,00	st	schaftcontainer ( A + N ) 2 st		4	8	280,00	560	1.000	
	5,00	wk	afschrijving schaftcontainers ( A + N				234,00	1.170	1.170	
	5,00	wk	afschrijving inrichting				250,00	1.250	1.250	
	1,00	st	gereedschap / container type E		4	4			220	
	5,00	wk	afschrijving gereedschap container				42,00	210	210	
	1,00	st	telefoon aansluiting PTT uitvoering				50,00	50	50	
	5,00	wk	abonnement en gesprekskosten				25,00	125	125	
	5,00	wk	veldtelefoon				75,00	375	375	
	5,00	wk	afschrijving veldtelefoon				25,00	125	125	
	5,00	st	transport containers ( 320 m1 )				150,00	750	750	
	8,00	uur	mobiel kraan tbv laad en loswerk	A			125,00	1.000	1.000	
							-----	-----	-----	
			<u>Uitvoeringsvoorzieningen</u>					20	7.000	8.100
Enheidsprijs :			25,31/M1							
300	320,00	M1	<u>Personeel uitvoering</u>							
	5,00	wk	projectbegeleiding ( in A.K )							
	5,00	wk	werkvoorbereiding ( in A.K )							
	5,00	wk	uitvoerder			2.600,0	13.000		13.000	
	5,00	wk	maatvoerder 50 % meewerkend			1.200,0	6.000		6.000	
	5,00	wk	bewaking / onkosten diefstal			150,00	750		750	
	5,00	wk	monteurs / onderhoudswerk / terrein-transport / electricien		40	200			11.000	
							-----	-----	-----	
			<u>Personeel uitvoering</u>					200	19.750	30.750
Enheidsprijs :			96,09/M1							
400	320,00	M1	<u>Materieel en gereedschap</u>							
	5,00	wk	afschrijving plattewagen				35,00	175	175	
	5,00	wk	afschrijving hulpmaterieel				200,00	1.000	1.000	
	5,00	wk	klein gereedschap				200,00	1.000	1.000	
							-----	-----	-----	
			<u>Materieel en gereedschap</u>					1.000	1.175	2.175
Enheidsprijs :			6,80/M1							
500	320,00	M1	<u>Energievoorziening</u>							
	5,00	wk	huur mobiele aggregaat				225,00	1.125	1.125	
	5,00	wk	dieselolie tbv aggregaat			150,00	750		750	
	1,00	pst	afschrijving electra verdeelkasten				150,00	150	150	
	320,00	m1	afschrijving kabels electra				1,00	320	320	
	5,00	wk	huur waterwagen				35,00	175	175	
	5,00	wk	verbruik water			75,00	375		375	
							-----	-----	-----	
			<u>Energievoorziening</u>					1.125	1.770	2.895
Enheidsprijs :			9,05/M1							

\*\*\*\*\*  
 Strukton Betonbouw bv 93-100C.TBB  
 \*\*\*\*\*

Kode	Hoevhd.	Ehd	Omschrijving	S	Arbeid	Materiaal	Onderaannemer	Totaal
600	320,00	M1	<b>Algemeen</b>					
	5,00	st	Transporten hulpmateriaal en materieel				400,00	2.000
	5,00	wk	laden en lossen op de bouwplaats	4	20			1.100
	1,00	st	afvalcontainers voor bouwvuil			575,00	575	575
	5,00	wk	opruimen tijdens de bouw	3	15			825
	1,00	pst	oplevering-schoonmaken	8	8			440
	2,00	st	reclameborden STRUKTON BETONBOUW B.V	2	4	500,00	1.000	1.220
					-----		-----	
			<b>Algemeen</b>		47		3.575	6.160
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>19,25/M1</b>					
700	320,00	M1	<b>Opslagen</b>					
	1,00	pst	wettig verzuim 1 % van totaal uren	50	50			2.750
	1,00	pst	onwerkbaar weer 2 % van totaal uren	100	100			5.500
	1,00	pst	loon risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	materiaal risico ( niet verrekenbaar )					
	1,00	pst	bankgarantie ( 10 % v/d aanneemsom )					
	1,00	pst	rente-verlies (betaling in .. termijnen 5 % voorfinanciering gedurende .. mnd					
	1,00	pst	rente-verlies op laatste termijn (..mnd					
	1,00	pst	verzekeringen ( C.A.R. )			500,00	500	500
	1,00	pst	eigen risico			500,00	500	500
	1,00	pst	verzekering ( W.A. ) 0.6 %.			50,00	50	50
					-----	-----	-----	-----
			<b>Opslagen</b>		150	500	550	9.300
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>29,06/M1</b>					
			<b>ALGEMENE BOUWPLAATS KOSTEN</b>		=====	=====	=====	=====
<b>Eenheidsprijs :</b>			<b>185,56/M1</b>		417	22.375	14.070	59.380
=====								

Strukton Betonbouw bv

93-100C.TBB

Uurloon x uren	:	55,00	x	8.367,77 =	460.227,46	
Materiaal	:				3.986.441,55	
Onderaannemer	:				2.770.208,70	
Materieel	:					
					<u>7.216.877,71</u>	7.216.877,71
Mobiele kraan kosten						
Onderaannemer	:				113.000,00	
					<u>113.000,00</u>	113.000,00
<b>TOTAAL DIRECTE KOSTEN</b>						<u>7.329.877,71</u>
ONVOORZIEN						
Totaal	:	2,00 %	x	7.329.877,71 =	146.597,55	
					<u>146.597,55</u>	146.597,55
ALGEMENE KOSTEN						
Totaal	:	5,00 %	x	7.329.877,71 =	366.493,89	
					<u>366.493,89</u>	366.493,89
<b>TOTAAL INCL ALGEMEN KOSTEN</b>						<u>7.842.969,15</u>
RISICO & WINST						
Totaal	:	2,00 %	x	7.842.969,15 =	156.859,38	
					<u>156.859,38</u>	156.859,38
<b>TOTALE AANNEEMSOM EXCL BTW</b>						<u>7.999.828,53</u>
Prijs per/m1					24.999,46	





## bijlage 16

### LITERATUURLIJST

- Nederlands deel hogesnelheidsspoorverbinding Amsterdam, Brussel, Parijs
  - ontwerp PKB, tracé-nota, milieu-effectrapportage
  - bijlage 4: milieu-effecten
- Betuweroute
  - Deel 1: ontwerp planologische kernbeslissing
- Betuweroute
  - Samenvatting tracé-onderzoek en milieu-effectrapportage
  - Inleiding tot de tracédeelrapporten
  - Deel A De Betuweroute in internationaal perspectief, een strategische onderbouwing
  - Deel B Tracé-onderzoek en Milieu-effectrapportage
  - Container Uitwisselpunt
  - Tracédelen 1 t/m 5 en bijbehorende kaarten
  - Alternatieve uitvoeringswijzen
- Rail 21 Sporen naar een nieuwe eeuw Nederlandse Spoorwegen
- Rail 21 Cargo Nederlandse Spoorwegen
- Collegedictaat Methodisch ontwerpen Prof. H.H. van den Kroonenberg
- Collegedictaat Systematisch Ontwerpen Prof.B.M. Polak
- Collegedictaat Spoorwegbouw J.B.J.A. Schuurmans
- Eindrapport viaductvariant Rail 21 Passage Delft Combinatie BTC
- Eindrapport Bouwputvariant Rail 21 Passage Delft Combinatie BTC
- Boorperspectief voor Nederland
- Literatuurstudie BTC
- De Boortunnel Dichterbij NS Schildboortunnel Delft Combinatie BTC
- Haalbaarheidsstudie NS Schildboortunnel Delft Combinatie BTC
- Technische voorschriften voor het ontwerpen van spoorwegtunnels  
VTG deel VI Nederlandse Spoorwegen
- Berekening van railverkeersgeluid
- Richtlijnen voor berekening hulpwerk in de spoorbaan Nederlandse Spoorwegen
- Basisovereenkomst Willemsspoortunnel Bijlage IX
- Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies - TGB 1990
- Voorschriften Beton Uitvoering VBU 1988
- Richtlijnen voor het ontwerpen en uitvoeren van betonconstructies onder en over het spoor

- Voorschriften voor het ontwerpen van Stalen Bruggen (VOSB 1963)
- Maatbeheersing in de bouw,  
een ontwikkeling van uitzetmethoden Peter A.J. van Hoof
- Maatbeheersing in de bouw SBR-rapport 85
- Richtlinien für bauliche Schallschutzanlagen an Eisenbahnstrecken  
Schallschutzwände RSE 1 Deutsche Bundesbahn
- Bouwteam Spoortunnel Schiphol, studie 2 deel2A
- Boortechnieken voor utilaire tunnels KIVI
- Vervoer gevaarlijke stoffen door tunnels  
Programma van eisen Bouwdienst Rijkswaterstaat
- Standaardisatie van tunnelinstallaties Bouwdienst Rijkswaterstaat
- Richtlijnen bovenbouw Metro Metroprojectenbureau
- Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen KIVI
- Collegedictaat Funderingstechnieken G80 Prof.ir. A.F. van Weele
- Moderne funderingstechnieken Prof.ir. A.F. van Weele
- Grondwatermechanica B90 Prof.dr.ir. A. Verruijt
- Numerieke grondmechanica Prof.dr.ir. A. Verruijt
- Grondmechanica Prof.dr.ir. A. Verruijt
- Grundbau Taschenbuch 3. Auflage Teil 1
- Compendium Geo-Tubomechanica deel 1 Grondmechanica ing B.J.J. Soudijn
- Van heipaal tot constructie informatiemap G21
- Gebouwen in geprefabriceerd beton G26 Prof.ir.A.J. Hogeslag
- Meerjarenprogramma Infrastructuur en Transport 1992-1996
- Eindrapport Stuurgroep van Engelshoven