

# **Dynamica berekeningen boortunnel Groene Hart**

*Liggergedrag van de tunnel bij  
treinpassages;*

*Modellering als Timoshenko ligger.*

**Projectorganisatie HSL - Zuid**  
Projectbureau Noordelijk Holland

**Holland Railconsult**  
ir. C.L. Kamp  
- versie 1.0

Utrecht, 17 oktober 2000  
vrijgegeven

*(c) 2000, Holland Railconsult BV.*

*Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden veeelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Holland Railconsult BV.*

## Inhoudsopgave

<b>1. Inleiding</b>	<b>4</b>
<b>2. Theoretische grondslagen. Het vrije veld</b>	<b>6</b>
2.1. Inleiding: de elastisch ondersteunde Euler – Bernouilli ligger	6
2.2. De elastisch ondersteunde Timoshenko ligger	7
2.3. De elastisch ondersteunde afschuifligger	9
2.4. De elastisch ondersteunde torsieligger	9
2.5. Oplossingen voor de centrisc belaste buigligger	10
2.5.1. Algemeen	10
2.5.2. Randvoorwaarden	11
2.5.3. Berekeningsgang	12
2.5.4. Kritieke snelheden	13
2.5.5. Frequentie afhankelijke bedding	14
2.6. Oplossing voor de afschuifligger	15
2.7. Oplossing voor de torsieligger	16
2.7.1. Frequentieafhankelijke bedding	16
2.7.2. Frequentieafhankelijke bedding	17
<b>3. Theoretische grondslagen. Starre punten</b>	<b>18</b>
3.1. Methode	18
3.2. Buiging en afschuiving	18
3.2.1. Differentiaalvergelijkingen	18
3.2.2. Fourier transformatie en algemene oplossing	19
3.2.3. Bepaling van de integratieconstanten voor een starre inklemming in $x = 0$	20
3.2.4. Bepaling van de integratieconstanten voor een scharnier in $x = 0$	20
3.3. Wringing	21
<b>4. Parameters</b>	<b>22</b>
4.1. Grondparameters	22
4.1.1. Inleiding	22
4.1.2. Grondeigenschappen	22
4.1.3. Beddingcoëfficiënt voor verticale verplaatsingen	23
4.1.4. Beddingcoëfficiënt voor rotaties om de tunnelas	24
4.1.5. Dynamische effecten in de ondergrond	24
4.1.6. Samenvatting	28
4.2. Liggerparameters	28
4.2.1. Globale parameters	28
4.2.2. Invloed van de contactvlakken	29
4.3. Treingegevens, ontwerpsnelheid	32
<b>5. Numerieke uitwerking voor het vrije veld</b>	<b>33</b>
5.1. Kritieke snelheden	33
5.2. Basisoplossingen voor één eenheidspuntlast	34
5.2.1. Oplossingen voor centrische belasting	34
5.2.2. De invloed van het voegmateriaal	36
5.2.3. De frequentieafhankelijkheid van de bedding in geval van buiging	38



5.2.4.	Torsiebelasting met constante en frequentieafhankelijke bedding	39
5.2.5.	Torsiebelasting bij neopreen voegmateriaal	40
5.3.	Treinpassages – betonnen contactvlakken tussen de segmenten	41
5.4.	Treinpassages – neopreen contactvlakken tussen de segmenten	45
<b>6.</b>	<b>Numerieke uitwerking voor de passage van starre punten</b>	<b>48</b>
<b>7.</b>	<b>Statische berekeningen</b>	<b>51</b>
7.1.	Inleiding	51
7.2.	Vrije veld	51
7.3.	Inklemming	54
7.4.	Conclusies voor de ontwerp laststelsels	56
<b>8.</b>	<b>Samenvatting en conclusies</b>	<b>57</b>
8.1.	Samenvatting	57
8.2.	Conclusies	58
8.3.	Aandachtspunten en risico's	58
<b>Colofon</b>		<b>59</b>
<b>Bijlage I.</b>	<b>Literatuur</b>	<b>60</b>
<b>Bijlage II.</b>	<b>Lijst van symbolen</b>	<b>62</b>
<b>Bijlage III.</b>	<b>Tunnelgeometrie</b>	<b>64</b>
<b>Bijlage IV.</b>	<b>Geotechnisch lengteprofiel</b>	<b>65</b>
<b>Bijlage V.</b>	<b>Rapportage berekening liggerparameters</b>	<b>66</b>
<b>Bijlage VI.</b>	<b>Rapportage berekening dynamische grondparameters</b>	<b>67</b>
<b>Bijlage VII.</b>	<b>Beddingcoëfficiënt voor translatie van de tunnelbuis</b>	<b>68</b>
<b>Bijlage VIII.</b>	<b>Beddingcoëfficiënt voor rotatie van de tunnelbuis</b>	<b>70</b>
<b>Bijlage IX.</b>	<b>Berekening verticale beddingcoëfficiënten</b>	<b>72</b>
<b>Bijlage X.</b>	<b>Berekening reductie torsiestijfheid</b>	<b>73</b>

## 1. Inleiding

Voor de projectorganisatie Hogesnelheidslijn – Zuid is onderzoek verricht naar het dynamisch gedrag van de boortunnel onder het groene hart tijdens treinpassages. De tunnel is gegund aan de aannemer Bouygues, wiens aanbieding aanzienlijk afweek van het referentieontwerp. In het gegunde ontwerp wordt de tunnel uitgevoerd als één grote dubbelsporige buis, in afwijking van het referentieontwerp dat uit twee enkelsporige buizen bestond.

Het doel van deze onderzoeken is na te gaan of en in hoeverre in de tunnel dynamische effecten te verwachten zijn, en welke maatregelen eventueel genomen moeten worden om deze te beheersen. Aan de hand hiervan kunnen de door de aannemer te overhandigen ontwerpberekeningen gemakkelijker getoetst worden.

In dit rapport worden de resultaten van de eerste stap van de dynamische modelleringen besproken.

De nadruk ligt hier op de zogenaamde liggerwerking van de tunnel, i.e. de krachtswerking en –spreiding in langsrichting. De tunnel wordt daartoe gemodelleerd als een elastisch ondersteunde ligger met zowel buig- als afschuifvervorming. Dit laatste is nodig om de eventuele extra vervormingen in de voegen tussen de betonnen lining segmenten te kunnen modelleren.

De asymmetrie van belasting, die een gevolg is van de dubbelsporigheid van de tunnel, wordt verdisconteerd door de belasting op te splitsen in een verticale belasting die in de tunnel werkt, en een zuiver wringmoment. Voor de verticale belasting wordt de buig / afschuifligger volgens Timoshenko als model gekozen, en voor het wringmoment de wringligger volgens de Saint Venant, in beide gevallen aangevuld met een elastische bedding en massatraagheidskrachten.

De theorie van buig- en wringliggers met rijdende belastingen is weliswaar niet bijzonder gecompliceerd, maar weinig gangbaar en wordt daarom uitvoerig behandeld in de eerste twee hoofdstukken. Hierbij wordt steeds de oplossing gezocht voor één rijdende puntlast. De uitwerking voor een trein volgt door sommatie voor een reeks puntlasten die zich ten opzichte van elkaar op vaste afstand bevinden, en alle met dezelfde snelheid bewegen. Er wordt van uitgegaan dat de belastingen (aslasten) zich weliswaar verplaatsen maar niet qua grootte veranderen. Deze vereenvoudiging is ook voor bruggen gebruikelijk. Voor de belastingen uit de wagenbakken en de draaistellen is dit een logische aanname, omdat deze goed afgeveerd zijn. De wielen bewegen echter onafgeveerd over de spoorstaven, en hun beweging over de altijd enigszins onregelmatige sporen, draagt aanzienlijk bij tot de z.g. stootcoëfficiënt. Dit effect kan niet in het rekenmodel opgenomen worden en moet met een aparte toeslagfactor, zoals b.v. gegeven in HSL – richtlijn 600<sup>E</sup> verdisconteerd worden.

Voor de berekeningen moet een aanzienlijk aantal parameters worden bepaald. Dit zijn natuurlijk in de eerste plaats de klassieke liggergrootheden als massa, doorsnede, traagheidsmoment, en de beddingcoëfficiënt. Daarnaast wordt nagegaan wat de invloed is van de segmentgewijze opbouw van de tunnel, waarbij de segmenten onderling slechts met bepaalde contactvlakken tegen elkaar steunen, die bovendien niet 100% hoeven aan te liggen. De liggergrootheden moeten hiervoor gecorrigeerd worden.

Verder wordt de frequentieafhankelijkheid van de beddingcoëfficiënt nader beschouwd. Deze is het gevolg van de massatraagheid in de ondergrond, en kan zich manifesteren door schijnbare demping (trillingsenergie die van de tunnel afstraal), schijnbare massa door meetrillen van de ondergrond enzovoorts.

In hoofdstuk 5 worden de resultaten van de berekeningen voor het vrije veld besproken. Allereerst worden de kritieke snelheden bepaald. Deze snelheden zijn een pendant van de eigenfrequenties, en worden als deze gekenmerkt door het wegvallen van de elastische krachten tegen de massatraagheidskrachten. Zij zijn daarom een goede maatstaf voor het inschatten van eventuele dynamische effecten bij een gegeven ontwerpsnelheid.

Aansluitend worden de oplossingen voor één rijdende puntlast beschreven, zowel voor een constante beddingcoëfficiënt als voor een frequentieafhankelijke beddingcoëfficiënt. Tenslotte wordt de passage van een dubbel treinstel onderzocht, en worden de vereiste langsvorspanning (uit terreindruk) en de spanningen bepaald.

In hoofdstuk 6 worden de resultaten voor passage van starre punten behandeld.

In hoofdstuk 7 tenslotte wordt ter vergelijking een statische berekening voor de ontwerp laststelsels UIC 71 en SW / 0 gepresenteerd; ook voor deze beduidend zwaardere laststelsels zal de tunnel moeten voldoen.

## 2. Theoretische grondslagen. Het vrije veld

### 2.1. Inleiding: de elastisch ondersteunde Euler – Bernouilli ligger

Het model van de Euler – Bernouilli ligger gaat uit van de klassieke ligger hypothesen:

- vlakke doorsneden blijven vlak en
- loodrecht op de liggeras na vervorming.

De vervorming van de ligger is binnen het kader van deze aannamen volledig bepaald door de doorbuiging.

De constitutieve vergelijkingen van de ligger respectievelijk de elastische ondergrond zijn:

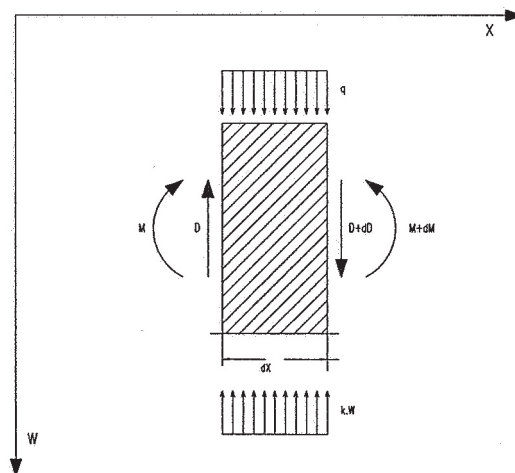
$$(2.1.1) \quad M = -EI \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$$

$$(2.1.2) \quad R = -kW$$

Toepassen van het principe van d'Alembert op een elementaire moot als onderstaand geschetst levert:

$$(2.1.3) \quad \sum V = \mu \ddot{W} dx \Rightarrow \frac{dD}{dx} = -q + kW + \mu \ddot{W}$$

$$(2.1.4) \quad \sum M = 0 \Rightarrow \frac{dM}{dx} = D$$



Eliminatie levert de volgende vergelijking in de onbekende w:

$$(2.1.5) \quad EIW''' + kW + \mu \ddot{W} = q$$

Na oplossing worden het buigend moment en de dwarskracht berekend volgens:

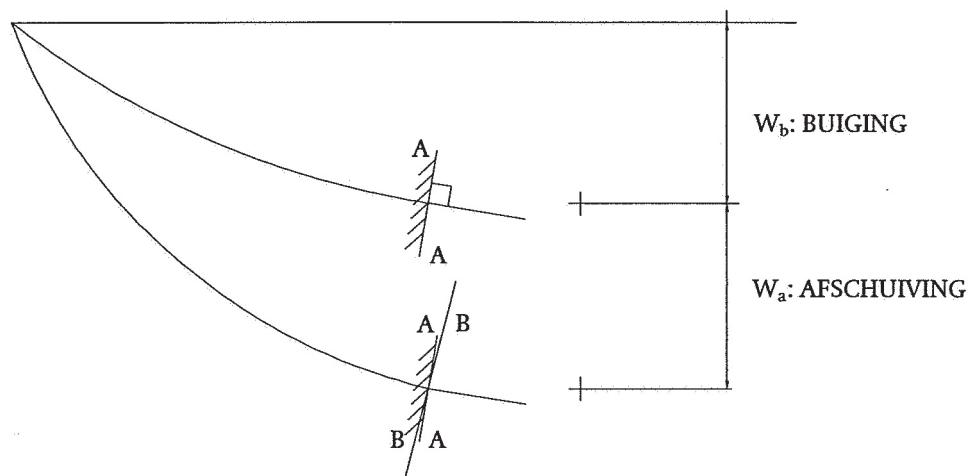
$$(2.1.6) \quad M = -EI \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$$

$$(2.1.7) \quad D = -EI \frac{\partial^3 W}{\partial x^3}$$

## 2.2. De elastisch ondersteunde Timoshenko ligger

De Timoshenko ligger kan beschouwd worden als een verfijning van de klassieke Euler – Bernouilli ligger. De hypothese dat vlakke doorsneden vlak blijven wordt gehandhaafd, maar deze zullen in het algemeen niet meer loodrecht op de liggeras staan na vervorming. Hiermee wordt de voor boortunnels belangrijke afschuifvervorming mogelijk. Als tweede verfijning wordt de rotatietraagheid van een doorsnede niet meer verwaarloosd.

Het vervormingsbeeld is onderstaand geschetst.



De resulterende vervorming kan het beste begrepen worden door te veronderstellen dat eerst buiging plaatsvindt, en aansluitend afschuiving. Na de eerste stap (zuivere buiging) zal de doorsnede A – A nog steeds loodrecht op de vervorminglijn staan. Bij de daaropvolgende afschuiving zal A – A niet verder roteren; bij afschuiving blijven evenwijdige vlakken evenwijdig. Als gevolg hiervan staat de doorsnede niet loodrecht op de uiteindelijke vervorminglijn (volgens lijn B – B). De hoek tussen A – A en B – B is de afschuifhoek. De liggervervorming moet nu beschreven worden door twee grootheden. Het is zinvol hiervoor de vervorming door buiging  $W_b$  en de vervorming door afschuiving  $W_a$  te kiezen, volgens:

$$(2.2.1) \quad W = W_a + W_b$$

De constitutieve vergelijkingen worden:

$$(2.2.2) \quad M = -EI \frac{\partial W_b}{\partial x}$$

$$(2.2.3) \quad D = Z \frac{\partial W_a}{\partial x}$$

$$(2.2.4) \quad R = -k(W_a + W_b)$$

En toepassen van het principe van d'Alembert op een elementaire moot levert:

$$(2.2.5) \quad \sum V = \mu \ddot{W} dx \Rightarrow \frac{dD}{dx} = -q + k(W_a + W_b) + \mu (\ddot{W}_a + \ddot{W}_b)$$

$$(2.2.6) \quad \sum M = J \frac{\partial \ddot{W}_b}{\partial x} \Rightarrow \frac{dM}{dx} = D - J \frac{\partial \ddot{W}_b}{\partial x}$$

Merk op dat de rotatietraagheid alleen voor de buigvervorming in rekening wordt gebracht; afschuiving veroorzaakt geen rotatie. De fout is echter gering, en wordt verderop bewust ter vereenvoudiging van de vergelijkingen ingevoerd.

Door eliminatie worden successievelijk onderstaande vergelijkingen in de totale vervorming verkregen:

$$M = -EI W_b'' = -EI(W'' - W_a'') = -EI \left( W'' - \frac{D'}{Z} \right) = -EI \left( W'' - \frac{-q + kW + \mu \ddot{W}}{Z} \right)$$

$$M'' = D' - J \ddot{W}_b'' = -q + kW + \mu \ddot{W} - J(\ddot{W}'' - \ddot{W}_a'') \approx -q + kW + \mu \ddot{W} - J \ddot{W}''$$

$$(2.2.7) \quad \boxed{W'''' + \frac{k}{EI} W + \frac{\mu}{EI} \ddot{W} - \frac{k}{Z} W'' - \left( \frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI} \right) \ddot{W}'' = \frac{q}{EI} - \frac{q'}{Z}}$$

Na oplossing van deze vergelijking volgen de overige grootheden uit:

$$(2.2.8) \quad M = -EI \left( W'' - \frac{-q + kW + \mu \ddot{W}}{Z} \right)$$

$$(2.2.9) \quad D = -EI \left( W''' - \frac{kW'}{Z} - \left( \frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI} \right) \ddot{W}' + \frac{q'}{Z} \right)$$

$$(2.2.10) \quad W_a = -\frac{EI}{Z} \left( W'' - \frac{kW}{Z} - \left( \frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI} \right) \ddot{W} + \frac{q}{Z} \right) = \frac{M}{Z} + \frac{J}{Z} \ddot{W} \approx \frac{M}{Z}$$

$$(2.2.11) \quad W_b = W + \frac{EI}{Z} \left( W'' - \frac{kW}{Z} - \left( \frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI} \right) \ddot{W} + \frac{q}{Z} \right) = W - \frac{M}{Z} - \frac{J}{Z} \ddot{W} \approx W - \frac{M}{Z}$$



### 2.3. De elastisch ondersteunde afschuifligger

Het gedrag van een afschuifligger verschilt sterk van dat van een buigligger. Het is daarom zinvol dit geval apart te beschouwen. Door limietvorming van de uitdrukkingen uit de vorige paragraaf wordt verkregen (EI is oneindig groot):

$$(2.3.1) \quad \boxed{W_b'' = 0}$$

$$(2.3.2) \quad D = Z \frac{\partial W_a}{\partial x}$$

$$(2.3.3) \quad \sum V = \mu \ddot{W} dx \Rightarrow \frac{dD}{dx} = -q + kW + \mu \ddot{W}$$

$$(2.3.4) \quad \sum M = 0 \Rightarrow \frac{dM}{dx} = D - J \frac{\partial \ddot{W}_b}{\partial x}$$

Uit 2.3.1. en 2.3.2. volgt:

$$\frac{\partial D}{\partial x} = Z \frac{\partial^2 (W - W_b)}{\partial x^2} = Z \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$$

Uit 2.3.3. volgt daarmee:

$$(2.3.5) \quad \boxed{W'' - \frac{k}{Z} W - \frac{\mu}{Z} \ddot{W} = -\frac{q}{Z}}$$

Na oplossing van de vergelijkingen 2.3.1 (elementair) en 2.3.5. volgen de overige grootheden uit:

$$(2.3.6) \quad D = Z \frac{\partial W_a}{\partial x} = Z \frac{\partial (W - W_b)}{\partial x}$$

$$(2.3.7) \quad M = ZW - ZW_b - J\ddot{W}_b$$

Opmerkelijk is, dat het verschil tussen afschuifvervorming en buigvervorming slechts op een constante na bekend is. Dit verschil heeft geen invloed op de krachtswerking en wordt daarom i.h.a. nul gesteld.

### 2.4. De elastisch ondersteunde torsieligger

Bij de dubbelsporige tunnel is de belasting i.h.a. excentrisch (treinpassage op één spoor) en treedt dus naast buiging ook torsie op. De basisvergelijkingen voor het probleem zijn:

$$(2.4.1) \quad T = GI_w \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$(2.4.2) \quad \sum T = \rho I_p \ddot{\phi} dx \Rightarrow \frac{dT}{dx} = -m_w + k_w \phi + \rho I_p \ddot{\phi}$$

Hieruit volgt:

$$(2.4.3) \quad \boxed{\phi'' - \frac{k_w}{GI_w} \phi - \frac{\rho I_p}{GI_w} \ddot{\phi} = -\frac{m_w}{GI_w}}$$

Deze vergelijking is identiek aan de vergelijking voor de afschuifligger.

## 2.5. Oplossingen voor de centrish belaste buigligger

### 2.5.1. Algemeen

Voor het vrije veld zal bij ideale spoorligging de oplossing de volgende vorm hebben, die een patroon voorstelt dat niet van gedaante verandert en zich met snelheid  $c$  voortplant:

$$(2.5.1) \quad W = f(x - ct)$$

Daarmee geldt:

$$(2.5.2) \quad \ddot{W} = c^2 W''$$

Invullen in (2.2.7) leidt tot:

$$(2.5.3) \quad W'''' + \frac{\left(\frac{\mu c^2}{EI} - \frac{k}{Z}\right)}{\left(1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI}\right)} W'' + \frac{\frac{k}{EI}}{\left(1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI}\right)} W = 0$$

ofwel:

$$(2.5.4) \quad W'''' - 4\alpha^2 W'' + 4\beta^4 W = 0$$

met:

$$(2.5.5) \quad 4\alpha^2 = \frac{\left(\frac{k}{Z} - \frac{\mu c^2}{EI}\right)}{\left(1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI}\right)}$$

$$(2.5.6) \quad 4\beta^4 = \frac{\frac{k}{EI}}{\left(1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI}\right)}$$



De oplossingen hebben voor  $x > ct$  de vorm:

$$(2.5.7) \quad W(x) = Ae^{(-\zeta+i\xi)x} + Be^{(-\zeta-i\xi)x}$$

met  $\zeta > 0$ , en  $s_1 = -\zeta + i\xi$ ; en  $s_2 = -\zeta - i\xi$  de wortels van:

$$(2.5.8) \quad s_{1,2}^2 = 2\alpha^2 \pm 2i\sqrt{\beta^4 - \alpha^4}$$

Bij gegeven parameters en snelheid  $c$  kunnen zodoende uit (2.5.5, 2.5.6 en 2.5.8) de parameters  $\zeta$  en  $\xi$  berekend worden. De (complexe) integratieconstanten  $A$  en  $B$  volgen uit de randvoorwaarden; merk op dat de randvoorwaarden voor  $x - ct \rightarrow \infty$  reeds in rekening zijn gebracht door een in  $x$  uitdempende oplossing te kiezen.

### 2.5.2. Randvoorwaarden

Beschouwd wordt het geval van een zich met snelheid  $c$  verplaatsende constante puntlast  $P$ . Door sommatie kan hieruit aansluitend de oplossing voor een puntlaststelsel, i.e. een trein worden verkregen.

De randvoorwaarden ter plaatse van  $P$  zijn wat ingewikkelder dan voor het statische probleem. Beschouw daartoe nogmaals de evenwichtsvergelijking 2.2.5, toegepast op een infinitesimaal gebied rondom de belasting.

$$\frac{dD}{dx} = -P\delta(x-ct) + k(W_a + W_b) + \mu c^2(W_{a,xx} + W_{b,xx})$$

De geconcentreerde belasting is hierbij met een Dirac - functie gemodelleerd als singuliere  $q$  - belasting, en verder is formule 2.5.2 toegepast. Integratie geeft:

$$\Delta D = -P + k \int_{x-ct-\Delta x/2}^{x-ct+\Delta x/2} (W_a + W_b) dx + \mu c^2 \int_{x-ct-\Delta x/2}^{x-ct+\Delta x/2} (W_{a,xx} + W_{b,xx}) dx = -P + \mu c^2 \Delta W_{a,x}$$

Alle continue termen leveren in de limiet een bijdrage 0 en zijn geschrapt. Verdere uitwerking geeft:

$$2D = -P + \mu c^2 \frac{2D}{Z} \Rightarrow D = -\frac{P}{2} \frac{Z}{Z - \mu c^2}$$

De randvoorwaarden zijn dus:

$$(2.5.9) \quad D(0) = -\frac{P}{2} \frac{Z}{Z - \mu c^2} \quad ; \quad \frac{dw_b(0)}{dx} = 0$$

Uitwerken levert:

$$(2.5.10) \quad \operatorname{Re}(A) = \operatorname{Re}(B) = \frac{P}{8EI} \frac{Z}{Z - \mu c^2} \frac{\left( \psi + \frac{EI}{Z} (3\zeta^2 - \xi^2) \right)}{\zeta(\zeta^2 + \xi^2)}$$

$$(2.5.11) \quad \operatorname{Im}(A) = -\operatorname{Im}(B) = -\frac{P}{8EI} \frac{Z}{Z - \mu c^2} \frac{\left( \psi + \frac{EI}{Z} (\zeta^2 - 3\xi^2) \right)}{\xi(\zeta^2 + \xi^2)}$$

met:

$$(2.5.12) \quad \psi = \frac{(Z^2 - EIk)}{Z^2 \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI} \right)}$$

### 2.5.3. Berekeningsgang

De berekening wordt in de volgende stappen uitgevoerd:

1. Gegeven: liggerparameters en snelheid  $c$ ;
2. Bereken  $\alpha^2$ ,  $\beta^4$ , en  $\psi$  uit 2.5.5, 2.5.6, en 2.5.12;
3. Bereken  $\zeta$  en  $\xi$  uit 2.5.8;
4. Bereken  $\text{Re}(A)$  en  $\text{Im}(A)$  uit 2.5.10 en 2.5.11 voor  $P = 1$ ;
5. De oplossing is dan gegeven door:

$$(2.5.13) \quad \frac{W(x,t)}{2P} = \frac{Z}{Z - \mu c^2} (\text{Re}(A) \cos\{\xi|x-ct|\} - \text{Im}(A) \sin\{\xi|x-ct|\}) \exp^{-\zeta|x-ct|}$$

$$(2.5.14) \quad \frac{4M(x,t)}{P} = \frac{Z}{Z - \mu c^2} \left[ \frac{k\psi + \frac{EI}{Z}(3\zeta^2 - \xi^2)}{\zeta(\zeta^2 + \xi^2)} + \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} \right) \frac{\psi - \frac{EI}{Z}(\zeta^2 + \xi^2)}{\zeta} \right]_X \cos\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|} +$$

$$\frac{Z}{Z - \mu c^2} \left[ \frac{k\psi + \frac{EI}{Z}(\zeta^2 - 3\xi^2)}{\xi(\zeta^2 + \xi^2)} - \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} \right) \frac{\psi + \frac{EI}{Z}(\zeta^2 + \xi^2)}{\xi} \right]_X$$

$$\sin\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|}$$

$$(2.5.15) \quad \frac{4W_a(x,t)}{P} = \frac{1}{Z - \mu c^2} \left[ \frac{k\psi + \frac{EI}{Z}(3\zeta^2 - \xi^2)}{\zeta(\zeta^2 + \xi^2)} + \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI} \right) \frac{\psi - \frac{EI}{Z}(\zeta^2 + \xi^2)}{\zeta} \right]_X \cos\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|} +$$

$$\frac{1}{Z - \mu c^2} \left[ \frac{k\psi + \frac{EI}{Z}(\zeta^2 - 3\xi^2)}{\xi(\zeta^2 + \xi^2)} - \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI} \right) \frac{\psi + \frac{EI}{Z}(\zeta^2 + \xi^2)}{\xi} \right]_X$$

$$\sin\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|}$$

$$(2.5.16) \quad \frac{4D(x,t)}{P} = -\frac{2Z}{Z - \mu c^2} \cos\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|} - \frac{Z}{Z - \mu c^2} x$$

$$\left[ \frac{k}{Z} \psi + \frac{EI}{Z} (\zeta^2 - \xi^2) \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI} \right) \frac{\psi(\zeta^2 - \xi^2) + \frac{EI}{Z} (\zeta^2 + \xi^2)^2}{\zeta \xi} \right] x$$

$$\sin\{\xi|x-ct|\} \exp^{-\zeta|x-ct|}$$

En tenslotte:

$$-\frac{4Z}{EIP} \frac{\partial w_b}{\partial x} = \left( 1 - \frac{\mu c^2}{Z} - \frac{J c^2}{EI} \right) \left( \frac{\psi^2 Z^2 + (\zeta^2 + \xi^2)^2}{EI^2 \zeta \xi} \right) \sin\{\xi|x-ct|\} e^{-\zeta|x-ct|}$$

#### 2.5.4. Kritieke snelheden

Uit de formules 2.5.5. t/m 2.5.8 blijkt dat het gedrag van de oplossing zal wijzigen als bepaalde snelheden worden overschreden. Afhankelijk van de snelheid zal de oplossing in x - richting kunnen bestaan uit een gedempte sinus, een zuivere e - macht of een zuivere sinus. In het laatste geval is de ligger blijkbaar niet meer in staat de belasting te spreiden, doordat de reactiekrachten van de ondergrond worden overschreden door de traagheidskrachten. Er is dan sprake van een *kritieke* snelheid.

De volgende snelheden worden gedefinieerd:

$$(2.5.17) \quad c_1^2 = \frac{EIZ}{EI\mu + JZ}$$

$$(2.5.18) \quad c_2^2 = \frac{kEI}{\mu Z}$$

en de snelheid waarvoor  $\alpha^4 = \beta^4$  wordt, dus als:

$$\left( 1 - \frac{\mu Z}{kEI} c^2 \right)^2 \geq \frac{4Z^2}{kEI} \left\{ 1 - \left( \frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI} \right) c^2 \right\}$$

Oplossen naar c levert:

$$(2.5.19) \quad c_3^2 = -\frac{kEI}{\mu Z} - \frac{2kJ}{\mu^2} + \frac{2k}{\mu^2} \sqrt{J^2 + \frac{EIJ\mu}{Z} + \frac{EI\mu^2}{k}}$$

Met de aldus gedefinieerde snelheden wordt onderstaand schema opgemaakt.

	$c - c1$	$c - c2$	$c - c3$	$\alpha^2$	$\beta^4$	$\beta^4 - \alpha^4$	Type oplossing
1	-	-	-	+	+	+	Gedempte trilling
2	-	-	+	+	+	-	Zuivere e - macht
3	-	+	-	-	+	+	Gedempte trilling
4	-	+	+	-	+	-	Zuivere sinusoid
5	+	-	Geen invloed	-	-	-	Zuivere sinusoid
6	+	+	Geen invloed	+	-	-	Zuivere e - macht

Blijkbaar is  $c1$  een kritieke snelheid, mits  $c2$  niet overschreden wordt, en  $c2$  een kritieke snelheid, mits  $c1$  niet overschreden wordt maar  $c3$  wel. De afschuifnelheid volgens:

$$(2.5.20) \quad c^2 = \frac{Z}{\mu}$$

is altijd groter dan de snelheid  $c1$  en daarom niet maatgevend.

Voor een afschuifligger is  $EI$  oneindig groot,  $c - c2$  negatief, en  $c - c3$  positief. In dit geval zijn dus alleen de regels twee en vijf van bovenstaande tabel van toepassing. Alleen de kritieke snelheid  $c1$ , in de limiet gegeven door 2.5.20 blijft dan over.

#### 2.5.5. Frequentie afhankelijke bedding

De liggereigenschappen (stijfheid, massa) zullen niet noemenswaardig van de frequentie afhangen. Anders ligt het echter met de beddingcoëfficiënt. In zijn algemeenheid moeten traagheidseffecten in de ondergrond verwacht worden, zoals reflecties op grondlagen, van de tunnel weglappende golven (i.e. energieverlies) en meetrillen van delen van de ondergrond met de tunnel. Hierop wordt in hoofdstuk 4 nader ingegaan. Door deze effecten zal de beddingcoëfficiënt i.h.a. frequentieafhankelijk worden.

Ook in dit geval is het mogelijk algemeen geldige oplossingsmethoden te ontwikkelen. Dit berust op het feit dat de respons van een lineair systeem bij sinusvormige excitatie steeds ook sinusvormig is; er kan dus steeds een evenredigheidswet opgesteld worden van de vorm:

$$Respons(\Omega).e^{i\Omega t} = H(\Omega)Input.(\Omega)e^{i\Omega t}$$

Hierin is weliswaar de evenredigheidfactor  $H$  in het algemeen een complexe functie van de frequentie, maar niet meer van de tijd die uit bovenstaande vergelijking gedeeld kan worden. Door de bewegingsvergelijkingen ook op te stellen voor een sinusvormige belasting - dus door een Fourier transformatie uit te voeren - wordt deze in een vorm gegoten waarin de frequentieafhankelijke beddingcoëfficiënt kan worden ingevuld.

Zo verandert vergelijking 2.2.7, met een rijdende puntlast in de vorm van een Dirac - puls als belasting:

$$W''' + \frac{k}{EI}W + \frac{\mu}{EI}\ddot{W} - \frac{k}{Z}W'' - \left(\frac{\mu}{Z} + \frac{J}{EI}\right)\ddot{W}'' = \frac{P}{EI}\delta(x-ct) - \frac{P}{Z}\delta''(x-ct)$$

na Fourier Transformatie en invoeren van de frequentieafhankelijkheid van  $k$  in:

$$W_F''' + \left( \frac{\mu \Omega^2}{Z} + \frac{J \Omega^2}{EI} - \frac{k(\Omega)}{Z} \right) W_F'' + \left( \frac{k(\Omega)}{EI} - \frac{\mu \Omega^2}{EI} \right) W_F' = \frac{P}{EIc} e^{-j \Omega x/c} \left( 1 + \frac{EI}{Zc^2} \Omega^2 \right)$$

met als getransformeerde oplossing  $W_F$ :

$$W_F = \frac{P e^{-j \Omega x/c}}{EIc} \frac{1 + \frac{EI}{Zc^2} \Omega^2}{\frac{\Omega^4}{c^4} - \frac{\Omega^2}{c^2} \left( \frac{\mu \Omega^2}{Z} + \frac{J \Omega^2}{EI} - \frac{k(\Omega)}{Z} \right) + \left( \frac{k(\Omega)}{EI} - \frac{\mu \Omega^2}{EI} \right)}$$

Bekend is dat elke functie als een reeks van sinusvormige functies kan worden geschreven (Fourierreeks). Ook het omgekeerde is natuurlijk mogelijk: het bepalen van een tijdfunctie als zijn Fourierreeks is gegeven. Voor ingewikkelder gevallen is daartoe een numerieke methode, de Fast Fourier Transform (FFT) ontwikkeld.

Met de FFT wordt numeriek de inverse  $h(t)$  bepaald van:

$$H_F = \frac{1 + \frac{EI}{Zc^2} \Omega^2}{\Omega^4 - \Omega^2 c^2 \left( \frac{\mu \Omega^2}{Z} + \frac{J \Omega^2}{EI} - \frac{k(\Omega)}{Z} \right) + c^4 \left( \frac{k(\Omega)}{EI} - \frac{\mu \Omega^2}{EI} \right)}$$

De oplossing is dan tenslotte:

$$W(t) = \frac{Pc^3}{EI} h \left| t - \frac{x}{c} \right|$$

## 2.6. Oplossing voor de afschuifligger

Voor het limietgeval van de afschuifligger is de oplossing eenvoudig aan te geven. Uit 2.3.5 en 2.5.2 volgt:

$$W'' - \frac{k}{Z - \mu c^2} W = 0$$

$$W(x, t) = A \exp \left[ \sqrt{\frac{k}{Z - \mu c^2}} |x - ct| \right]$$

Uit de randvoorwaarden 2.5.9 volgt:

$$A = \frac{P}{2} \frac{1}{Z - \mu c^2} \sqrt{\frac{Z - \mu c^2}{k}}$$

De volledige oplossing is dan:

$$(2.6.1) \quad W_a(x,t) = W(x,t) = \frac{P}{2} \frac{1}{Z - \mu c^2} \sqrt{\frac{Z - \mu c^2}{k}} \exp\left[-\sqrt{\frac{k}{Z - \mu c^2}} |x - ct|\right]$$

$$(2.6.2) \quad D(x,t) = -\frac{P}{2} \frac{Z}{Z - \mu c^2} \exp\left[-\sqrt{\frac{k}{Z - \mu c^2}} |x - ct|\right]$$

$$(2.6.3) \quad M(x,t) = \frac{P}{2} \frac{Z}{Z - \mu c^2} \sqrt{\frac{Z - \mu c^2}{k}} \exp\left[-\sqrt{\frac{k}{Z - \mu c^2}} |x - ct|\right]$$

Met toenemende snelheid neemt de spreiding van de belasting af en de inverting toe, overeenkomstig de verwachtingen. De kritische snelheid is gegeven door:

$$(2.6.4) \quad c_{crit}^2 = \frac{Z}{\mu}$$

## 2.7. Oplossing voor de torsieligger

### 2.7.1. Frequentieonafhankelijke bedding

De oplossing voor een geconcentreerd met snelheid  $c$  rijdend wringmoment  $M_0$  is formeel identiek aan die voor de afschuifligger, en behoeft geen verdere toelichting.

$$(2.7.1) \quad \phi(x,t) = \frac{M_0}{2} \frac{1}{GI_w - \rho I_p c^2} \sqrt{\frac{GI_w - \rho I_p c^2}{k_w}} \exp\left[-\sqrt{\frac{k_w}{GI_w - \rho I_p c^2}} |x - ct|\right]$$

$$(2.7.2) \quad M_w(x,t) = -\frac{M_0}{2} \frac{GI_w}{GI_w - \rho I_p c^2} \exp\left[-\sqrt{\frac{k_w}{GI_w - \rho I_p c^2}} |x - ct|\right]$$

Ook hier is een kritische snelheid aan te wijzen:

$$(2.7.3) \quad c_{crit}^2 = \frac{GI_w}{\rho I_p}$$

### 2.7.2. Frequentieafhankelijke bedding

In dit geval wordt wederom dezelfde methode als in 2.5.5. toegepast.

De getransformeerde differentiaalvergelijking is:

$$(2.7.4) \quad \phi_F'' - \frac{k_w(\Omega)}{GI_w} \phi_F + \frac{\rho I_p \Omega^2}{GI_w} \phi_F = -\frac{M_0 \exp(-j\Omega x / c)}{cGI_w}$$

met als oplossing:

$$(2.7.5) \quad \phi_F = \frac{M_0 c \exp(-j\Omega x / c)}{(GI_w - \rho I_p c^2) \Omega^2 + \frac{k_w(\Omega) c^2}{GI_w - \rho I_p c^2}}$$

Deze vergelijking wordt met de FFT numeriek teruggetransformeerd naar het tijdsdomein.

Voor constante  $k(\Omega)$  wordt 2.7.1 teruggevonden met de standaard transformaties:

$$(2.7.6) \quad \frac{b}{\Omega^2 + b^2} \Leftrightarrow \frac{1}{2} \exp(-b|t|) \quad ; \quad \exp(-j\Omega\tau) \Leftrightarrow f(t-\tau)$$



### 3. Theoretische grondslagen. Starre punten

#### 3.1. Methode

Bij de oplossingen voor het vrije veld kon de partiele differentiaalvergelijking vereenvoudigd worden tot een gewone differentiaalvergelijking, door een met de trein meebewegend assenstelsel in te voeren. Bij vaste punten in de baan, zoals overgangen naar toeritten of vluchtschachten is dit niet mogelijk.

Voor dit soort problemen wordt daarom als volgt te werk gegaan.

1. De vergelijkingen zonder stoorterm worden na Fouriertransformatie algemeen opgelost in het frequentiedomein. *Hiermee wordt de (getransformeerde) oplossing van de homogene differentiaal vergelijking(en) verkregen.*
2. *De oplossing voor het vrije veld is een particuliere integraal van de differentiaalvergelijking; ook deze wordt (met een Fast Fourier Transform – FFT) - getransformeerd naar het frequentiedomein.*
3. De *algemene* oplossing bestaat uit de som van deze twee termen: a) oplossing van de homogene vergelijking met integratieconstanten en b) particuliere integraal.
4. De integratieconstanten worden – nog steeds voor het getransformeerde probleem – bepaald uit de randvoorwaarden.
5. Aansluitend wordt de oplossing naar het tijdsdomein teruggetransformeerd (wederom numeriek met de FFT).

Twee extreme randvoorwaarden zullen theoretisch worden onderzocht: de volledige inklemming en het starre scharnier. De numerieke uitwerking volgt in hoofdstuk 6.

#### 3.2. Buiging en afschuiving

##### 3.2.1. Differentiaalvergelijkingen

Uitgangspunt zijn de differentiaalvergelijkingen voor de Timoshenko ligger, als reeds eerder gegeven voor het vrije veld. Voor het hier behandelde probleem is het handiger om de twee onafhankelijke grootheden  $W_a$  en  $W_b$  niet te combineren tot één onafhankelijke grootheid, de totale vervorming  $W$ . De reden is, dat de randvoorwaarden deels in één van deze grootheden moeten worden uitgedrukt.

De bewegingsvergelijkingen:

$$\frac{dD}{dx} = -q + k(W_a + W_b) + \mu(\ddot{W}_a + \ddot{W}_b)$$

$$\frac{dM}{dx} = D - J \frac{\partial \dot{W}_b}{\partial x}$$

worden gecombineerd met de constitutieve vergelijkingen:

$$M = -EI \frac{\partial^2 W_b}{\partial x^2}$$



$$D = Z \frac{\partial W_a}{\partial x}$$

tot het stelsel van twee gekoppelde differentiaalvergelijkingen:

$$-Z \frac{\partial^2 W_a}{\partial x^2} + k(W_a + W_b) + \mu (\ddot{W}_a + \ddot{W}_b) = q(x, t)$$

$$EI \frac{\partial^3 W_b}{\partial x^3} + Z \frac{\partial W_a}{\partial x} - J \frac{\partial \dot{W}_b}{\partial x} = 0$$

### 3.2.2. Fourier transformatie en algemene oplossing

Na Fourier transformatie worden de homogene vergelijkingen (dus met  $q = 0$ ):

$$-Z \frac{d^2 W_a^F}{dx^2} + (k - \mu \Omega^2)(W_a^F + W_b^F) = 0$$

$$EI \frac{d^3 W_b^F}{dx^3} + Z \frac{dW_a^F}{dx} + J\Omega^2 \frac{dW_b^F}{dx} = 0$$

De oplossingen hebben de vorm:

$$\begin{bmatrix} W_a^F \\ W_b^F \end{bmatrix} = A e^{sx} \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha \end{bmatrix}$$

De coëfficiënten  $A$ ,  $s$  en  $\alpha$  zijn in het algemeen functies van de frequentie  $\Omega$ .  $A$  volgt uit de randvoorwaarden, en  $s$  en  $\alpha$  volgen uit de differentiaalvergelijking.

Invullen in de differentiaalvergelijkingen geeft:

$$s^2 = \frac{(k - \mu \Omega^2)(1 + \alpha)}{Z}$$

$$EIs^2 \alpha + Z + J\Omega^2 \alpha = 0$$

Hieruit resulteert een vierkantsvergelijking voor  $\alpha$ :

$$\alpha^2 + \alpha \left( 1 + \frac{JZ\Omega^2}{EI(k - \mu \Omega^2)} \right) + \frac{Z^2}{EI(k - \mu \Omega^2)} = 0$$

Oplossing hiervan voor gegeven  $\Omega$  geeft twee waarden voor  $\alpha$ , en dus vier waarden voor  $s$ .

In verband met de stralingsvoorwaarden (reguliere oplossingen voor  $x$  oneindig groot) worden hiervan slechts de oplossingen met negatief reëel deel gebruikt. De algemene oplossing is:

$$(3.3.1) \quad \begin{bmatrix} W_a^F \\ W_b^F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 e^{s_1 x} + A_2 e^{s_2 x} + V_a^F(x; \Omega) \\ \alpha_1 A_1 e^{s_1 x} + \alpha_2 A_2 e^{s_2 x} + V_b^F(x; \Omega) \end{bmatrix}$$

Hierin zijn  $V_a$  en  $V_b$  de getransformeerde oplossingen voor het vrije veld, dus bekende functies die bij gegeven  $\Omega$  een te berekenen waarde aannemen. Na oplossing voor  $A_1$  en  $A_2$  als functie van  $\Omega$  kunnen de momenten en dwarskrachten berekend worden. Belangrijk zijn deze grootheden met name bij het starre punt  $x = 0$ ; hiervoor wordt gevonden:

$$M(0) = -EI \frac{\partial^2 W_b^F(0)}{\partial x^2} = -EI \left[ \alpha_1 s_1^2 A_1 + \alpha_2 s_2^2 A_2 + \frac{\partial^2 V_b^F(0)}{\partial x^2} \right]$$

$$D(0) = Z \frac{\partial W_a^F(0)}{\partial x} = Z \left[ s_1 A_1 + s_2 A_2 + \frac{\partial V_a^F(0)}{\partial x} \right]$$

Deze vergelijkingen kunnen zonder bijzondere problemen met een FFT worden terug getransformeerd naar het tijdsdomein.

### 3.2.3. Bepaling van de integratieconstanten voor een starre inklemming in $x = 0$

De randvoorwaarden voor de Fourier getransformeerde zijn:

$$W_a^F + W_b^F = 0$$

$$\frac{dW_b^F}{dx} = 0$$

Invullen in de algemene oplossing (3.3.1) geeft:

$$(1 + \alpha_1)A_1 + (1 + \alpha_2)A_2 = -V_a^F(0) - V_b^F(0) = F(\Omega)$$

$$\alpha_1 s_1 A_1 + \alpha_2 s_2 A_2 = -\frac{\partial V_b^F(0)}{\partial x} = G(\Omega)$$

met als oplossing:

$$A_1 = \frac{\alpha_2 s_2 F - (1 + \alpha_2)G}{(1 + \alpha_1)\alpha_2 s_2 - (1 + \alpha_2)\alpha_1 s_1}$$

$$A_2 = \frac{-\alpha_1 s_1 F + (1 + \alpha_1)G}{(1 + \alpha_1)\alpha_2 s_2 - (1 + \alpha_2)\alpha_1 s_1}$$

### 3.2.4. Bepaling van de integratieconstanten voor een scharnier in $x=0$

De randvoorwaarden voor de Fourier getransformeerde zijn:

$$W_a^F + W_b^F = 0$$

$$M^F = 0$$

Invullen van de randvoorwaarden geeft:

$$(1 + \alpha_1)A_1 + (1 + \alpha_2)A_2 = -V_a^F(0) - V_b^F(0) = F(\Omega)$$

$$\alpha_1 s_1^2 A_1 + \alpha_2 s_2^2 A_2 = -\frac{\partial^2 V_b^F(0)}{\partial x^2} = H(\Omega)$$

met als oplossing:

$$A_1 = \frac{\alpha_2 s_2^2 F - (1 + \alpha_2) H}{(1 + \alpha_1) \alpha_2 s_2^2 - (1 + \alpha_2) \alpha_1 s_1^2}$$

$$A_2 = \frac{-\alpha_1 s_1^2 F + (1 + \alpha_1) H}{(1 + \alpha_1) \alpha_2 s_2^2 - (1 + \alpha_2) \alpha_1 s_1^2}$$

### 3.3. Wringing

Het wringingprobleem is veel eenvoudiger dan het buigprobleem, en wordt daarom wat sneller behandeld. De differentiaalvergelijking voor het homogene probleem is:

$$\phi'' - \frac{k_w}{GI_w} \phi - \frac{\rho I_p}{GI_w} \ddot{\phi} = 0$$

Na Fouriertransformatie wordt dit:

$$\phi'' - \frac{k_w - \rho I_p \Omega^2}{GI_w} \phi = 0$$

met als oplossing:

$$\phi(\Omega) = A e^{-x \sqrt{\frac{k_w - \rho I_p \Omega^2}{GI_w}}}$$

De algemene oplossing is dus (met  $V_w$  de rotatie t.g.v. wringing in het vrije veld):

$$\phi(x; \Omega) = A e^{-x \sqrt{\frac{k_w - \rho I_p \Omega^2}{GI_w}}} + V_w^F(x; \Omega)$$

en de oplossing voor de randvoorwaarde van een inklemming op wringing is:

$$\phi(x; \Omega) = V_w^F(x; \Omega) - V_w^F(0; \Omega) e^{-x \sqrt{\frac{k_w - \rho I_p \Omega^2}{GI_w}}}$$

Het gezochte wringmoment bij de inklemming is:

$$M_w(0; \Omega) = GI_w \left[ \frac{dV_w^F(0; \Omega)}{dx} + V_w^F(0; \Omega) \sqrt{\frac{k_w - \rho I_p \Omega^2}{GI_w}} \right]$$

## 4. Parameters

### 4.1. Grondparameters

#### 4.1.1. Inleiding

In deze paragraaf worden de volgende onderwerpen behandeld:

- de grondparameters waarvan is uitgegaan;
- de dynamische beddingcoëfficiënt voor verticale verplaatsingen;
- de dynamische beddingcoëfficiënt voor rotatie langs de tunnelas;
- de frequentieafhankelijkheid van de beddingcoëfficiënten.

De ondergrond is in dit onderzoek als een elastische bedding gemodelleerd. De dynamische beddingcoëfficiënt voor verticale verschuivingen is oorspronkelijk door GD bepaald [ 11 ]; de waarden zijn voor deze rapportage herberekend in verband met een verbetering van de parameterset in maart 2000 [ 10 ], en met dynamische proeven die eveneens in het voorjaar 2000 zijn uitgevoerd.

Verder wordt hier een tangentiële beddingcoëfficiënt afgeleid voor rotaties langs de as van de tunnel, uitgaande van dezelfde modellering. Deze is nodig omdat de tunnel tweesporig is en dus excentrisch belast wordt.

In al deze gevallen wordt de ondergrond nog steeds geschematiseerd als een eenvoudige, uitgesmeerd soort veer, dus als een element dat zelf geen dynamica bezit. Ook de omringende grond zal echter bij treinpassages bewegingen gaan uitvoeren, waarbij massa-traagheidskrachten een rol (kunnen) gaan spelen. Zo zal het meetrillen van de grond zich (kunnen) manifesteren door een "meettrillende massa". Daarnaast gaat energie verloren door van de tunnel weglopende golven, hetgeen tot een soort demping leidt. In zeer extreme gevallen kunnen zelfs resonanties ontstaan door de gelaagdheid van de grond (aanslaan van eigenfrequenties die tussen het maaiveld c.q. de tunnel en een harde grondlaag passen). Al deze fenomenen – cryptisch aangeduid als de frequentieafhankelijkheid van de ondergrond - worden volledig genegeerd indien de grond als een simpele Winkler veer (beddingcoëfficiënt) wordt gemodelleerd. Daarom is onderzoek verricht naar de dynamische respons van de ruimte waarin de tunnel is ingebed. Voor de invloed van deze effecten op de respons van de tunnel wordt verwezen naar hoofdstuk 5, waarin de resultaten in een aantal berekeningen zijn verwerkt.

#### 4.1.2. Grondeigenschappen

Voor de bepaling van de dynamische beddingcoëfficiënt zijn de onderstaande grondparameters gehanteerd.

Hierbij moet onderscheid gemaakt worden tussen de oorspronkelijke parameterset van november 1998, een aangepaste parameterset van maart 2000, en de waarden uit de VSP proeven van voorjaar 2000. Om vergelijkbare getallen te verkrijgen zijn de waarden voor  $E_{\text{oed, stat}}$  van de VSP proeven teruggerekend uit de gemeten dynamische  $G$  - modulus volgens  $E_{\text{oed, dyn}} = 5E_{\text{oed, stat}} = 2 \times G_{\text{dyn}} \Rightarrow E_{\text{oed, stat}} = 0,4 \times G_{\text{dyn}}$

De "dynamische"  $E_{\text{oed}}$  wordt conform aanbeveling van GD [ 11 ] uit de "statische" berekend door laatstgenoemde met 5 te vermenigvuldigen.

Code	$E_{oed, stat}$ 05.11.98	$E_{oed, stat}$ 08.03.00	$E_{oed, stat}$ VSP	$\rho$	$\nu$	Grondsoort
OB	0,3	0,3	0,3	1550	0.40	Hoofdzakelijk klei
OC	3	0,1	0,1	1050	0.49	Hoofdzakelijk veen
13	0,5	0,5	0,5	1600	0.40	Klei, zandig
14	33	42,1	32	2040	0.40	Zand, matig grof, siltig
4	0,1	0,1	1,2	1070	0.49	Veen
6	0,36	0,36	5,6	1460	0.40	Klei, siltig
7	0,65	0,65	1,6	1720	0.40	Klei, siltig tot sterk siltig
8	28	35	35	1900	0.40	Zand, matig grof, siltig
8A	4,5	4,5	4,5	1880	0.40	Zand, kleilig
9	12	1,2	8,4	1090	0.49	Basisveen
22	47	59,7	60,8	2010	0.40	Zand, matig fijn, siltig
34	64	72,2	75,6	2040	0.40	Zand, uiterst grof, fijn grindig
38	52	77	58,8	2010	0.40	Zand, matig grof, siltig
38A	26	36	61,6	1960	0.40	Klei, sterk siltig, zandlaagjes
38B	52	61,9	82,4	2010	0.40	Zand, matig grof, siltig
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]	

#### 4.1.3. Beddingcoëfficiënt voor verticale verplaatsingen

In de bijlage VII is de beddingcoëfficiënt voor verticale verplaatsing berekend, uitgaande van de formule van Duddeck. Verkregen wordt de formule:

$$(4.1.1) \quad K_{vert} \equiv \frac{V}{u} = \int_0^{2\pi} E_{oed}(\theta) d\theta$$

De z.g. oedometermodulus (Steifemodul)  $E_{oed}$  is de stijfheid gemeten bij verhinderde zijdelingse expansie van een monster. De relatie met de klassieke E - modulus is als volgt:

$$(4.1.2) \quad E_{oed} = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E$$

Uitwerking van (4.1.1.) leidt tot de in onderstaande tabel samengevatte waarden (zie de numerieke uitwerkingen in bijlage IX, die zijn gebaseerd op de memo [ 11 ]).

Kilometrering	Parameters van 05.11.98	Parameters van 08.03.00	Parameters uit VSP proeven	
22.50 (eindschacht)	1307	1574	1614	MN / m <sup>2</sup>
23.90	1560	1839	1940	MN / m <sup>2</sup>
24.45	1612	1878	1978	MN / m <sup>2</sup>
28.35	1426	1734	2090	MN / m <sup>2</sup>
29.40	1360	1702	1729	MN / m <sup>2</sup>
29.70 (startschacht)	1110	1299	1330	MN / m <sup>2</sup>



Hierbij plaatsen wij nog de volgende kanttekeningen:

- Voor de dynamische moduli is de "statische"E, - die voor relatief grote rekken geldt - met een factor 5 vergroot om de "dynamische" waarde (geldig voor kleine rekken) te verkrijgen.
- De direct uit de VSP proeven verkregen dynamische waarden zijn inderdaad volledig vergelijkbaar met de waarden verkregen uit de parameterset van 08.03.00, vergroot met een factor 5.
- Een uitzondering hierop wordt gevormd door de waarden voor km 28.35, waar een aanzienlijke vergroting wordt geconstateerd. De tunnel ligt hier deels in de laag van Kedichem, en uit de VSP proeven volgden waarden die volledig met zand vergelijkbaar zijn.
- De laagste waarden worden gevonden ter hoogte van de startschacht; dit is hoofdzakelijk terug te voeren op de hoge ligging van de tunnel op deze locatie;

#### 4.1.4. Beddingcoëfficiënt voor rotaties om de tunnelas

Omdat de tunnel bij treinpassages excentrisch wordt belast - behalve bij kruisende treinen - is naast een verticale beddingcoëfficiënt ook een tangentiële coëfficiënt nodig. Hiervoor wordt de theorie gebruikt van de schijf in vlakke rektoestand. De uitwerking is opgenomen in bijlage VIII. Het volgende resultaat wordt verkregen:

$$(4.1.3) \quad K_{\tan} \equiv \frac{M}{\phi} = R^2 K_{\text{vert}}$$

De waarden zijn in onderstaande tabel samengevat.

Kilometrering	Parameters van 05.11.98	Parameters van 08.03.00	Parameters uit VSP proeven	
22.50 (eindschacht)	70600	85000	87200	MNm / m / rad
23.90	84300	99300	105000	MNm / m / rad
24.45	87100	101000	107000	MNm / m / rad
28.35	77000	93700	113000	MNm / m / rad
29.40	73500	92000	93400	MNm / m / rad
29.70 (startschacht)	59900	70200	71800	MNm / m / rad

Hierbij is de straal R ten opzichte van de buitenkant Tübbing met 10 cm vergroot, in verband de omringende groutlaag, dus R = 7,35 m.

#### 4.1.5. Dynamische effecten in de ondergrond

Zoals in de inleiding tot deze paragraaf beschreven is door massastraagheid van het grondmassief waarin de tunnel is ingebed het gedrag van de fundering (beddingcoëfficiënt) frequentieafhankelijk. Om dit te onderzoeken zijn een aantal FE berekeningen gemaakt, waarbij de respons van 2D heel- en halfruimten met toenemende complexiteit onder stootbelasting is bepaald. Voor een gedetailleerde beschrijving van de schematisering en de gebruikte parameters wordt verwezen naar bijlage VI. De berekeningen zijn gemaakt met het programma LS - DYNA. Dit programma is ontworpen voor maximale rekensnelheid en gebruikt een expliciet tijdsintegratie algoritme. Om deze reden is gerekend in het tijddomein, en zijn daarna de resultaten naar het frequentiedomein getransformeerd. Berekeningen in frequentie- en tijddomein

zijn overigens bij lineaire problemen volledig equivalent. Gerekend is aan een plane strain model. De zijranden liggen ca. 60 m van de tunnelas verwijderd, en de onderkant ca 100 m onder maaiveld. Vanaf hier ligt een stelsel dempingslagen dat de golven vrijwel zonder reflecties absorbeert. De buitenste dempingslaag is opgelegd. De pulsduur bedroeg 0,01 seconde, en de totale tijdsduur van de berekening 10 seconden. Er is rekening gehouden met het feit dat met een reële puls en niet met een theoretische Dirac puls (waarin alle frequenties tot en met oneindig hoge voorkomen) is gerekend, door de overdrachtsfunctie te bepalen uit:

$$(4.1.4) \quad H(\Omega) = \frac{\text{Fouriertransformatie van verplaatsing (output)}}{\text{Fouriertransformatie van stoot (input)}}$$

en door ervoor te zorgen dat frequenties tot ca. 25 Hz nog goed vertegenwoordigd waren in de pulsfunctie. Deze frequenties konden nog goed door de FE Mesh beschreven worden, i.e. de respons is binnen het relevante frequentiegebied niet vervuild door discretisatiefouten.

Allereerst is de respons (verplaatsing) ter plekke van de stootbelasting bepaald voor een homogene ruimte, waarbij de gemiddelde eigenschappen van het pleistocene zand (lagen 22 en 34) zijn gebruikt:  $G = 120 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,40$ ,  $\rho = 2000 \text{ kg / m}^3$ .

Vervolgens is de respons achtereenvolgens bepaald voor:

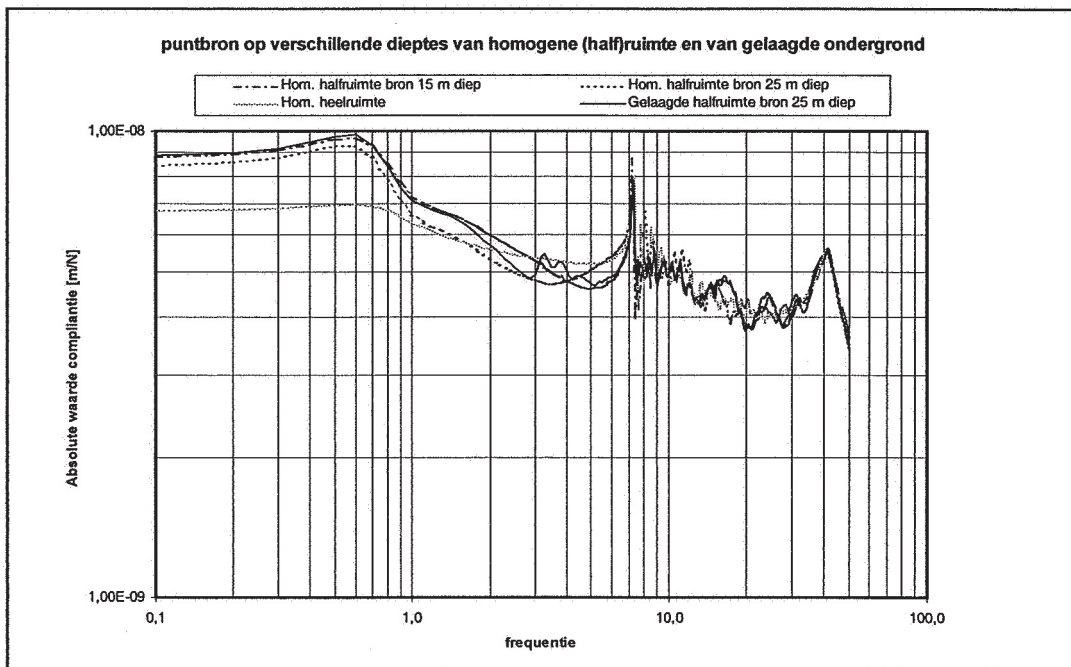
- een homogene halfruimte met een puntbron op 25 m diepte;
- een homogene halfruimte met een puntbron op 15 m diepte (overeenkomstig de ligging van de tunnel ten opzichte van de horizon van het pleistocene zand, i.e. de invloed van de holocene lagen is in deze berekening verwaarloosd);
- een gelaagde halfruimte met een puntbron op 25 m diepte (overeenkomstig de ligging van de tunnel ten opzichte van het maaiveld, en daarmee ca 15 meter onder de horizon van het pleistocene zand; in deze berekening is de grondopbouw dus volledig gemodelleerd).

Aansluitend zijn berekeningen gemaakt met een puntmassa ter plaatse van het aangrijpingspunt van de stootbelasting.

De onderstaande tabel vat de karakteristieken van de gemaakte berekeningen samen.

Geval	Ruimte	Diepte bron	Puntmassa
Ia	Homogeen oneindig	n.v.t.	Geen
Ib	Homogene halfruimte	25 m	Geen
Ic	Homogene halfruimte	15 m	Geen
Id	Gelaagde halfruimte	25 m	Geen
IIa	Homogeen oneindig	n.v.t.	Tunnelmassa
IIb	Gelaagde halfruimte	25 m	Tunnelmassa

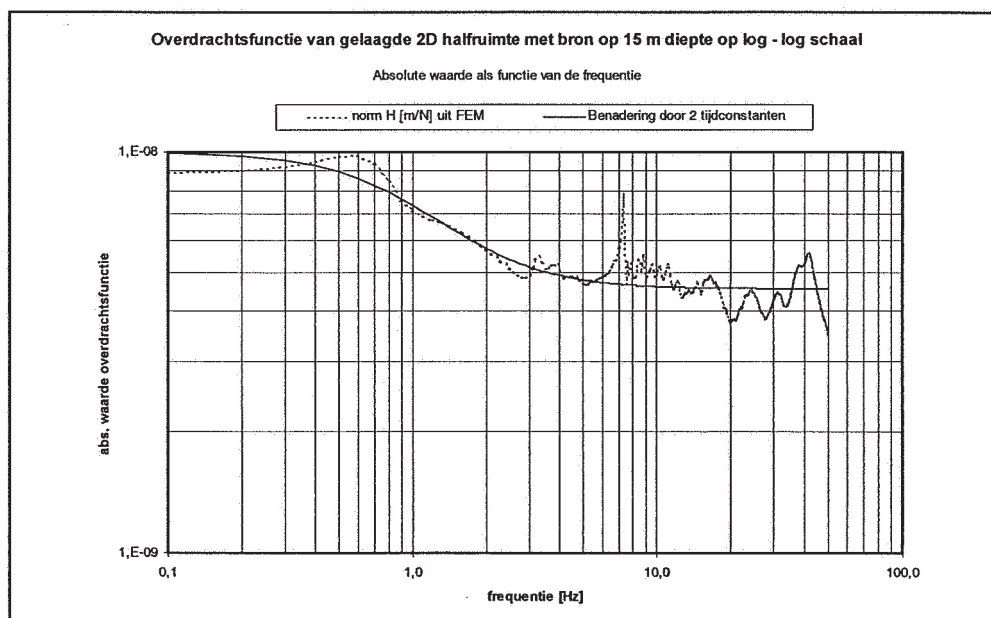
De absolute waarden van de responsie van de berekeningen zonder massa (gevallen Ia - Id) verschilt slechts weinig, zoals de volgende figuur laat zien.



Logischerwijze is de stijfheid van de heelruimte wat groter, maar verdere verschillen zijn niet te constateren. De overdrachtsfunctie van de gelaagde halfruimte is gefit met de vergelijking voor een systeem met twee tijdconstanten:

$$(4.1.5) \quad H(\Omega) = \frac{ue^{i\Omega t}}{Fe^{i\Omega t}} = \frac{1}{k_0} \frac{1 + j\Omega\tau_2}{1 + j\Omega(\tau_1 + \tau_2)}$$

Gevonden zijn de waarden  $k_0 = 1,00 \cdot 10^8$  [N/m],  $\tau_1 = 0,102$  [s] en  $\tau_2 = 0,085$  [s]

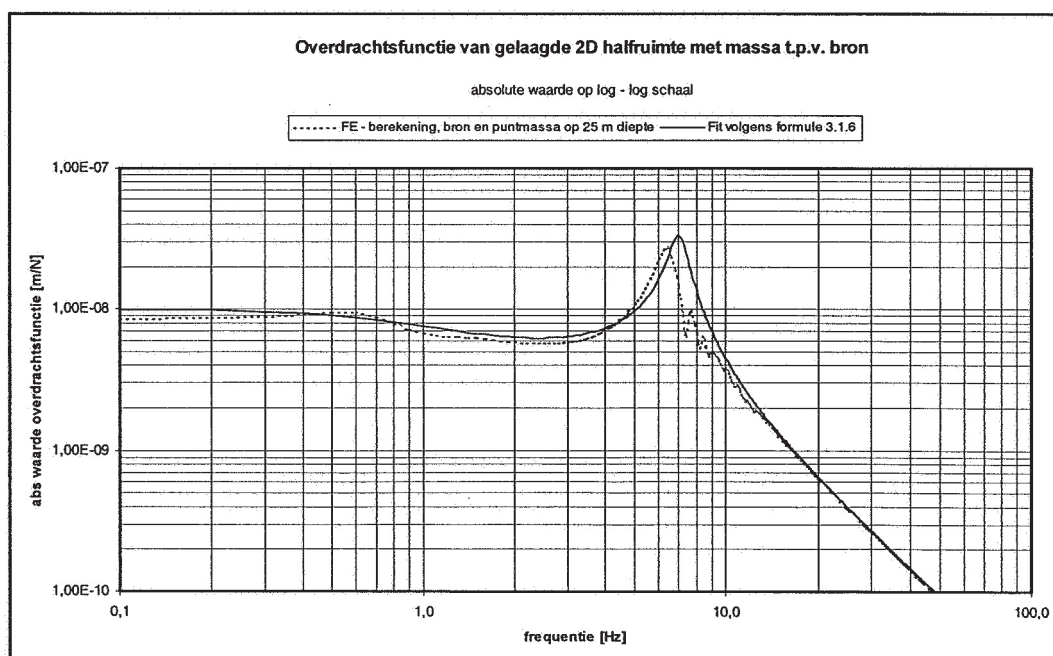
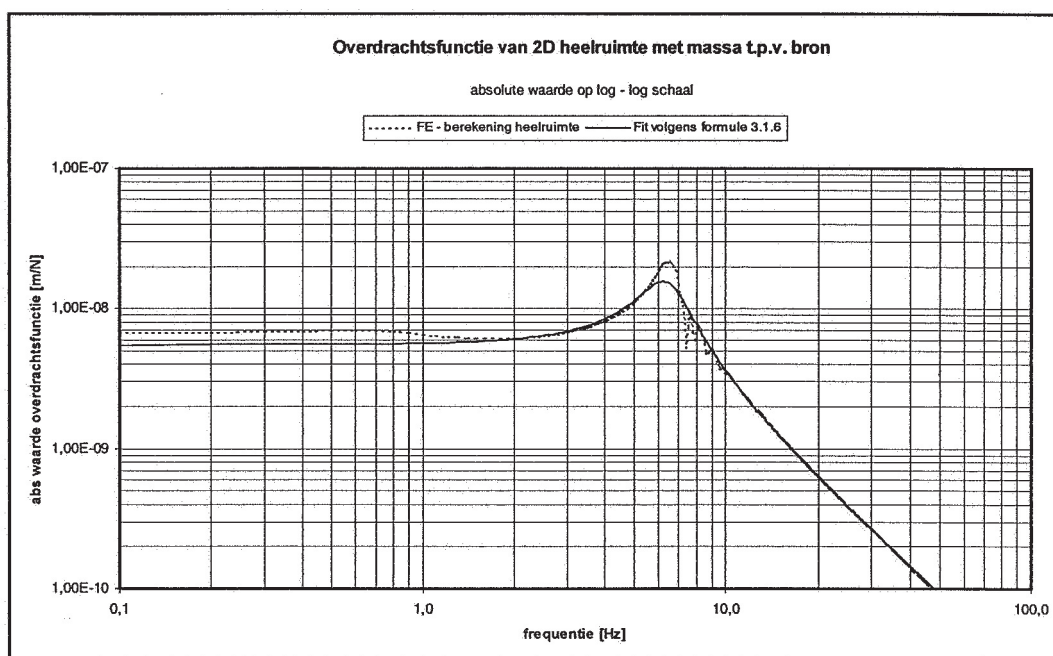




Het tweede onderzochte probleem, waarbij een massa is toegevoegd ter plaatse van de belasting, kan goed op dezelfde wijze beschreven worden. De overdracht wordt nu gegeven door:

$$(4.1.6) \quad H(\Omega) = \frac{ue^{i\Omega t}}{Fe^{i\Omega t}} = \frac{1}{k(\Omega) - m\Omega^2}$$

In de onderstaande grafieken worden de resultaten uit FE - berekeningen vergeleken met die berekend uit (4.1.5) en (4.1.6), met dezelfde parameters  $k_0 = 1,00 \cdot 10^8$  [N/m],  $\tau_1 = 0,102$  [s] en  $\tau_2 = 0,085$  [s], en de massa conform de in de FE berekening ingevoerde waarde van 111170 [kg / m]. De bovenste grafiek betreft een homogene heelruimte, de onderste een gelaagde halfruimte met bron en massa op 25 m diepte.



Geconcludeerd wordt, dat de frequentieafhankelijkheid van de respons van de fundering op zinvolle wijze door een tweetal tijdconstante kan worden beschreven. Er is blijkbaar geen sprake is van een z.g. meetrillende massa van de ondergrond.

Eén correctie is nog noodzakelijk. Door de schematisering met een puntbron zijn de veerstijfheden te laag (de verplaatsing direct onder een puntlast is groot). De waarde voor de beddingcoëfficiënt  $k_0$  uit de FEM – berekeningen is hierdoor lager dan die uit de berekeningen volgens Duddeck. Bovendien zijn deze laatste aanzienlijk hoger door de (algemeen gebruikelijke) verwaarlozing van een factor  $(1-2\nu)/(1-\nu)$ , als besproken in de bijlagen. De resultaten zijn daarom geschaald door  $k_0$  te vervangen door de beddingcoëfficiënten uit de paragrafen 4.1.3 en 4.1.4.

#### 4.1.6. Samenvatting

De ondergrond kan beschreven worden met een beddingcoëfficiënt die als volgt is gedefinieerd:

$$(4.1.7) \quad k(\Omega) = k_0 \frac{1 + j\Omega(\tau_1 + \tau_2)}{1 + j\Omega\tau_2}$$

met:

$$\tau_1 = 0,102 \text{ [s]}$$

$$\tau_2 = 0,085 \text{ [s]}$$

$k_0$  is aangegeven in de tabellen in de paragrafen 4.1.3 en 4.1.4.

## 4.2. Liggerparameters

### 4.2.1. Globale parameters

De tunnelgeometrie is gegeven in de bijlage III. Hieruit zijn de onderstaande liggerparameters bepaald, uitgaande van een continue tunnelwand (zie bijlage V):

<i>Geometrische gegevens</i>		
Buitendiameter (excl. Groutlaag)	14.50	m
Binnendiameter	13.30	m
Wanddikte	0.60	m
Oppervlakte tunnelbuis (zonder inlay)	26.20	m <sup>2</sup>
Buigtraagheidsmoment zonder inlay	634	m <sup>4</sup>
Buigtraagheidsmoment met inlay	790	m <sup>4</sup>
Wringtraagheidsmoment	1268	m <sup>4</sup>
Afmetingen contactvlakken	0.40 x 1.15	m
Aantal contactvlakken	19	
Afmetingen betonelementen	4.34 x 2.00	m

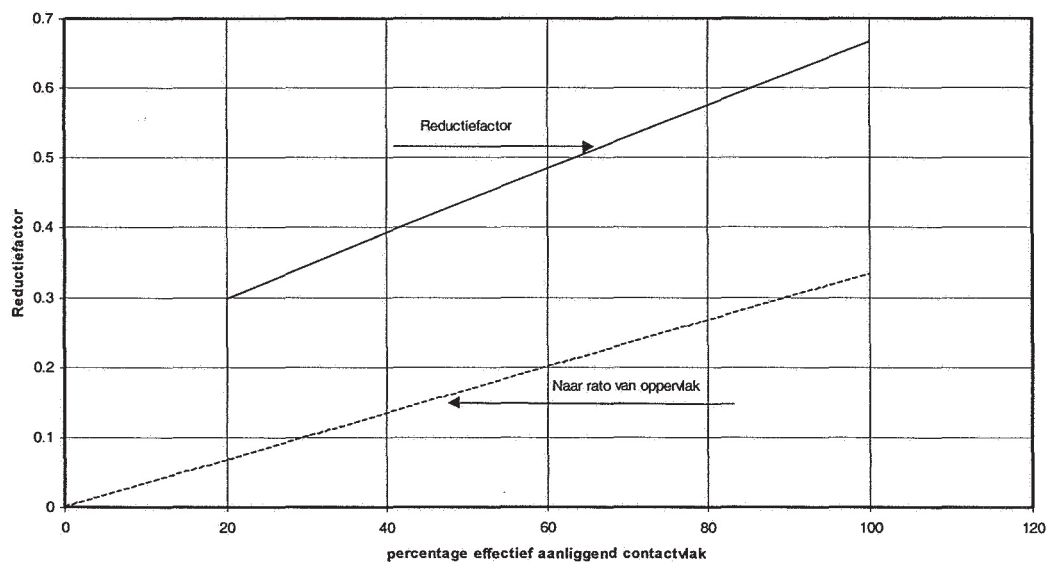
<i>Mechanische gegevens</i>		
E	$35000 \cdot 10^6$	N/m <sup>2</sup>
G	$14500 \cdot 10^6$	N/m <sup>2</sup>
v	0.20	-
$\eta_{\text{afschuiving}}$	0.50	-
$\rho_{\text{beton}}$	2500	Kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{\text{gestab. Zand}}$	2000	Kg/m <sup>3</sup>
$EI_{\text{buig, incl. inlay}}$	$27.60 \cdot 10^{12}$	Nm <sup>2</sup>
$GI_{\text{wring}}$	$18.40 \cdot 10^{12}$	Nm <sup>2</sup>
$\eta GA_{\text{excl inlay}}$	$190 \cdot 10^9$	N
$\mu$ – zonder inlay	$6.55 \cdot 10^4$	Kg/m
$\mu$ – met inlay	$1.28 \cdot 10^5$	Kg/m
$\rho I$ (massa traagheid doorsnede)	$1.58 \cdot 10^6$	Kgm
$\rho I_p$ (polaire massatraagheid)	$3.16 \cdot 10^6$	Kgm

#### 4.2.2. Invloed van de contactvlakken

De betonnen segmenten oefenen uitsluitend kracht op elkaar uit op de contactvlakken, die 1/3 van het oppervlak van de langdoorsnede beslaan. Hierdoor wordt de stijfheid van de tunnel gereduceerd. Omdat door plaatsingstoleranties niet alle contactvlakken volledig zullen aanliggen is ook de invloed van de grootte van deze vlakken bestudeerd. Het effect wordt rekenkundig verwerkt door de liggerparameters  $EI_b$ ,  $\eta GA$  en  $GI_w$  aan te passen en een parameterstudie uit te voeren.

#### Buigstijfheid

De invloed van de contactvlakken op de longitudinale vervormingen (langskrachten, buiging) is bestudeerd door een reeks betonsegmenten in serie te berekenen met de FE – methode, en de grootte van de contactvlakken te variëren van 20 tot 100%. De hieruit bepaalde vervormingen zijn omgerekend naar een schijnbare reductie van de E- modulus en in onderstaande figuur weergegeven. De reductie is beduidend minder dan uit de verhouding van de oppervlakken zou volgen.



Dit wordt veroorzaakt door het uitwaaiëren van de krachten over de doorsnede. Bij volledig aanliggen van de contactvlakken moet met een reductiefactor van 0,67 gerekend worden. Dit daalt tot ca. 0,30 indien slechts 20% van de vlakken aanliggen.

### Afschuifstijfheid

FE – berekeningen hebben aangetoond dat de reductie van de afschuifstijfheid gering is. Daar afschuiving door dwarskracht sowieso steeds gepaard gaat met buiging en laatstgenoemde vervormingen aanzienlijk groter zijn wordt het effect verwaarloosd.

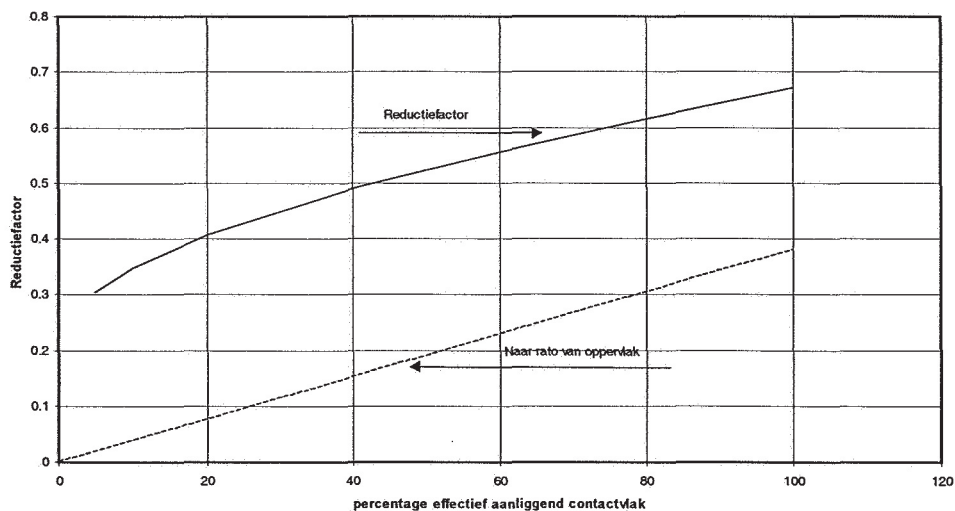
### Wringstijfheid

De reductie van de wringstijfheid door de beperkte contactvlakken is onderzocht in bijlage X. Door de contactvlakken zullen de schuifspanningen gelokaliseerd en vergroot worden, en daarmee de vervormingen. Voor de boortunnel groene hart zijn 19 contactvlakken voorzien en is het oppervlakte van deze slechts 1/3 van het wandoppervlak, zodat de schuifspanningen minimaal driemaal groter worden. Deze factor wordt groter naarmate de elementen slechter tegen elkaar aanliggen.

In onderstaande tabel en figuur zijn de resultaten van de berekeningen weergegeven, waarbij het gedeelte van het oppervlak dat effectief aansluit is gevarieerd tussen 5% en 100%. Ook hier wordt geconstateerd dat de reductie aanzienlijk minder is dan uit een eenvoudige proportionaliteit zou volgen.

Deel contactvlak dat aanligt	Max vergroting verplaatsing	Gemiddelde vergroting verplaatsing	Reductie G – modulus (gemiddeld)
100 %	1,61	1,49	0,67
80%	1,74	1,63	0,62
60%	1,91	1,80	0,56
40%	2,16	2,04	0,49
20%	2,58	2,46	0,41
10%	2,99	2,88	0,35
5%	3,41	3,30	0,30

Schijnbare reductie van G voor wringing, veroorzaakt door de contactvlakken



### Vulmaterialen

De toepassing van vulmateriaal bij slecht aanliggende contactvlakken kan niet worden uitgesloten. Bij toepassing op alle 19 contactvlakken en stijfheden per vulplaat van  $k_N$  (normaalkracht) respectievelijk  $k_T$  (schuifkracht) is de stijfheid van een complete ringvoeg:

$$k_{buig}^{voeg} = \sum_1^{19} k_N R^2 \sin^2(\phi) = 9,5 k_N R^2$$

$$k_{schuif}^{voeg} = \sum_1^{19} k_T \cos^2(\phi) = 9,5 k_T$$

$$k_{wring}^{voeg} = \sum_1^{19} k_T R^2 = 19 k_T R^2$$

Deze stijfheden staan in serie met de eigen stijfheid van de tunnel. De uitgesmeerde equivalente stijfheden zijn dus te berekenen volgens:

$$\frac{1}{EI_{eq}} = \frac{1}{EI} + \frac{1}{9,5 k_N R^2 L}$$

$$\frac{1}{\eta GA_{eq}} = \frac{1}{\eta GA} + \frac{1}{9,5 k_T L}$$

$$\frac{1}{GI_{w,eq}} = \frac{1}{GI_w} + \frac{1}{19 k_T R^2 L}$$

met L de lengte van een betonsegment. Om globaal de gedachten te bepalen wordt uitgegaan van een elastomeer (Neopreen) van 3 mm dikte. Bij afmetingen van 0,40 x 1,15 m worden de deformaties sterk belemmerd. Er geldt:

$$E_{ideel} \approx 0,65 G \left( \frac{a}{t} \right)^2 = 0,65 * 1,0 * \left( \frac{400}{3} \right)^2 = 11500 MPa$$

$$k_N = \frac{11500 \cdot 10^6 * 0,40 * 1,15}{3 \cdot 10^{-3}} = 1,75 \cdot 10^{12} N/m$$

$$k_T = \frac{GA}{t} = \frac{1,0 \cdot 10^6 * 0,4 * 1,15}{3 \cdot 10^{-3}} = 1,50 \cdot 10^8 N/m$$

De equivalente doorsnede grootheden worden daarmee – tevens gebruik makend van de eerder bepaalde reducties in verband met de afmetingen van de contactvlakken:

$$\frac{1}{EI_{eq}} = \frac{1}{\frac{2}{3} 27,60 \cdot 10^{12}} + \frac{1}{9,5 * 1,75 \cdot 10^{12} * 6,95^2 * 2} \Rightarrow EI_{eq} = 18 \cdot 10^{12} Nm^2$$

$$\frac{1}{\eta GA_{eq}} = \frac{1}{190 \cdot 10^9} + \frac{1}{9,5 * 1,50 \cdot 10^8 * 2} \Rightarrow \eta GA_{eq} = 28 \cdot 10^8 N$$

$$\frac{1}{GI_{w,eq}} = \frac{1}{\frac{2}{3} 18,40 \cdot 10^{12}} + \frac{1}{19 * 1,50 \cdot 10^8 * 6,95^2 * 2} \Rightarrow GI_{w,eq} = 27 \cdot 10^{10} Nm^2$$

Hieruit blijkt dat de stijfheden voor afschuiving en wringing sterk gereduceerd worden, terwijl de buigstijfheid nauwelijks wordt beïnvloed. De gevolgen hiervan worden in hoofdstuk 5 nader beschouwd.

#### **4.3. Treingegevens, ontwerpsnelheid**

De treingegevens (aslasten) zijn ontleend aan HSL richtlijn 600<sup>E</sup> d.d. 29 oktober 1999 (type Thalys 2).

De ontwerpsnelheid bedraagt 300 km /h plus 20% veiligheidsmarge, d.w.z. 100 m/s



## 5. Numerieke uitwerking voor het vrije veld

### 5.1. Kritieke snelheden

Voor de berekening is uitgegaan van drie extreme situaties voor de contactvlakken van de betonsegmenten, en twee uitersten voor de ondergrond.

Beschouwd zijn:

- 100% contact tussen de segmenten,
- 20% contact tussen de elementen, en
- Tussenlaag van elastomeer
- Grondeigenschappen overeenkomend met km 29.7 (lage beddingcoëfficiënt)
- Dito, overeenkomend met km 22,8 (hoge beddingcoëfficiënt)

De bijbehorende parameters voor de in totaal 6 gevallen zijn in de tabel samengevat.

Contactvlak	100%	20%	neopr	100%	20%	neopr	
Km	Km 29.7	km 29.7	km 29.7	km 28.35	km 28.35	km 28.35	
$\mu$	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	$\cdot 10^5$ Kg/m
$\rho I_b$	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	$\cdot 10^6$ Kgm
$\tau_1$	0,102	0,102	0,102	0,102	0,102	0,102	$\cdot 10^0$ s.
$\tau_2$	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	0,085	$\cdot 10^0$ s.
$EI_{buijg}$	18,4	8,30	18,0	18,4	8,30	18,0	$\cdot 10^{12}$ Nm <sup>2</sup>
$GI_w$	12,3	7,40	0,27	12,3	7,40	0,27	$\cdot 10^{12}$ Nm <sup>2</sup>
$\eta GA$	19,0	19,0	0,28	19,0	19,0	0,28	$\cdot 10^{10}$ N
$k_{vert}$	1110	1110	1110	2090	2090	2090	$\cdot 10^6$ N/m <sup>2</sup>
$k_{tan}$	600	600	600	1130	1130	1130	$\cdot 10^8$ Nm/m
$\rho I_p$	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	$\cdot 10^6$ Kgm

De met deze parameters berekende kritieke snelheden zijn onderstaand samengevat.

Contactvlak	100%	20%	neopr	100%	20%	Neopr	Modus
Km	Km 29.7	km 29.7	km 29.7	km 28.35	km 28.35	km 28.35	
Kritieke snelheden							
$C_1$	1147	1076	148	1147	1076	148	Afschuiving
$C_2$	916	615	7466	1257	845	10245	Buiging + afschuiving
$C_3$	1126	987	Nvt	1143	1055	Nvt	Buiging
$C_4$	1970	1530	292	1970	1530	292	Torsie
Minimum	916	615	148	1143	845	148	

De afstand van de ontwerpsnelheid van 100 m/s tot de kritieke snelheden dreigt alleen onvoldoende te worden indien het hier beschouwde elastomeer met  $G = 1$  Mpa en 3 mm dikte wordt gebruikt als vulmateriaal voor de contactvlakken. *Bij toepassing van vulmaterialen is dus steeds voorzichtigheid geboden.* Indien geen vulmateriaal toegepast

wordt zijn de kritieke snelheden steeds ruimschoots voldoende, ook bij slecht aanliggende beton segmenten. Geconcludeerd wordt dat de volgende twee situaties maatgevend zijn:

- Lage beddingcoëfficiënt, krachtoverdracht over 20% van de contactvlakken
- Lage beddingcoëfficiënt, vulmateriaal toegepast bij de contactvlakken

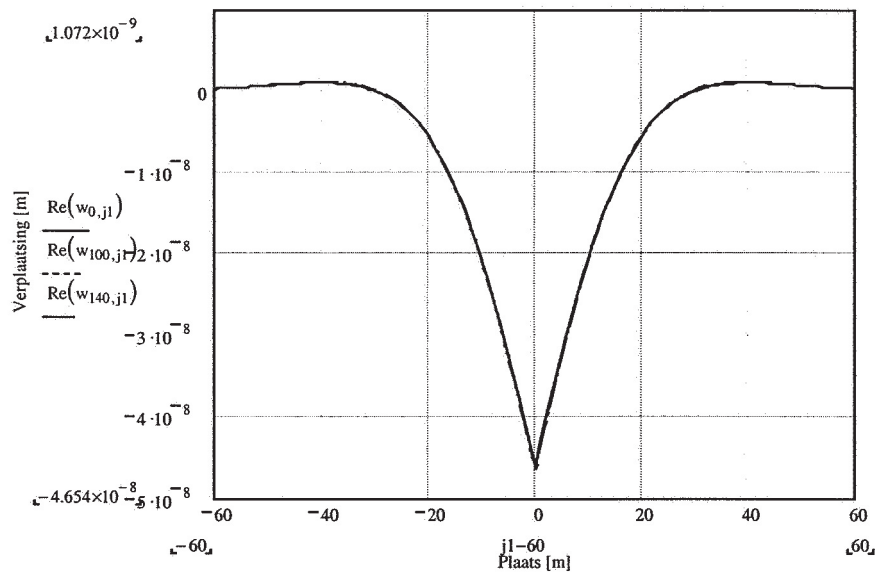
Nota bene: naast de hier berekende kritieke snelheden zijn er ook kritieke snelheden in de ondergrond zelf, welke bij slechte grondslag – hier niet aan de orde – kleiner kunnen worden dan de treinsnelheid. In dat geval kan instabiliteit van de ondergrond optreden (z.g. “boeggolfprobleem”).

## 5.2. Basisoplossingen voor één eenheidspuntlast

Om de meest belangrijke karakteristieken van de oplossingen te beschrijven wordt in deze paragraaf eerst de respons voor een enkele rijdende eenheidspuntlast van 1 [kN] nader beschouwd. In de hierna gepresenteerde figuren wordt een met de trein meebewegende x - as (“plaats”) gebruikt, i.e. de figuren stellen het stationaire vervormingspatroon enz. voor, dat zich met een snelheid  $c$  met de trein voortplant.

### 5.2.1. Oplossingen voor centrische belasting

In onderstaande figuur is de respons voor één puntlast van 1 kN weergegeven voor de snelheden 0, 100 en 140 m / s. De respons is berekend voor betonnen contactvlakken; van deze vlakken is aangenomen dat 20% daadwerkelijk kracht overdraagt.

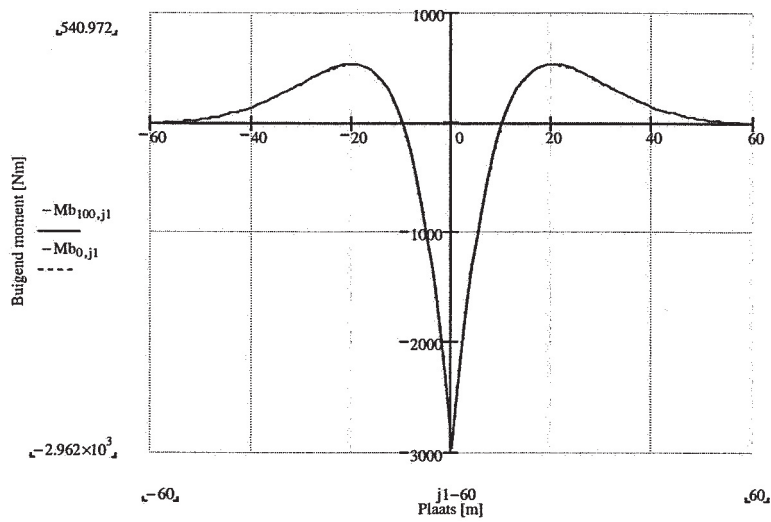


Verplaatsingen t.g.v. eenheidslast

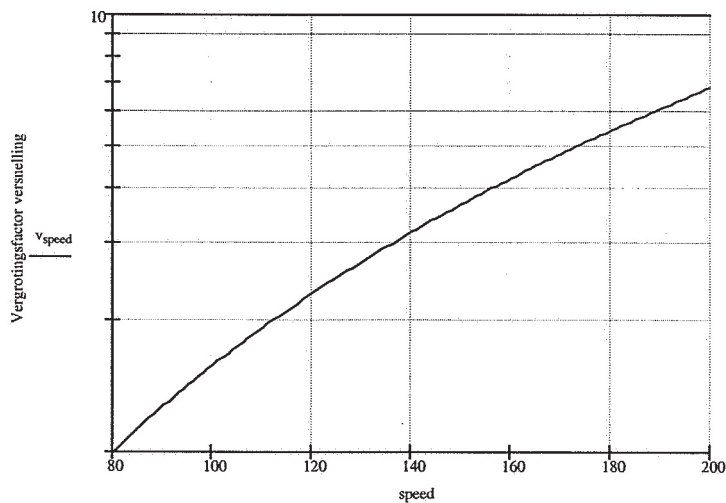
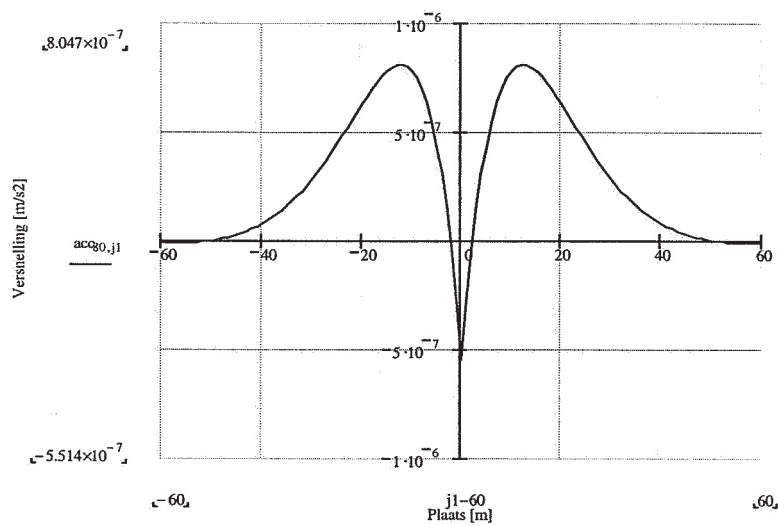
De krommen vallen vrijwel samen; de kritieke snelheid is dusdanig hoog dat traagheidseffecten bij reële snelheden verwaarloosbaar zijn, ondanks de aangenomen relatief slechte aansluiting tussen de betonsegmenten.

Een zelfde beeld vertonen de buigende momenten, die op de volgende pagina zijn weergegeven. Ook hier is de vergroting zonder meer verwaarloosbaar.





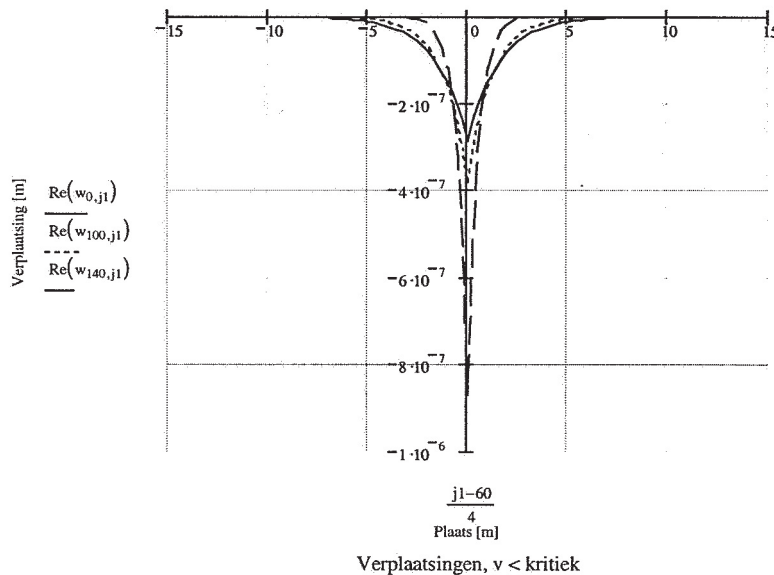
Tenslotte zijn de versnellingen *op een gegeven punt van de baan* weergegeven. De figuren geven de versnellingen bij 80 m/s weer, en de vergroting ten opzichte van deze waarde bij snelheden hierboven.



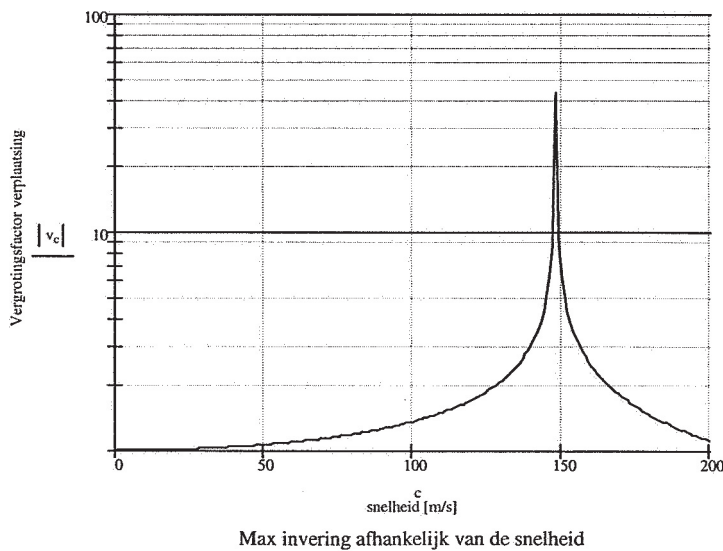
Bij de hier gevonden lage waarden van de versnellingen moet wel bedacht worden, dat deze door onregelmatigheden van de spoorstaaflijging, slijtage enz. in de praktijk aanzienlijk groter zullen zijn. De enig juiste conclusie die uit deze grafieken getrokken kan worden, is dat de vergroting van de versnellingen door vervorming van tunnel en ondergrond tijdens een treinpassage gering is.

### 5.2.2. De invloed van het voegmateriaal

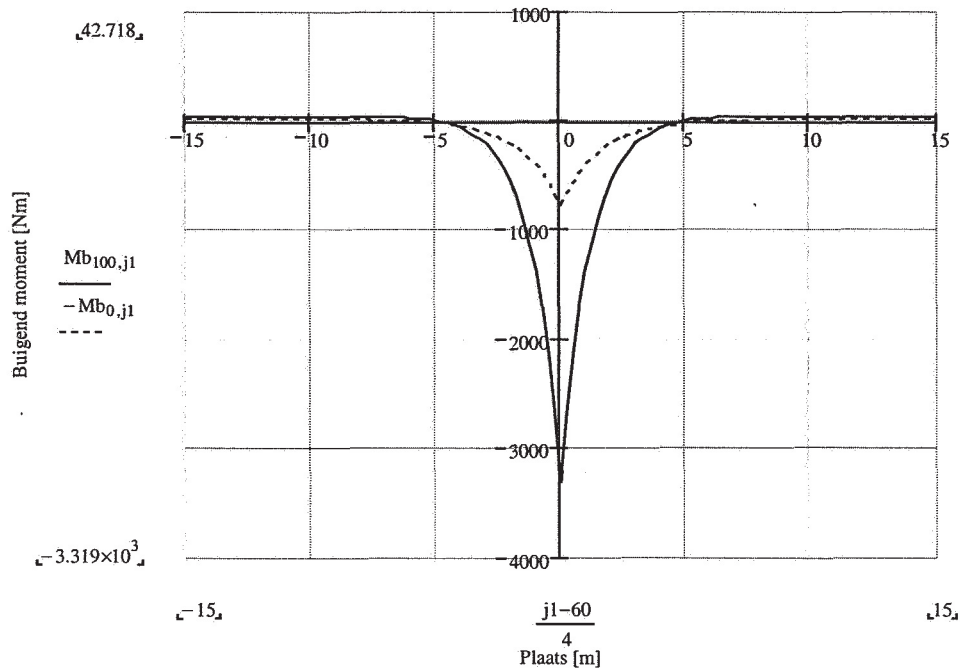
De dynamische effecten worden pas duidelijk merkbaar als de voegen aanzienlijk slapper worden gemaakt. Dit kan b.v. door elastomeer voegmateriaal te gebruiken, dat van zichzelf een lage  $G$  - modulus bezit. Voor het eerder beschreven materiaal is de kritieke snelheid slechts 148 m / s. De gevolgen hiervan zijn duidelijk in onderstaande responsfiguur te zien. De lastspreiding is slechter, en de piekwaarden zijn dus groter.



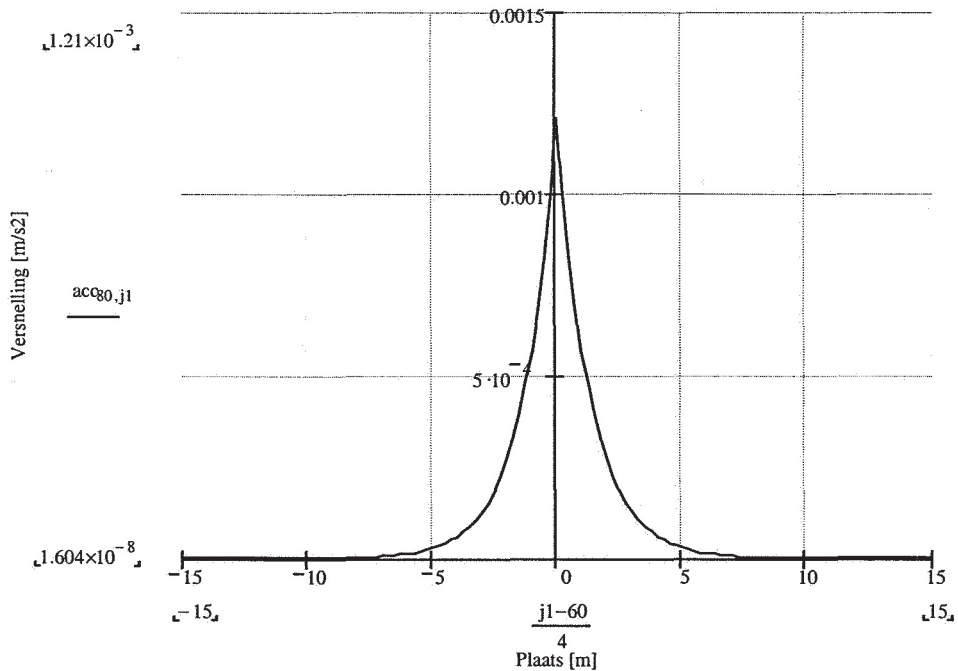
In tegenstelling tot hiervoor (betonnen contactvlakken) is de vergroting ten opzichte van de statische vervorming reeds ca. 25% bij 100 m/s. Ook is de gedempte slingering van paragraaf 5.2.1. vervangen door een monotoon afnemende  $e$  - macht zonder nuldoorgangen, typerend voor de afschuiflijger (zie paragraaf 2.6). De volgende figuur toont - op logaritmische schaal - de invloed van de snelheid op de vervorming. De sterke toename bij nadering van de kritieke snelheid is duidelijk te zien.

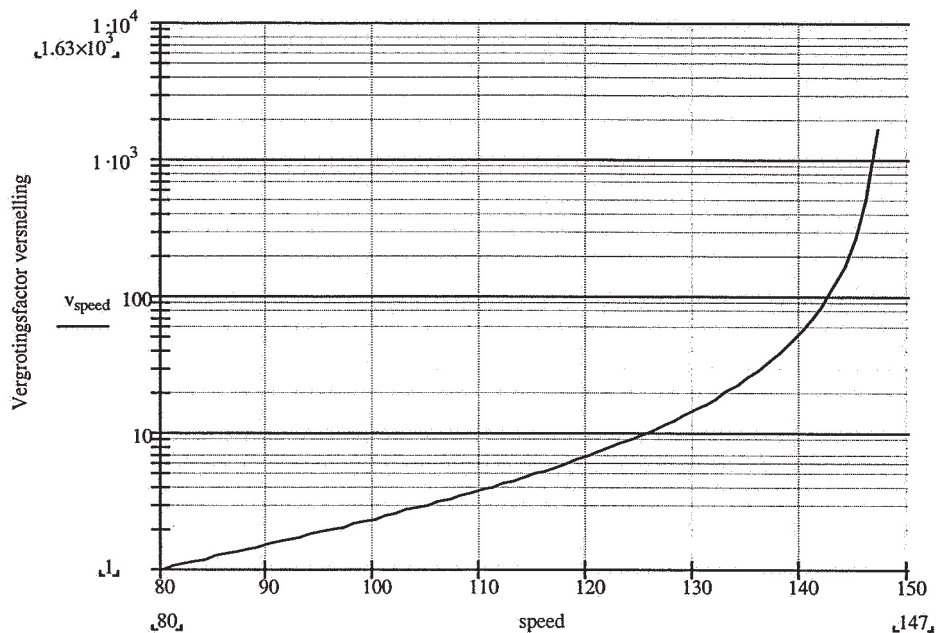


De vergroting voor de momenten is zoals gebruikelijk sterker; bij 100 m/s zijn de statische momenten ongeveer verdubbeld.



De laatste figuren laten de versnellingen *op een punt van de baan* bij 80 m/s zien, en de toename hiervan bij hogere snelheden.

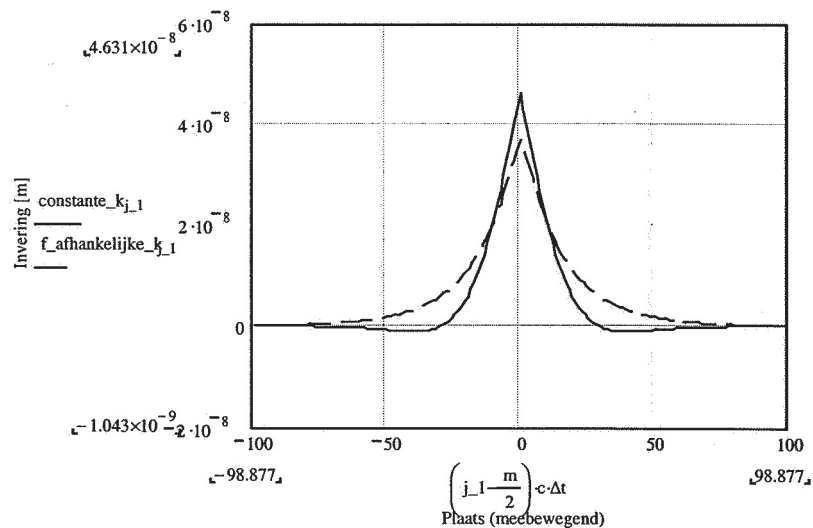




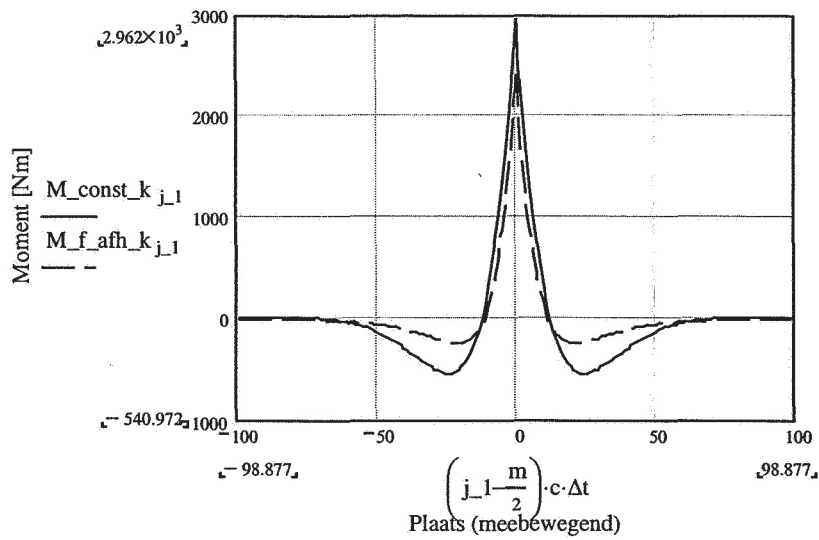
### 5.2.3. De frequentieafhankelijkheid van de bedding in geval van buiging

Zoals in hoofdstuk 4 aangetoond neemt de stijfheid van de fundering met de frequentie toe. Als gevolg hiervan zal de belasting beter gespreid worden, zoals berekeningen inderdaad aantonen. Onderstaand zijn de verplaatsingen en de momenten onder eenheidslast weergegeven, voor een snelheid van 100 m/s. De maximale verplaatsingen nemen af van 4,6 E-8 m/kN tot 3,7 E-8 m/kN.

*Vergelijking van de verplaatsingen voor constante en frequentieafhankelijke bedding*



*Vergelijking van de momenten voor constante en frequentieafhankelijke bedding*

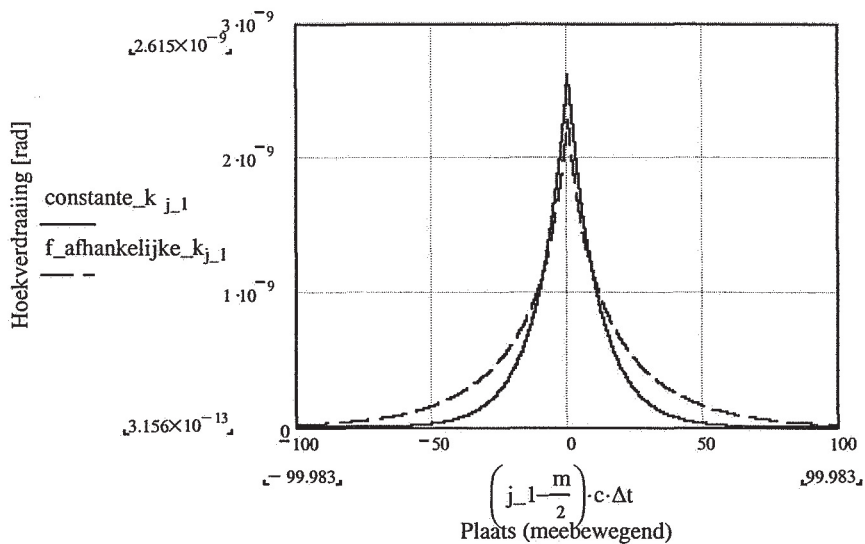


Het buigend moment neemt door de betere verdeling af van 2960 Nm tot 2560 Nm.

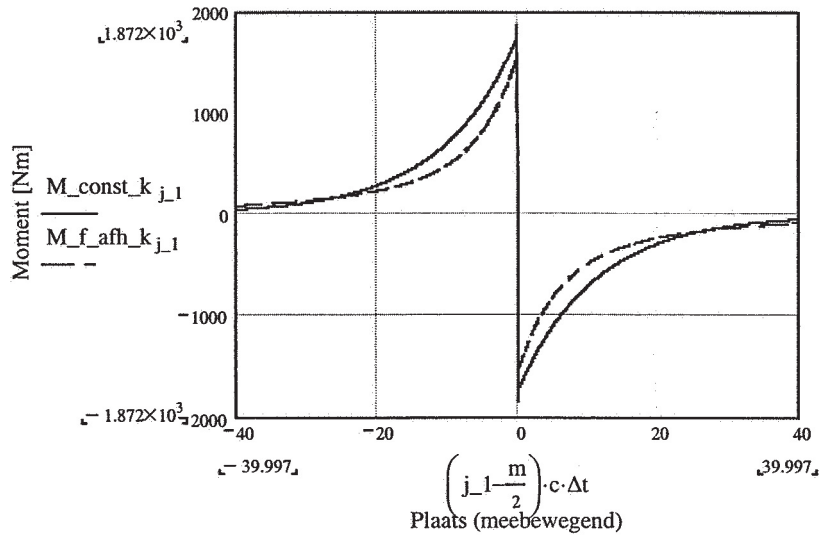
#### 5.2.4. Torsiebelasting met constante en frequentieafhankelijke bedding

De respons onder torsie bestaat uit een uitdempende e - macht. De volgende figuren geven de verplaatsingen respectievelijk de momenten weer bij eenheids belasting, zowel voor constante als voor frequentieafhankelijke bedding. Ook hier weer constateert men een betere spreiding door de grotere beddingcoëfficiënt bij hogere frequenties.

*Vergelijking van de hoekverdraaiingen voor constante en frequentieafhankelijke bedding bij eenheids belasting*

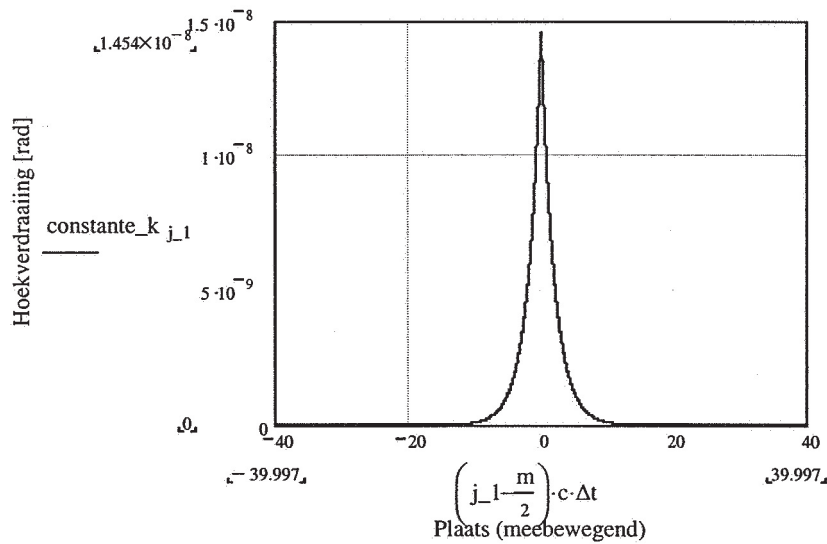


Vergelijking van de wringmomenten voor constante en frequentieafhankelijke bedding bij eenheids belasting

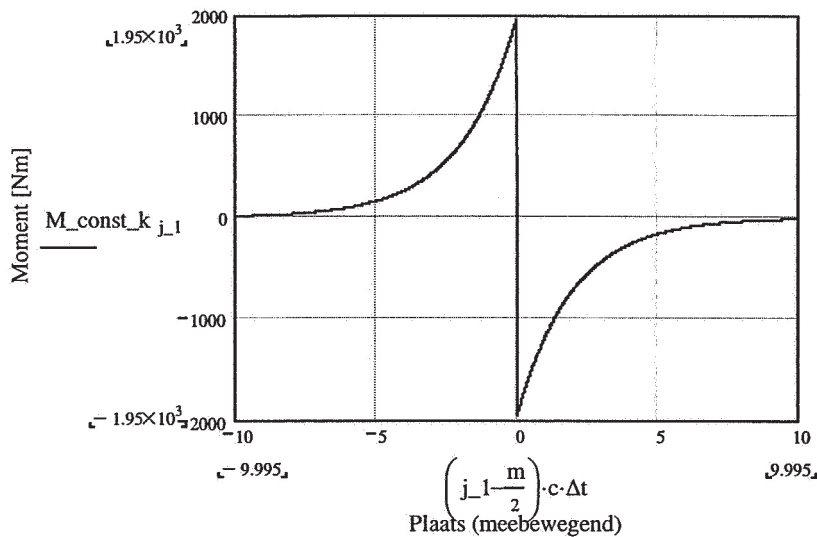


5.2.5. Torsiebelasting bij neopreen voegmateriaal

De volgende figuren tonen het verloop van de wringingshoek en de wringmomenten voor neopreen voegmateriaal, wederom voor 100 m/s treinsnelheid. De spreiding door de tunnelbuis is veel geringer, waardoor de maximale hoekverdraaiing toeneemt van  $2,6 \cdot 10^{-9}$  naar  $14,5 \cdot 10^{-9}$  rad/kN.







De maximale statische waarde voor de rotatie en het wringmoment worden door traagheidseffecten vergroot met een factor:

$$f_{verpl,dyn} = \sqrt{\frac{c_{krit}^2}{c_{krit}^2 - c^2}} \quad ; \quad f_{Mom,dyn} = \frac{c_{krit}^2}{c_{krit}^2 - c^2}$$

Bij een minimale kritieke snelheid van 292 m/s (het ongunstige geval treedt op bij neopreen voegmateriaal) en een maximale ontwerpsnelheid van 100 m/s (= 300 km / uur plus 20% marge) is de vergroting voor verplaatsingen c.q. hoekverdraaiingen niet meer dan 6,4%, en voor de wringende momenten 13,3%. Hieruit volgt voor het wringmoment bij een spoorafstand van 6,954 m:

$$M_w = \frac{P e}{2} \frac{c_{krit}^2}{c_{krit}^2 - c^2} = \frac{1000}{2} \frac{6,954}{2} \frac{292^2}{292^2 - 100^2} = 1970$$

Bij betonnen contactvlakken (minimale kritische snelheid 615 m/s) is de vergroting slechts 1,4%.

### 5.3. Treinpassages - betonnen contactvlakken tussen de segmenten

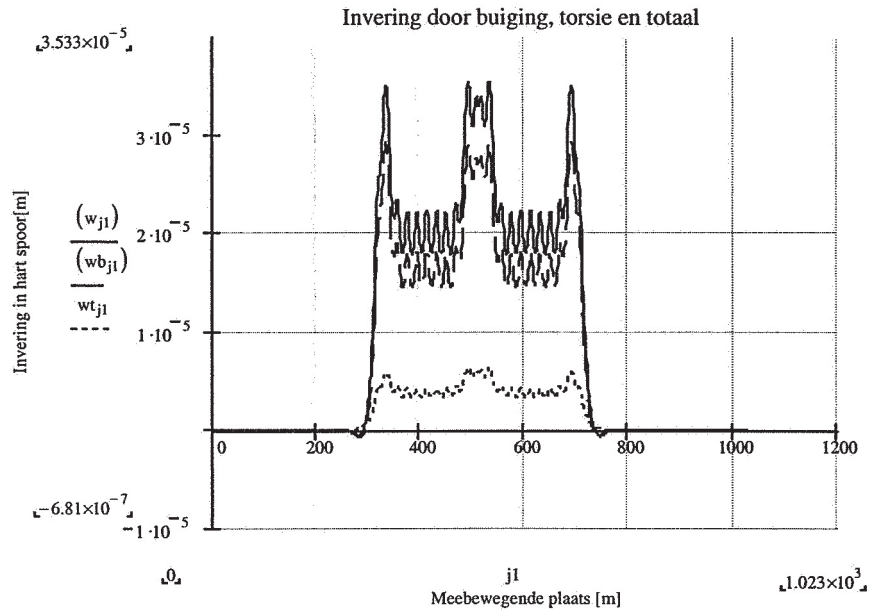
Door sommatie van de in de plaats / tijd verschoven aslasten "Thalys" uit richtlijn HSL 500 E is de tunnel berekend voor een treinpassage bij 100 m/s. De vervormingen zijn samengesteld uit verplaatsingen ten gevolge van buiging en wringing:

- Buiging door twee naar beneden gerichte halve laststelsels, in elke spooras één;
- Wringing door twee tegenover gesteld gerichte halve laststelsels, met wederom één laststelsel per spooras.

De berekeningen zijn uitgewerkt voor betonnen contactvlakken met 20% contact.

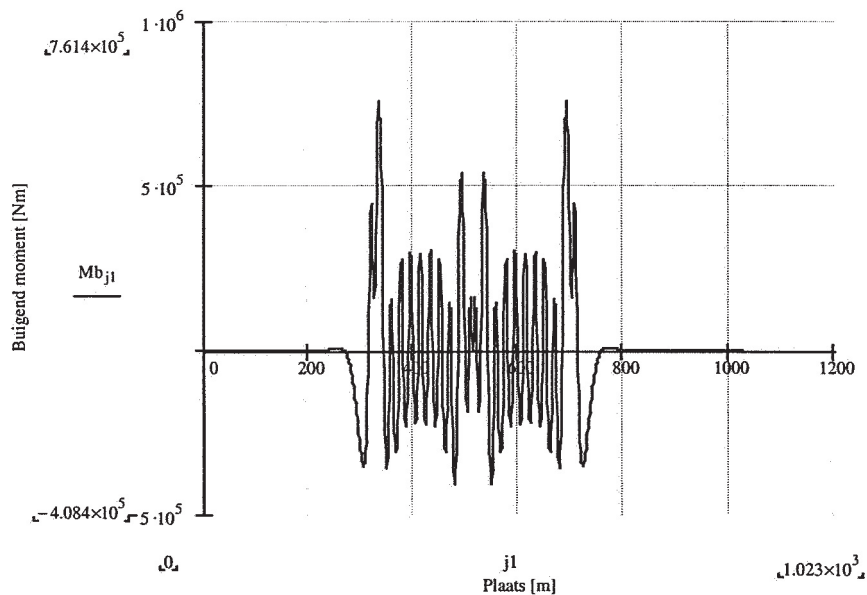
## Verplaatsingen

In de range van reële snelheden is er praktisch geen dynamische vergroting. De maximale inverting bedraagt ca 0,035 mm en is dus uitermate gering.



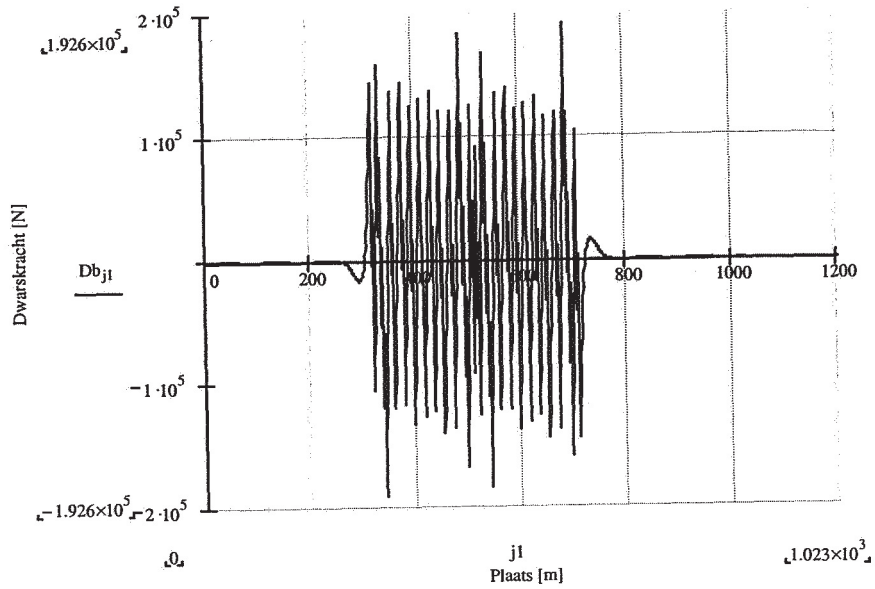
## Buigende momenten

Het maximale buigende moment is 760 kNm; de momenten worden eveneens niet of nauwelijks beïnvloed door traagheidskrachten bij de ontwerpsnelheid.



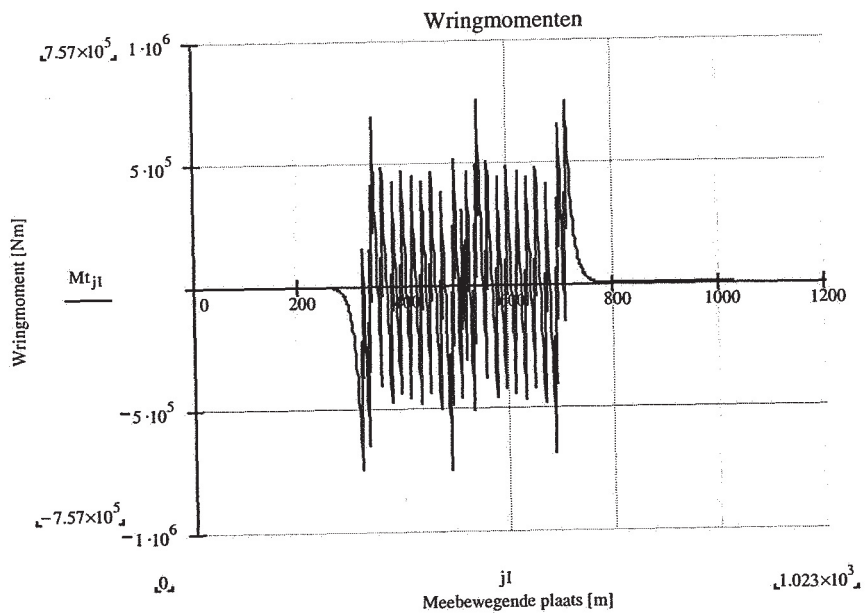
### Dwarskrachten

De maximale dwarskracht bedraagt 193 kN



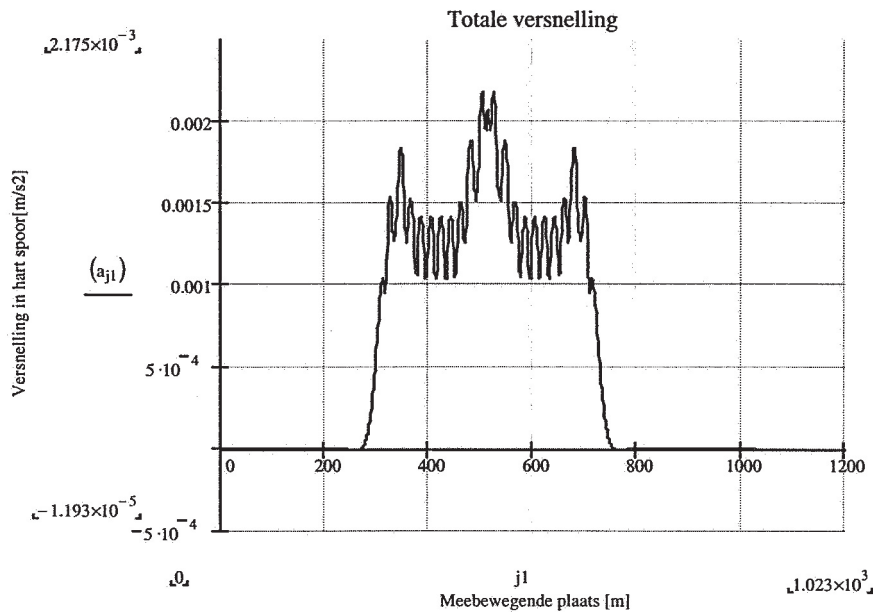
### Wringende momenten

Het maximale wringende moment is 760 kNm



### Versnellingen

De maximale versnelling bij 100 m/s treinsnelheid is  $2,2 \text{ mm/s}^2$ , en dus volledig verwaarloosbaar (nota: het betreft de versnelling op een vast punt van de baan, dus een versnelling waarvoor sterktecriteria als b.v. stabiliteit ballastbed gelden. Het comfort criterium daarentegen geldt in een met de trein meebewegend assenstelsel! Door de aangenomen ideale ligging van de baan is de versnelling in laatstgenoemd assenstelsel steeds nul.)



### Spanningen en vereiste langsvorspanning

Uit de snedekrachten kunnen de volgende globale spanningen (gerekend per trein en over de volle doorsnede, niet over de contactvlakken) worden bepaald.

Snedekracht	Grootte	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	760 [ kNm ]	Normaalspanning	8,7	[ $\text{kN/m}^2$ ]
D	193 [ kN ]	Schuifspanning	14,7	[ $\text{kN/m}^2$ ]
$M_{\text{wring}}$	760 [ kNm ]	Schuifspanning	4,7	[ $\text{kN/m}^2$ ]

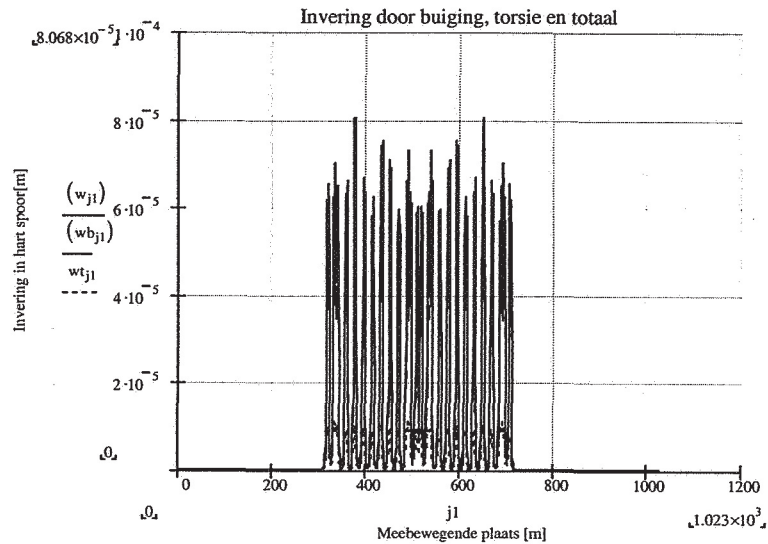
De minimale normaalkracht in langsrichting van de tunnel nodig om de buigtrek spanningen te overdrukken bedraagt bij kruising van twee treinen  $2 \times 8,7 \times 26,2 = 456 \text{ kN}$ . Om de schuifspanningen door wrijving op te kunnen nemen is echter een grotere normaalkracht nodig. Bij kruising van twee treinen en een wrijvingsgetal van 50% (zie b.v. [ 20 ]) is de benodigde normaalspanning  $= 2 \times 2 \times 14,7 = 59 \text{ kN/m}^2$ , en de vereiste normaalkracht  $1540 \text{ kN}$ , exclusief veiligheidscoëfficiënten voor de belasting en materiaalfactoren voor de wrijving.

Bij overgangen zoals bij de aansluiting op de toeritten en de vluchtschachten is overigens meer kracht nodig, zoals verderop zal worden besproken.

#### 5.4. Treinpassages - neopreen contactvlakken tussen de segmenten

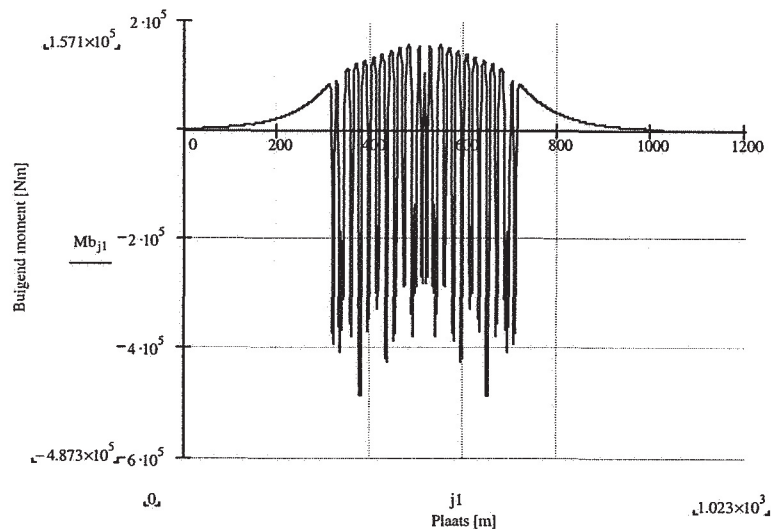
##### Verplaatsingen

De maximale inverting van ca 0,081 mm is nog steeds uitermate gering, maar ten opzichte van de statische inverting van 0,066 mm is de toename nu reeds 23%. De inverting is door de slechtere spreiding groter dan bij betonnen contactvlakken (0,035 mm).



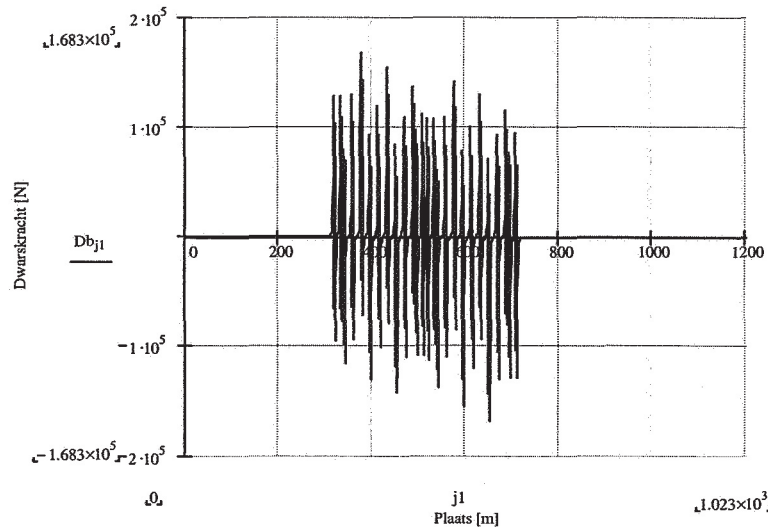
##### Buigende momenten

Het maximale buigende moment is 157 kNm; de toename t.o.v. de quasistatische waarde (116 kNm) is 35 % bij 100 m / s. De momenten zijn veel lager dan die bij betonnen contactvlakken (760 kNm), omdat de belasting slechter wordt gespreid.



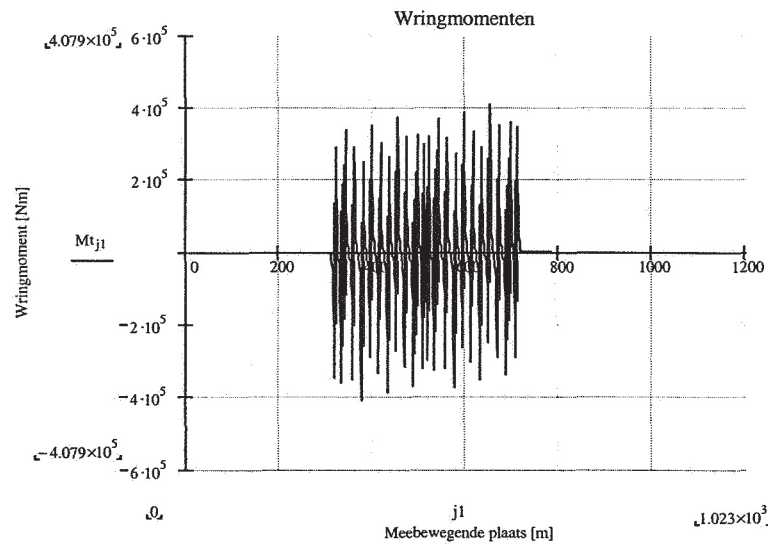
### Dwarskrachten

De maximale dwarskracht bedraagt 168 kN; de quasistatische waarde is slechts 97 kN.



### Wringende momenten

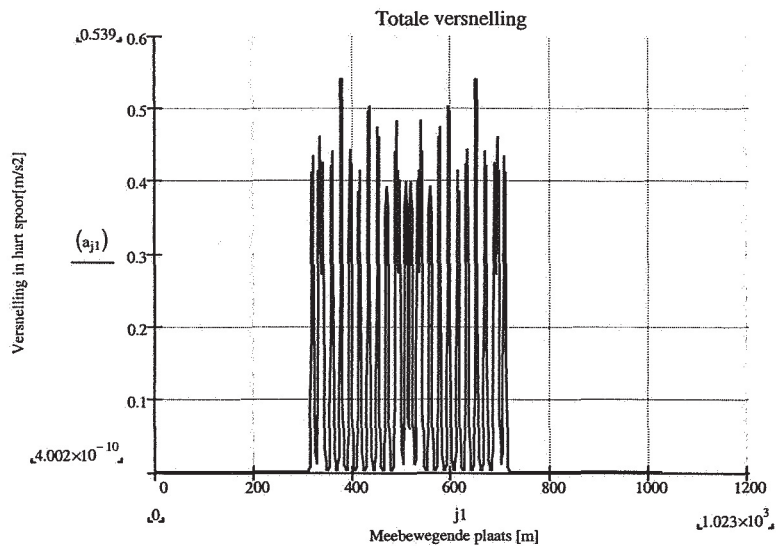
Het maximale wringende moment is 408 kNm, tegen een quasi-statische waarde van 366 kNm, en een waarde van 760 kNm voor betonnen contactvlakken.



### Versnellingen

De maximale versnelling bij 100 m/s treinsnelheid is reeds vrij groot:  $0,539 \text{ m/s}^2$ . Deze moet nog vermenigvuldigd worden met de factor  $\varphi$  voor onregelmatige spoorligging. De invloedslengte – voorzichtig afgelezen afstand tussen puntlast en nulpunt van de momentenlijn – is ca 5 m, waaruit volgt  $\varphi \approx 1,22$ . Hieruit volgt een versnelling van  $0,66 \text{ m/s}^2$ . De maximaal toelaatbare versnelling van  $5 \text{ m/s}^2$  (volgens richtlijn HSL 600<sup>E</sup>, artikel 8.5.3.1) wordt bereikt bij een treinsnelheid van 133 m/s.





### Spanningen en vereiste langvoorspanning

Uit de snedekrachten kunnen de volgende globale spanningen (gerekend per trein en over de volle doorsnede, niet over de contactvlakken) worden bepaald.

Snedekracht	Grootte	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	157 [ kNm ]	Normaalspanning	1,8	[ kN/m <sup>2</sup> ]
D	168 [ kN ]	Schuifspanning	12,8	[ kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{\text{wring}}$	408 [ kNm ]	Schuifspanning	2,5	[ kN/m <sup>2</sup> ]

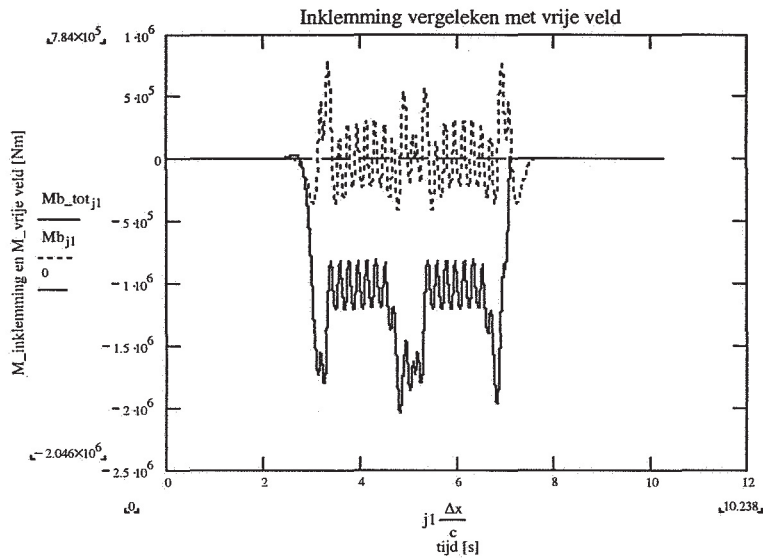
DIN 4141 "Lager im Bauwesen" schrijft om glijden van elastomeerlagen te voorkomen een gemiddelde spanning van 5 N/mm<sup>2</sup> voor. De vereiste langskracht in de tunnel is dan bij 19 contactvlakken groot 400 x 1150 gelijk aan 43,7 MN. Deze eis is echter hoogstwaarschijnlijk voor deze toepassing te streng.

## 6. Numerieke uitwerking voor de passage van starre punten

De buigende momenten, dwarskrachten en wringende momenten zijn bepaald voor twee extreme typen overgangen, te weten een volledige inklemming en een scharnierende oplegging. Uitsluitend het geval van betonnen contactvlakken wordt gepresenteerd; zoals ook elders in deze rapportage is uitgegaan van 20% effectief aanliggend contactvlak.

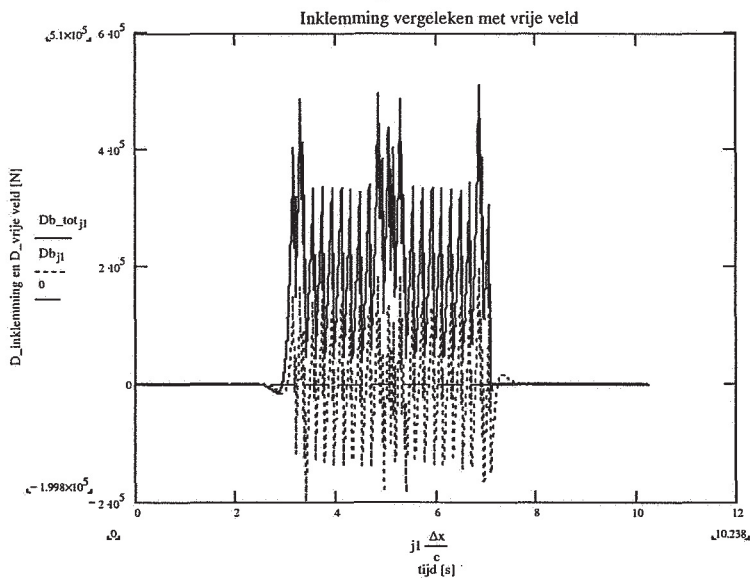
### Buigende momenten (inklemming)

Het maximale buigende moment is -2046 kNm; de invloed van traagheidskrachten is bij de ontwerpsnelheid verwaarloosbaar.



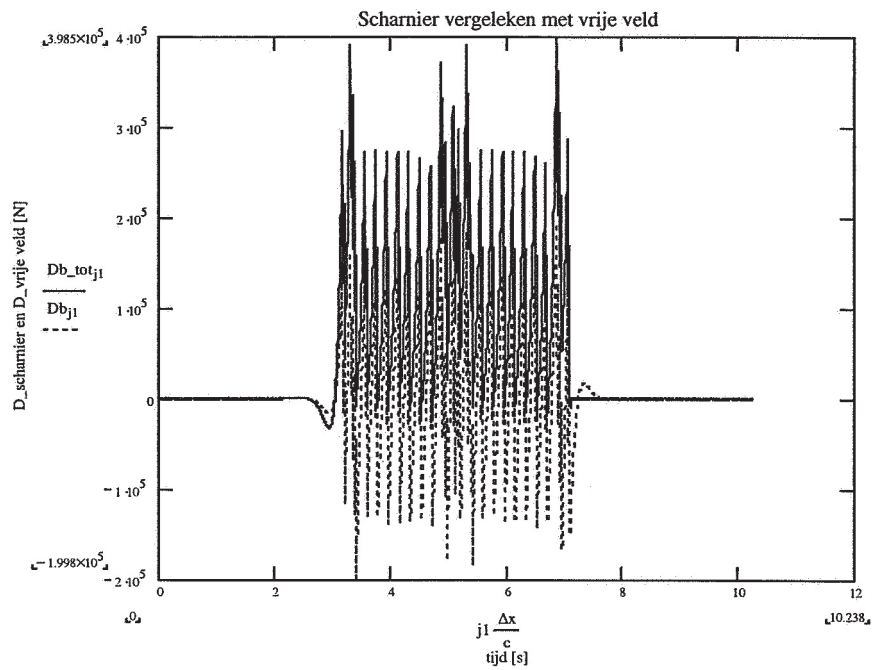
### Dwarskrachten (inklemming)

De maximale dwarskracht bedraagt 510 kN.



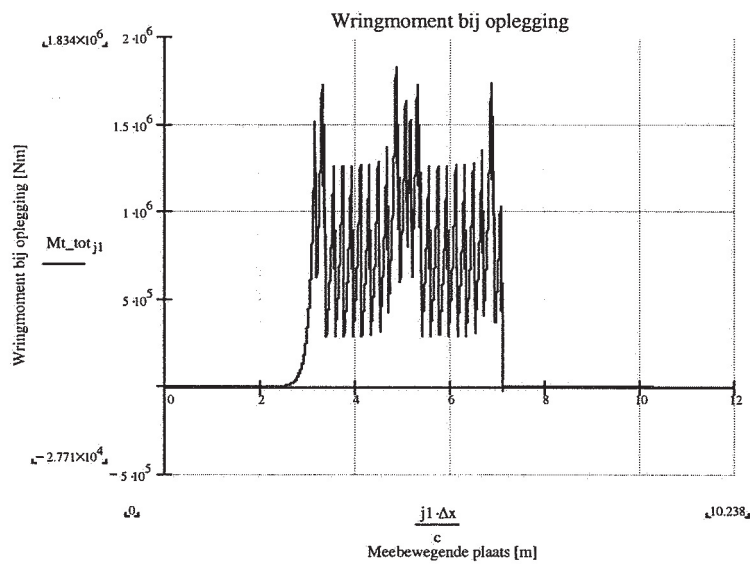
### Dwarskrachten (scharnier)

De maximale dwarskracht ingeval van een scharnierende oplegging is 398 kN.



### Wringende momenten

Het maximale wringende moment is 1834 kNm



### Spanningen en vereiste langvoorspanning

Uit de snedekrachten kunnen de volgende globale spanningen (gerekend over de volle doorsnede, niet over de contactvlakken) worden bepaald.

Snedekracht	Grootte	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	2046 [ kNm ]	Normaalspanning	23,4	[ kN/m <sup>2</sup> ]
D	510 [ kN ]	Schuifspanning	38,8	[ kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{\text{wring}}$	1834 [ kNm ]	Schuifspanning	11,3	[ kN/m <sup>2</sup> ]

De waarden gelden voor passage van één trein, en moeten dus met uitzondering van de wringspanningen verdubbeld worden.

De minimale normaalkracht in langsrichting van de tunnel nodig om de buigtrekspanningen te overdrukken bedraagt  $2 \times 23,4 \times 26,2 = 1226$  kN.

Om de schuifspanningen door wrijving op te kunnen nemen is echter een grotere normaalkracht nodig. Bij een wrijvingsgetal van 50% (zie b.v. [ 20 ]) is de benodigde normaalspanning  $= 2 \times (38,8 + 11,3) = 100$  kN/m<sup>2</sup>, en de vereiste normaalkracht 2625 kN, exclusief veiligheidscoëfficiënten voor de belasting en materiaalfactoren voor de wrijving. Bij kruising van twee treinen is nodig:  $2 \times 2 \times 38,8 \times 26,2 = 4066$  kN

Bij een minimaal te verwachten resterende langskracht van 7 MN (opgave Bouygues) is de globale veiligheid ca. 1,7; dit onder de voorwaarde dat inderdaad de betonsegmenten direct en zonder tussenmaterialen op elkaar aansluiten.

De spanningen zelf zijn relatief laag. Bij twee kruisende treinen en contactvlakken die 1/3 van de doorsnede beslaan is de maximale schuifspanning  $\tau = 2 \times 3 \times 38,8 = 233$  kN/m<sup>2</sup>.

## 7. Statische berekeningen

### 7.1. Inleiding

Dit hoofdstuk bevat de resultaten van statische berekeningen voor de ontwerplaststelsels UIC 71 en SW / 0, die op verzoek van de projectorganisatie zijn gemaakt om als vergelijkingsmateriaal te dienen. Voor de berekeningen is de klassieke theorie van de elastisch ondersteunde ligger – zonder afschuifvervorming – gehanteerd. Voor de ligger- en grondparameters zijn dezelfde waarden gebruikt als voorheen. Hieruit volgen de karakteristieke lengten, invloeds lengten en stootcoëfficiënten voor buiging en torsie:

$$\lambda_{\text{buig}} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_b}} = \sqrt[4]{\frac{4,8,3 \cdot 10^{12}}{1,11 \cdot 10^9}} = 13,15m \Rightarrow L_\phi = 6 \frac{\pi}{4} \lambda_{\text{buig}} = 62m$$

$$\lambda_{\text{wring}} = \sqrt{\frac{GI_w}{k_w}} = \sqrt{\frac{7,4 \cdot 10^{12}}{60 \cdot 10^9}} = 11,10m \Rightarrow L_\phi = \infty$$

$$\phi_{2,\text{buig}} = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = 1,008$$

$$\phi_{2,\text{wring}} = 1,0$$

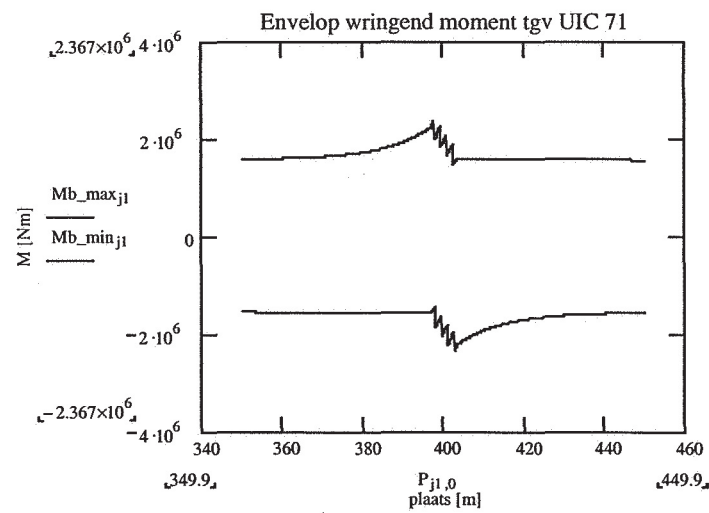
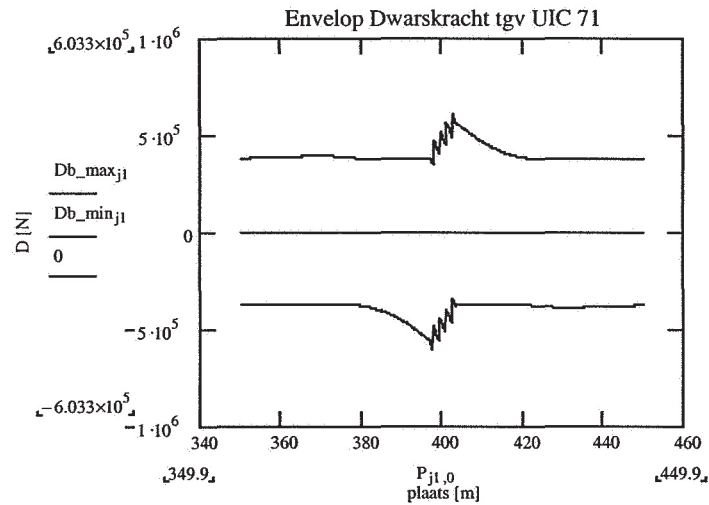
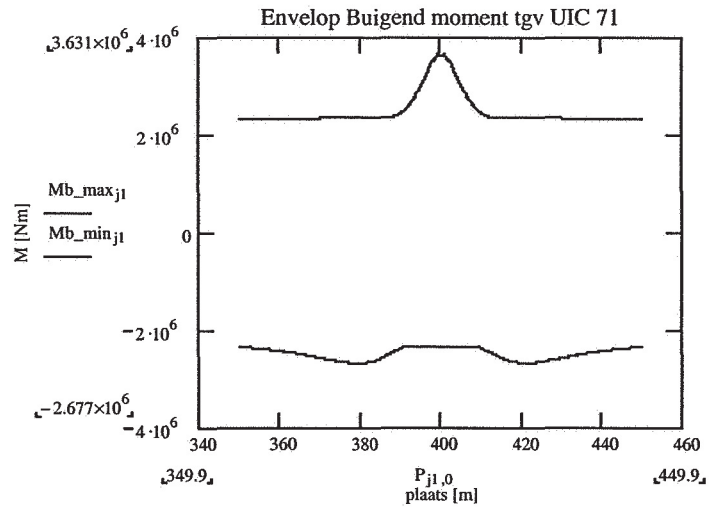
### 7.2. Vrije veld

De omhullenden van de maximale buigende momenten en de dwarskrachten zijn bepaald voor laststelsel UIC 71. Gunstig werkende belastingen zijn hierbij nul gesteld. Bij het laststelsel SW / 0 daarentegen zijn conform richtlijn 600<sup>E</sup> gunstig werkende belastingen meegeteld bij de uitwerking. De figuren geven de buigende momenten, dwarskrachten en wringende momenten weer als functie van de plaats, gemeten langs het laststelsel.

De maximale waarden en de bijbehorende spanningen zijn als volgt:

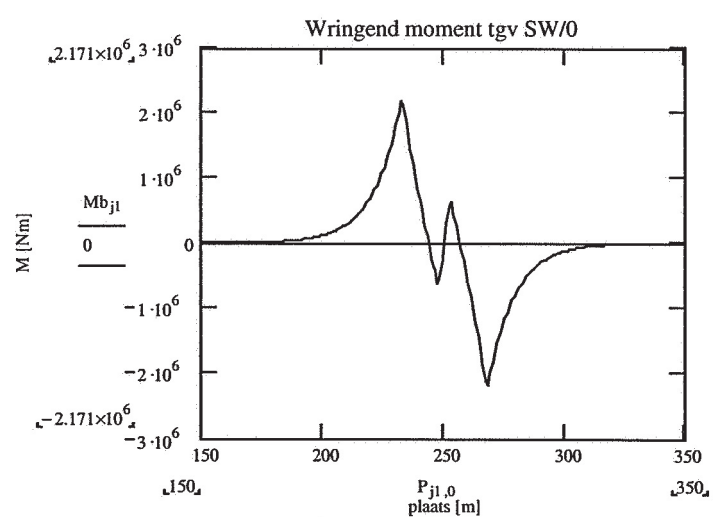
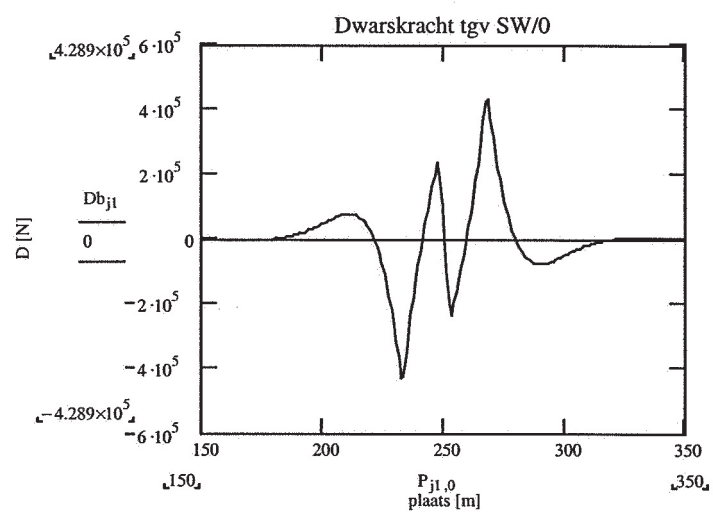
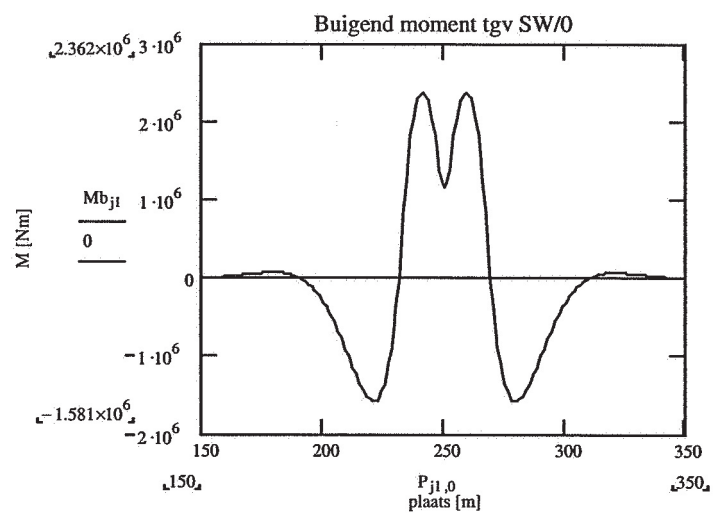
Snedekracht	Grootte	Laststelsel	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	3631 [ kNm ]	UIC 71	Normaalspanning	41,6	[ kN/m <sup>2</sup> ]
	2362 [ kNm ]	SW / 0	„	27,0	[ kN/m <sup>2</sup> ]
D	603 [ kN ]	UIC 71	Schuifspanning	45,9	[ kN/m <sup>2</sup> ]
	429 [ kN ]	SW / 0	„	32,7	[ kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{\text{wring}}$	2367 [ kNm ]	UIC 71	Schuifspanning	14,6	[ kN/m <sup>2</sup> ]
	2171 [ kNm ]	SW / 0	„	13,4	[ kN/m <sup>2</sup> ]

Resultaten voor laststelsel UIC 71





## Resultaten voor laststelsel SW / 0



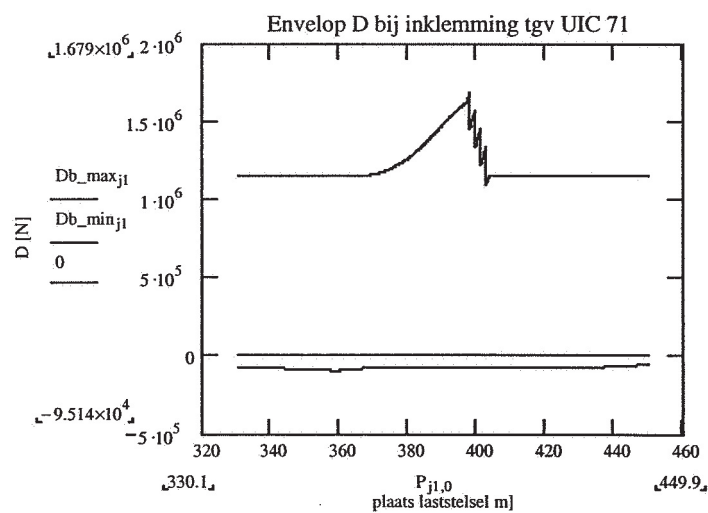
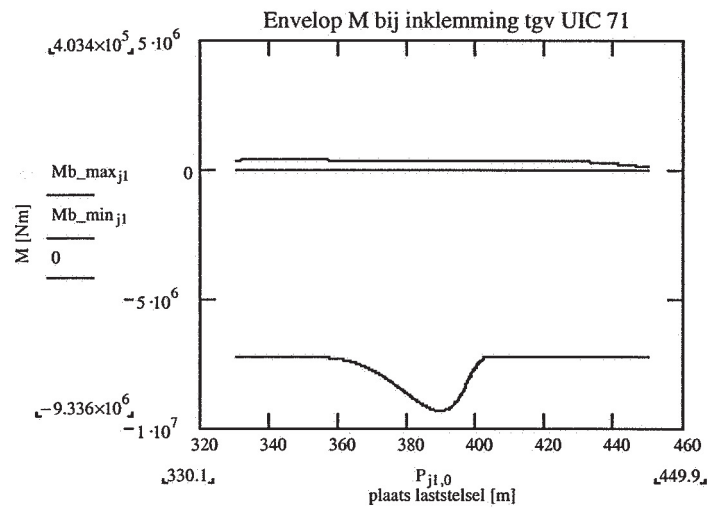
### 7.3. Inklemming

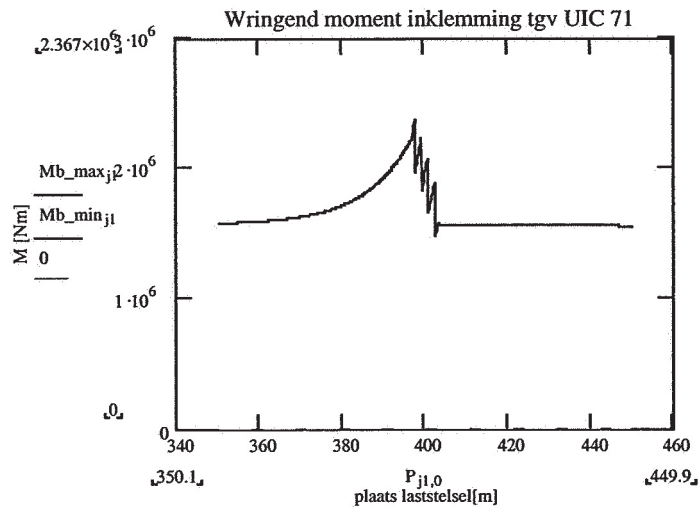
Hierbij zijn de snedekrachten aangegeven als functie van de positie van het laststelsel ten opzichte van de inklemming.

De maximale waarden en de bijbehorende spanningen zijn als volgt:

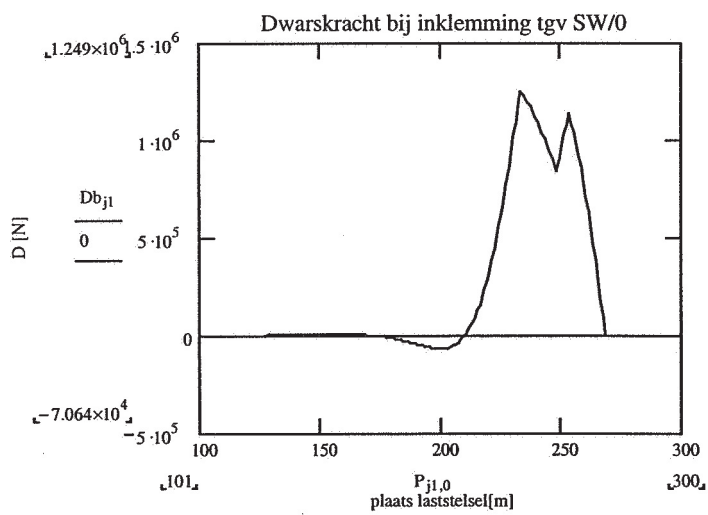
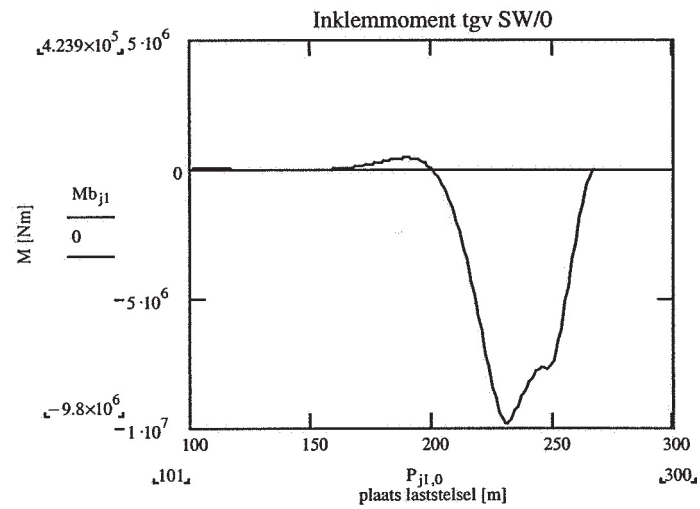
Snedekracht	Grootte	Laststelsel	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	9336 [kNm]	UIC 71	Normaalspanning	107,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
	9800 [kNm]	SW / 0	„	112,3	[kN/m <sup>2</sup> ]
D	1679 [kN]	UIC 71	Schuifspanning	128,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
	1249 [kN]	SW / 0	„	95,3	[kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{\text{wring}}$	2367 [kNm]	UIC 71	Schuifspanning	14,6	[kN/m <sup>2</sup> ]
	2171 [kNm]	SW / 0	„	13,4	[kN/m <sup>2</sup> ]

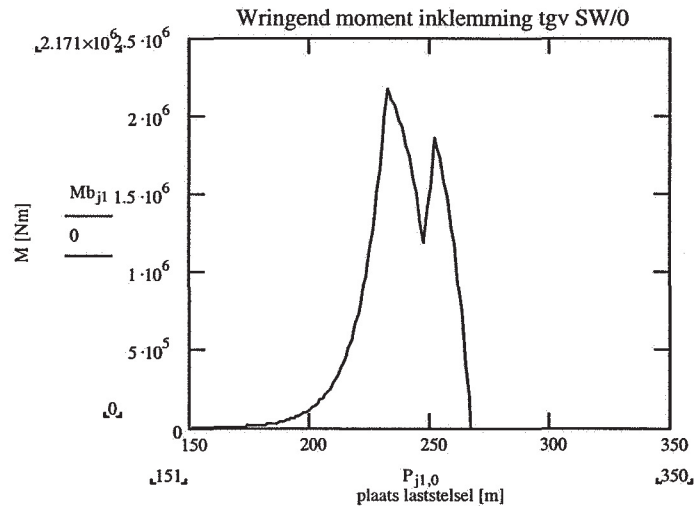
#### Laststelsel UIC 71





Laststelsel SW / 0





#### 7.4. Conclusies voor de ontwerp laststelsels

De maximale waarden en de bijbehorende spanningen (nota: voor de continue buisdoorsnede dus niet ter plekke van de contactvlakken) ten gevolge van de ontwerplaststelsels zijn als volgt:

Snedekracht	Grootte	Laststelsel	Type spanning	Spanning	Eenheid
$M_{\text{buig}}$	9800 [kNm]	SW / 0	Normaalspanning	112,3	[kN/m <sup>2</sup> ]
D	1679 [kN]	UIC 71	Schuifspanning	128,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{\text{wring}}$	2367 [kNm]	UIC 71	Schuifspanning	14,6	[kN/m <sup>2</sup> ]

Deze waarden gelden nog steeds voor passage van een enkele trein; ontworpen moet natuurlijk eveneens voor het geval van twee treinen die elkaar in een willekeurig punt van de tunnel kruisen.

De minimale normaalkracht in langsrichting van de tunnel nodig om de buigtrek spanningen te overdrukken bedraagt dus  $2 \times 112,3 \times 26,2 = 5884$  kN.

Om de schuifspanningen door wrijving op te kunnen nemen is echter een grotere normaalkracht nodig. Bij een wrijvingsgetal voor beton – beton contacten van 50% (zie b.v. [ 20 ]) is de benodigde normaalspanning  $= 2 \times 2 \times 128,2 = 512,8$  kN/m<sup>2</sup>, en de vereiste normaalkracht 13,4 MN, exclusief veiligheidscoëfficiënten voor de belasting en materiaalfactoren voor de wrijving. De volgens opgave Bouygues minimaal resterende langskracht van 7 MN wordt daarmee ruimschoots overschreden.

De grootste schuifspanning bedraagt bij kruising van twee treinen en contactvlakken die 1/3 deel van de doorsnede beslaan:  $\tau = 2 \times 3 \times 128,2 = 770$  kN/m<sup>2</sup>, exclusief lastfactoren.

## 8. Samenvatting en conclusies

### 8.1. Samenvatting

Voor de boortunnel onder het groene hart is onderzoek verricht naar de vergroting van de verplaatsingen, versnellingen en buigende momenten door traagheidskrachten bij treinpassages.

Het onderzoek is verricht in een aantal stappen. In dit rapport wordt de eerste stap behandeld, waarin de tunnel als elastisch ondersteunde ligger is geschematiseerd en de oplossingen semi – analytisch zijn bepaald. Voor het symmetrische deel van de belastingen is de tunnel geschematiseerd als een z.g. Timoshenko buig / afschuifligger, teneinde naast de vervorming door buiging ook de vervorming door afschuiving te kunnen beschrijven. Dit werd nodig geacht gezien de opbouw van de tunnelwand, die zal bestaan uit niet onderling met elkaar verbonden, losse betonnen segmenten. Voor het asymmetrische deel van de belasting – de tunnel is dubbelsporig – is de tunnel geschematiseerd als torsieligger.

Hoofdstuk 2 bevat de theoretische grondslagen voor de rekenmodellen voor het vrije veld: differentiaalvergelijkingen, randvoorwaarden voor de rijdende belasting, en oplossingen.

Hoofdstuk 3 behandelt de theorie voor passages van starre punten in de tunnel, zoals aansluitingen op toeritten of vluchtschachten.

In hoofdstuk 4 worden de ligger- en grondparameters nader bekeken. Hier is de modellering van de voegen met hun relatief kleine contactvlakken – totaal ca 1/3 van de doorsnede van de tunnelbuis - onderzocht. De reductie van de doorsnede grootheden blijkt duidelijk minder te zijn dan de reductie van het oppervlak; bij een contactvlak van 33% is de schijnbare E- c.q. G- modulus ongeveer 67% van de bulk waarde.

In dit hoofdstuk worden tevens de beddingcoëfficiënten voor een aantal locaties langs de tunnel bepaald. Bij dit gedeelte was GeoDelft als adviseur betrokken. De laagste waarde wordt gevonden voor de startschacht (aansluiting op toerit noordzijde), deels door de hoge ligging van de tunnel op deze plaats, en deels door de minder goede grondeigenschappen. Voor de vergroting van de stijfheid van de grond in verband met de lage rekamplitudes – vaak ten onrechte “dynamische modulus” genoemd - is door GeoDelft een factor 5 aanbevolen; deze factor door bij veldproeven die in de eerste helft van 2000 ter plaatse zijn uitgevoerd onderbouwd.

Tenslotte wordt in dit hoofdstuk de frequentie afhankelijkheid van de ondergrond geanalyseerd. Deze blijkt goed beschreven te kunnen worden door een eenvoudig dempingsmodel met twee tijdconstanten; van een “meettrillende massa” van de ondergrond is geen sprake.

Hoofdstuk 5 bespreekt de resultaten van de berekeningen voor het vrije veld. Allereerst worden de kritieke snelheden bepaald. Aan de hand hiervan worden twee “worst cases” bepaald, die verder numeriek zijn uitgewerkt. Deze onderscheiden zich door de eigenschappen van de dwarsvoegen (loodrecht op de tunnelas) tussen de segmenten. Voor het ene geval wordt uitgegaan van betonnen contactvlakken die slechts voor 20% aanliggen (reductie van de doorsnede tot  $0,20/3 = 6,7\%$ ). Voor het andere geval wordt uitgegaan van neopreen tussen de contactvlakken. De kritieke doorsnede van de tunnel



blijkt bij de startschacht noord te liggen, waar de beddingcoëfficiënt het laagst is. De bijbehorende kritieke snelheden zijn 615 m/s respectievelijk 148 m/s. Aansluitend worden de oplossingen voor één rijdende puntlast beschreven. Gezien het verschil tussen de ontwerp treinsnelheid van 100 m/s en de kritieke snelheden is er bij betonnen contactvlakken, hoe slecht deze ook aanliggen, niet of nauwelijks sprake van vergroting door dynamische effecten. Bij neopreen contactvlakken is dit wel het geval; van deze oplossing moet dan ook nadrukkelijk afgeraden worden. Tenslotte wordt de passage van een dubbel treinstel "Thalys" onderzocht. Aan de hand van de snedekrachten wordt de vereiste langvoorspanning bepaald, en worden de betonspanningen onderzocht. Het vrije veld is hiervoor echter niet maatgevend. In hoofdstuk 6 worden op analoge wijze de resultaten voor passage van starre punten behandeld, wederom voor het laststelsel "Thalys". Ook hier wordt het hoofdstuk afgesloten met een onderzoek van de vereiste voorspanning, en van de optredende betonspanningen. De vereiste langvoorspanning bedraagt (exclusief lastfactoren en materiaalfactoren) 4,0 MN; de betonspanningen zijn nog steeds gering. Tenslotte worden in hoofdstuk 7 statische berekeningen gepresenteerd voor de ontwerplaststelsels UIC 71 en SW / 0. Doordat deze laststelsels aanzienlijk zwaarder zijn dan het laststelsel "Thalys" worden grotere snedekrachten gevonden dan in de voorgaande hoofdstukken. De vereiste langvoorspanning exclusief lastfactoren en materiaalfactoren stijgt naar 13,4 MN. De schuifspanningen (gebruiksfase) ter plekke van de contactvlakken zijn met 770 kN/m<sup>2</sup> relatief hoog. Opgemerkt wordt dat hierin nog geen zogenaamde "ontwerp zettingskuil" is verdisconteerd, waardoor genoemde waarden nog verder kunnen stijgen.

## 8.2. Conclusies

- Het gedeelte van de tunnel aansluitend op de startschacht is maatgevend. Hier is een overgang op een harde constructie (toerit), en wordt de minst goede ondergrond aangetroffen;
- De dynamische effecten in de tunnel zijn gering, mits geen zachte vulmaterialen zoals elastomeren of triplex als - dragende - voegvulling worden gebruikt;
- De invloed van slecht aanliggen van de betonsegmenten op het gedrag van de tunnel is gering;
- De invloed van de inlay is betrekkelijk gering;
- Voor de vereiste langvoorspanning en de betonspanningen zijn de ontwerplaststelsels volgens richtlijn HSL 600<sup>F</sup> maatgevend.

## 8.3. Aandachtspunten en risico's

Lopende het onderzoek zijn de volgende aandachtspunten / risico's naar voren gekomen:

- De grootte van de blijvende langvoorspanning;
- De effecten van ongelijkmatige zetting van de ondergrond anders dan uit treinbelasting;
- De tijdige keuze van vroeg of laat lokaal noodzakelijke voegmaterialen;
- De overgang van de tunnel op in het bijzonder de startschacht;
- Gedegen kwaliteitscontrole van de groutlaag rondom de tunnel;
- De constructie van de inlay (rijvloer, tussenwand, kabelkokers).



## Colofon

Opdrachtgever Projectorganisatie HSL - Zuid  
Projectbureau Noordelijk Holland  
ir. P. Jovanovic

Uitgave Holland Railconsult  
Vakgroep Projectmanagement Civiele Techniek

Daalseplein 101  
Postbus 2855  
3500 GW Utrecht  
Telefoon 030 - 265 44 03  
Telefax 030 - 265 43 71

Auteur ir. C.L. Kamp

Projectnummer 4823NOH

## Bijlage I.      Literatuur

- [ 01 ]      K. F. Graff. "Wave motion in elastic solids" Clarendon press, Oxford, 1975
- [ 02 ]      R. W. Clough, J. Penzien "Dynamics of structures", 2<sup>nd</sup> edition, McGraw Hill, New York, 1993
- [ 03 ]      R. Courant, D. Hilbert "Methoden der mathematischen Physik", vierte Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1993
- [ 04 ]      S. Timoshenko, J. Goodier "Theory of elasticity" 3<sup>rd</sup> edition, McGraw Hill Kogakusha, Tokyo, 1970
- [ 05 ]      M. Spiegel "Fourier Analysis" Schaum's outline series, Mc Graw Hill, New York, 1974
- [ 06 ]      J. Miklowitz "The theory of elastic waves and waveguides" North Holland publishing company, Amsterdam, 1978
- [ 07 ]      J. Press, S. Teukolsky, W. Vetterling, B. Flannery "Numerical recipes in C" 2<sup>nd</sup> edition, Cambridge university press, Cambridge, 1997
- [ 08 ]      Projectorganisatie HSL – Zuid. "Boortunnel Groene Hart, Geotechnisch Profiel Referentieontwerp" 4 november 1998, B / HBR / R / 985476 / 3.1
- [ 09 ]      Projectorganisatie HSL – Zuid. "Boortunnel Groene Hart, Grondparameters" 5 november 1998, B / HBR / R / 985472 / 3.1
- [ 10 ]      Projectorganisatie HSL – Zuid. "Boortunnel Groene Hart, memo update parameterset gemiddelde waarden" H. Brinkman, 8 maart 2000, HBR / m / 20000417 / 3.1
- [ 11 ]      Projectorganisatie HSL – Zuid. "Boortunnel Groene Hart, dynamische beddingconstanten" P. Meijers, 10 februari 2000, B / HBR / M / 200000196 / 3.1
- [ 12 ]      Bouygues Travaux Publics, Koop Holding. Tekening "Groene Hart, constructie tekening van ringen en segmenten, incl details, nr TL – pack. A-part. I.4.9.6 folio 0 / 9 t/m 9 / 9. Version 2, 5 november 1999.
- [ 13 ]      Bouygues Travaux Publics, Koop Holding. Tekening "Groene Hart, concept ontwerp boortunnel, nr TL – pack. A-part. I.4.3.1 version 3, folio 6/6.
- [ 14 ]      Bouygues Travaux Publics, Koop Holding. Tekening "Groene Hart, concept ontwerp van het verticale alignement, nr TL – pack. A-part. I.4.1.1 revision 3.
- [ 15 ]      H. Duddeck "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)" Die Bautechnik 10 / 1980
- [ 16 ]      H. Ahrens, E. Lindner, K-H. Lux "Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)" Die Bautechnik 09 / 1982
- [ 17 ]      J. Erdmann, H. Duddeck "Statik der Tunnel im Lockergestein – Vergleich der Berechnungsmodelle" Der Bauingenieur 58 (1983)
- [ 18 ]      H. Ahrens, E. Lindner, K-H. Lux "Bemessungshilfen für kreisförmige Tunnel im Lockergestein unter Berücksichtigung der neuen Empfehlungen (1980)" Tachenbuch für den Tunnelbau (7) 1983

- [ 19 ] Projectorganisatie HSL – Zuid. Richtlijn HSL 600 E, belastingen en vervormingen bouwconstructies, 29 oktober 1999
- [ 20 ] A. Maissen “Festkörperreibung” Schweizer Ingenieur und Architekt nr 3, 14. Januar 1993
- [ 21 ] Projectorganisatie HSL – Zuid. Memo VSP metingen. P. Meijers, 26 september 2000, NOH\140489

## Bijlage II. Lijst van symbolen

Nota: afgeleiden naar de tijd worden aangegeven door één of meer punten boven een symbool (fluxie notatie van Newton). Subscripts <sup>F</sup> geven aan dat het een Fourier getransformeerde grootte betreft.

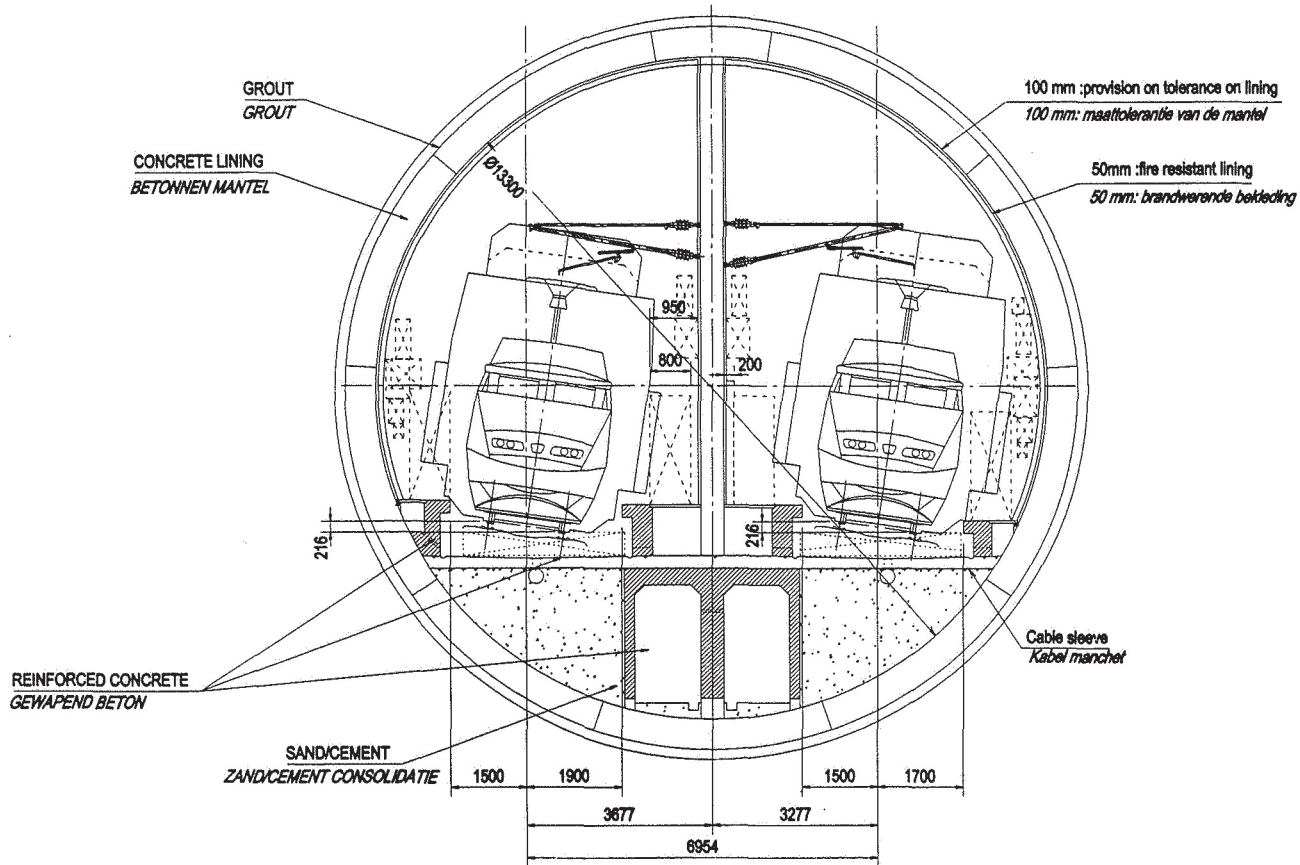
A	doorsnede
D	dwarskracht, diameter tunnel
E	elasticiteitsmodulus
E <sub>oed</sub>	oedometermodulus
G	glijdingsmodulus
H	overdrachtsfunctie (quotiënt van output en input in frequentiedomein)
I	buigtraagheidsmoment van een doorsnede
I <sub>w</sub>	wringtraagheidsmoment van een doorsnede
I <sub>p</sub>	polair traagheidsmoment van een doorsnede
J	rotatietraagheid van een doorsnede
K	globale beddingcoëfficiënt (i.e. voor de ligger)
M	buigend moment, puntmassa
M <sub>w</sub>	wringend moment
N	normaalkracht
O	omtrek
P	puntlast
R	straal boortunnel, reactie uit ondergrond
T	wringmoment
V	verticale kracht
V <sub>a</sub>	Afschuifvervorming voor het vrije veld
V <sub>b</sub>	Buigvervorming voor het vrije veld
V <sub>w</sub>	Verwringingshoek voor het vrije veld
W <sub>aw</sub>	afschuifvervorming
W <sub>b</sub>	buigvervorming
W <sub>a</sub> <sup>F</sup>	Fourier getransformeerde van afschuifvervorming
W <sub>b</sub> <sup>F</sup>	Fourier getransformeerde van buigvervorming
Z	afschuifstijfheid van een doorsnede
c	treinsnelheid, kritieke snelheid
e	excentriciteit
f	frequentie
k	locale beddingcoëfficiënt (voor gronddruk), veerstijfheid
k <sub>w</sub>	beddingcoëfficiënt m.b.t. rotatie van een ligger
m	massa
m <sub>w</sub>	wringmoment per eenheid van lengte
P <sub>rr</sub>	radiale belasting
q	belasting per eenheid van lengte
r	radiale coördinaat
t	tijd, wanddikte profiel
t <sub>rr</sub>	tangentiale belasting
u	verplaatsing
v	verplaatsing

w	verplaatsing
x	plaatscoördinaat
y	plaatscoördinaat
$\Delta$	verschil
$\Omega$	hoekfrequentie [rad / s]
$\delta$	Dirac delta functie (stootfunctie)
$\eta$	afschuiffactor doorsnede
$\lambda$	golflengte; karakteristieke lengte
$\mu$	massa per eenheid van lengte
$\nu$	coefficient van Poisson
$\rho$	volumieke massa
$\sigma$	normaalspanning
$\tau$	tijdconstante, schuifspanning
$\phi$	hoekverdraaiing, functie van Airy

## **Bijlage III. Tunnelgeometrie**



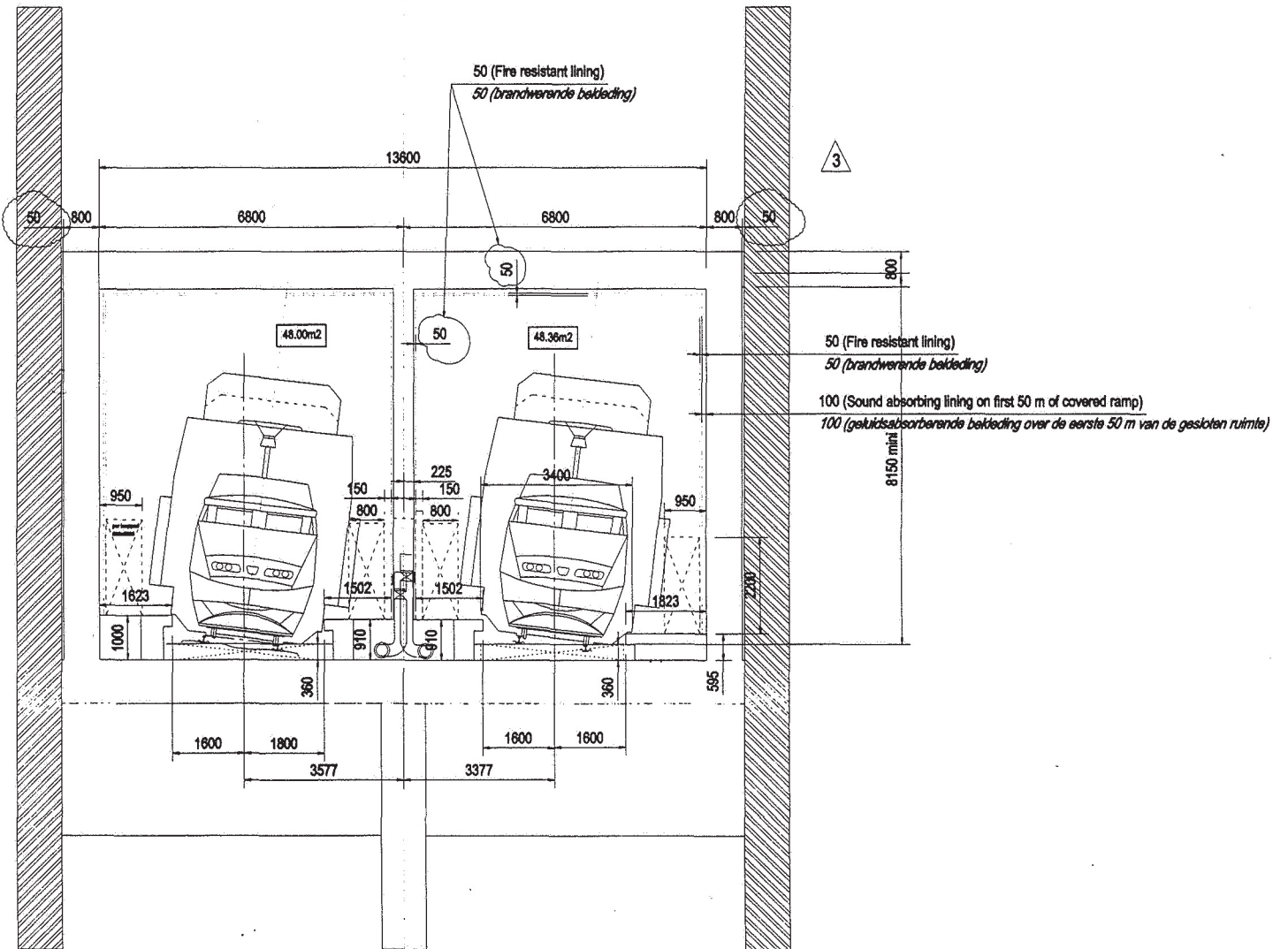
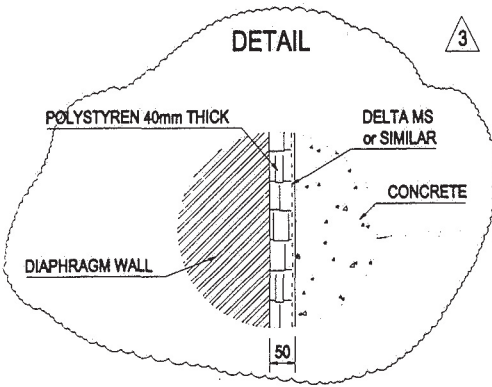
D:\TPED\Groene Hart\Drawings and planning\Plans modified\TL\_Pack A\_Part 1\_4\_3\_1\_rev3.dwg 28nov.1998 at 11:40 from TPED\_05



Project  
**GROENE HART**

Title		CONCEPTUAL DESIGN BORED TUNNEL SECTION IN SUPERELEVATION 180mm + 20%			CONCEPT ONTWERP BOORTUNNEL VERKANTING 180mm + 20%		
Issued by	Rub. Class.	Scale	Format	Type	NUMBER	REV	Folio
TPBET	06.01	1/100	A3	TL	PACK.A-PART.1-4.3.1	3	6/6

D:\TPED\Groene Hart\Drawings and planning\Revision 3\1L\_Pack A\_Part 1\_4\_3\_rev3 (2).dwg 25nov.1999 at 16:23 from TPED\_05



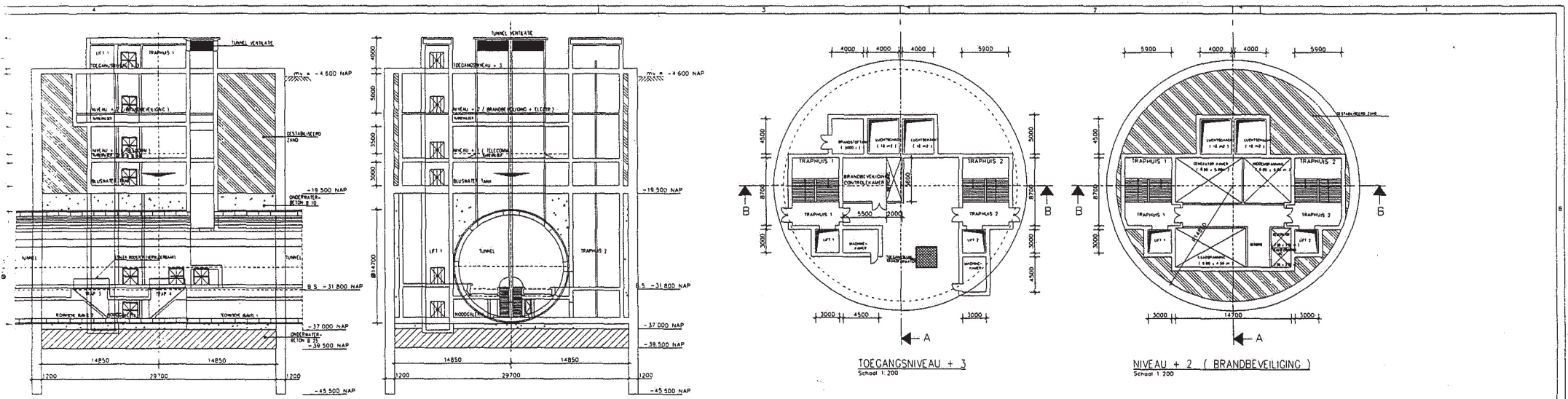
**Koop Holding**  
Koop Holding Europe B.V.

Project  
**GROENE HART**

Title  
CONCEPTUAL DESIGN  
CLOSED RAMP  
TYPICAL SECTION

CONCEPT ONTWERP  
GESLOTEN TOERIT  
NORMAAL DOORSNEDE

Issued by	Rub. Class.	Scale	Format	Type	NUMBER	REV	Folio
TPBET	06.01	1/100	A3	TL	PACK.A-PART.1-4.3.2	3	1

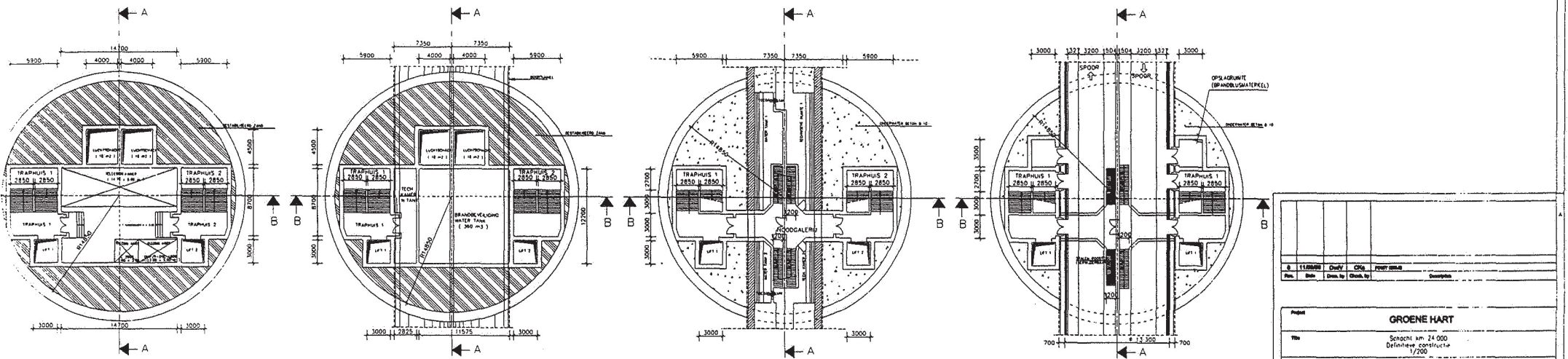


LANGSDOORSNEDE SECTIE A-A  
Schaal 1:200

DWARSDOORSNEDE SECTIE B-B  
Schaal 1:200

TOEGANGSNIVEAU + 3  
Schaal 1:200

NIVEAU + 2 (BRANDBEVEILIGING)  
Schaal 1:200



NIVEAU + 1 (TELECOMMUNICATIE)  
Schaal 1:200



WATER TANK NIVEAU  
Schaal 1:200

BOVENAANZICHT NOODGALERIJ  
Schaal 1:200

BOVENAANZICHT PLATFORM  
Schaal 1:200

E. STAMM		Chief	CRG	Project status
Plan.	Date.	Drawn by	Checked by	Description
Project: <b>GROENE HART</b>				
Site: Schiedamschen 24 000				
Definitive constructie 1/200				
Issued by	Arch. Drawn	Date	Printed	Type
CRG	CRG	1/200	1/200	1/200
PROJECT: <b>PAKKEET A-DEEL 1.4.3.4</b>				
Scale: 0 4m				

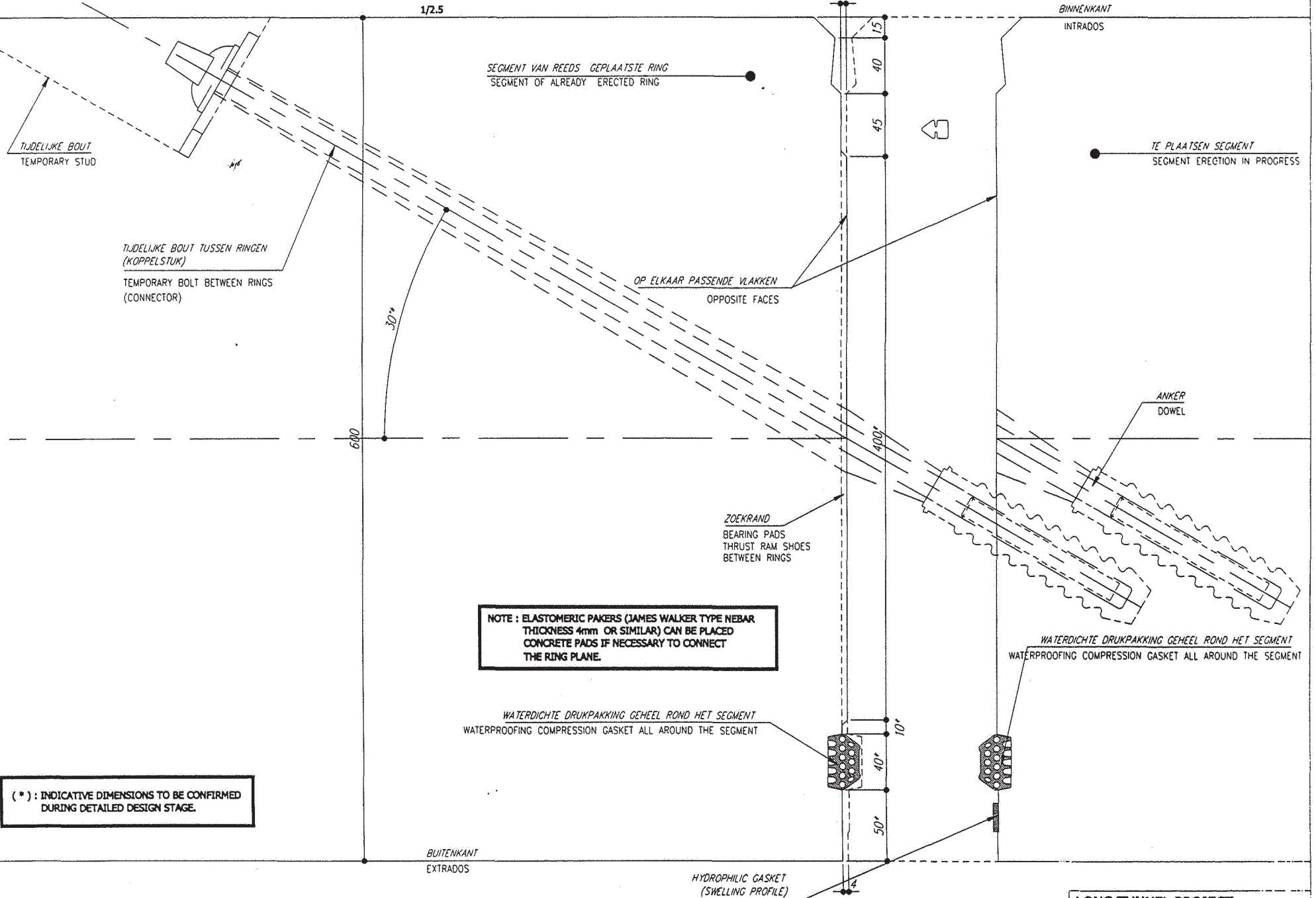
2	05/11/99	JPF	PAU	GENERAL UPDATE
1	14/06/99	GBE	JPM	POST TENDER REVISION - INFORMATION REQUESTED BY HSL-ZUID (letter of 07/06/99)
0	17/05/99	GBE	JPM	FIRST ISSUE
Rev.	Date	Draw. by	Check. by	Description

Project		<b>GROENE HART</b>		
Title	<i>CONSTRUCTIE TEKENING VAN RINGEN EN SEGMENTEN (INCL DETAILS)</i>		CONSTRUCTION DRAWINGS OF RINGS AND SEGMENTS	
				
TRAVAUX PUBLICS		<small>Koop Holding</small> <small>Beep Holding Group B.V.</small>		
Issued by	Rub. Class.	Scale	Format	Type
TPED	06.01	1-500 1/75 1/125 20 1/2.5	A3	PL
NUMBER		REV	Folio	
TL-PACK.A-PART.1.4.9.6			0/9	



**DETAILS VERBODING TUSSEN RINGEN**  
**DETAIL OF JUNCTION BETWEEN RINGS**

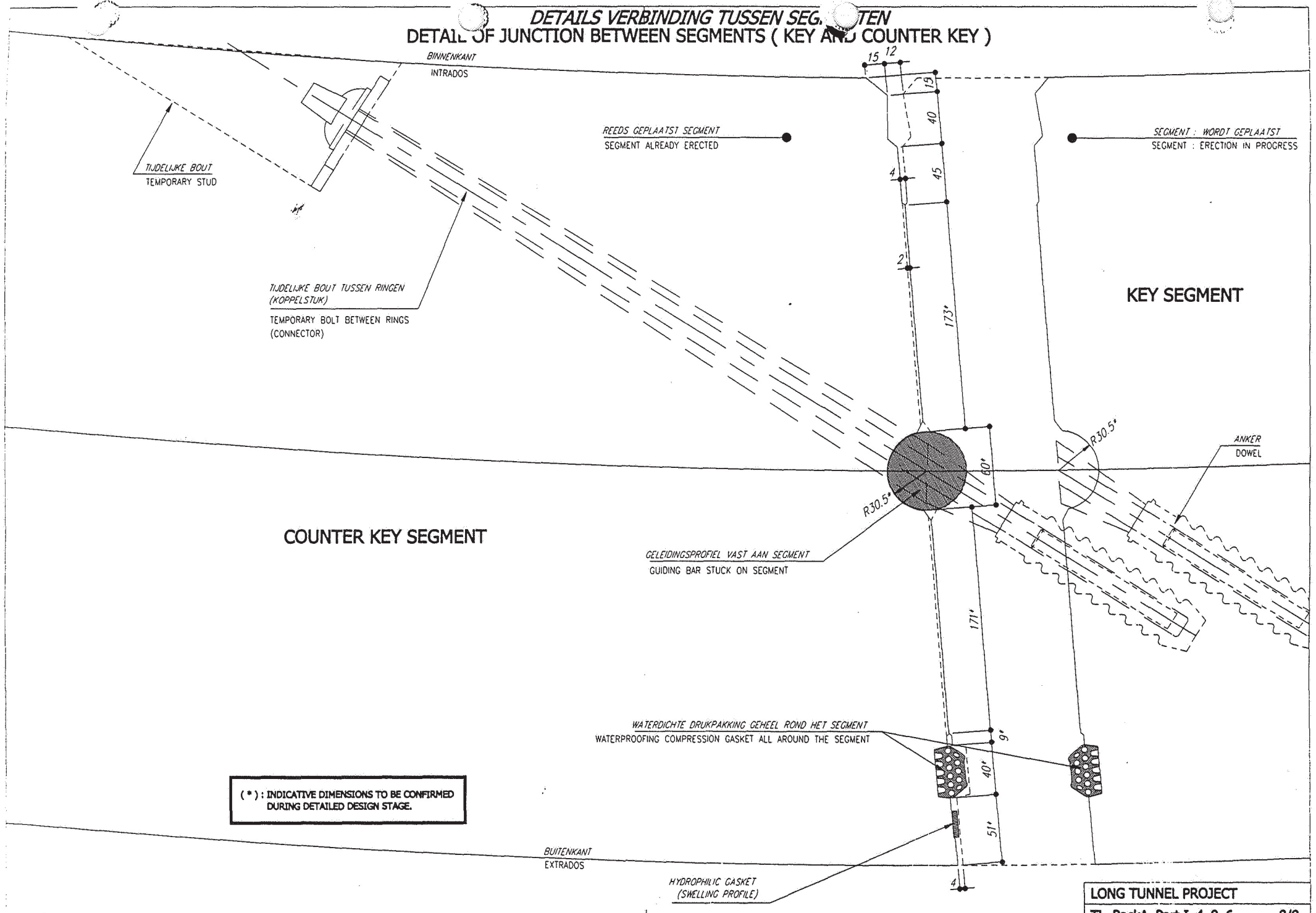
1/2.5



**NOTE : ELASTOMERIC PAKERS (JAMES WALKER TYPE NEBAR THICKNESS 4mm OR SIMILAR) CAN BE PLACED CONCRETE PADS IF NECESSARY TO CONNECT THE RING PLANE.**

**(\*) : INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED DURING DETAILED DESIGN STAGE.**

**DETAILS VERBINDING TUSSEN SEGMENTEN**  
**DETAIL OF JUNCTION BETWEEN SEGMENTS ( KEY AND COUNTER KEY )**



**COUNTER KEY SEGMENT**

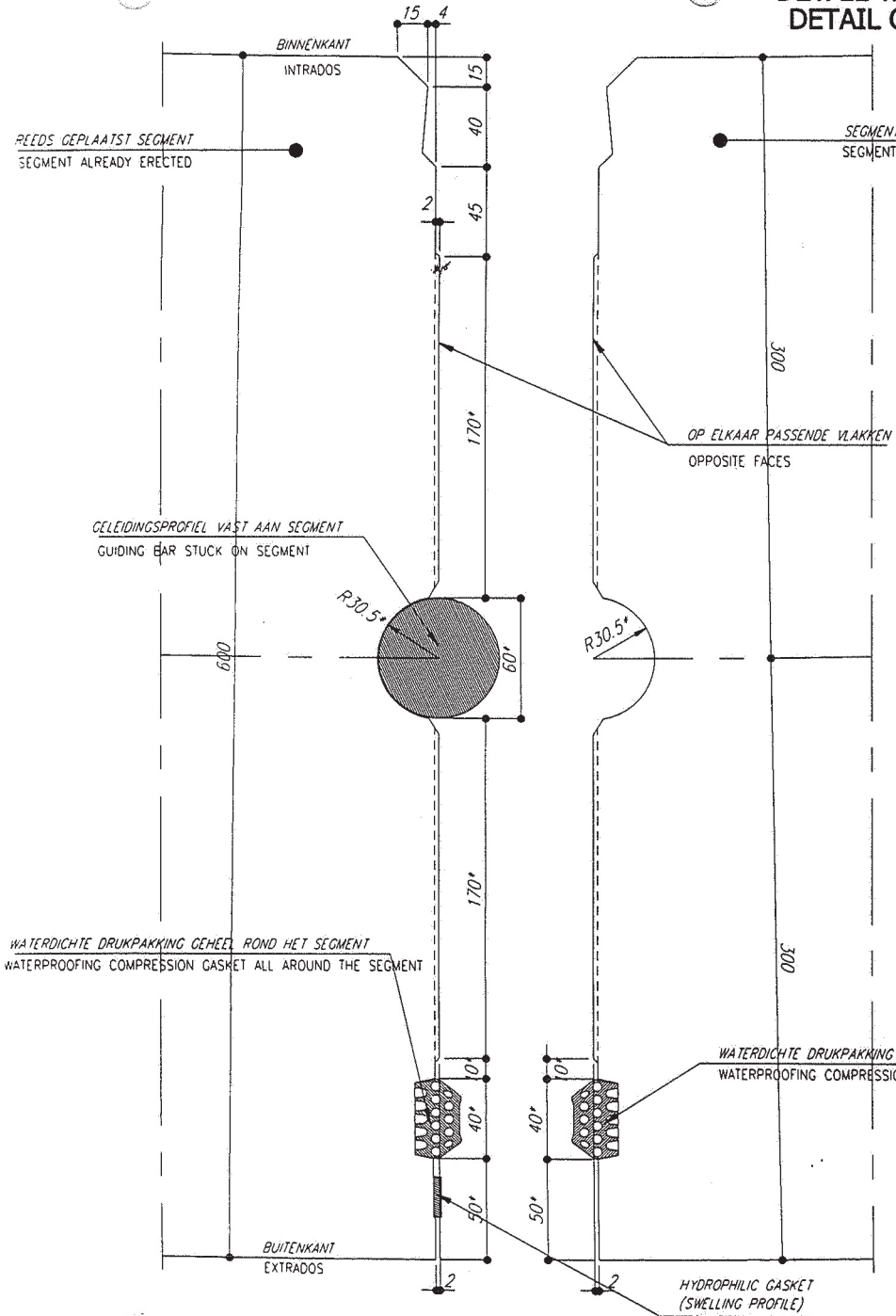
**KEY SEGMENT**

( \* ): INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED DURING DETAILED DESIGN STAGE.

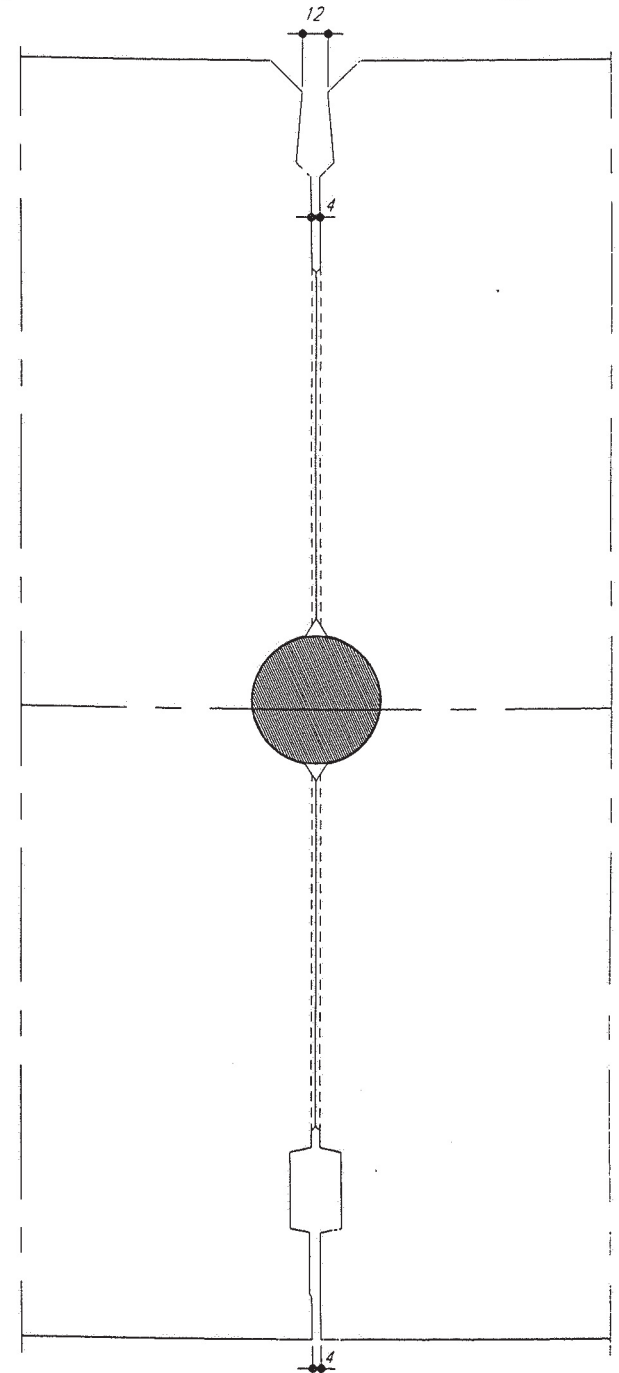


**DETAIL VAN VERBINDING TUSSEN SEGMENTEN**  
**DETAIL OF JUNCTION BETWEEN SEGMENTS**

1/2.5



(\*) : INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED DURING DETAILED DESIGN STAGE.

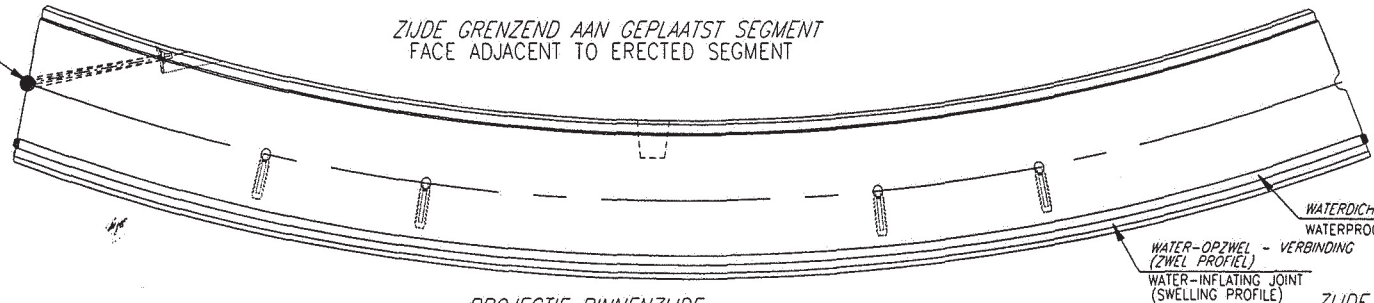


# ONTWERP VAN TEGENSEGMENT DESIGN OF COUNTER SEGMENT

1/20

GELEIDINGSPROFIEL VAST AAN SEGMENT  
GUIDING BAR STUCK ON SEGMENT

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATST SEGMENT  
FACE ADJACENT TO ERECTED SEGMENT



WATERDICHTE DRUKPAKKING  
WATERPROOFING COMPRESSION GASKET

WATER-OPZWEL - VERBINDING  
(ZWEL PROFIEL)  
WATER-INFLATING JOINT  
(SWELLING PROFILE)

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATST SEGMENT  
FACE ADJACENT TO THE  
SEGMENT ALREADY ERECTED

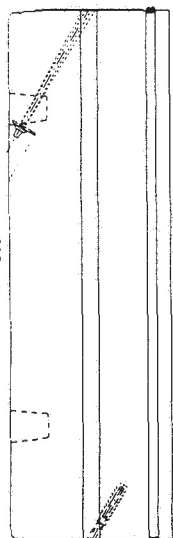
VRIJE ZIJDE  
FREE FACE

PROJECTIE BINNENZIJDE  
DEVELOPED VIEW OF INTRADOS

ZOEKRAND  
BEARING PADS

ZIJDE GRENZEND AAN DRUKCILINDERS  
FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS

TIJDELIJKE BOUTVERBINDING TUSSEN RINGEN  
TEMPORARY BOLTING BETWEEN RINGS

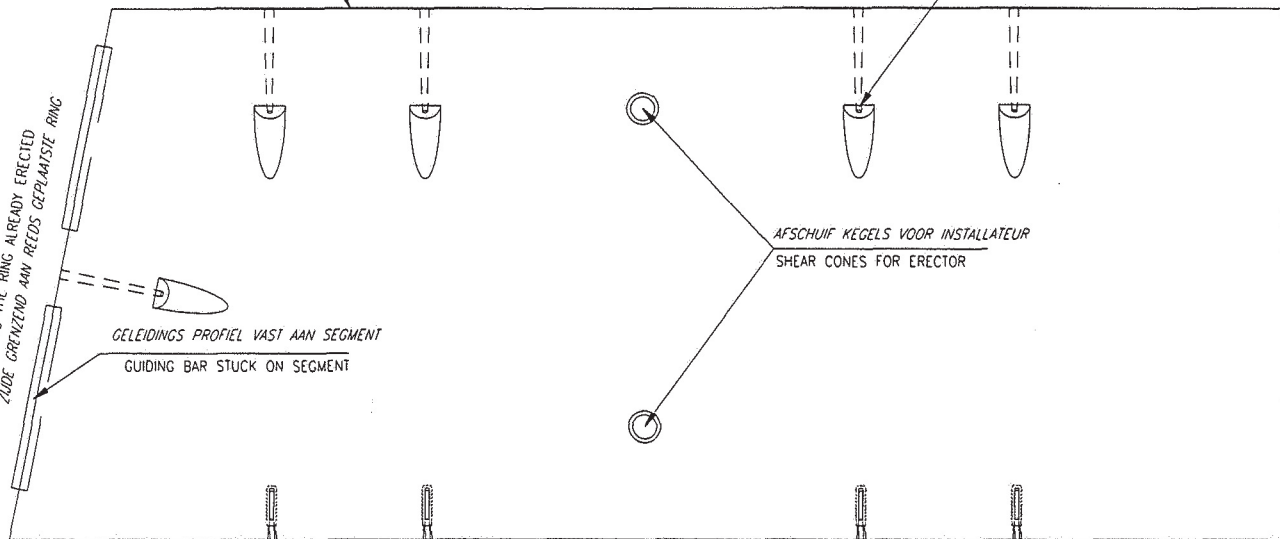


BINNENKANT  
INTRADOS

BUITENKANT  
EXTRADOS

ADJACENT TO THE RING ALREADY ERECTED  
ZIJDE GRENZEND AAN REEDS GEPLAATSE RING

GELEIDINGS PROFIEL VAST AAN SEGMENT  
GUIDING BAR STUCK ON SEGMENT



AFSCHUIF KEGELS VOOR INSTALLATEUR  
SHEAR CONES FOR ERECTOR

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATSE RING  
FREE FACE DURING ERECTION

WATERDICHTE DRUK WEG  
WATERPROOFING COMPRESSION GASKET  
EXTRADOS

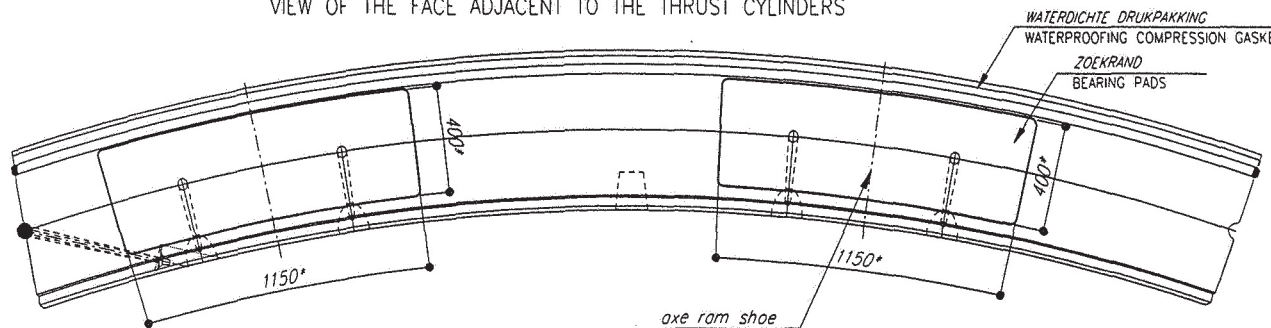
INTRADOS

EXCAVATION FACE

ZIJDE GRENZEND AAN REEDS GEPLAATSE RING  
FACE ADJACENT TO THE RING ALREADY ERECTED

WATER-OPZWEL VERBINDING  
(ZWEL PROFIEL)  
WATER-INFLATING JOINT  
(SWELLING PROFILE)

AANZICHT VAN DE ZIJDE GRENZEND AAN DE DRUKCILINDERS  
VIEW OF THE FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS



WATERDICHTE DRUKPAKKING  
WATERPROOFING COMPRESSION GASKET

ZOEKRAND  
BEARING PADS

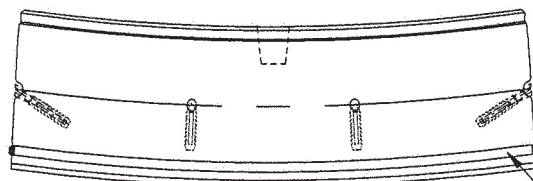
(\*): INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED  
DURING DETAILED DESIGN STAGE.

axe ram shoe

# ONTWERP VAN SLUITSEGMENT DESIGN OF KEY SEGMENT

1/20

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATST SEGMENT  
FACE ADJACENT TO ERECTED SEGMENT



WATERDICHTE DRUKPAKKING  
WATERPROOFING COMPRESSION GASKET

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATST SEGMENT  
FACE ADJACENT TO THE  
SEGMENT ALREADY ERECTED

VRIJE ZIJDE  
FREE FACE

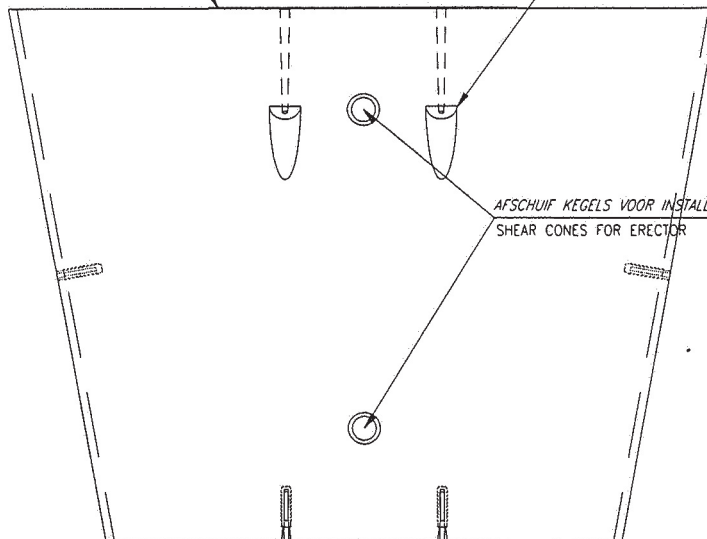
PROJECTIE BINNENZIJDE  
DEVELOPED VIEW OF INTRADOS

ZOEKRAND  
BEARING PADS

ZIJDE GRENZEND AAN DRUKCILINDERS  
FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS

TIJDELIJKE BOUTVERBINDING TUSSEN RINGEN  
TEMPORARY BOLTING BETWEEN RINGS

ADJACENT TO THE RING ALREADY ERECTED  
ZIJDE GRENZEND AAN REEDS GEPLAATSTE RING

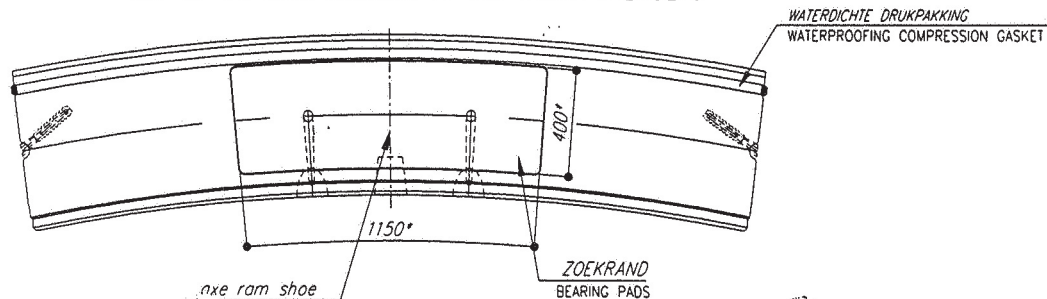


AFSCHUIF KEGELS VOOR INSTALLATEUR  
SHEAR CONES FOR ERECTOR

ZIJDE GRENZEND AAN GEPLAATSTE RING  
FREE FACE DURING ERECTION

ZIJDE GRENZEND AAN REEDS GEPLAATSTE RING  
FACE ADJACENT TO THE RING ALREADY ERECTED

AANZICHT VAN DE ZIJDE GRENZEND AAN DE DRUKCILINDERS  
VIEW OF THE FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS



WATERDICHTE DRUKPAKKING  
WATERPROOFING COMPRESSION GASKET

(\*) : INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED  
DURING DETAILED DESIGN STAGE.

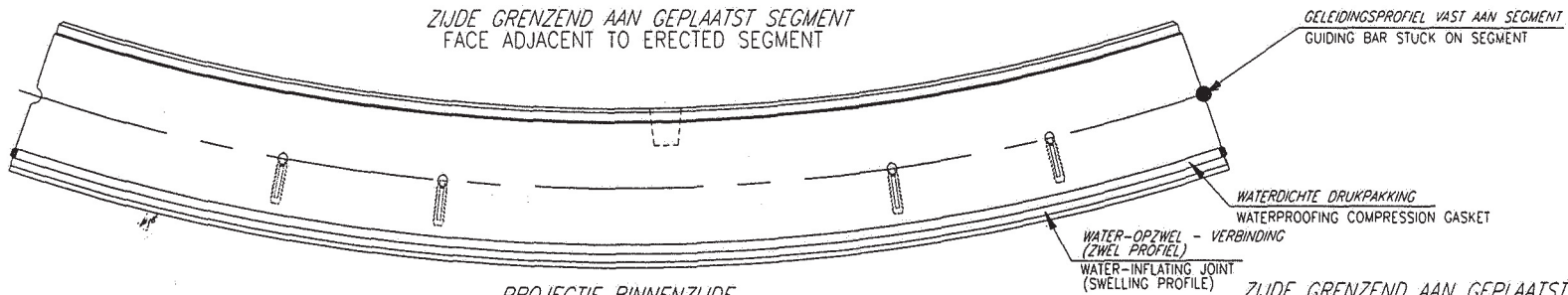
axe ram shoe

ZOEKRAND  
BEARING PADS

EXCAVATION FACE

# ONTWERP VAN SPECIFIEK SEGMENT DESIGN OF TYPICAL SEGMENT

1/20



VRIJE ZIJDEN  
FREE FACE

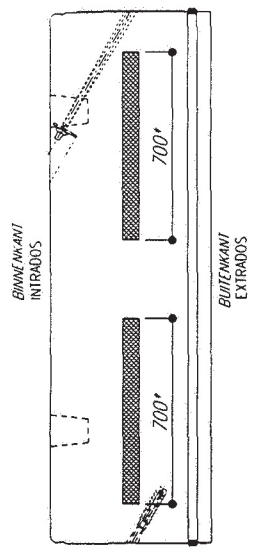
ZOEKRAND  
BEARING PADS

PROJECTIE BINNENZIJDE  
DEVELOPED VIEW OF INTRADOS

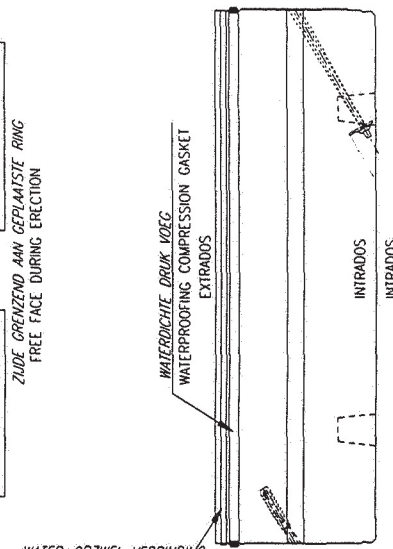
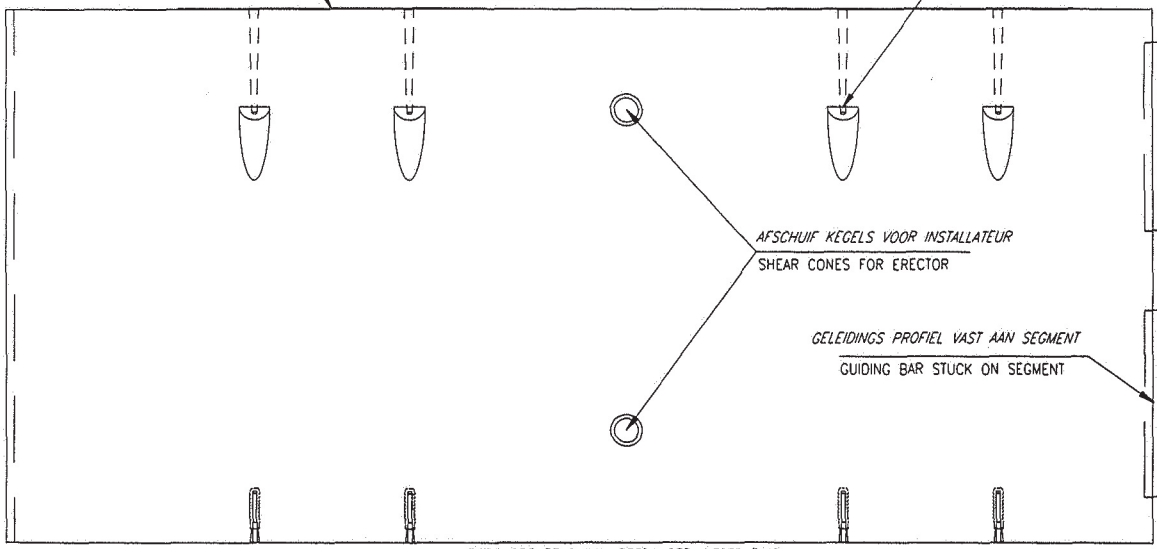
ZIJDEN GRENZEND AAN DRUKCILINDERS  
FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS

TUDELIJKE BOUTVERBINDING TUSSEN RINGEN  
TEMPORARY BOLTING BETWEEN RINGS

ZIJDEN GRENZEND AAN GEPLAATST SEGMENT  
FACE ADJACENT TO THE SEGMENT ALREADY ERECTED



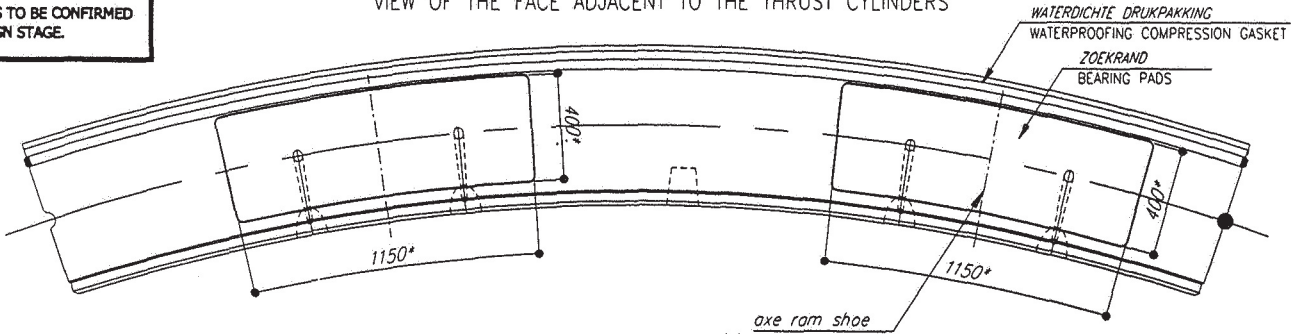
ADJACENT TO THE RING ALREADY ERECTED  
ZIJDEN GRENZEND AAN REEDS GEPLAATSTE RING



EXCAVATION FACE

AANZICHT VAN DE ZIJDEN GRENZEND AAN DE DRUKCILINDERS  
VIEW OF THE FACE ADJACENT TO THE THRUST CYLINDERS

(\*): INDICATIVE DIMENSIONS TO BE CONFIRMED DURING DETAILED DESIGN STAGE.

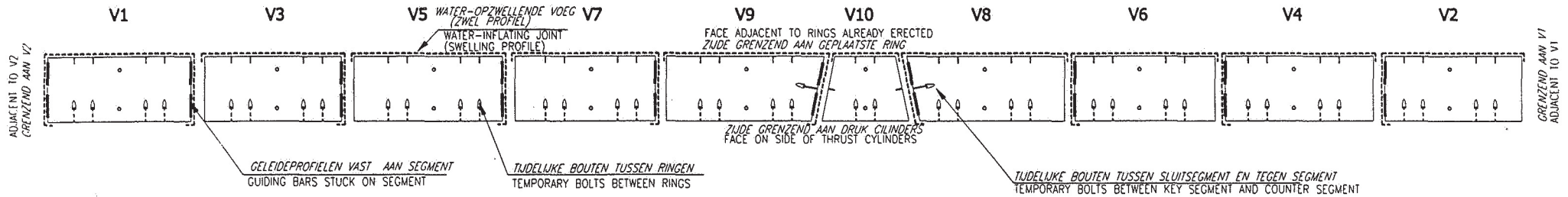




# MENE GEPROJECTEERDE AANZICHTEN GENERAL DEVELOPED VIEWS

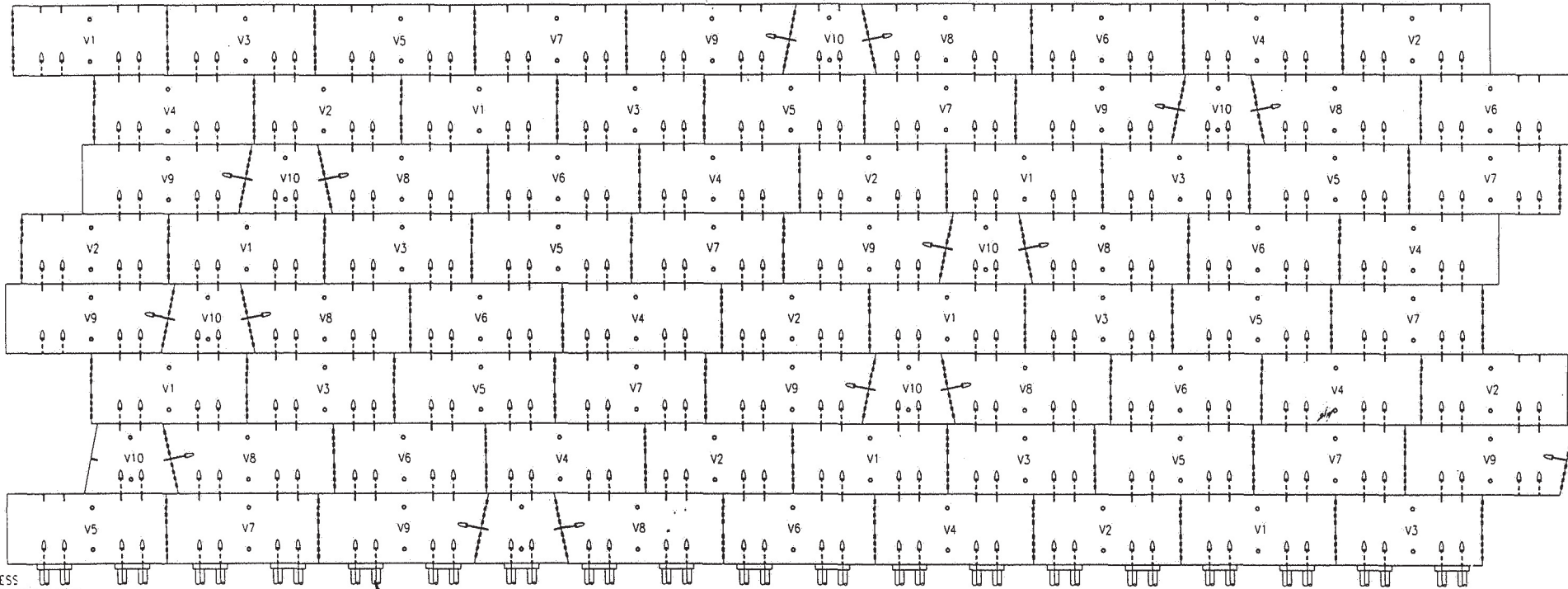
1/125

RING OPSTELLING - BOUTENPLAN, VOEGEN EN GELEIDINGSPROFIELEN  
RING ARRANGEMENT - LOCATION FOR BOLTS, JOINTS AND GUIDING BARS



NUMMERING VAN SEGMENTEN NAAR VOLGORDE VAN PLAATSIING IN DE RING  
NUMBERING OF SEGMENTS ACCORDING TO THE ERECTION SEQUENCING ORDER WITHIN THE RING

## UITSLAG UITGEWERKTE RANGSEHIKKING VAN SEGMENTEN MET SPECIFIEKE POSITIES VAN SLUIT SEGMENTEN DEVELOPED ARRANGEMENT OF LINING SEGMENTS WITH TYPICAL POSITIONS OF KEY SEGMENTS



PROGRESS  
VOORTGANGSRICHTING

TBM JACKS

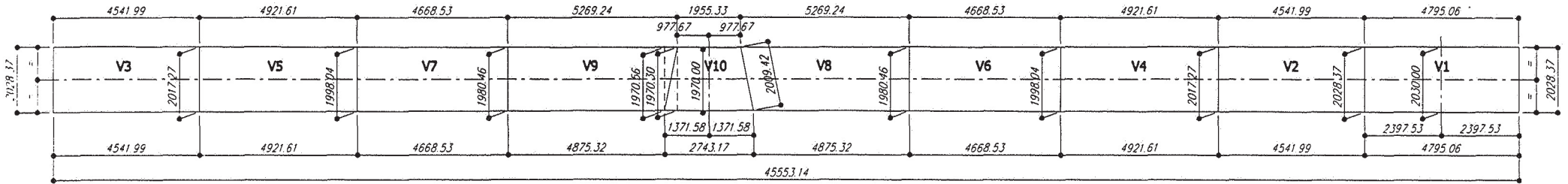
LONG TUNNEL PROJECT

TL\_PackA\_Part 1\_4\_9\_6

3/9

**BUITENKANT GEPROJECTEERDE AANZICHTEN**  
**EXTRADOS DEVELOPED VIEWS**

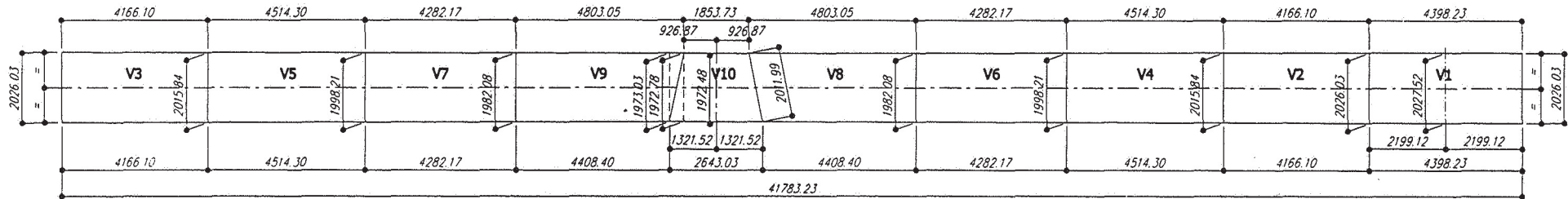
1/125



↓ VOORTGANGSRICHTING  
 ↓ PROGRESS

**BINNENKANT GEPROJECTEERDE AANZICHTEN**  
**INTRADOS DEVELOPED VIEWS**

1/125



↓ VOORTGANGSRICHTING  
 ↓ PROGRESS



# TUNNEL SEGMENTEN - ALGEMEEN AANZICHT TUNNEL LINING SEGMENTS - GENERAL VIEW

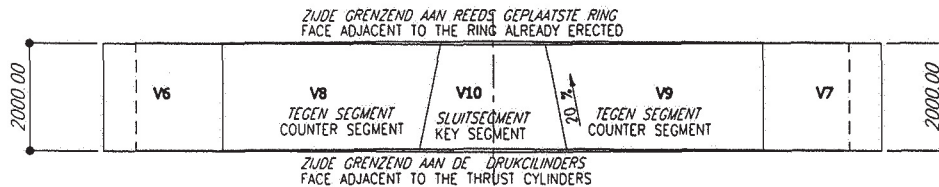
1/100

**VOORAANZICHT  
VIEW FROM FRONT**

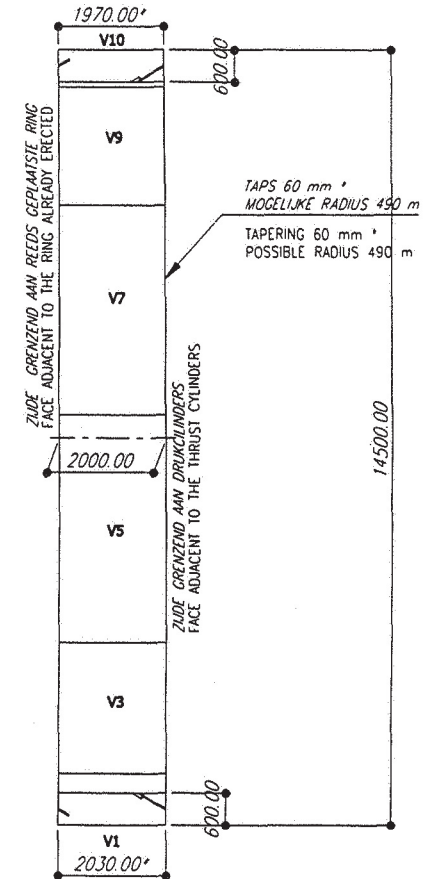
TUDELIJKE BOUTVERBINDING TUSSEN DRIE SEGMENTEN  
(ALLEN VAN SLUITSEGMENT-TEGENSEGMENT)  
TEMPORARY BOLTING BETWEEN SEGMENTS  
(ONLY FROM KEY SEGMENT AGAINST COUNTER SEGMENT)



**BOVENAANZICHT  
OVER VIEW**

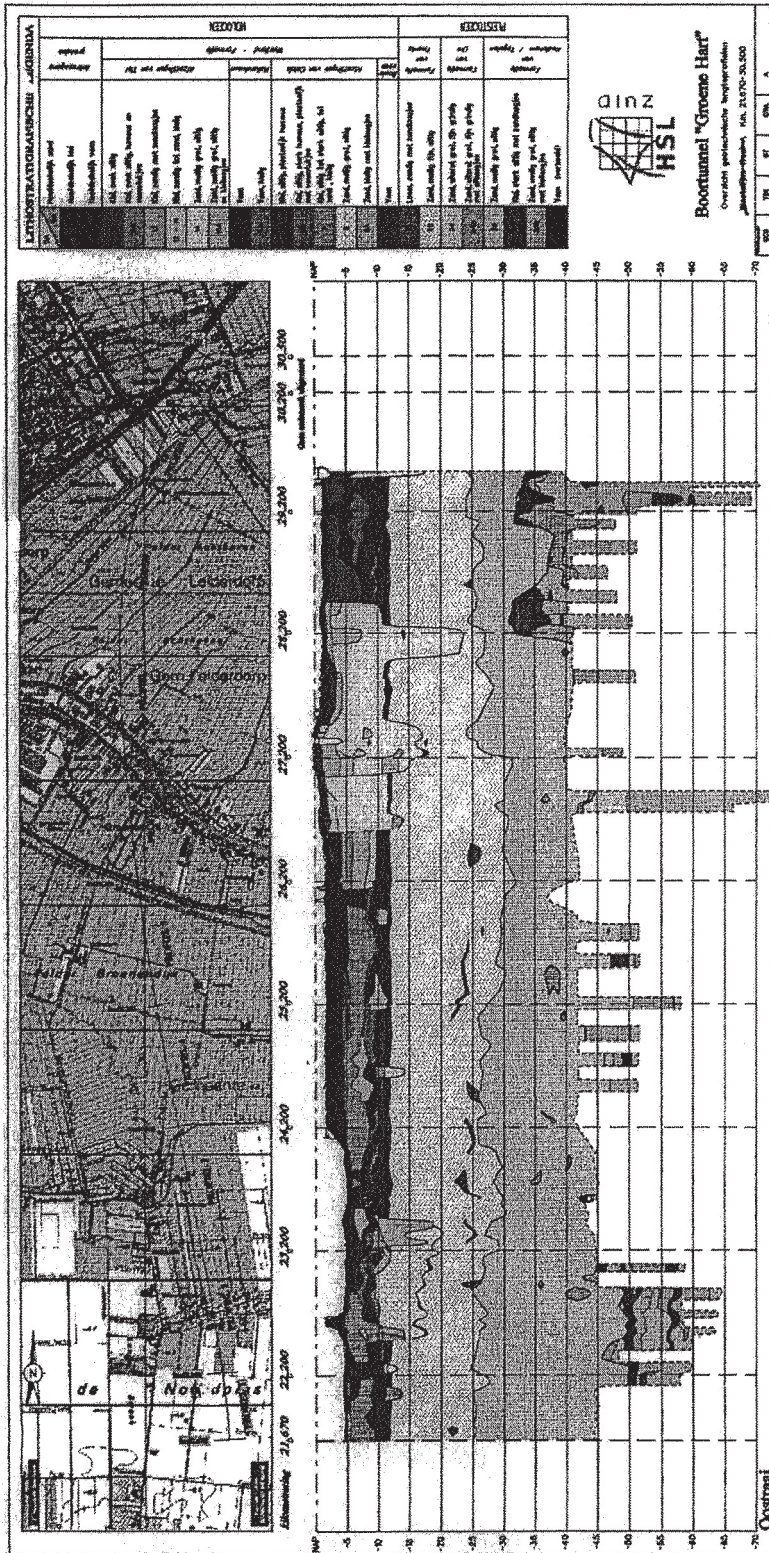


**ALGEMENE LANGSDOORSNEDE  
TYPICAL LONGITUDINAL SECTION**



\* MAAT CONTROLEREN TIJDENS DETAIL ONTWERP  
\* TO BE CONFIRMED DURING DETAIL DESIGN

# Bijlage IV. Geotechnisch lengteprofiel



**Bijlage V.      Rapportage berekening liggerparameters**

**Bijlage VI. Rapportage berekening dynamische grondparameters**