000016

tec

tunnel engineering consultants

# EERSTE ORDE EVALUATIE GEOTECHNIEK POSTDICTIES EN EVALUATIE EEM MODELLEN

Doc.nr. : K100-W-105B
Ref.nr. : 4902017X/BFJVD/R992038

Versie A

Veenendaal, 3 november 1999

# EERSTE ORDE EVALUATIE GEOTECHNIEK POSTDICTIES EN EVALUATIE EEM MODELLEN

Doc.nr. : K100-W-105B
Ref.nr. : 4902017X/BFJVD/R992038

Versie A

Veenendaal, 3 november 1999

Opgesteld : ir. B.F.J. van Dijk
Controle : ir. F.J. Kaalberg
Vrijgave : ir. E.A.H. Teunissen

| | |
|---|---|
| *Titel en sub-titel:*<br>Eerste orde evaluatie geotechniek: Postdicties en evaluatie EEM modellen | *Schrijver(s):*<br>ir B.F.J. van Dijk<br>ir W.H.N.C. van Empel |
| *Datum rapport:*<br>3 november 1999 | *Type rapport:*<br>Werkdocument |
| | |
| *Rapportnummer opdrachtnemer:*<br>4902017X/BFJVD/R992038 | *document nummer:*<br>K100-W-105B |
| *Projectleider(s) opdrachtnemer:*<br>ir. E.A.H. Teunissen | *Projectbegeleider opdrachtgever:*<br>drs W. van Schelt |
| *Projectbegeleider opdrachtnemer:*<br>ir F.J. Kaalberg | |
| *Naam en adres opdrachtnemer:*<br>TEC<br>Postbus 747<br>3900 AS Veenendaal | *Naam en adres opdrachtgever:*<br>CUR/COB<br>Postbus 420<br>2800 AK Gouda |
| | |
| *Opmerkingen:* | |

*Samenvatting rapport:*


Onderhavige rapportage heeft betrekking op de eerste orde evaluatie van EEM modellen gebruikt voor het onderdeel geotechniek van het proefproject Tweede Heinenoordtunnel.
Het contractiemodel en 2D groutdrukmodel zijn kritisch beschouwd. Met behulp van het contractiemodel kan de vorm van de zettingstrog niet goed worden beschreven. Met behulp van het 2D groutdrukmodel kan de vorm van de zettingstrog wel goed worden beschreven, maar wordt relatie tussen de in de staartspleet heersende groutdruk en de vervormingen van de grond niet goed beschreven, doordat 3D boogwerking een belangrijke invloed heeft op de vervormingen in de grond.
Voor meetveld Zuid is een 3D groutdrukmodel opgezet voor de eerste orde evaluatie geotechniek. Met behulp van dit model zijn de gemeten vervormingen goed na te rekenen. Door het ontbreken van meetgegevens van groutdrukken was het niet mogelijk de relatie tussen de in de staartspleet heersende groutdruk en de vervormingen in de grond te verifiëren met behulp van het model.

Het model is tevens gebruikt om de situatie ter plaatse van de TNO meetring bij meetveld Zuid na te rekenen. In het 3D groutdrukmodel is het globale vervormingsgedrag van de tunnelconstructie beschreven. De vervormingen en spanningen van de tunnelconstructie van deze berekening zijn nader geanalyseerd. De vervormingen van de tunnelconstructie in het 3D groutdruk model zijn tevens gebruikt als basis voor berekeningen met een 3D tunnelconstructiemodel, gerapporteerd in K100-W-106.
De invloed van de aanleg van de tweede tunnelbuis op de eerste tunnelbuis is nader beschouwd. Op basis van onderzoek is gebleken dat de tunnelbuizen tot op een tussenafstand van ¼D zouden kunnen worden gesitueerd, mits de groutdruk binnen redelijke grenzen wordt beheerst.


*Relationele rapporten:*
K100-W-106, K100-W-105, deel A

| | | | |
|---|---|---|---|
| *Trefwoorden:*<br>tunnel, boren, geotechniek, 3D-modellering | | *Verspreiding:*<br>COB-commissie K100 | |
| *Classificatie:*<br>Intern COB rapport | *Classificatie deze pagina:*<br>Nee | *Aantal blz:*<br>70 | *Prijs:* |

| *Versie* | *Datum* | *Namens opdrachtnemer* | *Paraaf* | *Namens opdrachtgever* | *Paraaf* |
|---|---|---|---|---|---|
| concept I | 8-9-1999 | ir. E.A.H. Teunissen | | ir. E.A.H. Teunissen | |
| definitief 1 | 3-11-1999 | ir. E.A.H. Teunissen | | drs W. van Schelt | |

| | |
|---|---|
| *Title and sub-title:*<br>Eerste orde evaluatie geotechniek: postdicties en evaluatie EEM modellen | *Author(s):*<br>ir W.H.N.C. van Empel<br>ir B.F.J. van Dijk |
| *Date report:*<br>3 november 1999 | *Type report:*<br>final report |
| | |
| *Reportnumber contractor:*<br>4902017X/BFJVD/R992038 | *report number:*<br>K00-W-105B |
| *Project manager(s) contractor:*<br>ir. E.A.H. Teunissen | *Project attendant principal:*<br>drs W. van Schelt |
| *Project attendant contractor:*<br>ir. F.J. Kaalberg | |
| *Name and address contractor:*<br>TEC<br>P.O. Box 747<br>3900 AS Veenendaal<br>The Netherlands | *Name and address principal:*<br>CUR/COB<br>P.O. Box 420<br>2800 AK Gouda<br>The Netherlands |
| | |
| *Remarks:* | |


*Summary of report:*

This report contains the first order evaluation of geotechnical FEM models for the K100 project 'Tweede Heinenoordtunnel'.
The contraction model and the 2D groutpressure model have been critically reviewed. With the contraction model it is impossible to get a good description of the shape of the settlement trough. With the 2D groutpressure model the shape of the settlement trough can well be described, but the relation between the pressure in the tail void and the deformations of the ground is wrong because 3D arching has a big influence in the deformations.
A 3D groutpressure model has been set up for the first order evaluation geotechnics for measurement area South. With the 3D groutpressure model it was possible to calculate the measured settlements. Due to the lack of groutpressure measurements, it was impossible to verify the relation between the groutpressure in the tail void and the deformations in the subsoil.

The model was also used to calculate the situation at the location of the TNO measurement ring for measurement area South. The 3D groutpressure model describes the global deformation of the tunnelconstruction. The deformations and stresses of the tunnelconstruction in this calculation are analysed. The calculated deformations of the tunnelconstruction in the 3D pressuremodel are used as a base for a 3D tunnelconstructionmodel, described in K100-W-106.
The influence of the construction of the second tunnel on the first tunnel is analysed. Based on research it was found that it could be possible to construct two tunnels with a distance of ¼D in-between them, when the grout pressure can be controlled within reasonable limits.


*Relational reports:*
K100-W-106, K100-W-105, deel A

| | | | |
|---|---|---|---|
| *Keywords:*<br>tunnelling, boring, geotechnics, 3D-modelling | | *Distribution:*<br>COB committee K100 | |
| *Classification:*<br>Internal COB-report | *Classification this page:*<br>No | *Number of pages:*<br>70 | *Price:* |

| *Version* | *Date* | *On behalf of contractor* | *Initials* | *On behalf of principal* | *Initials* |
|---|---|---|---|---|---|
| Concept I | 8-9-1999 | ir. E.A.H. Teunissen | | drs W. van Schelt | |
| Final 1 | 3-11-1999 | ir. E.A.H. Teunissen | | drs W. van Schelt | |

**Auteursrechten**

Alle rechten voorbehouden. Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand of openbaar worden gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen of op enig andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de CUR/COB.

Het is toegestaan overeenkomstig artikel 15a Auteurswet 1912 gegevens uit deze uitgave te citeren in artikelen, scripties en boeken, mits de bron op duidelijke wijze wordt vermeld, alsmede de aanduiding van de maker, indien deze in de bron voorkomt. "Rapport K100-W-105B, Eerste orde evaluatie geotechniek, Postdicties en evaluatie EEM modellen, CUR/COB, Gouda".

**Aansprakelijkheid**

CUR/COB en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het samenstellen van deze uitgave. Nochtans moet de mogelijkheid niet worden uitgesloten dat er toch fouten en onvolledigheden in deze uitgave voorkomen. Ieder gebruik van deze uitgave en gegevens daaruit is geheel voor eigen risico van de gebruiker en CUR/COB sluit, mede ten behoeve van al diegenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze uitgave en de daarin opgenomen gegevens, tenzij de schade mocht voortvloeien uit opzet of grove schuld zijdens CUR/COB en/of degenen die aan deze uitgave hebben meegewerkt.

## VOORWOORD

Kennis en ervaring op het gebied van ondergronds bouwen in zachte grond is belangrijk als Nederland de actualiteit wil volgen en de (inter)nationale positie van de Nederlandse ontwerpers en bouwers wil handhaven.

Door een breed forum van partijen uit bedrijfsleven, overheid en kennisinstituten is in 1994 het Impulsprogramma Kennisinfrastructuur Ondergronds Bouwen opgesteld. Het doel van dit Impulsprogramma is te komen tot een duurzame versterking van de kennisinfrastructuur. De kern van deze kennisinfrastructuur vormt het Centrum Ondergronds Bouwen (COB), dat onderzoek en ontwikkelingen op het gebied van ondergronds bouwen initieert en coördineert. COB maakt gebruik van de werkwijze en infrastructuur van het Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR) te Gouda. De activiteiten van het COB worden uitgevoerd onder de noemer CUR/COB. Een leerstoel "Ondergronds Bouwen" aan de TU Delft is nauw gelieerd aan het COB.

In CUR/COB participeert een breed scala aan bedrijven, branche-organisaties, onderzoeksinstellingen, wetenschappelijke instituten en overheden.

Via een bijdrage van de Interdepartementale Commissie voor het Economisch Structuurbeleid (ICES) in het Impulsprogramma stimuleert de overheid de totstandkoming van deze kennisinfrastructuur.

Het onderzoek en ontwikkelingswerk van CUR/COB worden verricht in het kader van een omvattend uitvoeringsprogramma.

Dit uitvoeringsprogramma kent in eerste instantie vier thema's, te weten "Boren in zachte grond", "Verkennen, voorspellen en monitoren", "Economische tunnelbouw" en "Construeren, beheren en onderhouden".

De thema's worden ingevuld met uit te voeren onderzoeks- en ontwikkelingsprojecten.

Een belangrijk project binnen het eerste thema is het "Praktijkonderzoek Boortunnels" (CUR/COB-uitvoeringscommissie K100). De kern van dit project bestaat uit een intensieve monitoring van de twee praktijkprojecten Boortunnels, de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekspoortunnel. Door middel van deze monitoring worden bestaand instrumentarium voor verkenning van de ondergrond en voorspellings-modellen voor het gedrag van constructie en grond getoetst.

Voorliggend werkdocument "Rapport K100-W-105B, Eerste orde evaluatie geotechniek, Postdicties en evaluatie EEM modellen" is onder verantwoordelijkheid van deze commissie tot stand gekomen en moet gezien worden als evaluatieonderdeel geotechniek van de monitoring bij het praktijkproject Tweede Heinenoordtunnel.

De samenstelling van de commissie, die dit rapport heeft voorbereid, was:

| | |
|---|---|
| Ir. K.J. Bakker, voorzitter | Rijkswaterstaat |
| Drs. W. van Schelt, secretaris | Rijkswaterstaat |
| Ir. P.H.J. Ackermans | TauwMabeg Civiel en Bouw BV |
| Ir. J. Bellis | NBM Amstelland NV |
| Dr.Ir. P. van den Berg | Kennis en Wetenschappelijke Instituten |
| Ir. J.P.M. Bol | Grote Gemeenten |
| Ir. H.A. Greve | ITM c.v. |
| Ir. S.A.B.M. Hageman | Heijmans NV |
| Ir. W.C. Horden | Boor Tunnel Combinatie |
| Ir. N.D. Joustra | Grontmij - De Weger |
| Ing. H. de Kruijff | NV Nederlandse Spoorwegen |
| Ir. S. den Ouden | Saturn v.o.f. |
| Ir. H.C. Peerdeman | Infraneth |
| Ir. S.F. de Ronde | SAT Engineering v.o.f. |
| Ir. L.E.B. Saathof | Rijkswaterstaat |
| Ir. E.A.H. Teunissen | TEC/Fugro |
| Ir. H.J. Vos | Staalbouwkundig genootschap |
| Prof.ir. E. Horvat, corresponderend lid | Kennis en Wetenschappelijke Instituten |
| Ir. P. van Staalduinen, corresponderend lid | Kennis en Wetenschappelijke Instituten |
| Ir. Joh.G.S. Pennekamp, corresponderend lid | Kennis en Wetenschappelijke Instituten |
| Ing. F.J. Wermer, corresponderend lid | Rijkswaterstaat |
| Prof.dr.ir. J.F. Agema, mentor | CUR |
| Ir. L. Kwak, coördinator | CUR/COB |

Samenstelling van het Projectbureau Boortunnels:

Ir. P.S. Jovanovic
Ir. J.W. Plekkenpol
Drs. W. van Schelt

## INHOUD


| | | | |
|---|---|---|---|
| | | Samenvatting | 5 |
| | | Summary | 6 |
| | | Notaties | 7 |
| Hoofdstuk | 1 | INLEIDING | 8 |
| | 1.1 | Algemeen | 8 |
| | 1.2 | Leeswijzer | 8 |
| Hoofdstuk | 2 | KRITISCHE BESCHOUWING GEOTECHNIEK | 9 |
| | 2.1 | Contractiemodellen | 9 |
| | 2.2 | 2-Dimensionaal groutdrukmodel | 10 |
| | 2.3 | 3-Dimensionaal groutdrukmodel | 11 |
| Hoofdstuk | 3 | 3D GROUTDRUKMODEL | 14 |
| | 3.1 | Doelstelling | 14 |
| | 3.2 | Aanpak | 14 |
| | 3.3 | Uitgangspunten | 15 |
| | 3.3.1 | Uitgangspunten berekening ten behoeve van evaluatie tunnelconstructie | 15 |
| | 3.3.1.1 | TBM en volgwagens | 15 |
| | 3.3.1.2 | Tunnelconstructie | 16 |
| | 3.3.1.3 | Geotechniek | 17 |
| | 3.3.1.4 | Groutdruk | 17 |
| | 3.3.2 | Uitgangspunten berekening ten behoeve van de geotechnische evaluatie | 18 |
| | 3.3.2.1 | TBM en volgwagens | 18 |
| | 3.3.2.2 | Tunnelconstructie | 18 |
| | 3.3.2.3 | Geotechniek | 18 |
| | 3.3.2.4 | Groutdruk | 19 |
| | 3.4 | Modellering | 19 |
| | 3.4.1 | Fase 1. Eigengewicht | 21 |
| | 3.4.2 | Fase 2 Coniciteit | 21 |
| | 3.4.3 | Fase 3A-3H. Aanbrengen goutdruk | 21 |
| | 3.4.4 | Fase 4: Uiteindelijke situatie, inclusief TBM | 24 |
| | 3.5 | Evaluatie Geotechniek | 24 |
| | 3.5.1 | Berekeningsvarianten | 24 |
| | 3.5.2 | TNO meetring (variant 4) | 25 |
| | 3.5.3 | Geotechnische metingen | 26 |
| | 3.5.3.1 | Groutdruk variant 5 | 27 |
| | 3.5.3.2 | Groutdruk variant 6 | 28 |
| | 3.5.3.3 | Groutdruk variant 7 | 29 |
| | 3.5.3.4 | Groutdruk variant 8 | 30 |
| | 3.5.3.5 | Conclusies | 31 |
| | 3.6 | Evaluatie tunnelconstructie | 31 |
| | 3.6.1 | Inleiding | 31 |
| | 3.6.2 | Tunnelconstructie en bijbehorende randvoorwaarden en belastingen | 32 |
| | 3.6.3 | Krachtenbalans tunnel | 35 |
| | 3.6.4 | Evaluatie krachtswerking | 38 |
| | 3.6.4.1 | Globale vervorming | 38 |
| | 3.6.4.2 | Krachtswerking ten gevolge van liggerwerking | 41 |
| | 3.6.4.3 | Verloop liggerdwarskracht $Q_{xz}$ | 43 |
| | 3.6.4.4 | Krachtswerking ten gevolge van ringwerking | 44 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | 3.6.5 | 3-D tunnelmodellering in relatie tot conventionele liggermodellen (liggerwerking) | 48 |
| | 3.6.5.1 | Juistheid in conventionele liggermodellen gehanteerde stekel-hypothese | 48 |
| | 3.6.5.2 | Implicaties eindige lengte 3-.D model in samenhang met zwevend ingeklemd modeluiteinde en gefaseerde berekeningswijze | 50 |
| | 3.6.6. | Modelbeperkingen en modelgevoeligheden in relatie tot beschikbare parameters | 59 |
| | 3.7 | Conclusies en aanbevelingen | 62 |
| | 3.7.1 | Geotechniek | 62 |
| | 3.7.2 | Tunnelconstructie | 64 |
| | 3.7.2.1 | Conclusies | 64 |
| | 3.7.2.2 | Aanbevelingen | 65 |
| Hoofdstuk | 4 | Effect aanleg tweede tunnelbuis op eerste tunnelbuis | 66 |
| | 4.1 | Probleemstelling | 66 |
| | 4.2 | Doelstelling 1$^{e}$ orde evaluaties | 66 |
| | 4.3 | Resultaten | 67 |
| | 4.4 | Conclusies en aanbevelingen | 69 |
| Hoofdstuk | 5 | Literatuur | 70 |
| Bijlage | I | GEOTECHNISCHE LAAGINDELING EN PARAMETERS | |
| Bijlage | II | GEFASEERDE BEREKENING T.B.V. EVALUATIE TUNNEL-CONSTRUCTIE | |
| Bijlage | III | METINGEN MEETVELD ZUID | |
| Bijlage | IV | BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 5 | |
| Bijlage | V | BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 6 | |
| Bijlage | VI | BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 7 | |
| Bijlage | VII | BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 8 | |

## SAMENVATTING

Onderhavige rapportage heeft betrekking op de eerste orde evaluatie van EEM modellen gebruikt voor het onderdeel geotechniek van het proefproject Tweede Heinenoordtunnel.

Het contractiemodel en 2D groutdrukmodel zijn kritisch beschouwd. Met behulp van het contractiemodel kan de vorm van de zettingstrog niet goed worden beschreven. Met behulp van het 2D groutdrukmodel kan de vorm van de zettingstrog wel goed worden beschreven, maar wordt relatie tussen de in de staartspleet heersende groutdruk en de vervormingen van de grond niet goed beschreven, doordat 3D boogwerking een belangrijke invloed heeft op de vervormingen in de grond.

Voor meetveld Zuid is een 3D groutdrukmodel opgezet voor de eerste orde evaluatie geotechniek. Met behulp van dit model zijn de gemeten vervormingen goed na te rekenen. Door het ontbreken van meetgegevens van groutdrukken was het niet mogelijk de relatie tussen de in de staartspleet heersende groutdruk en de vervormingen in de grond te verifiëren met behulp van het model.

Het model is tevens gebruikt om de situatie ter plaatse van de TNO meetring bij meetveld Zuid na te rekenen. In het 3D groutdrukmodel is het globale vervormingsgedrag van de tunnelconstructie beschreven. De vervormingen en spanningen van de tunnelconstructie van deze berekening zijn nader geanalyseerd. De vervormingen van de tunnelconstructie in het 3D groutdruk model zijn tevens gebruikt als basis voor berekeningen met een 3D tunnelconstructiemodel, gerapporteerd in K100–W–106.

De invloed van de aanleg van de tweede tunnelbuis op de eerste tunnelbuis is nader beschouwd. Op basis van onderzoek is gebleken dat de tunnelbuizen tot op een tussenafstand van ¼D zouden kunnen worden gesitueerd, mits de groutdruk binnen redelijke grenzen wordt beheerst.

## SUMMARY

This report contains the first order evaluation of geotechnical FEM models for the K100 project 'Tweede Heinenoordtunnel'.

The contraction model and the 2D groutpressure model have been critically reviewed. With the contraction model it is impossible to get a good description of the shape of the settlement trough. With the 2D groutpressure model the shape of the settlement trough can well be described, but the relation between the pressure in the tail void and the deformations of the ground is wrong because 3D arching has a big influence in the deformations.

A 3D groutpressure model has been set up for the first order evaluation geotechnics for measurement area South. With the 3D groutpressure model it was possible to calculate the measured settlements. Due to the lack of groutpressure measurements, it was impossible to verify the relation between the groutpressure in the tail void and the deformations in the subsoil.

The model was also used to calculate the situation at the location of the TNO measurement ring for measurement area South. The 3D groutpressure model describes the global deformation of the tunnelconstruction. The deformations and stresses of the tunnelconstruction in this calculation are analysed. The calculated deformations of the tunnelconstruction in the 3D pressuremodel are used as a base for a 3D tunnelconstructionmodel, described in K100-W-106.

The influence of the construction of the second tunnel on the first tunnel is analysed. Based on research it was found that it could be possible to construct two tunnels with a distance of ¼D in-between them, when the grout pressure can be controlled within reasonable limits.

## NOTATIES

| | | |
|---|---|---|
| $\phi$ | hoek van inwendige wrijving | (°) |
| $\psi$ | dilatantiehoek | (°) |
| c' | cohesie | (kPa) |
| $\gamma_{droog}$ | droog volumegewicht grond | (kN/m$^3$) |
| $\gamma_{nat}$ | nat volumegewicht grond | (kN/m$^3$) |
| n | poriën getal | (-) |
| $\nu$ | dwarscontractie coëfficiënt | (-) |
| $E_{young}$ | Youngs modulus | (MPa) |
| $K_0$ | Coëfficiënt van de initiële horizontale gronddruk | (-) |
| $k_{bedding}$ | Beddingsconstant (MN/m/m') | |
| $q_{grout}$ | Resulterende verticale kracht op tunnel t.g.v. groutdrukken | (MN/m') |
| $\sigma_{grout}(\bullet)$ | Groutdruk | (kPa) |
| $D_{uitw}$ | Uitwendige diameter | (m) |
| $EI_{equi}$ | Equivalente buigstijfheid tunnel | (Nm²) |
| R | Systeemstraal tunnel | (m) |
| $L_R$ | Ringlengte | (m) |
| d | Dikte tunnelwand | (m) |
| $d_{staartspleel}$ | Dikte staartspleet | (m) |
| $\gamma_{beton}$ | Volumegewicht beton | (kN/m$^3$) |
| $N_x$ | Axiale normaalkracht | (MN) |
| $M_{yy}$ | Liggermoment | (MNm) |
| $Q_{xz}$ | Liggerdwarskracht | (MN) |
| $M_{xx}$ | Ringmoment | (kNm/m') |
| $Q_{rad}$ | Ringdwarskracht | (kN/m') |
| $N_{tan}$ | Tangentiele normaalkracht | (kN/m') |
| w | Opdrijving tunnel | (mm) |
| $O_v$ | Verticale ovalisatie | (mm) |

# HOOFDSTUK 1

# INLEIDING

## *1.1 Algemeen*

Het boren van grote diameter tunnels ten behoeve van weg- of railverkeer is in Nederland nog niet eerder uitgevoerd. Wel is elders in de wereld een groot aantal van dergelijke tunnels gebouwd, maar niet of nauwelijks in bodemomstandigheden zoals deze in West-Nederland worden aangetroffen, namelijk relatief slappe grond met een hooggelegen grondwaterstand.

Vanuit een algemene onderzoeksbehoefte is door CUR/COB commissie K100 een aantal concrete onderzoeksdoelen geformuleerd, waar de metingen en experimenten bij twee praktijkprojecten (de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekspoortunnel) een antwoord op beogen te geven. In grote lijnen staan de volgende onderzoeksdoelen centraal:

- Boortechnologie;
- Tunnelconstructie;
- Geotechniek.

Het evaluatieproces is opgedeeld in drie niveaus:

- $1^{ste}$ orde: totale evaluatie t.b.v. het evaluatie rapport;
- $2^{de}$ orde: tussen evaluatie t.b.v. een goede afstelling en eventueel bijstelling van het instrumentarium;
- $3^{de}$ orde: snelle evaluatie t.b.v. noodprocedures.

Onderhavige rapportage omvat een gedeelte van de eerste orde evaluatie geotechniek van de commissie K100, praktijkonderzoek proefproject Tweede Heinenoordtunnel.

Voordat de metingen bij het proefproject Tweede Heinenoordtunnel werden uitgevoerd zijn geotechnische predicties uitgevoerd ten aanzien van de te verwachten vervormingen in de grond en de spanningsveranderingen die op zouden treden ten gevolge van het boorproces. Gedurende de bouw van de Tweede Heinenoordtunnel zijn bij vier meetvelden geotechnische metingen uitgevoerd. Door bij de evaluaties de meetresultaten te confronteren met de predicties is inzicht verkregen in de voorspellende waarde van de predictiemodellen.

In onderhavige rapportage zal worden ingegaan op de voorspellende waarde van de gebruikte predictiemodellen. Tevens is ten behoeve van de eerste orde evaluatie een 3D geotechnisch EEM model opgezet. Voor meetveld Zuid zijn met het model de gemeten grondvervormingen nagerekend. Tevens is het model gebruikt voor een analyse van de tunnelconstructie en als complementair model voor een 3D EEM tunnelconstructiemodel.

Tot slot is ten behoeve van de eerste orde evaluatie geotechniek een beschouwing gemaakt over de invloed van de aanleg van de tweede tunnelbuis op de aanleg van de eerste tunnelbuis.

## *1.2 Leeswijzer*

In hoofdstuk 2 zullen de predictiemodellen die zijn gebruikt voor het maken van geotechnische voorspellingen voorafgaand aan het boren kritisch worden beschouwd. In hoofdstuk 3 wordt de evaluatie van het 3D groutdrukmodel behandeld. Eerst worden de uitgangspunten en de modelleringswijze uitgebreid behandeld. Vervolgens is er een geotechnische evaluatie van de berekeningsresultaten uitgevoerd. In paragraaf 3.6 wordt de evaluatie op het gebied van tunnelconstructies beschreven, van de in het 3D groutdrukmodel gemodelleerde tunnelconstructie. De afsluitende paragraaf van hoofdstuk 3 bevat de conclusies en aanbevelingen ten aanzien van het 3D groutdrukmodel. In hoofdstuk 4 wordt de invloed van de aanleg van de tweede tunnelbuis op de aanleg van de eerste tunnelbuis beschreven.

Het rapport wordt afgesloten door de literatuurlijst en de bijlagen.

# HOOFDSTUK 2

# KRITISCHE BESCHOUWING GEOTECHNIEK

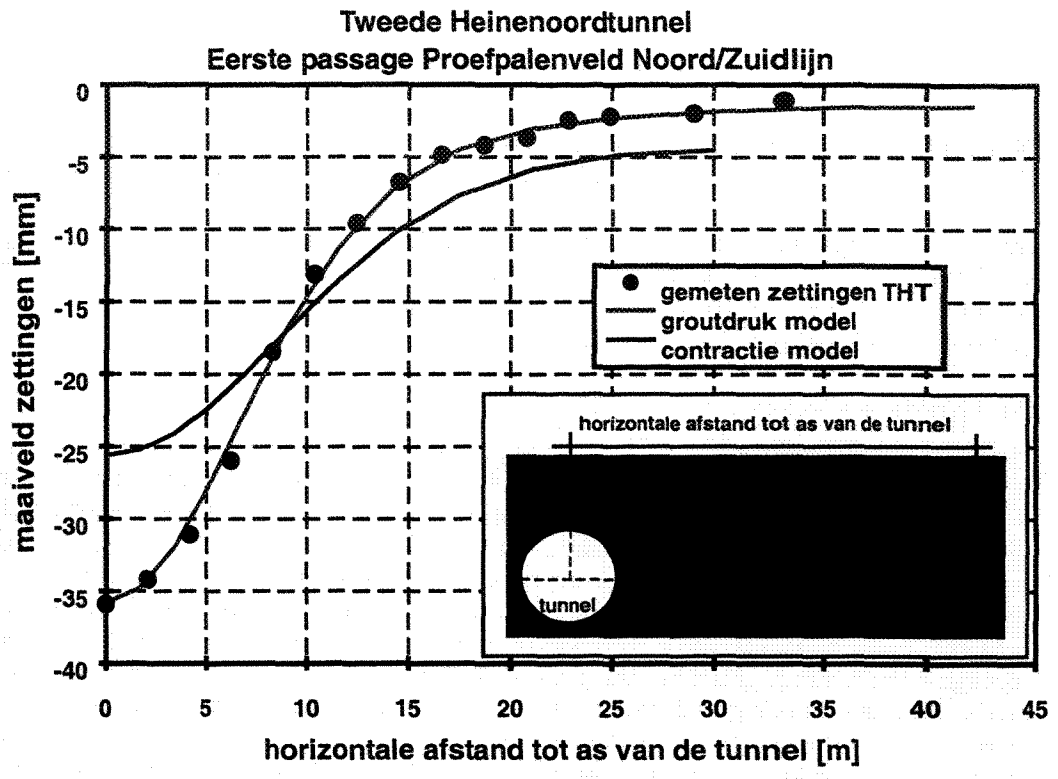
Na het uitvoeren van de predicties op het gebied van geotechniek bleek tijdens de tweede orde evaluatie dat de voorspellende waarde van de destijds gebruikte predictiemodellen van geringe waarde was.

Met behulp van de formule van Peck bleek het mogelijk achteraf de gemeten zettingstroggen na te rekenen. Omdat er geen relatie ligt tussen de invoerparameters in de formule van Peck en de stuurparameters in een tunnelboormachine, is het van te voren echter niet mogelijk een voorspelling te doen van de zettingstrog (zie ook k100 1e orde rapportage van GD).

## *2.1 Contractiemodellen*

De 2-dimensionale en 3-dimensionale Eindige Elementen Modellen (EEM) die waren ingezet voor het berekenen van de zettingen bleken de gemeten zettingstroggen en ondergrondse deformaties ook niet goed te kunnen beschrijven. Bij het narekenen met behulp van het gemeten volumeverlies bleken de gemeten dwarstroggen dieper, steiler en minder breed te zijn (zie *figuur 2.1).* In deze rekenmodellen was het volumeverlies ten gevolge van het boorproces gemodelleerd door het concentrisch krimpen van de tunnelwand (contractie model). In alle modellen bleek dat de grond naast de tunnel naar de tunnel toe bewoog terwijl dit in een aantal gevallen (met name 1e passage meetveld zuid) in de werkelijkheid in de tegengestelde richting gebeurde. Bij gebruik van het contractiemodel ontstaat rondom het gehele boorgat een ontspanning van de grond, zowel boven, onder als ter plaatse van de as van de tunnel. In werkelijkheid wordt het boorgat echter ondersteund door het vloeibare grout in de staartspleet. Ook voor het contractiemodel geldt dat het volumeverlies geen in de tunnelboormachine instelbare stuurparameter is, die vooraf kan worden bepaald.

De gemeten zettingen bij het proefproject Tweede Heinenoordtunnel bleken voornamelijk te worden veroorzaakt door de processen in de staartspleet van de tunnelboormachine (TBM). Ter plaatse van de staartspleet komt het boorgat niet concentrisch naar binnen, maar wordt het boorgat ondersteund door vloeibare grout. De groutdrukverdeling die zich instelt is afhankelijk van de plaats van injecteren, de injectiedruk, de samenstelling van het grout en de boorsnelheid. Bij het proefproject Tweede Heinenoordtunnel zijn bij de eerste passage van meetveld Noord en meetveld Zuid de groutdrukken gemeten in de TNO meetringen. In *figuur 2.2* staan de gemeten groutdrukken voor meetveld Noord weergegeven op circa 5 à 6 uur na de groutinjectie in de staartspleet.. De spannings-veranderingen die rondom het boorgat optreden zijn het verschil tussen de initiële radiale grondspanningen rondom het boorgat en de groutdruk in de staartspleet. Uit figuur 2.2 blijkt dat met name boven en onder de tunnel de spanningsverandering veel groter is dan ter plaatse van de as van de tunnel. Dit betekent dat ter plaatse van de as van de tunnel het boorgat min of meer wordt ondersteund, terwijl boven en onder de tunnel grotere spanningsveranderingen optreden. Hiermee kan het verschil tussen de, met behulp van het contractie model, berekende en de gemeten zettingen worden verklaard.

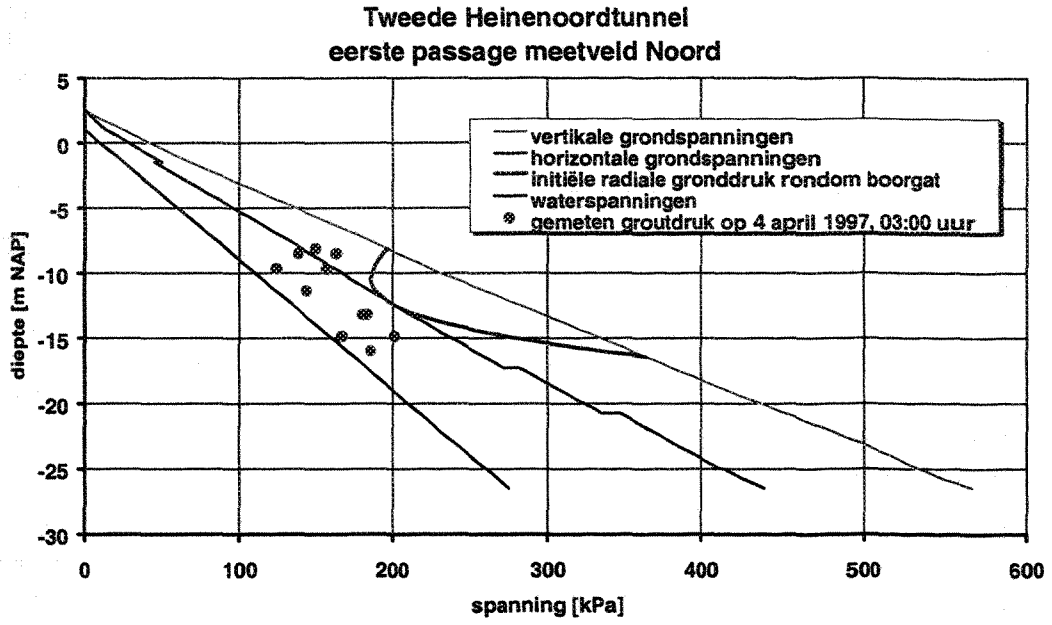



*Figuur 2.1*
*Verschil tussen contractiemodel en groutdrukmodel*

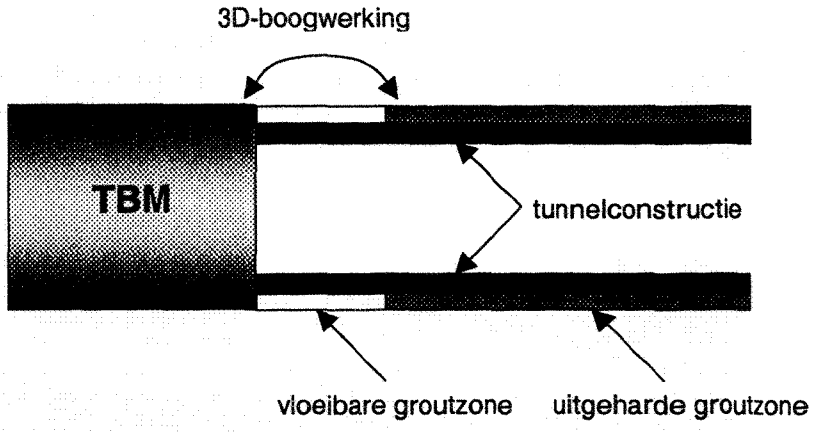
*2.2 2-Dimensionaal groutdrukmodel*

Uit het onderzoek bij het Proefproject Tweede Heinenoordtunnel is gebleken dat vervormingen van de grond met name werden veroorzaakt door de groutinjectie in de staartspleet. Op basis van deze ervaringen is in het kader van de CUR/COB commissie L500 een 2-dimensionaal eindige-elementenmodel ontwikkeld, waarin de drukverdeling van het grout rondom de tunnel wordt meegenomen.

Het groutdrukmodel is gebruikt voor het narekenen van de gemeten vervormingen bij de meetvelden van het proefproject Tweede Heinenoordtunnel en het op dezelfde locatie uitgevoerde proefpalenproject van het Adviesbureau Noord/Zuidlijn. De vorm van de dwarstrog kon daarbij overal goed worden gefit (zie *figuur 2.1*). In de groutdrukmodellen zijn de groutdrukken en groutdrukverdelingen teruggerekend vanuit de gemeten deformaties van de grond. De in de 2-dimensionale modellen in te voeren groutdrukken en -verdelingen kwamen echter niet overeen met de gemeten groutdrukken in de TNO meetringen. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door het feit dat in de 2-dimensionale modellen de 3–dimensionale boogwerking in langsrichting tussen het uitgeharde grout en de TBM niet kan worden gemodelleerd. Het 2 dimensionale groutdrukmodel kan derhalve niet worden gebruikt om een relatie te leggen tussen de werkelijke groutdruk in de staartspleet en de vervormingen van de grond (zie *Figuur 2.3*).




*Figuur 2.2*
*Gemeten groutdruk en radiale grondspanningen meetveld Noord (TNO meetring)*




*Figuur 2.3*
*3-dimensionale boogwerking van de grond boven de vloeibare zone in het grout*

### *2.3 3-Dimensionaal groutdrukmodel*

Om het effect van de 3-dimensionale boogwerking te kunnen berekenen is een 3-dimensionaal model nodig. Met behulp van een gefaseerd 3-dimensionaal EEM model kan wel een directe relatie worden gelegd tussen de werkelijke groutdruk in de staartspleet en de optredende vervormingen van de grond. Door Witteveen+Bos is een 3D-groutdrukmodel ontwikkeld, waarin de 3-dimensionale boogwerking wordt meegenomen. Met behulp van het model kunnen gefaseerde berekeningen worden uitgevoerd, waarbij het boorproces als een soort van virtuele passage door het model wordt gesimuleerd. Op deze wijze wordt het mogelijk een relatie te leggen tussen parameters die zijn te sturen vanuit de TBM (groutdruk en groutdrukverdeling in de staartspleet) en de hieruit resulterende vervormingen en spanningsveranderingen in de grond.

Met behulp van dit 3D-groutdrukmodel is voor de eerste orde evaluatie geotechniek een postdictie uitgevoerd voor Meetveld Zuid. Door een confrontatie van de postdictie met de gemeten vervormingen en spanningsveranderingen in de grond is de voorspellende waarde van het 3D-groutdrukmodel bepaald.

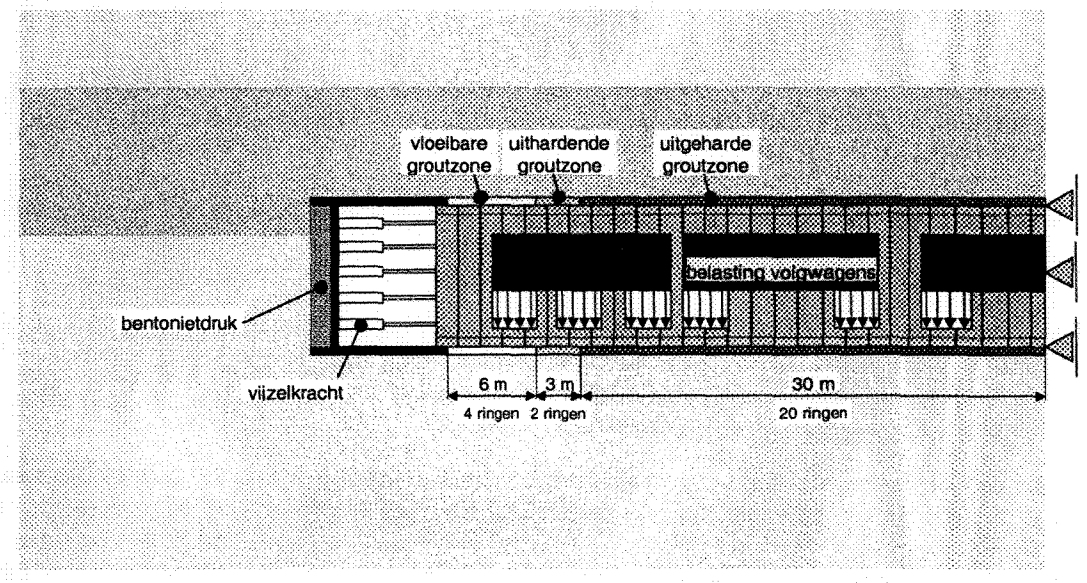
Op het moment van rapporteren is in de CUR/COB commissie L500/L520 een onderzoek gaande waarbij een postdictie wordt uitgevoerd voor Meetveld Noord [10]. Ten behoeve van dit onderzoek is reeds een parametervariatiestudie uitgevoerd om een indruk te krijgen van de gevoeligheid van het model voor verschillende invoerparameters. In de onderstaande tabel staan de resultaten van deze studie weergegeven.

*Tabel 2.1*
*Resultaten parametervariatiestudie*

| Variant | Maaiveldzetting direct boven as tunnel (% t.o.v. hoofdvariant)* |
|---|---|
| 1. Hoofdvariant | 0 |
| 2. 10% Lagere groutdruk aan bovenkant boorgat | 29 |
| 3. 5% Lagere groutdruk aan bovenkant boorgat | 10 |
| 4. E-modulus 1,5 keer zo groot in lagen onder TBM | 1 |
| 5. Groutdruk over volledige lengte | 31 |
| 6. Geen belasting van de volgwagens | -3 |
| 7. Hogere vijzelkrachten (14% hoger) | 1 |
| 8. Kortere groutlengte (2 ringen i.p.v. 4) | -13 |
| 9. Rotatievrij uiteinde | 0 |
| 10. Andere materiaalmodellen voor grond | nog niet beschikbaar |
| 11. Coniciteit TBM van 30 mm i.p.v. 20 mm | 22 |

* positieve waarde betekent meer zetting, negatieve waarde betekent minder zetting.

Uit de studie komt naar voren dat het 3D-groutdrukmodel ten aanzien van de berekende zettingen aan maaiveld met name gevoelig is voor de coniciteit, de ingevoerde groutdruk en de lengte van de onverharde groutzone. Het model is ten aanzien van de berekende zettingen aan maaiveld minder gevoelig voor de stijfheid van de lagen onder de TBM, de belasting van de volgwagens in de tunnel en de vijzelkrachten van de hoofdvijzels. Het opleggen van een rotatievrij uiteinde van de lining bij de rand van het model heeft geen invloed op de berekende zettingen aan maaiveld.




*Figuur 2.4*
*Doorsnede langs de as van de tunnel*

Met behulp van de berekeningen met het 3D groutdrukmodel kunnen een aantal termen worden bepaald die van belang zijn voor de krachtenbalans van de TBM. Deze termen zijn niet te bepalen met behulp van analytische formules of 2D berekeningen.

Een moeilijk te bepalen kracht is bijvoorbeeld de wrijvingskracht langs de mantel van de TBM. De wrijvingskracht is afhankelijk van de normaalkracht op de mantel. Vanwege de 3D effecten rondom het schild (coniciteit TBM, invloed van het groutproces) kan de normaalkracht eigenlijk alleen met behulp van een 3D modellering worden bepaald.

Naast de axiale krachtenbalans kan ook gedeeltelijk de krachtenbalans in de dieptерichting worden bepaald, alsmede het moment rond een as loodrecht op de as van de tunnel (voorover of achterover kiepen van de TBM). De reactie van de grond kan impliciet met behulp van het model worden bepaald. Tevens kan op deze wijze de ligging van de TBM in de grond worden bepaald.

Het opstellen van de krachtenbalans en het bepalen van de ligging van de TBM in de grond. met behulp van het 3D groutdrukmodel, valt buiten het bestek van de opdracht is derhalve niet onderzocht. In de commissie K300 (proefproject Botlekspoortunnel) worden wel EEM modellen ingezet voor het opstellen van de krachtenbalans van de TBM en voor het onderzoeken van de ligging van de TBM in de grond [11]. Daarbij is echter geen 3D groutdruk model gemaakt, maar is de TBM gemodelleerd met behulp van drie 2D doorsneden.

# HOOFDSTUK 3

# 3D GROUTDRUKMODEL

## *3.1 Doelstelling*

De hoofddoelstelling van dit onderdeel is het evalueren van de voorspellende waarde van het geotechnische 3D-model, waarmee de invloed van een boorproces op de vervormingen en spanningsveranderingen in de grond kan worden berekend.

Een tweede doelstelling is het genereren van een globaal verplaatsingsbeeld ten behoeve van de evaluatie op het gebied van tunnelconstructie.

## *3.2 Aanpak*

Met behulp van een gefaseerd geotechnisch 3D-model zijn, op basis van de gemeten procesparameters bij de Tweede Heinenoordtunnel, de gemeten vervormingen in de grond nagerekend voor de eerste passage van meetveld Zuid.

Een probleem bij het uitvoeren van de postdictie was dat de meetring van TNO bij meetveld Zuid helemaal aan het einde van het meetveld is geplaatst (ring 570) in plaats van bij ring 550 zoals was voorzien. De geotechnische metingen zijn voornamelijk uitgevoerd in het midden van het meetveld (meetraaien R, S en Q) ter plaatse van ring 550. Ter plaatse van de TNO meetring zijn slechts de geotechnische meetgegevens van één zakbaak voorhanden.

De afstand tussen het midden van meetveld Zuid en de TNO meetring is meer dan 30 m. Vanwege de helling van de tunnel (1:30) is de ligging van de tunnel bij de TNO meetring ook meer dan 1 m hoger dan in het midden van meetveld Zuid, zou men, voor een reële modellering van de situatie eigenlijk twee aparte modellen moeten maken, één voor iedere locatie.

Om budgettaire redenen is slechts één model gebouwd, waarmee beide situaties zijn nagerekend in twee berekeningen. Hoewel de geotechnische en geometrische randvoorwaarden op beide locaties verschillend zijn (de tunnel ligt 1 m hoger bij de TNO meetring dan in het midden van meetveld Zuid), diende er derhalve toch gekozen te worden voor één geotechnische modellering van de ondergrond. Om de volgende redenen is hierbij gekozen voor de geotechnische en geometrische randvoorwaarden behorende bij het midden van meetveld Zuid:

- de geotechnische parameters zijn opgesteld voor deze locatie;
- voor het complementaire 3D tunnelconstructie model zijn de vervormingen van de grond in de omgeving van ondergeschikt belang. Met name de ondersteuning en de belasting vanuit de grond en het grout spelen een belangrijke rol. De vervormingen van de grond worden voornamelijk opgelegd door de vloeibare groutzone. In de vloeibare groutzone kan de tunnelconstructie echter vrijelijk bewegen. De vervormingen die optreden in de grond hebben derhalve nauwelijks invloed op de vervormingen van de tunnelconstructie. Zodra het grout uithard ontstaat er een relatie tussen de vervormingen van de tunnelconstructie en de vervormingen van de grond. Beide hebben dan reeds de grootste vervormingen ondergaan, en hebben evenwicht gevonden met de groutdruk die in de vloeibare zone heerste. Vanaf dit moment worden de belasting en ondersteuning uit de grond van belang voor de verdere vervormingen en spanningsveranderingen in de tunnelconstructie. Daarmee zijn de groutdruk in de staartspleet (en hiermee de op- en/of ontspanning van de grond) en de stijfheid van de lagen rondom het boorgat van belang.

Dit heeft de volgende consequenties:

- ter plaatse van de TNO meetring zullen de berekende vervormingen van het maaiveld niet overeen komen met de gemeten vervormingen van de eerder genoemde zakbaak;
- bij de doorsnede waar de geotechnische metingen zijn uitgevoerd moet een aanname worden gedaan voor de groutdruk in de staartspleet, omdat de groutdruk hier niet gemeten is.
  Wel zijn er voor iedere locatie aparte berekeningen uitgevoerd, waarbij andere randvoorwaarden (bijvoorbeeld groutdruk en groutdrukverdeling) zijn gebruikt. De verschillen tussen de berekeningen wordt in de volgende paragraaf uitgelegd.

*3.3 Uitgangspunten*

Er zijn twee berekeningen uitgevoerd. De eerste berekening is ten behoeve van de berekeningen met het complementaire 3D tunnelconstructiemodel in het kader van de eerste orde evaluatie tunnelconstructie (zie paragraaf 3.2). De tweede berekening is ten behoeve van het valideren van het groutdrukmodel op basis van de gemeten zakkingen voor meetveld Zuid.

3.3.1 Uitgangspunten berekening ten behoeve van evaluatie tunnelconstructie

Bij het uitvoeren van de berekeningen zijn de onderstaande uitgangspunten gehanteerd. De gegevens zijn afkomstig van eerdere onderzoeken, de CUR/COB commissie K100 en metingen uitgevoerd door de CUR/COB K100 commissie. De gegevens hebben betrekking op de eerste passage van meetveld Zuid bij het proefproject Tweede Heinenoordtunnel.

3.3.1.1 TBM en volgwagens

In het model zijn de onderstaande waarden aangehouden voor de TBM en de volgwagens.

| | |
|---|---|
| Uitwendige diameter voorkant: | 8550 mm |
| Diameter voorkant incl. snijrand: | 8560 mm |
| Uitwendige diameter achterkant: | 8530 mm |
| Coniciteit TBM: | 30 mm |
| Lengte TBM (incl. S1 profiel): | 8600 mm |
| Gewicht TBM: | 430 ton |
| Zwaartepunt TBM: | 2360 mm vanaf voorkant TBM |
| Vijzelkrachten ring 571: | 18700 kN |

De CUR/COB commissie K100 heeft gegevens aangeleverd over de gewichten van de volgwagens en de locatie waar de aslasten op de lining aangrijpen. De tekening (per fax aangeleverd) waarop de locatie van de aslasten staat aangegeven is niet voorzien van een tekeningnummer. Voor de volledigheid wordt vermeld dat het onduidelijk is of deze tekening de as-build tekening is. Betere informatie is echter op het moment van rapporteren niet te achterhalen. In het model grijpen de aslasten op dezelfde locatie aan als aangegeven op bovengenoemde tekening.

De vijzelkrachten zijn overgenomen uit de HK-data file tijdens het boren van ring 571. Daarbij is voor iedere vijzelgroep het gemiddelde bepaald uit de gemeten waarden tijdens het boren van de gehele ring. In principe is dit een kracht waarbij de grond rondom de TBM tot bezwijken wordt gebracht. De vijzelkracht tijdens boren is hoger dan de vijzelkracht tijdens stilstand.

De overige gegevens zijn afkomstig van het projectbureau boortunnels (PBBT) van K100.

Op basis van symmetrie is slechts de helft van de tunnel gemodelleerd. Omdat de vijzelkrachten links en rechts van de as van de tunnel niet gelijk waren is het gemiddelde van beide genomen. Deze krachten zijn vervolgens verdeeld over de hoogte, zodat in het model dezelfde verdeling over de hoogte wordt verkregen als in werkelijkheid. Dit is van belang voor het liggermoment dat door de vijzels wordt uitgeoefend op de lining.

Uit ref. [8] blijkt dat het aandeel van de frontverliezen op het totale volumeverlies klein is. Dit betekent dat de frontdruk redelijk in evenwicht is met de oorspronkelijke maagdelijke grondspanningen. Aangezien de tunnel bij ring 571 in werkelijkheid een meter hoger ligt dan in het model is gemodelleerd, zou het toepassen van de frontdruk zoals gemeten bij ring 571 leiden tot onrealistische vervormingen. Derhalve is voor de frontdruk is de gemeten frontdruk ter plaatse van ring 555 aangehouden, waarvan de ligging in werkelijkheid even diep is als in het model is gemodelleerd.

3.3.1.2 Tunnelconstructie

In de modellering zijn de volgende waarden aangehouden voor de tunnelconstructie:

| | | |
|---|---|---|
| Buitendiameter | $D_{uitw}$ | 8.3 m |
| Dikte tunnelwand | d | 0.35 m |
| Systeemstraal | R | 3.975 m |
| Ringlengte | $L_r$ | 1.5 m |
| Betonkwaliteit | | B65 |
| E-modulus beton | $E_b$ | 38.5 Gpa |
| Diepteligging tunnel | | NAP -13 m |

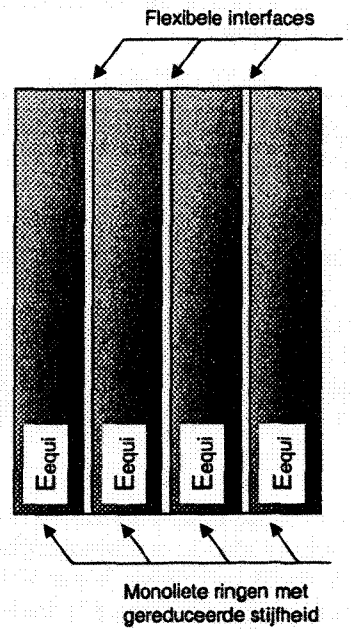
Teneinde de implicaties van de aanwezigheid van langsvoegen in het gelede monoliete tunnelmodel ter verdisconteren is de E-modulus van het beton $E_b$ gereduceerd op basis van een calibratie van de ovalisatie van een monoliete tunnelring aan de ovalisatie van een gesegmenteerde tunnelring. Deze exercitie is uitgebreid beschreven in [1] en heeft geresulteerd in de volgende waarde voor de equivalente E-modulus van het beton:

$$E_{b,equi} = 0.639 \cdot E_b = 0.639 * 38.5 = 24.6 \ GPa$$

Ook de implicaties van de aanwezigheid van de ringvoegen en het ringvoegmateriaal (triplex plaatjes) dient te worden verdisconteerd. De stijfheid van de tunnelconstructie is reeds gereduceerd (isotroop materiaal) ten behoeve van de langsvoegen. Ten behoeve van de ringvoegen dient echter de stijfheid van het gelede monoliete tunnelmodel extra te worden gereduceerd in axiale richting. Derhalve zijn flexibele interfaces aangebracht tussen de ringen in het model.

Op basis van de resultaten van het gesegmenteerde model, waarin ringvoegen en ringvoegmateriaal zijn opgenomen is onderstaande stijfheid voor de flexibele interfaces afgeleid [1]:

$$K_{rv} = 1.12 \cdot 10^8 \ kN/m^3$$




*Figuur 3.1*
*Tunnelmodellering*

Aan de rand van het model (waar de tunnel aan de rand van het model komt) is de lining rotatievast opgelegd (zwevende inklemming).

De as van de tunnelconstructie ligt bij de TNO meetring in werkelijkheid op circa NAP -12 m. In de modellering is een diepteligging van NAP -13 m aangehouden, omdat het model in principe opgezet is voor meetraai S.

3.3.1.3 Geotechniek

Bij de modellering is uitgegaan van de geotechnische parameters zoals gebruikt in [2] voor de validatie van het 2D groutdrukmodel. Daarbij zijn zowel de cohesieve als de niet-cohesieve lagen gemodelleerd met een Mohr-Coulomb model, waarbij de niet-cohesieve lagen als gedraineerd en de cohesieve lagen als ongedraineerd zijn beschouwd.

Uit de bovengenoemde validatie kwam naar voren dat de E-modulus van de lagen onder de tunnel (lagen 32, 38A en 38E/F) met een factor 10 vermenigvuldigd dient te worden. Een verklaring voor deze factor werd gezocht in een stijver grondgedrag bij ontlasten en bij kleine rekken. Een andere verklaring kan ook het verschil in stijfheid bij belasten en ontlasten zijn. Binnen de CUR/COB commissie L500 is op moment van rapporteren nog een onderzoek gaande naar de toepassing van verschillende materiaalmodellen voor geotechnische berekeningen ten behoeve van boortunnels. Uit testen gedaan in het kader van dit onderzoek blijkt zand uit boringen gedaan bij het Proefproject Tweede Heinenoordtunnel veel stijver te reageren bij ontlasten dan bij belasten in maagdelijke grond. Omdat dit onderzoek nog niet is afgerond kon voor het onderhavige onderzoek niet worden aangesloten bij de resultaten van het onderzoek van de L500 commissie.

In de 2D modellering, gerapporteerd in [2], wordt geen coniciteit in het model toegepast. In de 3D modellering is dit wel het geval. Het aanbrengen van een coniciteit van 30 mm in laag 32, waar de tunnel voor een deel in ligt, zorgt voor instabiliteit van de berekening. Bij een gewone stijfheid van laag 32 treedt deze instabiliteit niet op.

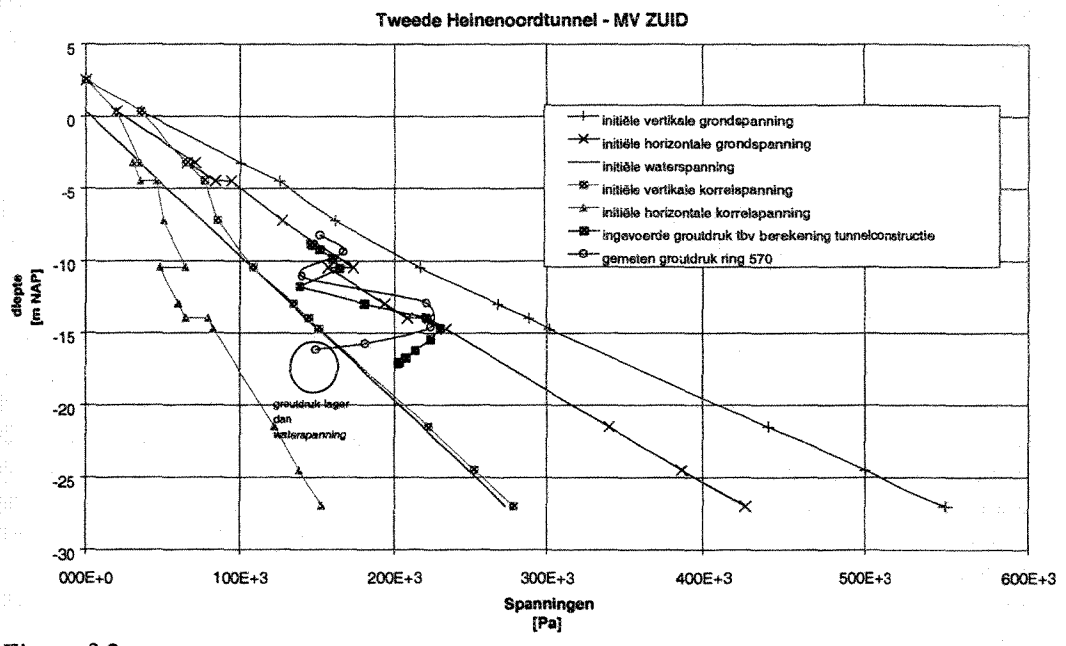
De geotechnische laagindeling en de geotechnische parameters zoals gebruikt bij de validatie van het 2D groutdrukmodel [2] staan in bijlage A weergegeven.

Voor de stijghoogte in de lagen is uitgegaan van de stijghoogten zoals genoemd in het bovengenoemde GD rapport [2]. In bijlage A staan de stijghoogten per laag weergegeven.

3.3.1.4 Groutdruk

Door TNO zijn bij ring 570 (eerste passage) groutdrukken gemeten via drukdozen in de tunnelwand. In *Figuur 3.2* is het gemiddelde van de gemeten druk links en rechts van de tunnelbuis weergegeven. Opvallend is dat aan de onderkant van de tunnelconstructie de gemeten groutdruk lager is dan de waterspanning. Dit is fysisch gezien onmogelijk, omdat er dan negatieve korrelspanningen zouden moeten ontstaan. De waterspanning is in [2] bepaald op basis van waterstandsmetingen in de Oude Maas. Vermoedelijk is de waterspanning ter plaatse van de TNO meetring lager geweest. Er zijn echter geen metingen van de waterspanning ter plaatse van de TNO meetring.

Bij gebrek aan betere informatie zijn bij de berekeningen voor deze studie dezelfde waterspanningen gebruikt in als in de 2D calibratie berekeningen van de L500 commissie [2]. Om negatieve korrelspanningen te voorkomen is in het model voor de groutdruk aan de onderkant van de lining een hogere waarde ingevoerd dan gemeten. Omdat de tunnel in het model lager ligt dan in werkelijkheid bij de TNO meetring, is de groutdruk in verticale zin getransleerd. Daardoor is de groutdruk rondom de lining gelijk aan de groutdruk zoals die is gemeten. De zakkingen in de berekening zullen echter minder goed overeenkomen met de werkelijkheid. De in het model gebruikte groutdruk staat weergegeven in *Figuur 3.2.*




*Figuur 3.2*
*Initiële grondspanningen, gemeten en ingevoerde groutdrukken*

Op basis van een gemiddelde progressie van het boorproces (12 ringen per etmaal) en een geschatte verhardingstijd van het grout van 12 uur, is de zone waarin het grout uithardt bepaald op 6 ringen (circa 9 meter). Deze zone is in het model geschematiseerd in een volledig onverharde groutzone van 4 ringen en een deels verharde groutzone van 2 ringen.

Er zijn geen gegevens bekend over de krimp van het gebruikte grout. Geschat is dat de grout ongeveer 5% zal krimpen tijdens het uitharden. In de deels verharde groutzone en de volledig uitgeharde groutzone krimpt het grout in het model circa 5%.

### 3.3.2 Uitgangspunten berekening ten behoeve van de geotechnische evaluatie

De uitgangspunten voor deze berekening zijn hetzelfde als die voor de berekening ter plaatse van de TNO meetring, met uitzondering van de hieronder genoemde punten.

#### 3.3.2.1 TBM en volgwagens

De zettingen worden uit het model gedestilleerd op het moment dat de TBM aan het einde van het meetveld is. Derhalve zijn dezelfde vijzelkrachten gebruikt als bij de berekening ten behoeve van de tunnelconstructie.

Het maaiveld is omhoog gekomen tijdens de passage van de TBM. De oorzaak hiervan is een hoge groutdruk. Tevens is door het schild van de TBM bentoniet geïnjecteerd. De locatie van injectie is onduidelijk. De druk van de bentoniet rondom het schild is niet bekend. Door de aanwezigheid van bentoniet rondom het schild zal de grond niet de coniciteit van het schild volgen, maar zijn blootgesteld aan een bentonietdruk. In de berekeningen ten behoeve van de geotechnische evaluatie is aangenomen dat het effect van de coniciteit van de TBM geen invloed heeft gehad op het boorgat. De coniciteit van de TBM is voor deze berekeningen derhalve niet gemodelleerd.

#### 3.3.2.2 Tunnelconstructie

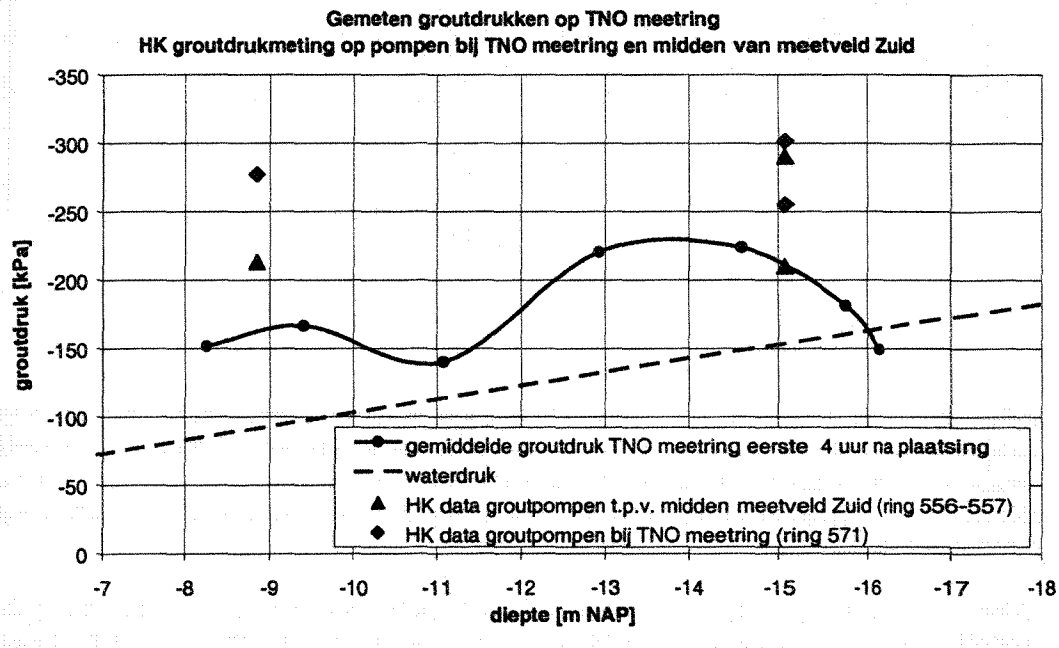
De uitgangspunten ten aanzien van de tunnelconstructie zijn hetzelfde als in paragraaf 3.3.1.

#### 3.3.2.3 Geotechniek

De uitgangspunten ten aanzien van geotechniek zijn hetzelfde als in paragraaf 3.3.1.3.

3.3.2.4 Groutdruk

In het midden van meetveld Zuid, waar de meeste geotechnische metingen zijn uitgevoerd, is de druk in de staartspleet niet gemeten (zie paragraaf 3.2). Er zijn slechts gegevens voorhanden van de druk op de groutpompen. Er is getracht een correlatie te vinden tussen de gegevens bij de TNO meetring en die bij raai S. Het bleek echter niet mogelijk een betrouwbare correlatie te vinden. Ter plaatse van de TNO meetring is na de passage van de TBM een zakking aan maaiveld gemeten. In het midden van meetveld Zuid is een heffing gemeten, terwijl de TBM daar een diepere ligging heeft. Er kan worden aangenomen dat de groutdruk in de staartspleet ter plaatse van het midden van meetveld Zuid hoger geweest is dan bij de TNO meetring. De gemiddelde groutdruk bij de plunjerpompen is echter lager geweest in het midden van meetveld Zuid, dan bij de TNO meetring (zie *Figuur 3.3*). De oorzaak hiervan is onduidelijk en kan onder andere aan verschillende (machine technische) factoren te wijten zijn.



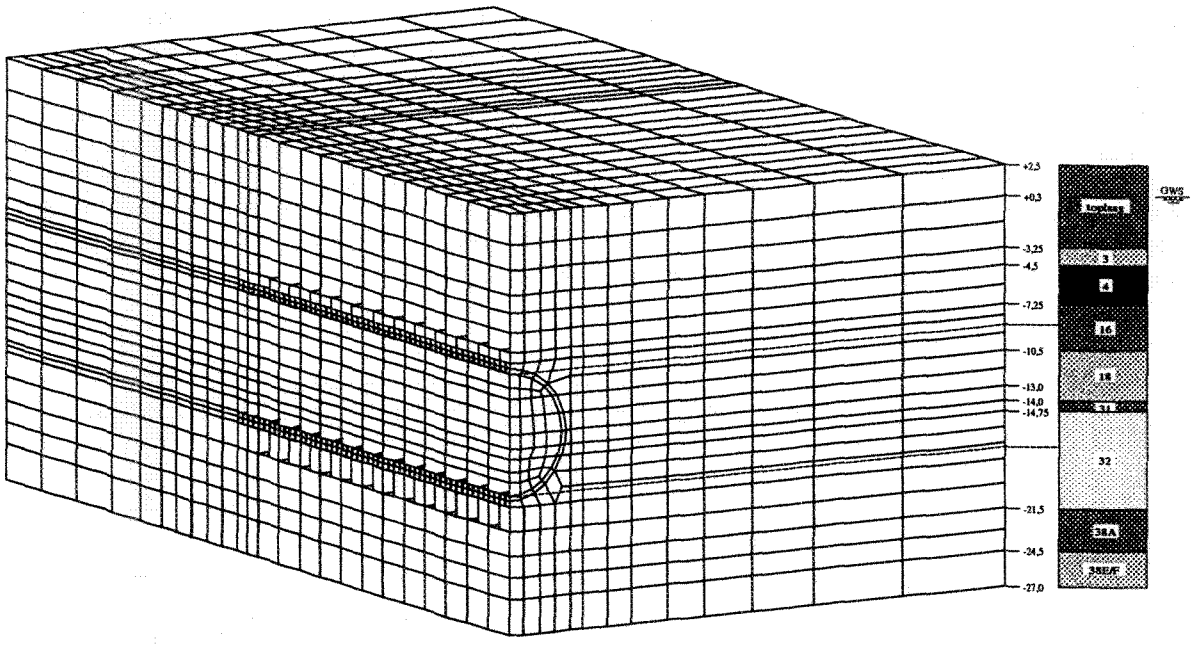

*Figuur 3.3*
*Gemeten groutdrukken bij meetveld Zuid*

Bij meetveld Zuid is de grout geïnjecteerd via injectieopeningen in de segmenten. Aangenomen is dat deze openingen steeds op ongeveer dezelfde plaatsen aanwezig waren (0°, 120° en 240°) [4]. Omdat de injectie over het gehele meetveld op dezelfde manier heeft plaatsgevonden is in de eerste berekening (variant 5) de groutdrukverdeling (gradiënten) over de hoogte van de tunnel aangehouden zoals deze is gemeten bij de TNO meetring. Omdat er heffingen zijn gemeten is echter de groutdruk over de volledige hoogte van de tunnel met een constante waarde verhoogd (circa 55 kPa).

Tijdens de evaluatie kwam naar voren dat de groutdruk in de staartspleet vermoedelijk toch anders is geweest dan aangenomen op basis van de bovenstaande redenering. In het vervolgonderzoek is derhalve de groutdruk en groutdrukverdeling in de staartspleet aangepast. Bij de berekeningsresultaten wordt dit verder behandeld.

## *3.4 Modellering*

De berekeningen zijn uitgevoerd met het EEM pakket DIANA. Voor de berekeningen is een eerder ontwikkeld, 3D-groutdrukmodel concept gebruikt. Ten behoeve van de postdicties is het onderstaand weergegeven mesh gebouwd voor meetveld Zuid.




*Figuur 3.4*
*3D Mesh Meetveld Zuid, eerste passage*

In het model is de grond, de TBM en de tunnelconstructie (lining) inclusief ringvoegen gemodelleerd. Daarnaast zijn de bentonietdruk, de staartspleet, de staartspleetafdichting, de vijzelkrachten en het drukschot gemodelleerd. De lengte van de gemodelleerde tunnelconstructie is 26,5 ringen. Dit is 39,75 m. Het model is in lengterichting (in axiale richting van de tunnel) 71,6 m, in breedterichting 40,0m en in de diepterichting 29,5 m.

Voor de modellering van de grond zijn 3-dimensionale volume-elementen (HX24L) gebruikt en voor de modellering van de tunnel en de TBM zijn 2-dimensionale cilindrische vlakke schaal-elementen (Q20SH) gebruikt. Daarnaast is in de modellering nog gebruik gemaakt van andere typen elementen zoals interface-elementen (Q24IF).

De modellering is gebaseerd op het groutdrukmodel [3], waarbij het grout dat in de vloeibare fase verkeert, wordt gemodelleerd met behulp van groutdruk elementen.
De fasering van de berekening is als volgt:

1. Aanbrengen initiële situatie (zwaartekracht).
2. Contractie opleggen van de coniciteit van de TBM.
3a. Aanbrengen halve plastische groutlengte met lining.
3b. Aanbrengen hele plastische groutlengte, verharden reeds aangebrachte grout en aanbrengen nieuw stuk lining.
3c-f. Opschuiven plastische groutlengte, verharden reeds aangebrachte grout en aanbrengen nieuw stuk lining.
4. Uiteindelijke berekening met TBM, vijzelkrachten, frontdruk plastische en uitgeharde groutzones en tunnelconstructie.

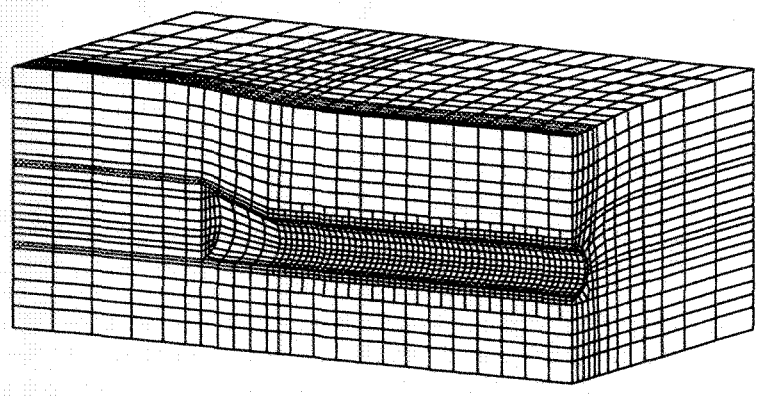
De invloed van het boorfrontverlies, ten gevolge van de onbalans tussen de frontdruk en de oorspronkelijke (maagdelijke) gronddrukken is alleen meegenomen in fase 4, omdat uit ref. [8] blijkt dat deze invloed klein is. De invloed van koerscorrecties is niet meegenomen omdat er in de berekeningen vanuit wordt gegaan dat de koerscorrecties niet groter zijn dan de coniciteit van de TBM.
De hoofdvijzels zijn in fasen 3a t/m 3h en fase 4 gemodelleerd als pendels. In werkelijkheid hebben de vijzels een kleine tangentiële dwarskracht overdragen (omdat bijna het volledige moment van het snijrad via de vijzels op de lining wordt overgebracht [12]). Deze dwarskracht is in de orde van enkele tientallen kN, en dus verwaarloosbaar.

### 3.4.1 Fase 1. Eigengewicht

In deze fase wordt het eigengewicht op de grond aangebracht. Tevens wordt een waterspanning (stijghoogte) aangebracht in de verschillende lagen.

### 3.4.2 Fase 2. Coniciteit

Na het aanbrengen van het eigengewicht wordt de coniciteit van de machine over de gehele tunnellengte opgelegd. Dit is weergegeven in de onderstaande figuur.



*Figuur 3.5*
*Aanbrengen coniciteit TBM*

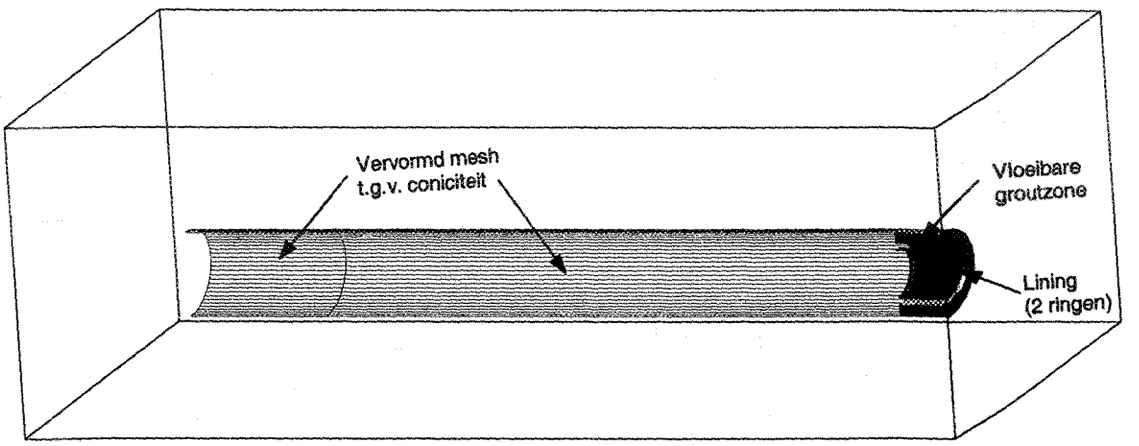
In een rapportage van het adviesbureau Noord/Zuidlijn is op basis van de VMT gegevens van de TBM geconcludeerd dat de TBM door de grond beweegt zoals is weergegeven in *Figuur 3.5.* De TBM helt daarbij achterover. Aangenomen is dat daarbij de onderkant van de TBM horizontaal ligt.

### 3.4.3 Fasen 3A-3H. Aanbrengen groutdruk

In fase 3A wordt aan het einde van het model een stuk vloeibare grout aangebracht (zie *Figuur 5*). De lengte van dit stuk is de halve lengte van de vloeibare lengte die verder in het model wordt toegepast (2 ringen). Uit oogpunt van symmetrie is daarmee eigenlijk een vloeibare groutzone toegepast van 4 ringen.

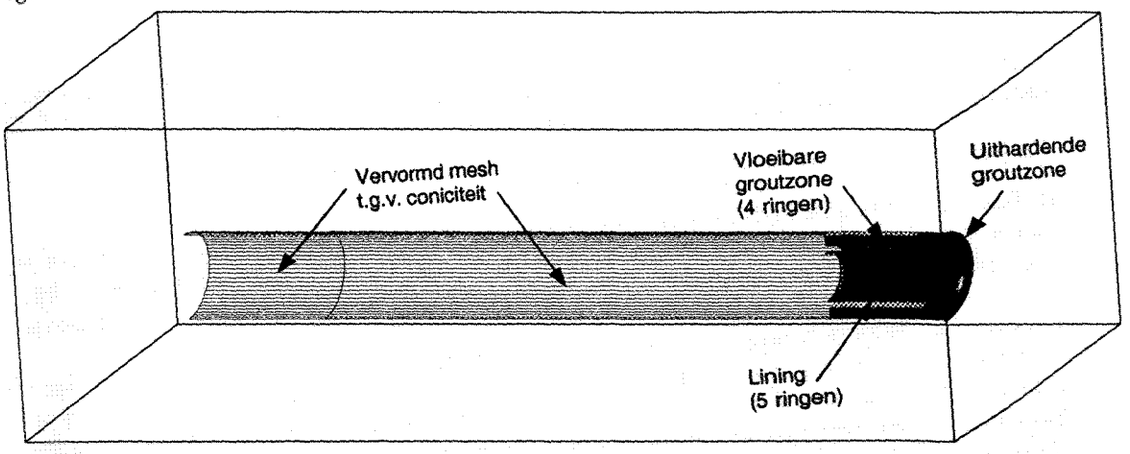
In deze fase wordt ook nog het opdrijven verhinderd aan de rand van het model (volledige inklemming), omdat in de vloeibare grout de tunnelconstructie door dwarskracht wordt verhinderd op te drijven. Uit het oogpunt van de liggerwerking en dwarskrachtoverdracht, en om extreme vervormingen ten gevolge van het gedeeltelijk opdrijven van de tunnelconstructie tegen te gaan, kan de tunnelconstructie pas in fase 3F opdrijven aan de rand van het model. Indien bijvoorbeeld al in fase 3B opdrijven plaatsvindt, komt de volledige opdrijfbelasting van vijf ringen te staan op de grondmoot langs de laatste ring. Dit heeft grote (niet realistische) vervormingen van deze grondmoot tot gevolg.

De gemeten vijzelkrachten zijn in iedere fase op het uiteinde van de lining aangebracht.



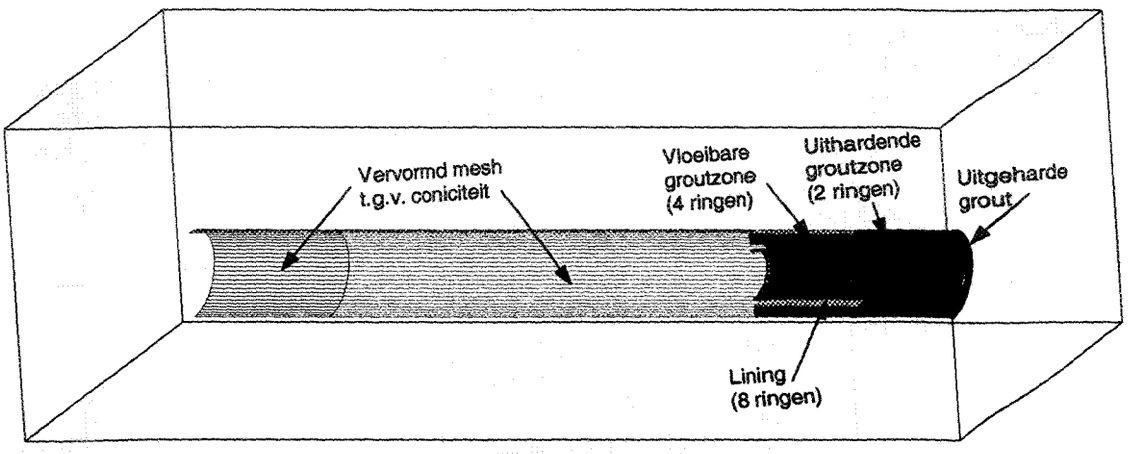

*Figuur 3.6*
*Modellering fase 3A*

In de volgende fase (fase 3B) worden er 3 ringen aan de reeds bestaande lining gebouwd. Zo ontstaat een overlap van de vloeibare groutzone van 1 ring met de vloeibare groutzone in fase 3A. Ter plaatse van de laatste ring is de grout reeds aan het uitharden. De grout krijgt daar een arbitrair gekozen stijfheid van 40 MPa (zie *Figuur 3.7*).



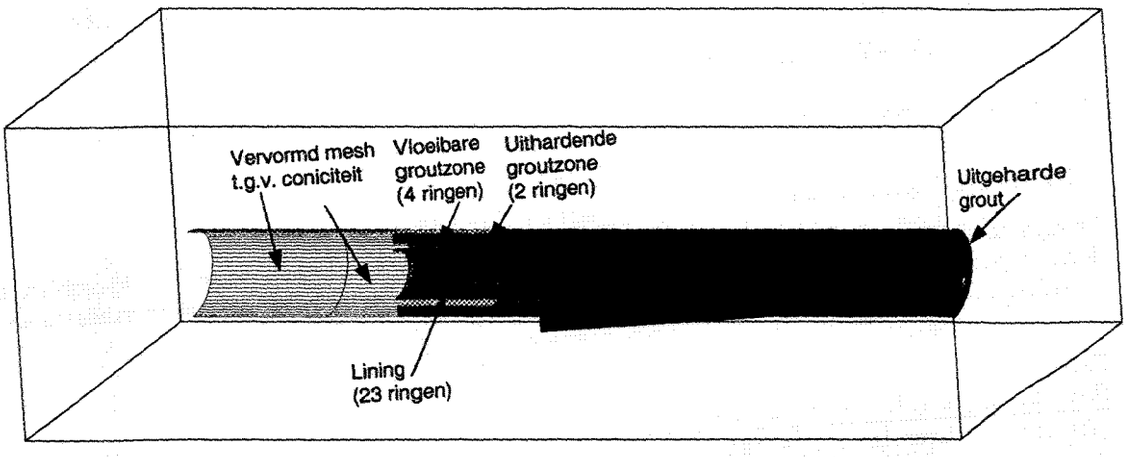

*Figuur 3.7*
*Modellering fase 3B*

In fase 3C worden er weer 3 ringen aan de reeds bestaande lining gebouwd. Rondom de eerste vier ringen is weer vloeibare grout aanwezig. Rondom de twee ringen die hierop volgen is de grout aan het uitharden. Rondom de rest van de lining heeft de grout haar uiteindelijke stijfheid gekregen (zie *Figuur 3.8*).




*Figuur 3.8*
*Modellering fase 3C*

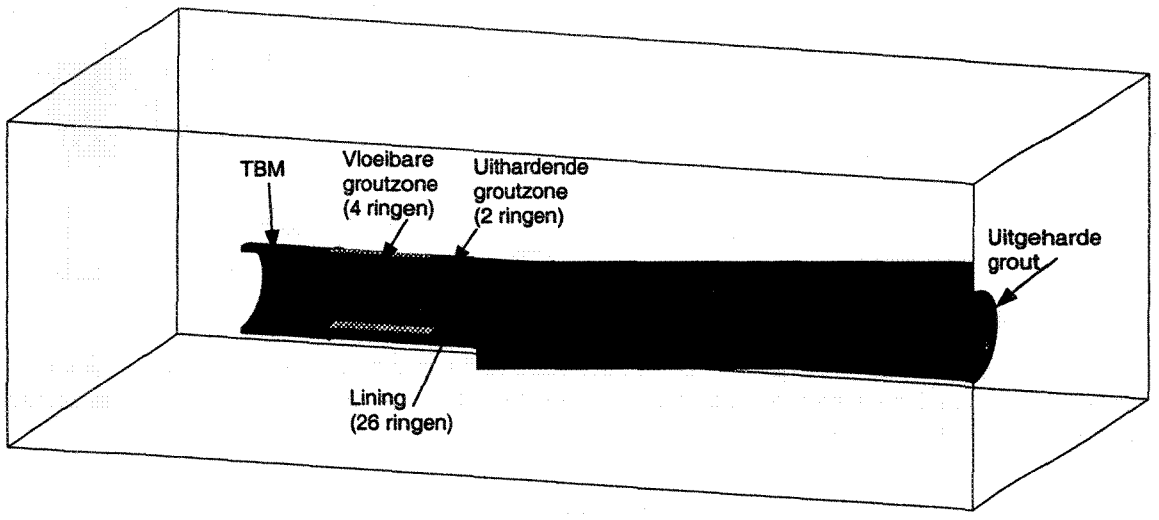
Per fase schuift de vloeibare groutzone 3 ringen naar voren, zodat er steeds een overlap van de vloeibare groutzone is van 1 ring met de voorafgaande fase. De situatie in fase 3H (de op één na laatste fase) is weergegeven in *Figuur 3.9*.




*Figuur 3.9*
*Modellering fase 3H*

### 3.4.4 Fase 4: Uiteindelijke situatie, inclusief TBM

Fase 4 is de uiteindelijke situatie. De TBM, met schild, staartspleet en boorfront zijn gemodelleerd. De gemeten vijzelkrachten worden nu zowel op de lining als op de TBM aangebracht. Deze fase is schematisch weergegeven in *Figuur 3.10* en in een doorsnede langs de as van de tunnel in *Figuur 3.11*.




*Figuur 3.10*

*Modellering fase 4*

## *3.5 Evaluatie Geotechniek*

### 3.5.1 Berekeningsvarianten

Er zijn in totaal negen berekeningen uitgevoerd. Ten behoeve van de eenduidigheid in de archivering is in deze rapportage aangesloten bij de nummering van de berekeningen. In de onderstaande tabel is een omschrijving gegeven van de negen varianten.

*Tabel 3.1*
*Omschrijving berekeningsvarianten*

| Variant | Omschrijving variant |
|---|---|
| 1 | Test berekening |
| 2 | Test berekening |
| 3 | Test berekening |
| 4 | Berekening ter plaatse van TNO meetring (ring 571), ten behoeve van tunnelconstructie berekeningen. |
| 5 | Berekening ten behoeve van geotechnische evaluatie ter plaatse van het midden van meetveld Zuid (ring 550) |
| 6 | Idem, met andere groutdruk, onvolledige berekening |
| 7 | Idem, met andere groutdruk; onvolledige berekening |
| 8 | Idem, met andere groutdruk, definitieve berekening ten behoeve van geotechnische evaluatie |
| 9 | Berekening met twee verschillende groutdrukken om het effect van verschillende groutdrukken op de ovalisatie van de tunnel te beschouwen (zie paragraaf 3.6) |

De berekeningen voor varianten 6 en 7 zijn niet volledig uitgevoerd. De resultaten van de berekeningen zijn echter wel bruikbaar voor de geotechnische evaluatie. Gezien de resultaten van variant 8 en de lange rekentijd per variant is het niet zinvol variant 6 en 7 alsnog volledig door te rekenen.

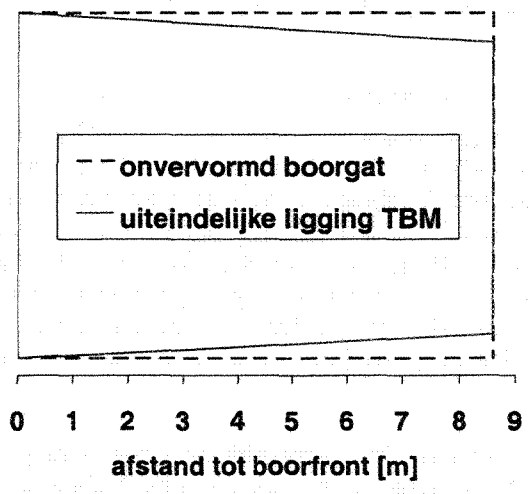
### 3.5.2 TNO meetring (variant 4)

De ligging van de tunnel in het model is één meter dieper dan in werkelijkheid bij de TNO meetring (zie paragraaf 3.2). Dit betekent dat de initiële grondspanningen rondom het boorgat hoger zullen zijn dan in werkelijkheid. Omdat wel de groutdruk is toegepast zoals gemeten bij de TNO meetring, zullen de vervormingen van de grond ten gevolge van de aangebrachte groutdruk groter zijn dan in werkelijkheid zijn opgetreden.

Omdat slechts één meetwaarde van de vervormingen van de grond ter plaatse van de TNO meetring ter beschikking staat is het niet zinvol een uitgebreide geotechnische analyse te maken van de vervormingen ter plaatse van de meetring.

De resultaten van deze berekening zijn gebruikt bij de 3D EEM berekeningen in het tunnelconstructie model [1].

Omdat globaal gezien de belangrijkste krachten en het aangrijpingspunt van die krachten zijn meegenomen in de berekening (bentonietdruk, gewicht TBM, gewicht volgwagens, kracht van de grond op het schild, vijzelkrachten en de druk van de staartspleet op de TBM) kan de ligging van de TBM in de grond worden bepaald uit de berekening. Daarmee kan worden nagegaan of de TBM, zoals verondersteld, als "een speedboat" door de grond gaat of niet. In de berekening ligt de TBM min of meer recht in de grond (zie *Figuur 3.12*). De heffing onder de tunnel is circa 14 mm, de zakking boven de tunnel is circa 17 mm.




*Figuur 3.11*
*Ligging van de TBM in de grond*

In de laag (laag 32, zie *Figuur 3.4*) langs en onder het boorgat is de stijfheid bepaald op basis van de $E_{50}$. De heffing aan de onderkant van de TBM wordt in het model veroorzaakt door de stijfheid van deze laag. Tijdens het ontlasten van de grond onder de TBM (zand) zal de grond in werkelijkheid veel stijver reageren dan de stijfheid die is gevonden op basis van de $E_{50}$. Echter de lagen naast en schuin onder de TBM komen in een ander spanningspad, waarbij niet noodzakelijk van een ontspanning van de grond sprake hoeft te zijn. Derhalve kan men niet zomaar de stijfheid van laag 32 verhogen. In werkelijkheid zal naar verwachting de TBM onderin aan de achterkant minder heffing ondergaan, vanwege het stijve gedrag van de grond onder de TBM, waardoor de TBM meer achterover zal hellen dan geval is bij bovenstaande berekening.

Binnen de commissie L520 wordt op dit moment onderzoek gedaan naar het toepassen van het Modified Mohr Coulomb model in DIANA, waarbij een spanningsafhankelijke stijfheid kan worden gemodelleerd. Het Modified Mohr Coulomb model bepaalt zelf in welk spanningspad het zich bevindt, en welke stijfheid daarbij behoort. Omdat binnen de huidige opdracht, vanwege tijdgebrek, niet aangesloten kon worden op het onderzoek in de L520 commissie, is het Modified Mohr Coulomb model niet gebruikt.

Omdat met een constante lage elasticiteit voor laag 32 is gerekend, is op basis van voortschrijdend inzicht besloten in de berekeningen ter plaatse van het midden van het meetveld uit te voeren met een centrische ligging van de TBM. De ligging van de TBM in de grond heeft naar verwachting niet veel invloed op de krachtwerking in de tunnelconstructie. Derhalve zijn voor het onderdeel tunnelconstructie geen nieuwe berekeningen gemaakt.

Een grafische weergave van het verloop van de berekening is weergegeven in bijlage II.

### 3.5.3 Geotechnische metingen

Uit een analyse van de geotechnische meetresultaten blijkt dat in het weekend van 1 en 2 november 1997, na de inbouw van ring 568 (aan het einde van het meetveld), het meetveld bijna in zijn geheel 2 à 3 mm is gezakt. Bij de zakbaken recht boven de as van de tunnel mv27, mv26, mv25, v24, mv7, mv23 en mv22, bij resp. ringen 525, 532, 539, 547, 551, 562 en 568 en bij de extensometers in raai S, loodrecht op de as van de tunnel ex1, ex2, ex3, ex4 en ex5 (maaiveld opnemer), op resp. 0, 6, 8, 10 en 16 meter uit de as van de tunnel, is de zakking gemeten (zie bijlage III). Ook is bij ex2, ex3 en ex4 op NAP –15,6 m een zakking tijdens dit weekeinde gemeten van enkele millimeters (zie bijlage III). De oorzaak hiervan is onduidelijk. Als mogelijke oorzaken kunnen genoemd worden:

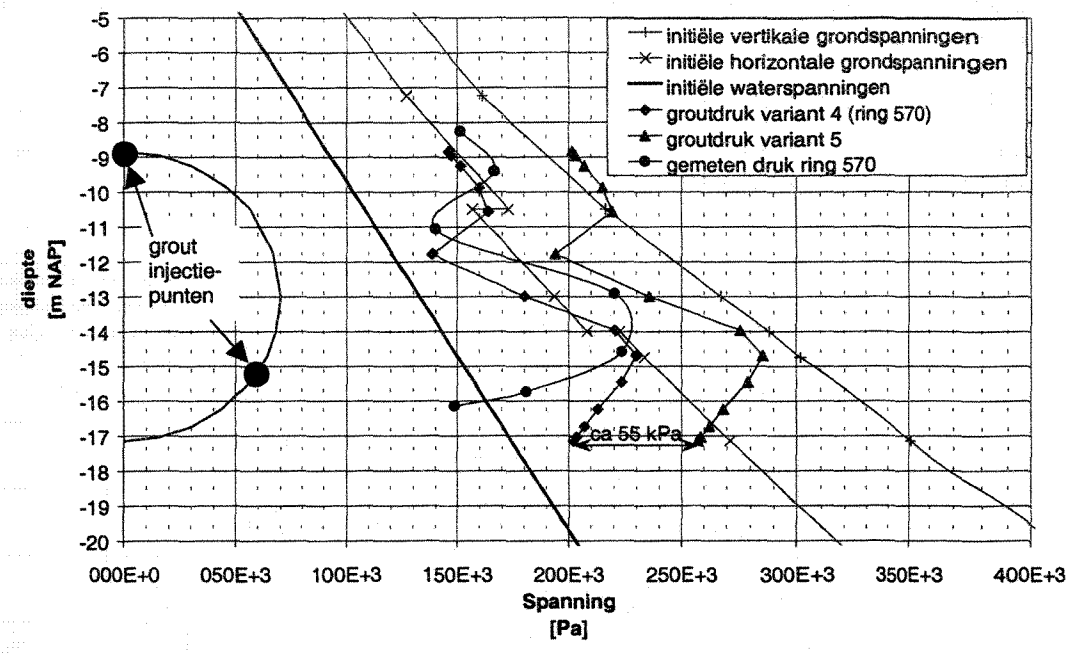
- krimp en kruip ten gevolge van de in een eerder stadium aangebrachte ophoging;
- wateruittreding uit het grout;
- verdwijnen van wateroverspanningen ten gevolge van het boorproces;
- fouten gemaakt tijdens de metingen.

In [6] wordt vermeld dat bij de passage van de TBM bij meetveld Zuid het vaste punt enkele mm is verlopen. Daarmee kan hetgeen hierboven is geconstateerd worden verklaard. Gezien de onduidelijkheid omtrent de juistheid van de metingen kan niet te veel waarde worden gehecht aan metingen die zijn uitgevoerd op grote afstand achter het boorfont. In bijlage III zijn de metingen bij extensometer 1 (aan maaiveld) weergegeven als functie van de afstand tot het boorfront van de TBM. Uit deze grafiek blijkt dat op circa 20 m achter het boorfront de grootste heffingen zijn gemeten. Op deze afstand zal zich echter nog geen vlakke rek situatie hebben ingesteld, omdat met een vloeibare groutlengte van 4 tot 6 ringen de afstand tot de vloeibare zone dan slechts 5 tot 10 meter is. De berekening is echter met een 3D model uitgevoerd, zodat de metingen kunnen worden vergeleken met de situatie in het model op 20 m achter het boorfront.

De abrupte gemeten daling van het maaiveld op circa 23 m achter het boorfront in de grafiek komt overeen met het genoemde weekend van 1 en 2 november 1997, waarbij afwijkingen in de metingen zijn geconstateerd.

3.5.3.1 Groutdruk variant 5

Tijdens de eerste passage van meetveld Zuid is een heffing van het meetveld gemeten. Om deze heffing te kunnen narekenen dient in het model een veel hogere groutdruk te worden ingevoerd dan gemeten bij de meetring van TNO aan het einde van het meetveld (waar een zakking van het maaiveld is gemeten). In de eerste berekening is de groutdruk aangenomen zoals weergegeven in de onderstaande figuur (variant 5).




*Figuur 3.12*
*Gemeten en aangenomen groutdruk*

De berekeningsresultaten van de berekening zijn weergegeven in bijlage IV.

Bij de berekening wordt in de uiteindelijke situatie een behoorlijke heffing van het maaiveld bewerkstelligd.

*Verticale vervormingen*
De gemeten verticale vervormingen van de grond liggen naast de tunnel tot een diepte van circa NAP -13 m iets onder de berekende waarden. Het verschil ligt in de orde van 1 à 2 mm. Onder NAP -13 m komen de berekende verticale vervormingen ongeveer overeen met de gemeten vervormingen. Boven de tunnelas (in verticale zin) liggen de gemeten verticale vervormingen net iets boven de berekende waarden. Ook hier ligt het verschil in de orde van 1 à 2 mm.

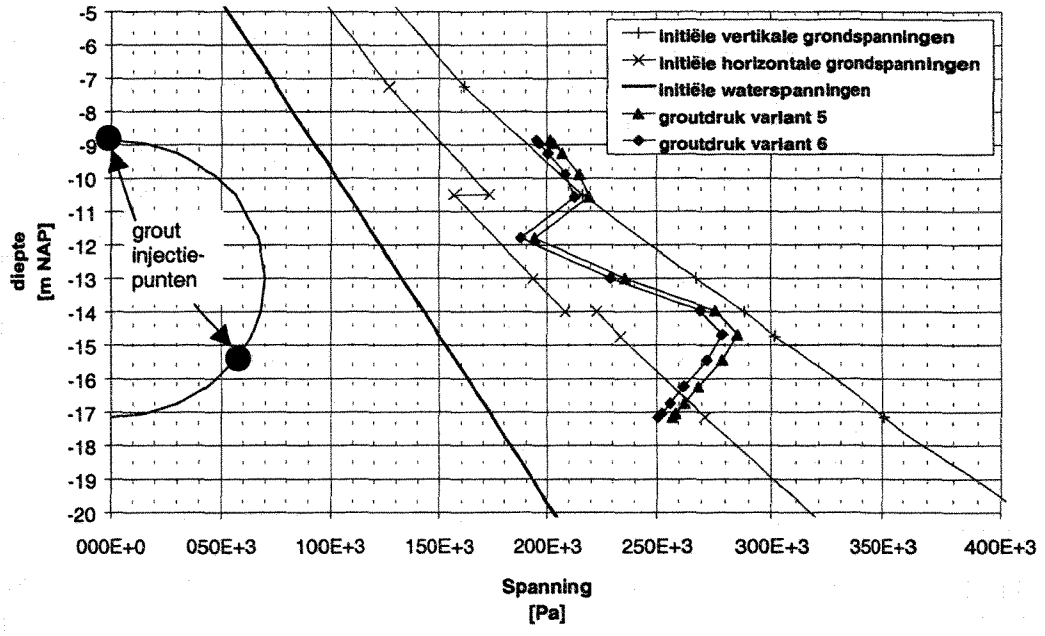
*Horizontale vervormingen*
De berekende horizontale vervormingen komen schuin boven het boorgat (onder een hoek van circa 45° omhoog) goed overeen met de gemeten vervormingen. Direct naast het boorgat is de berekende horizontale vervorming op 6 en 10 m uit het hart van de tunnel groter dan de gemeten vervorming. De maximale berekende horizontale vervormingen in de vertikaal op 6 m uit het hart van de tunnel zijn in de orde van 12 mm.

*Langstrog*
In bijlage IV is de bij extensometer 1 gemeten langstrog weergegeven als functie van de afstand tot het boorfront. In dezelfde grafiek is berekende langstrog afgebeeld. De heffingen van de gemeten langstrog beginnen al enkele meters voor het boorfront. De heffingen in de berekening beginnen pas bij nadat het boorfront circa 5 m is gepasseerd. In de grafiek is de berekende langstrog over de lengte van de TBM naar voren geschoven. De verschoven lijn komt redelijk goed overeen met de gemeten waarden.

Pas vanaf circa 20 m na het boorfront beginnen de gemeten waarden en de berekende waarden af te wijken, mogelijk door de in paragraaf 3.5.2 genoemde zakking van het vaste punt bij meetveld Zuid. Het verschuiven van de langstrog betekent feitelijk dat reeds vanaf de voorkant van de TBM een vloeistofdruk in het boorgat aanwezig is geweest. Mogelijk is dit de invloed van de bentonietinjectie langs het schild, die zorgt voor een vloeistofdruk rondom het schild. In een eventuele vervolgstudie zou men de invloed van een vloeibare bentonietzone nog mee kunnen nemen in de berekeningen. In het onderhavige onderzoek was dat vanwege de grote inspanningen die daarmee gemoeid zouden gaan (aanpassing van het model) niet mogelijk.

3.5.3.2 Groutdruk Variant 6

Vanwege de te grote heffingen in variant 5 is de groutdruk, met behoud van de groutdrukgradiënten in zijn totaliteit verlaagd voor variant 6 (zie *Figuur 3.14*).




*Figuur 3.13*
*Ingevoerde groutdruk bij variant 6*

De groutdruk is 6,5 kPa lager dan bij variant 5.

De berekening is afgebroken na fase 3F. De berekeningsresultaten van fase 3F geven wel reeds een indicatie van de resultaten die uiteindelijk verwacht kunnen worden, omdat het boorfront zich reeds op meer dan 34 m van de rand van het model bevind. Aangezien de resultaten zijn vergeleken met de gemeten situatie op 20 m achter het boorfront, is de berekening ver genoeg gevorderd om een goede voorspelling van de situatie op 20 m achter het boorfront te geven. De resultaten van de berekening staan in bijlage V.

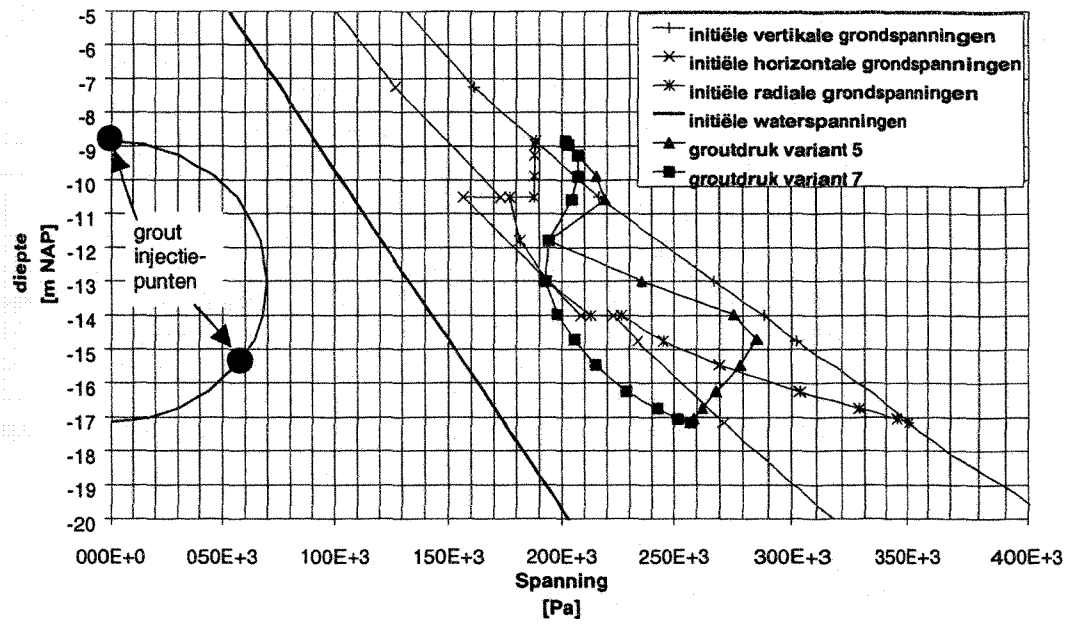
*Verticale vervormingen*
De berekende verticale vervormingen komen overeen met bijna alle meetwaarden. Alleen de meetwaarden direct boven de as van de tunnel liggen hoger dan de berekende waarden. De grootste afwijking, direct boven het boorgat, op NAP -6,56 m is circa 10 mm. Aan maaiveld is de afwijking direct boven de as van de TBM circa 3 mm.

*Horizontale vervormingen*
Voor de horizontale vervormingen geldt ongeveer hetzelfde als bij variant 5. Hieruit volgt dat de groutdruk naast de tunnel (op circa NAP -13 m) lager is geweest dan aangenomen.

*Langstroggen*
In bijlage V staan de gemeten langstroggen weergegeven voor de maaiveldzetting bij extensometer 1 (boven de as van de tunnel) en 2 (op 6 m afstand van het hart van de tunnel). In de grafieken staan ook de berekende waarden. De bij extensometer 1 gemeten waarden zijn veel hoger van de berekende waarden. Dit was ook al bij de verticale vervormingen opgemerkt. Bij extensometer 2 komen de maximale heffingen na passage van de TBM voor de gemeten en berekende waarden goed overeen. Ook uit deze grafiek blijkt dat de gemeten heffingen reeds bij het boorfront beginnen, terwijl in de berekening de heffingen pas op circa 5 m achter het boorfront aanvangen. De vorm van de berekende langstrog bij extensometer 2 komt wel goed overeen met de vorm van de gemeten langstrog.

3.5.3.3 Groutdruk Variant 7

De bevindingen uit de eerste en tweede berekening hebben ertoe geleid een groutdruk verdeling in te voeren zoals is weergegeven in *Figuur 3.15* (variant 7). Met name onder het midden van het hart van de tunnel is de groutdruk lager dan bij variant 5 en 6.




*Figuur 3.14*
*Groutdrukverdeling variant 7*

De berekening is afgebroken na fase 3C. Het boorfront bevond zich op dat moment circa 20 m in het model. De vervormingen op 20 m achter het boorfront konden dus net uit het model worden gedestilleerd. Hoewel randeffecten zullen nog een rol zullen spelen op de uitkomsten, kan toch reeds een aardig beeld worden verkregen van de uiteindelijk te verwachten uitkomsten van de berekening. De resultaten van de berekening staan in bijlagen VI.

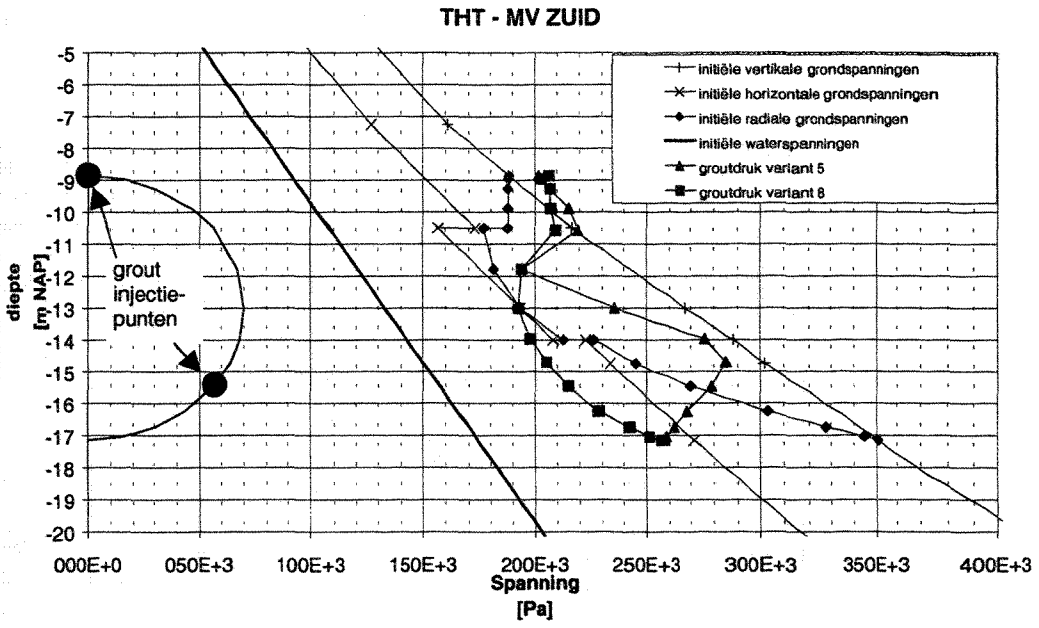
*Verticale vervormingen*
De verticale vervormingen worden voor bijna alle metingen van de extensometers goed voorspeld. Alleen op een diepte van NAP -6,56 m direct boven de as van de tunnel is de berekende waarde circa 7 mm lager dan de gemeten waarde.

*Horizontale vervormingen*
De horizontale vervormingen komen redelijk goed overeen met de gemeten waarden. Onder een hoek van 45° vanuit het boorgat omhoog, op een afstand van 6 m uit het hart van de tunnel is de gemeten horizontale vervorming iets groter dan berekend.

*Langstrog*
De berekende langstrog ligt onder de gemeten langstrog. De, over de lengte van de TBM, verschoven berekende langstrog ligt min of meer boven de berekende langstrog. Vermoedelijk is hier de invloed van de rand van het model merkbaar. In de uiteindelijke berekening zal de langstrog vermoedelijk ongeveer de vorm hebben zoals bij variant 5 en 6.

3.5.3.4 Groutdruk Variant 8

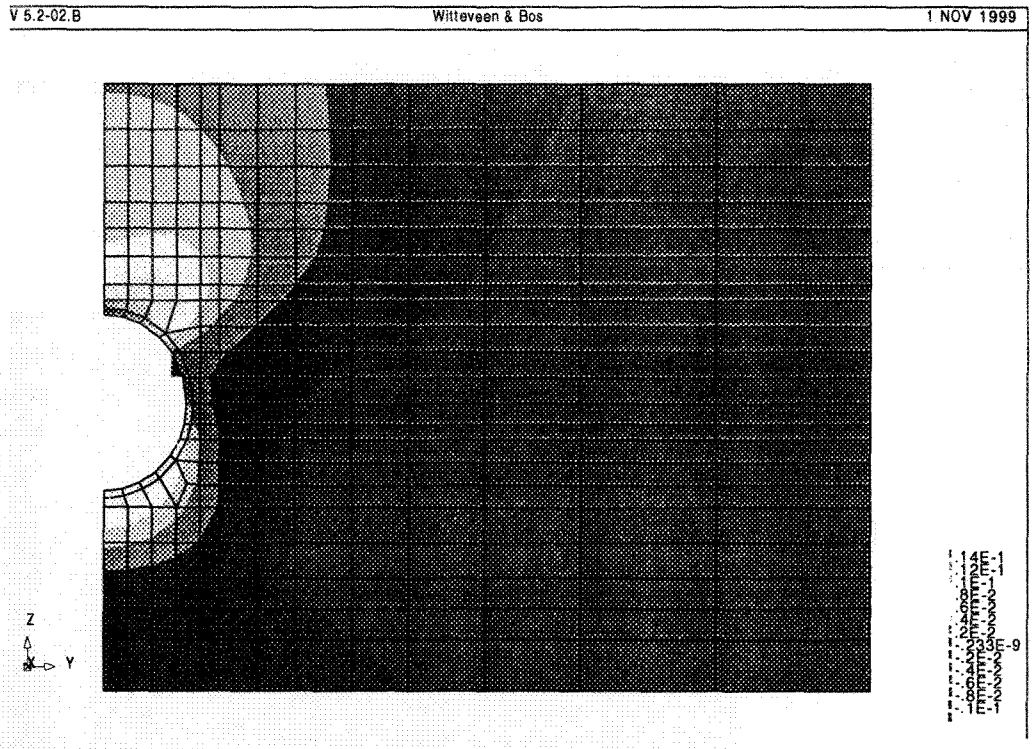
Op basis van de resultaten van variant 7 is de groutdruk verdeling nog iets aangepast. De groutdruk zoals ingevoerd bij variant 8 staat weergegeven in *Figuur 3.16.* Ten opzichte van variant 7 is de groutdruk bovenin iets groter gekozen.




*Figuur 3.15*
*Groutdrukverdeling variant 8*

De berekening is volledig uitgevoerd. De resultaten van de berekening staan in bijlage VII.

*Verticale vervormingen*
De verticale vervormingen worden voor bijna alle metingen van de extensometers goed voorspeld. Op een diepte van NAP -6,56 m direct boven de as van de tunnel is de berekende waarde circa 4 mm lager dan de gemeten waarde. De verticale vervormingen staan weergegeven in *Figuur 3.16.*




*Figuur 3.16*
*Berekende verticale vervormingen op circa 20 m achter het boorfront [m]*

*Horizontale vervormingen*
De horizontale vervormingen komen goed overeen met de gemeten waarden. Onder een hoek van 45° vanuit het boorgat omhoog, op een afstand van 6 m uit het hart van de tunnel is de gemeten horizontale vervorming iets groter dan berekend.

*Langstrog*
De berekende langstrog ligt ter plaatse van de passage van de TBM onder de gemeten langstrog. De uiteindelijk berekende waarde komt ongeveer overeen met de gemeten waarde (op ongeveer -23 m achter het boorfront). Bij een verschuiving van de berekende langstrog over circa 5 m komen de berekende waarden zeer goed overeen met de gemeten waarden. Dat na een verschuiving van de langstrog van 5 m een goede fit wordt verkregen met de gemeten waarden wijst ook bij deze berekening sterk naar de invloed van de bentonietinjectie rondom het schild op de langstrog. Over welke lengte van het schild de injectie heeft plaatsgevonden is niet bekend. Derhalve zijn de verschuiving van 5 m in deze variant en de eerder gevonden verschuiving over de gehele lengte van de TBM arbitraire waarden. Wel kan uit het vergelijken van de metingen met de berekening worden geconcludeerd dat er een behoorlijke invloed is geweest van de bentonietinjectie rondom het schild op de vorm van de langstrog.

#### 3.5.3.5 Conclusies

De berekende waarden van variant 8 komen goed overeen met de gemeten waarden, zowel in horizontale als verticale richting. Slechts enkele waarden wijken nog structureel af. Mogelijke verklaringen voor de afwijkingen tussen de gemeten en de berekende waarden zijn de invloed van de bentoniet-injectie langs het schild, die in de berekening niet is meegenomen en de mogelijke onbetrouwbaarheid van de metingen van de verticale vervormingen.

## *3.6 Evaluatie tunnelconstructie*

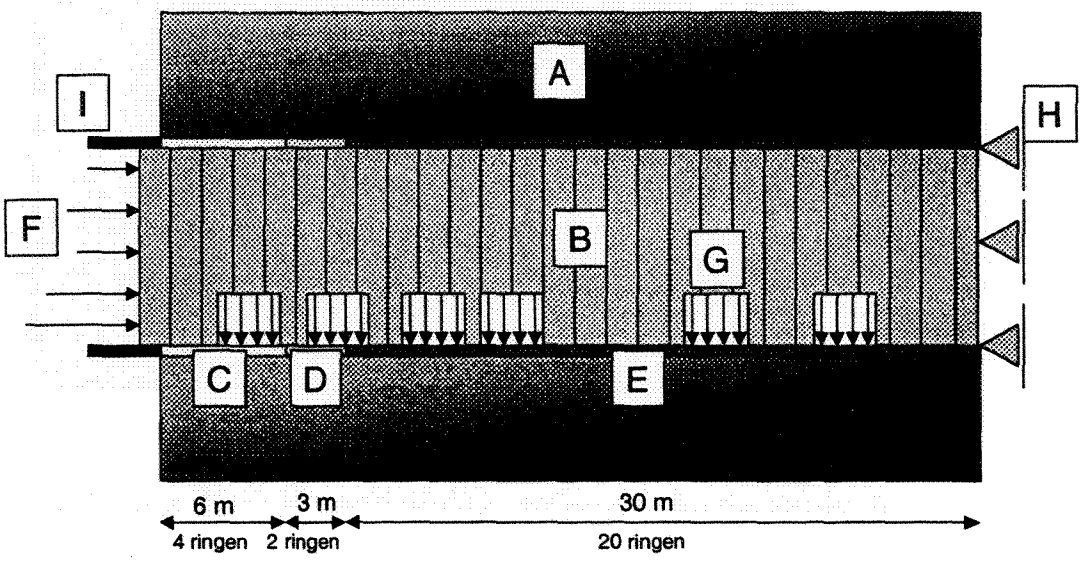
### 3.6.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt de globale krachtswerking van de tunnelconstructie nader beschouwd en geëvalueerd. In de eigenschappen van de gelede monoliete tunnel zijn de implicaties van de aanwezigheid van ringvoegen en langsvoegen zodanig verdisconteerd (zie paragraaf 3.3.1.2) dat de krachtswerking van de gelede monoliete tunnel globaal gezien overeenkomt met de krachtswerking van een gesegmenteerde tunnel. De *globale* krachtswerking van de gelede monoliete tunnel is derhalve vatbaar voor evaluatie.

Bepaling van de lokale krachtswerking en de vergelijking met de uitgevoerde metingen valt dan ook buiten de scope van deze deelstudie en is beschreven in [1].

3.6.2 Tunnelconstructie en bijbehorende randvoorwaarden en belastingen

In onderstaande figuur zijn de tunnelconstructie en de heersende randvoorwaarden en belastingen weergegeven:




*Figuur3.17*
*Tunnelconstructie en bijbehorende randvoorwaarden en belastingen*

*A: Grondcontinuüm*
Het grondcontinuüm heeft een belastende en ondersteunende werking, die sterker door de tunnel wordt "gevoeld" naarmate de groutschil stijver is.

*B: Gelede monoliete tunnelbuis*
De tunnel is middels schalen als een gelede monoliete halve buis (26½ ringen, 39.75 meter) gemodelleerd. De implicaties van de aanwezigheid van langsvoegen op de ringwerking van de tunnel zijn *impliciet* verdisconteerd middels een equivalente gereduceerde E-modulus van de buis. De implicaties van de aanwezigheid van flexibele triplex plaatjes (reductie buigstijfheid en afschuifstijfheid tunnelbuis, lokale lastinleiding ter plaatse van triplex plaatjes) op de liggerwerking van de tunnelbuis zijn *impliciet* verdisconteerd door het aanbrengen van flexibele interface elementen ter plaatse van de ringvoegen.
Het bovenstaande heeft tot gevolg dat de gelede monoliete buis zich *globaal gezien* analoog gedraagt aan het gesegmenteerde model, waarin langsvoegen, ringvoegen en triplex plaatjes *expliciet* zijn gemodelleerd.

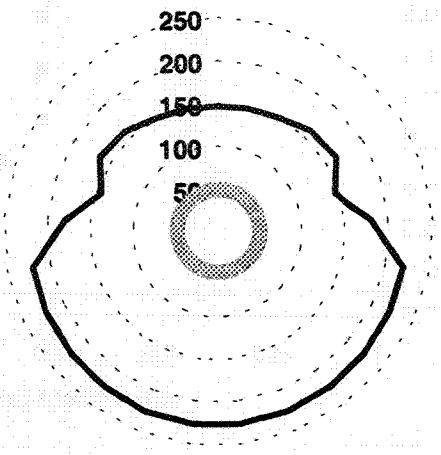
Het eigen gewicht van de tunnelbuis kan eenvoudig worden bepaald middels onderstaande uitdrukking:

$$q_{tunnel} = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot d \cdot \gamma_{beton} = 2 \cdot \pi \cdot 3.975 \cdot 0.35 \cdot 0.024 = 0.21 \ MN/m' \qquad (1)$$

*C: Onverharde groutzone*
Zolang het grout rondom de tunnel in de vloeibare fase verkeert wordt de tunnel lokaal niet ondersteund maar enkel belast door groutdrukken. Het evenwicht van de tunnelsectie, die zich in een onverharde groutschil bevindt dient derhalve tot stand te komen middels liggerwerking.

Op basis van een gemiddelde progressie van het boorproces (12 ringen per etmaal) en een geschatte verhardingstijd van het grout à 12 uur is de zone, waarin het grout uithardt, bepaald op 6 ringen c.q. 9 meter. Uit modeltechnische overwegingen is deze verhardingszone gediscretiseerd in een volledig onverharde groutzone en een deels verharde groutzone. Voor de volledig onverharde groutzone is een lengte van 4 ringen c.q. 6 meter aangehouden.

In de onverharde groutzone worden de in de TNO meetring gemeten groutdrukken op tunnel en grond aangebracht. In *Figuur 3.18* is het in deze studie gehanteerde groutdrukverloop weergegeven.




*Figuur 3.18*
*Gehanteerd groutdrukverloop op basis van TNO-metingen (kPa)*

Zoals uit *Figuur 3.18* blijkt resulteren de drukken in de onverharde groutschil in een opwaarts gerichte belasting, die middels integratie van de verticale component van de groutdrukken langs de tunnelomtrek kan worden bepaald:

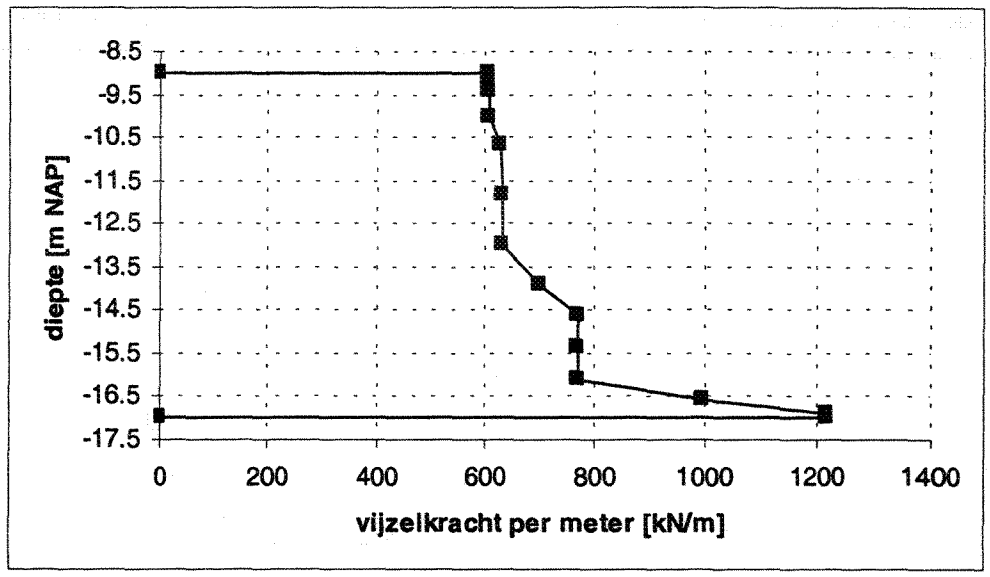
$$q_{grout} = \int_0^{2\pi} \sigma_{grout}(\varphi) \cdot R \cdot \sin(\varphi) \cdot d\varphi = 0.59 \ \ MN/m' \qquad (2)$$

*D: Gedeeltelijk verharde groutzone*
De gedeeltelijk verharde groutschil heeft een lengte van 3 meter (2 tunnelringen) en heeft een stijfheid van 40 MPa, hetgeen een orde 1000 slapper is dan de tunnellining maar van dezelfde grootteorde is als de zandlaag, die de tunnel aan de onderzijde omhult.

*E: Volledig verharde groutzone*
In deze zone is de groutzone volledig verhard en is de tunnel ingebed in de omringende grond. De volledige verharde groutschil heeft een stijfheid van 400 MPa, hetgeen een orde 100 slapper is dan het beton van de tunnellining en een orde 10 stijver is dan de zandlaag, die de tunnel aan de onderzijde omhult.

*F: Randvoorwaarden ter plaatse van TBM*
Ter plaatse van de TBM worden vijzelkrachten in de tunnel geleid. Aangezien de vijzelkrachten niet uniform zijn verdeeld resulteert niet enkel een axiale normaalkracht $N_x$ maar eveneens een TBM-moment $M_{yy}$. Belangrijk uitgangspunt is dat ter plaatse van de vijzels geen dwarskracht wordt overgedragen. De vijzels gedragen zich dus als pendelstaven.

Op basis van de Herrenknecht metingen zijn de vijzelkrachten conform *Figuur 3.19* op de tunnel aangebracht. Er wordt hierbij uitgegaan van een verdeling van vijzelkrachten, die symmetrisch is ten opzichte van de verticale hartlijn van de tunnel.



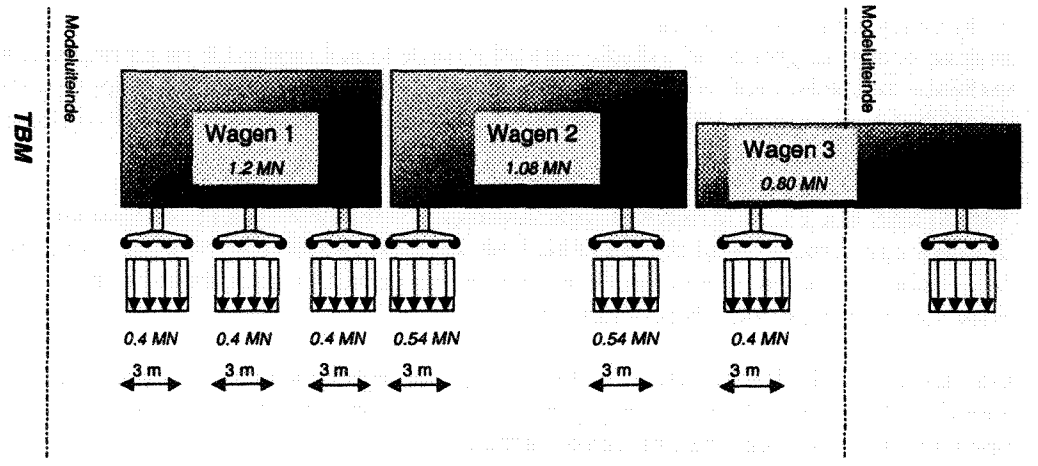

*Figuur 3.19*
*Aangebrachte verdeling vijzelbelastingen op basis van Herrenknecht metingen.*

De totale axiale normaalkracht die in het model is aangebracht bedraagt 18,7 MN. Het door de vijzelkrachten uitgeoefende moment is bepaald met:

$$M_{yy} = 2 \cdot \sum_{i=1}^{n} F_{vijzel,i} \cdot z_i = -11.0 \text{ MNm} \qquad (4)$$

In bovenstaande uitdrukking is $z_i$ de afstand van een vijzelkracht $F_i$ tot het zwaartepunt van de tunnel. Het aantal vijzelkrachten is aangeduid met n.

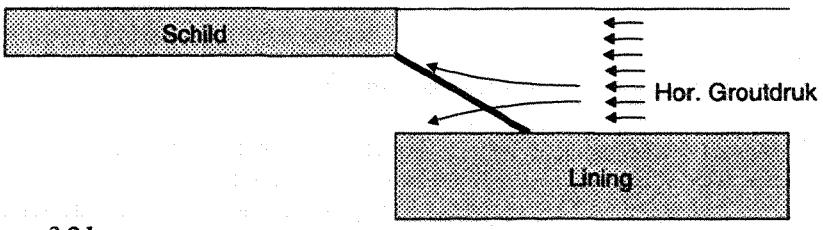
G: Aslasten volgwagens
De tunnel wordt belast door het gewicht van de volgwagens, dat ter plaatse van de wielen van de volgwagens lokaal wordt ingeleid. Het eigen gewicht van elke volgwagen is over zones van 3 meter middels een verticale uniforme verdeelde belasting op de tunnel aangebracht volgens *Figuur 3.20.*




*Figuur 3.20*
*Modellering volgwagenbelasting*

H: Randvoorwaarde modeluiteinde
De randvoorwaarde ter plaatse van het modeluiteinde bestaat uit een zwevende inklemming (geen rotatie en welving, wel verticale translatie). In feite is de tunnel aan het modeluiteinde verend ingeklemd, aangezien het gedeelte van de tunnel dat zich juist buiten het model bevindt een zekere rotatieflexibiliteit heeft.
Indien het model lang genoeg is zal er zich ter hoogte van het modeluiteinde een vlakke rek situatie hebben ingesteld en zal de aard van de aldaar aangebracht randvoorwaarde het overall modelgedrag niet beïnvloeden.

I: TBM-schild
De tunnel bevindt zich in de laatste fase over een halve ringlengte binnen het schild. De in de onverharde groutschil heersende alzijdige drukken beschikken over een horizontale component die via de staartafdichting naar de TBM en de lining zal worden geleid (zie onderstaande figuur).




*Figuur 3.21*
*Afleiding horizontale groutdrukken ter plaatse van de staartspleet*

Het gedeelte van de horizontale groutdrukken, dat in de lining wordt geleid, levert een additionele axiale normaalkracht $N_{x,add}$ en een additioneel liggermoment $M_{yy,add}$.
Indien de volledige horizontale groutdruk in de lining zou worden geleid kunnen bovengenoemde additionele axiale normaalkracht (trek) en additioneel liggermoment als volgt op basis van de gehanteerde groutdrukverdeling worden bepaald:

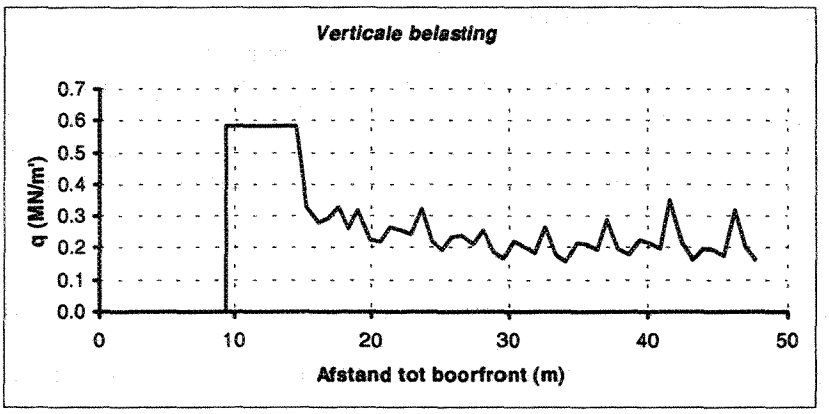
$$N_{x,add} = 2 \cdot d_{staartspleet} \cdot R \int_{-0.5\pi}^{0.5\pi} \sigma_{grout} \cdot d\varphi = 0.59 \ \text{MN} \qquad (5)$$

$$M_{yy,add} = 2 \cdot d_{staartspleet} \cdot R^2 \int_{-0.5\pi}^{0.5\pi} \sigma_{grout} \cdot \sin(\varphi) \cdot d\varphi = 0.31 \ \text{MNm} \qquad (6)$$

In bovenstaande uitdrukking is $d_{staartspleet}$ de dikte van de staartspleet à 0.125 m. Een gedeelte van de hierboven berekende axiale normaalkracht en liggermoment wordt in het model in het schild van de TBM geleid.

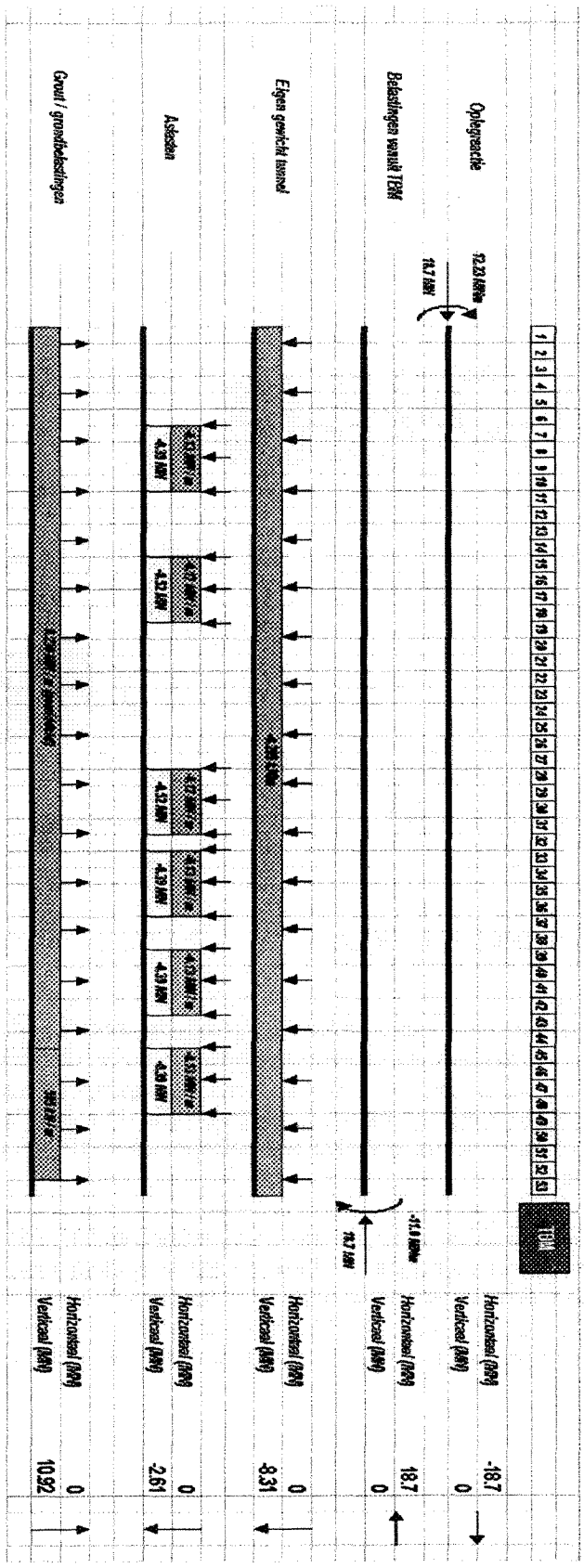
3.6.3 Krachtenbalans tunnel

Op basis van de in 3.6.2 afgeleide belastingen op de tunnel kan een krachtenbalans met betrekking tot de tunnel worden opgesteld. Hiertoe is eveneens de verticale belasting, die de grond via de deels verharde en verharde groutschil op de tunnel uitoefent bepaald. In *Figuur 3.22* is het verloop van de opwaartse grondbelasting, die op de tunnel werkt, weergegeven. Gemiddeld gezien levert de grond over de deels en volledig verharde groutzone een opwaartse belasting à 0.23 MN/m. Indien men de trend van de in
Figuur 3.22*Figuur 3.22* weergegeven opwaartse belasting beschouwt, valt op de maken dat de opwaartse grondbelasting met toenemende afstand van de TBM van globaal 0.3 MN/m' convergeert naar circa 0.2 MN/m'. Ter plaatse van het modeleinde is de opwaartse belasting dus grofweg in evenwicht met het eigen gewicht van de tunnel à 0.21 MN/m'




*Figuur 3.22*
*Verloop verticale grondbelasting langs tunnelas*

Uit *Figuur 3.24* blijkt dat de belasting uit de volgwagens een bijdrage van grofweg ***25 %*** leveren aan de totale neerwaarts gerichte belasting. Belangrijke conclusie is derhalve dat in een berekening van de krachtswerking van een boortunnel in de bouwfase de volgwagenbelasting niet mag worden verwaarloosd.
De tunnel is niet alleen verticaal en horizontaal in evenwicht, maar er heerst eveneens momentenevenwicht. De axiaal gerichte schuifspanningen rondom de tunnelomtrek leveren geen significante momenten, zodat de tunnel kan worden opgevat als een verticaal ingebedde ligger (de axiaal gerichte schuifspanningen rondom de tunnelomtrek zijn onderzocht, maar niet gerapporteerd).

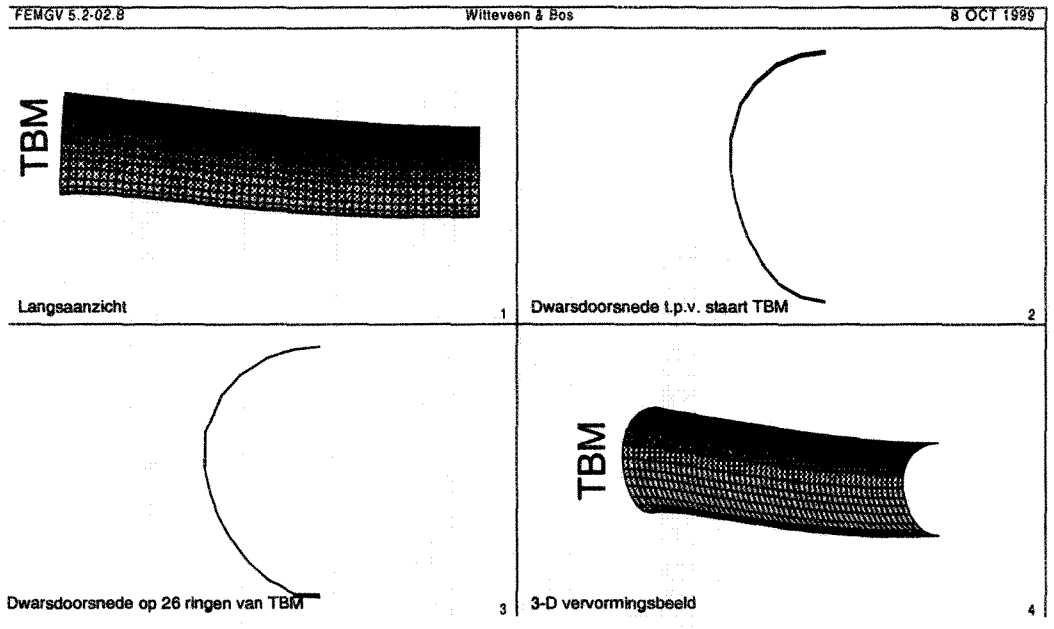



*Figuur 3.24*
*Krachtenbalans tunnel*

### 3.6.4 Evaluatie krachtswerking

#### 3.6.4.1 Globale vervorming

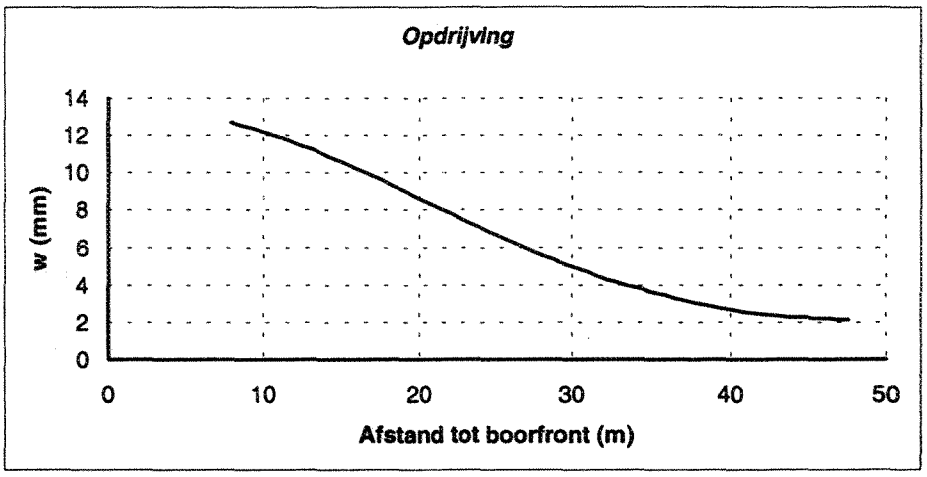
*Algemeen*
In onderstaande figuur is het globale vervormingsbeeld van de lining weergegeven. Uit dit vervormingsbeeld kan een aantal conclusies met betrekking tot de liggerwerking en de ringwerking van de lining worden getrokken. Deze conclusies zullen in de navolgende paragrafen worden besproken.



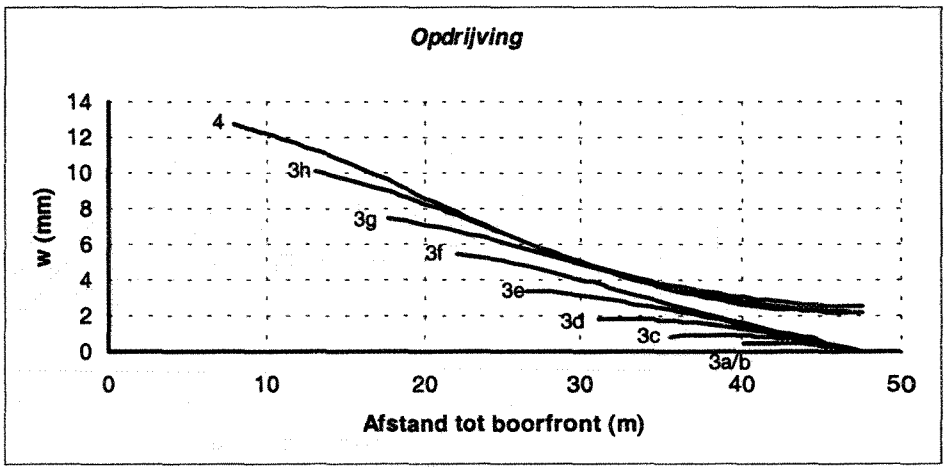

*Figuur 3.24*
*Globaal vervormingsbeeld lining*

*Liggerwerking / opdrijving*
Zoals uit *Figuur 3.24* blijkt is de lining onderworpen aan een zekere opdrijving. In *Figuur 3.25* is de opdrijving van de lining, gedefinieerd als de verticale verplaatsing van de tunnel ter hoogte van de tunnelas, als functie van de afstand tot het boorfront weergegeven. De opdrijving van de tunnel verloopt globaal tussen *12.5 mm* aan de TBM-zijde van de lining tot *2 mm* aan de andere zijde van de lining. Over een afstand van ongeveer 40 meter wordt derhalve een opdrijvingverschil van ongeveer *10 mm* overbrugd, hetgeen relatief gematigd is.

In het gebruikte *gefaseerde* model zal de opwaartse verplaatsing van de tunnel ter plaatse van de TBM met toenemende modellengte blijven toenemen (zie *Figuur 3.26).* In werkelijkheid zal bij te grote afwijking van het geplande alignement een nieuw te bouwen ring schuin of *verschoven* worden ingebouwd. De correctiemogelijkheid die men in werkelijkheid heeft bij het inbouwen (±5 à 10 mm) is aanmerkelijk groter dan het opdrijvingsverschil per ring (± 0.6 mm) dat met het model wordt voorspeld.

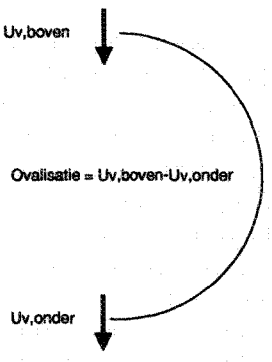



*Figuur 3.25*
*Verloop opdrijving langs tunnelas*

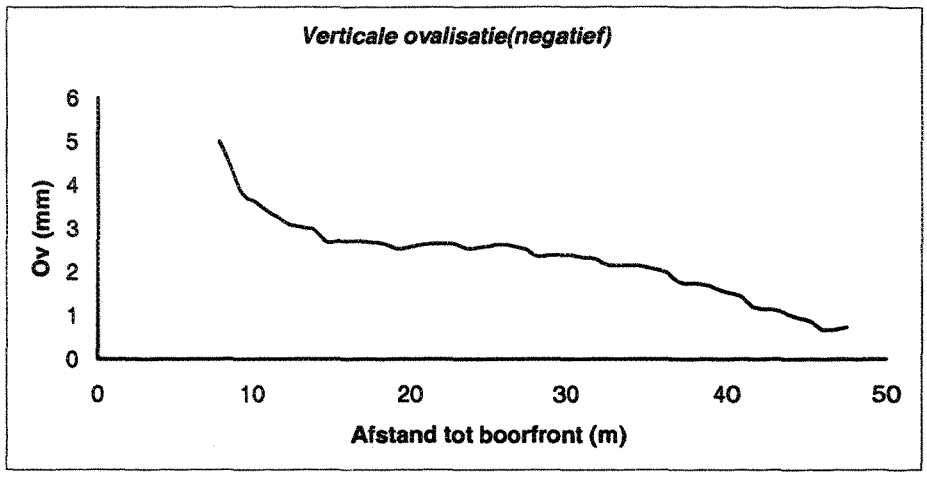



*Figuur 3.26*
*Verloop opdrijving in verschillende berekeningsfasen*

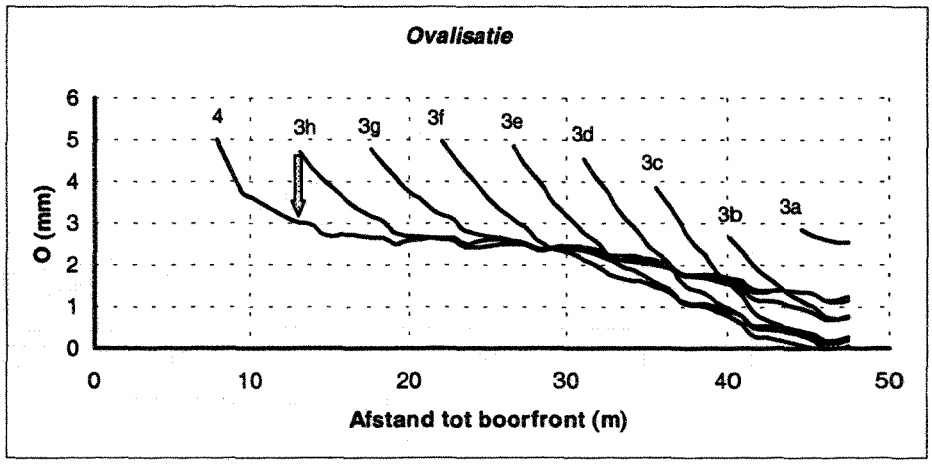
*Ringwerking / ovalisatie*
Uit *Figuur 3.24.2* kan worden opgemaakt dat de lining ter plaatse van de onverharde groutschil wordt onderworpen aan een *hoog*-ovalisatie. Deze hoog-ovalisatie c.q. verticale ovalisatie, gedefinieerd als het verschil van de verticale verplaatsing van de boven- en onderzijde van de tunnel (zie *Figuur 3.27*) is in Figuur 3.28*Figuur 3.28* als functie van de afstand tot het boorfront weergegeven.




*Figuur 3.27*
*Definitie ovalisatie*




*Figuur 3.28*
*Verloop verticale ovalisatie*




*Figuur 3.29*
*Verloop verticale ovalisatie in verschillende berekeningsfasen*

Zoals uit *Figuur 3.28* blijkt neemt de mate van verticale ovalisatie af met toenemende afstand tot de TBM. Uit *Figuur 3.29* blijkt voorts dat iedere groep van 4 ringen (de eerste aangelegde 12 ringen uitgezonderd) dezelfde "ovalisatie historie" heeft meegemaakt. De ovalisatie historie bestaat uit een initiële hoog-ovalisatie, die na gedeeltelijke uitharding van de groutschil enigszins afneemt.

*Achtergrond initiële hoog-ovalisatie*

De initiële hoog-ovalisatie van de tunnel, die door het model wordt voorspeld, komt voort uit de ingevoerde verdeling van de groutdrukken (gemeten groutdrukken in TNO-meetring) rond de tunnelomtrek, waardoor de tunnelringen in eerste instantie worden belast. Deze groutdrukverdeling (zie *Figuur 3.18*) wordt gekarakteriseerd door een relatief hoge verhouding tussen de horizontaal gerichte groutdrukken ter hoogte van de tunnelas en de verticaal gerichte groutdrukken ter hoogte van de zool en kruin van de tunnel.
Het is hiermee niet gezegd dat een groutdrukverloop *per definitie* tot een verticale ovalisatie leidt. Indien het gehanteerde groutdrukverloop dusdanig is dat bovengenoemde verhouding tussen verticale groutdrukken ter hoogte van top en zool en horizontale groutdrukken ter hoogte van de tunnelas gering is zal een zekere mate van horizontale ovalisatie ontstaan. Ter onderbouwing van deze overwegingen is een aanvullende berekening uitgevoerd op basis van een aan de grondvervormingen gekalibreerd groutdrukverloop, dat in tegenstelling tot het in de TNO meetring (variant 8) gemeten groutdrukverloop, een zekere mate van *horizontale ovalisatie* tot gevolg heeft. Op de bevindingen met betrekking tot deze berekeningsvariant wordt in 3.6.6 ingegaan.

*Achtergrond afname hoog-ovalisatie*
In de voorgaande paragrafen kwam reeds ter sprake dat de initiële hoog-ovalisatie na verloop van tijd c.q. met toenemende afstand tot de TBM enigszins afneemt. De afname wordt veroorzaakt door het feit dat een groep tunnelringen na (gedeeltelijke) verharding van de groutschil nog een zekere opdrijving ondergaat (zie Figuur 3.26*Figuur 3.26*). Ten gevolge van deze opdrijving ontstaat er een spanningsverandering in de grond, die de tunnel omringt. Deze spanningsverandering kan ontstaan aangezien de groutschil reeds in de deels verharde fase een stijfheid gelijk aan de stijfheid van de omringende grond heeft.
Ten gevolge van de opdrijving van de tunnel in de deels en volledig verharde groutzone zal de kruin van de tunnel worden belast en de zool van de tunnel worden ontlast ten opzichte van de situatie, waarin de tunnel was belast door drukken in de onverharde groutzone. Hierdoor zal de tunnel een additionele horizontale ovalisatie ondergaan en zal de initiële hoog-ovalisatie afnemen.

### 3.6.4.2 Krachtswerking ten gevolge van liggerwerking

*Algemeen*
Ten gevolge van de bouwfase wordt het liggerwerkingsmechanisme van de boortunnel in zekere mate aangesproken. De volgende gegeneraliseerde snedenkrachten spelen in het geval van liggerwerking een rol:

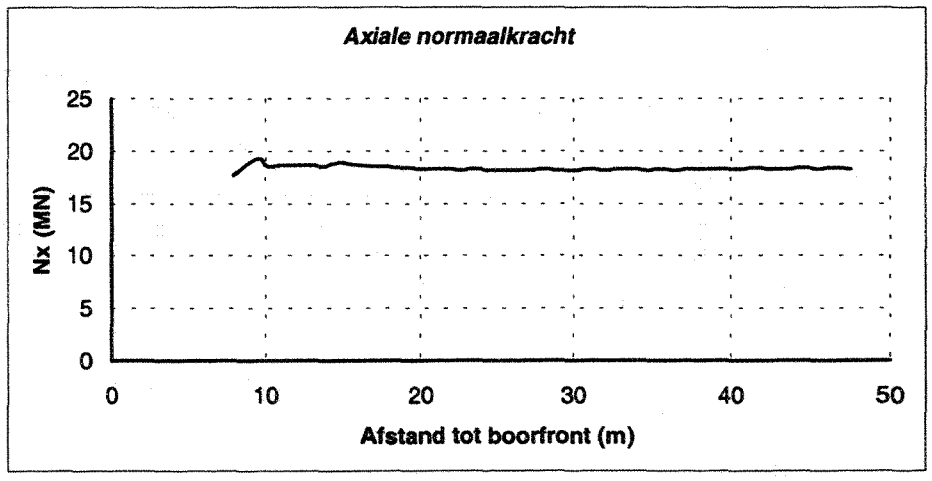
| | |
|---|---|
| Liggermoment | $M_{yy}$ |
| Dwarskracht | $Q_{xz}$ |
| Axiale normaalkracht | $N_x$ |

Bovenstaande gegeneraliseerde snedenkrachten zijn een maat voor de liggerwerking van de lining op globaal niveau en zijn de uitvoerparameters van eenvoudige modellering van de lining middels een balk.

*Verloop axiale normaalkracht*
De axiale normaalkracht $N_x$ ter plaatse van een willekeurige doorsnede kan als volgt worden bepaald:

$$N_x = 2 \cdot R_{systeem} \int_{-0.5\pi}^{0.5\pi} n_{xx}(\varphi) \cdot d\varphi \qquad (7)$$

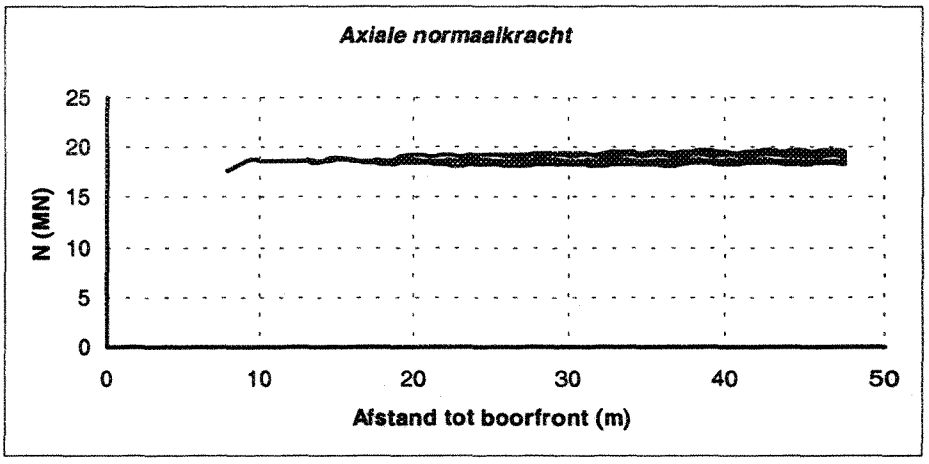
In bovenstaande uitdrukking is $n_{xx}$ de axiale normaalkracht per strekkende meter tunnelomtrek (over segmentdikte geïntegreerde normaalspanningen). In onderstaande figuur is het verloop van de axiale normaalkracht langs de tunnelas weergegeven:




*Figuur 3.30*
*Verloop axiale normaalkracht $N_x$*

Zoals uit *Figuur 3.30* blijkt is de axiale normaalkracht vrij constant langs de tunnelas. Ter plaatse van de TBM is er sprake van een gradiënt van de axiale normaalkracht, hetgeen wordt veroorzaakt door de in 3.6.2.I genoemde afleiding van horizontale groutdrukken naar de tunnel (en TBM).

In de conventionele liggerwerkingmodellen op basis van een liggermodellering van de tunnel wordt uitgegaan van een constante axiale normaalkracht, hetgeen ook uit het 3-D model volgt.



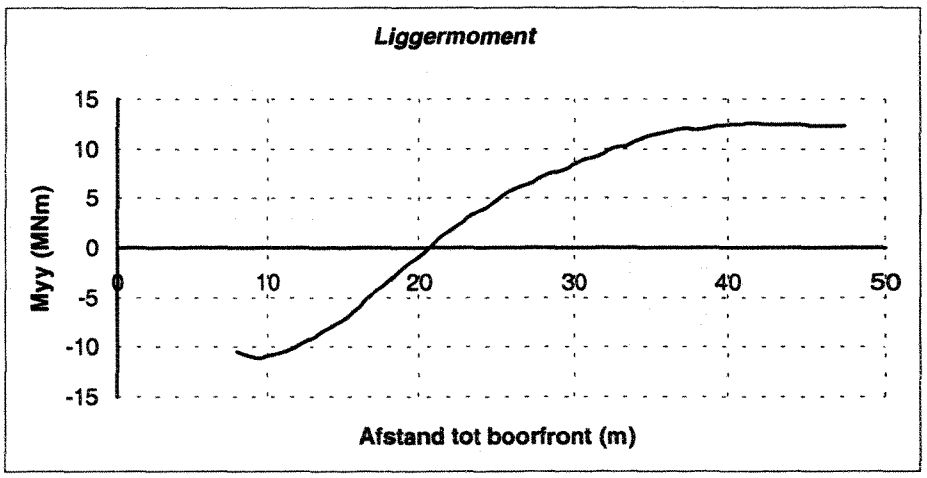

*Figuur 3.31*
*Verloop axiale normaalkracht $N_x$ in verschillende berekeningsfasen.*

Uit *Figuur 3.31* blijkt dat gedurende de verschillende berekeningsfasen de axiale normaalkracht in de reeds gebouwde ringen niet significant wijzigt.

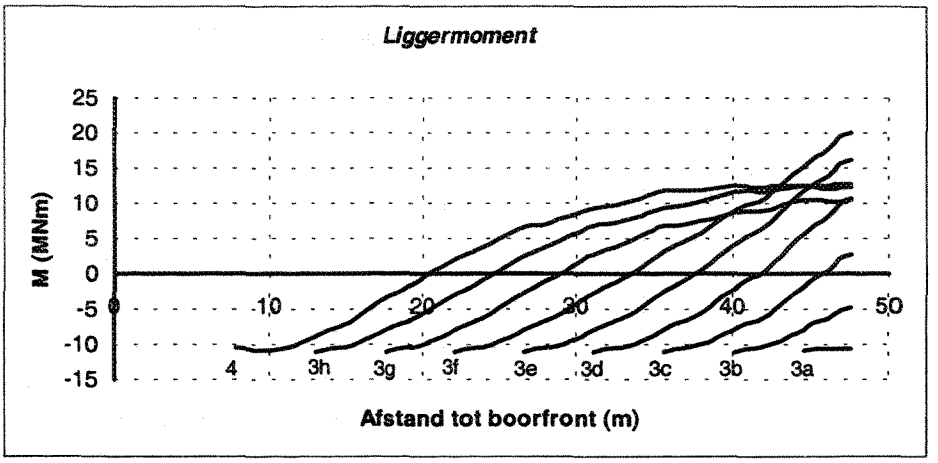
*Verloop liggermoment $M_{yy}$*
Het globale liggermoment $M_{yy}$ kan als volgt worden bepaald:

$$M_{yy} = 2 \cdot R^2_{systeem} \int_{-0.5\pi}^{0.5\pi} n_{xx}(\varphi) \cdot \sin\varphi \cdot d\varphi \qquad (8)$$

In onderstaande figuur is het verloop van het liggermoment Myy langs de tunnelas weergegeven:




*Figuur 3.32*
*Verloop liggermoment $M_{yy}$*




*Figuur 3.33*
*Verloop liggermoment $M_{yy}$ in verschillende berekeningsfasen*

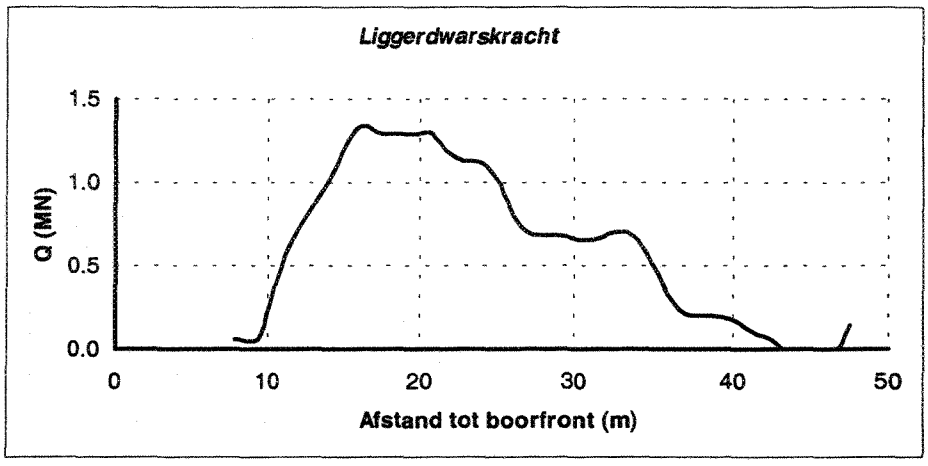
Uit *Figuur 3.32* blijkt dat het liggermoment verloopt van ongeveer –10.5 MNm aan de TBM-zijde tot 12.2 MNm aan het zwevend ingeklemde modeluiteinde. Op basis van de berekeningsresultaten kan een aantal conclusies worden getrokken:

- Het liggermoment is over de gehele tunnellengte dusdanig beperkt dat de ringvoegen gesloten blijven.
- Ter plaatse van het zwevend ingeklemde modeluiteinde is sprake van een buigend moment à 12.2 MNm, hetgeen niet strookt met de trend, die door eenvoudige, niet gefaseerde liggermodellen wordt voorspeld. Niet gefaseerde liggermodellen voorspellen immers dat het buigend moment op afdoende grote afstand van de TBM is uitgedempt.

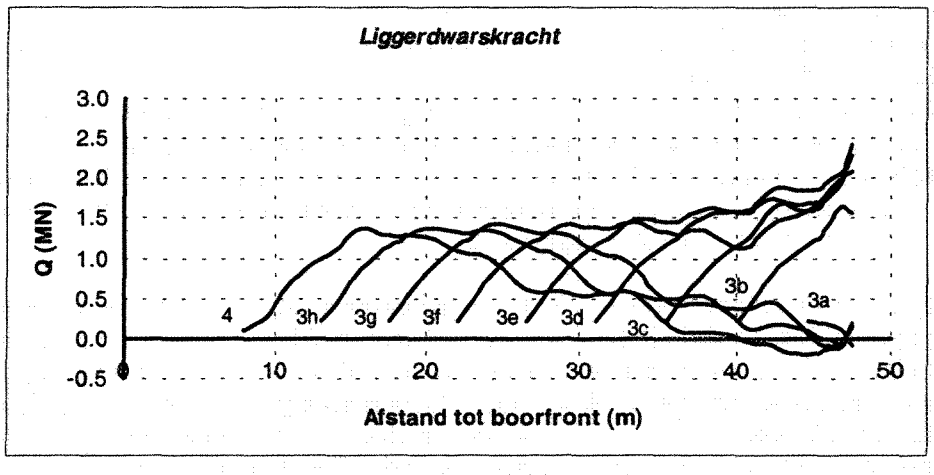
In *Figuur 3.33* is het verloop van het liggermoment $M_{yy}$ voor de verschillende berekeningsfasen weergegeven. In de figuur zijn de implicaties van het verwijderen van de verticale fixatie ter plaatse van het modeleinde duidelijk waarneembaar. Voor het verwijderen van de verticale oplegging (fase 3a t/m 3f) neemt het buigende moment ter plaatse van het modeleinde per fase toe. Ten gevolge van het verwijderen van de verticale oplegging neemt dit buigende moment af. Tussen fase 3g en fase 3h neemt het buigende moment ter plaatse van de randvoorwaarde enigszins toe en blijft dan in fase 4 vrijwel constant. De vraag hierbij is of dit buigende moment bij verdere uitbouw van het model (toevoegen extra berekeningsfasen) ook constant zou blijven. In hoofdstuk 3.6.5.2 wordt nader op deze problematiek ingegaan.

### 3.6.4.3 Verloop liggerdwarskracht $Q_{xz}$

In *Figuur 3.34* is het verloop van de dwarskracht langs de tunnelas weergegeven. Zowel ter plaatse van de TBM als het zwevend ingeklemde modeluiteinde is geen sprake van een noemenswaardige dwarskracht.
In *Figuur 3.35* is het verloop van de dwarskracht in de verschillende berekeningsfasen weergegeven. Uit de figuur blijkt dat er gedurende de fasen 3a t/m 3f een aanzienlijke dwarskracht in het modeleinde wordt opgebouwd, die na het verwijderen van de verticale fixatie logischerwijs verdwijnt.




*Figuur 3.34*
*Verloop dwarskracht langs tunnelas*




*Figuur 3.35*
*Verloop dwarskracht in verschillende berekeningsfasen*

3.6.4.4 Krachtswerking ten gevolge van ringwerking

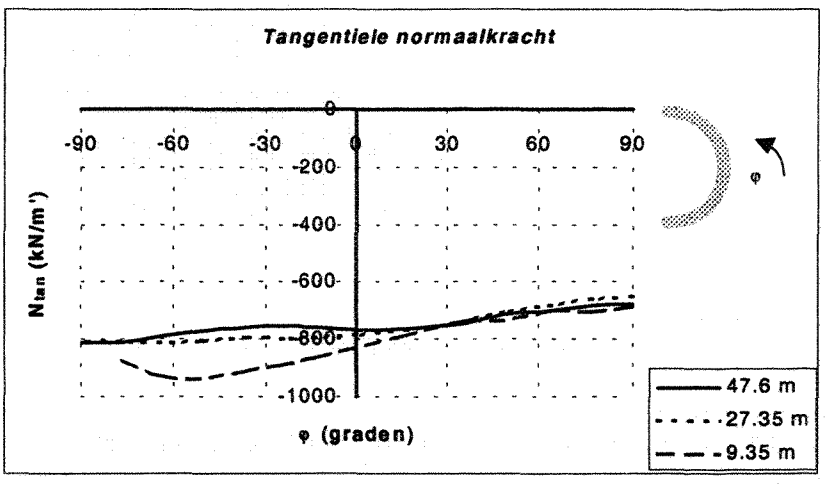
*Algemeen*
De boortunnel wordt naast liggerwerking ook op ringwerking aangesproken. De volgende gegeneraliseerde snedenkrachten spelen in het geval van ringwerking een rol:

| | |
|---|---|
| Ringmoment | $M_{xx}$ |
| Ringdwarskracht | $Q_{rad}$ |
| Tangentiële normaalkracht | $N_{tan}$ |

Bovenstaande gegeneraliseerde snedenkrachten zijn een maat voor de ringwerking van de lining op globaal niveau.
De middels het model op basis van een gelede monoliete tunnelbuis gevonden snedenkrachten (tangentiële normaalkracht uitgezonderd) in de tunnelringen hebben een beperkte kwantitatieve waarde, aangezien de E-modulus van het beton is gereduceerd teneinde de implicaties van de aanwezigheid van de langsvoegen te verdisconteren. Deze reductie van de E-modulus is gebaseerd op een calibratie van de ringovalisatie van het gelede monoliete model aan de ringovalisatie van het gesegmenteerde model [1]. Globaal gezien leveren de middels het gelede monoliete model geproduceerde snedenkrachten in de tunnelring echter een aardig *trendmatig* beeld van het verloop van de snedenkrachten in het gesegmenteerde model.

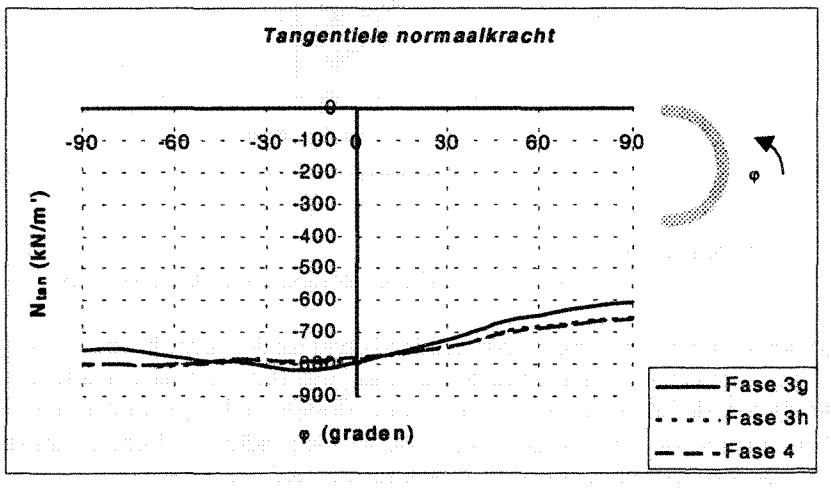
*Verloop tangentiële normaalkracht $N_{tan}$*

In *Figuur 3.36* is het verloop van de tangentiële normaalkracht langs de ringomtrek weergegeven voor een drietal doorsneden (x=9.35 m onverharde groutzone, x=27.35 m modelmidden/verharde groutzone, x=47.6 m modeluiteinde). Het verloop van de tangentiële normaalkracht wordt voornamelijk door de grond c.q. groutspanningen bepaald. Uit de figuur blijkt dat ter hoogte van de onverharde groutschil een afwijkend verloop van de tangentiële normaalkracht aan de onderzijde van de tunnel wordt gevonden ten opzichte van de overige twee doorsneden. Deze afwijking wordt veroorzaakt door het feit dat de aangrenzende ring, die zich in het schild bevindt, (nog) niet wordt belast door groutdrukken en de krachtswerking in de beschouwde ring verstoort. Voorts kan uit de figuur worden opgemaakt dat het verloop van de tangentiële normaalkracht niet significant wijzigt langs de verharde groutzone.

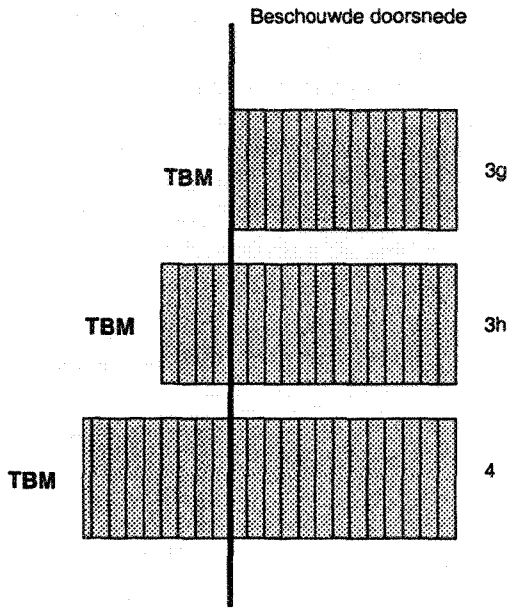



*Figuur 3.36*
*Verloop tangentiële normaalkracht op een drietal afstanden tot boorfront (berekeningsfase 4).*

In *Figuur 3.37* is het verloop van de tangentiële normaalkracht langs de ringomtrek weergegeven voor een drietal berekeningsfasen weergegeven. Dit verloop heeft betrekking op de doorsnede x=27.35 m. In fase 3g grenst deze doorsnede aan het TBM-einde (zie *Figuur 3.38*). Uit *Figuur 3.37* blijkt dat het verloop van de tangentiële normaalkracht nauwelijks wijzigt in de loop der tijd.

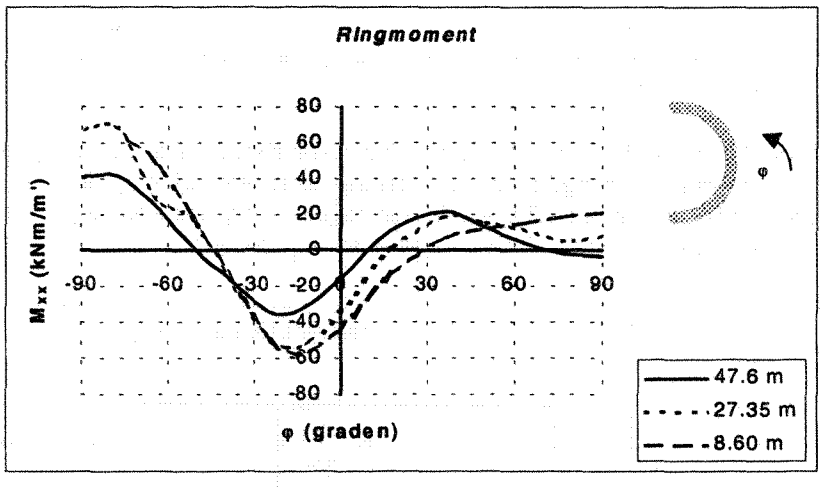



*Figuur 3.37*
*Verloop tangentiële normaalkracht voor een drietal berekeningsfasen (doorsnede x=27.35 m)*




*Figuur 3.38*
*Beschouwde doorsnede in verschillende berekeningsfasen*

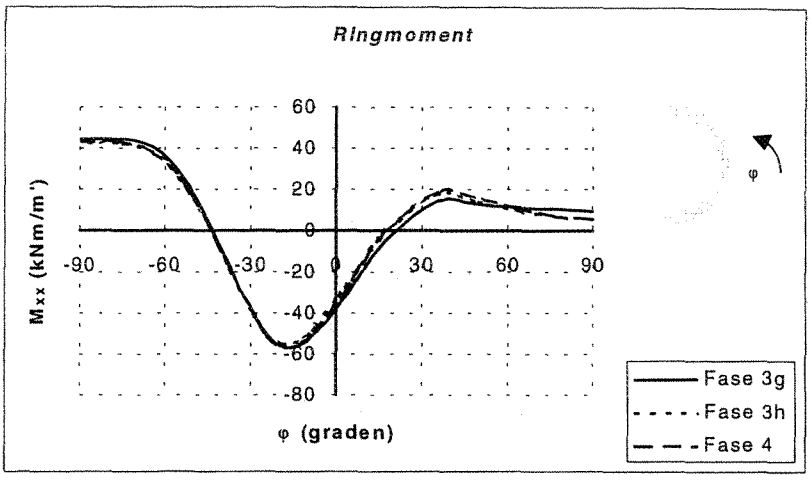
*Verloop ringmoment $M_{xx}$*
In *Figuur 3.39* is het verloop van het ringmoment langs de ringomtrek weergegeven voor een drietal doorsneden.




*Figuur 3.39*
*Verloop ringmoment op een drietal afstanden tot boorfront (berekeningsfase 4).*

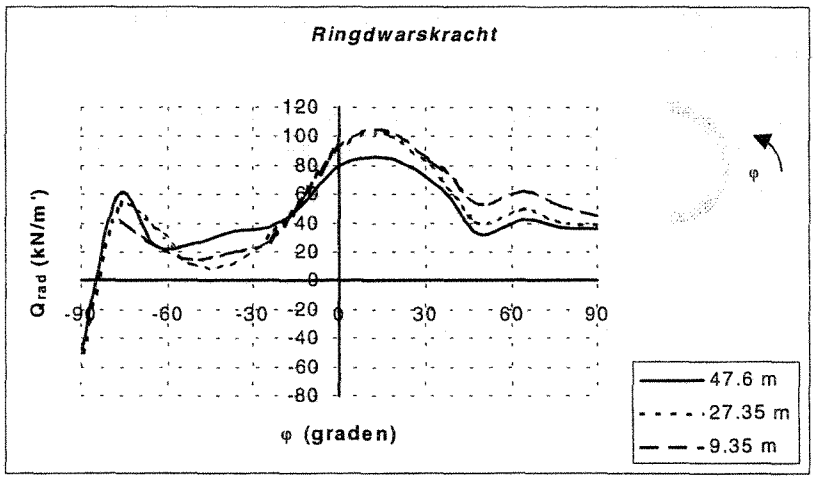
De ringmomenten nemen af met toenemende afstand tot de TBM, hetgeen in overeenstemming is met de in 3.6.4.1 gedane constatering dat de mate van hoog-ovalisatie afneemt met toenemende afstand tot de TBM. Ten gevolge van de hoog-ovalisatie van de tunnelringen is het gevonden momentenverloop "in tegenfase" met het momentenverloop, dat gevonden zou worden indien de initiële aanwezigheid van de onverharde groutschil zou worden verwaarloosd (conventioneel modelconcept).

In *Figuur 3.40* is het verloop van het ringmoment langs de ringomtrek weergegeven voor een drietal berekeningfasen (doorsnede x=27.35 m). Opvallend is dat het verloop van het ringmoment nauwelijks wijzigt in de loop der tijd, terwijl uit *Figuur 3.29* is duidelijk geworden dat de initiële hoog-ovalisatie gedurende een zekere periode significant afneemt. Voor dit fenomeen is vooralsnog geen sluitende verklaring gevonden.



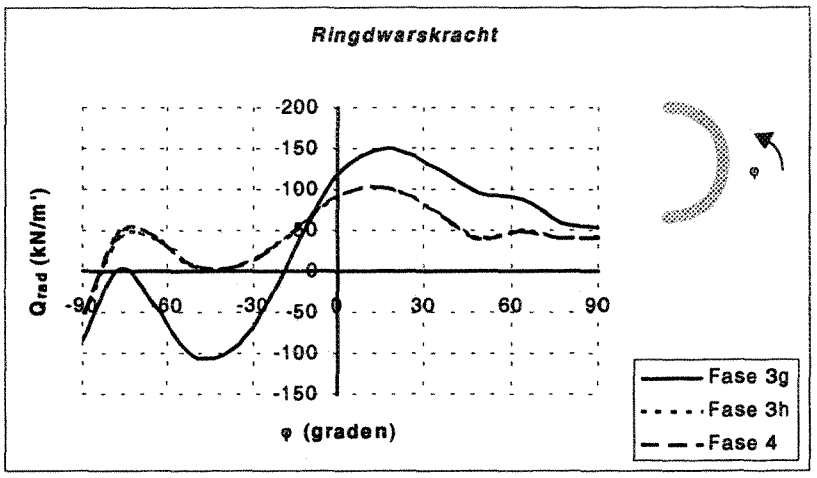

*Figuur 3.40*
*Verloop ringmoment voor een drietal berekeningsfasen (doorsnede x=27.35 m)*

*Verloop ringdwarskracht*
In *Figuur 3.41* is het verloop van de ringdwarskracht $Q_{rad}$ weergegeven, hetgeen in overeenstemming is met de in 3.6.4.1 gedane constatering dat de mate van hoog-ovalisatie afneemt met toenemende afstand tot de TBM. Ten gevolge van de hoog-ovalisatie van de tunnelringen is het gevonden dwarskrachtenverloop "in tegenfase" met het dwarskrachtenverloop, dat gevonden zou worden indien de initiële aanwezigheid van de onverharde groutschil zou worden verwaarloosd (conventioneel modelconcept).




*Figuur 3.41*
*Verloop ringdwarskracht langs tunnelomtrek op een drietal afstanden tot boorfront (berekeningsfase 4).*

In *Figuur 4.42* is het verloop van de ringdwarskracht langs de tunnelomtrek weergegeven voor een drietal berekeningsfasen (doorsnede x=27.35 m ). Uit de figuur blijkt dat de dwarskrachten initieel afnemen en vervolgens vrijwel constant blijven.



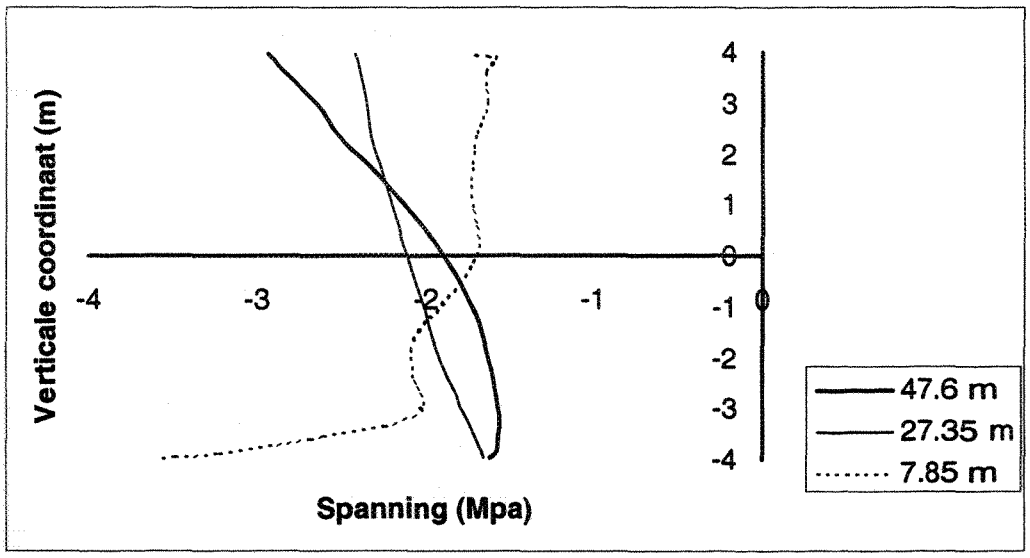

*Figuur 3.42*
*Verloop dwarskracht langs tunnelomtrek voor een drietal berekeningsfasen (doorsnede x=27.35 m)*

3.6.5 3-D tunnelmodellering in relatie tot conventionele liggermodellen (liggerwerking)

3.6.5.1 Juistheid in conventionele liggermodellen gehanteerde stekelhypothese

Ten behoeve van een separate analyse van de liggerwerking van een boortunnel worden in de praktijk modellen gebruikt op basis van een verend ondersteunde ligger. Er wordt derhalve aangenomen dat de tunnel zich als een slanke ligger gedraagt. Vlakke doorsneden worden derhalve geacht vlak te blijven (stekelhypothese). Op basis van de 3-D modelresultaten wordt in het navolgende de juistheid van bovengenoemde aanname beschouwd.

In *Figuur 3.43* is het verloop van de axiale spanningen over de tunneldoorsnede voor een drietal doorsneden weergegeven (TBM-zijde (x=7.85 m), modelmidden (x=27.35 m), ingeklemd modeluiteinde (x=47.6)).

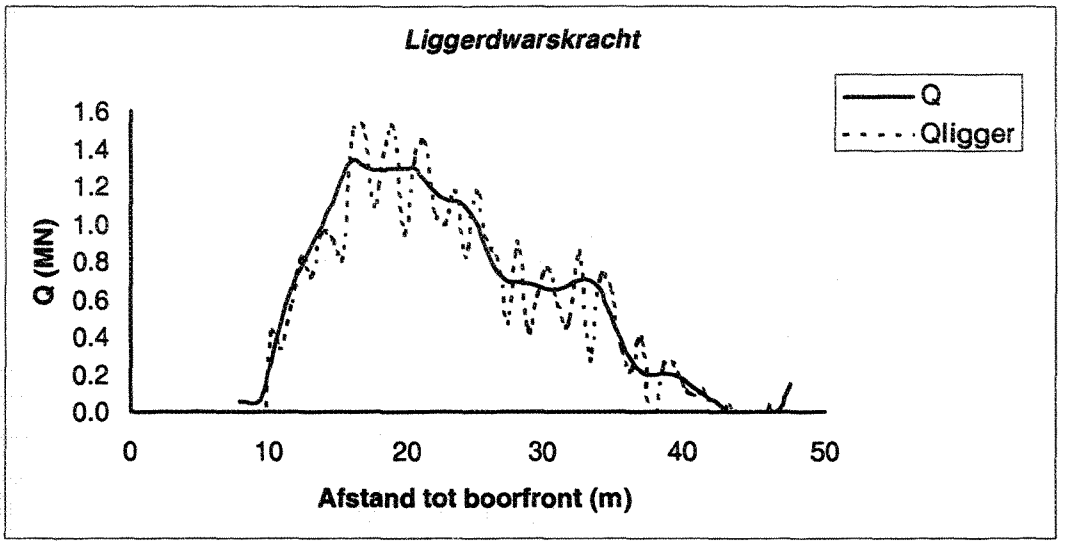



*Figuur 3.43*
*Verloop axiale spanningen over tunneldoorsnede*

Uit de figuur kan een aantal interessante conclusies worden getrokken. Ter plaatse van de overgang tussen TBM en lining (x=7.85 m) wordt de verdeling van axiale spanningen bepaald door de verdeling van vijzelkrachten. Ter plaatse van het ingeklemde modeluiteinde wordt de verdeling van axiale spanningen bepaald door de randvoorwaarde $u_x=0$ (verhinderde welving). Ter plaatse van het modelmidden wordt een vrijwel lineair verloop van axiale spanningen over de tunnelhoogte gevonden, hetgeen strookt met de stekelhypothese. Conclusie is derhalve dat de tunnel zich als een slanke buigligger gedraagt, maar dat dit natuurlijke liggergedrag ter plaatse van de modeluiteinden wordt verstoord. Dwarskrachtvervorming speelt een ondergeschikte rol ten opzichte van buigvervorming.

De juistheid van de stekelhypothese in het geval van liggerwerking kan voorts worden aangetoond middels navolgende overweging:

Voor een buigligger geldt Q=dM/dx. Op basis van de gevonden momentlijn kan de dwarskrachtenlijn volgens de liggertheorie worden bepaald en worden vergeleken met de werkelijke dwarskrachtenlijn. Uit *Figuur 3.44* blijkt dat de trend van de dwarskrachtenlijn volgens de liggertheorie overeenstemt met de werkelijke dwarskrachtenlijn. De fluctuatie van de dwarskrachtenlijn volgens de liggertheorie wordt veroorzaakt door het feit dat de dwarskracht volgens de liggertheorie wordt bepaald op basis van het momentverschil over een lengte van 0.75 m (onnauwkeurigheid t.g.v. discretisatie.)




*Figuur 3.44*
*Werkelijke dwarskracht v.s. dwarskracht volgens liggertheorie*

De respons van de als ligger belaste tunnel kan derhalve op afdoende nauwkeurige wijze worden benaderd middels een balkmodel. De juistheid van de uitkomsten van een liggermodel hangt echter sterk af van de gehanteerde modelconcepten, randvoorwaarden, belastingen en beddingen.

3.6.5.2 Implicaties eindige lengte 3-D model in samenhang met zwevend ingeklemd modeluiteinde en gefaseerde berekeningswijze.

In hoofdstuk 3.6.4.2 is reeds ter sprake gekomen dat er ter plaatse van het zwevend ingeklemde modeluiteinde sprake is van een significant buigend moment, hetgeen niet strookt met de trend, die door analytische niet gefaseerde liggermodellen wordt voorspeld [13]. Deze liggermodellen voorspellen immers dat het buigend moment op afdoende grote afstand van de TBM is uitgedempt.

Bovengenoemde discrepantie kan door een tweetal aspecten worden veroorzaakt:
- Beperkte lengte 3-D model;
- Gefaseerde berekeningswijze.

3.6.5.2.1 Implicaties eindige lengte 3-D model.

Om praktische redenen is de lengte van het tunnelmodel beperkt tot 26½ ringen c.q. 39.75 m. De krachtswerking in de tunnel wordt naast de langs as en omtrek van de tunnel werkende belastingen tevens bepaald door de aan beide modeluiteinden heersende randvoorwaarden. Aan het ene modeluiteinde worden de randvoorwaarden vanuit de TBM aangebracht (gegeven). Aan het andere modeluiteinde is uitgegaan van een zwevende inklemming (aanname/best guess). De heersende randvoorwaarden vormen storingen die de natuurlijke krachtswerking van de boortunnel over een zekere invloedszone verstoren. In tegenstelling tot de randvoorwaarde ter plaatse van de TBM levert de randvoorwaarde ter plaatse van het zwevende ingeklemde modeluiteinde een ongewenste verstoring. De zone, waarover deze ongewenste verstoring merkbaar is, dient logischerwijze gering te zijn ten opzichte van de lengte van het model.

*Natuurlijke golflengte van de tunnel*
De natuurlijke golflengte is een term, die in de klassieke theorie met betrekking tot verende ondersteunde buigliggers wordt gebruikt. De natuurlijke golflengte is een maat voor de lengte, waarover een aan één zijde van een verende ondersteunde buigligger heersende randvoorwaarde (in casu TBM-moment) is uitgedempt en kan als volgt worden afgeschat [13]:

$$\lambda = \frac{2\pi}{\sqrt[4]{\frac{k_{bedding}}{4 \cdot EI_{equi}}}} \qquad (9)$$

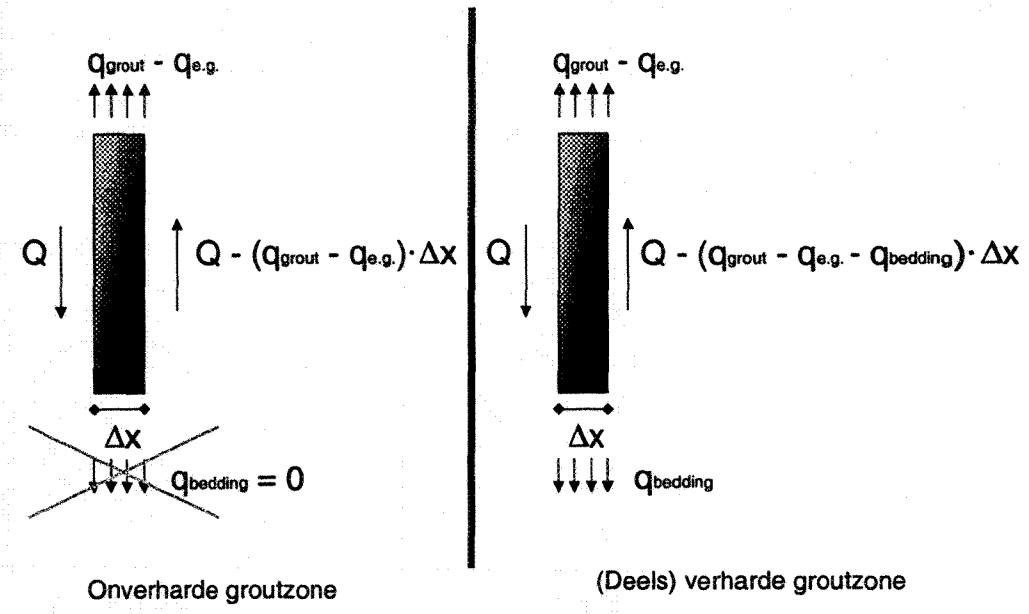
In bovenstaande uitdrukking is $k_{bedding}$ de beddingsconstante van de verende ondersteuning is $EI_{equi}$ de equivalente buigstijfheid[1] van de tunnel.

Voor de equivalente buigstijfheid geldt [1]:

$$EI_{equi} = E_{equi} \cdot \pi \cdot R^3 \cdot d = 0.3 \cdot 38500 \cdot 10^6 \cdot \pi \cdot 3.975^3 \cdot 0.35 = 8 \cdot 10^{11}\ Nm^2 \qquad (10)$$

Bij de bepaling van de beddingsconstante $k_{bedding}$ dient men zich rekenschap te geven van de navolgende aspecten:

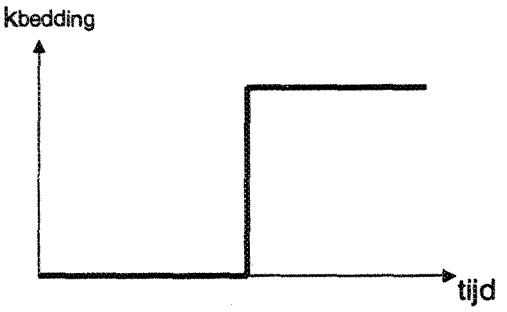
*Initiële aanwezigheid onverharde groutschil*
Direct nadat een tunnelring de TBM heeft verlaten wordt deze belast door drukken in de onverharde groutschil. Doordat het onverharde grout geen stijfheid heeft is er geen sprake van enige bedding en wordt het verticale evenwicht van de tunnelring verzekerd door liggerwerking (zie onderstaande figuur):




*Figuur 3.45*
*Verticaal evenwicht tunnelring t.g.v. liggerwerking*

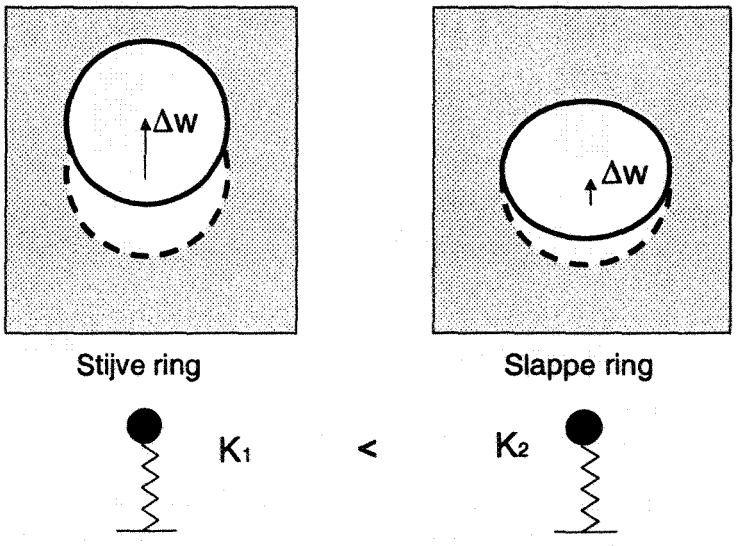
Bij translatie en ovalisatie van de tunnelring in de onverharde groutzone wordt de tunnelring derhalve *niet* ondersteund door de grond. Bij voortschrijdende verharding van de groutschil ontstaat er een toenemende interactie tussen tunnelring en omringende grond. Translatie en ovalisatie gaan hierbij in toenemende mate gepaard met interactie met de omringende grond. Het gevolg van deze tunnel-grond interactie is een herverdeling van grondspanningen. In het geval van liggerwerking resulteert deze herverdeling van grondspanningen in een resulterende verticale reactiekracht op de tunnel. Ten gevolge van de voortschrijdende verharding van het grout wordt de bedding derhalve in toenemende mate geactiveerd. In het model is sprake van een discrete overgang van de onverharde naar de gedeeltelijk en volledige verharde groutzone. Aangezien het gedeeltelijk verharde grout reeds een stijfheid heeft, die gelijk is aan de stijfheid van de omringende grond, kan worden verwacht dat de beddingsstijfheid in de deels verharde groutzone (vrijwel) gelijk is aan de beddingstijfheid in de volledig verharde groutzone.

[1] Equivalente buigstijfheid: Gereduceerde buigstijfheid van de tunnel teneinde de verslappende werking van de aanwezigheid van voegplaatjes in de ringvoegen te verdisconteren.




*Figuur 3.46*
*Ontwikkeling beddingstijfheid*

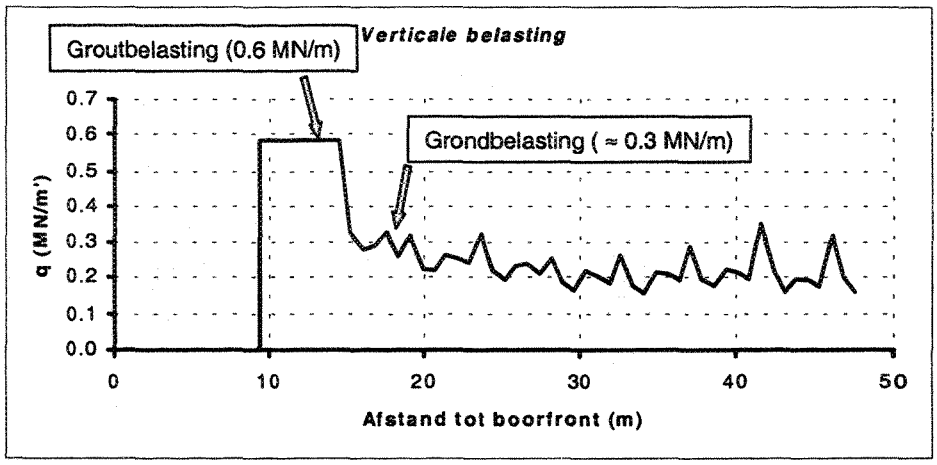
*Invloed ovalisatie op beddingsstijfheid*
Zoals eerder werd vermeld treedt de herverdeling van grondspanningen op ten gevolge van gecombineerde ovalisatie en translatie. De beddingsstijfheid wordt veelal bepaald middels een 2-D continuüm model, waarbij de relatie tussen een translatie van een *starre* tunnel en de daarbij behorende opdrijvende kracht wordt bepaald. Aangezien hierbij de implicaties van tunnellokalisatie worden verwaarloosd en de bijdrage van de translatie aan de spanningsherverdeling wordt *overschat* wordt een ondergrenswaarde van de beddingsstijfheid gevonden.



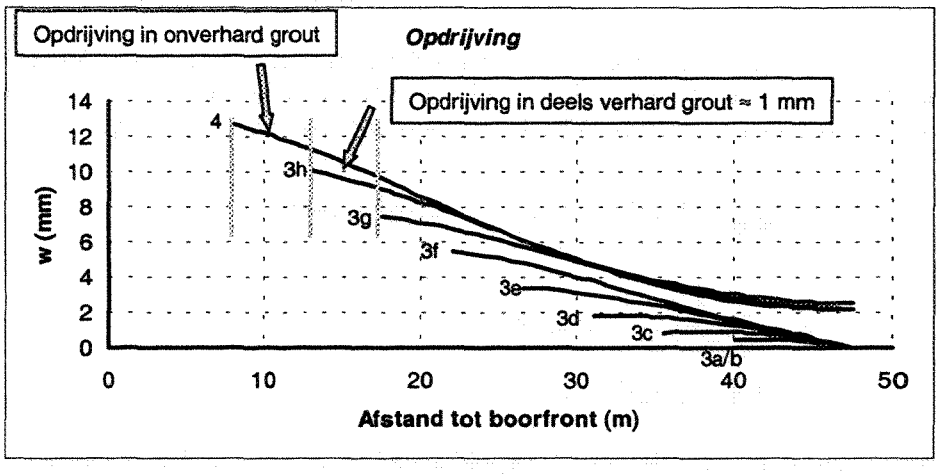

*Figuur 3.47*
*Verstijvende invloed ovalisatie op beddingsveer*

Aangezien er in het gehanteerde 3-D model geen sprake is van een starre tunnel kan de stijfheid van de verende ondersteuning op meer nauwkeurige wijze worden bepaald.

Op basis van de hiervoor genoemde overwegingen wordt de beddingsstijfheid als volgt bepaald. Allereerst worden nogmaals het verloop van de verticale grondbelasting in fase 4 en het verloop van de opdrijving voor de verschillende berekeningsfasen beschouwd.

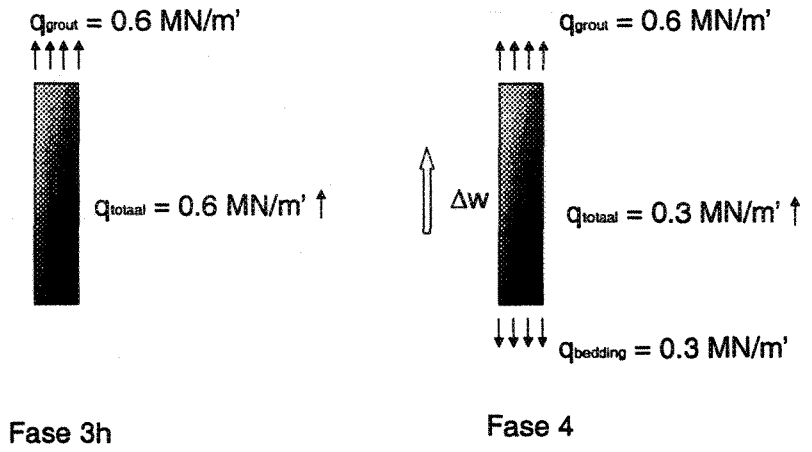



*Figuur 3.48*
*Verloop verticale belasting langs tunnelas*




*Figuur 3.49*
*Verloop opdrijving in verschillende berekeningsfasen*

Uit *Figuur 3.48* blijkt dat de 3 ringen, die fase 3h worden geplaatst in fase 4 worden belast door een opdrijvende grondbelasting die gemiddeld circa 0.3 MN/m bedraagt. In fase 3h werden deze ringen door de groutdrukken belast met een belasting à 0.6 MN/m. Ten gevolge van opdrijving en ovalisatie van de ringen in de deels verharde groutschil in fase 4 is de opdrijvende grondbelasting derhalve afgenomen met circa 0.3 MN/m. Deze afname komt voort uit de verdeelde reactiekracht uit de grondbedding, die wordt geactiveerd door opdrijving van de tunnel in de deels verharde groutzone (zie *Figuur 3.50*).




*Figuur 3.50*
*Opdrijvende belasting (excl. eigen gewicht tunnel en volgwagens)*

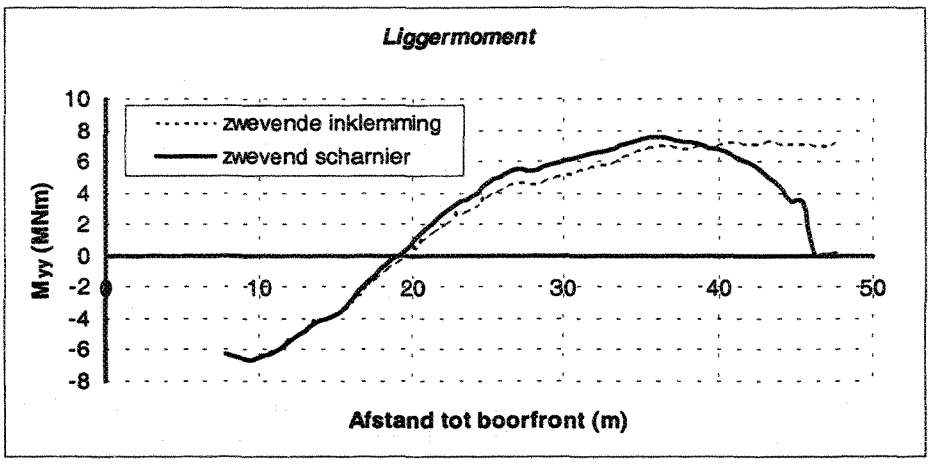
Uit *Figuur 3.49* kan voorts worden opgemaakt dat de ringen in fase 4 gemiddeld circa 1 mm in de deels verharde groutschil extra zijn opdreven ten opzichte van fase 3h. Op basis van deze bevinding kan de beddingsstijfheid $k_{bedding}$ worden afgeschat middels onderstaande uitdrukking:

$$k_{bedding} = \frac{q_{bedding}}{\Delta w} = \frac{0.3 \cdot 10^{6}}{1 \cdot 10^{-3}} = 3 \cdot 10^{8} \text{ N/m/m} \qquad (11)$$

$$\lambda = \frac{2\pi}{\sqrt[4]{\frac{3 \cdot 10^{8}}{4 \cdot 7.0 \cdot 10^{11}}}} = 60 \text{ m} \qquad (12)$$

De berekende waarde van de natuurlijke golflengte à 60 m is groter dan de lengte van het model à circa 40 m. Op basis van deze bevinding kan worden gesteld dat het niet uitgesloten is dat de reeds substantiële lengte van het model toch nog te beperkt is en dat het aan het zwevende modeluiteinde geconstateerde buigende moment in feite een vooraf door de randvoorwaarde ter plaatse van het modeluiteinde bepaald inklemmingsmoment is dat de krachtwerking in de tunnel verstoort. Indien de gefaseerde berekeningsuitkomsten volgens *Figuur 3.49* worden beschouwd blijkt echter dat de opdrijving van de tunnel nabij het zwevend ingeklemde modeluiteinde in fase 4 nauwelijks wordt beïnvloed door de verstoring (toevoegen nieuwe set ringen), die aan de TBM-zijde van het model worden aangebracht. Dit zou juist impliceren dat de modellengte voldoende groot is. Bij de beoordeling van het model(gedrag) dient men zich derhalve rekenschap te geven van de implicaties van de gefaseerde berekeningswijze. Op de implicaties van de gefaseerde berekeningswijze wordt in paragraaf 3.6.5.2.2 nader ingegaan.

*Alternatieve randvoorwaarde zoals beschouwd in L520*
Om de invloed van de zwevende inklemming in te schatten is in het kader van L520 een berekening uitgevoerd, waarbij een zwevend scharnier (rol) als randvoorwaarde is gebruikt. Middels deze berekeningswijze is een momenten nulpunt ter plaatse van het modeluiteinde geforceerd.

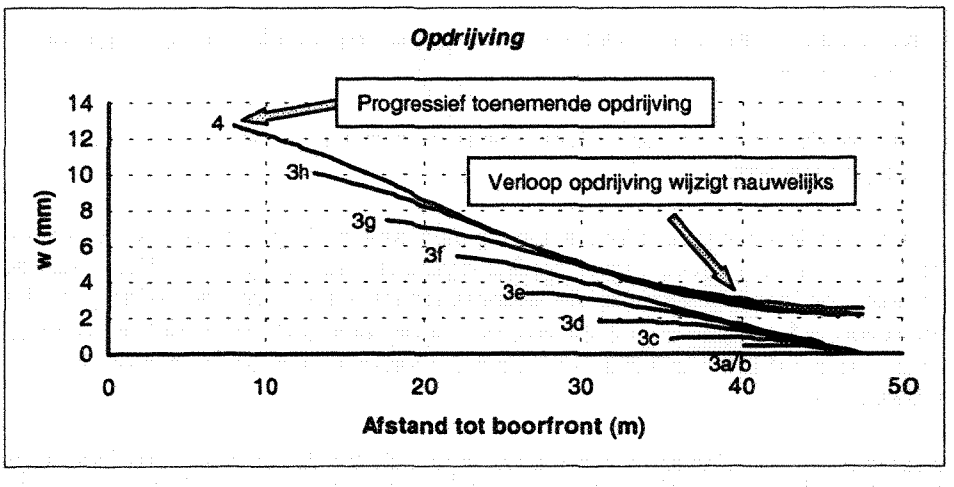



*Figuur 3.51*
*Momentenlijnen zwevende inklemming en rol (L520)*

Uit *Figuur 3.51* blijkt dat het buigende moment ook in deze berekening met toenemende afstand van het modeleinde zeer snel toeneemt en op geringe afstand van het modeleinde een waarde bereikt die het moment op basis van een zwevende inklemming redelijk benadert.
Op basis van deze bevindingen zou mogelijk kunnen worden geconcludeerd dat de invloed van de randvoorwaarde ter plaatse van het modeluiteinde op het momentenverloop in de tunnel beperkt is. Deze conclusie is echter ongegrond aangezien de verharde groutschil, die de tunnel ter plaatse van het modeluiteinde omringt, in feite als een verdeelde stijve rotatieveer fungeert. Het buigend moment in de tunnel wordt opgebouwd door axiaal gerichte schuifspanningen in de verharde groutschil.
Door de eindige stijfheid van de verdeelde rotatieveer is de inklemmende werking van de gehanteerde randvoorwaarde enigszins geringer dan de inklemmende werking van een zuivere inklemming.

3.6.5.2.2 Implicaties gefaseerde bereke ningswijze

In de voorgaande paragraaf is getracht de geconstateerde discrepantie tussen de resultaten van balkenmodellen en het 3-D model te verklaren door een analyse van de krachtswerking van de tunnel in de eindfase. Het is echter gebleken dat de gefaseerde berekenings- c.q. bouwwijze een belangrijke rol speelt in de verklaring van deze discrepantie. In het navolgende zullen de resultaten en conclusies uit een analyse, waarin de gefaseerde berekeningswijze is betrokken worden vermeld. De strategie, die in deze analyse is gevolgd is erop gericht aan de hand van de beschikbare modeluitkomsten per fase een verwachting uit te spreken over de krachtswerking in de niet gemodelleerde berekeningsfasen middels *extrapolatie*.
Allereerst wordt het eerder gepresenteerde verloop van de opdrijving voor de verschillende berekeningsfasen nogmaals beschouwd.



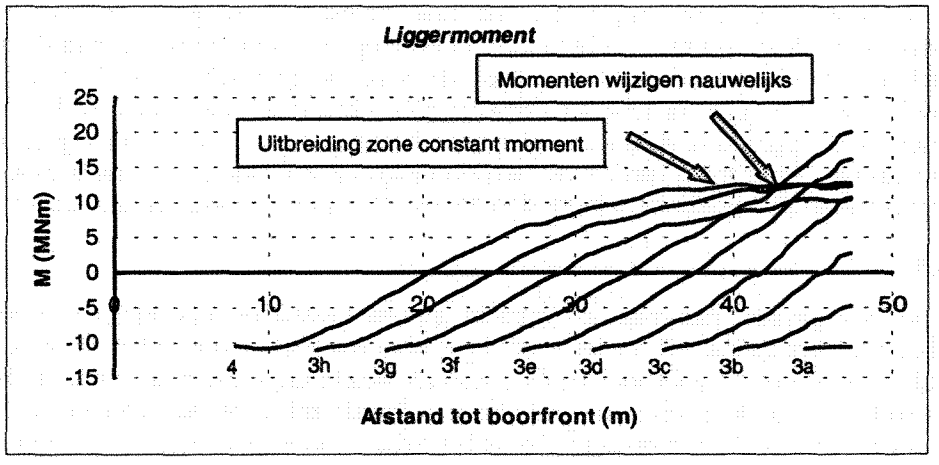

*Figuur 3.52*
*Verloop opdrijving in verschillende fasen*

Uit *Figuur 3.52* kan een tweetal conclusies worden getrokken.

- Opdrijving neemt progressief toe
  Ten gevolge van de gefaseerde berekeningswijze wordt een nieuwe set tunnelringen per berekeningsfase in het rekenmodel steeds hoger ingebouwd, aansluitend op de reeds opgedreven voorgaande ringen. Verwacht kan worden dat deze trend in de vervolgfasen blijft bestaan. In de realiteit kan deze progressieve opdrijving worden gecompenseerd door scheve of versprongen plaatsing van de tunnelringen.

- Het verloop van de opdrijving wijzigt vanaf een zekere afstand van het boorfront nauwelijks ten gevolge van het toevoegen van een nieuwe set ringen.

Op basis van de beschikbare gegevens met betrekking tot het verloop van de opdrijving in de verschillende fasen kan worden verwacht dat bij volgende berekeningsfasen het verloop van de opdrijving vanaf een zekere afstand tot de TBM constant blijft. De zone met tijds- c.q. faseonafhankelijk vervorming zal zich in de loop der tijd uitbreiden. De randvoorwaarde ter hoogte van de TBM is dusdanig ver van deze zone verwijdert dat een verstoring ten gevolge van het toevoegen van een set ringen in deze zone niet meer wordt "gevoeld". Een gefixeerd vervormingsverloop heeft eveneens een gefixeerd verloop van snedenkrachten (liggerwerking) tot gevolg. In onderstaande figuur is nogmaals het verloop van het liggermoment voor de verschillende berekeningsfasen weergegeven.




*Figuur3.53*
*Verloop liggermoment voor verschillende berekeningsfasen*

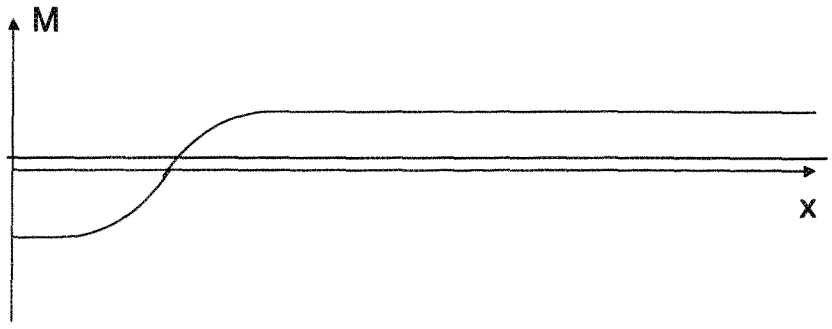
Uit bovenstaande figuur kan een tweetal conclusies worden getrokken:

- Momenten nabij het modeluiteinde wijzigen nauwelijks ten gevolge van toevoegen nieuwe set tunnelringen.

- Met verdere uitbouw van de tunnel ontstaat er een zone met constant liggermoment, die progressief in lengte toeneemt.

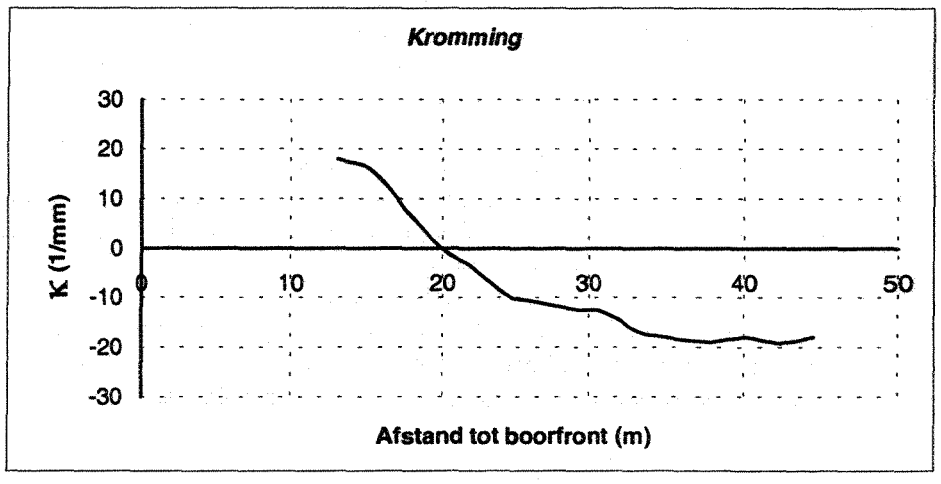
Op basis van deze conclusies kan de navolgende voorspelling van het gedrag van het gehanteerde model op basis van een zeer groot aantal berekeningsfasen worden gedaan. Deze verwachting (scenario 1) is gebaseerd op de aanname dat de geconstateerde trends met betrekking tot het modelgedrag, zoals beschreven in bovenstaande conclusies, ook in de (niet gemodelleerde) berekeningsfasen blijven bestaan. In deze paragraaf zal tevens een twee scenario worden belicht dat in tegenstelling tot scenario 1 uitgaat van een *trendbreuk.*

*Scenario 1* *Trends, geconstateerd in fase 3g t/m 4, blijven in vervolgfasen (fase 4 +) aanwezig.*
Indien de eerder genoemde trends zich bij de navolgende (niet gemodelleerde) berekeningsfasen doorzetten zou een momentenverloop volgens *Figuur 3.54* kunnen worden verwacht.




*Figuur 3.54*
*Mogelijk verloop liggermoment na verloop van tijd (extrapolatie)*

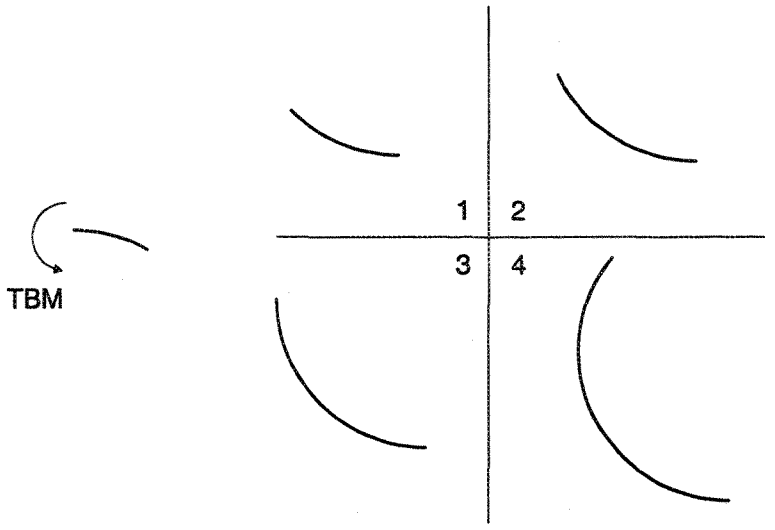
De vraag is echter of dit momentenverloop ook in realiteit[2] kan optreden. Teneinde een constant momentenverloop de verkrijgen dient er eveneens sprake te zijn van een *constant krommingsverloop*. In *Figuur 3.55* is het verloop van de kromming langs de tunnelas weergegeven. Uit de figuur kan worden opgemaakt dat de trend van het krommingsverloop analoog is aan de trend van het verloop van het liggermoment.




*Figuur 3.55*
*Verloop kromming langs tunnelas*

Op basis van de gevonden eenduidige relatie tussen kromming en liggermoment kan worden gesteld dat de hypothese van een constant krommingsverloop *in het model* zal leiden tot een opdrijvingsverloop volgens *Figuur 3.56* . Door het *versprongen of gekanteld inbouwen* van tunnelringen is het *in de realiteit* [3] echter wel mogelijk een recht tracé te verkrijgen, met behoud van een momentenlijn volgens *Figuur 3.54*.

[2] In de Tweede Heinenoordtunnel is een blijvend negatief liggermoment gemeten. Er is geen omslag van een negatief naar een positief liggermoment geconstateerd [1].
[3] Ten gevolge van het verschoven en/of gekanteld inbouwen van segmentenringen is er geen eenduidige relatie tussen liggersnedekrachten (M,N,Q) en het opdrijvingsverloop. De grond- en groutbelastingen en dus liggersnedekrachten worden echter *niet* door eventuele verschoven en/of gekantelde ringplaatsing beïnvloed.

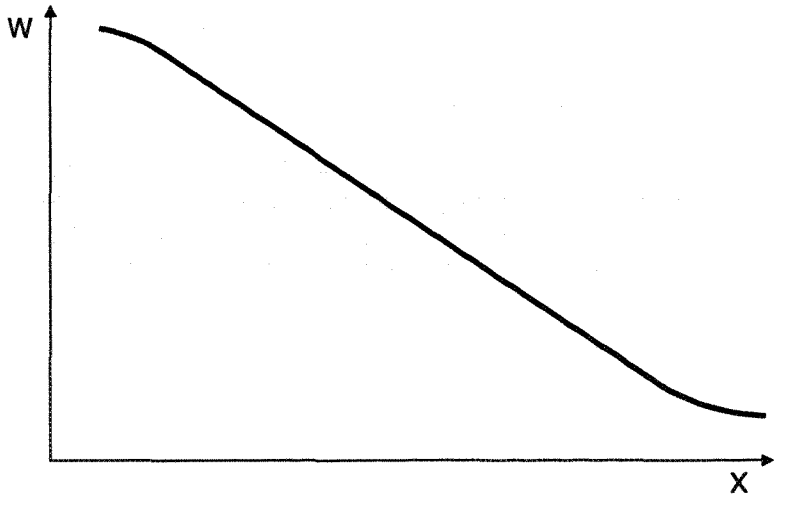



*Figuur 3.56*
*Modelmatige implicaties "constant moment/kromming" hypothese*

De beschikbare modeluitkomsten bieden te weinig houvast om een uitspraak te doen over de waarschijnlijkheid van het "constant moment/kromming" scenario. Het is evenwel mogelijk dat er zich een ander scenario voordoet. In het kader van deze studie is een tweede scenario gedefinieerd op basis van een breuk met de in fase 3g t/m fase 4 geconstateerde trends.

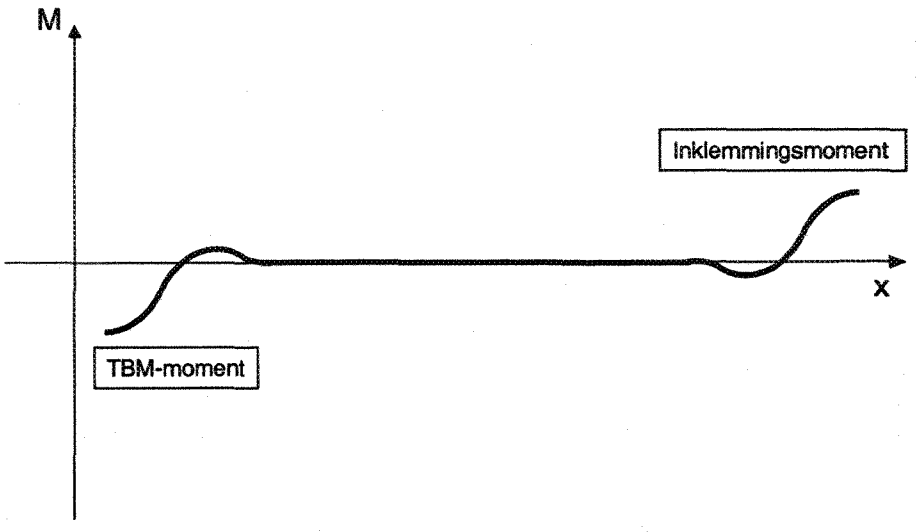
*Scenario 2* *Breuk met de in fase 3g t/m 4 geconstateerde trends.*

- In dit scenario wordt er vanuit gegaan dat in tegenstelling tot *Figuur 3.56* in ultimo een opdrijvingsverloop ontstaat volgens *Figuur 3.57*. Dit mogelijke opdrijvingsverloop is tot stand gekomen op basis van de volgende uitgangspunten:
- Moment c.q. kromming ter plaatse van TBM is negatief.
- Opdrijvingsverloop nabij het zwevend modeluiteinde wijzigt niet meer significant.
- Opdrijving ter plaatse van TBM neemt progressief toe.
- Een kromming, die over een grote lengte constant is wordt *door het model* niet voorspeld.




*Figuur 3.57*
*Verloop opdrijving op lange termijn (scenario 2)*

Bij een opdrijvingsverloop conform *Figuur 3.57* behoort een momentenlijn volgens *Figuur 3.58*.




*Figuur 3.58*
*Momentenlijn (scenario 2)*

Indien de verstoring ter plaatse van het zwevend ingeklemde modeleinde buiten beschouwing wordt gelaten is het denkbaar dat er op lange termijn een momentenlijn volgens de klassieke ingebedde liggertheorie ontstaat. Het opdrijvingsverloop is echter afwijkend. Ten gevolge van de gefaseerde berekeningswijze is de tunnel over een zekere zone onderworpen aan een rotatie (geen kromming).

*Scenario 1 versus scenario 2:*
Het antwoord op de vraag of het 3-D model in ultimo een situatie volgens *Figuur 3.56* kan beschrijven is bepalend voor de waarschijnlijkheid van optreden van de scenario's 1 en 2. Op basis van de beschikbare modeluitkomsten kan deze vraag echter niet worden beantwoord en kunnen beide scenario's *modelmatig* gezien als even waarschijnlijk worden bestempeld. Uitbreiding van het model, gecombineerd met variatie van de randvoorwaarde ter plaatse van het modeluiteinde is noodzakelijk om antwoord te geven op de vraag welk scenario het meest waarschijnlijk is.

### 3.6.6 Modelbeperkingen en modelgevoeligheden in relatie tot beschikbare modelparameters

In de praktijk is sprake van een aantal dynamische modelparameters, die gedurende het bouwproces aan fluctuatie onderhevig zijn. Vanuit modeltechnisch oogpunt en/of vanwege het feit dat het verloop van deze modelparameters langs de tunnelas c.q. met de tijd onvoldoende of niet bekend c.q. gemeten is zijn deze dynamische modelparameters op statische wijze gemodelleerd.

De volgende modelparameters kunnen worden onderscheiden:

- *Variatie eigenschappen en gelaagdheid grond langs de tunnelas*

In werkelijkheid is er sprake van een 3-dimensionaal geotechnisch profiel. In deze studie is echter uitgegaan van een 2-d geotechnisch profiel, dat langs de gehele tunnelas aanwezig is.

- *Variatie TBM-moment met de tijd*

In deze studie is uitgegaan van een constant TBM-moment (constante verdeling van vijzelkrachten). In werkelijkheid zal er sprake zijn van een fluctuatie van de verschillende vijzelkrachten.

- *Variatie voortgangssnelheid TBM en dus lengte onverharde groutzone.*

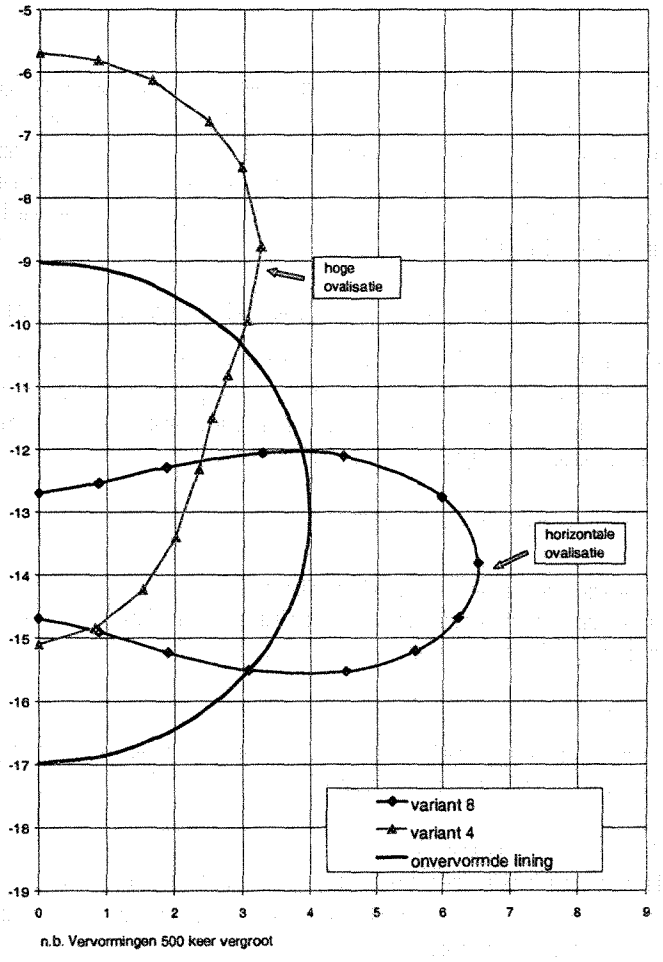
De voortgangsnelheid van de TBM is aan een significante fluctuatie onderhevig. In het extreme geval is er gedurende enige tijd sprake van stilstand van de TBM. De voortgangssnelheid van de TBM is mede bepalend voor de lengte van de onverharde groutzone.
In deze studie is uitgegaan van een constante gemiddelde voortgangssnelheid.

- *Variatie groutdrukken in onverharde groutschil*

De verdeling van de groutdrukken in de onverharde groutschil varieert langs de tunnelas. Aangezien er slechts op één locatie langs de tunnelas (TNO meetring) groutdrukken zijn gemeten is het verloop van de groutdrukken langs de tunnelas echter onbekend[4]. Het in het model gehanteerde groutdrukverloop is derhalve gebaseerd op de (lokale) metingen van het groutdrukverloop ter plaatse van de TNO meetring en is in iedere berekeningsfase constant gehouden.

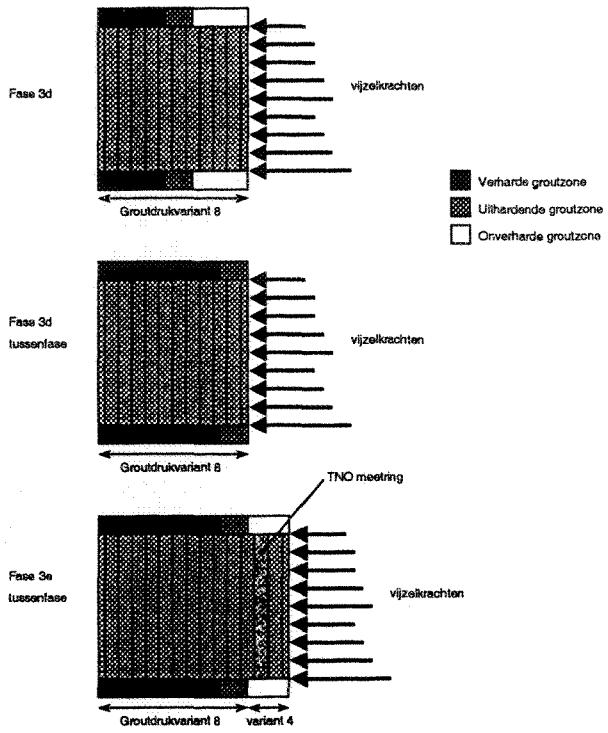
Ter illustratie van de implicaties van een langs de tunnelas variërende groutdrukverdeling is een additionele berekening (variant 9) uitgevoerd, waarbij een variatie van de groutdrukken langs de tunnelas is ingevoerd. In fase 3a t/m 3d is de groutdrukverdeling aangebracht uit variant 8. Deze variant heeft een horizontale ovalisatie tot gevolg (zie *Figuur 3.59).* Vervolgens is een tussenfase ingevoerd, waarbij de grout tot aan de achterkant van de TBM is verhard. In fase 3e is vervolgens de groutdrukverdeling aangebracht uit variant 4 (gemeten drukken in TNO-meetring). Deze variant heeft in een berekening zonder variatie van de groutdrukverdeling langs de tunnelas een hoge ovalisatie tot gevolg (*Figuur 3.59*). De modelleringswijze is weergegeven in *Figuur 3.60.*

Bij variant 9 wordt tot fase 3d een horizontale ovalisatie berekend. In fase 3e is gekeken naar de vervorming van de ring waar in *Figuur 3.60* "TNO meetring" is aangegeven. De vervorming van deze ring is weergegeven in *Figuur 3.61.* De TNO meetring heeft een horizontale vervorming, terwijl men op basis van de groutdruk die rondom de lining is aangebracht zou verwachten dat er een hoge ovalisatie op zou treden. De vervorming van de ringen in de vloeibare groutzone wordt in de berekening dus door de reeds gebouwde ringen beïnvloed. Zelfs bij de ring die net uit de TBM is gekomen, waar de vloeibare groutlengte tot de uithardende grout 3 ringen bedraagt is nog een horizontale ovalisatie waar te nemen.

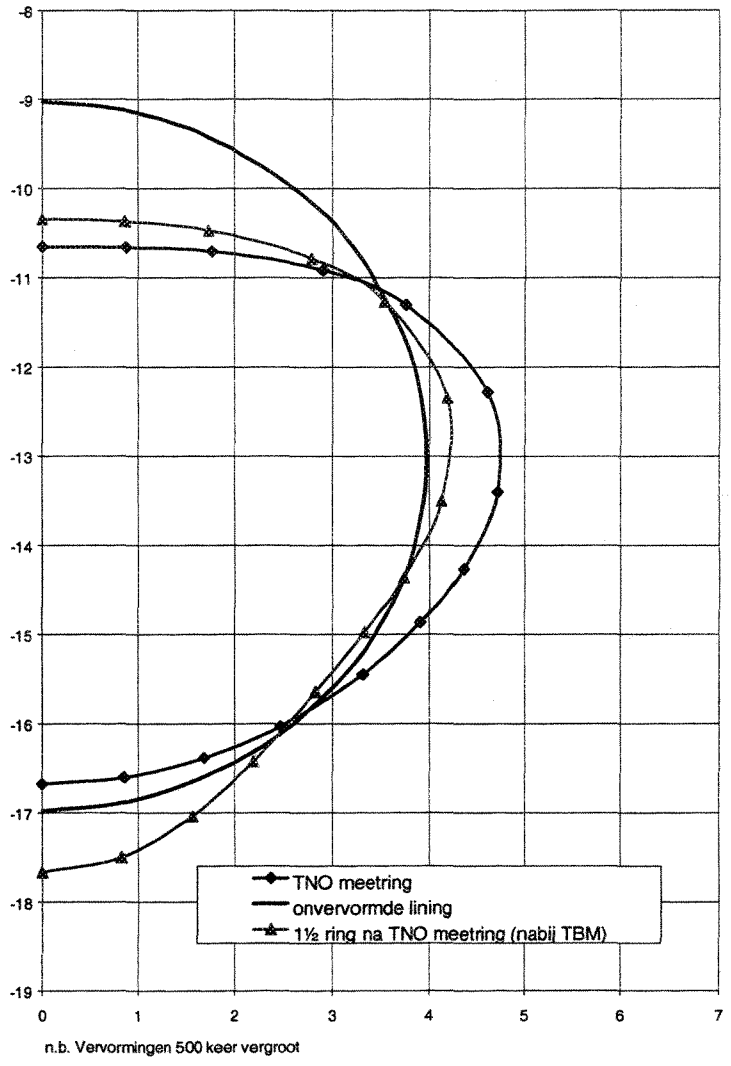



*Figuur 3.59 Ovalisatie van de lining bij varianten 4 en 8*

[4] Door middel van een continue meting van groutdrukken vanuit de TBM zou een 3-dimensionaal beeld van de groutdrukverdeling verkregen kunnen worden.




*Figuur 3.60*
*Modellering variatie groutdrukken*




*Figuur 3.61*
*Berekende ovalisatie van de lining voor variant 9*

Uit deze berekening blijkt dat de vervormingen van de lining en daarmee de krachtswerking in de lining sterk afhangt van de historie uit de reeds gebouwde ringen. Of dit in werkelijkheid ook het geval is, is op basis van de metingen niet te achterhalen. De spanningen in de lining en de groutdrukbelasting op de lining zijn slechts gemeten bij één ring. De vervormingen van de ringen is gemeten voor 3 ringen (2 ringen voor de TNO meetring en de TNO meetring). Deze metingen zijn echter niet eenduidig interpreteerbaar [1]. Om meer inzicht te krijgen in de invloed van de variatie in groutdrukken langs de tunnelas wordt aanbevolen bij toekomstige proefprojecten de groutdruk in de staartspleet continu te meten, en meerdere meetringen achter elkaar in te bouwen. Ook voor het onderdeel liggerwerking zal dit inzichtverhogend werken.

## *3.7 Conclusies en aanbevelingen*

### 3.7.1 Geotechniek

De predicties voor het bepalen van de grondvervormingen bij de het Proefproject Tweede Heinenoordtunnel zijn uitgevoerd met behulp van analytische formules (o.a. Peck) en op basis van het contractiemodel (EEM modellering). De analytische predicties zijn elders beschouwd. Bij confrontatie van de predicties op basis van het contractiemodel met de gemeten waarden bleek dat dit model de optredende zettingstrog niet goed kon voorspellen. In postdicties (uitgevoerd door de commissie CUR/COB L500) bleek dat, met behulp van een modellering waarbij groutdrukken in het boorgat werden aangebracht, wel de gemeten vervormingen van de grond konden worden nagerekend.

Met behulp van 2D groutdrukmodellen konden de gemeten vervormingen in de grond worden nagerekend. Daarbij diende echter een andere groutdruk te worden ingevoerd dan gemeten bij de TNO meetringen. De oorzaak hiervan wordt gezocht in de 3D boogwerking die optreedt ter plaatse van de vloeibare groutzone. In een 3D groutdrukmodel wordt het effect van de 3D boogwerking wel meegenomen. In een confrontatie van postdicties, uitgevoerd met het 3D groutdrukmodel voor meetveld Zuid, met de gemeten vervormingen van de grond bij meetveld Zuid (K100), blijkt dat het 3D groutdrukmodel een goede voorspelling kan maken van de optredende vervormingen. Door het ontbreken van meetgegevens was het echter niet mogelijk de relatie tussen de groutdruk in de staartspleet en de vervormingen in de grond in het 3D-groutdrukmodel te valideren.

Door de toepassing van het Mohr Coulomb model met constante stijfheid blijkt in de berekeningen de TBM met haar as ongeveer horizontaal in de grond te liggen. Onderzoek in K300 heeft uitgewezen dat de ligging van de TBM in de grond sterk afhankelijk is van de gekozen ontlast-stijfheid van de grond. Het Modified Mohr Coulomb model bezit een spanningsafhankelijke stijfheidsrelatie waarmee het belast- en ontlastgedrag van de grond beter wordt beschreven. De toepasbaarheid van dit model is echter nog onderwerp van studie binnen de CUR/COB L520 commissie. Naar aanleiding van de bevindingen van deze commissie kan worden besloten in een vervolgonderzoek het Modified Mohr Coulomb model toe te passen in het 3D groutdrukmodel voor meetveld Zuid.

Bij de geotechnische meetraaien R, S en Q zijn geen groutdrukken gemeten. Derhalve kan alleen een aanname gedaan worden voor de groutdruk in de staartspleet. In eerste instantie was ervoor gekozen de gemeten groutdruk bij de TNO meetring met een constante waarde (gerelateerd aan de grotere diepteligging) te verhogen. Na het vergelijken van de gemeten vervormingen met de berekende vervormingen bleek dat waarschijnlijk een andere groutdruk in de staartspleet heeft geheerst. In een aantal berekeningen is de groutdrukverdeling gevarieerd totdat de gemeten vervormingen met het model konden worden nagerekend.

De geotechnische metingen van de verticale vervormingen bij meetveld Zuid geven een in de tijd onverklaarbaar beeld. Mogelijk is het vaste punt bij deze metingen aan zettingen onderhavig geweest. Indien dit het geval is geweest wordt aanbevolen, indien mogelijk, de meetwaarden te corrigeren. Wellicht kan dit op basis van de diepe metingen van extensometers 2, 3 en 4.

Met behulp van het 3D groutdrukmodel kan op een afstand van 20 m achter het boorfront een redelijk goede voorspelling worden gedaan van de gemeten vervormingen van de grond. Zowel de verticale vervormingen als de horizontale vervormingen kunnen goed worden gefit. Ook de vorm van de berekende langstrog komt overeen met de gemeten langstrog. Daarbij dient te worden opgemerkt dat de gemeten heffing reeds voor het boorfront aanvangt, terwijl in de berekening de heffing pas na circa 5 m achter het boorfront aanvangt. Vermoedelijk is dit veroorzaakt door de injectie van bentoniet langs het schild van de TBM. In een eventueel vervolgonderzoek dient het de aanbeveling dit te onderzoeken. In het 3D groutdrukmodel dient dan de injectie van de bentonietdruk te worden gemodelleerd.

Door het ontbreken van betrouwbare groutdrukmetingen ter plaatse van de uitgevoerde geotechnische metingen bij meetveld Zuid diende voor de groutdruk een schatting gemaakt te worden. Het model is echter redelijk gevoelig voor de ingevoerde groutdruk. Gezien de vermoedelijke variatie in de groutdruk tijdens het boren is het eigenlijk zelfs gewenst een continue registratie van de groutdruk in de staartspleet te hebben. Aanbevolen wordt bij eventuele volgende proefprojecten de groutdruk in de staartspleet continue te meten.

### 3.7.2 Tunnelconstructie

#### 3.7.2.1 Conclusies

Met betrekking tot het de globale krachtswerking van de tunnelconstructie kan op basis van de uitgevoerde studie een aantal conclusies worden getrokken.

- *Krachtswerking tunnel is zeer gevoelig de voor gehanteerde groutdrukverdeling*

De krachtswerking van de tunnel is zeer gevoelig voor de gehanteerde verdeling (langs tunnelomtrek en tunnelas) van de drukken in de onverharde groutschil. Indien de in de TNO-meetring gemeten drukken worden aangehouden wordt een hoog-ovalisatie gevonden, terwijl een aan de grondvervormingen gekalibreerde groutdrukverdeling een horizontale ovalisatie tot gevolg heeft.

- *Krachtswerking tunnel wordt mede bepaald door een aantal dynamische (met de tijd c.q. boorproces) variërende randvoorwaarden en procesparameters.*

De krachtswerking in een gesegmenteerde boortunnel wordt mede bepaald door onderstaande dynamische randvoorwaarden en procesparameters:

*Randvoorwaarde*
1. Variatie eigenschappen en gelaagdheid grond langs tunnelas

*Procesparameters*
1. Variatie TBM-moment en TBM-normaalkracht met de tijd
2. Variatie voortgangssnelheid TBM en dus lengte onverharde groutzone
3. Variatie groutdrukken in onverharde groutschil

Door continue meting van bovengenoemde procesparameters vanuit de TBM ontstaat een 3-dimensionaal beeld van deze procesparameters.

- *De tunnel gedraagt zich als een slanke ligger*

Uit de resultaten van de uitgevoerde studie is gebleken dat de tunnel hoofdzakelijk via buiging vervormt en daarmee aan de stekelhypothese voldoet.

- *Berekende onderlinge opdrijving van de tunnelringen is gering ten opzichte van de inbouwtoleranties.*

De berekende onderlinge opdrijving van de tunnelringen ligt in de orde van tienden van millimeters, terwijl de plaatsingsnauwkeurigheid van de tunnelringen in de orde van millimeters (circa 5 à 10 mm) ligt. De door het model voorspelde progressieve opdrijving van de tunnelringen (nieuw aangebrachte tunnelring drijft op ten opzichte van daarvoor aangebracht tunnelring) kan in de praktijk derhalve worden gecompenseerd door verschoven plaatsing va de tunnelringen. Door een gekantelde plaatsing van de tunnelringen is het voorts mogelijk de helling van de tunnel te compenseren.

Indien eventuele versprongen of gekantelde plaatsing van tunnelringen zou worden gemodelleerd is er geen sprake van een eenduidige relatie tussen opdrijvingsverloop en het verloop van liggersnedekrachten (M,N,Q). Het versprongen of gekanteld aanbrengen van tunnelringen heeft echter geen invloed op de grout- en grondbelastingen op de tunnel, zodat het verloop van liggersnedekrachten in tegenstelling tot het verloop van de opdrijving voor directe evaluatie vatbaar is.

- *De modelresultaten, verkregen op basis van een gefaseerde uitbouw van de tunnel tot 39.75 meter geven te weinig houvast om een eenduidige voorspelling te definiëren van het modelgedrag in navolgende (niet gemodelleerde) fasen.*

De berekende ontwikkeling van de krachtswerking in de tunnel gedurende de laatste 3 modelleringsfasen wordt gekarakteriseerd door een viertal trends:
1. Opdrijving tunnel ter plaatse van TBM neemt per berekeningsfase progressief toe.
2. In de laatste berekeningsfasen wijzigt het verloop van de opdrijving nabij het zwevend ingeklemde modeluiteinde nauwelijks ten gevolge van het toevoegen van een nieuwe set tunnelringen.

3. Nabij het zwevend ingeklemde modeluiteinde is er sprake van een positief buigend moment, dat gedurende de laatste berekeningsfasen nauwelijks wijzigt.
4. Nabij het zwevend ingeklemde modeluiteinde is er sprake van een zone, waarin een constant buigend moment heerst. Deze zone breidt zich in de laatste berekeningsfasen uit.

Het aantal gemodelleerde fasen en de lengte van het model zijn te gering gebleken om een eenduidige uitspraak te doen over het gedrag van het model in de navolgende (niet gemodelleerde) berekeningsfasen. In deze studie is een tweetal scenario's gedefinieerd:

*Scenario 1: De in de laatste 3 berekeningsfasen geconstateerde trends zetten zich door in de navolgende berekeningsfasen.*
Dit scenario wordt gekarakteriseerd door een constant positief buigend moment dat over het grootste gedeelte van de tunnel aanwezig is. Nabij de TBM slaat het buigend moment om naar een negatief moment en neemt ter plaatse van de TBM de waarde van het TBM-moment aan. Dit scenario impliceert een constante kromming, die over de zone met constant positief moment aanwezig is. In de praktijk kan de ten gevolge van deze constante kromming steeds sneller toenemende opdrijving worden gecompenseerd door versprongen of gekantelde inbouw van tunnelringen.

*Scenario 2: In de navolgende berekeningsfasen treedt vanaf een zeker moment een trendbreuk op.*
Dit scenario wordt gekarakteriseerd door de aanwezigheid van een negatief TBM-moment en een positief moment ter plaatse van het zwevend ingeklemde modeluiteinde. Tussen deze randvoorwaarden is de tunnel onderworpen aan een rotatie (geen kromming). Over het grootste gedeelte van de tunnel, zich bevindend tussen bovengenoemde randvoorwaarden, is er derhalve alleen sprake van een axiale normaalkracht (geen buigend moment en dwarskracht). In de praktijk kan eerdergenoemde rotatie worden gecompenseerd door versprongen of gekantelde inbouw van tunnelringen.

3.7.2.2 Aanbevelingen

- *Ringsgewijze opbouw model*

Door middel van een ringsgewijze opbouw van het model kunnen de implicaties van de gekozen modelleringswijze op basis van een stapsgewijze uitbouw van het tunnelmodel met 3 ringen op de globale krachtswerking worden bepaald.

- *Vergroting modellengte*

Teneinde een uitspraak te doen over de krachtswerking van de tunnel na een groot aantal berekeningsfasen dient het model te worden uitgebreid. Het huidige aantal berekeningsfasen en de lengte van het model zijn te gering om de berekeningsresultaten te extrapoleren naar opvolgende fasen.

- *Variatie tijdstip/fase waarop verticale fixatie ter plaatse van ingeklemd modeluiteinde wordt verwijderd.*

- Door variatie van het tijdstip waarop de verticale fixatie ter plaatse van het ingeklemd modeluiteinde wordt verwijderd kan worden bepaald in hoeverre het positieve buigende moment dat ter plaatse van dit modeluiteinde wordt gevonden door dit tijdstip wordt bepaald.

# HOOFDSTUK 4

# EFFECT AANLEG TWEEDE TUNNELBUIS OP EERSTE TUNNELBUIS

## *4.1 Probleemstelling*

In de huidige ontwerppraktijk voor geboorde tunnels bestaat (ook internationaal) de vrees dat de grond rondom de reeds geboorde tunnel ontspant door de passage van de boormachine ten behoeve van de naastliggende tunnel. Hierdoor wordt verondersteld dat de eerst aangelegde tunnel wordt onderworpen aan een additionele horizontale ovalisatie. Indien de eerst aangelegde tunnel voor aanleg van de tweede tunnel reeds horizontaal is geovaliseerd zal ten gevolge van bovengenoemde additionele horizontale ovalisatie een ongunstigere krachtswerking in de eerste tunnel ontstaan. Indien er echter sprake is van een initiële *verticale* ovalisatie van de eerst aangelegde tunnel zal een opspanning in de grond tussen de twee tunnels tot een ongunstigere krachtswerking in de eerst aangelegde tunnel leiden.

Er is sprake van een tweetal fenomenen[5], die op- en/of ontspanning van de grond kunnen initiëren:

*Coniciteit van de TBM*
Ten gevolge van TBM-coniciteit ontstaat er tijdens de passage van de TBM een ruimte rondom het schild, die wordt opgevuld door zwellende en ontspannende grond. Rondom de gehele TBM-omtrek treedt derhalve ontspanning van de grond op.

*Groutdrukken in de staartspleet*
In de onverharde groutschil is sprake van een zekere verdeling van groutdrukken, die de initieel aanwezige gronddrukken over- of onderschrijden (lokale opspanning of ontspanning grond).

Deze beïnvloeding van de 1e tunnel wordt in beginsel uiteraard groter naarmate de afstand tussen beide tunnels afneemt. De vraag die hierbij dan ontstaat is: wat is de minimaal te hanteren afstand van 2 geboorde tunnels. In de praktijk wordt vaak als vuistregel een minimale tussenafstand à 1 maal de tunneldiameter. In feite wordt de minimaal aan te houden afstand tussen twee geboorde tunnels bepaald door een aantal situatieafhankelijke zaken:

- Randvoorwaarden tunnel (geologische condities, diepteligging)
- Grootte TBM coniciteit
- (Beheersing) groutdrukken
- Liningontwerp c.q. liningcapaciteit
- Krachtswerking in eerst aangelegde tunnel vóór passage TBM (restcapaciteit van de lining).

In de ontwerppraktijk is er een behoefte aan een onderbouwde en bij voorkeur gedifferentieerde ontwerprichtlijn, teneinde tunnels dichter bij elkaar te kunnen ontwerpen en hiermee een meer economisch ontwerp van schachten te kunnen realiseren

## *4.2 Doelstelling 1e orde evaluaties*

Een doelstelling in de eerste orde evaluaties van K100 is om enerzijds te kijken of de invloed van de 2e passage van meetveld zuid merkbaar is geweest in TNO meetring van de eerste buis, terwijl anderzijds dient te worden gezocht naar een, voor zover mogelijk, eenduidige onderbouwde aanbeveling voor de minimale tunnelafstand onder Heinenoordcondities en andere projectcondities.

*Bijgestelde aanpak evaluatie*
Aanvankelijk was de gedachte dat bij deze evaluatie enerzijds gebruik zou kunnen worden gemaakt van de tunneldeformatiemetingen uit de 2e orde-evaluatie, terwijl daarnaast een 3D/2D berekening met twee tunnels gemaakt zou kunnen worden om de passage van een TBM langs een reeds geboorde tunnel te simuleren en te vergelijken met de metingen. De redenatie voor het gebruik van een 3D model werd destijds ingegeven door het feit dat een passage van een TBM langs een reeds geboorde tunnel in feite een 3D effect heeft op de deformaties van de betreffende tunnelbuis, welke zich ook in de metingen zou moeten weerspiegelen.

---

[5] De verstoring van de initiële grondspanningstoestand, die ter plaatse van het boorfront optreedt, is in deze studie niet beschouwd.

Een analyse van de meetresultaten in de TNO meetring van meetveld Zuid leerde echter dat de passage van de TBM geen merkbare invloed had op de deformaties van de reeds geboorde oostelijke tunnelbuis. Een vergelijking tussen metingen in de meetring en een 3D berekening met twee tunnels werd op grond van dit feit derhalve als minder zinvol gekarakteriseerd. Het zou waarschijnlijk weliswaar mogelijk zijn om in een berekening aan te tonen dat er geen effecten zijn, maar of dit bij een geringere afstand ook niet het geval zou zijn is met dezelfde berekening niet aantoonbaar.

Na zorgvuldige analyse van de benodigde modellering voor een 3D evaluatieberekening van twee tunnels, bleek tevens dat de gedachte om hierbij gebruik te maken van symmetrieoverwegingen om de resultaten van de 3D evaluatieberekeningen van één tunnelbuis, niet voldoende betrouwbaar waren. Dit zou er derhalve toe leiden dat er één groot model diende te worden gebouwd waarin beide tunnels zouden moeten worden gemodelleerd. Dit behoort heden nog niet tot de mogelijkheden in verband met de beperkte capaciteit van de beschikbare computers en rekentijd. De noodzaak van een dergelijke omvangrijke exercitie leek op grond van bovenstaande argumenten dan ook niet verdedigbaar. Daarom is een bijgestelde aanpak geformuleerd.

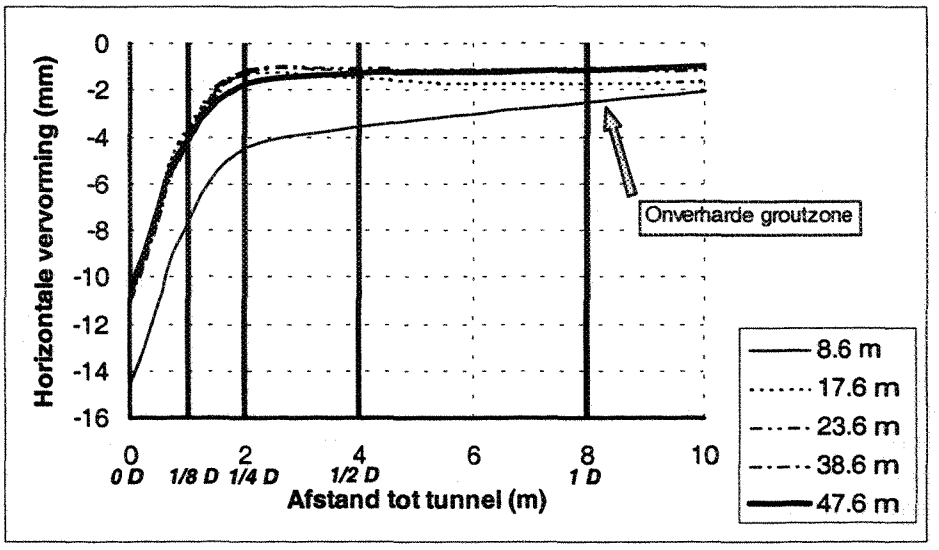
Bij de evaluatie is nu gebruik gemaakt van een koppeling van de resultaten uit de 1e orde evaluatie-berekeningen van K100 voor één tunnelbuis (zoals gerapporteerd in dit rapport) en de resultaten van een vergelijkbare, op academische profielen afgestemde, studie die door TEC in het kader van de commissie L500 is uitgevoerd [7].

### *4.3 Resultaten*

*Metingen*
Uit de K100 metingen in de ondergrond zoals gerapporteerd in de 2e orde evaluatiedocumenten en tevens weergegeven in de bijlagen van dit document, kan reeds worden geconcludeerd dat er ter plaatse van de eerste passage van het meetveld Zuid op korte horizontale afstand (circa 2 m) naast de tunnelomtrek een van de tunnel af gerichte en naar de toekomstige[6] tunnelbuis toe gerichte horizontale verplaatsing is opgetreden. Op 7 m afstand van de tunnelomtrek is geen significante horizontale verplaatsing meer opgetreden. Aangezien de afstand tussen beide tunnels ter plaatse van de TNO-meetring 1-D (circa 8 m) bedraagt kan worden geconcludeerd dat de tweede tunnelbuis buiten het invloedsgebied van de grondvervormingen ten gevolge van het bouwproces ten behoeve van de eerst aangelegde tunnel zou zijn gevallen.

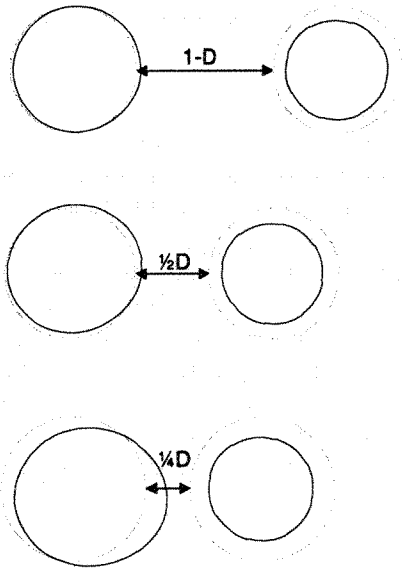
*Berekeningen 3-D model (drukken TNO meetring)*
In *Figuur 4.1* is het verloop van de horizontale verplaatsing ter hoogte van de tunnelas voor groutdrukvariant 4 weergegeven voor een aantal locaties langs de tunnelas. Aangezien de tunnel in het model 1 meter dieper ligt dan ter plaatse van de TNO-meetringen zullen de initiële gronddrukken enigszins worden overschat. De in de TNO-meetring gemeten drukken zijn dusdanig gering dat er in de onverharde groutzone ter hoogte van de tunnelas een *naar de tunnel toe gerichte* horizontale verplaatsing à 15 mm wordt berekend, hetgeen gelijk is aan de initieel opgelegde TBM-coniciteit. De grondontspanning ten gevolge van TBM-coniciteit wordt derhalve nauwelijks gecompenseerd door de groutdrukken in de staartspleet. Uit *Figuur 4.1* blijkt dat de grootte van de horizontale verplaatsing sterk afneemt en vanaf een afstand à ¼ D (2 m) zeer langzaam afneemt. De horizontale grondvervorming op een afstand van 2 m van de tunnel bedraagt circa 2 mm. Uit *Figuur 4.1* blijkt voorts dat de horizontale verplaatsingen ter hoogte van de tunnelas na het uitharden van het grout enigszins afnemen.

[6] In deze studie is de eerste passage van het meetveld Zuid beschouwd aangezien de groutdrukken in de TNO meetring tijdens de aanleg van de *eerste* tunnelbuis zijn gemeten. In feite wordt hier dus de invloed van de aanleg van de eerste tunnelbuis op de nog niet bestaande tweede tunnelbuis beschouwd. Bij gebrek aan gegevens van de tijdens de tweede passage heersende groutdrukken is noodgedwongen uitgegaan van de gegevens met betrekking tot de eerst aangelegde tunnelbuis.




*Figuur 4.1*
*Horizontale grondvervorming (groutdrukken TNO-meetring)*

*Berekeningen uitgevoerd in L520 verband.*
Om de invloed van het gehanteerde groutdrukverloop, afstand tussen twee tunnels en TBM-coniciteit op de interactie tussen twee tunnels te onderzoeken is in de genoemde CUR/COB commissie L500 voor een tweetal diepteliggingen (1D, 2D) en academische grondprofielen een studie uitgevoerd. Voor deze twee grondprofielen is met een 2D berekening voor een drietal verschillende groutdrukverlopen (hoge drukken, gemiddelde drukken, lage drukken), een viertal coniciteit-waarden (0 mm, 10 mm, 20 mm, 30 mm) en een drietal tussenafstanden (¼D, ½ D, 1D) de interactie tussen twee tunnels gekwantificeerd.
Het bleek hierbij dat de TBM-coniciteit tot een significante ontspanning van de omringende grond kan leiden, die bij geringe tussenafstand door de eerst aangelegde tunnel wordt gevoeld (zie onderstaande figuur):




*Figuur 4.2*
*Beïnvloeding eerst aangelegde tunnel door coniciteit passerende TBM*

Afhankelijk van de gehanteerde groutdrukverdeling treedt er langs de onverharde groutschil opspanning en/of ontspanning van de grond op. Met name het verloop van de groutspanningen is bepalend voor de spanningsveranderingen, die zich in de grond tussen de twee tunnels voordoen. De waarde van de groutdruk op één locatie heeft derhalve geen directe relatie met de beïnvloeding van de eerst aangelegde tunnel. Het bleek dat zelfs bij lage groutdrukken, waarbij ter hoogte van de tunnelas evenwicht heerste en rondom de rest van de omtrek ontspanning van de grond optrad de beïnvloeding van een op ¼D gelegen tunnel zeer gering was. Deze gehanteerde groutdrukverdeling correspondeerde met een volumeverlies van 3 % , leidend tot een maximale zakking à 70 mm (diepe ligging). Deze zakking is dermate hoog dat het gehanteerde groutdrukverloop als een ondergrensbenadering kan worden opgevat.

### *4.4 Conclusies en aanbevelingen*

Zoals reeds eerder werd vermeld is de minimaal te hanteren tussenafstand afhankelijk van een aantal situatie-afhankelijke factoren. Deze factoren worden hieronder nogmaals vermeld:

- Randvoorwaarden tunnel (geologische condities, diepteligging)
- Grootte TBM coniciteit
- (Beheersing) groutdrukken
- Liningontwerp c.q. liningcapaciteit
- Krachtswerking in eerst aangelegde tunnel vóór passage TBM (restcapaciteit lining)[7]

Per situatie dient derhalve te worden bepaald welke tussenafstand er minimaal gehanteerd dient te worden. Deze bepaling dient te geschieden op basis van de meest ongunstige combinatie van relevante parameters. De relevante belasting-parameters zijn groutdrukverdeling en TBM-coniciteit. Indien de groutdrukken worden beheerst is het denkbaar dat de tunnels op een onderlinge afstand van ¼ D zouden kunnen worden gesitueerd. Hiertoe dient dan wel instrumentatie in de TBM aanwezig te zijn waarmee de daadwerkelijk gerealiseerde groutdrukken in de staartspleet kunnen worden gemeten en beheerst. Als conservatieve aanbeveling zou voorlopig een minimale afstand van ½D kunnen worden gehanteerd.

[7] Indien de eerst aangelegde tunnel initieel horizontaal is geovaliseerd zal een ontspanning van de grond ter hoogte van de tunnelas ongunstig zijn voor de krachtswerking in deze tunnel. Indien de eerst aangelegde tunnel echter initieel verticaal is geovaliseerd zal een ontspanning van de grond ter hoogte van de tunnelas echter gunstig kunnen werken.

## HOOFDSTUK 5

## LITERATUUR


1. Vervuurt, A.H.J.M., F.B.J. Gijsbers en Kaalberg, F.J., "Eerste orde evaluatie - Hoofdonderdeel tunnelconstructie: predictiemodellen, postdictieberekeningen en vergelijking met meetresultaten", 1999-CON-BM-R3019, oktober 1999, ref. K100–W–106.

2. Feddema, A., "Validatie groutdrukmodel aan de hand van metingen bij de Tweede Heinenoordtunnel", Grondmechanica Delft, concept rapportage, ref. CO-372590/148, december 1998.

3. Van Dijk, B.F.J. en Kaalberg, F.J., "3-D Geotechnical model for the North/Southline in Amsterdam" in "Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems", proceedings of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering – NUMGE98, Oktober 1998, ISBN 3-211-83141.

4. Blom, C.B.M. en Van Oosterhout, G.P.C., "Tweede orde evalutatie tunnelconstructie Tweede Heinenoordtunnel - Deel 2", 97-CON-R1520, 20 november 1997, ref. K100–W–065.

5. Van Jaarsveld, E.P., "Evaluatie geotechnische metingen meetgebied Zuid (1e passage), CO-371820/57, december 1997, ref K100-W-071.

6. Post, M.L, "Evaluatie instrumentatie Tweede Heinenoordtunnel CUR/COB- uitvoeringscommissie K100, opdrachtnummer N-0687, november 1999, ref. K100–W–107.

7. Van Empel, W.H.N.C. en Kaalberg, F.J., "Interactie tussen twee geboorde tunnels", TEC, 4910134X/KAAF/B992451, Oktober 1999

8. Litjens. P.P.T., van Jaarsveld, E.P. , "Eerste Orde Evaluatie K100, Beschouwing boor-/volumeverlies en deformaties (analytisch) GT-A", CO-384780/41, augustus/september 1999, K100-W-105, deel A

9. 't Hart, C.M.P., "Liggerwerking in de bouwfase", ref. CUR/COB/L530 34.3, 1999-MIT-NUM-R0019

10. Van Dijk, B.F.J. en Kaalberg, F.J., "3D Validatie groutdrukmodel meetveld Noord, concept 1", CUR/COB rapport L520-16, ref. 4910133X/BvD/AP/R990951, d.d. augustus 1999.

11. De Heij, R.A, van Kessel, A.J. en Wauben, M., "Predicties Krachtenbalans, Groutproces en Slijtage snijtanden Botlekspoortunnel, concept 1", K300-W-013, ref. 4902062X/RdH/R992243, d.d. september 1999.

12. Van Dijk, B.F.J. en Lengkeek, H.J., "Tweede orde evaluatie boortechnologie, eerste passage Meetveld Zuid", ref. K100-W-069, d.d. januari 1998.

13. Bouma, A.L., "Elasto-statica van slanke structuren", D.U.M., 1989

**BIJLAGEN**

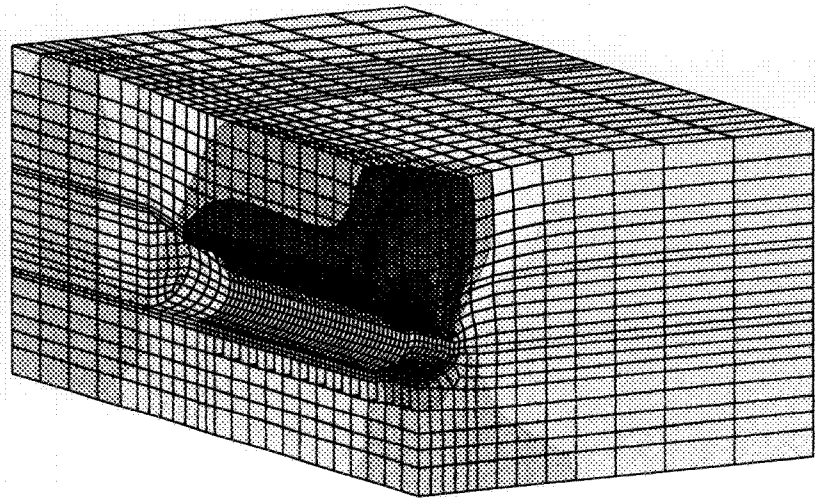
| | | aantal pagina's |
|---|---|---|
| I | Geotechnische laagindeling en parameters | 1 |
| II | Gefaseerde berekening t. b.v. evaluatie tunnelconstructie | 2 |
| III | Metingen meetveld zuid | 5 |
| IV | Berekeningsresultaten variant 5 | 4 |
| V | Berekeningsresultaten variant 6 | 5 |
| VI | Berekeningsresultaten variant 7 | 4 |
| VII | Berekeningsresultaten variant 8 | 8 |

**BIJLAGE I GEOTECHNISCHE LAAGINDELING EN PARAMETERS**

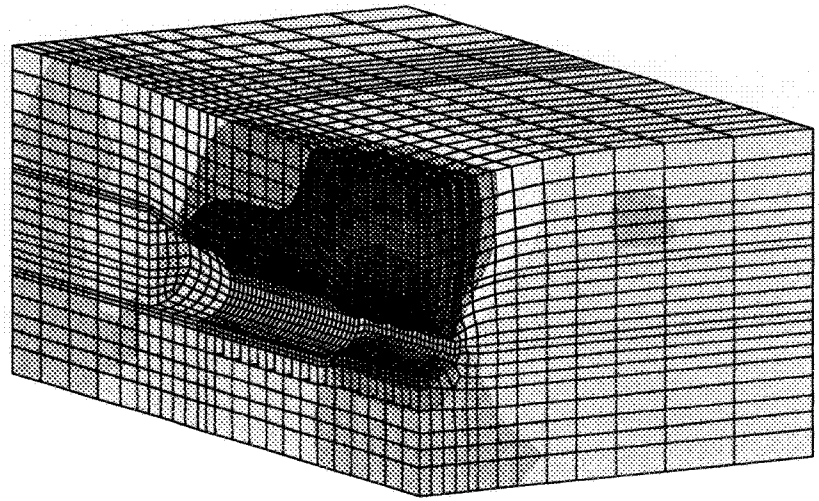
| Grondlaag | Onder-kant laag [m NAP] | Stijg-hoogte [m NAP] | $\gamma_{droog}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_{nat}$ [kN/m$^3$] | n [-] | c' [kPa] | $\varphi$ [°] | $\psi$ [°] | $\nu$ [-] | $E_{young}$ [MPa] | $K_0$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Maaiveld | +2,5 | 0,3 | | | | | | | | | |
| Toplaag | -3,25 | 0,3 | 16,6 | 18 | 0,14 | 3 | 28 | 0 | 0,33 | 4,07 | 0,55 |
| 3 | -4,5 | 0,3 | n.v.t. | 20 | n.v.t. | 0 | 33 | 3 | 0,30 | 7,04 | 0,47 |
| 4 (o)* | -7,25 | 0,3 | n.v.t. | 13 | n.v.t. | 7 | 22,5 | 0 | 0,35 | 3,11 | 0,60 |
| 16 (o)* | -10,5 | 0,3 | n.v.t. | 17 | n.v.t. | 5 | 26 | 0 | 0,34 | 3,04 | 0,60 |
| 18 | -14,0 | 0,3 | n.v.t. | 20,5 | n.v.t. | 0 | 36,5 | 6,5 | 0,30 | 23,7 | 0,45 |
| 31 (o)* | -14,75 | 0,3 | n.v.t. | 18 | n.v.t. | 5 | 27,5 | 0 | 0,32 | 3,93 | 0,55 |
| 32 | -21,5 | 0,3 | n.v.t. | 20,5 | n.v.t. | 0 | 36 | 6 | 0,30 | 37,04 | 0,55 |
| 38A (o)* | -24,5 | 0,3 | n.v.t. | 20 | n.v.t. | 7 | 31 | 0 | 0,32 | 12,59 | 0,55 |
| 38E/F (o)* | -27,0 | 0,3 | n.v.t. | 20,5 | n.v.t. | 0 | 37 | 7 | 0,30 | 34,81 | 0,55 |

* (o) ongedraineerde laag

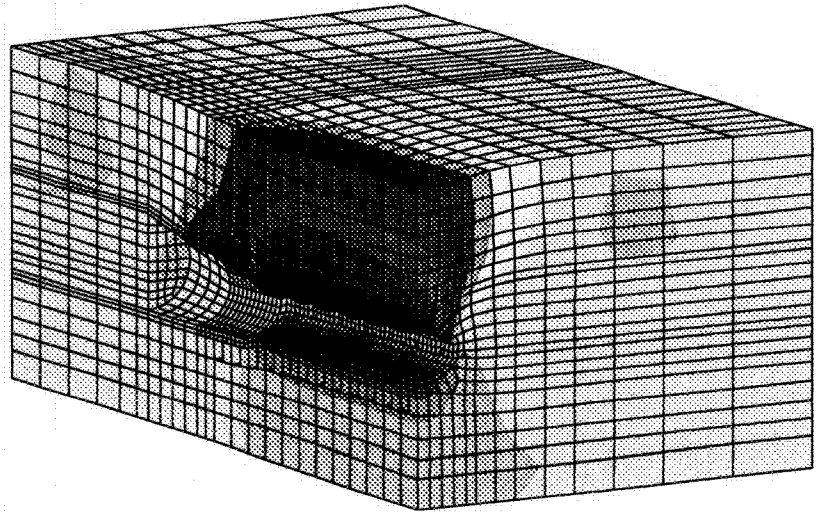
# BIJLAGE II GEFASEERDE BEREKENING T. B.V. EVALUATIE TUNNELCONSTRUCTIE



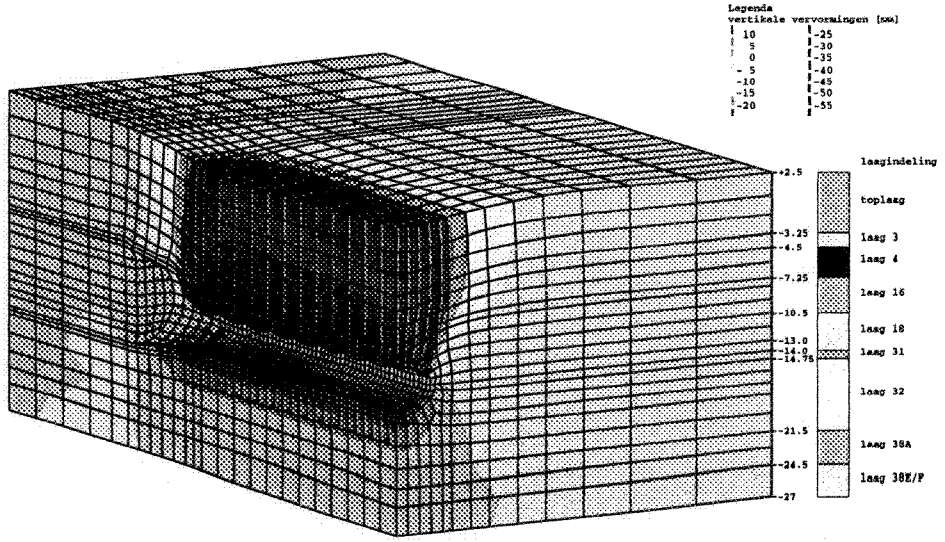
1



2



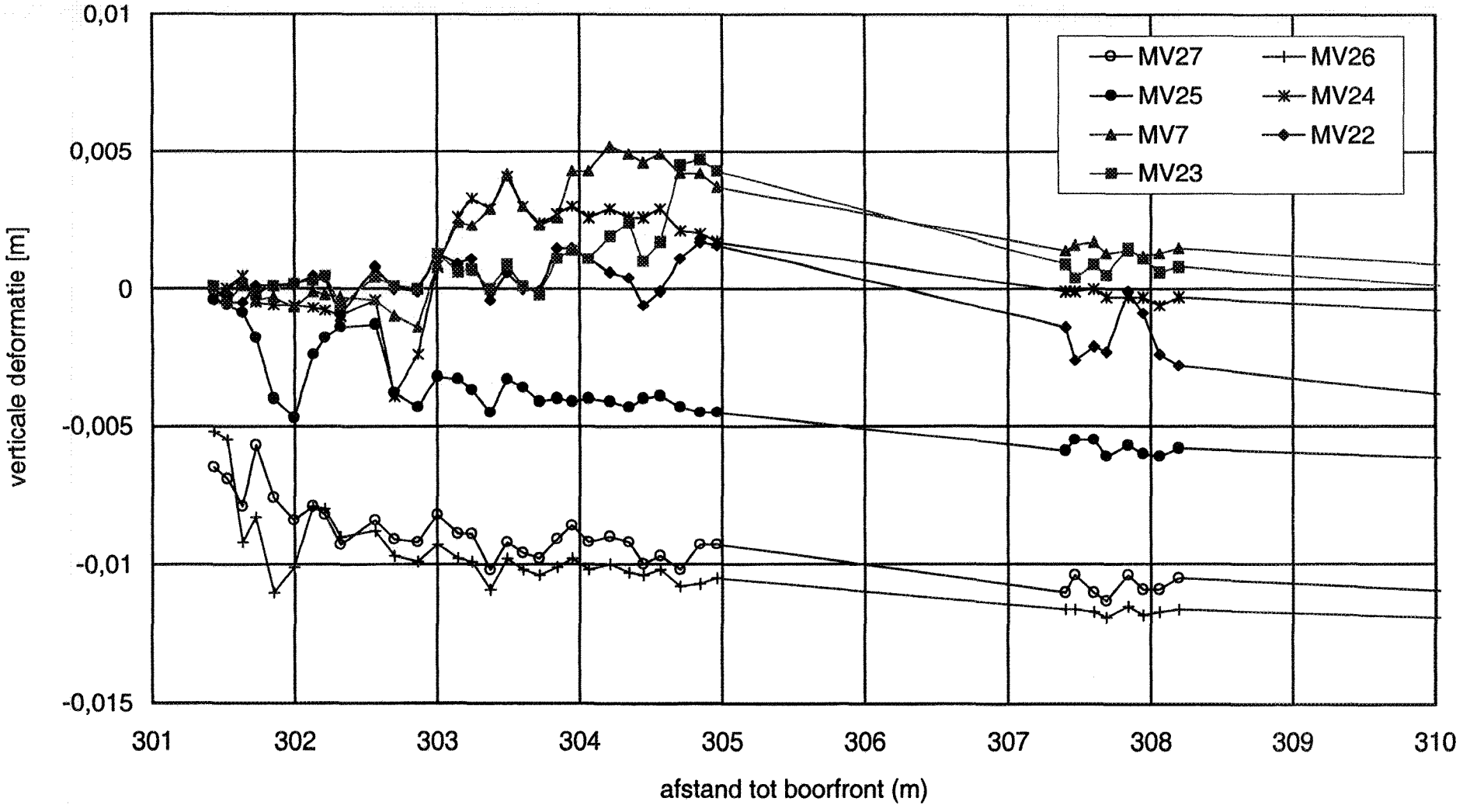
3

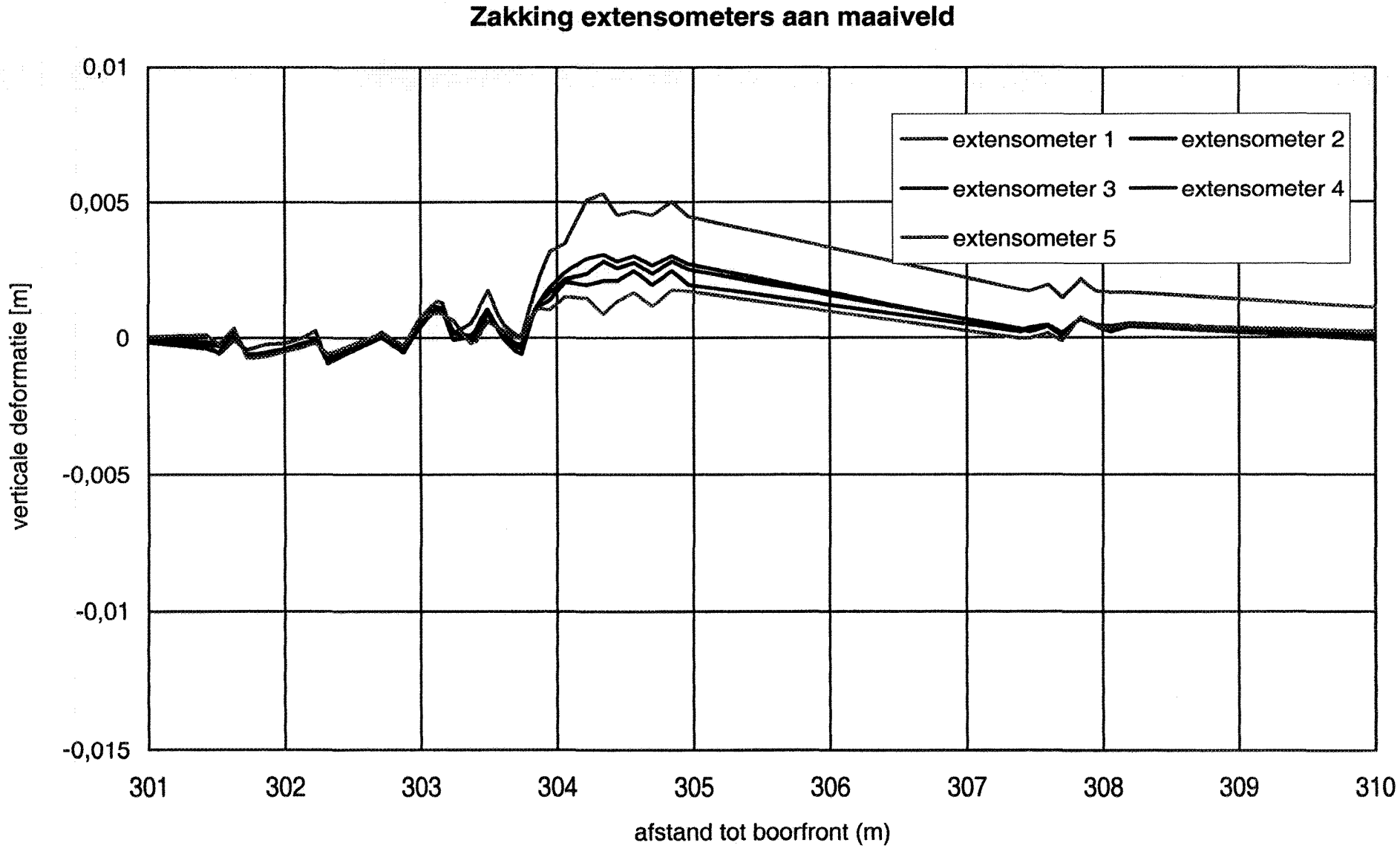

Legenda
vertikale vervormingen [mm]
10
5
0
- 5
-10
-15
-20
-25
-30
-35
-40
-45
-50
-55
laagindeling
toplaag
laag 3
laag 4
laag 16
laag 18
laag 31
laag 32
laag 38A
laag 38E/F
+2.5
-3.25
-4.5
-7.25
-10.5
-13.0
-14.0
-14.75
-21.5
-24.5
-27

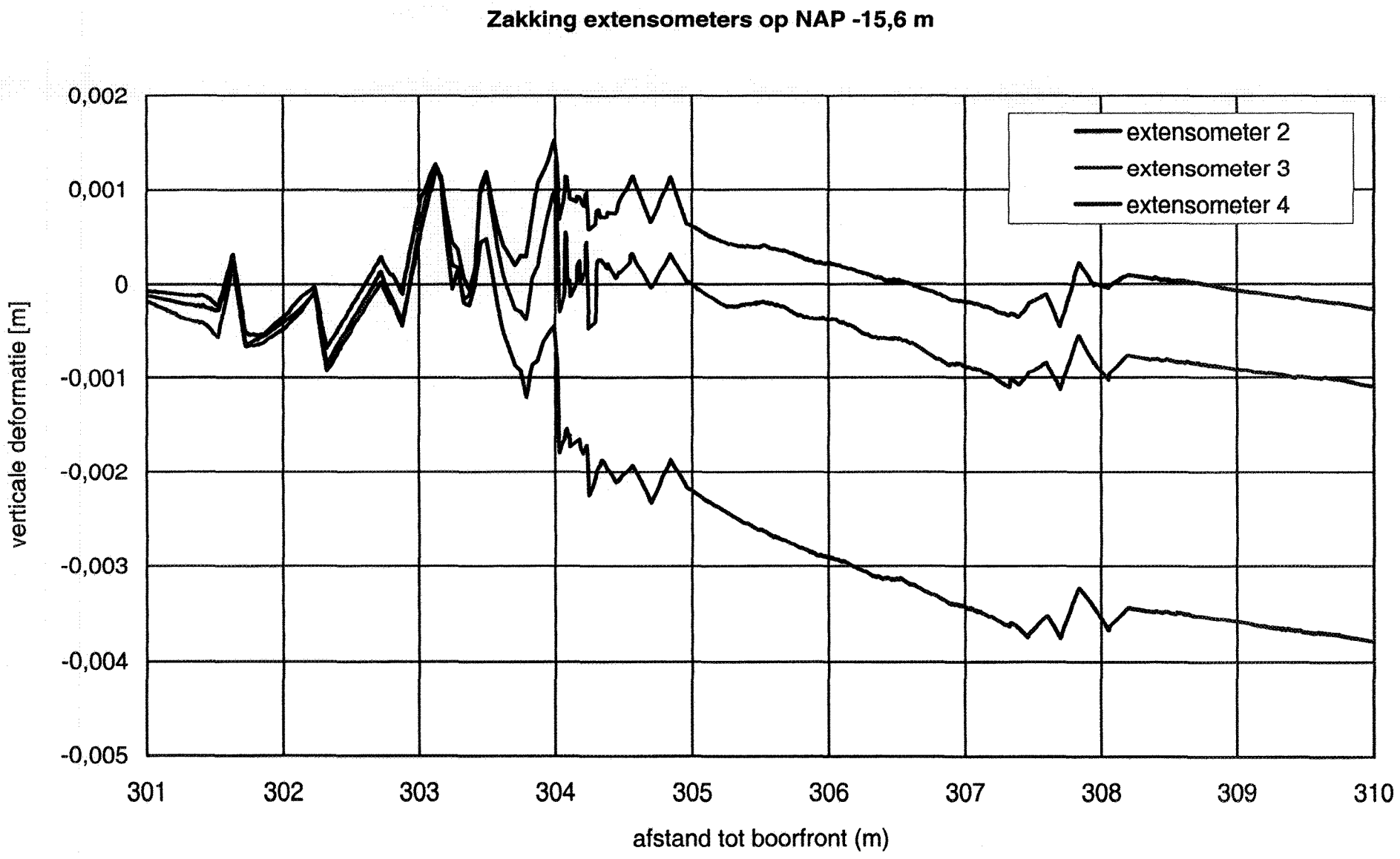
4

# BIJLAGE III METINGEN MEETVELD ZUID

**Zakking zakbaken aan maaiveld**

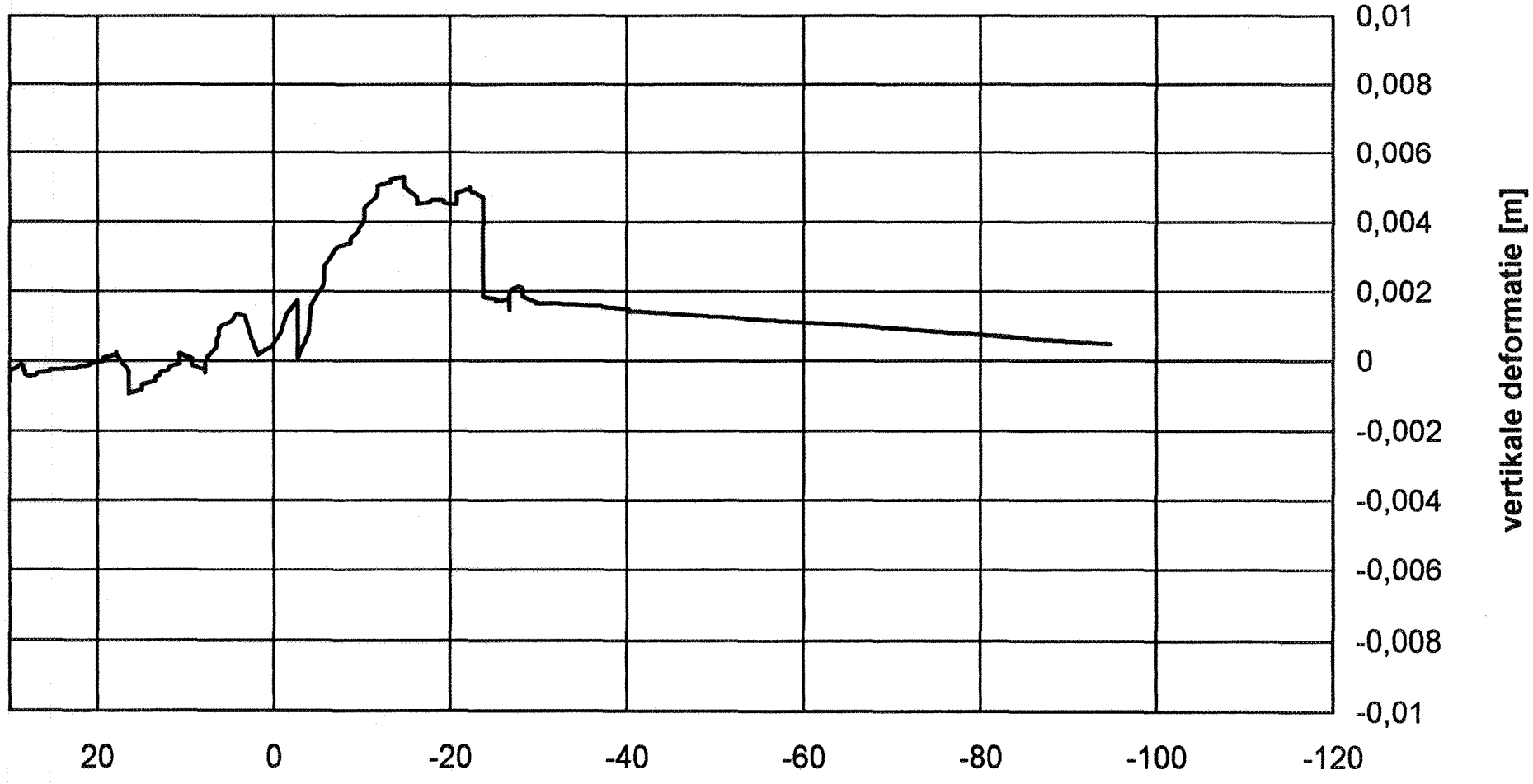



Zakking extensometers aan maaiveld
0,01
0,005
0
-0,005
-0,01
-0,015
verticale deformatie [m]
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
afstand tot boorfront (m)
extensometer 1
extensometer 2
extensometer 3
extensometer 4
extensometer 5


Zakking extensometers op NAP -15,6 m
0,002
0,001
0
-0,001
-0,002
-0,003
-0,004
-0,005
verticale deformatie [m]
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
afstand tot boorfront (m)
extensometer 2
extensometer 3
extensometer 4

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

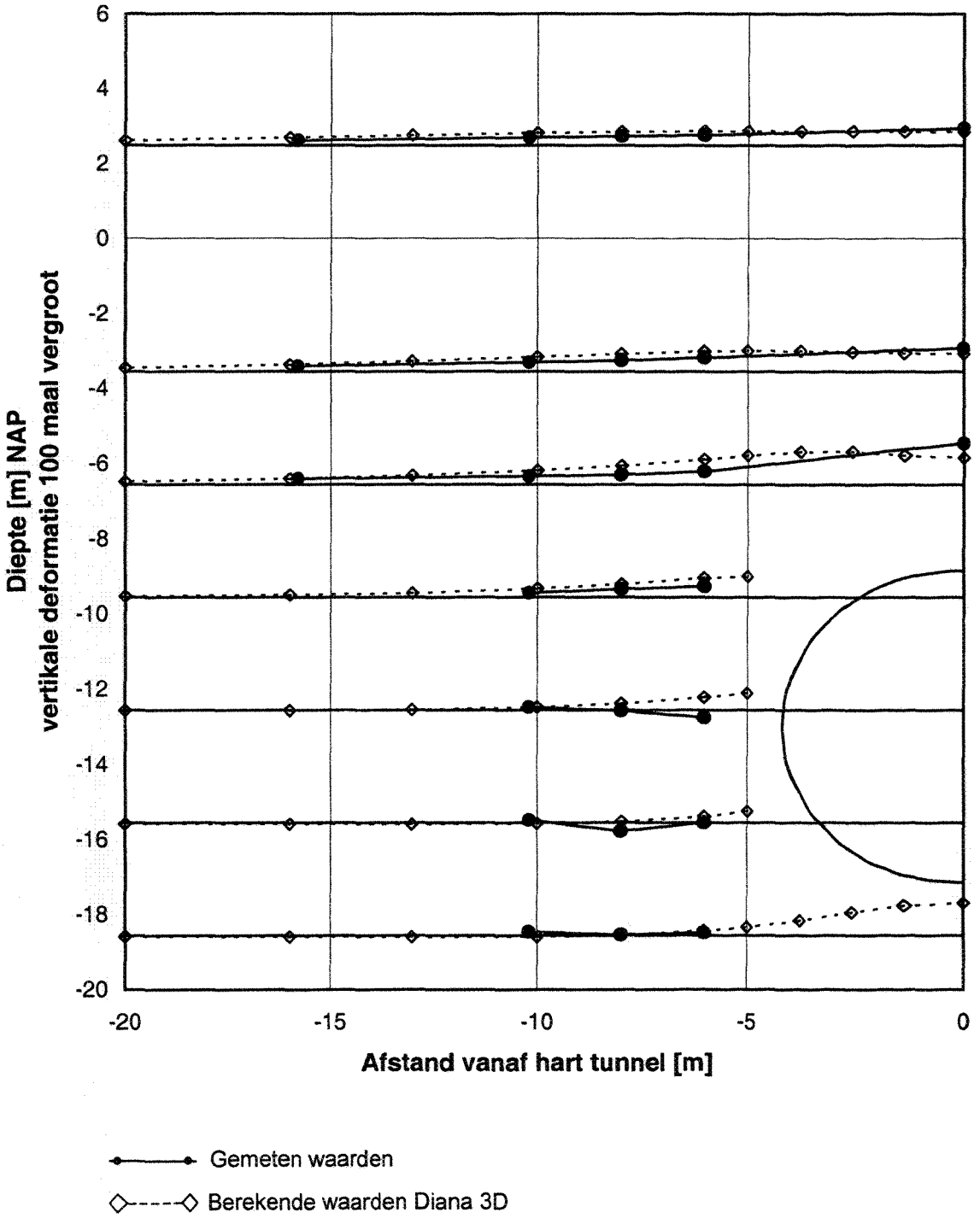
### verticale maaivelddeformatie extensometer 1 (maaiveld)



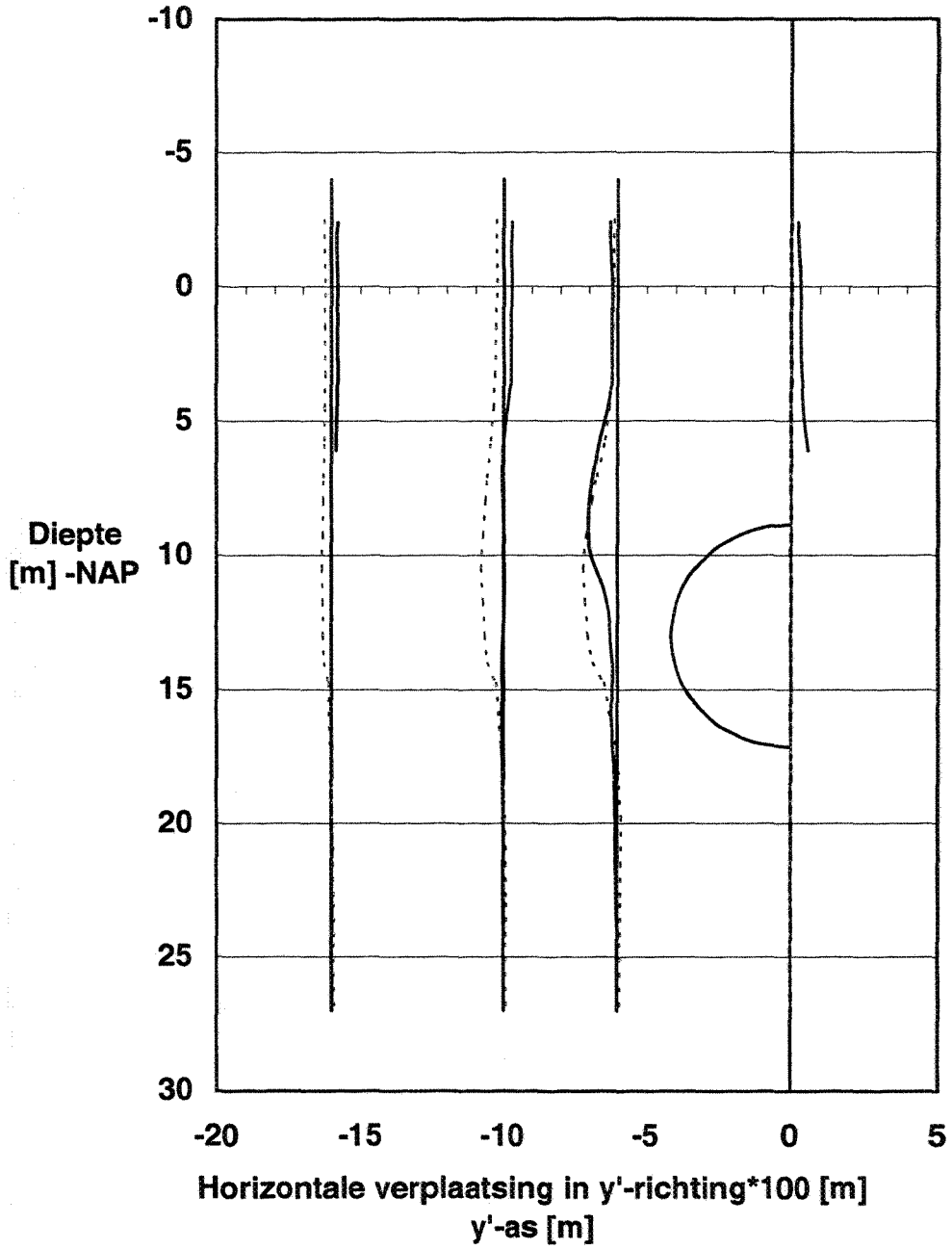

n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het

# BIJLAGE IV BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 5

# K100 3D Groutdrukmodel
## THT meetveld zuid 1e passage
## vertikale verplaatsingen
## variant 5
## 20 m achter boorfront



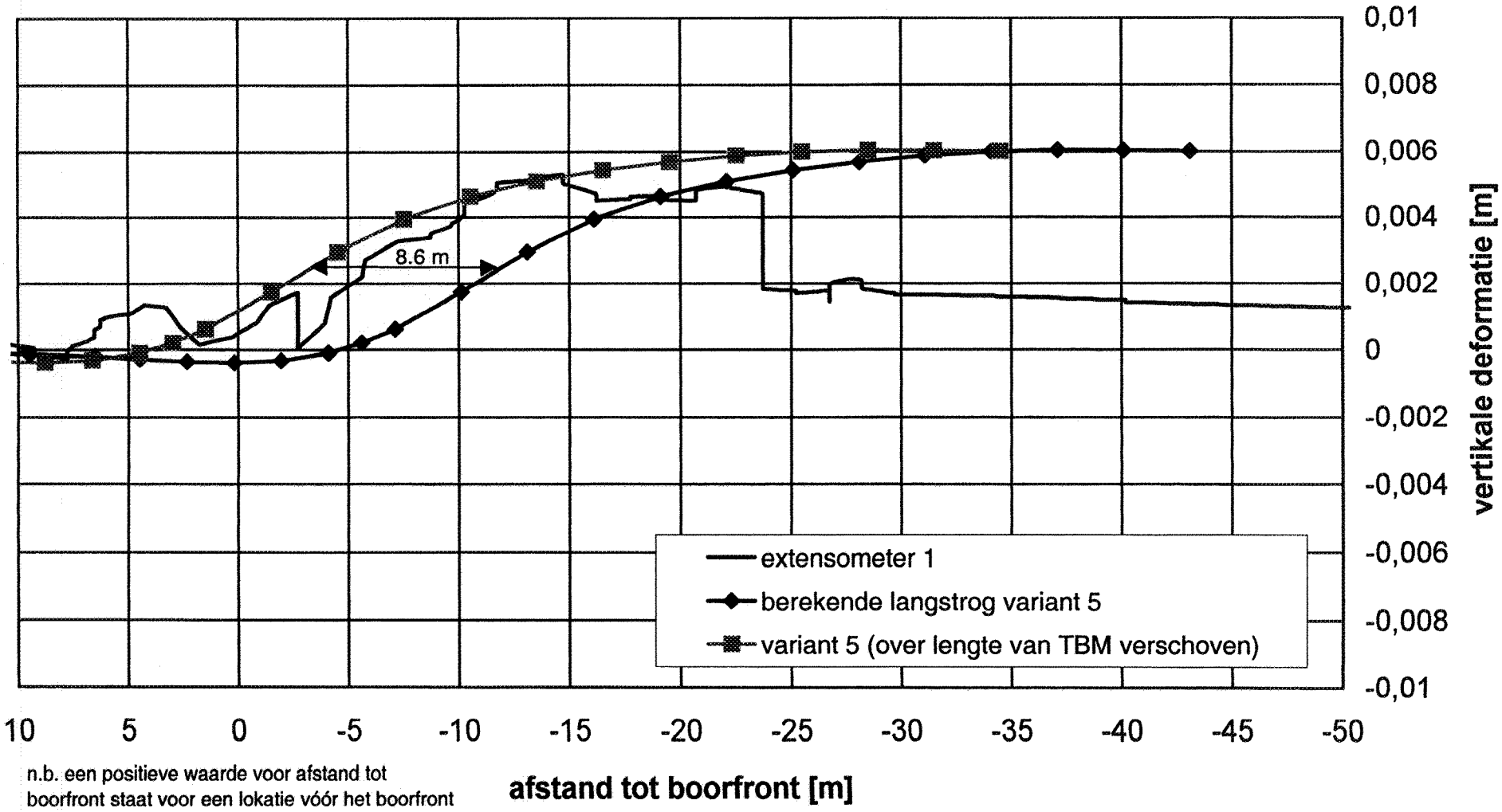
K100 3D groutdtrukmodel
THT meetveld zuid 1e passage
horizontale verplaatsingen
variant 5
20 m achter het boorfront




——— Gemeten waarden

- - - - - - - - Berekende waarden

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid
### Berekende en gemeten langstrog

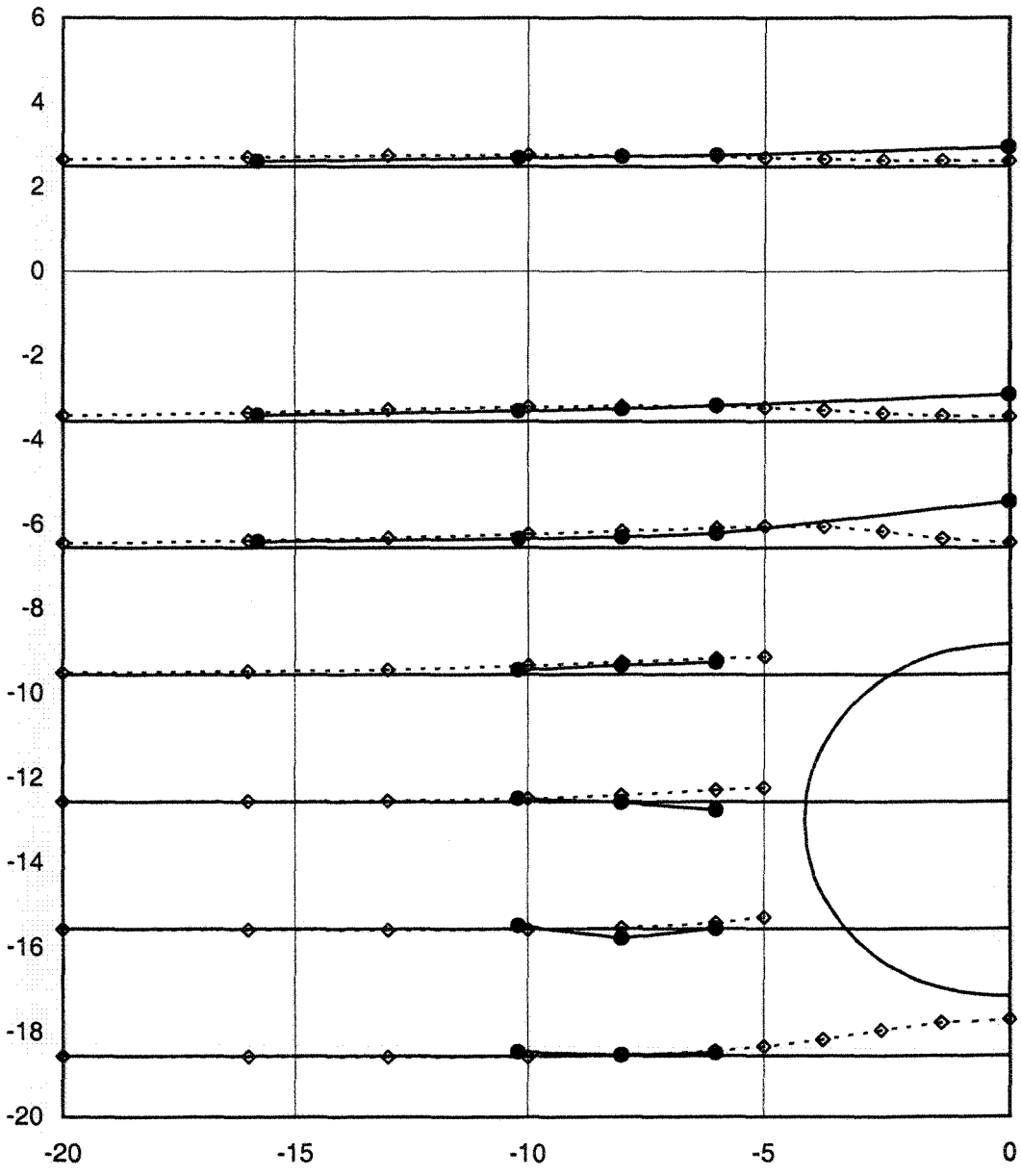



n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront

# BIJLAGE V BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 6

Datum: 5-11-99

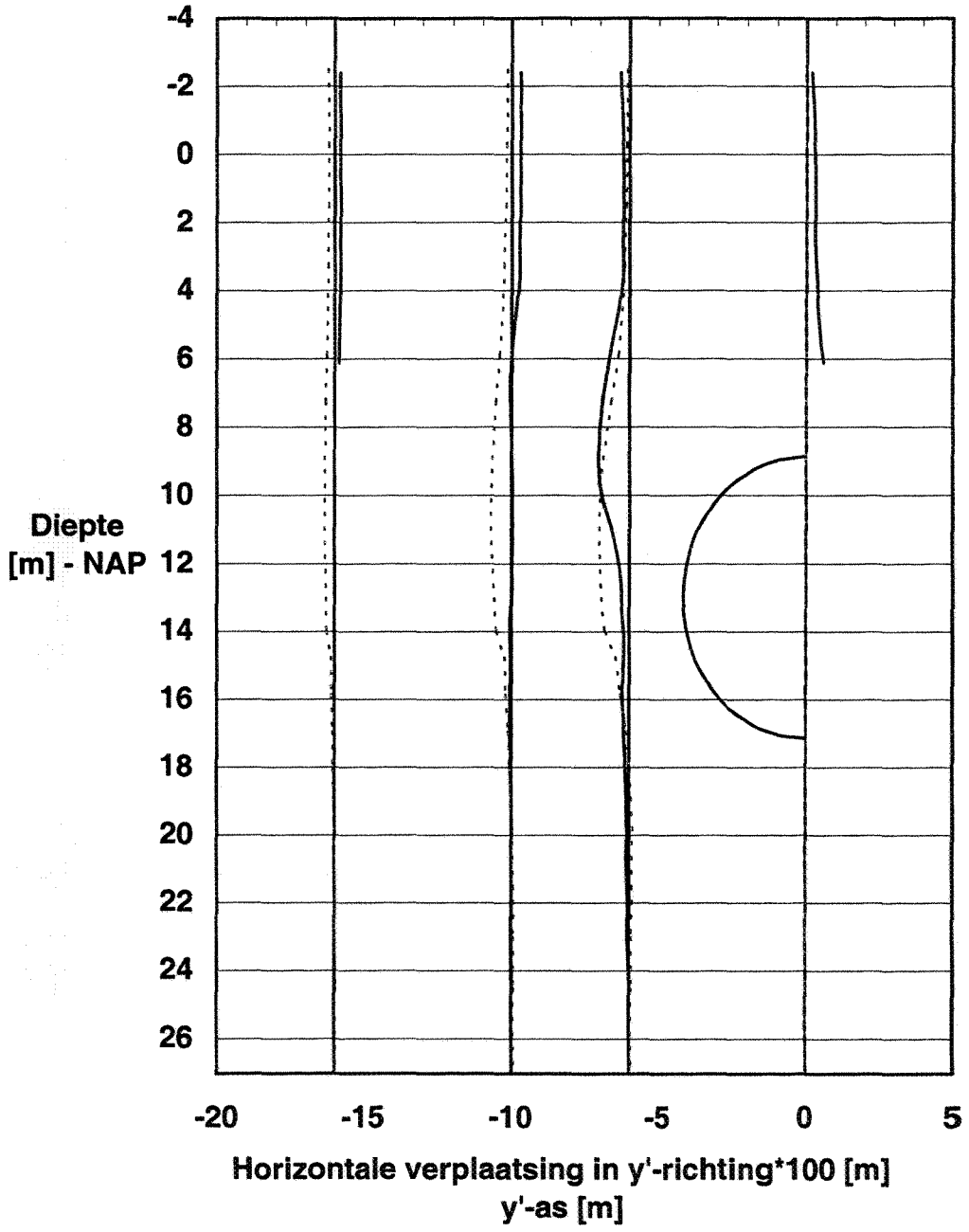
# K100 3D Groutdrukmodel
# THT meetveld zuid 1e passage
# vertikale verplaatsingen
# variant 6 fase 3F
# 20 m achter het boorfront




Gemeten waarden

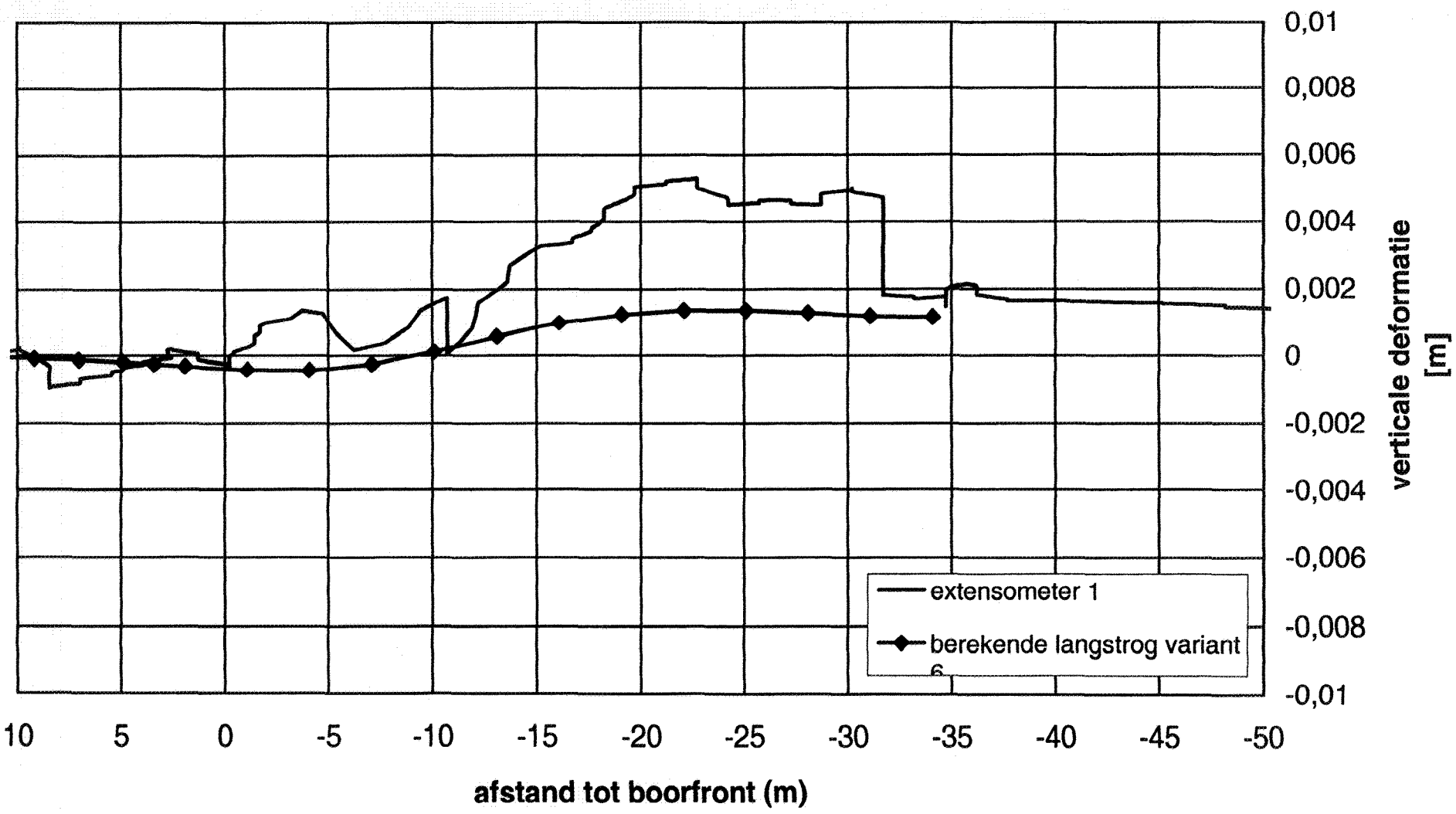
Berekende waarden Diana 3D

# K100 3D groutdtrukmodel
# THT meetveld zuid 1e passage
# horizontale verplaatsingen
# variant 6 fase 3F
# 20 m achter boorfront



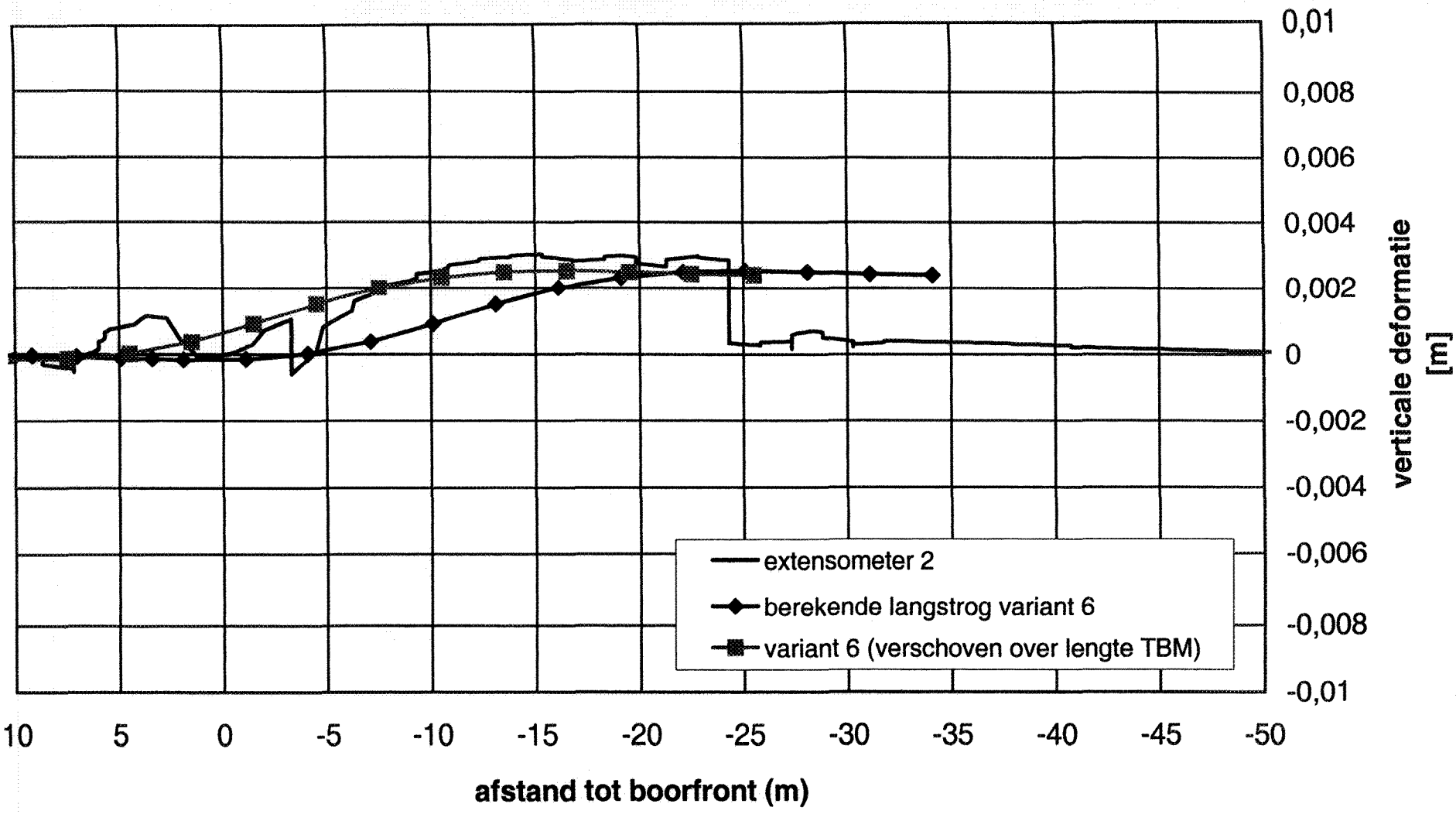
## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

### Berekende en gemeten langstrog Variant 6



## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

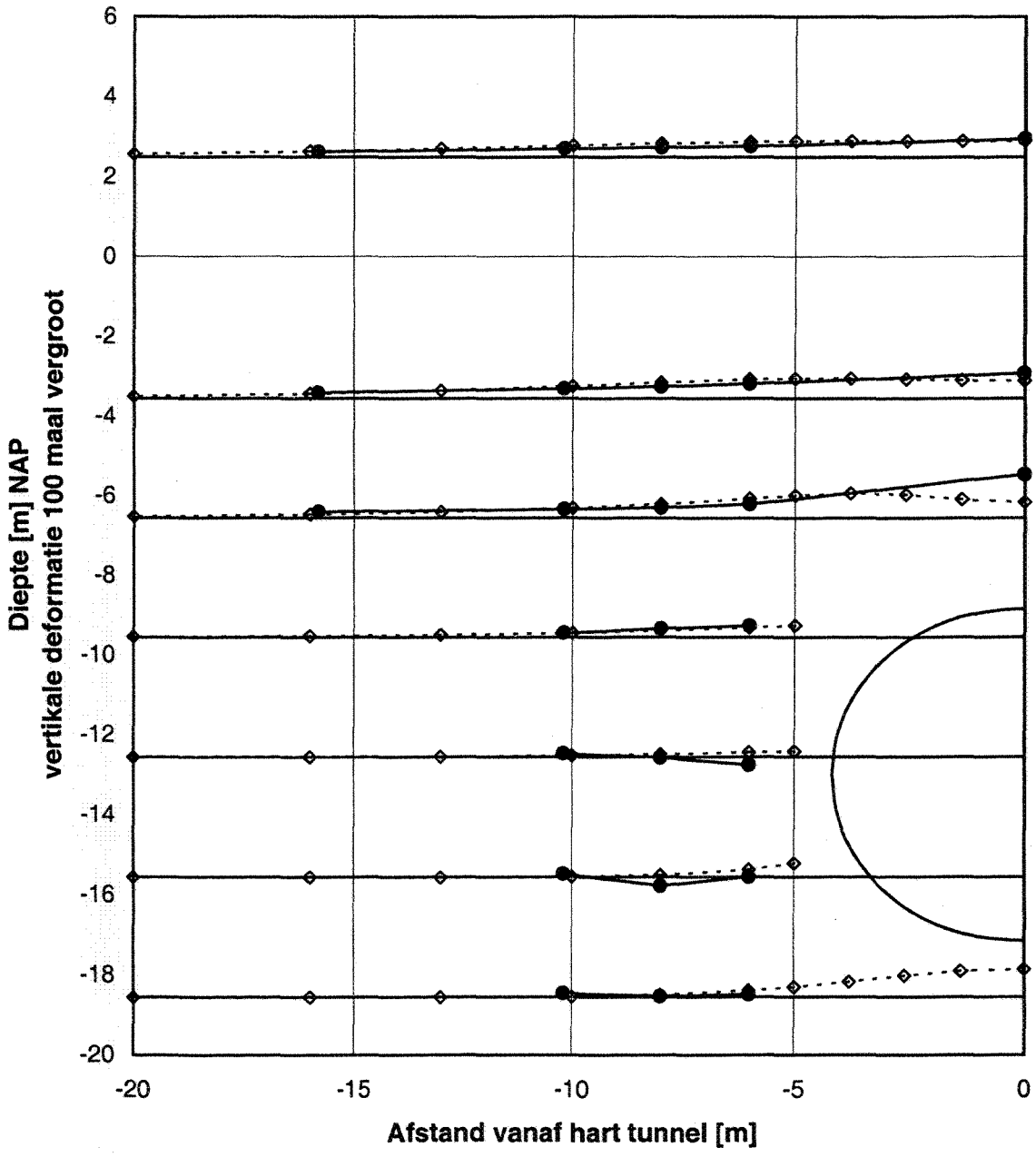
### Berekende en gemeten langstrog



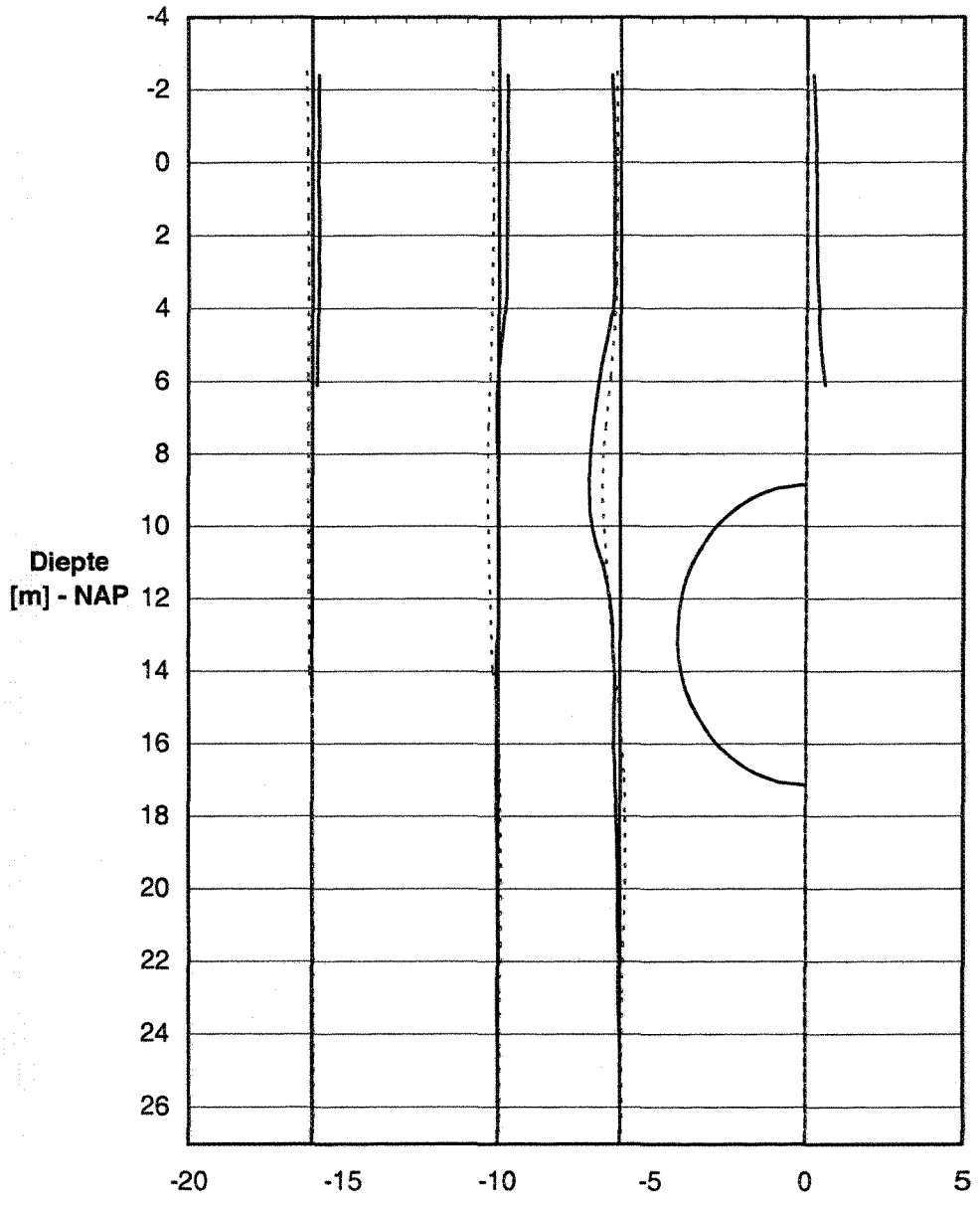
# BIJLAGE VI BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 7

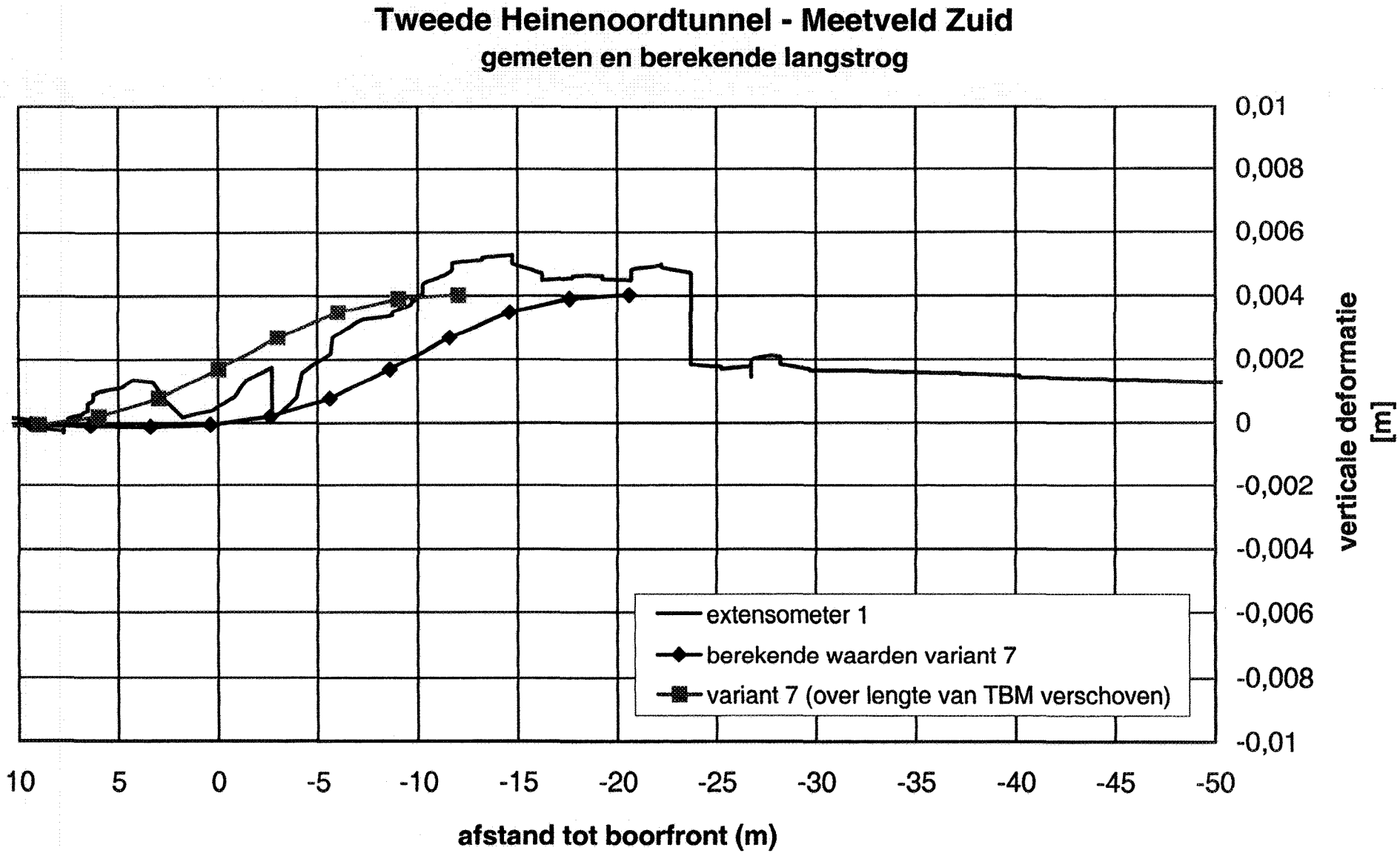
Datum: 5-11-99

# K100 3D Groutdrukmodel
# THT meetveld zuid 1e passage
# vertikale verplaatsingen
# variant 7 fase 3C



**K100 3D groutdtrukmodel**
**THT meetveld zuid 1e passage**
**horizontale verplaatsingen**
**variant 7 fase 3C**

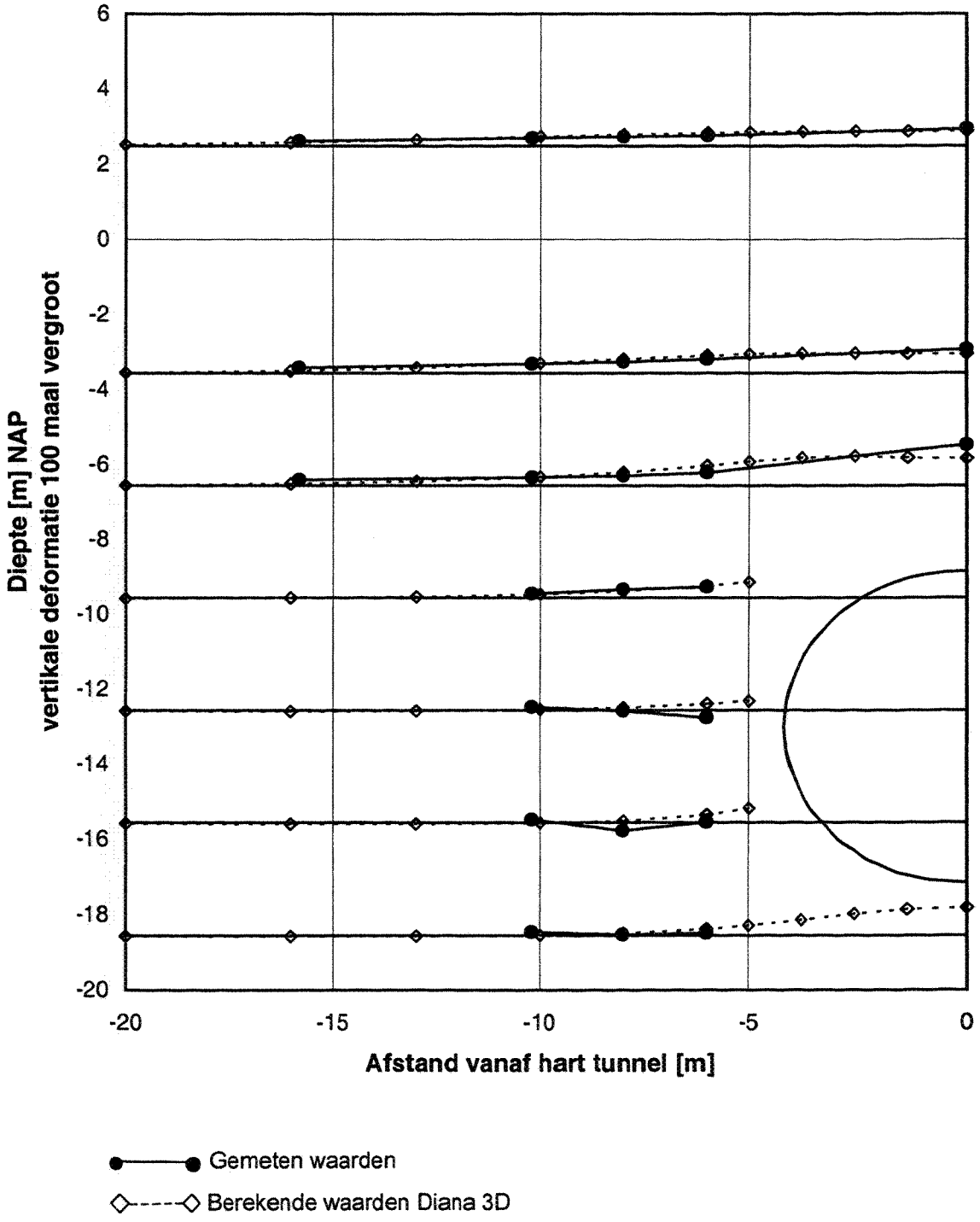



Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid
gemeten en berekende langstrog
0,01
0,008
0,006
0,004
0,002
0
-0,002
-0,004
-0,006
-0,008
-0,01
verticale deformatie [m]
extensometer 1
berekende waarden variant 7
variant 7 (over lengte van TBM verschoven)
10
5
0
-5
-10
-15
-20
-25
-30
-35
-40
-45
-50
afstand tot boorfront (m)

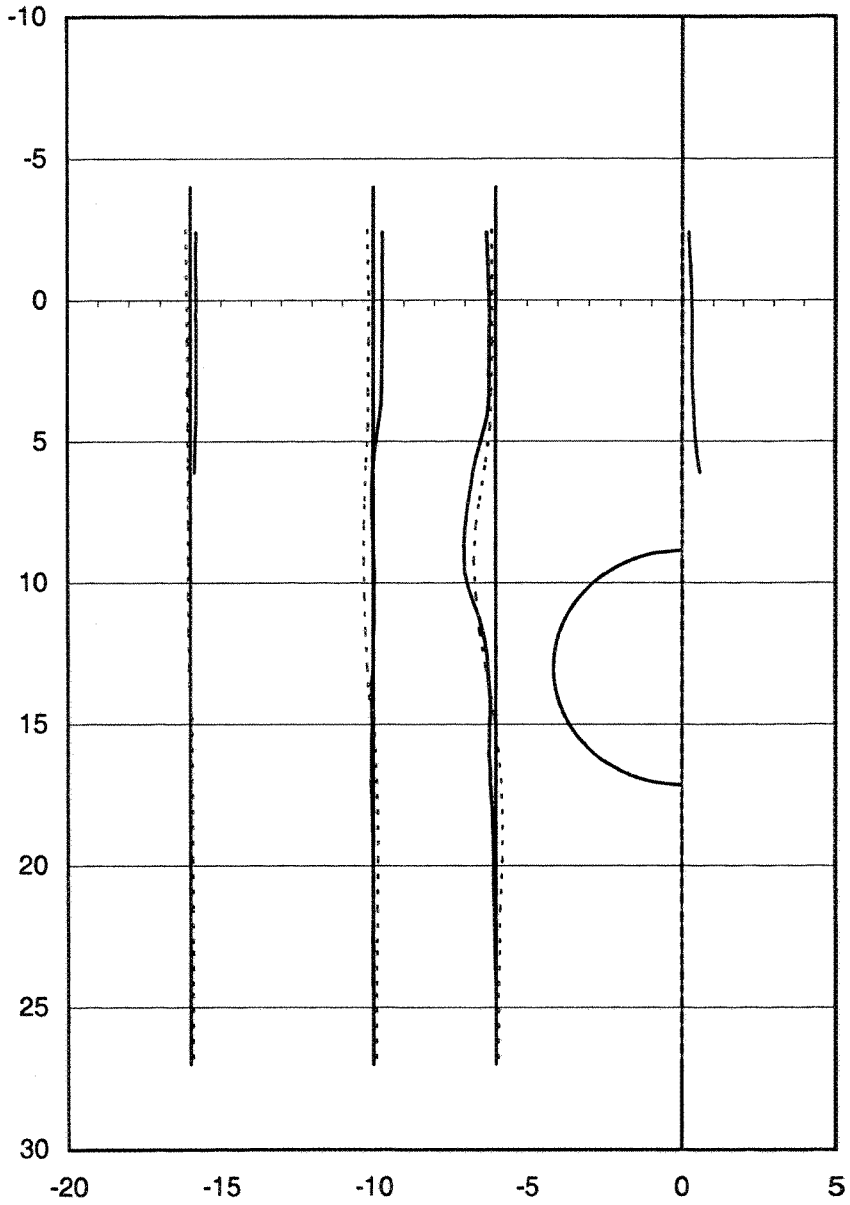
# BIJLAGE VII BEREKENINGSRESULTATEN VARIANT 8

Datum: 5-11-99

**K100 3D Groutdrukmodel**
**THT meetveld zuid 1e passage**
**vertikale verplaatsingen**
**variant 8**
**20 m achter boorfront**



**K100 3D groutdtrukmodel**
**THT meetveld zuid 1e passage**
**horizontale verplaatsingen**
**variant 8**
**20 m achter het boorfront**



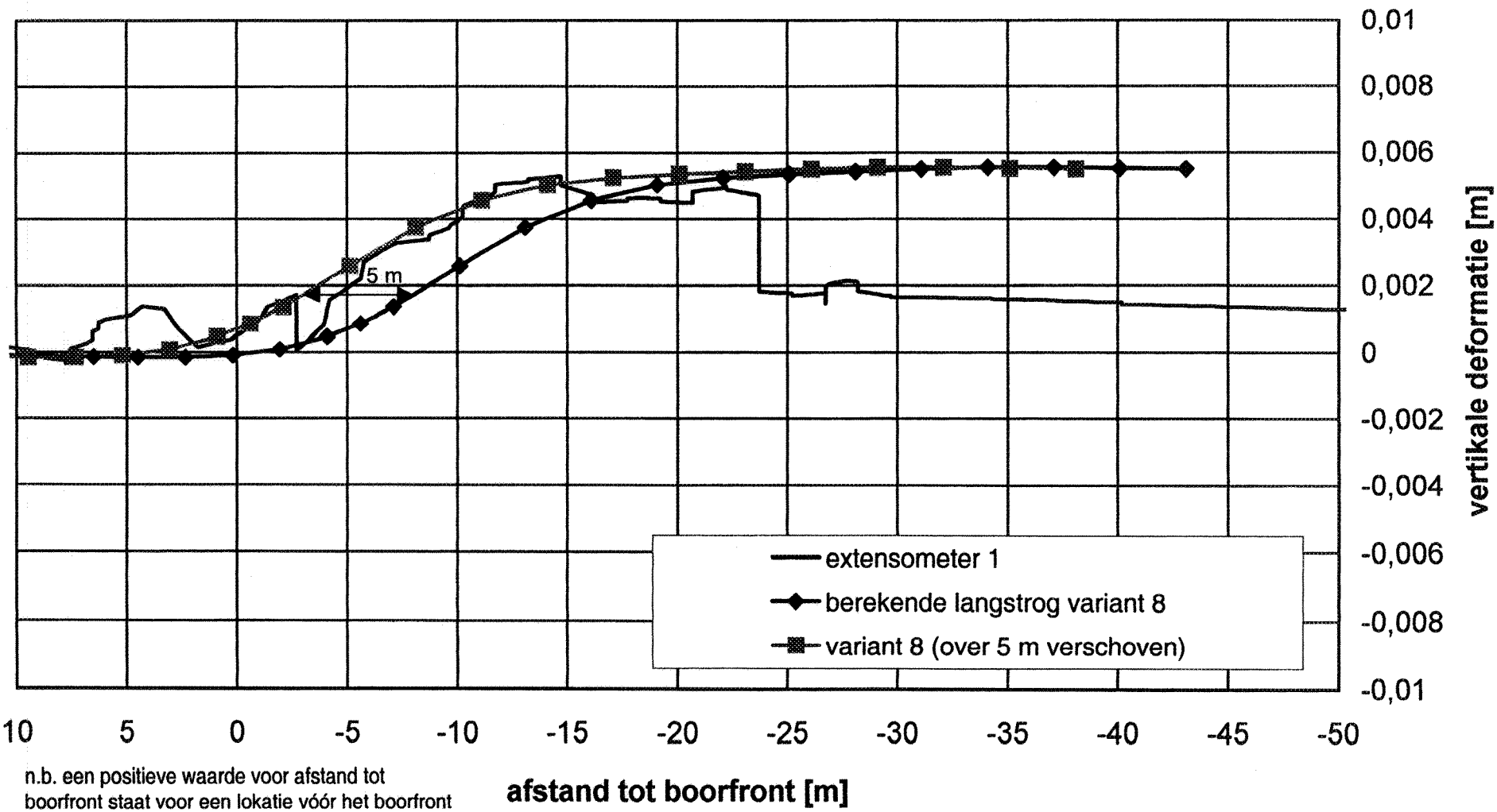

**Horizontale verplaatsing in y'-richting*100 [m]**
**y'-as [m]**

——— Gemeten waarden

- - - - - - - - Berekende waarden

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

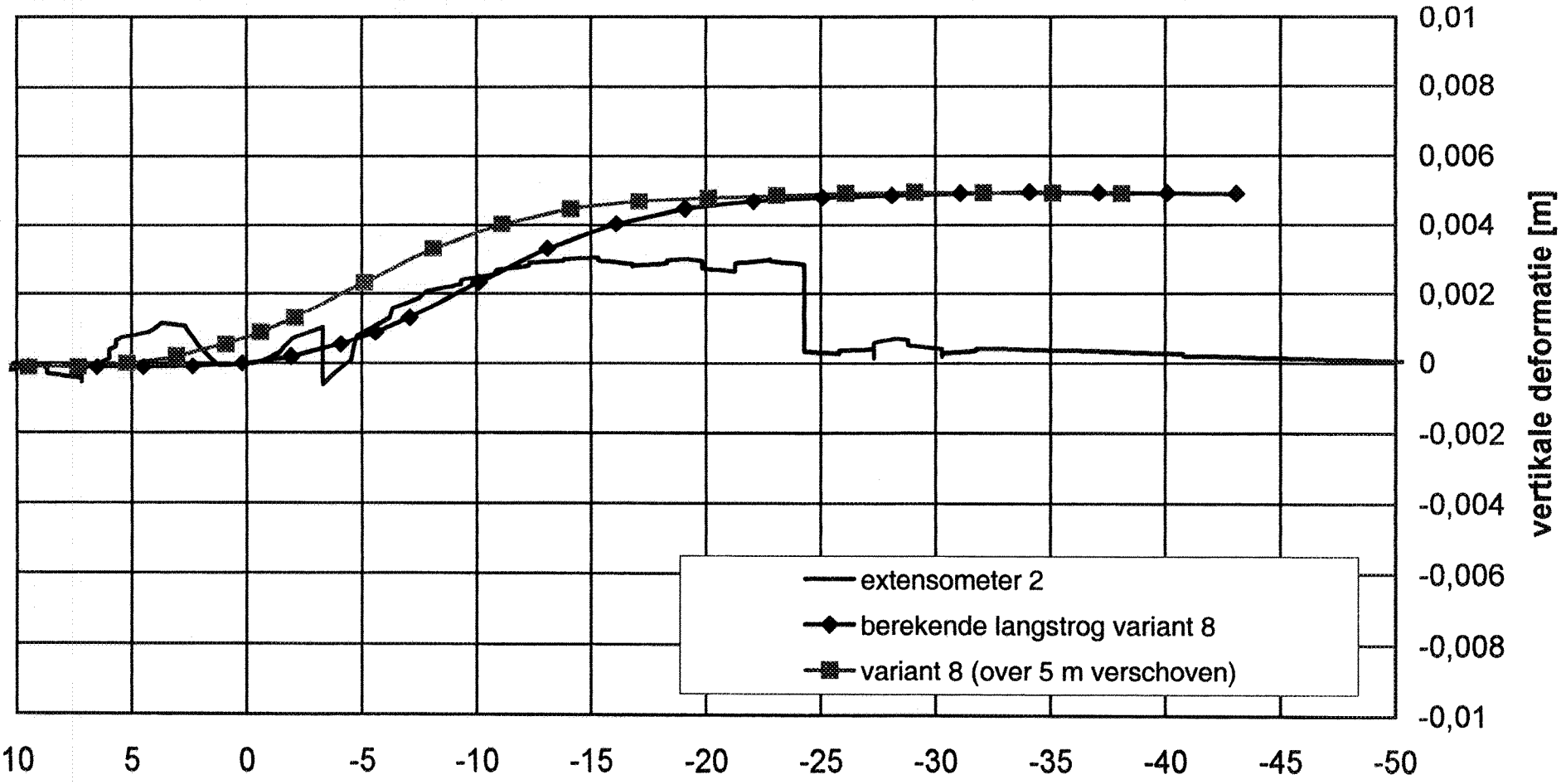
### Berekende en gemeten langstrog




n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

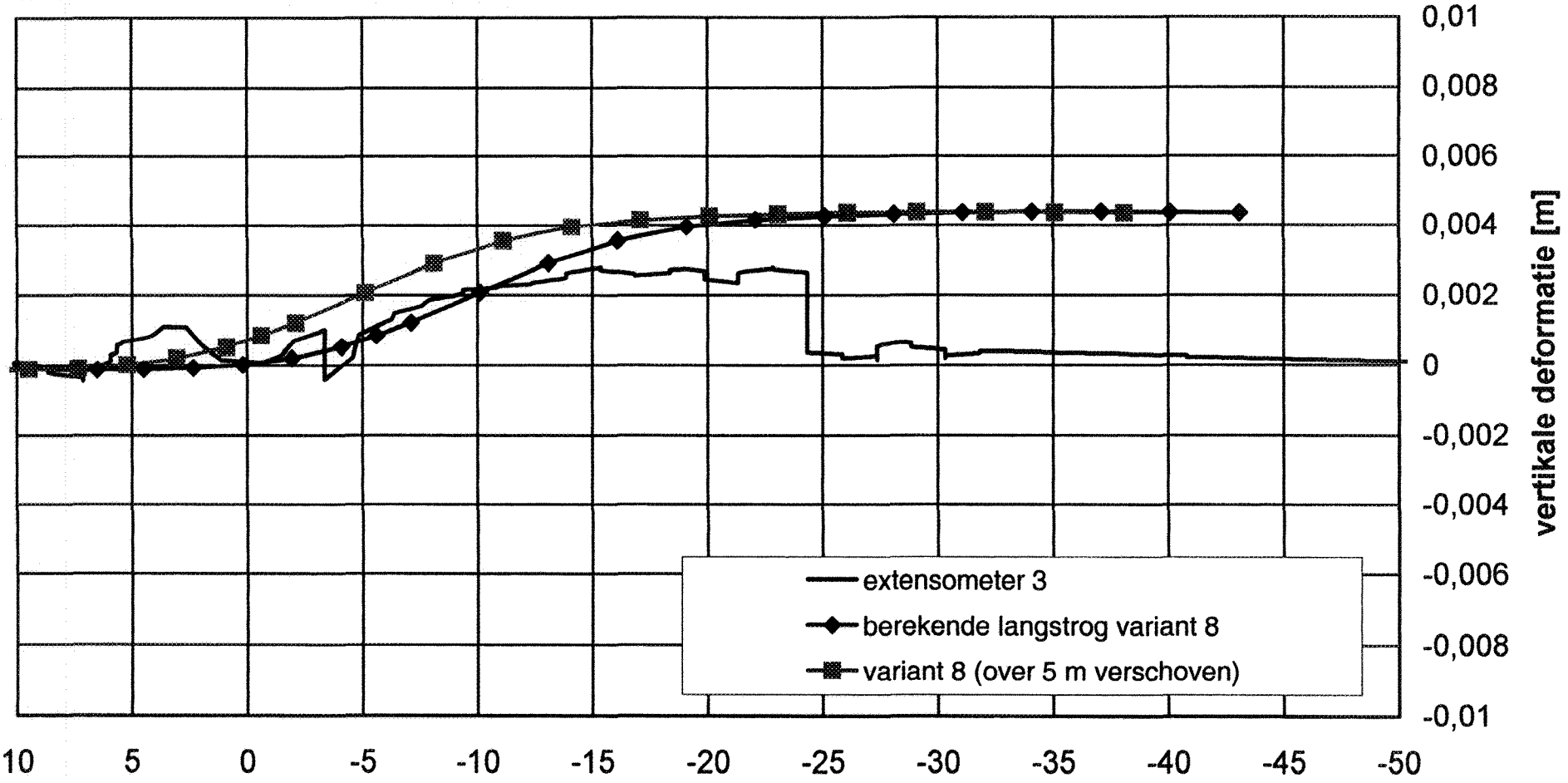
### Berekende en gemeten langstrog




n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

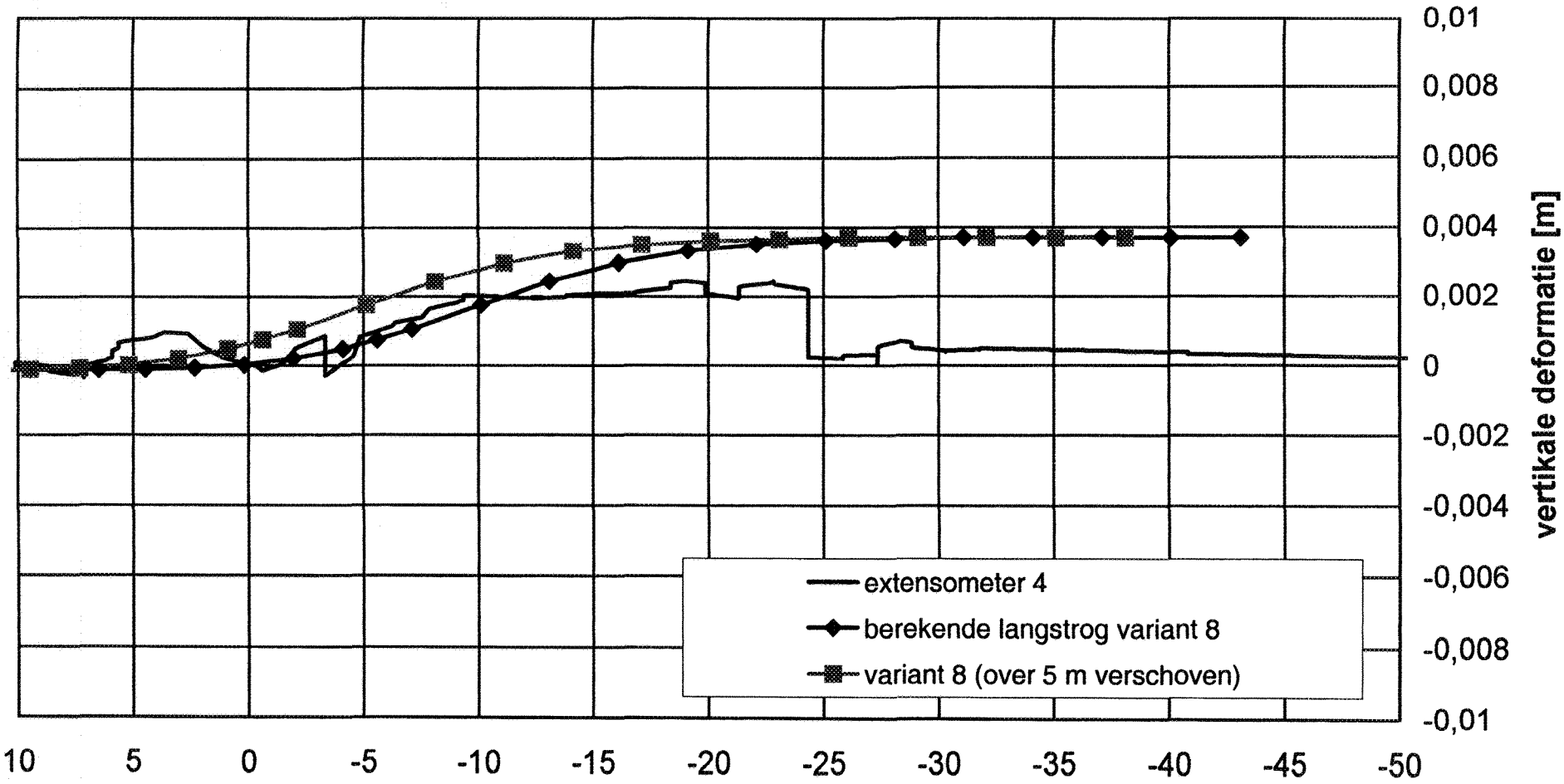
### Berekende en gemeten langstrog




n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

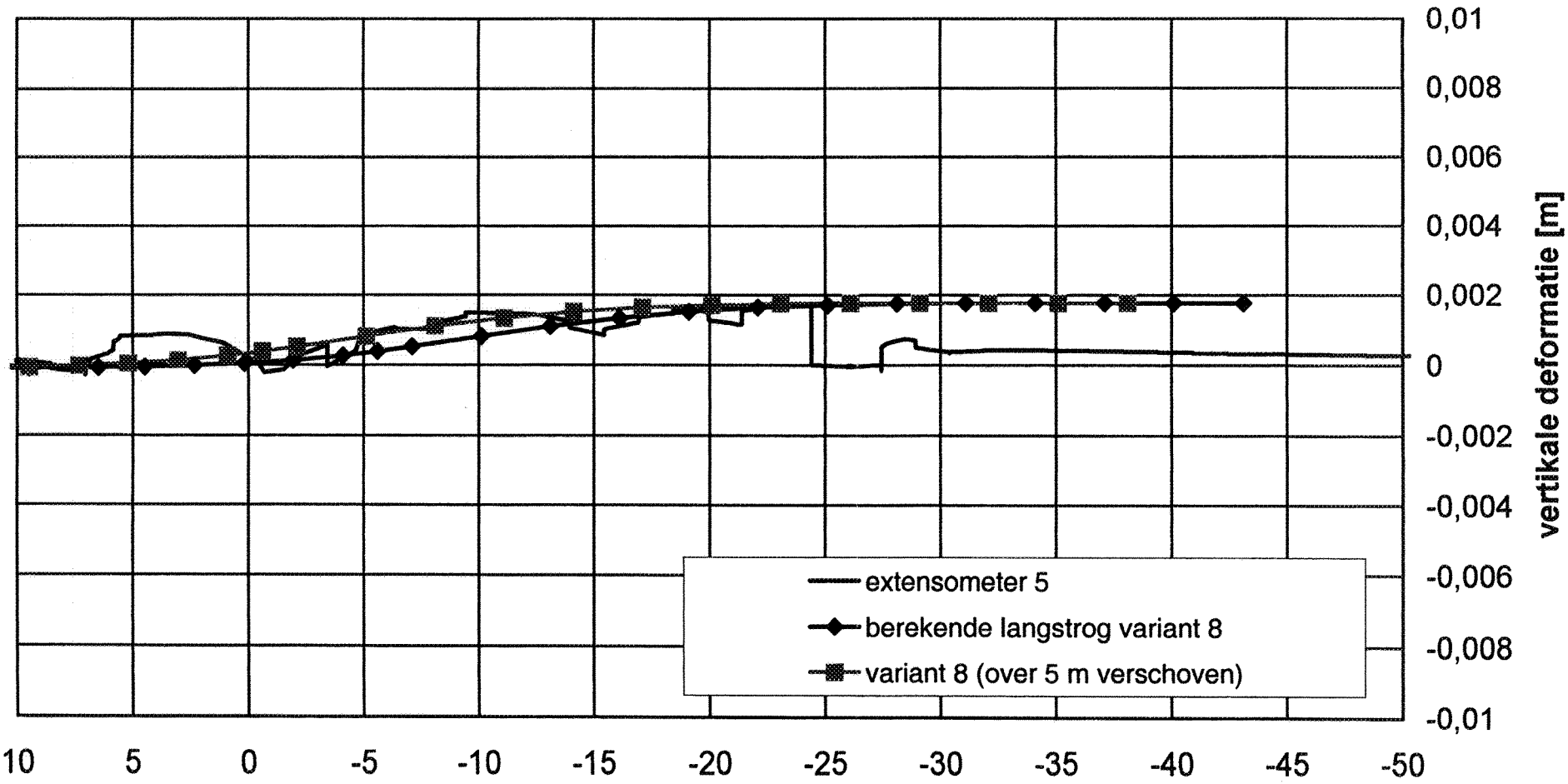
### Berekende en gemeten langstrog




n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront

## Tweede Heinenoordtunnel - Meetveld Zuid

### Berekende en gemeten langstrog




n.b. een positieve waarde voor afstand tot boorfront staat voor een lokatie vóór het boorfront