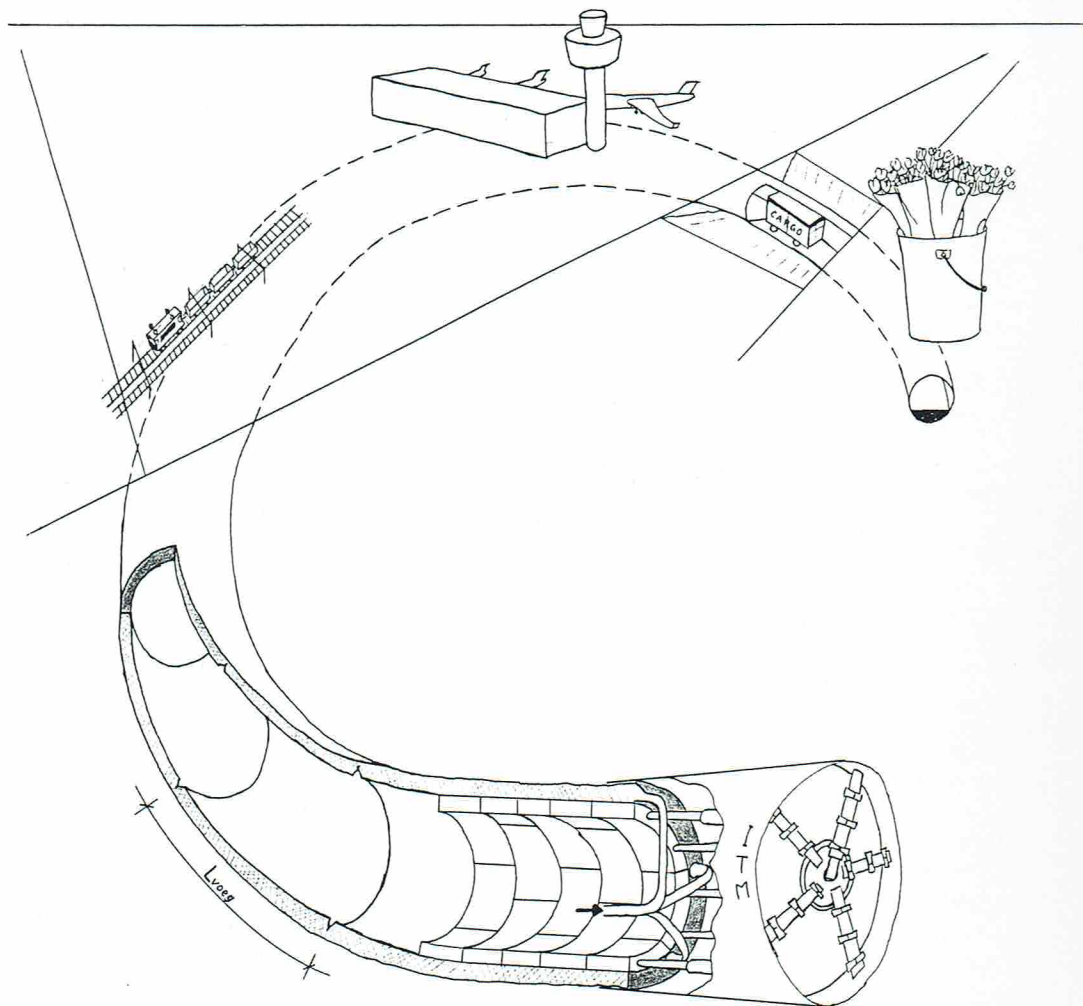


De Industriële Tunnelbouw Methode in het Ondergronds Logistiek Systeem

Een analyse van de tunnel-grond interactie in axiale richting

Augustus 1999

Stefan Buykx



De Industriële Tunnelbouw Methode in het Ondergronds Logistiek Systeem

Een analyse van de tunnel-grond interactie in axiale richting

Afstudeerproject
Stefan Buykx
Augustus 1999

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Geotechniek

Stevinweg 1
2628 CN Delft

Afstudeercommissie:

Prof.ir. A.F. van Tol
ir. K.J. Bakker
ing. H.J. Everts
ir. M.Th.J.H. Smits (Fugro Ingenieursbureau BV)
dr.ir. C. van der Veen

Voorwoord

Dit rapport is het verslag van het afstudeerproject, dat de afronding vormt van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Binnen de faculteit Civiele Techniek hoort het project bij de vakgroep Waterbouwkunde, sectie Geotechniek. In de periode februari tot en met augustus 1999 is het project uitgevoerd als afstudeerstage bij Fugro Ingenieursbureau BV in Leidschendam. Het onderwerp is mede tot stand gekomen in overleg met ITM c.v. in Rotterdam, waar ook enkele weken aan deze studie is gewerkt.

Afstuderen is als de overtreffende trap van studeren. Dat wil zeggen: in kortere tijd meer kennis verzamelen, intensiever werken, een grotere voldoening terugkrijgen, en -paradoxaal genoeg voor een individueel project- overleg plegen met meer mensen dan ooit. Voor afstuderen geldt daarom nog sterker dan voor studeren: je kunt het onmogelijk alleen. Daarom wil ik mijn familie en vrienden, afstudeercommissie, en collega's bij Fugro en ITM heel hartelijk bedanken voor hun morele en inhoudelijke steun, gastvrijheid en humor. Maarten Smits, die mijn stage bij Fugro verzorgde, dank ik in het bijzonder voor zijn enthousiaste, stimulerende begeleiding met steeds de juiste opmerking op het juiste moment.

Kortom, ik heb mijn afstuderen als zeer leerzaam en plezierig ervaren.

Stefan Buykx
Delft, augustus 1999

Inhoudsopgave

Voorwoord	III
Samenvatting	IX
Symbolenlijst	XI
1 Inleiding	1
2 Projectdefinitie: Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project	3
2.1 Inleiding	3
2.2 Probleemstelling	4
2.3 Doelstelling	4
2.4 Opzet van deze studie	4
2.5 Uitgangspunten.....	5
Deel 1	
Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project	
3 Beschrijving van het Ondergronds Logistiek Systeem	11
3.1 Probleemsignalering	11
3.2 Probleemstelling: Goederentransport rondom Schiphol wordt gehinderd door congestie.....	11
3.3 Doelstelling: Het realiseren van een hoogwaardige verbinding tussen Aalsmeer, Schiphol en Hoofddorp	11
3.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten.....	12
3.5 Opzet en organisatie van het OLS-project	12
3.6 Beschrijving van het schetsmatig voorontwerp.....	15
3.6.1 Het tracé	15
3.6.2 Het constructief ontwerp.....	16
3.6.3 De geotechnische aspecten	17
4 Beschrijving van de Industriële Tunnelbouw Methode	19
4.1 Probleemsignalering	19
4.2 Probleemstelling: Bestaande tunnelboortechnieken kosten te veel tijd en geld	19
4.3 Doelstelling: Het ontwikkelen van een goedkopere, continue tunnelbouw methode	20
4.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten.....	20
4.5 De opzet en organisatie van het ITM-project.....	21
4.6 Beschrijving van de bouwwijze.....	23
4.6.1 Ontgraven	23
4.6.2 Constructie van de tunnel.....	24
4.6.3 Ondersteuning van het bouwproces	25
5 De geotechnische en constructieve aspecten van het ITM-ontwerp	27
5.1 Inleiding	27
5.2 Boorproces	28
5.2.1 Combinatie van een hydro- en EPB-schild in een Combi-schild	28
5.2.2 Berekening van de benodigde steundruk	30
5.2.3 Evenwicht van de tunnelboormachine	32
5.2.4 Afdichting van de staartspleet	33

5.2.5	Afdracht van de vijzelkrachten.....	34
5.3	Ontwerp van de constructie.....	35
5.3.1	Dikte van de tunnelmantel.....	35
5.3.2	Belastingen van de grond op de tunnel.....	36
5.3.3	Bepaling van de krachten en vervormingen in de tunnelring.....	38
5.3.4	Invloed van het doorgaande injectieproces op de grondbelasting.....	42
5.3.5	Opdrijven van de tunnel.....	43
5.3.6	Belastingen op de tunnel door liggerwerking.....	45
5.3.7	Belasting van de tunnelmantel door de krimp van het beton.....	45
5.3.8	Dilatatievoegen in de tunnelbuis.....	45
5.4	Levensduur en functionaliteit.....	47
5.4.1	Vervorming van de tunnel.....	47
5.4.2	Scheurvorming in het staalvezelbeton en chemische aantasting.....	48
5.4.3	Gebruiksbelastingen.....	48
5.4.4	Extreme belastingen.....	49
5.4.5	Invloed van de tunnel op maaiveldzakkingen en funderingen.....	49
6	De boortunnels in het OLS-tracé uitgevoerd als ITM-tunnel.....	51
6.1	Inleiding.....	51
6.2	Geotechnisch profiel en geotechnische ontwerpparameters.....	51
6.3	Verticaal alignement van de ITM-tunnels.....	54
6.4	Horizontaal alignement van de ITM-tunnels.....	56
6.5	Constructief ontwerp van de ITM-tunnels.....	59
6.6	Kruisingen van de ITM-tunnels met andere infrastructuur.....	59

Deel 2

Interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting

7	Mechanicamodel voor het bepalen van de krachten en verplaatsingen in axiale richting in een ITM-tunnel.....	65
7.1	Inleiding.....	65
7.1.1	Probleemstelling.....	65
7.1.2	Doelstelling.....	65
7.1.3	Analyse van de belastingen en sterkte van een ITM-tunnel in lengterichting.....	65
7.2	Uitgangspunten bij de opzet van het mechanicamodel.....	68
7.3	Uitwerking van het analytische mechanicamodel ten behoeve van het bepalen van de maximale voegafstand.....	69
7.3.1	Algemene oplossing.....	69
7.3.2	Berekening van de maximale voegafstand.....	70
7.4	Analyse van het model.....	73
7.4.1	Mogelijkheden en beperkingen van het model.....	73
7.4.2	Parameterstudie.....	75
7.4.3	Conclusies.....	78
8	Bepaling van de stijfheid van de grond-tunnel interactie in axiale richting.....	81
8.1	Inleiding.....	81
8.2	Berekening grondstijfheid op basis van NEN 6743.....	82
8.3	Grondstijfheid op basis van metingen bij pipe jacking.....	84
8.4	Grondstijfheid op basis van een lineair-elastisch model.....	87
8.5	Grondstijfheid op basis van een eindige elementen methode: Plaxis.....	89
8.5.1	Inleiding.....	89
8.5.2	Berekening van de evenredigheidsconstante κ met behulp van Plaxis.....	91
8.5.3	Plaxis-berekening van de grondstijfheid met het Mohr-Coulomb grondmodel.....	95
8.6	Conclusie: keuze voor het lineair-elastisch model.....	100

9	Bepaling van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel.....	103
9.1	Aanvullingen op het mechanicamodel.....	103
9.2	Methode voor de bepaling van de maximale voegafstand.....	107
9.3	Toepassingsvoorbeeld: Ondergronds Logistiek Systeem.....	111
10	Conclusies en aanbevelingen.....	115
	Literatuurlijst	117
	Bijlagen	119
Bijlage I	Voorkeurstracé van het Ondergronds Logistiek Systeem	
Bijlage II	Vergelijking inzetbaarheid verschillende boorschilden in diverse grondsoorten	
Bijlage III	Steundrukberekening en bepaling van de minimale dekking	
Bijlage IV	Berekening van de krachten in de dwarsdoorsnede van de ITM-tunnel	
Bijlage V	Berekening minimale dekking ter voorkoming van het opdrijven van de tunnel	
Bijlage VI	Verticaal alignement en geotechnisch lengteprofiel van de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem	
Bijlage VII	Achtergrondtheorie bij de afleiding van het mechanicamodel	
Bijlage VIII	Spreadsheet van het mechanicamodel	
Bijlage IX	Theorie bij afleiding lineair-elastische grondstijfheid	
Bijlage X	Plaxis-uitvoer van de lineair-elastische berekeningen	
Bijlage XI	Plaxis-uitvoer van de berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel	
Bijlage XII	Aanvulling op het mechanicamodel: lineair verloop van de temperatuur	
Bijlage XIII	Spreadsheet van het definitieve mechanicamodel	

Samenvatting

Het project Ondergronds Logistiek Systeem (OLS) moet resulteren in een betrouwbare verbinding voor het transport van bloemen tussen de bloemenveiling in Aalsmeer, Schiphol en een toekomstige railterminal bij Hoofddorp. In het tracé van het OLS zijn drie segment-boortunnels opgenomen. Een variant voor de uitvoering van deze boortunnels, is de Industriële Tunnelbouw Methode (ITM). Dit is een innovatieve techniek, waarmee wordt beoogd middels continue extrusie van staalvezelbeton in kortere tijd een goedkopere boortunnel aan te leggen, vergeleken met een segment-boortunnel. In deze studie is onderzocht hoe de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS kan worden toegepast. Eén specifiek ITM-aspect, de tunnel-grond interactie ten gevolge van een temperatuurverkorting, is nader onderzocht.

Deelstudie 1: Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project

Uit een inventarisatie van de geotechnische en constructieve ontwerpaspecten van de ITM en het OLS-project is onder andere het volgende gebleken. Het ITM-Combi-schild maakt het mogelijk te boren in de verschillende grondsoorten, die bij het OLS voorkomen. De belastingen van de grond op de tunnel worden beïnvloed door het injectieproces van het staalvezelbeton. Het staalvezelbeton heeft gunstige eigenschappen ten aanzien van extreme belastingen, zoals brand en explosie. De invloed van een ITM-tunnel op maaiveldzakkingen en funderingen kan beperkt blijven. Dit is gunstig met het oog op de kruisingen van het OLS-tracé met "bijzondere" infrastructuur, zoals de Haarlemmermeer Ringvaart, de Kaagbaan op Schiphol en de rijksweg A4. De ITM-tunnels in het OLS-tracé blijken grotendeels in (matig) vast zand te liggen, en voor een deel op de grens van Holocene klei- en veenlagen en Pleistoceen zand.

Deelstudie 2: Interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting

Bij de ITM wordt continu staalvezelbeton geïnjecteerd tussen een binnenbekisting en de ontgraven grond. Dit beton warmt tijdens het verharden eerst op, en koelt vervolgens af. De verkorting bij afkoelen wordt gehinderd door de omringende grond, zodat in axiale richting een trekspanning in de tunnelbuis ontstaat. De scheurvorming, die hierdoor wordt veroorzaakt, wordt beheerst door het inzagen van dilatatievoegen in de tunnelwand.

In deze deelstudie is een mechanicamodel opgesteld, waarmee de maximale voegafstand (l_{voeg}) kan worden berekend. De stijfheid van de grond (k) is hierin een bepalende parameter ($l_{voeg} \sim \sqrt{EA_{tunnel}/k}$). Onderzocht is, hoe k kan worden bepaald. De analytische oplossing met een quasi-elastisch model is hiertoe, in vergelijking met andere onderzochte methoden, het best geschikt. De stijfheid k is hierin afhankelijk van de voegafstand, zodat k en l_{voeg} iteratief moeten worden berekend. Door de 2-dimensionale benadering van het probleem is deze methode niet geldig voor $l_{voeg} < 3 \cdot \text{straal tunnel}$, en beperkt geldig voor grote voegafstanden.

Het model is toegepast op de ontwerpparameters van het Ondergronds Logistiek Systeem. Op basis van die parameterstudie kunnen de volgende conclusies worden getrokken. De voegafstand kan in het ontwerp worden vergroot door te kiezen voor een hoge voortgangssnelheid, het dieper inzagen van de voeg, een grotere wanddikte, en een ondiepe ligging van de tunnel (i.v.m. lagere stijfheid van de grond). Een aanzienlijke besparing op het totale aantal dilatatievoegen kan worden bereikt, door de voegafstand langs het tracé te variëren. Het beperkte geldigheidsgebied van de afgeleide methode, blijkt een grote beperking bij het berekenen van de maximale voegafstand. Hieruit volgt de aanbeveling om de stijfheid van de grond, met name voor korte voegafstanden, nader te onderzoeken met een 3-dimensionaal model.

Symbolenlijst

Hieronder worden de grootheden (en afkortingen) weergegeven, die in dit rapport zijn gebruikt, met bijbehorende eenheden. De symbolen worden zo veel mogelijk ook bij de betreffende vergelijking of tabel verklaard. Enkele grootheden zijn slechts lokaal gebruikt, en daarom niet opgenomen in deze lijst.

Latijnse letters

A	= oppervlak van de tunneldwarsdoorsnede [m ²]
c'	= effectieve cohesie [N/m ²]
C _p	= primaire samendrukkingscoëfficiënt [-]
C _s	= secundaire samendrukkingscoëfficiënt [-]
d	= dikte van de tunnelwand [m]
D _{inw}	= inwendige diameter van de tunnel [m]
D _{uitw}	= uitwendige diameter van de tunnel [m]
E	= elasticiteitsmodulus van de grond [N/m ²]
E _b	= elasticiteitsmodulus van het staalvezelbeton [N/m ²]
EA	= axiale rekstijfheid van de tunnel [N]
f _{ck}	= karakteristieke kubusdruksterkte (B-waarde van beton) [N/m ²]
f _{undr}	= ongedraineerde schuifsterkte [N/m ²]
F	= kracht, afzetkracht van de tunnelboormachine [N]
G	= gewicht of kracht [N]
G	= glijdingsmodulus van de grond [N/m ²]
h	= afstand tunnel - maaiveld (dekking) [m]
I	= traagheidsmoment [m ⁴]
k	= schuifstijfheid van de axiale tunnel-grond interactie [N/m ²]
K _a	= actieve gronddrukcoëfficiënt [-]
K ₀	= neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]
l	= lengte [m]
l _{voeg}	= maximale voegafstand [m]
L _{kist}	= lengte van de binnenbekisting [m]
L _{TBM}	= lengte van (het schild van) de tunnelboormachine [m]
M	= moment(snede)kracht [Nm]
N	= normaal(snede)kracht [N]
N _t	= snedekracht waarbij de tunnelwand begint te scheuren [N]
O	= omtrek van de tunnelbuis [m]
p	= langs de tunnel verdeelde reactiekracht [N/m]
p	= waterdruk [N/m ²]
P	= steundruk aan het boorfront [N/m ²]
r	= radiale coördinaatrichting [m]
r _m	= straal tot begrenzing continuüm model [m]
R	= systeemstraal (straal tot hartlijn tunnelwand) [m]
R _{inw}	= inwendige straal van de tunnel [m]
R _{uitw}	= uitwendige straal van de tunnel [m]
t	= tijd [s]
T	= temperatuur [K]
u	= (relatieve) verplaatsing [m]
v	= voortgangssnelheid tunnelboormachine [m/s]
VA	= "maximale voegafstand"/D _{inw} [-]
x	= axiale coördinaatrichting [m]
z	= verticale coördinaatrichting [m]

Griekse letters

α	= tunnel-grond interactie parameter: $\sqrt{(k/EA)}$ [-]
α_t	= temperatuuruitzettingscoëfficiënt van staalvezelbeton [K^{-1}]
β	= inzaagdiepte t.p.v. dilatatievoeg gedeeld door de wanddikte [-]
γ	= veiligheidsfactor [-]
γ_{beton}	= volumiek gewicht van staalvezelbeton [N/m^3]
γ_{droog}	= volumiek gewicht van droge grond [N/m^3]
γ_{nat}	= volumiek gewicht van verzadigde grond [N/m^3]
γ_{water}	= volumiek gewicht van water [N/m^3]
δ	= wandwrijvingshoek, hoek van wrijving tussen grond en beton [$^\circ$]
ε	= rek [-]
ε_{cr}	= rek bij scheuren van het staalvezelbeton (c=concrete, r=rupture) [-]
ε_u	= rek bij volledig bezwijken staalvezelbeton (u=ultimate) [-]
θ	= tangentiële coördinaatrichting [rad]
λ	= elasticiteitsconstante van Lamé [N/m^2]
μ	= elasticiteitsconstante van Lamé [N/m^2]
μ	= wrijvingscoëfficiënt [-]
ν	= dwarscontractiecoëfficiënt [-]
σ	= spanning [N/m^2]
σ_{cr}	= spanning waarbij het staalvezelbeton scheurt [N/m^2]
σ_h, σ_v	= horizontale, resp. verticale gronddruk [N/m^2]
σ'_h, σ'_v	= horizontale, resp. verticale effectieve- of korrelspanning [N/m^2]
$\sigma'_{r,\text{gem}}$	= gemiddelde radiale korrelspanning [N/m^2]
τ	= schuifspanning [N/m^2]
φ'	= effectieve hoek van inwendige wrijving [$^\circ$]
ψ	= dilatatiehoek [$^\circ$]

Enkele veel gebruikte indices

as	= tunnel-as, zijkant van de tunnel
d	= rekenwaarde (d=design)
gem	= gemiddelde waarde
max	= maximale waarde
o.k.	= onderkant van de tunnel
top	= bovenkant van de tunnel

1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de achtergronden beschreven, waartegen deze studie zich afspeelt. Daarnaast wordt in het kort de opbouw van dit rapport aangeduid. De niet-technisch-geïnteresseerde lezer kan volstaan met het lezen van hoofdstuk 1 t/m 4. Voor de uitwerking van de doelstelling van dit rapport dienen de hoofdstukken 2 en 5 t/m 10 te worden gelezen.

Het ondergronds bouwen staat in Nederland volop in de belangstelling. Als reden hiervoor kunnen twee factoren worden genoemd. Ten eerste bestaat in een deel van Nederland voor sommige activiteiten bovengronds een "gebrek aan ruimte". Het (weg)transport van goederen, bijvoorbeeld, ondervindt steeds meer last van oponthoud en levert bovendien zelf veel overlast op voor de omgeving. Dit wordt ervaren als ruimtegebrek, omdat de wens tot het uitbreiden van infrastructuur in conflict komt met andere ruimtebehoeften, zoals wonen en recreëren. Het gebruik van extra ruimte ondergronds, wordt beschouwd als een mogelijke oplossing voor dit probleem. Ten tweede maakt de gunstige economische situatie in Nederland ondergronds bouwen momenteel haalbaar. Ondergrondse constructies zijn over het algemeen duurder in aanleg dan vergelijkbare voorzieningen bovengronds. De noodzakelijke investeringen moeten worden terugverdiend door baten als verminderde omgevingshinder en meervoudig ruimtegebruik mee te rekenen. Kortom, er bestaat een ruimtebehoefte voor "hinderlijke" activiteiten zoals transport en tegelijkertijd is er de ruimte voor investeringen. Deze combinatie leidt tot de wens om ondergrondse infrastructuur aan te leggen en om de kennis op het gebied van ondergronds bouwen te vergroten.

Het project 'Ondergronds Logistiek Systeem Schiphol – Aalsmeer' (OLS) is een goed voorbeeld van de geschetste ontwikkeling. Het wegvervoer tussen Schiphol en de bloemenveiling in Aalsmeer neemt toe. Dit levert steeds meer hinder op voor de omgeving en bovendien neemt de bereikbaarheid snel af. Omdat de concurrentiepositie zo onder druk komt te staan, is er een dringende behoefte aan een ongestoorde verbinding. De goederen die naar, tussen en vanaf Aalsmeer en Schiphol worden vervoerd zijn hoogwaardig en tijdkritisch, bijvoorbeeld luchtvracht en bloemkwekerijproducten. Omdat snelheid en betrouwbaarheid van afleveren voor deze goederen van groot belang is, wegen de verwachte baten van een ongestoorde (grotendeels ondergrondse) verbinding op tegen de benodigde investeringen. Het OLS zorgt voor een verbinding tussen de bloemenveiling in Aalsmeer, Schiphol en een (nog te bouwen) railterminal bij Hoofddorp. Deze laatste waarborgt via het (inter)nationale spoornetwerk de bereikbaarheid van de aanvoer- en afzetmarkten in heel Europa.

In het OLS zijn drie geboorde tunnels voorzien. In het schetsmatig voorontwerp wordt uitgegaan van een uitvoering als segment-tunnels, een technisch en economisch haalbaar ontwerp. Echter, mogelijk wordt het OLS een "proef-project" waarin innovatieve (boortunnel)technieken getest kunnen worden. De al genoemde behoefte aan het ontwikkelen van kennis omtrent ondergronds bouwen ligt hieraan ten grondslag. Parallel aan het maken van het voorontwerp, is daarom een onderzoekstraject opgestart. Hierin worden de mogelijkheden voor inpassing van verschillende innovatieve technieken in het OLS-project onderzocht.

Eén van de mogelijke innovaties is het toepassen van de Industriële Tunnelbouw Methode (ITM). Het doel van de ITM is om, vergeleken met een segment-tunnel, middels een continu bouwproces in kortere tijd een goedkopere boortunnel aan te leggen. Een ITM-tunnel verschilt van een segment-tunnel in de manier waarop de tunnelmantel wordt aangebracht. In plaats van het aanbrengen van geprefabriceerde segmentstenen, wordt bij de ITM de tunnelmantel middels extrusie van staalvezelbeton ter plaatse gestort.

De Industriële Tunnelbouw Methode heeft een aantal karakteristieke aspecten. Direct achter de tunnelboormachine wordt continu beton geïnjecteerd in de ruimte tussen een binnenbekisting en de omringende grond. Zo ontstaat een monoliet van beton. Door de tunnelring deels over de wand in te zagen, worden kunstmatig dilatatievoegen aangebracht. De opbouw van temperatuur(trek)spanningen in de lengterichting, en de plaats en grootte van scheuren worden daarmee beheerst. Een ander voorbeeld betreft de spanningsverdeling rondom de tunnelmantel. Doordat het beton onder druk wordt aangebracht, wordt de initiële spanning van de omringende grond verhoogd. De spanningsverhoging wordt echter beïnvloed (gereduceerd) door de voortgang van het injectieproces.

Om te kunnen bepalen of een ITM-tunnel in te passen is in het OLS-project is onderzoek noodzakelijk. Deze studie draagt daar op twee manieren aan bij. Enerzijds zijn de bijzondere randvoorwaarden van het Ondergronds Logistiek Systeem en de Industriële Tunnelbouw Methode geïnventariseerd. Anderzijds is één specifiek aspect onderzocht door een model te ontwikkelen voor het bepalen van de maximale afstand tussen de dilatatievoegen.

Overeenkomstig de tweeledige doelstelling is het rapport opgebouwd uit twee deelstudies. Deel 1: "Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project", beslaat de hoofdstukken 3 t/m 6. Hierin zijn de geotechnische en constructieve aspecten van het OLS en de ITM geïnventariseerd. Verschillende ITM-ontwerpaspecten zijn voor het Ondergronds Logistiek Systeem uitgewerkt. Deel 2: "Interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting", omvat de hoofdstukken 7 t/m 9. De opzet van het model, dat is gemaakt om de maximale afstand tussen de dilatatievoegen te kunnen bepalen, wordt hierin beschreven. In hoofdstuk 8 wordt een uitgebreide analyse gegeven van vier verschillende methoden ter bepaling van de stijfheid van de tunnel-grond interactie. Tot slot zijn in hoofdstuk 10 de conclusies en aanbevelingen vermeld.

N.B. In paragraaf 2.4 is de opzet van deze studie verder uitgewerkt.

Opmerking: Voor zowel het Ondergronds Logistiek Systeem als voor de Industriële Tunnelbouw Methode geldt, dat dit "levende" projecten zijn. Dat wil zeggen, dat tijdens de periode van het afstudeerproject vanuit de betreffende organisaties steeds nieuwe/andere informatie beschikbaar komt. Teneinde te voorkomen dat het afstudeerproject hiervan afhankelijk wordt, is in principe de informatie die op 1 januari 1999 beschikbaar was als uitgangspunt gekozen. Waar in deel 1 "momenteel" of "op dit moment" staat geldt daarom als (fictief) moment van schrijven: 1-1-1999, voor deel 2 geldt: 1-6-1999.

2 Projectdefinitie: Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project

In dit hoofdstuk worden de probleemstelling en doelstelling van deze studie gegeven. In paragraaf 2.4 wordt aangegeven hoe deze doelstelling in dit rapport is uitgewerkt. Tot slot worden in paragraaf 2.5 de randvoorwaarden en uitgangspunten beschreven, die bij de uitwerking van de doelstelling zijn gehanteerd.

2.1 Inleiding

Momenteel worden er plannen gemaakt om het transport tussen Schiphol en de bloemenveiling in Aalsmeer te verbeteren. Het is van groot economisch belang dat dit transport snel en betrouwbaar verloopt. En daarom wordt het Ondergronds Logistiek Systeem (OLS) ontworpen. Het transport van goederen tussen Aalsmeer, Schiphol en een (nog te bouwen) railterminal bij Hoofddorp kan dan, zonder enige belemmering, door een tunnel plaatsvinden.

Voor deze tunnel wordt op dit moment een schetsmatig voorontwerp uitgewerkt. Voor drie delen van het tracé wordt in een segment-boortunnel voorzien. Dit ontwerp lijkt technisch en economisch haalbaar te zijn. Echter, mogelijk wordt het OLS een "proef-project" waarin innovatieve (boortunnel)technieken getest kunnen worden. Daarom wordt, parallel aan het maken van het voorontwerp, de mogelijkheid voor inpassing van verschillende innovatieve technieken in het OLS-project onderzocht.

De Industriële Tunnelbouw Methode (ITM) is één van die alternatieven. Het doel van de ITM is om, vergeleken met een segment-tunnel, middels een continu bouwproces in kortere tijd een goedkopere boortunnel aan te leggen. Een ITM-tunnel verschilt van een segment-tunnel in de manier waarop de tunnelmantel wordt aangebracht. In plaats van het aanbrengen van geprefabriceerde segmentstenen, wordt bij de ITM de tunnelmantel middels extrusie van staalvezelbeton ter plaatse gestort. Continu wordt direct achter de tunnelboormachine beton geïnjecteerd in de ruimte tussen een binnenbekisting en de omringende grond. Hierdoor zitten er in de tunnelmantel geen langsvogen en worden ring- of dilatatievogen kunstmatig aangebracht. Een ITM-tunnel gedraagt zich daarom niet in alle opzichten hetzelfde als een segment-tunnel.

Een voorbeeld van zo'n specifiek ITM-aspect is het constructieve gedrag van de tunnelbuis in axiale richting. Het geëxtrudeerde staalvezelbeton krimpt tijdens het verharden en met name door afkoeling. Samen met belastingen uit het bouwproces zorgt dit voor een rek in de lengterichting van de tunnel. Deze axiale rek wordt gehinderd door de wrijving tussen de tunnelbuis en de omringende grond. Het gevolg is dat er (trek)spanningen ontstaan in de wand van de tunnel. En omdat staalvezelbeton zeer bros reageert onder trekbelasting, zullen er scheuren ontstaan in de tunnelwand. Door dilatatievogen in de tunnel aan te brengen wordt de plaats van de scheuren vastgelegd. Bovendien krijgt de tunnelbuis hiermee een zekere rotatiecapaciteit in lengterichting.

Is een ITM-tunnel een goed alternatief, dat toegepast kan worden in het OLS-project? Om deze vraag te kunnen beantwoorden, is het onder andere nodig om inzicht te hebben in de specifieke geotechnische en constructieve aspecten van de Industriële Tunnelbouw Methode. De invloed van de randvoorwaarden van het OLS-project op het ITM-ontwerp dient daarnaast bekend te zijn. Een studie hiernaar past in het onderzoek naar de toepassing van innovaties in het Ondergronds Logistiek Systeem.

2.2 Probleemstelling

De Industriële Tunnelbouw Methode vormt mogelijk een alternatief voor de drie segment-boortunnels in het schetsmatig voorontwerp van het Ondergronds Logistiek Systeem. Het is niet bekend hoe een ITM-tunnel zich, met betrekking tot de geotechnische en constructieve aspecten, binnen de randvoorwaarden van het OLS-project gedraagt. Bijvoorbeeld ten aanzien van de belastingen op, en de sterkte van een ITM-tunnel in axiale richting, bestaan verschillende onzekerheden. De interactie tussen de grond en de tunnelwand, en daarmee de opbouw van de spanningen in lengterichting, is onbekend. Hierdoor is eveneens onduidelijk hoe groot de maximale afstand tussen de dilatatievoegen in de tunnelwand is.

2.3 Doelstelling

De doelstelling van deze studie is tweeledig. Eerst wordt middels een literatuurstudie een inventarisatie gemaakt van de specifieke geotechnische en constructieve aspecten van het ITM-ontwerp. Het doel hiervan is te onderzoeken hoe een ITM-tunnel in het OLS-project kan worden ingepast. Het tweede doel van deze studie is om de maximale afstand tussen de dilatatievoegen in de tunnelwand te bepalen, op basis van axiale belastingen. Hiertoe wordt met name de (wrijvings)interactie tussen de tunnelbuis en de omringende grond bestudeerd.

2.4 Opzet van deze studie

Hieronder wordt beschreven hoe de doelstelling van deze studie in dit rapport wordt uitgewerkt.

De twee delen van de doelstelling zijn ieder in een aparte deelstudie uitgewerkt. Deelstudie 1 is een weergave van de literatuurstudie, waarin het ITM-ontwerp en het OLS-project zijn bestudeerd. Uit de "toepassing" van de ITM in het OLS, volgen de ontwerpparameters ten behoeve van deelstudie 2. Vervolgens bevat deelstudie 2 de uitwerking van het tweede doel. De opzet van een model voor het bepalen van de maximale voegafstand, en het onderzoek naar de tunnel-grond interactie, worden daarin beschreven. In de bijlagen bij het rapport zijn met name een aantal berekeningen, en afleidingen bij berekeningen opgenomen. De indeling van de hoofdstukken is als volgt:

Hoofdstuk 1 en 2

Inleiding en definitie van doelstelling en uitgangspunten.

Deel 1: hoofdstuk 3 t/m 6

- In de hoofdstukken 3 en 4 worden het Ondergronds Logistiek Systeem en de Industriële Tunnelbouw Methode beschreven "ter kennismaking" met deze twee projecten. Het kader, waarin dit onderzoek zich afspeelt wordt in deze hoofdstukken geschetst. Van beide projecten worden achtereenvolgens beschreven: de probleem- en doelstelling, de belangrijkste randvoorwaarden en uitgangspunten, de opzet en organisatie van het betreffende project, en het (voorlopige) ontwerp.
- Hoofdstuk 5 is het verslag van een uitgebreide inventarisatie van de geotechnische en constructieve ontwerpaspecten van de Industriële Tunnelbouw Methode. Daarin is een onderverdeling gemaakt naar de aspecten, die met name betrekking hebben op het boorproces, op het ontwerp van de constructie, of op de levensduur van een ITM-tunnel. Omdat de ITM een innovatieve uitvoeringsvariant is voor de aanleg van een boortunnel, is in dit hoofdstuk ook aangegeven welke ITM-onderdelen afwijken ten opzichte van een segment-boortunnel.

- In hoofdstuk 6 wordt de inpassing van de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem beschreven. Na vaststellen van het geotechnisch profiel en de grondparameters, wordt het verticaal alignement uitgewerkt. De beschrijving van het (horizontaal) tracé is beperkt tot een inventarisatie van de "kritieke punten" in het tracé, te weten: kruisingen met andere infrastructuur en de passage van belendingen. Op basis van enkele (in de bijlagen bij hoofdstuk 6 uitgewerkte) berekeningen, wordt een "schetsmatig ontwerp" voor de ITM-tunnels in het OLS opgesteld. Uit dit ontwerp zijn de ontwerpparameters ten behoeve van deelstudie 2 afgeleid (zie paragraaf 2.5).

Deel 2: hoofdstuk 7 t/m 9

- De noodzaak voor het aanbrengen van dilatatievoegen in een ITM-tunnel is het gevolg van de door de grond gehinderde temperatuurverkorting van de tunnelbuis. Bij dit probleem speelt een groot aantal parameters een rol. Teneinde het voegenprobleem te kunnen begrijpen, en de invloed van de diverse parameters te kunnen onderzoeken, is een model nodig dat de samenhang tussen snedekrachten en verplaatsingen in de tunnel beschrijft. De opzet van dit mechanicamodel wordt in hoofdstuk 7 beschreven.
- De stijfheid van de interactie tussen grond en tunnel (k) is een voor de voegafstand bepalende, maar nog onbekende parameter. In hoofdstuk 8 worden daarom vier methoden uitgebreid onderzocht, en onderling vergeleken, waarmee de stijfheid van de grond kan worden bepaald.
- Door samenvoeging van het model voor de grondstijfheid en het mechanicamodel, wordt een "complete" methode gevonden voor het bepalen van de maximale voegafstand. Deze methode wordt beschreven in hoofdstuk 9, inclusief enkele aanvullingen op het mechanicamodel, en een analyse van de uitgangspunten. Via een parameterstudie met de ontwerpparameters van OLS, wordt een koppeling gemaakt naar deelstudie 1.

Hoofdstuk 10

Het laatste hoofdstuk bevat de conclusies en aanbevelingen van het rapport.

2.5 Uitgangspunten

Deze paragraaf bevat het "Programma Van Eisen" van dit rapport. De randvoorwaarden en uitgangspunten zijn deels overgenomen uit de literatuur, zie met name de hoofdstukken 3 en 4. Deels zijn ontbrekende ontwerpgegevens in dit rapport afgeleid, zie met name de hoofdstukken 5 en 6. De vermelde waarden hebben sterk het karakter van uitgangspunten. Dit, omdat voor het OLS-project en voor de inpassing van de ITM daarin, vooralsnog beperkt gegevens beschikbaar zijn. De uitgangspunten, die gehanteerd zijn bij het opstellen van het model van de tunnel-grond interactie, worden uitgebreid behandeld in deelstudie 2.

Ondergronds Logistiek Systeem

Tracé en geometrie:

- Voor het tracé wordt uitgegaan van het "Oude Meer tracé" (voorkeustracé uit [40]). Dit is beschreven in paragraaf 3.6.1 en weergegeven in bijlage I. Dit tracé definieert de plaats en lengte van de boortunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem.
- $D_{inw} = 5$ m, de inwendige diameter van de boortunnels in het OLS.
- Helling = 12 %, het maximale hellingspercentage (i.v.m. de voertuigen in het OLS).
- Horizontale boog = 50 m, minimale horizontale boogstraal.
- Verticale boog = 500 m, minimale verticale boogstraal.

Geotechnische gegevens:

- Voor de grondopbouw langs het OLS-tracé wordt uitgegaan van de geotechnische profielen, zoals weergegeven in figuur 6.1 en bijlage VI.
- De bijbehorende grondparameters zijn samengevat in tabel 6.1.

- De grondwaterstanden in het gebied van het Ondergronds Logistiek Systeem zijn vermeld in paragraaf 3.6.3, tabel 3.2.

Industriële Tunnelbouw Methode

Geometrie en productie:

- Helling = 4 %, het maximale hellingspercentage van een ITM-tunnel(boormachine).
- Horizontale boog = 180 m, minimale horizontale boogstraal.
- Verticale boog = 1000 m, minimale verticale boogstraal.
- $v_{\max} = 2$ m/uur, de maximale voortgangssnelheid van de tunnelboormachine. De gemiddelde productie van de Industriële Tunnelbouw Methode is 24 m per dag.
- $d_{\min} = 0,3$ m, minimale wanddikte (i.v.m. afmetingen injectiering).
- $\beta = \frac{1}{2}$, inzaagdiepte ten opzichte van de wanddikte t.p.v. een dilatatievoeg.

Staalvezelbeton:

- Betonklasse = B45 (eindwaarde kubusdruksterkte $f_{\text{cck}} = 45$ N/mm²; tijdens extrusie: B15).
- Staalvezel gehalte = 50 kg/m³.
- Het spanning-rek diagram van het staalvezelbeton is hieronder (zie ook figuur 7.4) weergegeven.

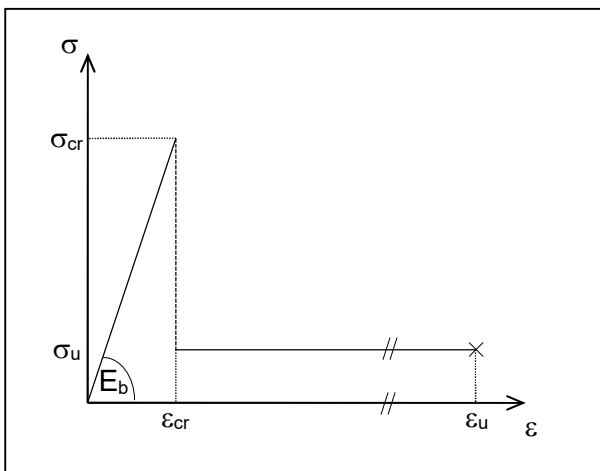
Bij figuur 2.1:

$$\sigma_{\text{cr}} = 0,75 * (1,05 + 0,05 * f_{\text{cck}}) \text{ [MN/m}^2\text{]},$$

$$\sigma_{\text{u}} = 0,2 * \sigma_{\text{cr}} \text{ [MN/m}^2\text{]},$$

$$E_{\text{b}} = 250 * f_{\text{cck}} + 22250 \text{ [MN/m}^2\text{]} \text{ (kort durende belasting).}$$

- De temperatuur van het verhardende beton verloopt zoals geschetst in figuur 7.8.
- $\alpha_{\text{t}} = 1 * 10^{-5} \text{ K}^{-1}$, temperatuuruitzettingscoëfficiënt.

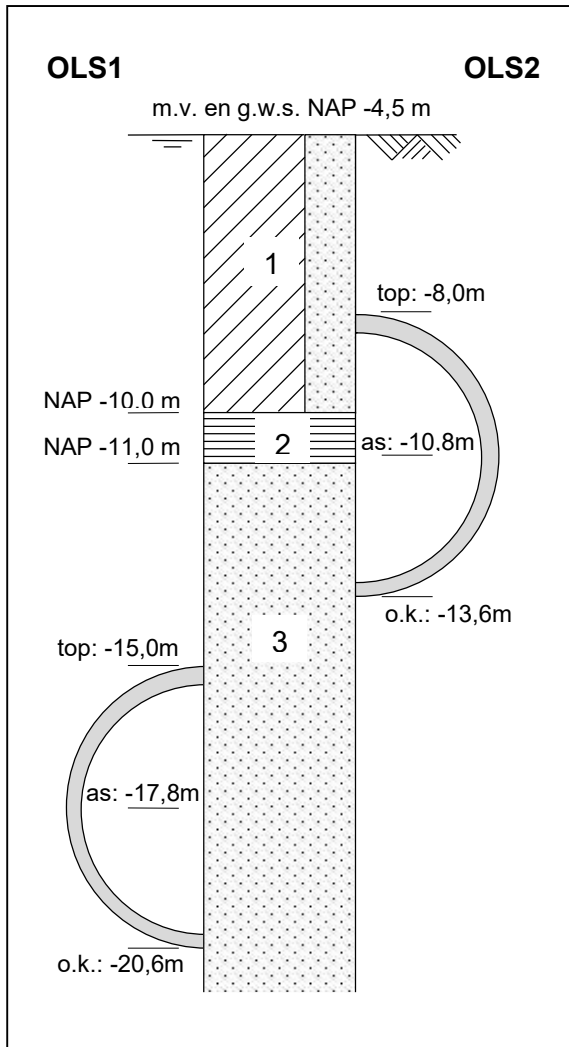


Figuur 2.1 Spanning-rek diagram staalvezelbeton.

ITM in OLS

- $D_{\text{inw}} = 5$ m, inwendige diameter.
- $d = 0,3$ m, wanddikte.
- $D_{\text{uitw}} = 5,6$ m, uitwendige diameter.
- $A = 5,0$ m², betonoppervlak in de dwarsdoorsnede.
- $I_{\text{buis}} = 17,6$ m⁴, traagheidsmoment van de tunnelbuis.
- Ten behoeve van de berekeningen in deelstudie 2, zijn twee voor het OLS karakteristieke doorsneden gedefinieerd (zie figuur 2.2). Deze doorsneden zijn bepaald op basis van de verticale alignementen van het Ondergronds Logistiek Systeem. Die worden afgeleid in hoofdstuk 6, en zijn weergegeven in bijlage VI. OLS1 is karakteristiek voor ± 85 % van het OLS-tracé, OLS2 voor ± 15 %.

- De grondparameters bij de geschematiseerde doorsneden worden vermeld in tabel 2.1. Grondlaag 1 is een afwisseling van klei- en zandlagen. Grondlaag 2 is het Basisveen. Grondlaag 3 is het, matig vaste tot vaste, Pleistocene zand. De parameters van laag 3 gelden als over de tunneldoorsnede van OLS1 gemiddelde waarden. Bij "laag 4" zijn de over de tunneldoorsnede van OLS2 gemiddelde parameters vermeld.
- De grond-, water- en korrelspanningen bij de doorsneden worden in tabel 2.2 opgesomd.
- Als uitgangspunt voor de levensduur van de ITM-tunnels in het OLS geldt 100 jaar.



Tabel 2.1 Uitgangspunt grondparameters.

laag	γ_{nat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	ψ [°]	K_0 [-]	E [MN/m ²]	ν [-]
1	18	20	10	0	0,66	3	0,4
2	12	15	5	0	0,74	1	0,43
3	20	32,5	0	0	0,46	75	0,3
4	18	25	5	0	0,58	35	0,35

Tabel 2.2 Spanningen bij de tunneldoorsnede.

	OLS1 [kN/m ²]	OLS2 [kN/m ²]
$\sigma_{v,top}$	191	63,0
$\sigma_{v,as}$	247	108,6
$\sigma_{v,o.k.}$	303	163,0
ρ_{top}	105	35,0
ρ_{as}	133	63,0
$\rho_{o.k.}$	161	91,0
$\sigma'_{v,top}$	86	28,0
$\sigma'_{v,as}$	114	45,6
$\sigma'_{v,o.k.}$	142	72,0
$\sigma'_{r,gem}$	83,4	36,0
F	6,6 MN	2,9 MN

Figuur 2.2 Uitgangspunt karakteristieke doorsneden OLS.

Deel 1

Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project

3 Beschrijving van het Ondergronds Logistiek Systeem

In dit hoofdstuk wordt het project "Ondergronds Logistiek Systeem" beschreven. In de eerste vier paragrafen wordt het project gedefinieerd. Vervolgens wordt in paragraaf 3.5 uiteengezet welke deelonderzoeken binnen het OLS-project worden uitgevoerd. In de laatste paragraaf worden achtereenvolgens het tracé, het constructief ontwerp en de geotechnische aspecten beschreven.

3.1 Probleemsignalering

Het transport rondom Schiphol heeft steeds meer last van oponthoud op de lokale wegen. Het transport van goederen tussen de bloemenveiling in Aalsmeer en de luchthaven Schiphol groeit gestaag. Het wegennet wordt hierdoor steeds zwaarder belast en de hinder voor de omgeving neemt toe. De luchtvracht en bloemkwekerijproducten, die tussen Schiphol en Aalsmeer worden vervoerd, zijn hoogwaardig en tijdkritisch. Snelheid en betrouwbaarheid van afleveren is voor deze goederen essentieel. Daarom vormt de toenemende congestie in de logistiek een bedreiging voor de economische activiteit.

Voor een goede concurrentiepositie van een groot logistiek en economisch centrum, zoals Schiphol en de bloemenveiling, is een betrouwbare verbinding met de aanvoer- en afzetmarkten noodzakelijk. Voor de lange afstand is het (inter)nationale netwerk van spoorwegen zeer geschikt voor de distributie van hoogwaardige goederen. Het is daarom de bedoeling om in Hoofddorp een railterminal te ontwikkelen. Deze railterminal moet vervolgens aangesloten worden op het logistieke systeem van Schiphol en de bloemenveiling. Een hoogwaardige en ongestoorde verbinding tussen deze drie locaties is echter nog niet aanwezig.

3.2 Probleemstelling: Goederentransport rondom Schiphol wordt gehinderd door congestie

Een hoogwaardig transportsysteem tussen de bloemenveiling in Aalsmeer, luchthaven Schiphol en de toekomstige railterminal bij Hoofddorp is van groot economisch belang. De overbelasting van de huidige infrastructuur maakt echter een snelle en betrouwbare logistiek onmogelijk.

3.3 Doelstelling: Het realiseren van een hoogwaardige verbinding tussen Aalsmeer, Schiphol en Hoofddorp

De doelstelling van dit project is om een rendabel ongestoord logistiek systeem te realiseren tussen de bloemenveiling in Aalsmeer, Schiphol en de toekomstige railterminal bij Hoofddorp. Hiertoe wordt ondergrondse infrastructuur ontwikkeld, waarin een geautomatiseerd en onbemand transportsysteem een snelle en betrouwbare logistiek kan garanderen.

3.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten

Hieronder zijn de belangrijkste randvoorwaarden en uitgangspunten voor het tracé en het schetsmatig voorontwerp van het OLS-project weergegeven. Deze zijn afgeleid van literatuur [40] en [39]. Daarin worden respectievelijk het voorkeurstracé en het civieltechnisch programma van eisen (PvE) beschreven. Voor beide documenten geldt het voorbehoud dat zij nog in ontwikkeling en niet definitief zijn. Het civieltechnisch programma van eisen wordt een groeidocument genoemd. Na verdere uitwerking zal dit samen met het functioneel PvE en het technisch PvE voor het vervoerssysteem het integrale programma van eisen voor het OLS vormen.

Omgeving

- Maaiveldhoogte in de:

Haarlemmermeer polder	NAP -4,5 m (Schiphol en Hoofddorp),
Oosteinder Poel	NAP -0,6 m (zuidelijk van de Ringvaart),
Oosteinder Poelpolder	NAP -4,0 m (Aalsmeer),
Haarlemmermeer ringvaart	NAP -0,7 m (waterstand).
- Grondwaterstand: maaiveld -0,75 m.
- Grondopbouw:

Holoceen grondpakket:	tussen maaiveld en NAP -11,0 m,
Pleistoceen grondpakket:	onder NAP -11,5 m.

Deze aanname voor de grondopbouw is gebruikt bij het ontwikkelen van verschillende tracé-varianten. Langs het voorkeurstracé is vervolgens nader grondonderzoek verricht. De resultaten daarvan hebben tot meer gedetailleerde aannamen voor het geotechnisch profiel geleid. Deze staan beschreven in paragraaf 3.6.3.

Tracé

- Het voorkeurstracé is het zogenaamde Oude Meer tracé.
- Het OLS dient een gesloten systeem te zijn. Dat wil zeggen dat zowel de bovengrondse als ondergrondse tracédelen afgeschermd moeten worden van omgevingsinvloeden en OLS-vreemde objecten. Het systeem dient geen gelijkvloerse kruisingen te bevatten.
- Het tracé dient aan te sluiten op terminals bij de Bloemenveiling Aalsmeer, Schiphol Zuid, Schiphol Zuidoost (twee terminals) en het spooreplacement Hoofddorp.
- Hoogte rijvloer:

bij maaiveldligging	maaiveld +0,25 m,
in boortunnels	NAP -15,5 m,
in open bouwput tunnels	NAP -10,0 m.
- Maximaal hellingspercentage: 12%.
- Minimale horizontale boogstraal: 50 m.
- Minimale verticale boogstraal: 500 m.

Tunnels

- De tunnels, die worden uitgevoerd in een open bouwput, worden dubbelbaans met een vrije breedte van 8 m.
- De boortunnels worden enkelbaans uitgevoerd, met een inwendige diameter van 5 m.
- Er komen geen nooduitgangen in de tunnels. Omdat het OLS een onbemand systeem is, worden noodvoorzieningen niet nodig geacht.
- De levensduur van de constructie en niet vervangbare onderdelen is minimaal 100 jaar.

3.5 Opzet en organisatie van het OLS-project

Het initiatief voor het OLS-project is genomen door de bedrijven Amsterdam Airport Schiphol, Bloemenveiling Aalsmeer en de NS (c.q. NS Cargo, Railned, RailInfra Beheer en Holland

Railconsult). In de eerste fase van het project is een haalbaarheidsstudie uitgevoerd. Hierin werd geconcludeerd dat het Ondergronds Logistiek Systeem een belangrijke bijdrage kan leveren aan de bereikbaarheid van Schiphol en de bloemenveiling. De aansluiting op een (nog te ontwikkelen) railterminal bij Hoofddorp garandeert een ongestoorde verbinding met het Europese achterland. De benodigde investeringen in het systeem zijn acceptabel ten opzichte van de kosten van het alternatief wegtransport.

De conclusies van de haalbaarheidsstudie leidden tot de tweede fase, het maken van een definitiestudie. Hierbij werden ook enkele andere belanghebbende organisaties, kennisinstututen en het Ministerie van Verkeer en Waterstaat betrokken. Deze definitiestudie diende een verdere onderbouwing te geven van onder andere het tracé en de mogelijkheden voor exploitatie. Het onderzoek bevestigde de belangrijkste conclusies van de haalbaarheidsstudie. Het OLS kan als publieke infrastructuur worden ontwikkeld, waarbij een private onderneming de exploitatie overneemt.

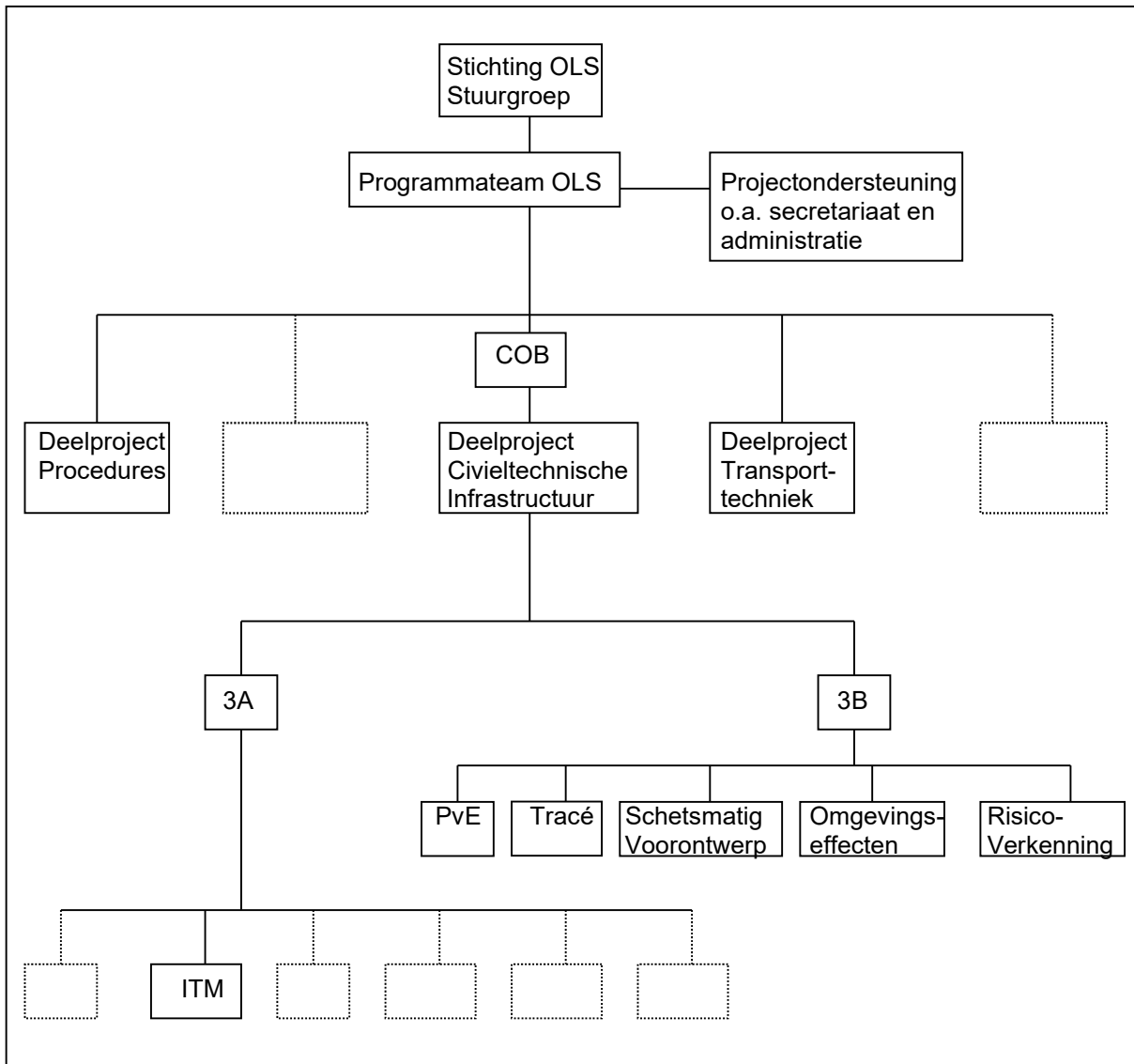
De derde fase van het project is de ontwerpfase. Hierop volgen nog de fase van het besteksgereed maken, de realisatie- en de exploitatiefase. Het voorontwerp is onderverdeeld in verschillende deelprojecten. Er is onder andere een deelproject voor het voorbereiden van de procedures, voor het ontwikkelen van het transportsysteem en voor het ontwerpen van de fysieke infrastructuur. Het laatste, deelproject 3, is onderverdeeld in twee delen. Project 3A is getiteld "Specificatie technologieontwikkeling tunnelbouw en definitie proefproject". In project 3B wordt het programma van eisen en de tracering vastgelegd, en het schetsmatig voorontwerp uitgewerkt. Dit afstudeerproject vindt plaats op hetzelfde terrein als deelproject 3A.

Het doel van deelproject 3A is om innovatieve kennis te ontwikkelen ten behoeve het OLS. Binnen project 3A zijn een twaalfstal onderzoeksvoorstellen geformuleerd, te weten:

- A. Doorperstunnel: onderzoek naar de mogelijkheid van het aanleggen van de boortunnels middels een vanuit een bouwkuip geperste tunnel.
- B. Horizontale diepwandfrees: alternatief voor de open bouwput gedeelten in het tracé.
- C. Grondverbeteringstechnieken: verschillende onderzoeken, onder andere naar jet-grouting en grondinjectie met microfijne cement.
- D. ITM: de Industriële Tunnelbouw Methode, onderzoek naar de haalbaarheid van toepassing van de ITM in plaats van een segment-tunnel.
- E. IBBS: Integraal BoorBeheersSysteem, een systeem met als doel het optimaliseren van het boorproces door dit aan te sturen op basis van zowel voorspellingen als metingen van de omgevingseffecten.
- F. Afbouwrobot: onderzoek naar de mogelijkheden voor het toepassen van een robot voor het afbouwen van een tunnel, met name voor het plaatsen van de brandwerende bekleding.
- G. Tunnellegger: alternatief voor de open bouwput gedeelten in het tracé.
- H. Boorapplicaties: onder andere kwantitatief onderzoek naar het groutproces.
- I. TOMAS: Technologie voor Onder Maaiveld Aan te leggen Spoorlijn, alternatief voor de open bouwput gedeelten in het tracé.
- J. AMOLS: Asset Management Ondergronds Logistiek Systeem, onderzoek naar verbeterde (management) werkwijzen om tot een kostenreductie en een grotere operationele beschikbaarheid te komen.
- K. Trillingshinder: onderzoek naar een model dat trillingen en mogelijke gevolgen kan voorspellen.
- L. Ondergrondse detectie: haalbaarheidsonderzoek naar de toepassing van een "Speur-neus" voor geofysische metingen.

Als de haalbaarheid van een (nieuwe) techniek is aangetoond, kan deze worden ingepast in het voorontwerp (3B). Verwacht wordt dat een innovatie een grote stimulans zal ondervinden, als deze wordt toegepast in het OLS. Dit afstudeeronderzoek concentreert zich op de Industriële Tunnelbouw Methode.

Het OLS moet worden gerealiseerd in een complexe omgeving, met veel verschillende betrokken partijen. Op dit moment is er nog geen vragende opdrachtgever of toekomstig exploitant voor het OLS. Daarom is door de belanghebbende partijen de Stichting OLS in het leven geroepen. Namens deze functioneert de stuurgroep OLS in de projectorganisatie als beslissend opdrachtgever. Deze stuurgroep is de opdrachtgever van de verschillende deelprojecten. De coördinatie van de parallel verlopende deelprojecten 3A en 3B is vervolgens in handen gelegd van het COB (Centrum Ondergronds Bouwen). Verschillende ingenieursbureaus, kennisinstituten en overheden zijn bij de studies betrokken. Voor de uitvoering van project 3B, het schetsmatig voorontwerp, is een consortium van ingenieursbureaus gevormd onder de naam COLS (Consultants Ondergronds Logistiek Systeem). In figuur 3.1 is (een deel van) de opzet en organisatie van de derde fase van het OLS-project weergegeven.



Figuur 3.1 Organogram van het OLS-project.

Bij figuur 3.1:

In de Stichting OLS zitten vertegenwoordigers van:

- Amsterdam Airport Schiphol
- ATAN (Air Transport Association Netherlands)
- Bloemenveiling Aalsmeer
- CTT (Centrum voor TransportTechnologie)

- Ministerie van Verkeer en Waterstaat
- Nederland Distributieland
- NS Cargo
- Railed

Het Centrum Ondergronds Bouwen (COB) is een instituut dat zichzelf tot taak heeft gesteld om de ontwikkeling van kennis op het gebied van het ondergronds bouwen te stimuleren en deze innovatieve kennis te bundelen. Het ondergronds bouwen is bij uitstek een multidisciplinaire activiteit. Het COB betreft al deze disciplines bij onderzoeken, zoals civiele techniek, werktuigbouwkunde, planologie, rechten en bestuurskunde. Het COB is organisatorisch ondergebracht bij het CUR (Civieltechnisch Centrum voor Uitvoering, Research en Regelgeving)

In het consortium COLS (Consultants Ondergronds Logistiek Systeem) nemen deel:

- Fugro Ingenieursbureau BV
- Grondmechanica Delft
- Holland Railconsult
- Infraneth v.o.f.
- SAT Engineering v.o.f.
- TauwMabeg
- Tunnel Engineering Consultants v.o.f. (TEC)

Bij het project betrokken overheidsinstanties zijn onder andere:

- Gemeente Aalsmeer
- Gemeente Haarlemmermeer
- Hoogheemraadschap Rijnland
- Provincie Noord-Holland
- Waterschap Groot Haarlemmermeer

3.6 Beschrijving van het schetsmatig voorontwerp

3.6.1 Het tracé

In deze paragraaf wordt het horizontale en verticale alignement van het voorkeurstracé samen beschreven. De beschrijving vormt een toelichting bij figuur 3.2 en bijlage I, en is van Aalsmeer naar Hoofddorp. In bijlage I is het tracé en het lengteprofiel volledig weergegeven, figuur 3.2 is slechts een schematische afbeelding van het tracé. De totale lengte van het tracé is ruim 12 km, waarvan bijna de helft uitgevoerd wordt als geboorde tunnel.

Traject 1: Vanaf de terminal bij de Bloemenveiling Aalsmeer (A) is het tracé op het maaiveld gelegen. Over een lengte van ongeveer 500 m loopt het evenwijdig aan de Legmeerdijk. Het OLS kruist het geplande nieuwe tracé van de autoweg N201. De tracés van het OLS en de N201 worden vervolgens gebundeld en lopen in noordwestelijke richting. Voor de kruising met de Hornweg duikt het tracé onder de grond.

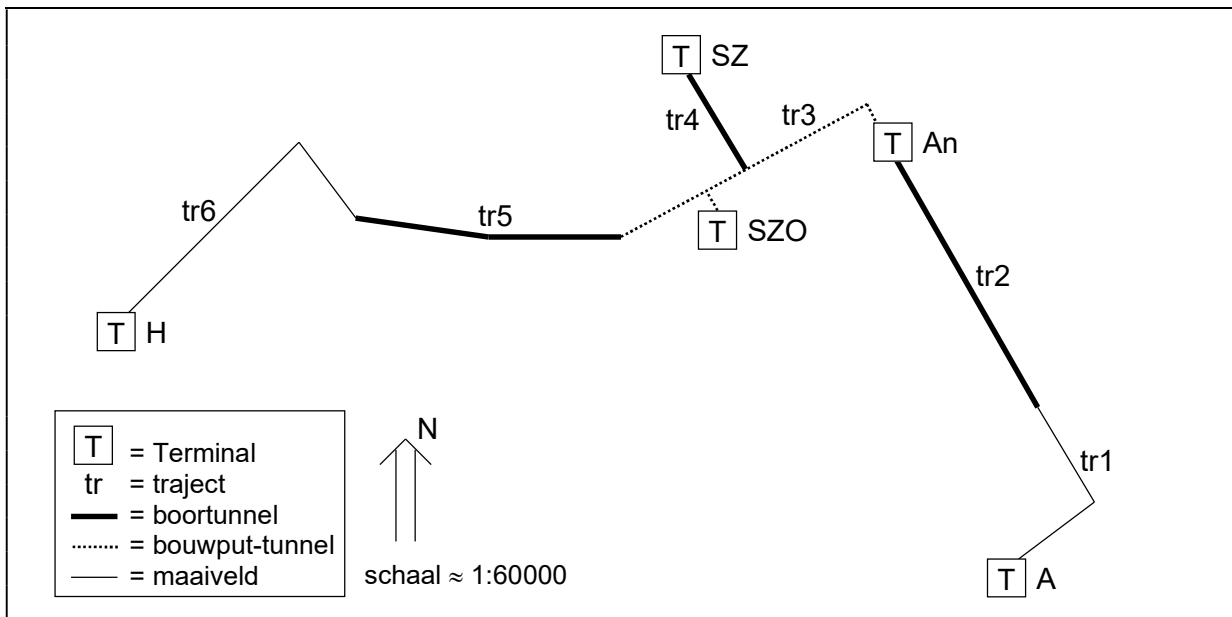
Traject 2: Ondergronds worden achtereenvolgens de Hornweg, de Middenweg, de Aalsmeerderweg, de Oosteinderweg en de Ringvaart van de Haarlemmermeer gekruist. Ongeveer 500 m na de kruising met de Ringvaart verlaat het OLS de bundeling met de geplande verlegde N201. Het tracé sluit, 500 m verderop in noordwestelijke richting, aan op de terminal Anchorageaan (An).

Traject 3: Even voorbij de terminal maakt het tracé een bocht en vervolgt in zuidwestelijke richting. Evenwijdig aan de Kaagbaan loopt het tracé over het hele gebied van Schiphol Zuid-oost tot aan de kruising met de N201. Ongeveer halverwege dit traject is er een aftakking van het tracé in noordwestelijke richting. Net na de aftakking is er een aansluiting op terminal Schiphol Zuidoost (SZO).

Traject 4: Middels een tunnel wordt de Kaagbaan gekruist. Deze zijtak van ongeveer 1 km ontsluit de terminal Schiphol Zuid (SZ).

Traject 5: Net voor de kruising met de N201 buigt het tracé af in westelijke richting. Ongeveer een kilometer verder wordt de autosnelweg A4 gekruist. Na 800 m kruist het tracé de Geniedijk en de Rijnlanderweg.

Traject 6: Vlak hierna komt het OLS weer bovengronds en gaat verder op het maaiveld. Het tracé buigt hier bovendien af, om parallel aan de Geniedijk in noordwestelijke richting te lopen tot aan de spoorlijn. Het OLS-tracé wordt vanaf hier gebundeld met de spoorlijn. Ruim 1,6 km verder in zuidwestelijke richting, vormt de (rail)terminal Hoofddorp (H) het eindpunt van het OLS-tracé.



Figuur 3.2 Schets van het OLS-tracé.

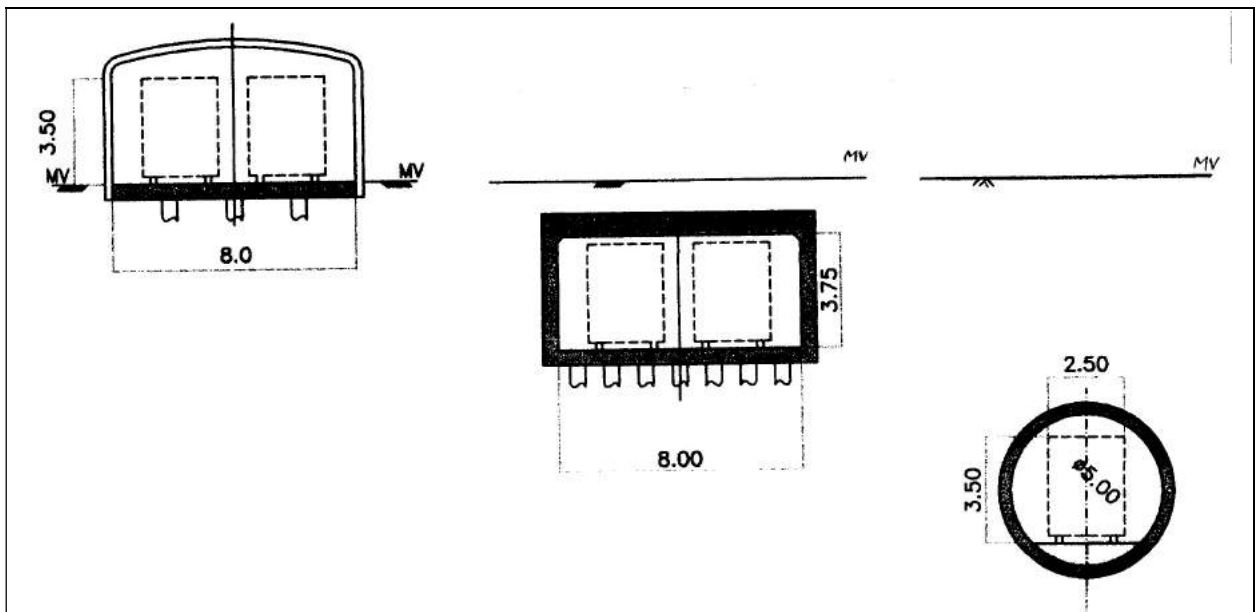
3.6.2 Het constructief ontwerp

In paragraaf 3.6.1 zijn zes trajectdelen beschreven. Hiervoor zijn drie verschillende constructietypen voorzien. Deze drie constructies worden hieronder beschreven, en in figuur 3.3 weergegeven.

Op de trajecten 1 en 6 ligt het tracé op het maaiveld. De constructie bestaat uit een onderheide, betonnen plaat van zo'n 8 m breed en 0,8 m dik. Deze plaat biedt plaats aan een dubbelbaans tracé. Het logistieke systeem dient een gesloten systeem te zijn, vrij van invloeden van buitenaf. Daarom zal op de betonnen plaat een overkapping worden gebouwd.

Voor traject 3 wordt een tunnel aangelegd in een open bouwput. Het bouwen gaat als volgt. Allereerst worden twee rijen damwanden aangebracht. Hiertussen kan de bouwput "in den natte" worden ontgraven, waarbij ankers of stempels er voor zorgen dat de damwanden niet te veel vervormen. Vervolgens worden trekpalen geheid, en wordt een vloer van onderwaterbeton gestort. De bouwput kan nu drooggepompt worden, zodat de constructie kan worden gebouwd. Na gereedkomen van de tunnel wordt deze weer met grond bedekt, en wordt het maaiveld hersteld. Deze tunnel is dubbelbaans en heeft daarom ook een functionele breedte van ongeveer 8 m en een inwendige hoogte van 3,75 m. De dikte van de gewapend betonnen wanden, vloer en dak zal in de orde van 1 m liggen.

Traject 2, 4 en 5 worden uitgevoerd als segment-boortunnel. Vanuit een startschacht zal een tunnelboormachine een enkelbaans buis boren. Deze tunnel heeft een inwendige diameter van 5 m, zodat het profiel van vrije ruimte van 2,5 bij 3,5 m in de buis past. Met een dikte van de tunnelmantel van 0,3 m wordt de uitwendige diameter van de buis gelijk aan 5,6 m. De rijvloer ligt 1,0 m boven de onderzijde van de tunnel. De tunnelmantel wordt opgebouwd uit geprefabriceerde segment-stenen. Het bouwen gaat als volgt. Een tunnelboormachine (TBM) graaft zich een weg door de grond, en zet zich daarbij met vijzels af tegen de gereed gekomen tunnelmantel. Wanneer voldoende voortgang is bereikt, wordt het ontgraven stilgezet en worden de vijzels per set teruggetrokken. Nu kunnen de geprefabriceerde segment-stenen tot een nieuwe tunnelring worden samengebouwd. De TBM kan zich vervolgens weer afzetten op de nieuwe tunnelring. Tegelijkertijd wordt de ruimte die nog over is tussen de tunnelementen en de omringende grond met grout geïnjecteerd. Op basis van de ontwerpen van andere tunnels (literatuur [22] en [20]), wordt aangenomen dat een tunnelring uit 7 segment-stenen en 1 sluitsteen wordt opgebouwd. De breedte van een ring is 1,5 m.



Figuur 3.3 Drie constructietypen in het OLS-tracé. [40]

De overgangen tussen de verschillende trajecten worden ook aangelegd in een open bouwput. Twee maal moet een toerit van het tracé op maaiveld naar een boortunnel worden gemaakt. Er wordt vanuit gegaan dat deze toeritten zo breed zijn, dat het in de toekomst mogelijk is nog een tweede tunnelbuis aan te leggen. Drie overgangen vormen de aansluiting van een boortunnel op het traject waarin een dubbelbaans tunnel in een open bouwput wordt gebouwd. Ook hier geldt dat de breedte voldoende moet zijn voor toekomstige uitbreidingen. De toeritten en overgangen fungeren tijdens de bouwfase als start- en ontvangtschachten voor de tunnelboormachine.

3.6.3 De geotechnische aspecten

Bodemopbouw

In literatuur [24] is een oriënterende geohydrologische studie uitgevoerd. Die studie is opgesteld op basis van grondonderzoeken die in het verleden in de buurt van het OLS-tracé zijn uitgevoerd. Op basis daarvan is een schematisatie voor de bodemopbouw voor het gehele tracé gemaakt (zie tabel 3.1). De bovenste twee lagen komen alleen voor ter plaatse van de Ringvaart en de Oosteinderpoel. De Oosteinderpoel is een strook van ongeveer 600 m breed ten zuidoosten van de Ringvaart. Globaal bekeken, ligt in dit gebied het maaiveld ongeveer 4 m hoger dan in de rest van het tracégebied.

Tabel 3.1 Bodemopbouw voor het OLS-tracé.

Ligging t.o.v. NAP	Bodembeschrijving	Geohydrologische typering
-0,5 tot -1,5 m	zand	deklaag
-1,5 tot -4,5 m	veen	deklaag
-4,5 tot -11,0 m	kleilagen, afgewisseld door fijne siltige zandlagen	deklaag
-11,0 tot -11,5 m	basisveen, plaatselijk afwezig	deklaag
-11,5 tot -75,0 m	fijne tot matig grove zanden	1 ^e watervoerend pakket
-75,0 tot -79,0 m	kleien, met inschakeling van fijne slibhoudende zanden	1 ^e scheidende laag
-79,0 tot -150 m	groeve zanden	2 ^e watervoerend pakket
onder -150 m	fijne tot matig grove vaak slibrijke zanden met schelpenresten, afgewisseld door kleilagencomplexen	matig watervoerend pakket

Grondwater

In het gebied van het OLS-tracé zijn van de afgelopen tien jaar peilbuisgegevens beschikbaar (zie literatuur [24]). Op zes locaties zijn middels peilbuizen de freatische grondwaterstanden en de stijghoogten in het eerste watervoerende pakket gemeten. Deze gegevens zijn hieronder samengevat.

Tabel 3.2 Stijghoogten in de omgeving van het OLS-tracé.

Gebied	Waterstand (freatisch) t.o.v. NAP		Stijghoogte 1 ^e watervoerend pakket t.o.v. NAP	
	Laagste	Hoogste	Laagste	Hoogste
Haarlemmermeer (Schiphol/Hoofddorp)	-6,4 m	-4,6 m	-5,4 m	-4,0 m
Oosteinderpoel polder (Aalsmeer)	-5,0 m	-4,5 m	-5,4 m	-4,6 m
Ringvaart (waterstand)	-0,6 m	-0,6 m		

De gegevens zijn onvoldoende om op statistisch verantwoorde manier een 5%-over-/ onderschrijdswaarde te kunnen bepalen. In [24] wordt daarom een pragmatische manier voorgesteld voor het bepalen van representatieve ontwerpwaarden. Ten behoeve van het schetsmatig voorontwerp wordt het volgende voorgesteld. De gegeven stijghoogten worden in de bouwfase met 0,2 m verhoogd/verlaagd. In de gebruiksfase, ofwel eindtoestand, worden de waarden met 0,4 m verhoogd/verlaagd. Of een waarde verhoogd dan wel verlaagd moet worden, is afhankelijk van het beschouwde belastingsgeval.

De grondwaterstroming in het gebied is afhankelijk van het feit of er een neerslagtekort, dan wel -overschot bestaat. De Ringvaart van de Haarlemmermeer fungeert als een soort waterscheiding. In bijna het hele gebied is sprake van een zoute of brakke kwel. Het grondwater in de deklaag is overwegend brak, dat wil zeggen dat het chloridegehalte tussen 150 en 1000 mg/l is. In het 1^e watervoerend pakket is het grondwater zout (chloridegehalte groter dan 1000 mg/l). Ten aanzien van de waterkwaliteit moet bovendien nog het volgende worden opgemerkt. In de omgeving van de aftakking naar terminal Schiphol Zuid is een arseenvervuiling in het 1^e watervoerend pakket aangetroffen.

4 Beschrijving van de Industriële Tunnelbouw Methode

In dit hoofdstuk wordt de Industriële Tunnelbouw Methode (afkorting: ITM) beschreven. In de eerste vier paragrafen wordt het project gedefinieerd. Vervolgens wordt de organisatie van het ITM-project, en de wijze waarop de methode ontwikkeld wordt, uiteengezet. In de laatste paragraaf wordt de bouwwijze van een ITM-tunnel beschreven.

4.1 Probleemsignalering

Het ondergronds bouwen staat in Nederland volop in de belangstelling. Activiteiten zoals het transport van mensen en goederen ondervinden bovengronds steeds meer hinder van congestie. Het toenemende verkeer veroorzaakt zelf bovendien veel hinder voor de omgeving. Voor nieuwe infrastructuur heeft een ondergrondse aanleg daarom de voorkeur. Ondergronds kan het transport onafhankelijk van de congestie plaatsvinden en het veroorzaakt veel minder overlast voor de omgeving. Dit laatste voordeel is echter van beperkte waarde wanneer tijdens de aanleg van de ondergrondse infrastructuur wel veel hinder op het maaiveld optreedt, met name in stedelijk gebied. Het is bijvoorbeeld ongewenst als voor de aanleg van een tunnel in een open bouwkuip een stad jarenlang "open" ligt. Daarom zijn (en worden) er methoden ontwikkeld waarmee een tunnel geboord kan worden. De aanleg vindt dan ondergronds plaats, zodat ook tijdens de bouwfase bovengronds nauwelijks hinder optreedt.

De aanleg van een boortunnel als segment-tunnel kent een aantal nadelen. De tot nu toe in Nederland ontworpen boortunnels zijn allemaal van dit type. Een segment-tunnel wordt als volgt gebouwd. Een tunnelboormachine (TBM) graaft zich een weg door de grond. In deze TBM wordt uit geprefabriceerde betonnen segment-stenen de ringvormige tunnelwand opgebouwd. De TBM zet zich met behulp van vijzels op de gereed gekomen tunnel af. Voor het opbouwen van een nieuwe ring van tunnelementen moet het graafproces worden stilgezet en de vijzels worden ingetrokken. Het boorproces is daarom niet continu, wat nadelig is voor de voortgangssnelheid. Een tweede nadeel van de methode is dat de voortgang afhankelijk is van de aanvoer van de segment-stenen. Deze afhankelijkheid van de logistiek maakt het proces kwetsbaar voor vertragingen. Een geringe voortgangssnelheid en de benodigde prefabricage van hoogwaardige tunnelementen maken de segment-tunnel-methode kostbaar.

4.2 Probleemstelling: Bestaande tunnelboortechnieken kosten te veel tijd en geld

Het boorproces van een segment-tunnel is niet continu, omdat voor het inbouwen van een ring tunnelementen het ontgraven moet worden stilgezet. Dit is nadelig voor de voortgangssnelheid. De voortgang is bovendien afhankelijk van de aanvoer van de tunnelementen. De prefabricage van deze hoogwaardige segment-stenen en de geringe voortgangssnelheid maken een segment-tunnel kostbaar.

4.3 Doelstelling: Het ontwikkelen van een goedkopere, continue tunnelbouw methode

Het doel van de Industriële Tunnelbouw Methode is het ontwikkelen van een continu tunnelboorproces. De tunnelwand bestaat in deze methode uit continu achter de TBM geëxtrudeerde staalvezelbeton. Het beton wordt continu in de ruimte tussen de omringende grond en een binnenbekisting geïnjecteerd. Het boorproces wordt zo continu gemaakt en onafhankelijk van de aanvoer van geprefabriceerde elementen. Het doel hiervan is om te komen tot een grotere productiesnelheid en lagere bouwkosten.

4.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten

Hieronder zijn de belangrijkste randvoorwaarden en uitgangspunten van het ITM-project vermeld. Deze zijn ontleend aan literatuur [34], waarin de voor het basisontwerp ("fase B", zie de volgende paragraaf) gehanteerde eisen zijn opgenomen. Deze eisen zijn zo geformuleerd, dat de toepasbaarheid van de ITM zo breed mogelijk gehouden wordt.

Prestatie

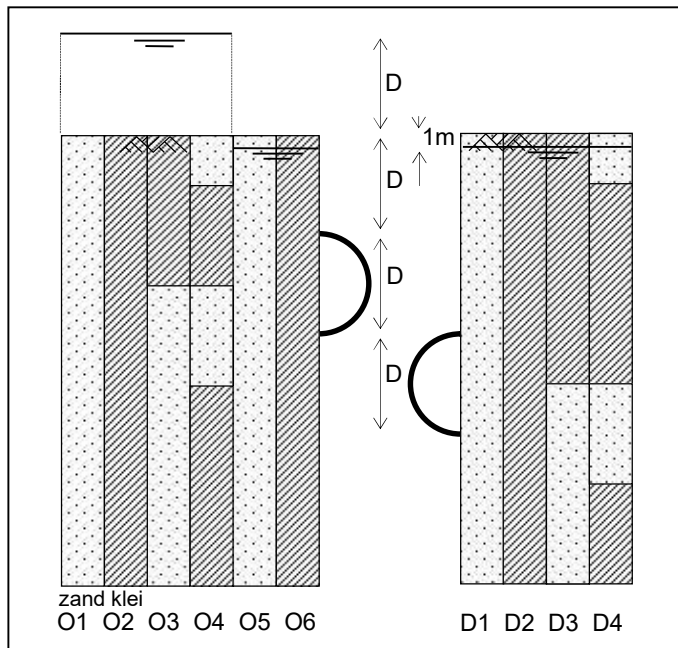
- De Industriële Tunnelbouw Methode levert een tunnel in "slappe grond" op tegen tenminste 30 % lagere kosten per kilometer, dan bij bestaande boormethodes. Dit mag niet leiden tot een verhoging van de kosten van bijvoorbeeld onderhoud, noch tot een verlaging van de betrouwbaarheid.
- De gemiddelde productie van de ITM is 24 m tunnel per dag. De maximale voortgangssnelheid bedraagt 2 m per uur.
- De levensduur van een ITM-tunnel bedraagt 100 jaar.

Tunnel

- De inwendige diameter van een ITM-tunnel is 4 tot 16 m.
- De lengte kan variëren van 500 m tot 20 km, onder voorbehoud van een maximale schachtafstand van 6 km.
- Voor het alignement van de tunnel geldt:
minimale horizontale boogstraal: 180 m (bij een inwendige diameter van 5 m),
minimale verticale boogstraal: 1000 m,
maximaal hellingspercentage: 4 %.
- De tunnelmantel (en -boormachine) worden ontworpen op een volledige gronddekking van 25 m ten opzichte van de tunnelas (bij een inwendige diameter van 5 m).

Omgeving

- De ITM zal geen schade aan constructies op het maaiveld aanbrengen. Dit is vertaald in:
maximale zetting maaiveld: 25 mm,
maximale rotatie: 1 : 300.
- De ITM moet inzetbaar zijn in alle grondsoorten die kenmerkend zijn voor deltagebieden in de wereld en specifiek in Nederland. Deze zijn meestal met water verzadigd en niet samenhangend.
- Ten behoeve van het basisontwerp zijn een viertal bodemprofielen als uitgangspunt genomen. In combinatie met twee verschillende diepteliggingen van de tunnel en twee verschillende (grond)waterstanden, ontstaan tien bodemprofielen. Deze zijn in figuur 4.1 weergegeven.
- Voor de grondmechanische parameters, behorende bij deze profielen, zijn de waarden vermeld in tabel 4.1 als uitgangspunt genomen.



Figuur 4.1 Uitgangspunt bodemprofielen, diepteliggings tunnel en (grond)waterstanden.

Tabel 4.1 Uitgangspunt grondmechanische parameters.

Grond soort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	f_{undr} [kPa]	K_0 [-]
Klei	16	16	5	17,5	-	30	0,7
Zand	18	20	1	32,5	2,5	-	0,46

Grond soort	E [MPa]	ν [-]	G [MPa]	C'_p [-]	C'_s [-]	C_p [-]
Klei	4	0,3	1,54	15	160	75
Zand	25	0,3	9,6	600	-	3000

De betekenis van de symbolen in tabel 4.1:

- γ_{droog} = volumiek gewicht van droge grond
- γ_{nat} = volumiek gewicht van verzadigde grond
- c' = effectieve cohesie
- ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
- ψ = dilatatiehoek
- f_{undr} = ongedraineerde schuifsterkte
- K_0 = neutrale gronddrukfactor
- E = elasticiteitsmodulus (bij 100 kPa)
- ν = dwarscontractiecoëfficiënt
- G = glijdingsmodulus (bij 100 kPa)
- C'_p = primaire samendrukkingscoëfficiënt boven de grensspanning
- C'_s = secundaire samendrukkingscoëfficiënt boven de grensspanning
- C_p = primaire samendrukkingscoëfficiënt beneden de grensspanning

4.5 De opzet en organisatie van het ITM-project

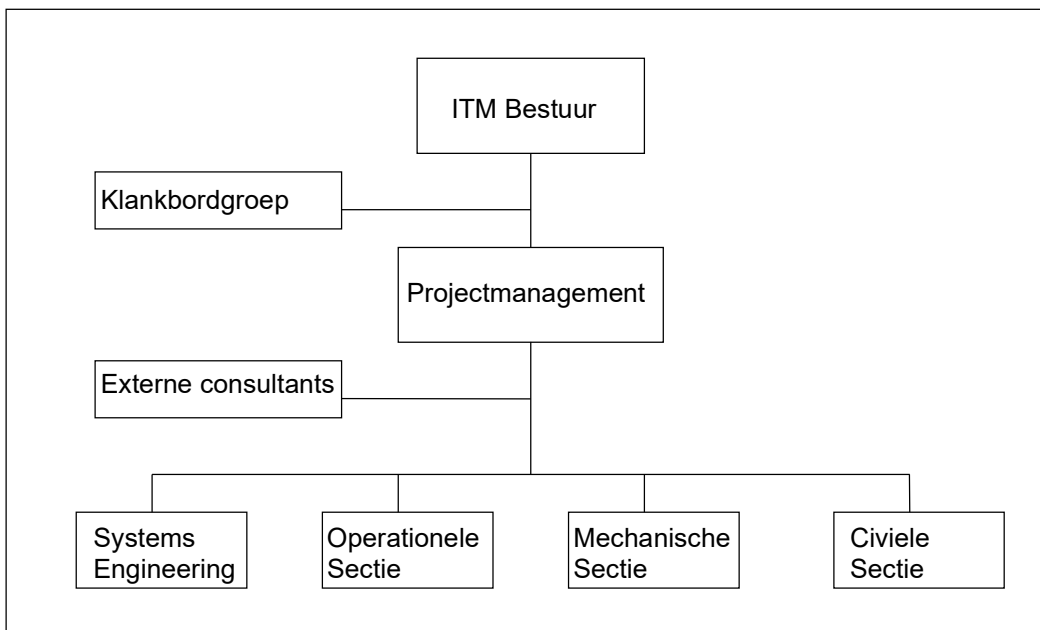
De Industriële Tunnelbouw Methode wordt ontwikkeld in een vijftal fasen. In fase A is de technische en economische haalbaarheid onderzocht. Omdat de conclusie van deze studie

positief was, is fase B gestart. Fase B is de fase van het basisontwerp. Het systeem is verder gespecificeerd en testen zijn uitgevoerd. De studies in deze fase zijn uitgevoerd voor algemene randvoorwaarden, teneinde de ITM flexibel inzetbaar te ontwikkelen. In de daaropvolgende fase, fase C, wordt een detailontwerp en detailspecificatie uitgewerkt op basis van reële projectgegevens. Op dit moment bevindt het project zich in deze fase van productdefinitie. Als fase C succesvol wordt afgesloten, kan de realisatie van een project volgen. Fase D en E zijn voorzien als realisatie-, respectievelijk exploitatiefase. Realisatie betreft de kwalificatie van het ontwerp, de bouw van de ITM-machine en de voorbereidende civiele werkzaamheden. Met exploitatie wordt hier de uitvoering van een (proef)project bedoeld, de start van het boorproces. Dit afstudeerproject bevindt zich op hetzelfde terrein als fase C, het uitwerken van de ITM voor een specifiek project.

De Industriële Tunnelbouw Methode wordt ontwikkeld door een consortium van zeven bedrijven. De verschillende specialismen, die zij inbrengen, zijn noodzakelijk vanwege het multidisciplinaire karakter van het ITM-project. De bedrijven waaruit het ITM-consortium bestaat zijn:

- Fokker Space BV
- Fugro NV
- Heerema Tunnelvisie BV
- IHC Tunnelling Systems BV
- Mebin BV
- RDM Technology Holding BV
- Wirth Maschinen- und Bohrgeräte-Fabrik GmbH

Dit consortium financiert een deel van het ITM-project. Het andere deel van de financiering wordt via het Centrum Ondergronds Bouwen (COB) betrokken uit bijdragen van de Ministeries voor Economische Zaken en Verkeer en Waterstaat.



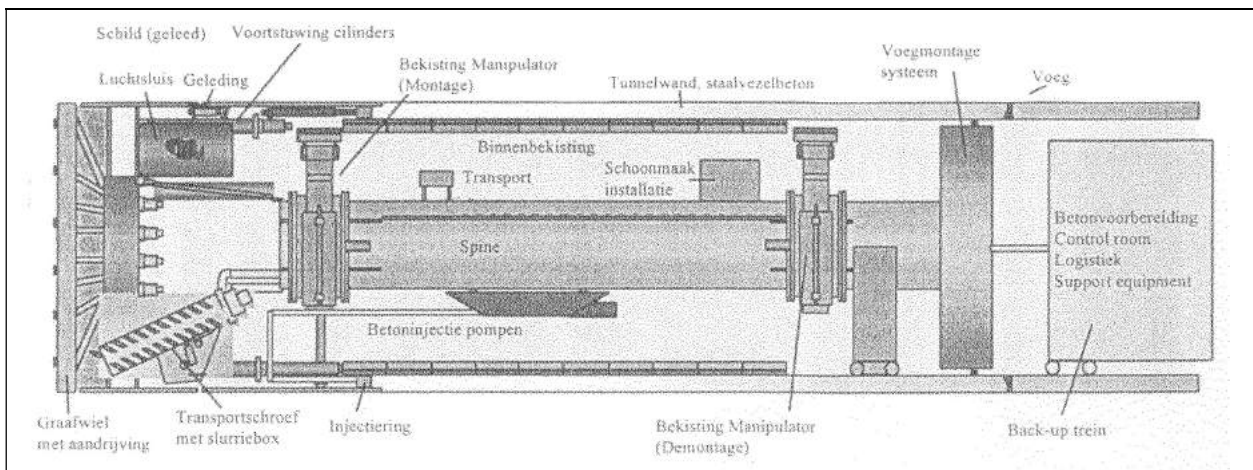
Figuur 4.2 Organisatie ITM.

ITM is opgezet als projectorganisatie. Het projectteam is samengesteld uit medewerkers van de deelnemende bedrijven. Indien nodig worden op specifieke kennisgebieden externe consultants ingeschakeld. Onder de verantwoordelijkheid van een bestuur, stuurt het projectmanagement een viertal secties (hier ook "werkpakketten" genoemd) aan. Het bestuur bestaat uit drie vertegenwoordigers van de participerende vennoten. Het wordt geadviseerd door een klankbordgroep voor een onafhankelijke beoordeling van de projectaanpak- en uitvoering. In het projectmanagement zit voor elke sectie een projectdirecteur/manager. Deze bewaken de onderbouwing van de technische en economische doelstellingen van het project. Een goede

onderbouwing is noodzakelijk om uiteindelijk tot een verantwoorde beslissing over de inzet van de ITM in een proefproject te kunnen komen. De vier secties waarover het werk is verdeeld zijn: Systems engineering, de Operationele sectie (waaronder de automatisering, besturing en logistiek valt), de Mechanische sectie en de Civiele sectie. De laatste houdt zich onder andere bezig met het liningontwerp, de interactie tussen grond en tunnelbuis en betontechnologie. Een schema van de organisatie is in figuur 4.2 weergegeven.

4.6 Beschrijving van de bouwwijze

Het bouwproces van de Industriële Tunnelbouw Methode kan beschreven worden aan de hand van de drie hoofdfuncties. Ten eerste moet er een tunnelruimte worden gecreëerd door de tunnelboormachine (TBM). Vervolgens wordt de tunnelmantel gebouwd. De derde hoofd-functie is de ondersteuning van het bouwproces, zoals de aan- en afvoer van materialen. Deze drie aspecten worden hieronder nader uitgewerkt. De beschreven onderdelen van de ITM-machine zijn weergegeven in figuur 4.3.



Figuur 4.3 ITM-tunnelboormachine. [34]

4.6.1 Ontgraven

De tunnelruimte wordt gecreëerd door de grond te ontgraven en af te voeren, onder gelijktijdige voortbeweging van de TBM. Het feitelijke ontgraven gebeurt door een graafwiel aan de voorkant van de tunnelboormachine. Op de vijf spaken (graafarmen) van dit wiel zitten snijtanden, die de grond los snijden terwijl het graafwiel in de grond ronddraait. De ruimte waar de grond zich nu in bevindt wordt "mengkamer" genoemd. In deze ruimte moet een voldoende druk worden gehandhaafd, om te voorkomen dat de nog niet ontgraven grond spontaan de mengkamer in stroomt. Deze ondersteuning van het boorfront is essentieel voor het voorkomen van grote vervormingen in de grond en zettingen van het maaiveld. De methode waarop de boorfrontstabiliteit wordt beheerst en de manier waarop de ontgraven grond wordt verwerkt, is afhankelijk van het type boorschild dat wordt toegepast.

Voor de Nederlandse bodemomstandigheden wordt tot nu toe van twee verschillende typen boorschilden uitgegaan. Dit zijn het gronddrukbalansschild en het vloeistofschield (ook wel earth-pressure-balance-shield of EPB-schild, respectievelijk slurry- of hydro-schild genoemd). Voor de Industriële Tunnelbouw Methode is een zogenaamd Combi-schild ontwikkeld. Dit Combi-schild is zo geconstrueerd, dat het zo veel mogelijk de voordelen van deze twee typen schilden combineert. Het Combi-schild kan functioneren als een hydro-schild, waarbij de mengkamer is gevuld met een bentoniet-slurry. De grond wordt met deze bentoniet (een suspensie van zeer fijn gemalen bentonietklei in water) vermengd en via persleidingen wegge-

pompt. Relatief eenvoudig kan worden omgeschakeld op de EPB-methode (en andersom). Daarbij wordt de ontgraven grond in de mengkamer opgehoopt en verkneed met een "smeermiddel", bijvoorbeeld een schuim. Dit grondmengsel wordt middels een transport-schroef in een slurrificatiebox gebracht. Hierin wordt de grond met water vermengd, totdat er een verpompbaar mengsel is ontstaan. De afvoer van de grondslurry vindt verder via dezelfde pompen en leidingen plaats.

In paragraaf 5.1.1 wordt de werking van de verschillende typen boorschilden verder toege-licht.

Tijdens het ontgraven en afvoeren van de grond, dient de tunnelboormachine zich gelijktijdig vooruit te bewegen. Hiertoe zet de TBM zich met behulp van vijzels af tegen de aangebrachte binnenbekisting van de tunnelwand. De vijzelkrachten worden door de binnenbekisting via wrijving op de tunnelmantel overgedragen. Om een nieuwe ring van bekistingselementen in te kunnen bouwen moet steeds een aantal vijzels worden ingetrokken. De totale vijzelkracht wordt dan over de overige vijzels verdeeld, zodat het boorproces continu door kan gaan.

Het sturen van de TBM gebeurt ook met behulp van de genoemde vijzels. Door de kracht in de vijzels langs de ring te variëren, kan de tunnelboormachine gestuurd worden. Om het nemen van een bocht gemakkelijker te maken, is in de TBM een geleiding aangebracht. Bovendien wordt door "oversnijders" op het graafwiel een iets groter, asymmetrisch gat ontgraven. Deze oversnijders zijn bedienbare, uitschuifbare snijtanden op de uiteinden van de graafarmen.

Zowel tijdens het oversnijden in bochten als tijdens het "gewone" ontgraven, zal er een grotere doorsnede worden ontgraven dan de doorsnede van de TBM. Deze ruimte, tussen de grond en het schild van de TBM, wordt geïnjecteerd met bentoniet. De functie van de bentonietlaag om de tunnelboormachine is tweeledig. Ten eerste zorgt deze ervoor dat de wrijvingsweerstand van het schild in de grond wordt verlaagd. Ten tweede kunnen de zettingen in de grond beperkt worden door de bentoniet onder druk te houden.

4.6.2 Constructie van de tunnel

Het aanbrengen van de tunnelwand door continu staalvezelbeton te extruderen, is het opvallendste aspect van de Industriële Tunnelbouw Methode. Het produceren van de tunnelmantel begint bij het opbouwen van de binnenbekisting. Achter in de beschermende ruimte van de TBM wordt door een "erector" een ring van bekistingselementen opgebouwd. Doordat meerdere ringen achter elkaar worden gemonteerd, ontstaat een buisvormige binnenbekisting. Tussen de ring van bekistingselementen en het schild van de TBM bevindt zich de injectiering. Vanuit een aantal injectiepunten wordt hier het staalvezelbeton in de ruimte tussen de grond en de binnenbekisting geperst. Het beton verhardt (snel) in de tijd. Wanneer het beton voldoende sterkte heeft bereikt, kan de achterste bekistingring gedemonteerd worden. De ruwbouw van de tunnel is dan gereed.

Tot het continue productieproces van de tunnelmantel behoren twee "voorbereidende" activiteiten. Voordat het beton in de injectiering geëxtrudeerd wordt, moet het betonmengsel voorbereid worden. Een mengsel van zand, grind, cement en toeslagstoffen wordt droog op de bouwplaats bij de startschacht van de tunnel aangevoerd. Van daar wordt het met een treintje naar de TBM getransporteerd. Bij de TBM worden in een mixer staalvezels en water aan het mengsel toegevoegd. Vanaf dat moment begint het verhardingsproces van het beton, en daarom wordt het zo snel mogelijk geïnjecteerd. Tegelijkertijd worden ook de bekistingselementen voor hergebruik geschikt gemaakt. Na de demontage van een bekistingselement wordt dit achtereenvolgens gereinigd, geolied en visueel geïnspecteerd. Tenslotte wordt het direct weer vooraan in de TBM in de binnenbekisting ingebouwd.

In de monolieten tunnelmantel worden iedere 10 à 15 m, na het ontkisten, voegen aangebracht. Deze zijn noodzakelijk om enige vervorming van de tunnelbuis in lengterichting mogelijk te maken. Tijdens het uitharden krimpt het beton. Door de tunnelbuis in secties te zagen, wordt scheurvorming ten gevolge van deze verkorting zo veel mogelijk voorkomen. De voegen maken bovendien kleine zettingsverschillen tussen de secties mogelijk, zodat de tunnel zich als een "ketting" kan gedragen. De voegen worden volautomatisch gemaakt door de tunnelmantel rondom voor ongeveer ½ van de dikte in te zagen. In de zaagsnede wordt vervolgens een rubberen profiel aangebracht dat de waterdichtheid van de voeg garandeert.

4.6.3 Ondersteuning van het bouwproces

De ondersteuning van het bouwproces is een uitgebreid en complex logistiek systeem. De ITM-tunnel wordt volledig ondergronds gebouwd. Dit betekent, dat alle grondstoffen en afvalstoffen die in de TBM benodigd zijn, danwel geproduceerd worden, via de gereedgekomen tunnelbuis moeten worden aan- en afgevoerd. Een deel van de stoffen wordt via leidingen door de tunnel getransporteerd, een ander deel wordt met een speciaal treintje door de tunnel vervoerd. Omdat de tunnel steeds langer wordt, zijn alle aan- en afvoersystemen continu of in stappen verlengbaar. In tabel 4.2 is een opsomming gegeven van de "goederen" die aan- en afgevoerd moeten worden. Daarin wordt onderscheid gemaakt tussen de goederen die per trein, en die per leiding worden getransporteerd.

Tabel 4.2 Door de tunnel aan en af te voeren goederen.

Goederen:	Functie/Doel:
<i>Aanvoer per leiding:</i>	
- water	grondstof beton, transportmiddel grond, koelvloeistof, diversen
- lucht	zuurstof voor personeel, luchtkoeling
- bentoniet	ondersteuning boorfront, transportmiddel grond, injectie rondom TBM
- schuim	plastificeren grondmengsel
- elektriciteit	energievoorziening voor alle systemen
<i>Aanvoer per trein:</i>	
- betonmortel	grondstof beton
- staalvezels	grondstof beton
- voegprofiel	montage in voegen
- rails	aanleggen enkelspoor t.b.v. transport goederen en mensen per trein
- leidingen	verlengen van aan- en afvoerleidingen
- reservedelen	
- mensen	monitoren en besturen het bouwproces en plegen onderhoud
- diversen	
<i>Afvoer per leiding:</i>	
- water	
- lucht	stroomt door de gehele tunneldoorsnede
- grondslurry	mengsel van de afgegraven grond, bentoniet en water
<i>Afvoer per trein:</i>	
- afval	
- mensen	3 ploegen per 24 uur, 5 dagen in de week
- diversen	

Naast de logistiek door de tunnelbuis vindt een belangrijk deel van de ondersteuning van het bouwproces bovengronds plaats. Bij de startschacht van de tunnel wordt een bouwplaats ingericht. De aan- en afvoer van alle grond- en afvalstoffen wordt uiteindelijk via deze bouwplaats geregeld, eventueel via een tussentijdse opslag. Een essentieel onderdeel van het boorproces vormt de scheidingsinstallatie. In de scheidingsinstallatie wordt het mengsel van

ontgraven grond, water en bentoniet zo goed mogelijk gescheiden in grond en bentoniet. Het doel hiervan is enerzijds om de bentonietvloeistof te kunnen hergebruiken, en anderzijds om de grond zo droog mogelijk te kunnen storten of afvoeren.

5 De geotechnische en constructieve aspecten van het ITM-ontwerp

Na een toelichting op de opzet van dit hoofdstuk in paragraaf 5.1, worden in 5.2 de geotechnische en constructieve aspecten van het boorproces beschreven. De ontwerpaspecten van de constructie, en de aspecten die de levensduur en de functionaliteit van de tunnel bepalen, komen aan bod in respectievelijk paragraaf 5.3 en 5.4.

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de resultaten van een literatuurstudie beschreven. In deze literatuurstudie zijn de geotechnische en constructieve aspecten, en de bijbehorende rekenmodellen, van de Industriële Tunnelbouw Methode beschouwd. De verschillende ontwerpaspecten zijn, ten behoeve van de overzichtelijkheid, in de volgende drie hoofdonderwerpen ingedeeld. Als eerste worden behandeld de geotechnische en constructieve aspecten, die tijdens het boorproces een rol spelen. De meeste specifieke ITM-aspecten komen vervolgens aan bod bij de beschrijving van het constructieve ontwerp. De interactie van de tunnel met de grond staat daarin centraal. Als derde onderwerp worden die aspecten uitgewerkt, die vooral te maken hebben met het gebruik van de tunnel gedurende de gehele levensduur. De gehanteerde indeling is niet strikt. Dat wil zeggen, een aspect als maaiveldzakking speelt bijvoorbeeld bij ieder "hoofdonderwerp" een rol. Bovendien dient te worden opgemerkt, dat niet alle beschreven ontwerpaspecten uniek zijn voor de Industriële Tunnelbouw Methode. Overeenkomsten met het ontwerp van een segment-tunnel zullen worden aangegeven.

Voor deze literatuurstudie is voornamelijk gebruik gemaakt van literatuur [34] en [6], [22], [28] en [31], en [20]. Daarin worden respectievelijk het ontwerp van een ITM-tunnel, algemene rekenmodellen voor boortunnels, en het ontwerp van de Tweede Heinenoordtunnel beschreven. Een aantal, voor het OLS-project interessante, ontwerpaspecten is gekwantificeerd. Voor de meeste aspecten was dit echter niet mogelijk binnen het korte tijdsbestek voor deze fase van dit afstudeerproject. Dit hoofdstuk bevat daarom meer een kwalitatieve beschrijving, terwijl in de bijlagen enkele voorbeeldberekeningen met betrekking tot het OLS-project zijn toegevoegd.

De Industriële Tunnelbouw Methode is in [34] uitgewerkt voor de zogenaamde "nominal design case". Bij dit ontwerp (voor een fictief project) zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- een binnendiameter van 9 m,
- wanddikte is 0,40 m,
- beton B45 met 50 kg staalvezels per m³,
- dekking verloopt van 9 tot 18 m,
- grondprofiel bestaat volledig uit zand,
- grondwaterstand 1 m onder maaiveld (zoet water),
- een enkele buis met een lengte van 6 km,
- een horizontale boogstraal van 240 m en een verticale van 2500 m.

Uiteraard zijn de resultaten, van de voor dit ontwerp gemaakte berekeningen, getalsmatig niet rechtstreeks te vergelijken met (en zeker niet toe te passen in) het OLS-project. Immers, met name de diameter (5 m), de diepte (± 5 m dekking) en het grondprofiel (klei/zand) van het OLS-project, wijken sterk af van deze uitgangspunten. Desondanks zijn in dit hoofdstuk enkele resultaten van de "nominal design case" gebruikt. De bedoeling hiervan is echter uitsluitend om een indruk van de ordegrrootte van de betreffende onderdelen te geven.

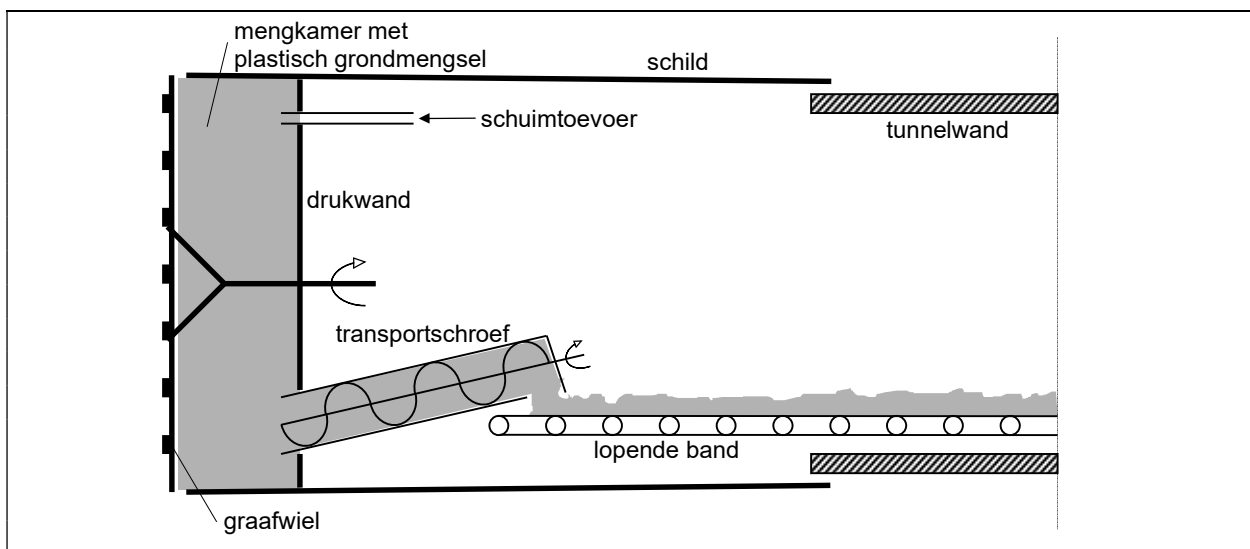
5.2 Boorproces

Het boorproces omvat het ontgraven van de tunnelruimte en het voortbewegen van de tunnelboormachine. Voor het ontgraven wordt een type boorschild gekozen (paragraaf 5.2.1), teneinde het boorfront stabiel te houden (5.2.2). Bij het voortbewegen van de machine is het van belang dat de achterkant van de TBM grond- en waterdicht afgesloten blijft (5.2.4), en dat de krachten die voor het voortbewegen nodig zijn aan de constructie kunnen worden afgedragen (5.2.5).

5.2.1 Combinatie van een hydro- en EPB-schild in een Combi-schild

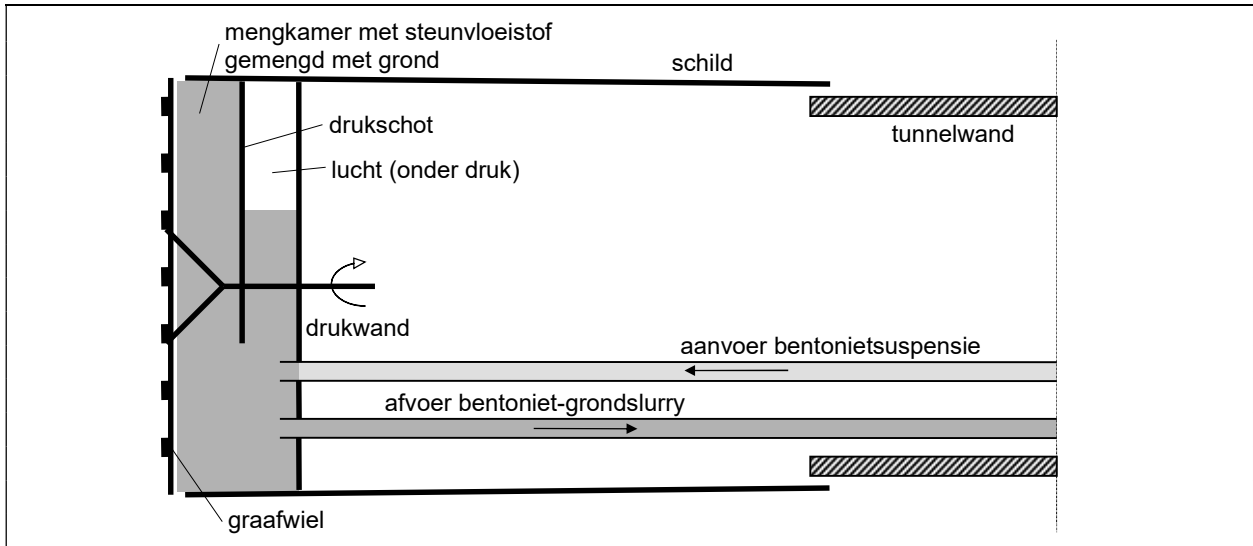
Teneinde een tunnel te kunnen boren in "slappe" grond, is het noodzakelijk het graaffront te ondersteunen met een boorschild. Aan de voorkant van een tunnelboormachine wordt door de snijtanden op een ronddraaiend graafwiel grond ontgraven. Deze grond komt terecht in de zogenaamde mengkamer, dit is het voorste, drukkicht afgesloten, deel van de TBM. In de mengkamer moet te allen tijde een zekere druk worden gehandhaafd. Dit is noodzakelijk om te voorkomen, dat de nog niet ontgraven grond spontaan de mengkamer in stroomt. Dit mechanisme, instabiliteit van het boorfront, zou grote vervormingen in de grond en zakkingen aan het maaiveld veroorzaken. De wijze waarop het boorfront wordt ondersteund, is afhankelijk van het type boorschild dat wordt gebruikt.

Voor de Nederlandse bodemomstandigheden zijn twee typen boorschilden te onderscheiden. Dit zijn het gronddrukbalansschild en het vloeistofschild (ook wel earth-pressure-balance-shield of EPB-schild, respectievelijk slurry- of hydro-schild genoemd). Het gronddrukbalansschild werkt als volgt (zie figuur 5.1). De ontgraven grond wordt als een dikke plastische massa in de mengkamer gehouden. Daartoe wordt de grond verkneed, eventueel met hulp van een "smeermiddel", zoals bentoniet of een speciaal schuim. Dit grondmengsel, de ontgraven grond zelf, zorgt voor de ondersteuning van het boorfront. De grondmassa wordt onder druk gehouden door het grondmengsel gedoseerd af te voeren. Het volume van de afgevoerde grond is nooit groter dan het volume van de ontgraven grond (de voortgang van de TBM vermenigvuldigd met het ontgraven oppervlak). Het afgevoerde volume, en daarmee de frontdruk, kan worden beheerst doordat de grond uit de mengkamer wordt verwijderd middels een regelbare transportschroef. De waterdoorlatendheid van het grondmengsel moet zo laag zijn, dat het grondmengsel in de mengkamer en in de transportschroef voor de waterafdichting zorgt. Tenslotte kan de grond in principe "droog" worden afgevoerd. De grond wordt bijvoorbeeld aan het einde van de schroefvijzel op een lopende band gestort.



Figuur 5.1 EPB-schild, schematische lengtedoorsnede.

De werking van een vloeistof-schild (weergegeven in figuur 5.2) is als volgt. Bij een hydro-schild is de mengkamer gevuld met een vloeistof onder druk. Deze steunvloeistof bestaat uit een suspensie van zeer fijn gemalen bentonietklei in water. De druk in de bentoniet-slurry verzekert de stabiliteit van het boorfront. Deze druk wordt geregeld via een "luchtkussen" dat met de mengkamer in contact staat. De ontgraven grond wordt met de slurry vermengd, en kan dan uit de mengkamer worden gepompt, om verder via persleidingen te worden afgevoerd.



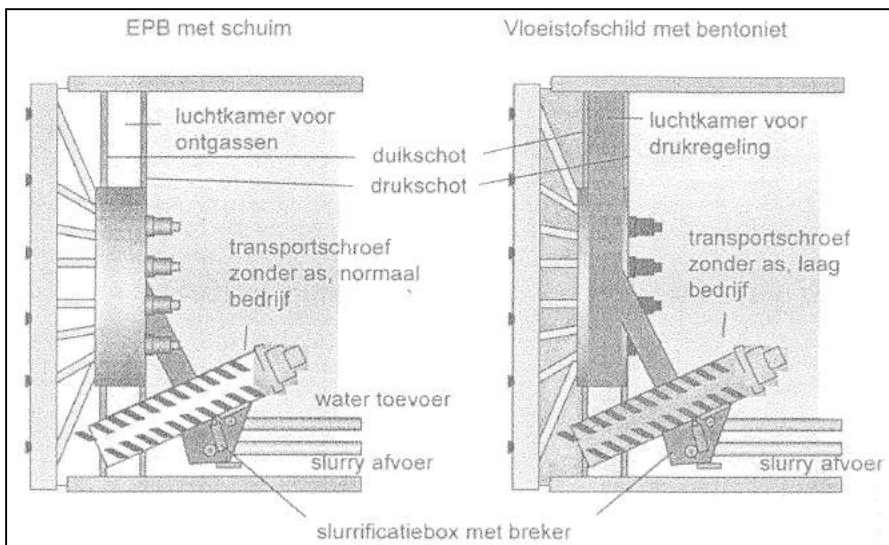
Figuur 5.2 Hydro-schild, schematische lengtedoorsnede.

De bovengenoemde schildtypen kennen ieder een aantal voor- en nadelen. Een voordeel van een hydro-schild ten opzichte van een EPB-schild is bijvoorbeeld, dat de druk in de mengkamer beter beheerst kan worden. Het betreden van de mengkamer ten behoeve van onderhoudsinspectie is eveneens veel beter mogelijk. Andersom is een voordeel van het EPB-schild ten opzichte van het hydro-schild, dat het gevaar op een "blow-out" minimaal is. Tevens is de EPB-methode niet afhankelijk van een omvangrijke scheidingsinstallatie voor het terugwinnen van de bentoniet uit de grond-bentoniet-slurry.

De inzetbaarheid van de twee schilden is afhankelijk van de grondsoort waarin wordt geboord. Voor een hydro-schild geldt, dat de bentoniet vloeistof de grond kan indringen, wanneer deze uit grof materiaal bestaat. De stabiliteit van het boorfront zou hierdoor in gevaar komen. Bevat de grond veel zeer fijn materiaal, dan kent de slurry-methode ook een probleem. De scheidingsinstallatie kan geen onderscheid maken tussen zeer fijnkorrelige grond en bentoniet, zodat de bentoniet vloeistof nauwelijks hergebruikt kan worden. De EPB-methode functioneert juist goed in zeer fijnkorrelige grond. Dergelijke grond, bijvoorbeeld klei, heeft de juiste plastische eigenschappen voor verkneding in de mengkamer. Bij grovere grondsoorten zal steeds meer bentoniet of schuim toegevoegd moeten worden. In literatuur [28] zijn de grenzen van de inzetbaarheid van een hydro- en EPB-schild weergegeven, uitgedrukt in de korrelverdeling van de grond. Deze grafieken zijn in bijlage II opgenomen.

Voor de Industriële Tunnelbouw Methode is een zogenaamd Combi-schild ontwikkeld. Dit Combi-schild is zo geconstrueerd, dat het zo veel mogelijk de voordelen van de twee typen schilden combineert. Het schild kan functioneren als een hydro-schild, waarbij de grond-bentoniet-slurry (geleid via een transportschroef en een "slurrificatiebox") wordt weggepompt. Relatief eenvoudig kan omgeschakeld worden op de EPB-methode. Het grondmengsel wordt dan middels de transportschroef in de slurrificatiebox gebracht. Hierin wordt het mengsel met water vermengd, totdat er een verpompbaar mengsel is ontstaan. De afvoer van de grondslurry vindt dan verder via dezelfde pompen en persleidingen plaats. Omschakelen van de

EPB-methode op de hydro-schild-methode is eveneens mogelijk. In figuur 5.3 is het Combi-schild in beide werkwijzen afgebeeld.



Figuur 5.3 ITM-Combi-schild in EPB- en vloeistofschildstand. [34]

De inzetbaarheid van het Combi-schild is breed ten aanzien van verschillende grondsoorten. Aan het Combi-schild is de eis gesteld dat het inzetbaar moet zijn in alle grondsoorten die kenmerkend zijn voor deltagebieden in de wereld en specifiek in Nederland (zie paragraaf 4.4). De grenzen van de inzetbaarheid zijn niet aangegeven ten opzichte van een korrelverdeling. Toch kan worden aangenomen, dat het Combi-schild tenminste kan worden ingezet in die grondsoorten, waarin volgens bijlage II of een hydro-schild, of een EPB-schild kan boren. Een belangrijke overweging voor het toepassen van dit flexibele ontwerp, is het feit dat de grondsoort waarin geboord wordt gedurende een project zelden eenduidig is. In de Nederlandse grondomstandigheden is het zeer goed denkbaar, dat eerst door kleiige holocene grondlagen wordt geboord, en op grotere diepte door zanderige pleistoceenlagen. Een dergelijke situatie doet zich ook voor in het OLS-tracé.

5.2.2 Berekening van de benodigde steundruk

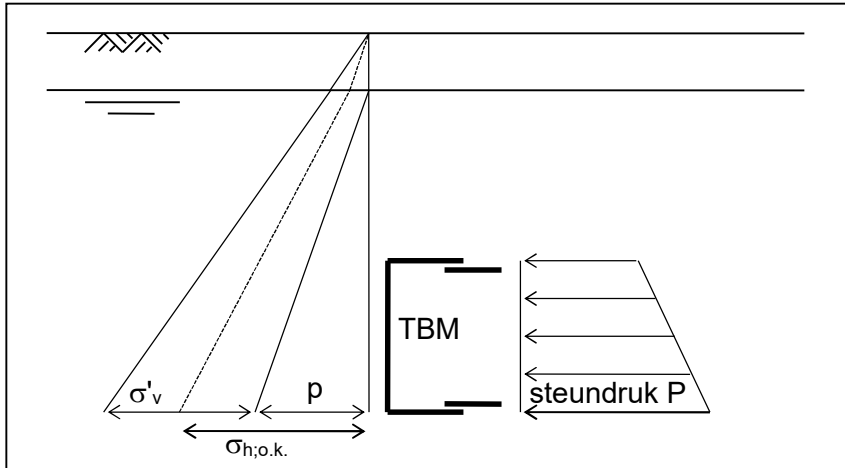
In de vorige paragraaf is uiteengezet dat het boorfront wordt ondersteund door een grondmengsel of een bentoniet steunvloeistof onder druk. Deze steundruk moet voldoende groot zijn om het boorfront stabiel te houden: de minimale steundruk. Aan de andere kant mag de druk niet zo groot zijn dat de grond wordt weggedrukt: de maximale steundruk. Met name bij het toepassen van een vloeistof ondersteuning, of een (tijdelijke) ondersteuning met luchtdruk, bestaat het gevaar van een "blow-out". Een blow-out is het wegstromen van de steunvloeistof of lucht naar het oppervlak, doordat er een scheur in de grond is ontstaan tussen de TBM en het maaiveld. Een blow-out kan worden voorkomen door een voldoende gronddekking boven de tunnelboormachine te handhaven. Overigens is voor de voortgang van het boorproces en de belastingen op de TBM een zo laag mogelijke steundruk gewenst.

Minimale steundruk

De minimaal benodigde steundruk wordt in [28] als volgt bepaald. Zoals in figuur 5.4 is aangegeven, moet de steundruk P minimaal evenwicht maken met de horizontale korreldruk σ_h' en de waterdruk p aan de onderkant van de tunneldoorsnede. De waterdruk is eenduidig te bepalen. De horizontale korreldruk wordt berekend uit de verticale korreldruk, door deze te vermenigvuldigen met een horizontale gronddrukcoëfficiënt.

$$P = \sigma_h = p + \sigma_v' \cdot K \quad (5.1)$$

De waarde van deze coëfficiënt is echter niet direct duidelijk. Toepassing van de actieve gronddrukcoëfficiënt zou betekenen dat de grond zich richting het boorfront verplaatst, hetgeen ongewenst is. Bij neutrale gronddruk vinden geen vervormingen plaats, de bijbehorende steundruk is echter veel hoger. Doordat de tunneldoorsnede beperkt is, treedt bovendien een drie dimensionaal effect op in de grond. De spanningen in de grond spreiden zich om de tunnel, de zogenaamde boogwerking. Hierdoor kan een lagere horizontale gronddrukcoëfficiënt, dan de actieve waarde, in rekening worden gebracht.



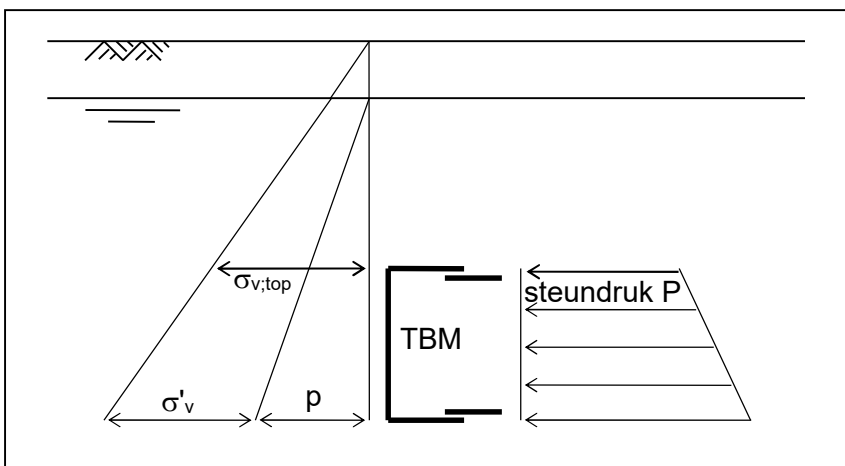
Figuur 5.4 Bepalen minimale steundruk.

Maximale steundruk

De maximale steundruk wordt in [28] afgeleid uit het verticale evenwicht. De steundruk aan de bovenkant van de TBM mag niet groter zijn dan de verticale grondspanning op dat niveau (zie figuur 5.5). Teneinde de mengkamer voor onderhoudswerkzaamheden te kunnen betreden, moet deze met lucht gevuld kunnen worden. De luchtdruk levert dan de benodigde steundruk om het boorfront stabiel te houden. De luchtdruk aan de bovenkant van de TBM is bij volledige luchtdrukondersteuning gelijk aan de druk aan de onderkant.

$$P_{\text{lucht;top}} < \sigma_{\text{v;top}} \quad (5.2)$$

$$P_{\text{lucht;top}} = P_{\text{lucht;o.k.}} \quad (5.3)$$



Figuur 5.5 Bepalen maximale steundruk.

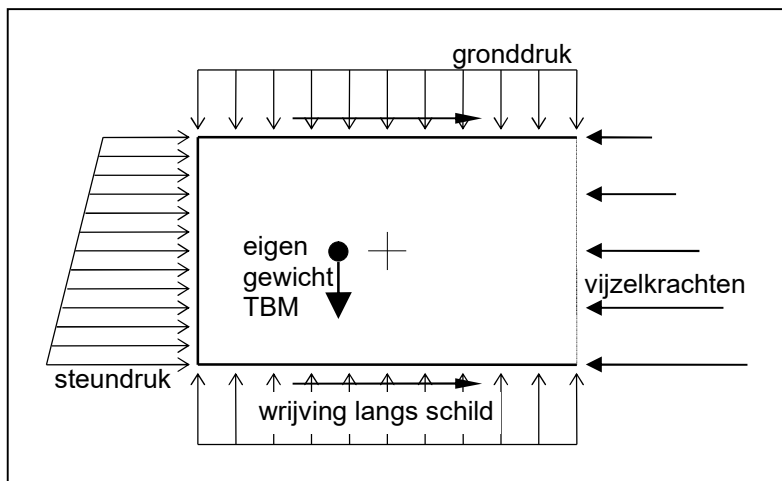
ITM steundrukberekening

Bij ITM is de berekening van de steundruk uitgevoerd ten behoeve van het bepalen van de belastingen op de tunnelboormachine. Het gehanteerde rekenmodel is het ruimtelijke steundrukmodel van Jancsecz. Dit model is ook gebruikt bij de ontwerpberekeningen voor de 2^e-

Heinenoordtunnel. Voor een toelichting wordt verwezen naar [20] of [22]. In de ITM-berekening is een onder- en een bovengrens voor de steundruk bepaald. Dit is gedaan door voor de gronddrukcoëfficiënt λ in het Jancsecz-model respectievelijk de actieve en de neutrale gronddrukcoëfficiënt in te vullen. ($K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$ en $K_0 = 1 - \sin\varphi$) In bijlage III is een voorbeeldberekening uitgewerkt.

5.2.3 Evenwicht van de tunnelboormachine

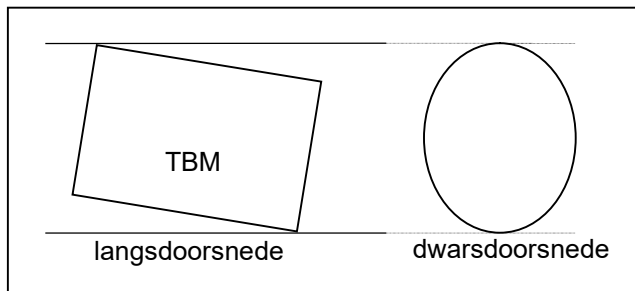
De krachten en momenten op de tunnelboormachine moeten in evenwicht zijn. De steundruk aan het boorfront vormt in combinatie met de grondwrijving langs het schild de grootste horizontale belasting op het schild. De resulterende horizontale belasting grijpt iets onder de as van de TBM aan. De vijzels aan de achterkant van de TBM leveren de reactiekracht, die nodig is voor het axiale krachtenevenwicht. Het verticale evenwicht is de som van de grondbelasting op de tunnelboormachine, het eigen gewicht van de TBM en de grondspanning onder de TBM. De tunnelboormachine als geheel is lichter dan het gewicht van de ontgraven grond. Het verticale evenwicht stelt zich daarom pas in als de TBM opwaarts verplaatst is, waardoor de grondspanning aan de bovenkant is toegenomen en aan de onderkant is afgenomen. In figuur 5.6 zijn de belangrijkste krachten op de TBM weergegeven.



Figuur 5.6 Krachten op de tunnelboormachine (lengtedoorsnede).

Het eigen gewicht van de tunnelboormachine is niet gelijkmatig over de lengte van het schild verdeeld. Het graafwiel en de bijbehorende installaties aan de voorkant van de TBM zijn relatief zwaar. Hierdoor werkt er een moment op de TBM in het verticale vlak, en heeft het schild de neiging naar voren te kantelen. Dit naar voren kantelen zou ongewenst tot een dalend alignment leiden. Daarom wordt een tegenwerkend moment geleverd door de vijzeldrukken zo over de ring te verdelen, dat de resulterende vijzelkracht onder de as van het schild aangrijpt. Het evenwicht, of beter: de rechtstand, van de machine moet goed worden beheerst. In figuur 5.7 is (overdreven) weergegeven wat het effect is van een recht vooruit borende, gekantelde tunnelboormachine. Het ontgraven gat wordt ovaal en groter dan de TBM. Enerzijds levert dat een extra risico op maaiveldzakkingen op. Anderzijds, betekent het dat de wanddikte van de ITM-tunnel niet gelijkmatig zou zijn.

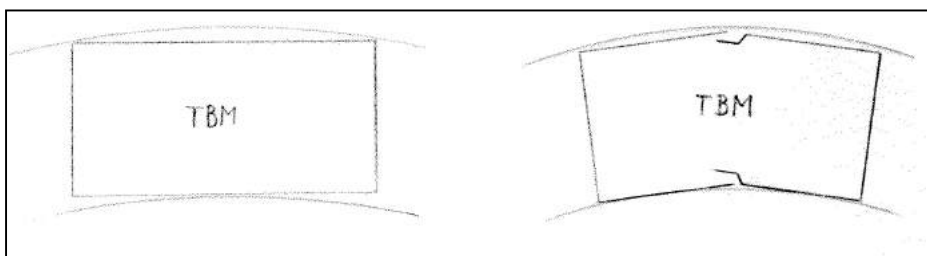
Het zwaartepunt van een ITM-tunnelboormachine ligt waarschijnlijk verder naar voren, dan dat van een "conventioneel" boorschild. Er bevindt zich immers een "dubbele" boorinstallatie in de TBM, ten behoeve van een vloeistof- en een grondslurry-ondersteuning. Voor de tunneldiameter van het OLS-project ($D_{inw} = 5$ m) dient het ontwerp van de "nominal design case"-ITM-machine aangepast te worden. Het is daarom hier niet mogelijk om de verschillende krachten op de TBM en de verdeling van het eigen gewicht te kwantificeren.



Figuur 5.7 Ovaal ontgraven door gekantelde tunnelboormachine.

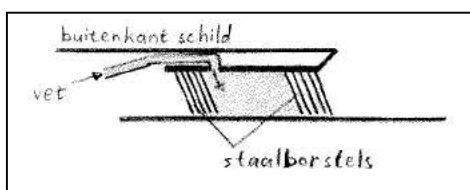
5.2.4 Afdichting van de staartspleet

De tunnelboormachine moet volledig grond- en waterdicht zijn. Wanneer grond of water (behalve aan het boorfront) de TBM in zou stromen, dan leidt dit tot extra ontspanning in de omringende grond en tot vervuiling van de werkruimte. Er zijn twee plaatsen, waar grond de TBM in zou kunnen lekken. Ten eerste via de spleet die bestaat tussen het voorschild en het achterschild. Halverwege de tunnelboormachine is een geleding aangebracht, zodat het ongeveer 12 meter lange schild gemakkelijker een kleinere boogstraal kan doorlopen. Dit principe is in figuur 5.8 (overdreven) weergegeven. Het achterste deel van het schild kan in het voorste deel schuiven, en heeft daarom ter plekke een iets kleinere diameter. De staartspleet vormt de tweede mogelijke lekweg. Bij een segment-tunnel bestaat de staartspleet uit de ruimte tussen de TBM en de iets kleinere ingebouwde ring van tunnelementen. Bij een ITM-tunnel bestaat de staartspleet uit de ruimte tussen de TBM en de ingebouwde binnenbekisting. In deze ruimte is de injectieering geplaatst, waar het staalvezelbeton geëxtrudeerd wordt. De injectieering moet langs de binnenbekisting kunnen schuiven en is daarom niet exact passend. De kleine spleet die overblijft, dient afgesloten te zijn voor indringend beton, grond en grondwater.



Figuur 5.8 Schets van tunnelboormachine zonder en met geleding.

De afdichting van de geleedingspleet wordt verzorgd door staalborstels. In de ringvormige spleet zijn ringen van staalborstels aangebracht. Deze staalborstels zijn enigszins flexibel, zodat kleine verplaatsingen mogelijk zijn. De dichtheid wordt verzorgd door ze te smeren met vet. Het principe van deze afdichting is in figuur 5.9 geschetst. De staartspleet wordt afgedicht met ringen van rubberen "flappen", die er vergelijkbaar uitzien als de staalborstels. Hier worden geen vet gesmeerde staalborstels gebruikt, omdat een vetlaag op de kistelementen ongewenst is. Het vet zou de wrijving tussen het beton en de binnenkist verminderen, terwijl deze wrijving juist nodig is voor de overdracht van de voortstuwkrachten (zie paragraaf 5.2.5).

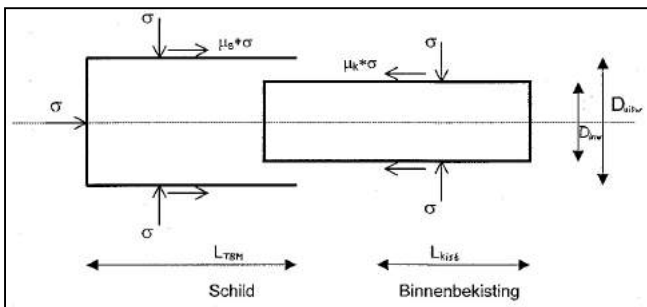


Figuur 5.9 Principeschets staalborstelafdichting.

5.2.5 Afdracht van de vijzelkrachten

De vijzelkrachten worden bij een ITM-tunnel overgedragen op de binnenbekisting. Aan de achterkant van de TBM zitten vijzels die de tunnelboormachine naar voren duwen. De vijzelkrachten dienen evenwicht te maken met de som van de axiale krachten op de TBM. De grootste kracht is het gevolg van de steundruk aan het boorfront. Daarnaast moet ook de wrijving van het boorschild in de grond worden overwonnen. Deze krachten zijn bij een segment-tunnel niet anders dan bij een ITM-tunnel. De afdracht van de krachten verschilt echter wel. Bij een segment-tunnel zetten de vijzels zich af tegen de betonnen tunnelmantel. Om de vijzelkrachten op te kunnen nemen is vaak slijptwapening in de beton-segmenten noodzakelijk. Bij de Industriële Tunnelbouw Methode zetten de vijzels zich af tegen de aangebrachte binnenbekisting. De binnenbekisting draagt de axiale kracht vervolgens via wrijving over op de tunnelmantel. De binnenkist dient lang genoeg te zijn om de maximale vijzelbelasting op de tunnelwand over te kunnen dragen.

De benodigde kistlengte kan berekend worden met behulp van de onderstaande rekenmethode. In [34] is de kistlengte (20 m) als uitgangspunt gekozen, en is dit model gebruikt om de benodigde wrijvingscoëfficiënt tussen staalvezelbeton en binnenkist te bepalen. De wrijvingscoëfficiënt is afhankelijk van de eigenschappen van het beton en het ontwerp van de binnenbekisting. De gevonden waarde is daarom een ontwerpparameter. Omgekeerd, kan bij een gegeven ontwerp voor de binnenbekisting, de kistlengte worden berekend.



Figuur 5.10 Schematisatie interactie TBM-binnenbekisting. [34]

In figuur 5.10 zijn de krachten op de TBM en de binnenbekisting geschematiseerd. De benodigde voortstuwkracht bestaat uit de te leveren steundruk aan het boorfront en de te overwinnen wrijving van het schild in de grond:

$$F = \sigma \cdot \frac{1}{4} \pi D_{uitw}^2 + \mu_s \cdot \sigma \cdot \pi D_{uitw} \cdot L_{TBM} \quad (5.4)$$

De voortstuwkracht wordt afgedragen via de wrijving tussen binnenkist en tunnelmantel:

$$R = \mu_k \cdot \sigma \cdot \pi D_{inw} \cdot L_{kist} \quad (5.5)$$

met: σ = de gronddruk (de grondspanning wordt als representatief gesteld voor zowel de steundruk als de belasting op de tunnelmantel),

D_{uitw} = de buitendiameter van de tunnelboormachine,

μ_s = wrijvingscoëfficiënt tussen het schild en de grond,

L_{TBM} = lengte van het schild,

μ_k = wrijvingscoëfficiënt tussen de binnenbekisting en het staalvezelbeton,

D_{inw} = buitendiameter binnenkist (= binnendiameter tunnelmantel),

L_{kist} = lengte van de binnenbekisting.

Met:

$$R \geq F \quad (5.6)$$

kan de benodigde lengte van de binnenbekisting berekend worden:

$$L_{kist} \geq \frac{\frac{1}{4} D_{uitw}^2 + \mu_s \cdot D_{uitw} \cdot L_{TBM}}{\mu_k \cdot D_{inw}} \quad (5.7)$$

Uit het bovenstaande kan worden geconcludeerd dat de lengte van de binnenkist niet afhankelijk is van de grondspanning, dus diepte, van de tunnel. De kistlengte is wel afhankelijk van de diameter van de tunnel. Dit suggereert, dat voor de kleinere diameter van de OLS-tunnel een kortere binnenkist (< 20 m) volstaat. Die conclusie is echter niet juist. Voor de lengte van de binnenkist blijkt namelijk de ontkistingssterkte van het staalvezelbeton maatgevend te zijn. De kistlengte van 20 m voor de "nominal design case", zal daarom ook noodzakelijk zijn in het OLS-project. Voor het overdragen van de wrijvingskracht is er dan een "overlengte", zodat dit mechanisme niet kritiek is.

5.3 Ontwerp van de constructie

Het ontwerp van een ITM-tunnelmantel begint bij het kiezen van een wanddikte (paragraaf 5.3.1). Vervolgens wordt getoetst of de belastingen uit de grond (5.3.2 en 5.3.4) geen onaanvaardbare krachten en vervormingen in de tunnelmantel opleveren (5.3.3). Het tunnelontwerp dient tegen verschillende bezwijkmechanismen bestand te zijn (5.3.5 t/m 5.3.7). De invloed van de ringvoegen is het laatste, overigens essentiële, onderdeel van het ontwerp dat hier wordt beschouwd (5.3.8).

5.3.1 Dikte van de tunnelmantel

De dikte van de tunnelmantel wordt in eerste instantie gekozen. Er bestaan geen formules op basis waarvan de dikte van een tunnelmantel kan worden berekend. Daarom wordt voor een ITM-tunnel, net als voor een segment-tunnel, de volgende ontwerpaanpak gehanteerd. Op basis van ervaringen bij andere projecten zijn vuistregels afgeleid, die een relatie leggen tussen de tunneldiameter en de dikte van de tunnelwand. Met behulp van deze vuistregels wordt een voorlopige dikte gekozen. Met deze dikte worden controle berekeningen uitgevoerd naar de sterkte en stijfheid van de tunnelmantel onder verschillende belastingen. Voldoet de gekozen dikte, dan kan eventueel nog een optimalisatiestap worden genomen met een dunnere tunnelwand. Als de gekozen dikte niet voldoet, moet het ontwerp worden aangepast en de berekeningen met een dikkere mantel worden overgedaan. Uit deze iteraties volgt uiteindelijk het definitieve ontwerp.

De meest gehanteerde vuistregel voor de wanddikte in de literatuur is:

$$d = \frac{1}{10} \cdot R \quad . \quad (5.8)$$

In [22] wordt (voor segment-tunnels) ook de volgende vuistregel genoemd:

$$d = 0,13 \cdot \sqrt{D_{uitw}} \quad . \quad (5.9)$$

In [34] is een "trendlijn" weergegeven voor de relatie tussen diameter en wanddikte bij verschillende projecten van geëxtrudeerde staalvezelbetonnen tunnels:

$$d = 0,16 + 0,057 \cdot R \quad , \quad (5.10)$$

met: d = dikte van de tunnelmantel [m],
 R = straal van de tunnel (tot hartlijn wand) [m],
 D_{uitw} = uitwendige diameter van de tunnel [m].

In tabel 5.1 worden voor drie projecten de wanddiktes volgend uit de vuistregels en de gekozen wanddiktes vergeleken.

Tabel 5.1 Vergelijking van tunnelwanddiktes op basis van vuistregels.

Project	Diameter (inwendig)	$d = 1/10 * R$	$d = 0,13 * \sqrt{D_{uitw}}$	$d = 0,16 + 0,057 * R$	Gekozen wanddikte
Tweede Hei- noordtunnel	7,6 m	0,40 m	0,38 m	0,39 m	0,35 m
ITM "nominal design case"	9,0 m	0,47 m	0,41 m	0,43 m	0,40 m
OLS	5,0 m	0,26 m	0,31 m	0,31 m	0,30 m

5.3.2 Belastingen van de grond op de tunnel

Belastingen op de tunnel, algemeen

Zoals in de vorige paragraaf is gesteld, dient het ontwerp van de tunnelmantel getoetst te worden op sterkte en stijfheid. Een tunnel moet de normale belastingen, die volgen uit de omliggende grond, uit het bouwproces en uit het gebruik, kunnen weerstaan zonder verlies van sterkte of functie. Bovendien mag de tunnel niet bezwijken onder invloed van bijzondere belastingen als gevolg van calamiteiten. Onder "normale belastingen" vallen onder andere:

- belasting door de omringende grond (bijvoorbeeld doordat de tunnel opdrijft in de grond, of door liggerwerking),
- belasting als gevolg van de vijzelkrachten (die voor de voortstuwing zorgen),
- belasting als gevolg van het uitharden van het staalvezelbeton (temperatuur- en verhardingskrimp),
- belasting door de volgtrein (deze wordt voortgetrokken door de TBM en bevat alle machines voor de bouw van de tunnel),
- verkeersbelasting (in het geval van het OLS-project de aslasten van de onbemande transportvoertuigen),
- belasting door temperatuurwisseling (gedurende de seizoenen).

Bij "bijzondere belastingen" kan met name gedacht worden aan:

- belasting als gevolg van een aanrijding tegen de tunnelwand,
- belasting ten gevolge van brand (extreme temperatuurverhoging en -gradiënt),
- explosiebelasting.

Het is niet op voorhand vast te stellen welke belasting, of welke belastingscombinatie, maatgevend is voor het ontwerp. Het toetsen van het ontwerp vereist daarom zeer uitgebreide berekeningen. Het is hier niet mogelijk de effecten van alle belastingen te kwantificeren. In het vervolg zullen met name de grondbelastingen en de belastingen die samenhangen met het extrusieproces worden beschouwd. De gebruiksbelastingen en extreme belastingen worden in respectievelijk paragraaf 5.4.3 en 5.4.4 behandeld.

Grondbelastingen op de tunnel, gedurende en na het bouwproces

De aanleg van een ITM-boortunnel is een voortschrijdend proces, zodat de grondbelasting in een vaste doorsnede varieert in de tijd. In [34] worden daarom zes fasen onderscheiden. Deze zijn in figuur 5.11 weergegeven en worden hieronder beschreven.

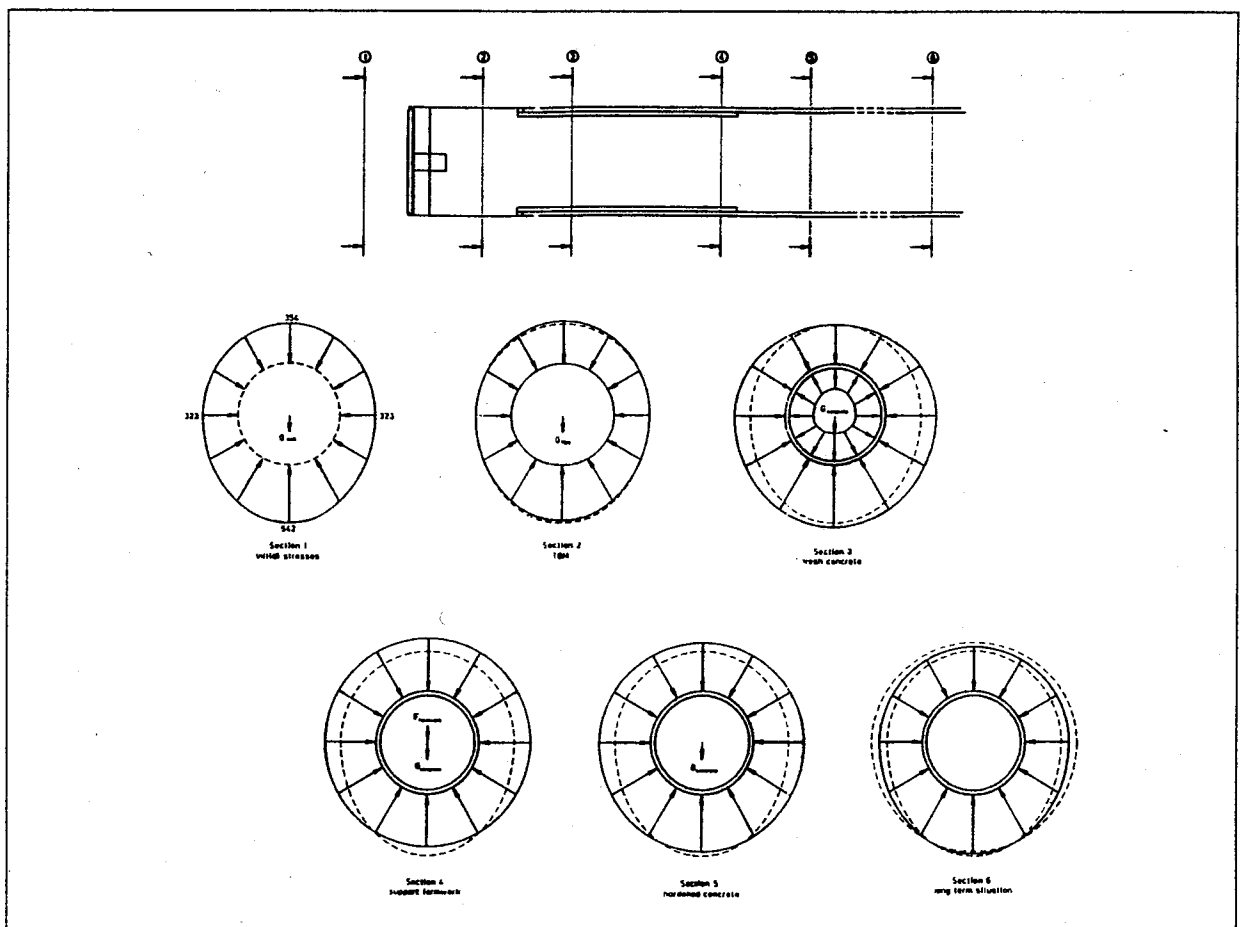
Doorsnede 1: Voordat de tunnel wordt aangelegd heersen in de grond de zogenaamde initiële grondspanningen.

Doorsnede 2: De tunnelboormachine heeft het gat voor de tunnel ontgraven. De TBM is lichter dan de ontgraven natte grond en heeft daardoor de neiging om iets op te drijven. De evenwichtstoestand wordt bereikt, doordat de grondspanning aan de bovenkant van de tunnel iets toeneemt en aan de onderkant iets afneemt.

Doorsnede 3: Direct achter de TBM wordt het staalvezelbeton tussen de binnenbekisting en de ontgraven grond geëxtrudeerd. De injectiedruk wordt gelijk genomen aan de verticale grondspanning aan de bovenkant van de tunnel. Dit wordt gedaan om zakkings aan het maaiveld te voorkomen. Zolang de betonspecie vloeibaar is, neemt de betondruk "hydrostatisch" lineair met de diepte toe. Deze

baar is, neemt de betondruk "hydrostatisch" lineair met de diepte toe. Deze toename is groter dan die van de grondspanning, zodat, behalve aan de top van de tunnel, de betondruk overal hoger is dan de initiële grondspanning. Het geboorde gat wordt hierdoor enigszins opgespannen.

- Doorsnede 4: De binnenbekisting is lichter dan het omringende beton, en heeft daarom de neiging om in het vloeibare beton op te drijven (in doorsnede 3). De belasting ten gevolge van deze opwaarts gerichte verplaatsing wordt via de stijve bekistingbuis overgedragen op de in deze doorsnede (doorsnede 4) reeds verharde tunnelmantel. Het geheel van tunnelmantel en binnenbekisting drijft bovendien op ten opzichte van de omliggende grond. Het gevolg van het opdrijven is wederom dat de grondspanning aan de bovenkant van de tunnel toeneemt, en aan de onderkant afneemt. Deze toe-/afname geldt echter nu ten opzichte van de door de injectiedruk verhoogde grondspanningen.
- Doorsnede 5: In deze doorsnede is de tunnelwand ontkist. De opwaartse belasting vanuit de binnenbekisting en het eigen gewicht van de kist valt weg. Hoewel de tunnel lichter is dan de omringende grond, is de netto opwaartse kracht kleiner dan in de vorige doorsnede. Het gevolg is dat de tunnel iets zakt. De grondspanningen aan de boven- en onderkant van de tunnel nemen af respectievelijk toe ten opzichte van de vorige doorsnede.
- Doorsnede 6: De laatste doorsnede is de schematisatie van de tunnel op lange termijn. Enkele tijdsafhankelijke aspecten, zoals consolidatie en kruip, hebben plaatsgevonden. De spanningen rondom de tunnel nemen daardoor iets af. Bovendien is de inrichting van de tunnel gereed. Het eigen gewicht van de tunneldoorsnede is toegenomen, hetgeen resulteert in een kleine neerwaartse verplaatsing met bijbehorende spanningsveranderingen.



Figuur 5.11 Schematisatie ITM-bouwproces in 6 fasen. [7]

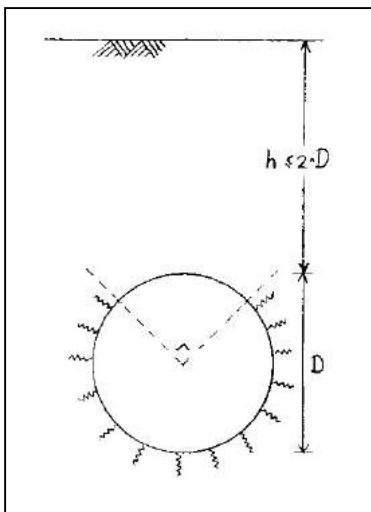
Het is van belang op te merken, dat hierboven iedere doorsnede twee dimensionaal en in dwarsrichting is beschouwd. Bovendien zijn de TBM en de tunnel als starre lichamen gemodelleerd. Drie dimensionale effecten worden beschreven in paragraaf 5.3.4. Liggerwerking, hetgeen ook een twee dimensionaal effect is, maar dan in lengterichting, komt in paragraaf 5.3.6 aan bod.

5.3.3 Bepaling van de krachten en vervormingen in de tunnelring

Rekenmodellen, algemeen

De in de vorige paragraaf beschreven grondbelastingen moeten worden geschematiseerd, teneinde met behulp van een rekenmodel de krachten en vervormingen in de tunnelmantel te kunnen bepalen. Grofweg kunnen er twee typen modellen worden onderscheiden. Ten eerste bestaan er analytische (en deels empirische) modellen. Ten tweede zijn er de continuüm modellen.

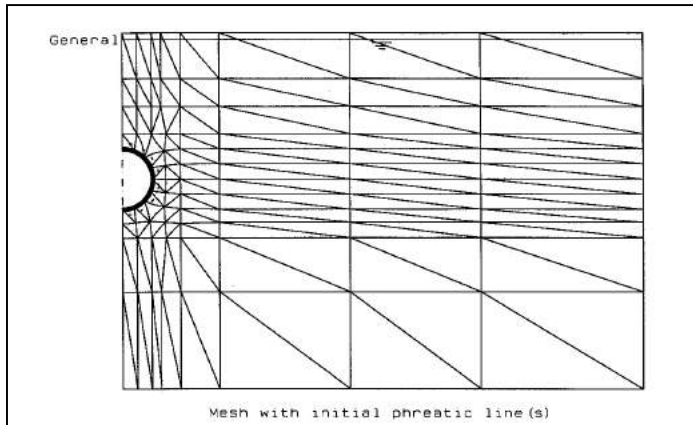
De analytische modellen beschrijven een ringvormige ligger in een continu lineair-elastisch medium. Tot deze categorie worden ook de veren- of raamwerkmodellen gerekend. In een verenmodel wordt de tunnelbuis geschematiseerd tot een elastisch (eventueel elasto-plastisch) ondersteunde buig- en rekstijve ring. De ondersteuning wordt geleverd door veren die een schematisatie vormen voor de bedding van de tunnel in de grond (zie figuur 5.12). Het geheel wordt ingevoerd in een raamwerkprogramma, dat de krachten in de tunnelmantel berekent. Een belangrijk nadeel van deze modellen is, dat zowel voor de belasting als voor de ondersteuning van de constructie door de grond een vaste waarde moet worden ingevoerd. In werkelijkheid zal er een interactie tussen de constructie en de grond optreden. Door vervormingen van de tunnelring zal noch de belasting op de constructie, noch de beddingsreactie van de grond, constant zijn. Het voordeel van deze modellen is, dat met behulp van een aantal "handzame" formules snel een indruk van de grootte van de snedekrachten in de tunnelring kan worden verkregen. In bijlage IV is als voorbeeld het rekenmodel van Duddeck voor de OLS-parameters uitgewerkt.



Figuur 5.12 Verenmodel voor een ondiepe tunnel volgens Duddeck.

De continuüm modellen zijn gebaseerd op twee (of drie-) dimensionale eindige elementen methoden (EEM). In een 2D-EEM-programma als Plaxis wordt de grond geschematiseerd middels driehoekige, schijfvormige elementen met de "mechanische" eigenschappen van grond (zie figuur 5.13). De tunnelconstructie wordt ingevoerd met zogenaamde balkelementen. Zowel tussen alle grondelementen onderling als tussen de tunnelconstructie en de grond vindt interactie plaats. De eigenschappen van de grond en de tunnel kunnen fysisch niet-lineair in rekening worden gebracht. En bovendien kunnen eenvoudig verschillende grondla-

gen met verschillende eigenschappen worden ingevoerd. Het nadeel van de verenmodellen ontbreekt bij een EEM-analyse: de belasting door en de reactie van de grond is afhankelijk van de vervormingen van de tunnelmantel. De methode is echter wel zeer complex. Er is veel kennis vereist om de waarde van de (schijnbaar) zeer nauwkeurige resultaten van een EEM-berekening in te kunnen schatten.

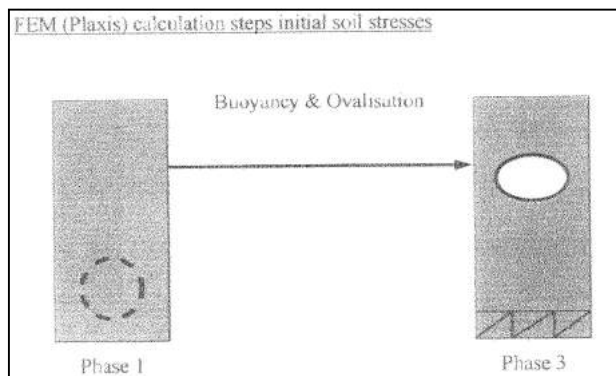


Figuur 5.13 Schematisatie grond en tunnel in Plaxis. [7]

Het ITM-rekenmodel

Het rekenmodel, dat wordt gebruikt om de krachten en vervormingen in een ITM-tunnel te bepalen, is de zogenaamde C+Db-methode. Hierin staat de "C" voor de bepaling van de grondbelasting op de tunnel middels een continuüm programma, te weten Plaxis. De "D" staat voor het 2D-verenmodel, dat wordt gebruikt om de grond te modelleren in een raamwerkprogramma. De veerconstanten van de grondveren worden bepaald met een continuüm programma, Plaxis, hetgeen met de "b" wordt uitgedrukt.

Voor het bepalen van de grondbelastingen met Plaxis zijn twee mechanismen van belang: opdrijven en ovaliseren van de tunnel. Tijdens het opdrijven van de tunnelbuis treden de grootste vervormingen op in de grond. Deze kunnen leiden tot plastische deformatie van de grond. Het ovaliseren van de tunnelring leidt tot veel kleinere verplaatsingen, zodat de grond zich elastisch gedraagt. De elastische beddingsreactie zorgt echter wel voor de spanningsverdeling in de tunnelring. Hoewel het opdrijf- en ovaliseringsmechanisme gelijktijdig optreden, moeten ze in het model gesplitst worden. In Plaxis wordt eerst het opdrijven gemodelleerd met een volledig stijve tunnelbuis. Aan het eind van deze fase is evenwicht bereikt tussen de grond- en waterspanningen, die leiden tot het opdrijven van de tunnel, en het eigen gewicht van de tunnel. De krachten, in radiale en tangentiële richting, die in die evenwichtstoestand op de tunnelmantel werken vormen de grondbelasting in het C+Db-model. Vervolgens wordt een tweede berekening uitgevoerd, waarin de tunnelbuis wel elastisch kan vervormen, en dus opdrijft en ovaliseert (zie figuur 5.14).



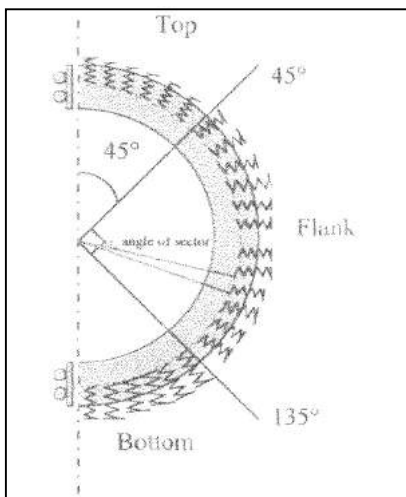
Figuur 5.14 "Tweede berekening": tunnel drijft op en ovaliseert. [23]

De veren in het verenmodel zijn elastisch, overeenkomstig met de elastische beddingsreactie van de grond. Voor het bepalen van de veerconstanten is daarom alleen het elastische deel van de met Plaxis berekende verplaatsingen relevant. De verplaatsingen, die in de eerste berekening worden gevonden, zijn het resultaat van de (deels) plastische deformatie van de grond. In de tweede berekening wordt hierop de elastische vervorming ten gevolge van het ovaliseren "gesuperponeerd". De elastische verplaatsingen van de tunnelmantel worden gevonden door het verschil te berekenen tussen de resultaten van de tweede en de eerste berekening. Op dezelfde manier worden de bijbehorende spanningsverschillen berekend. De veerconstanten voor het 2D-verenmodel zijn het quotiënt van deze spanningen en elastische verplaatsingen:

$$K = \frac{\Delta S}{\Delta U} , \quad (5.11)$$

met: K = de radiale of tangentiële veerconstante ten behoeve van het 2D-verenmodel,
 ΔS = spanningsverschil ter plaatse van de tunnelring, in radiale of tangentiële richting, tussen de eerste en tweede berekening,
 ΔU = verplaatsingsverschil ter plaatse van de tunnelring, in radiale of tangentiële richting, tussen de eerste en tweede berekening.

Tot slot worden de snedekrachten en vervormingen in de tunnelmantel met een raamwerkprogramma (2D-Raamwerk van SCIA) berekend. De met behulp van Plaxis gevonden korrel- en waterbelastingen en veerconstanten worden hier als invoer gebruikt. Voor symmetrische belastingsgevallen wordt slechts de helft van de tunnelring gemodelleerd. De waarden van de veerconstanten worden over de boven-, zij- en onderkant van de tunnel gemiddeld. Het model voor de ronde staalvezelbetonnen tunnel wordt opgebouwd uit rechte, lineair elastische balkelementjes, met het eigen gewicht van beton. Het verenmodel is schetsmatig weergegeven in figuur 5.15, ter vereenvoudiging met uitsluitend radiale veren.



Figuur 5.15 2D-verenmodel. [23]

Rekenprocedure voor het toetsen van het ITM-ontwerp

Aangezien ook met Plaxis de snedekrachten en vervormingen kunnen worden berekend, is de procedure voor het toetsen van de sterkte en stijfheid van de tunnelmantel als volgt. Met Plaxis wordt op de beschreven manier de grondbelasting op de tunnel bepaald. Dit wordt gedaan voor de initiële grondspanningen, en voor een model, waarin de initiële grondspanningen met de injectiedruk van het beton worden verhoogd. Deze berekeningen worden uitgevoerd voor de relevante grondprofielen van een project, en bijvoorbeeld voor een situatie met een asymmetrische bovenbelasting. Uit deze berekeningen worden de maatgevende belastingssituaties geselecteerd. Voor deze belastingssituaties worden uit dezelfde Plaxis berekeningen de beddingsveerconstanten bepaald. Met 2D-Raamwerk worden dan de sne-

dekrachten en vervormingen berekend voor verschillende belastingscombinaties. Het voordeel van dit programma is namelijk, dat bijvoorbeeld boven op de grondbelasting eenvoudig een combinatie van verkeersbelasting en temperatuurbelasting kan worden ingevoerd. De berekende snedekrachten en vervormingen worden tot slot vergeleken met de toegestane waarden.

Conclusies

In [7] en [23] zijn uitgebreide berekeningen gemaakt om de "nominal design case" van ITM te toetsen. De resultaten van die berekeningen zijn (numeriek) niet representatief voor het OLS-project. Immers de invoerparameters, met name de diameter en de diepteligging van de tunnel, verschillen sterk (zie paragraaf 5.1). De hieronder vermelde, algemeen geldende conclusies kunnen desondanks aan die berekeningen worden ontleend.

De reden voor het berekenen van de belastingen en vervormingen op basis van zowel de initiële grondspanningen als op basis van de betoninjectiedrukken is als volgt. De grootte en verdeling van de snedekrachten in de tunnelring verschillen sterk voor deze twee belastingsgevallen. Over het algemeen leidt het in rekening brengen van de betoninjectiedrukken tot een gunstigere belastingssituatie. De betondruk van het injectieproces verhoogt de grondspanning rondom de tunnel. Het is echter (nog) niet duidelijk of deze hogere spanning ook op langere termijn in de grond aanwezig blijft (zie ook paragraaf 5.3.4). Daarom worden beide belastingsgevallen berekend, en wordt vervolgens bepaald welke situatie de maatgevende vervormingen en snedekrachten oplevert.

Het onderstaande kan uit [7] en [23] worden geconcludeerd (in willekeurige volgorde):

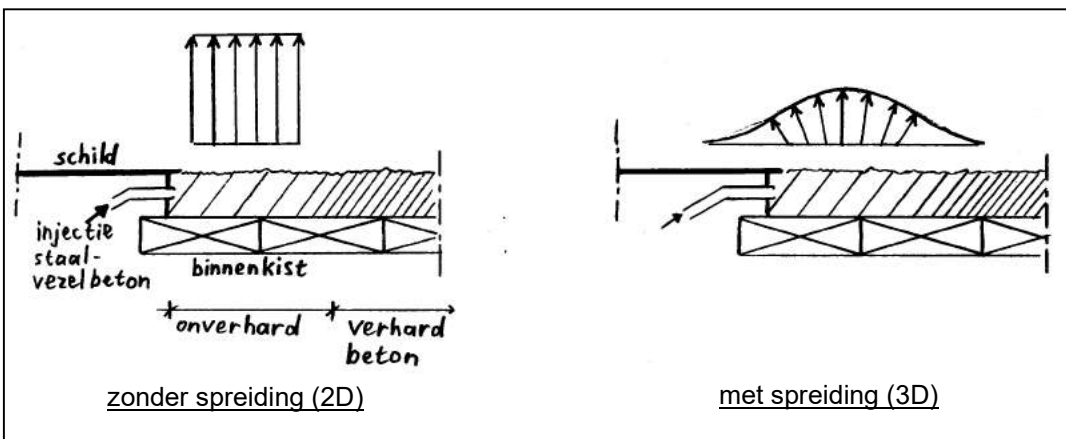
- 1) in een bodemprofiel bestaande uit zand, vervormt de tunnel tot een horizontale ovaal onder invloed van de initiële grondspanningen, in klei tot een verticale ovaal (afhankelijk van de diepteligging is ook een horizontale ovalisering mogelijk);
- 2) wanneer de tunnel, belast door initiële grondspanningen, verticaal zou ovaliseren, dan leidt een berekening met betoninjectiedrukken tot hogere momenten; het versterken van de verticale vervorming is daar de oorzaak van;
- 3) een horizontale vervorming wordt door de betoninjectiedruk omgebogen in een verticale, waardoor de momenten van teken veranderen en kleiner worden;
- 4) de normaalkrachten in de tunnelring nemen toe met de diepte van de tunnel en bij het in rekening brengen van de betoninjectiedruk; deze laatste toename is over het algemeen niet groot genoeg om het onder 2) genoemde ongunstige effect te compenseren;
- 5) de momenten in een diep gelegen tunnel zijn hoger dan in een ondiep gelegen tunnel in het geval van initiële grondspanningen; in het geval van betoninjectiedruk, juist lager;
- 6) consolidatie leidt in de meeste gevallen tot een verlaging van de maatgevende momenten;
- 7) een asymmetrische bovenbelasting (in dwarsrichting) vormt in alle onderzochte gevallen de maatgevende belastingssituatie; de optredende momenten kunnen tot een factor 2 worden verhoogd;
- 8) de invloed op de snedekrachten van de aanleg van een tweede tunnel, verschilt per bodemprofiel en diepteligging; hier is geen algemene uitspraak over te doen, behalve dat het meestal geen maatgevende belastingssituatie oplevert (bij een onderlinge afstand van één maal de diameter);
- 9) een verlaging van de stijfheid van de tunnelring zorgt voor kleinere momenten;
- 10) een verhoging van de stijfheid van de grond leidt tot kleinere momenten;
- 11) combinatie van 9) en 10) betekent: verlaging van de verhouding stijfheid tunnel/grond leidt tot kleinere momenten in de tunnelring, het verschil is significant;
- 12) een hogere injectiedruk leidt tot iets grotere momenten en normaalkrachten, een lagere injectiedruk tot iets kleinere momenten en normaalkrachten; het verschil wordt acceptabel genoemd;
- 13) een grotere hoek van inwendige wrijving in een zandbodem (bij gelijke stijfheid), zorgt voor hogere momenten bij initiële grondspanningen; dit is het gevolg van het grotere ver-

- schil tussen de verticale spanning aan de bovenkant en de horizontale spanning aan de zijkant van de tunnel; echter, een hogere ϕ gaat in principe samen met een hogere stijfheid van de grond, dit leidt volgens 10) juist tot lagere momenten;
- 14) een andere dilatantiehoek van het zand, heeft nauwelijks invloed op de optredende momenten.

5.3.4 Invloed van het doorgaande injectieproces op de grondbelasting

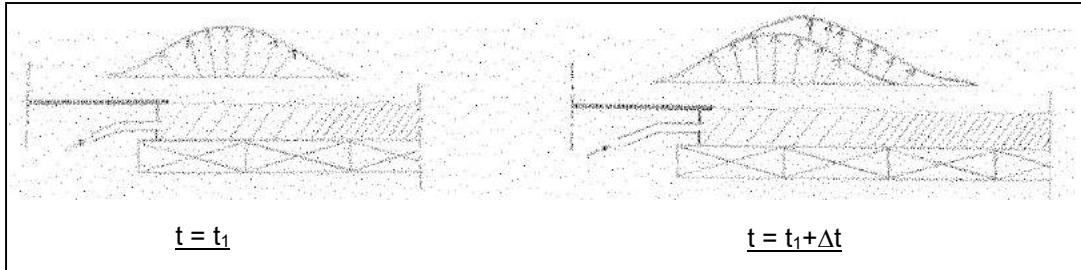
Het injectieproces van staalvezelbeton verplaatst zich met de voortgang van de tunnelboormachine, en kent dus drie ruimtelijke dimensies. Anders beschouwd: voor een vaste doorsnede verloopt het injectieproces in de tijd. In de voorgaande paragraaf is dit proces twee dimensionaal geschematiseerd. Die schematisatie is alleen terecht, als het injectieproces lang genoeg constant is. Met name de fase, waarin het beton vloeibaar is, is van belang. Wanneer het beton over grote lengte vloeibaar zou zijn, dan is het in rekening brengen van de hogere grondspanning als gevolg van de injectiedruk gerechtvaardigd. Het blijkt echter dat het staalvezelbeton zich over zeer beperkte lengte (ten opzichte van de diameter van de tunnel) als een vloeistof gedraagt. De resultaten van de twee dimensionale schematisatie moeten daarom kritisch worden beschouwd.

Ten aanzien van de grondbelasting op de tunnel zijn twee drie dimensionale effecten te onderscheiden. De tunnel moet hiervoor in lengterichting worden beschouwd. Het eerste effect wordt op een vast tijdstip geschematiseerd (zie figuur 5.16). De druk van het geïnjecteerde beton is over een beperkte lengte aanwezig. De spanningsverhoging zal zich drie dimensionaal spreiden in het grondmassief. Het gevolg is, dat de opspanning en vervorming van de grond kleiner is, dan de waarde die gevonden is bij de twee dimensionale beschouwing. In [7] is gevonden dat de spanningsverhoging, bij een werkzame lengte van de injectiedruk van 1,25 m, nog maar 30% bedraagt van de twee dimensionale berekening (tunneldiameter = 9 m).



Figuur 5.16 Visualisatie 3 dimensionale spreiding van de injectiedruk.

Voor het tweede effect wordt een vaste doorsnede op achtereenvolgende tijdstippen beschouwd (zie figuur 5.17). Op een zeker tijdstip wordt in de beschouwde doorsnede de beton-injectiedruk aangebracht. Zoals hiervoor gesteld spreidt de spanningsverhoging zich in alle richtingen. Even later heeft het injectieproces zich voorwaarts verplaatst. Ook daar wordt de betondruk weer aangebracht (uiteraard is dit eigenlijk een continu proces). De spanningsverhoging en vervorming van de grond spreidt zich weer in alle richtingen, dus ook naar de beschouwde doorsnede. Het gevolg is dat de aangebrachte spanningsverhoging door het doorgaande injectieproces nog eens wordt vergroot. Hiervoor is in [7] een vergrotingsfactor van 1,25 bepaald, onafhankelijk van de werkzame lengte van de injectiedruk.



Figuur 5.17 Visualisatie doorgaand injectieproces.

De lengte waarover het staalvezelbeton zich als een vloeistof gedraagt is van verschillende factoren afhankelijk. In de eerste plaats is de samenstelling en de temperatuur van het betonmengsel van belang. Deze bepalen de eigenschappen van het onverharde beton en de verhardingstijd. Een tweede bepalende factor is de voortgangssnelheid van de tunnelboormachine. Bij gelijke verhardingstijd is de "vloeistof-lengte" groter bij een grotere voortgangssnelheid. De samenstelling van het betonmengsel wordt gekozen, en is eventueel te variëren. Men kan er echter niet van uitgaan, dat continu de maximale voortgangssnelheid wordt gehaald.

De conclusie is, dat de drie dimensionale effecten van het doorgaande injectieproces van groot belang zijn voor de grondbelasting op de tunnelmantel. De lengte waarover de injectiedruk werkzaam is, bepaalt de grootte van de spanningsverhogingen en vervormingen rondom de tunnel. Het doorgaande injectieproces is overigens vergelijkbaar met het volgrouten van de staartspleet bij een segment-tunnel. De invloed van deze drie dimensionale effecten is (nog) niet te kwantificeren. De werkelijke belasting op de tunnel zal zich bevinden tussen de initiële grondspanning en de (in twee dimensies berekende) betoninjectiedruk. De pragmatische aanpak is, dat voor de snedekrachten het maximum van deze twee uitersten als maatgevende waarde wordt genomen, zoals reeds in de vorige paragraaf was vermeld.

5.3.5 Oprijven van de tunnel

Het eigen gewicht van een tunnelbuis is lager dan de opwaartse kracht van het grondwater, zodat deze zal opdrijven indien de bovenbelasting onvoldoende is. Middels een berekening van het verticale evenwicht, kan worden gecontroleerd of de veiligheid van de tunnel tegen opdrijven groot genoeg is. Andersom, vormt de oprijfberekening, naast de steundrukberekening, een criterium voor de diepteligging van de tunnel. Het verticale alignement dient aan het oprijfcriterium te voldoen. Verder wordt de opwaartse belasting "automatisch" in de Plaxis berekeningen verwerkt. Het oprijfmechanisme is voor een ITM-tunnel niet anders dan voor een segment-tunnel.

De oprijfberekening verloopt als volgt (zie tevens figuur 5.18). Het eigen gewicht van de tunnelmantel, met in de eindsituatie het gewicht van de inrichting van de tunnel, dient samen met de korrelbelasting op de tunnel groter te zijn dan de opwaartse kracht van het water, vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor:

$$G_{\text{tunnel}} + G_{\text{grond}} \geq \gamma \cdot G_{\text{opwaarts}} \quad , \quad (5.12)$$

met: $G_{\text{tunnel}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot ((D_{\text{inw}} + 2 \cdot d)^2 - D_{\text{inw}}^2) \cdot \gamma_{\text{beton}}$ (in de bouwfase),

$G_{\text{tunnel}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot ((D_{\text{inw}} + 2 \cdot d)^2 - D_{\text{inw}}^2) \cdot \gamma_{\text{beton}} + G_{\text{inrichting}}$ (in de eindfase),

D_{inw} = inwendige diameter van de tunnelbuis,

d = wanddikte,

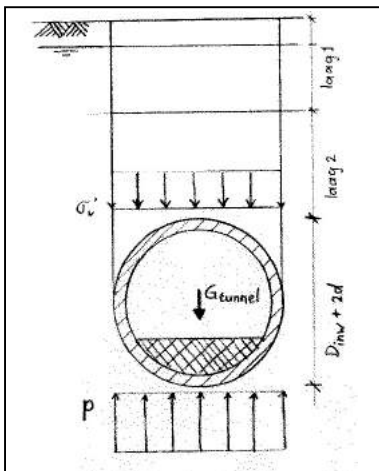
$G_{\text{grond}} = (D_{\text{inw}} + 2 \cdot d) \cdot \sigma'_{v;\text{top}}$,

$\sigma'_{v;\text{top}}$ = verticale korrelspanning op de bovenkant van de tunnelbuis,

$G_{\text{opwaarts}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D_{\text{inw}} + 2 \cdot d)^2 \cdot \gamma_{\text{water}}$; G_{opwaarts} wordt eventueel vermeerderd met de wateroverspanning in een watervoerend pakket aan de onderkant van de

tunnel,
 $\gamma = 1,05 =$ veiligheidsfactor in bouwfase,
 $\gamma = 1,1 =$ veiligheidsfactor in eindfase.

In bijlage V is een voorbeeldberekening met parameters uit het OLS-project toegevoegd.



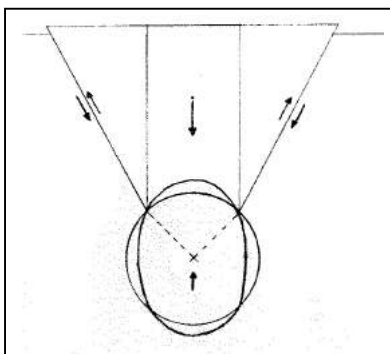
Figuur 5.18 Krachtenevenwicht m.b.t. opdrijven.

Wrijving langs glijvlakken

In [22] wordt het korrelgewicht van de grond vermeerderd met de wrijvingskracht langs de glijvlakken van de grondkolom boven de tunnel. In andere literatuur (en hierboven) wordt deze extra bijdrage niet in de berekening meegenomen. Dit laatste lijkt de terechte rekenmethode. Voor het opwekken van de wrijvingskrachten is namelijk een aanzienlijke verplaatsing van de tunnel in opwaartse richting nodig. En die opwaartse verplaatsing is niet gewenst.

Opbreken

In sommige literatuur wordt in combinatie met het opdrijfmechanisme ook het opbrekmechanisme beschouwd. Met "opbreken" wordt het volgende bedoeld (zie figuur 5.19). Wanneer de tunnelring verticaal ovaliseert, zal in combinatie met de opdrijvende kracht van het water, een opwaartse belasting op de grond boven de tunnel ontstaan. Als deze belasting groter is dan het korrelgewicht op de tunnel, dan kan de bovenliggende grondwig omhoog worden gedrukt. Langs de ontstane glijvlakken wordt dan een wrijvingskracht gemobiliseerd. In [31] wordt aangegeven dat het te gebruiken rekenmodel voor dit mechanisme onduidelijk is. Dit geldt met name voor de bijdrage van de wrijving langs de glijvlakken. Bovendien is het de vraag of het opbrekmechanisme wel realistisch is. De opbrekmodellen gaan er van uit dat de tunnelring geen stijfheid bezit. Dit is een conservatieve aanname, en zeker voor een ITM-tunnel niet juist. In werkelijkheid zal een tunnel daarom veel minder verticaal-ovaal vervormen. De verplaatsing van de grond boven de tunnel zal veel kleiner zijn, dan nodig is voor het opbrekmechanisme. Om die reden wordt het opbrekmechanisme bij een ITM-tunnel niet realistisch geacht, en verder niet beschouwd.



Figuur 5.19 Opbrekmechanisme.

5.3.6 Belastingen op de tunnel door liggerwerking

Liggerwerking is het verschijnsel, dat aan een tunnelbuis in de lengterichting verschillende vervormingen worden opgelegd, met de bijbehorende krachtswerking in de tunnelmantel tot gevolg. Ongelijke vervormingen kunnen op twee manieren ontstaan. Ten eerste wordt een tunnel vaak door grondlagen met verschillende eigenschappen geboord. Bijvoorbeeld bij een overgang van holocene klei naar pleistoceen zand, verandert de stijfheid van de grond rondom de tunnel. In de grond, waarin de tunnel ingebed is, kunnen daardoor ongelijkmatige zettingen optreden. De zettingen zijn bijvoorbeeld het gevolg van consolidatie of van een op het maaiveld aangebrachte bovenbelasting. Een tweede oorzaak kan de aansluiting van de tunnel op de start- of ontvangtschacht zijn. De startschacht, de uiteindelijke tunneltoerit, is "zettingsvrij" gefundeerd. De tunnelbuis is echter onderhevig aan de zettingen van de grond en de opwaartse druk van het grondwater. Afhankelijk van de constructieve aansluiting van de tunnel op de schacht, leidt dit dus ook tot een opgelegde ongelijke vervorming.

De opgelegde vervormingen leiden samen met belastingen uit de bouwphase tot momenten in de lengterichting van de tunnelmantel. De drie belangrijkste bouwbelastingen zijn de volgende. Ten eerste, voor het voortstuwende van de TBM is een excentrisch aangrijpende vijzelkracht nodig (zie paragraaf 5.2.3). En een excentrische normaalkracht leidt tot een moment in lengterichting. Voor het doorlopen van bochten, ten tweede, moet ook een excentrische vijzelkracht worden toegepast. De derde bouwbelasting ontstaat doordat de binnenbekisting een opwaartse belasting ondervindt ter plaatse van het onverharde beton (zie paragraaf 5.3.2). De kist draagt deze opwaartse kracht over op de gerede tunnelbuis.

In [31] wordt een "vuistregel" gegeven voor de lengte waarover een verstoring, bijvoorbeeld een ongelijke zetting, tot significante krachten in de tunnel leidt. Deze lengte is 9 à 12 maal de diameter van de tunnel, en is afgeleid uit de theorie van een elastisch ondersteunde ligger. Het optreden van zettingsverschillen, of de bouwbelastingen, zijn voor een ITM-tunnel niet anders dan voor een segment-tunnel (uitgezonderd de belasting vanuit de binnenbekisting). De manier waarop de tunnelbuis de krachten opneemt verschilt echter wel. Dit wordt in paragraaf 5.3.8 verder toegelicht.

5.3.7 Belasting van de tunnelmantel door de krimp van het beton

Krimp van het staalvezelbeton leidt tot trekspanningen in de tunnelmantel. Onder krimp wordt in dit geval verstaan: de negatieve rek, die resulteert uit het totaal van temperatuurverkorting, hydratatiekrimp, kruip en uitdroging. Het geïnjekteerde beton verhardt ten gevolge van het hydratatieproces van cement. Het betonmengsel wordt warm geïnjekteerd en bovendien komt bij de hydratatie van cement warmte vrij. Tijdens het verharden, en vooral ten gevolge van het daaropvolgende afkoelen krimpt het beton. De verkorting van de tunnelbuis wordt in lengterichting echter gehinderd door de wrijving met de omringende grond. In radiale richting wordt de verkorting alleen verhinderd waar de binnenbekisting aanwezig is. Het gevolg van de verhinderde temperatuurverkorting is, dat er trekspanningen ontstaan in de tunnelwand.

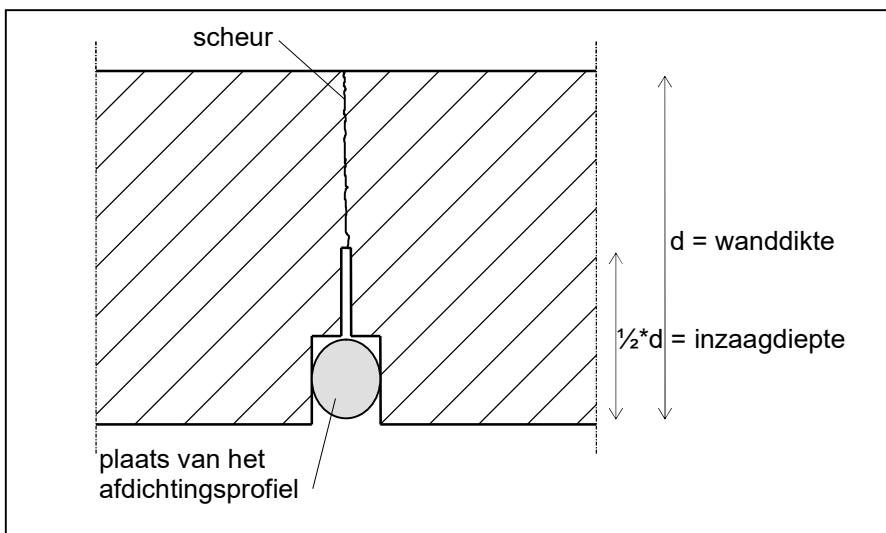
Het optreden van spanningen, ten gevolge van de gehinderde (temperatuur)verkorting, is specifiek voor de Industriële Tunnelbouw Methode. De manier waarop deze belasting wordt opgenomen, wordt in de volgende paragraaf uiteengezet.

5.3.8 Dilatatievoegen in de tunnelbuis

In een ITM-tunnel worden dilatatievoegen aangebracht, teneinde de belastingen ten gevolge van het bouwproces, de liggerwerking en met name de temperatuurverkorting op te kunnen nemen. Het staalvezelbeton van de tunnelmantel kan slechts beperkt trekspanningen opnemen. De tunnelwand scheurt daarom waar de trekspanning, als gevolg van krimp en een

moment in lengterichting, hoger is dan de treksterkte. Een voordeel van de staalvezels is, dat de scheuren fijner verdeeld worden, dan in ongewapend beton. Dat de tunnelwand scheurt is ongewenst, maar onvermijdelijk. Wanneer de plaats van de scheuren bekend is, zijn deze minder een probleem, omdat dan daar maatregelen kunnen worden genomen. De opbouw van de trekspanningen en de treksterkte van het staalvezelbeton zijn echter van verschillende factoren afhankelijk. De plaats en de grootte van de scheuren is daarom zeer moeilijk te voorspellen. Door voegen in de wand aan te brengen, kan de plaats van de scheuren worden vastgelegd.

De dilatatievoegen dienen de krimpspanningen te minimaliseren, en een rotatie van de tunnelbuis in lengterichting mogelijk te maken. De voegen worden aangebracht door over de volledige tunnelring de wand voor ongeveer de helft in te zagen (zie figuur 5.20). Het resterende stuk wand scheurt ter plekke, als de treksterkte wordt overschreden. Daarom geldt als uitgangspunt, dat de voeg wel een drukspanning maar geen trekspanning kan overdragen. De opbouw van krimpspanningen wordt zo onderbroken, en blijft beperkt tot de lengte van de tunnelmoot tussen twee voegen. De tunnelmooten kunnen ten opzichte van elkaar roteren doordat de voeg open gaat staan aan de zijde waar trek optreedt. Een dwarskracht kan niet door de voeg worden overgedragen, zonder extra constructieve voorzieningen.



Figuur 5.20 Lengtedoorsnede tunnelwand ter plaatse van dilatatievoeg.

Ten aanzien van de voegen is het van belang de onderlinge afstand te bepalen, de diepte waarover de wand moet worden ingezaagd te bepalen en de water- en gronddichtheid te verzekeren. Daar waar de voeg open gaat staan, ontstaat een lekweg voor water en grond de tunnel in. Dit is ongewenst, omdat het lekwater de tunnel uit moet worden gepompt, en omdat het tot grondverzakkingen kan leiden. Door een rubberen profiel in de voeg te monteren, wordt lekkage voorkomen. De wand moet voldoende diep worden ingezaagd, om er zeker van te zijn dat eventuele scheuren ter plaatse van de voeg ontstaan, c.q. op een bekende plaats. Toch is het niet gewenst om de wand volledig, of te diep, in te zagen. In dat geval is er zeker een lekweg, met een groter debiet. Bovendien kan er een probleem ontstaan met het overdragen van de drukkracht in de voeg. De overdracht van drukspanningen is mede bepalend voor de voegafstand. Hoe groter de voegafstand, des te groter is de rotatie tussen twee tunnelmooten. Een grotere rotatie leidt tot grotere drukspanningen in de gedrukte zone van de tunnelring. De drukspanning mag de druksterkte van het staalvezelbeton echter niet overschrijden. Een grotere rotatie leidt tevens tot een grotere openstand van de voeg, waaraan een maximum is gesteld. Een derde criterium dat de voegafstand bepaalt, is de krimpspanning. Deze trekspanning mag tussen twee voegen niet groter worden, dan de treksterkte van het staalvezelbeton. Dit laatste criterium, de trekspanning ten gevolge van de gehinderde

temperatuurverkorting, is het belangrijkste voor het bepalen van de voegafstand. Voor alle drie genoemde, constructieve criteria geldt, dat de voegafstand niet te groot mag zijn.

ITM-rekenmodel voor de lengterichting

Voor het berekenen van de krachten en vervormingen in lengterichting wordt in het ITM-ontwerp het programma "Raamwerk 2D" gebruikt. Met behulp van dit programma kunnen bij een gegeven normaalkracht- en momentbelasting de optredende drukspanningen worden berekend. Dit gebeurt in een iteratief proces, waarin de rotatie κ wordt gevarieerd. De resultaten van de berekening kunnen daarom getoetst worden aan de druksterkte en aan de toegestane rotatie in een voeg. Uit die controle blijkt of de gekozen voegafstand voldoet. Voor de "nominal design case" wordt uitgegaan van een voegafstand van 10 m. Het is hier niet mogelijk de optredende belastingen eenvoudig te kwantificeren.

Bij het berekenen van de maximale voegafstand speelt, zoals toegelicht, een groot aantal parameters een rol. Belangrijk hierin is de wisselwerking tussen de tunnelbuis en de omliggende grond. De grond levert een "beddingsreactie", die voor de verschillende criteria gunstig danwel ongunstig kan zijn. De samenhang tussen de diverse parameters, en met name de manier waarop de stijfheid van de grond kan worden bepaald, zijn nog onvoldoende bekend. Nader onderzoek naar dit onderwerp is noodzakelijk, en is in het tweede deel van deze studie uitgewerkt. In deelstudie 2 wordt een analyse gemaakt van de "interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting".

5.4 Levensduur en functionaliteit

Of een ITM-tunnel de gewenste functie kan (blijven) vervullen, is afhankelijk van een groot aantal factoren. Een aantal daarvan, die mede de levensduur van de tunnel bepalen, wordt in deze paragraaf beschreven. Vervormingen van de tunnelmantel (paragraaf 5.4.1) kunnen leiden tot scheuren in de tunnelwand (5.4.2). De tunnel moet gedurende de levensduur de gebruiksbelastingen (5.4.3) weerstaan, maar bovendien belastingen ten gevolge van calamiteiten kunnen opvangen (5.4.4). Niet alleen de tunnel, maar ook de omgeving moet blijven "functioneren". Daarom worden, tot slot, de zakkingen van het maaiveld en de invloed van de tunnel op funderingen beschouwd (5.4.5).

5.4.1 Vervorming van de tunnel

Te grote vervormingen van de tunnelwand zijn om twee redenen ongewenst. Ten eerste kunnen deze scheuren in de tunnelwand (zie 5.4.2) veroorzaken. En ten tweede dienen de vervormingen niet te groot te zijn, om het profiel van vrije ruimte niet te beperken. De vervormingen in een ITM-tunnel zijn uitsluitend het gevolg van de krachtswerking in de tunnelbuis ten gevolge van de belastingen. Daarom volstaat hier een verwijzing naar paragraaf 5.3. Daarin wordt het rekenmodel uiteengezet, waarmee de krachten en vervormingen in de tunnelmantel worden bepaald. Voor een ITM-tunnel is een tolerantie van maximaal 100 mm op de binnendiameter als eis gesteld, ten opzichte van het voorgeschreven alignement.

Ten aanzien van het aspect vervormingen is er een duidelijk verschil tussen een ITM-tunnel en een segment-tunnel. De vervormingen in een ITM-tunnel worden bepaald door de belastingen op, en de stijfheid van de tunnel. De stijfheid is afhankelijk van de wanddikte. Het is onwaarschijnlijk dat het extrusieproces een geheel gelijkmatige wanddikte oplevert, zodat de stijfheid langs de ring zal variëren. Desondanks zullen de vervormingen en scheurtjes "gelijkmatig" over de monolieten tunnelmantel zijn verdeeld. Bij een segment-tunnel zijn echter ook de stijfheid van de voegen en de inbouwnauwkeurigheid van de segmentstenen bepalende factoren. Wanneer een tunnelring onnauwkeurig wordt ingebouwd, zijn de vervormingen "opgelegd" en veroorzaken deze juist de krachtswerking. De stijfheid van een segment-

ring is discontinu, lager in de voegen dan in de elementen. De vervormingen in een segment-tunnel veroorzaken hoekverdraaiingen tussen de tunnelementen. In de voegen tussen de segmenten zijn rubberen profielen gemonteerd, die de waterdichtheid moeten garanderen. Aan de rotatie in een voeg worden daarom strenge eisen gesteld, zodat deze profielen voldoende ingedrukt blijven om hun waterkerende functie te behouden.

5.4.2 Scheurvorming in het staalvezelbeton en chemische aantasting

Scheuren in de tunnelmantel kunnen lekkage veroorzaken en de duurzaamheid van het beton beperken. In [15] wordt gesteld, dat zelfs een ongescheurde betonnen wand niet volledig waterdicht is. Een relevant lekdebiet treedt echter pas op bij doorgaande scheuren, waarbij het debiet met name afhankelijk is van de scheurwijdte ($Q \sim w^3$; waarin Q = debiet en w = scheurwijdte). Om doorgaande scheuren te voorkomen, is het gebruikelijk een minimale hoogte van de drukzone in de tunnelwand te eisen. Het toevoegen van staalvezels aan het beton biedt bovendien het voordeel, dat de scheuren fijner worden verdeeld en de scheurwijdte wordt beperkt. De duurzaamheid van het beton, en daarmee de levensduur van de tunnel, wordt voor een belangrijk deel bepaald door de corrosie van de staalvezels. Via de scheurtjes kan zout, opgelost in water, het beton binnendringen. Het daarin aanwezige chloride veroorzaakt in combinatie met zuurstof en vocht corrosie van de staalvezels. Ook hierbij is de scheurwijdte van belang.

Een scheur ontstaat in principe doordat de spanning hoger is dan de breuksterkte van een materiaal. Voor een volledige scheur kan daarbij gekeken worden naar de globale doorsnede. Voor het ontstaan van microscheuren, die voor de indringing van chloride al voldoende zijn, moet echter gekeken worden naar de betonmatrix. De interactie tussen cement, zand, grind en staalvezels op microniveau is dan van belang. Kortom, de scheurvorming, scheurwijdte, waterdoorlatendheid, chloride-indringing e.d. zijn van vele betontechnologische factoren afhankelijk. Een verdere uitwerking van dit onderwerp is hier niet op zijn plaats. Slechts enkele uitgangspunten en resultaten uit het ITM-rapport [34] worden nog vermeld. Dit omdat het zoutte grondwater ter plaatse van het OLS-tracé een beschouwing van dit aspect wel noodzakelijk maakt.

Volgens een "pessimistisch" genoemde benadering zou de bijdrage van de staalvezels over een diepte van maximaal 100 mm van de tunnelwand door corrosie verloren kunnen gaan, gerekend over de gewenste levensduur van 100 jaar. Dit geldt zowel aan de buitenkant (inwerking van zout grondwater), als aan de binnenkant van de tunnel (inwerking van dooizouten). Voor de "nominal design case" wordt geëist, dat ter voorkoming van lekkage wordt gecontroleerd of de hoogte van de ongescheurde drukzone minimaal 75 mm is. Er wordt vanuit gegaan dat 30 mm aan de binnenkant van de tunnelmantel gedurende de levensduur verloren gaat voor het opnemen van trekkrachten. Daarbij mag de scheurwijdte niet groter worden dan 0,2 mm. De "nominal design case"-tunnel ligt in zoet grondwater. Voor een ligging in zout grondwater wordt in [34] aanvullend onderzoek noodzakelijk geacht.

5.4.3 Gebruiksbelastingen

De belastingen op de tunnel ten gevolge van het gebruik, zijn afhankelijk van de functie van de tunnel, en niet specifiek voor een ITM-tunnel. De gebruiksbelastingen kunnen worden onderverdeeld in rustende en veranderlijke belastingen. Rustende belasting in een verkeerstunnel, zoals de OLS-tunnel, bestaat onder andere uit het vulmateriaal en wegdek, leidingen voor drainage, verlichting, brandbestrijdingsapparatuur en overige vaste inrichting. Veranderlijke belastingen worden voornamelijk veroorzaakt door verkeer in de tunnel en temperatuurvariatie tussen de seizoenen. Daarnaast kunnen ook veranderlijke (verkeers)belastingen boven de tunnel via de grond van invloed zijn. De grootte van de gebruiksbelastingen wordt door het gebruik bepaald, en dus door de gebruiker als randvoorwaarde opgegeven. Bij de

ongunstigste combinatie van permanente (grond-) belastingen en gebruiksbelastingen moet de tunnel normaal functioneren.

Karakteristiek voor ondergrondse constructies, dus ook voor een ITM-tunnel, is dat wijzigingen of uitbreidingen van de gebouwde constructie zeer kostbaar zijn. Een verandering van de functie van een tunnel, die leidt tot hogere gebruiksbelastingen, is daarom nauwelijks mogelijk. Het is goed denkbaar, dat tijdens een levensduur van 100 jaar de wens tot wijziging van de functie of tot capaciteitsuitbreiding van een tunnel ontstaat. Het feit dat dit niet of nauwelijks mogelijk is, kan als een beperking van de functionele levensduur van de tunnel opgevat worden.

5.4.4 Extreme belastingen

Aan een ITM-tunnel wordt de eis gesteld dat deze niet bezwijkt onder invloed van een extreme belasting. Extreme belastingen zijn het gevolg van een calamiteit, zoals een aanrijding tegen de tunnelwand, een explosie of brand in de tunnel. Het uitgangspunt hierbij is dat calamiteiten op kunnen treden, maar niet tegelijkertijd. De grootte van deze bijzondere belastingen is voor een ITM-tunnel niet anders dan voor een segment-tunnel, de manier waarop de constructie op deze belastingen reageert echter wel.

Een ITM-tunnel heeft een grotere weerstand tegen extreme belastingen, dan een segment-tunnel. Deze verwachting uit [34], is nog onderwerp van nader onderzoek. Een aanrijding tegen een tunnelwand wordt geschematiseerd tot een plaatselijke hoge dwarsbelasting op de tunnel. Een explosie wordt in rekening gebracht als een alzijdige overdruk in de tunnelbuis. Deze twee belastinggevallen blijken bij een segment-tunnel maatgevend te kunnen zijn. Door een afname van de normaaldrukkracht in de tunnelring, kunnen namelijk ontoelaatbare hoekverdraaiingen in de langsvogen ontstaan. Bij de Industriële Tunnelbouw Methode bestaat de tunnelmantel echter uit een continue buis, zonder langsvogen. Door scheurvorming in het staalvezelbeton, kan veel energie van de dynamische belastingen worden geabsorbeerd. Bij een belasting door brand, kunnen de staalvezels het afspatten van beton mogelijk voorkomen, zodat slechts een beperkt gedeelte van de wanddikte wordt aangetast. De betondekking op de wapening in een tunnel-segment, kan echter snel afspatten, waardoor de betondoorsnede wordt verzwakt en de wapening snel zijn constructieve functie verliest. Het al dan niet moeten toepassen van een brandwerende bekleding op de tunnelwand, heeft overigens grote invloed op de totale kosten van een tunnel.

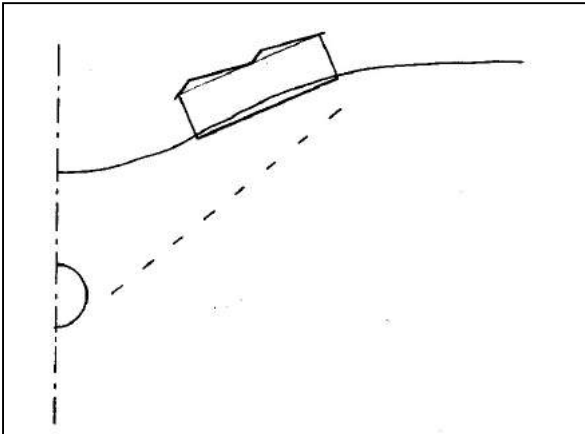
5.4.5 Invloed van de tunnel op maaiveldzakkingen en funderingen

De aanleg van een boortunnel veroorzaakt spanningsveranderingen en vervormingen in de omringende grond. Het gevolg kan zijn dat zakkingen optreden aan het maaiveld of dat het draagvermogen van funderingen afneemt. Als mogelijke oorzaken van maaiveldzakkingen worden in [28] genoemd:

- een onvoldoende ondersteuning van het boorfront (zie paragraaf 5.2.1 en 5.2.2),
- oversnijding van het te ontgraven profiel en de conische vorm van het schild, zodat er een spleet rondom de TBM overblijft (zie 5.2.3),
- onvolledige vulling van de staartspleet (zie hieronder),
- vervormingen van de tunnelbuis (zie 5.3.3),
- consolidatie door veranderde korrelspanningen (bijvoorbeeld door lekkage, zie 5.2.4, 5.3.8 en 5.4.2).

De invloed op funderingen is afhankelijk van het type. Een staalfundering volgt in principe de zakking van het maaiveld (sterk overdreven weergegeven in figuur 5.21). De optredende hoekverdraaiing in de constructie vormt het criterium voor het voorkomen van schade. Het gedrag van een paalfundering is afhankelijk van de plaats van de paalpunt ten opzichte van

de tunnel. Een paal volgt voornamelijk de zettingen van de laag waarin de paalpunt staat, en in mindere mate de zakking van de lagen langs de schacht. Wanneer de paalpunt zich ruim onder de tunnel bevindt, zal de fundering daarom over het algemeen weinig invloed van de aanleg van een tunnel ondervinden. Behalve als gevolg van zakkingen van grondlagen, kan een funderingspaal ook zakken door een verlies aan draagvermogen. Door ontspanning van de grond kan het draagvermogen van de paalpunt en van de paalschacht afnemen. De afstand waarover de ontspanning van de grond rondom een tunnelbuis invloed heeft, wordt in [28] op ongeveer één keer de diameter van de tunnel gesteld. Er dient te worden opgemerkt, dat behalve zakking en ontspanning, ook heffing en opspanning ten gevolge van tunnelboren mogelijk is. Het opdrijven van de tunnelbuis, het toepassen van hoge steundrukken aan het boorfront of hoge injectiedrukken bij de staartspleet, kunnen daarvan de oorzaak zijn.



Figuur 5.21 Staal fundering volgt maaiveldzakking.

Hoe groot de uiteindelijk optredende maaiveldzakkingen zullen zijn, is sterk afhankelijk van de beheersing van het boorproces. Vandaar dat het moeilijk is hierover vooraf voorspellingen te doen. De verschillende factoren, die van invloed kunnen zijn, worden in een aantal rekenmodellen samengevat in de parameter "volumeverlies". Het volumeverlies is het verschil tussen het ontgraven volume grond en het volume van de tunnel dat daarvoor in de plaats komt. Als kengetal voor het volumeverlies wordt 0,5 tot 1% genoemd. Het probleem van het kwantificeren van de grootte en onderlinge verhouding van de verschillende oorzaken, wordt zo verplaatst naar het inschatten van één representatieve parameter.

Een ITM-tunnel veroorzaakt mogelijk minder maaiveldzakkingen dan een segment-tunnel. Volgens [22] levert een onvoldoende of ongelijkmatige vulling van de staartspleet gemiddeld de grootste bijdrage aan het optreden van zettingen, namelijk 30 tot 50%. Bij een segment-tunnel wordt de staartspleet gevuld met grout. De injectie van grout blijkt een moeilijk te beheersen proces te zijn. Zeker wanneer het grout discontinu wordt geïnjecteerd, zoals bij de Tweede Heinenoordtunnel door injectiepunten in segmenten, is het onzeker of de staartspleet volledig wordt gevuld. Door de relatief lage viscositeit kan het grout gemakkelijk weg lekken. Bij de Industriële Tunnelbouw Methode bevindt zich in de staartspleet de injectiering, die het staalvezelbeton continu en onder druk extrudeert. Het beheersen van dit proces is essentieel voor de ITM, omdat het geëxtrudeerde beton de definitieve tunnelwand vormt. Het staalvezelbetonmengsel heeft een hogere viscositeit dan grout. Daarom wordt er van uitgegaan, dat het geïnjecteerde beton niet ongecontroleerd kan wegvloeien. Omgekeerd, kan er dus ook geen grond de staartspleet in stromen. In [34] wordt als randvoorwaarde aan de Industriële Tunnelbouw Methode gesteld, dat de maaiveldzakkingen beperkt blijven tot 25 mm en de rotatie aan het maaiveld maximaal 1:300 bedraagt. De maaiveldzakkingen worden berekend met behulp van Plaxis.

6 De boortunnels in het OLS-tracé uitgevoerd als ITM-tunnel

In dit hoofdstuk worden enkele ontwerpaspecten van het OLS-tracé nader beschouwd, met het oog op de inpassing van de Industriële Tunnelbouw Methode. Na een inleiding wordt in paragraaf 6.2 de schematisatie van het geotechnisch profiel gegeven, zoals die voor dit hoofdstuk is gebruikt. Het verticaal, respectievelijk horizontaal alignement, wordt uitgewerkt in 6.3 en 6.4. In paragraaf 6.5 wordt een opsomming gegeven van de overige constructieve parameters. Tot slot worden in de laatste paragraaf enkele bijzondere punten in het tracé, te weten kruisingen met andere infrastructuur, behandeld.

6.1 Inleiding

Het doel van dit hoofdstuk is om binnen de randvoorwaarden van het Ondergronds Logistiek Systeem de Industriële Tunnelbouw Methode in te passen. Het uitgangspunt daarbij is, dat de Industriële Tunnelbouw Methode alleen wordt beschouwd als een alternatief voor de drie boortunneltrajecten in het OLS-tracé. In paragraaf 3.6.2 is aangegeven dat de trajecten 2, 4 en 5 (zie figuur 3.2) in het schetsmatig voorontwerp zijn voorzien als boortunnel. Hieronder zullen deze trajecten respectievelijk worden aangeduid met boortunnel "Ringvaart", "Kaagbaan" en "Haarlemmermeer".

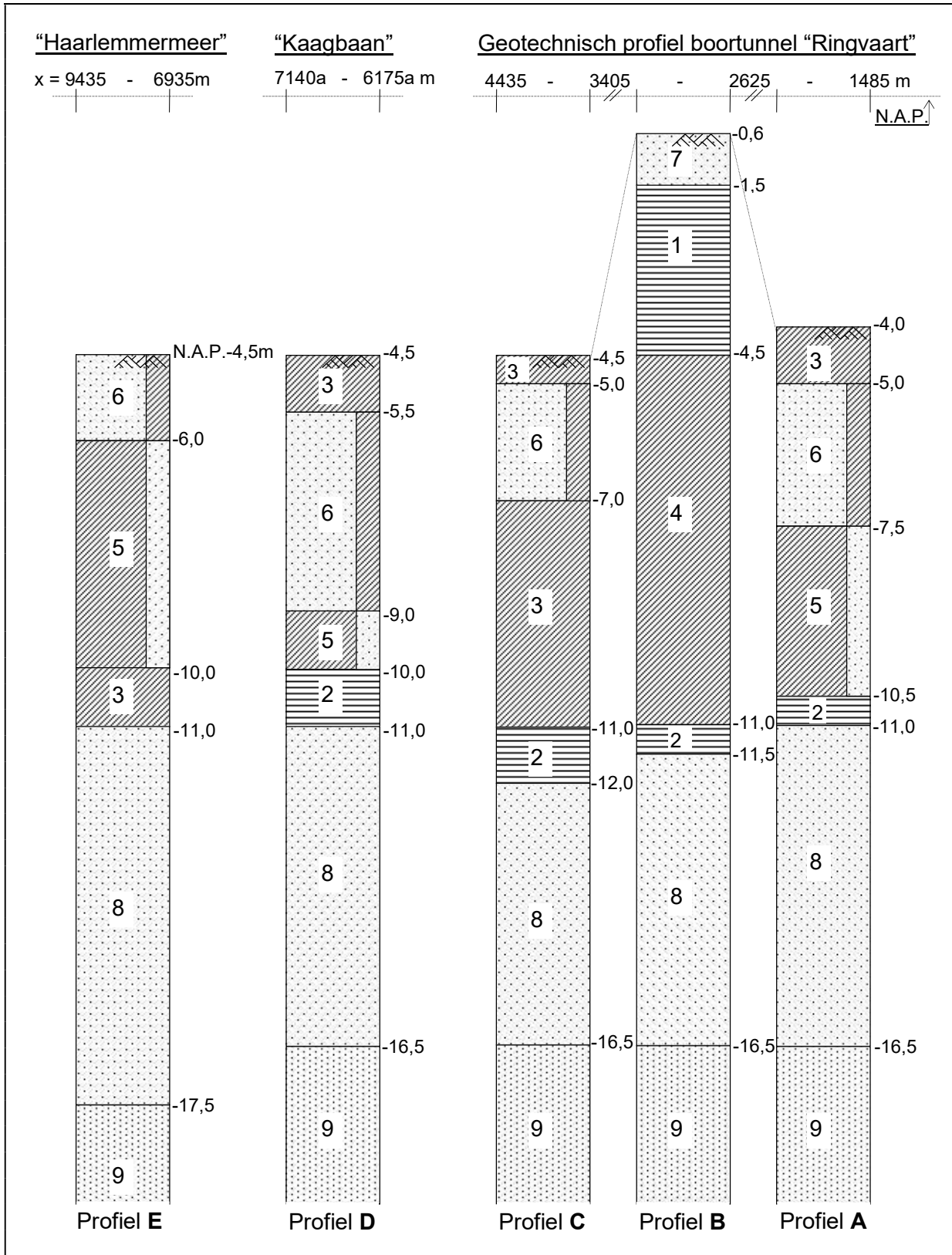
Een tweetal opmerkingen zijn bij dit hoofdstuk noodzakelijk. Ten eerste moet worden opgemerkt, dat voor het OLS-project beperkt gegevens beschikbaar zijn. Daarom hebben de gebruikte ontwerpparameters, bijvoorbeeld de grondopbouw, sterk het karakter van uitgangspunten. Ten tweede, het was binnen de beperkte tijd voor deze fase van het afstudeerproject niet mogelijk, noch de bedoeling, om een "compleet" ontwerp voor de ITM-tunnels te maken. Daarom zijn in dit hoofdstuk slechts enkele ontwerpaspecten uitgewerkt, aan de hand van het tracé. Berekeningen zijn beperkt tot enkele voorbeelden, en met name uitgewerkt voor de boortunnel "Ringvaart".

Allereerst is de globale bodemschematisatie uit paragraaf 3.6.3 genuanceerd, door per traject(deel) een karakteristiek geotechnisch profiel met bijbehorende grondparameters vast te stellen. Voor de grondwaterstanden is gebruik gemaakt van de waarden uit tabel 3.2. Met deze gegevens als uitgangspunt, en met de rekenmodellen uit hoofdstuk 5, is het verticale alignement bepaald. Ten aanzien van het horizontale alignement, zijn met name de mogelijke beperkingen hieraan ten gevolge van aanwezige funderingen beschouwd en, andersom, de beperkingen aan toekomstig ruimtegebruik. Bovendien is apart aandacht besteed aan de plaatsen waar de ITM-tunnels andere infrastructuur kruisen.

6.2 Geotechnisch profiel en geotechnische ontwerpparameters

Geotechnisch profiel

Met behulp van gegevens uit [24] en [25] zijn geotechnische profielen vastgesteld voor de drie boortunneltrajecten. Omdat bij de boortunnel "Ringvaart" het maaiveld op drie verschillende niveaus ligt, en hier meer gegevens beschikbaar waren, zijn voor dit traject drie profielen vastgesteld. De geotechnische profielen zijn weergegeven in figuur 6.1. In bijlage VI zijn de geotechnische lengteprofielen opgenomen.



Figuur 6.1 Geotechnisch profiel voor het OLS-tracé van de ITM-tunnels.

In de profielen is grofweg de volgende geologische opbouw te onderscheiden. Vanaf het maaiveld tot maximaal N.A.P. -12 m ligt een pakket van holocene afzettingen, de "Westlandformatie" genaamd. Daaronder bevindt zich de pleistocene "Formatie van Twente", die bestaat uit zandafzettingen. In de holocene afzettingen kunnen nog de volgende lagen worden onderscheiden. Bovenop, alleen ter plaatse van het gebied ten zuidoosten van de Ringvaart

(profiel B), ligt een 3 m dik zeer "slap" pakket "Hollandveen". Tot ongeveer N.A.P. -10,5 m bevinden zich "Calaisafzettingen", die variëren van zware klei tot kleiig zeer fijn zand. De onderste, en oudste, holocene afzetting is het "Basisveen". Dit is een ongeveer 1 m dikke, sterk samengedrukte en slecht waterdoorlatende veenlaag.

Zoals al in paragraaf 6.1 is vermeld, zijn deze geotechnische profielen gebaseerd op een zeer beperkte hoeveelheid (grond)gegevens. Het is daardoor niet duidelijk in hoeverre de hier gepresenteerde profielen representatief zijn voor de grondopbouw in de verschillende trajecten. De veronderstelling dat de grondopbouw constant is over een traject van 2,5 km, zoals in profiel E, is in de Nederlandse bodem bijvoorbeeld een weinig realistische schematisatie. Eén van de onzekerheden in de grondopbouw is de aanwezigheid van getijdegeulen. In het verleden is door geulvorming plaatselijk onder andere het Basisveen weg geërodeerd. Op die plaatsen komt dan een andere afzetting voor, voornamelijk kleiig fijn zand.

Geotechnische ontwerpparameters

Voor het bepalen van grondparameters behorende bij de grondlagen zijn geen gegevens uit grondonderzoek beschikbaar. Daarom zijn de ontwerpparameters in tabel 6.1 afgeleid uit de norm NEN 6740 [32]. In verband met de beperkte gegevens en de genoemde onzekerheden is, voor een werkelijke uitvoering van het OLS-project, uitgebreid aanvullend grondonderzoek noodzakelijk. Daarmee moet dan zowel het geotechnisch lengteprofiel nauwkeuriger worden vastgesteld, als de werkelijke eigenschappen van de grondlagen worden bepaald.

Tabel 6.1 Grondparameters bij de geotechnische profielen van het OLS-project.

laag	grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	K_0 [-]	E [MPa]
1	veen, Holland-	10,5	10,5	15	2	0,74	0,5
2	veen, Basis-	12	12	15	5	0,74	1
3	klei, zwak humeus	15	15	15	2	0,74	2
4	klei	17	17	17,5	10	0,70	2
5	klei, zandig	18	18	22,5	10	0,62	3
6	zand, kleiig	18	20	30	0	0,50	25
7	zand, los	17	19	30	0	0,50	25
8	zand, matig vast	18	20	32,5	0	0,46	75
9	zand, vast	19	21	35	0	0,43	125

Bij tabel 6.1:

γ_{droog} = soortelijk gewicht van grond met natuurlijk vochtgehalte,

γ_{nat} = soortelijk gewicht van met water verzadigde grond,

ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving,

c' = effectieve cohesie,

K_0 = neutrale horizontale gronddrukcoëfficiënt,

E = elasticiteitsmodulus.

Grondwaterstanden

Voor de grondwaterstanden en stijghoogtes wordt verwezen naar tabel 3.2 in paragraaf 3.6.3. Uit deze tabel worden ontwerpwaarden afgeleid door de betreffende stijghoogte met 0,2 m in de bouwfase of 0,4 m in de eindfase te verhogen/verlagen. Voor de freatische grondwaterstand wordt echter geen waarde hoger dan het maaiveld genomen.

Het OLS-tracé kruist de Haarlemmermeer Ringvaart. Voor dit kanaal wordt uitgegaan van een diepte van 3 m. Het tracé kruist bovendien diverse sloten, in polders en langs wegen. De exacte ligging en diepte van deze sloten zijn niet bekend. Bij de berekening van de minimale dekking bij een bentonietondersteuning van het boorfront, wordt er daarom van uitgegaan, dat een sloot van 1 m diep op een willekeurige plaats kan voorkomen.

6.3 Verticaal alignement van de ITM-tunnels

Het verticale alignement van de drie boortunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem dient te voldoen aan de volgende vier randvoorwaarden:

- 1) een minimale dekking, noodzakelijk ter voorkoming van een "blow-out" tijdens het boorproces,
- 2) een minimale dekking, noodzakelijk om te voorkomen dat de tunnelbuis opdrijft,
- 3) een maximaal hellingspercentage, voor een goed functioneren van de ITM-tunnelboormachine,
- 4) een minimum verticale boogstraal, voor een goed functioneren van de ITM-tunnelboormachine.

ad 1) minimum dekking i.v.m. blow-out

In paragraaf 5.2.1 en 5.2.2 is uiteengezet dat het boorfront onder druk gehouden wordt met een plastisch grondmengsel, met bentonietvloeistof of (tijdelijk) met lucht. De druk aan het graaffront mag echter niet zo hoog zijn, dat de grond boven de tunnelboormachine bezwijkt: een blow-out. Een blow-out kan worden voorkomen door een voldoende dekking boven de tunnel te handhaven. De grootte van de benodigde dekking is afhankelijk van het type ondersteuning van het boorfront. Bij het toepassen van de EPB-methode is een blow-out onwaarschijnlijk. Bij het toepassen van bentoniet- of (met name) luchtdruk is een blow-out wel denkbaar. Voor een ondersteuning met luchtdruk is een grotere dekking nodig dan bij bentonietondersteuning.

Het injecteren van het staalvezelbeton achter de tunnelboormachine vindt plaats onder druk. De injectiedruk wordt aan de bovenkant van de tunneldoorsnede gelijk genomen aan de verticale grondspanning. Het verticale evenwicht is daardoor verzekerd, zodat het injecteren van het staalvezelbeton niet tot een blow-out kan leiden. Overigens zou het onverharde beton wel (horizontaal) kunnen "weglekken", dit is echter niet van belang bij het bepalen van het verticale alignement.

Voor de bepaling van het verticale alignement wordt er van uitgegaan dat de ITM-tunnelboormachine als een hydro-schild functioneert, waarbij luchtdrukondersteuning langs het tracé in principe mogelijk is. In de grondopbouw ter plaatse van het OLS-tracé, klei en zand, is het ITM-Combi-schild goed inzetbaar. Gezien de te verwachten diepteligging, met een dekking van 1 à 2 keer de diameter, zal de TBM voornamelijk in zand boren. Het toepassen van de hydro-methode is dan het meest waarschijnlijk, hoewel dit van verschillende factoren afhankelijk is. Hier zal niet worden uitgewerkt of uiteindelijk voor de EPB- of voor de hydro-schild-methode moet worden gekozen. Daarnaast moet de mengkamer van de tunnelboormachine betreden kunnen worden ten behoeve van onderhoud of in het geval van calamiteiten. Het boorfront wordt dan tijdelijk met luchtdruk ondersteund.

In bijlage III is de rekenmethode (zoals beschreven in paragraaf 5.2.2) voor de bepaling van de maximale steundruk uitgewerkt voor de randvoorwaarden van het OLS-tracé. De resultaten van die berekeningen worden gebruikt als dekkingslijnen voor de bepaling van het verticale alignement, zie figuur 6.3.

ad 2) minimum dekking i.v.m. opdrijven

In paragraaf 5.3.5 is uiteengezet dat de tunnelbuis opdrijft in het grondwater. De gronddekking boven de tunnel dient evenwicht te maken met deze opwaartse belasting. In bijlage V is voor de verschillende doorsneden in het tracé de minimale dekking bepaald, waarbij opdrijven wordt voorkomen. De resultaten van die berekeningen, conform paragraaf 5.3.5, zijn als dekkingslijnen uitgezet in figuur 6.3. Het blijkt dat het opdrijven, vergeleken met een blow-out, nergens het maatgevende criterium vormt voor de minimale dekking.

ad 3) hellingspercentage

Het hellingspercentage wordt door een technische en twee functionele randvoorwaarden bepaald:

- maximaal hellingspercentage 4 % (Dit heeft te maken met het feit dat de TBM volgwa- gens moet voortslepen. Bij een grotere helling wordt de belasting op de TBM door deze volgwa- gens te groot.)
- maximaal hellingspercentage 12 % (De OLS-voertuigen kunnen maximaal een helling van 12 % overwinnen. Deze functionele eis is relevant voor het ontwerp van de tunneltoerit- ten.)
- "minimum" hellingspercentage 0,15 % (Voor een goede afwatering van lekwater is een klein verhang noodzakelijk.)

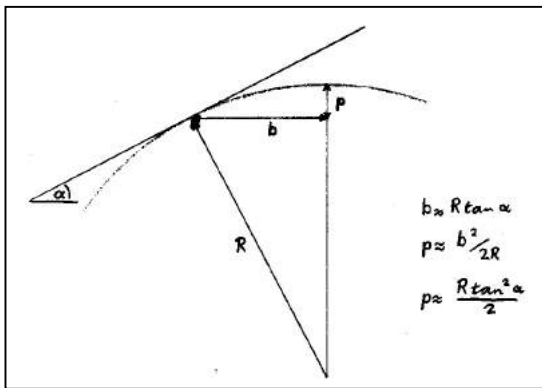
ad 4) minimum verticale boogstraal

Er zijn twee randvoorwaarden die de minimum verticale boogstraal bepalen:

- minimum verticale boogstraal is 1000 m voor een ITM-tunnel, bij een diameter van 5 m (Uit paragraaf 5.2.3 en 5.2.4 blijkt dat een ITM-tunnelboormachine geen scherpe bochten kan doorlopen. Hoe kleiner de boogstraal, hoe groter de spleet langs de TBM. Dit is on- gunstig in verband met het optreden van maaiveldzakkingen, zie paragraaf 5.4.5.)
- minimum verticale boogstraal is 500 m (Dit is een functionele eis vanuit het OLS, en rele- vant voor het ontwerp van de tunneltoeritten.)

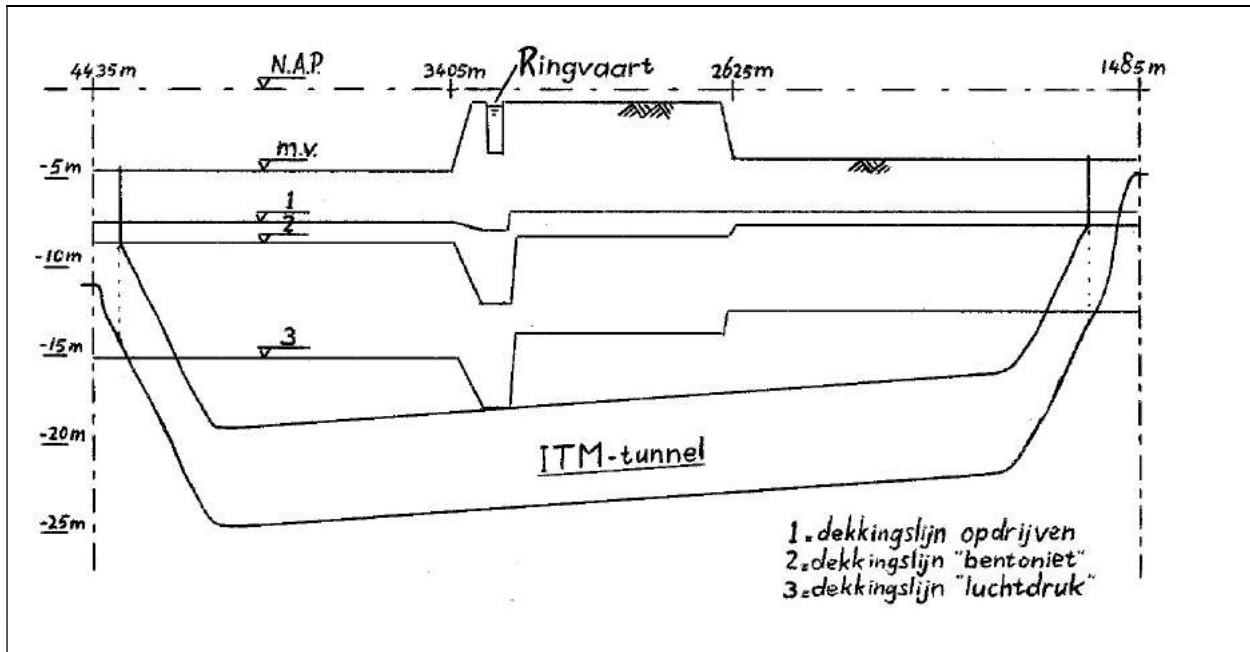
Aanvullend op bovenstaande eisen, zijn bij het ontwikkelen van het verticaal alignement de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- 1) bij de toeritten is geen volledige luchtdrukondersteuning mogelijk (achtergrond van dit uitgangspunt is, dat hiermee voorkomen wordt dat de tunneltoeritten in zeer diepe bouw- putten moeten worden aangelegd),
- 2) de lengte waarover geen volledige luchtdrukondersteuning mogelijk is, wordt zo kort mo- gelijk gehouden (dit om het risico te beperken, dat bij een calamiteit de mengkamer niet kan worden betreden),
- 3) de ITM-tunnel sluit onder maximale helling aan op de toeritten (dit is het compromis tus- sen 1) en 2)),
- 4) de mogelijkheid voor volledige luchtdrukondersteuning is strikt noodzakelijk bij het kruisen van "kritische" infrastructuur, zoals de Haarlemmermeer Ringvaart en de Kaagbaan (het is hier immers "onmogelijk" om de TBM bij een calamiteit vanaf het maaiveld te bereiken),
- 5) volledige luchtdrukondersteuning is niet noodzakelijk ter plaatse van kruisingen met slo- ten (immers onderhoud kan worden gepland en bij calamiteiten kan eenvoudig een tijde- lijke aanvulling worden aangebracht),
- 6) in de tunneltoeritten wordt het (functionele) maximale hellingspercentage en de minimum boogstraal toegepast (op deze manier blijven de toeritten zo kort mogelijk),
- 7) in de boortunnels wordt een minimum verticale boogstraal van 2000 m toegepast (omdat de boogstraal niet maatgevend is voor het alignement, wordt niet van de technisch mini- male boogstraal uitgegaan),
- 8) als begin- en eindpunt van de trajecten wordt de aansluiting op een volgend constructief traject, maaiveldligging of bouwkuip-tunnel, genomen (uitgangspunt is het tracé, zoals beschreven in paragraaf 3.6 en zoals weergegeven in bijlage I),
- 9) voor de combinatie van helling en boogstraal worden de vuistregels uit [4] gehanteerd (deze zijn weergegeven in figuur 6.2).



Figuur 6.2 Helling en boogstraal.

Op basis van deze randvoorwaarden en uitgangspunten is het verticale alignement bepaald voor de drie ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem. In figuur 6.3 is als voorbeeld het verticale alignement van de tunnel "Ringvaart" weergegeven. In deze figuur zijn de dekkingslijnen voor blow-out en opdrijven ingetekend. In bijlage VI zijn ook de alignementen van de boortunnels "Kaagbaan" en "Haarlemmermeer" in het geotechnisch lengteprofiel getekend. Het verloop van de tracés is in die bijlage bovendien numeriek vastgelegd.



Figuur 6.3 Dekkingslijnen en verticaal alignement voor boortunnel "Ringvaart".

6.4 Horizontaal alignement van de ITM-tunnels

Als uitgangspunt voor een beschouwing van het horizontale alignement geldt het voorkeurs-tracé, zoals dat is beschreven in paragraaf 3.6.1 en weergegeven in bijlage I. Dat tracé is hoofdzakelijk het resultaat van een planologische/functionele studie (zie [37] en [40]). Wanneer het horizontale alignement in detail wordt vastgelegd, zijn ook de volgende twee geotechnisch-constructieve aspecten van belang:

- 1) de invloed van (de aanleg van) de ITM-tunnels op aanwezige funderingen en constructies,
- 2) de beperkingen aan het toekomstig gebruik van de ruimte boven en direct langs de tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem.

ad 1) invloed op bestaande constructies

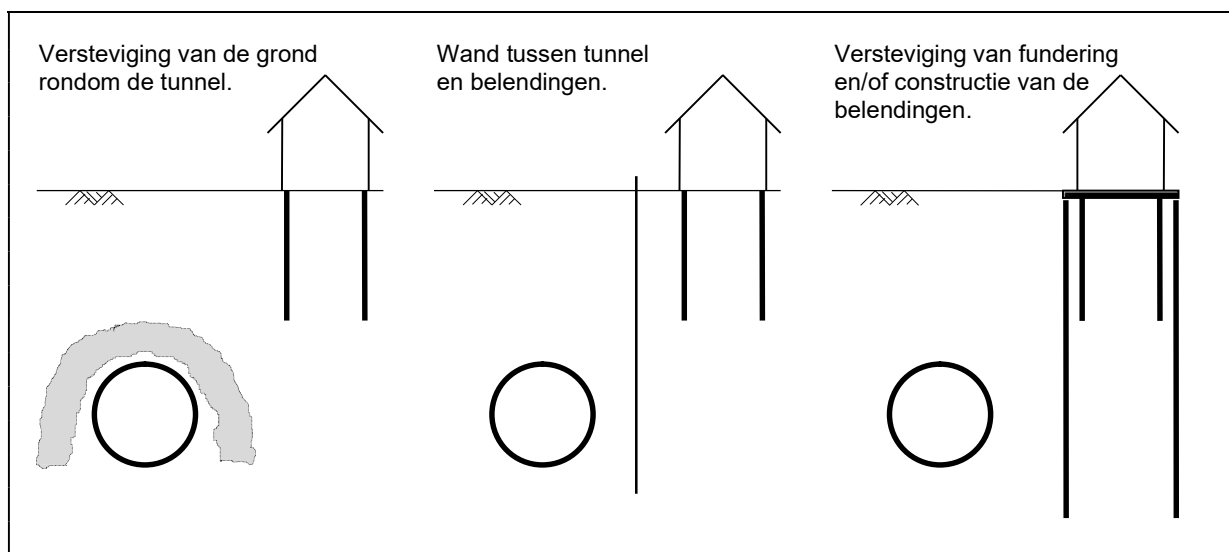
Een spanningsverandering in de grond kan via de (paal)fundering leiden tot schade aan constructies en leidingen. In paragraaf 5.4.5 is de invloed van een ITM-tunnel op maaiveldzakkingen en funderingen beschreven. Verwijzend naar [28] is daar gesteld, dat de afstand waarover de ontspanning van de grond rondom een tunnelbuis invloed heeft, ongeveer één keer de diameter van de tunnel bedraagt. Deze "invloedszone" is van verschillende factoren afhankelijk, waaronder de beheersing van het boorproces en de plaatselijke eigenschappen van de grond. Het effect op een constructie is bovendien afhankelijk van het paalpuntniveau en het draagvermogen van de fundering en van de stijfheid en vervormingscapaciteit van de constructie of leiding. Bij het globaal vastleggen van het OLS-tracé bestaat ten aanzien van deze aspecten een groot aantal onzekerheden. Het is dan verstandig om een afstand van de ITM-tunnels tot aanwezige paalfunderingen van tenminste 5 à 10 m te hanteren. Andersom, met het tracé als uitgangspunt, moet bekeken worden of er bebouwing voorkomt in deze invloedszone.

Uit [25] blijkt dat er langs het tracé van het Ondergronds Logistiek Systeem bebouwing op houten paalfunderingen aanwezig is. Deze houten palen staan gefundeerd op een diepte van N.A.P. -10 à -12 m, dat wil zeggen op het pleistocene zand. Afstanden van de bebouwing tot het tunneltracé zijn echter niet in detail bekend, en gegevens over leidingen zijn niet beschikbaar. Uit het verticale alignement blijkt, dat de voorkomende paalpuntniveaus over het langste deel van de ITM-tunnels boven de boortunnels liggen. Daarom moet terdege rekening worden gehouden met de invloed van de tunnel, wanneer de horizontale afstand van belendingen tot de tunnel klein is.

Voor die plaatsen, waar schade aan belendingen ten gevolge van de aanleg van de OLS-tunnels kan worden verwacht, zijn drie oplossingsstrategieën mogelijk:

- het aanpassen van het tracé van het Ondergronds Logistiek Systeem (in deze voorontwerpfase is dit nog een reële mogelijkheid),
- het slopen van de betreffende bebouwing (deze optie wordt als ongewenst beschouwd),
- het treffen van "mitigerende maatregelen" (hiervoor zijn verschillende mogelijkheden, zie hieronder en figuur 6.4).

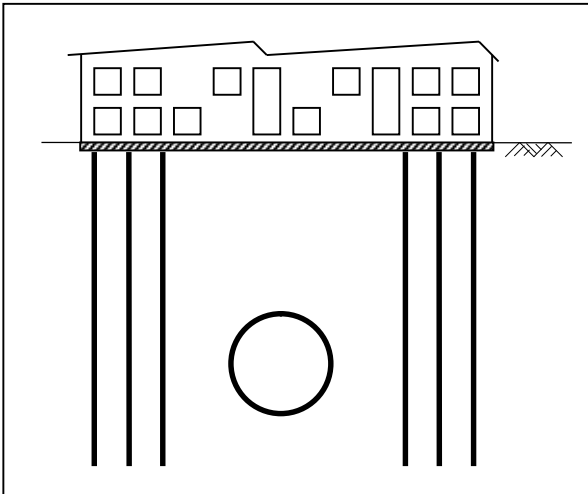
In [22] wordt een opsomming gegeven van mitigerende, of preventieve, maatregelen ter voorkoming van schade aan belendingen. In figuur 6.4 is van drie verschillende principeoplossingen een voorbeeld gegeven. Welke van de genoemde oplossingen tot het beste resultaat leidt, hangt volledig af van de plaatselijke randvoorwaarden. Bij gebrek aan deze gegevens voor het OLS-project, zal dit aspect hier niet verder worden uitgewerkt.



Figuur 6.4 Mogelijkheden ter beperking van de invloed van een ITM-tunnel op de belendingen.

ad 2) beperkingen aan toekomstig ruimtegebruik

Omgekeerd ten opzichte van het onder 1) beschreven effect, kan het aanbrengen van een fundering invloed hebben op de ITM-tunnels. Grondverdringende funderingspalen, een ontgraving of een ophoging vlak naast de tunnel, beïnvloeden de verdeling van de grondbelasting op de tunnel. De grootte van het effect is weer onder andere afhankelijk van de afstand tot de tunnel. Middels berekeningen, zoals beschreven in paragraaf 5.3, moet worden getoetst of de tunnelbuis de spanningsverandering kan opnemen. Waar dit niet het geval is, zullen beperkingen gelden ten aanzien van het bouwen van constructies in de directe nabijheid van het OLS-tracé.



Figuur 6.5 Overbrugging van de invloedzone van de ITM-tunnel.

In het gebied van het Ondergronds Logistiek Systeem bestaan een aantal plannen voor nieuwe bebouwing. De boortunnel "Haarlemmermeer" loopt door een gebied waar een uitbreiding van het bedrijventerrein bij Hoofddorp is gepland. De uitbreiding van het vrachtafgebied op Schiphol Zuidoost wordt deels gekruist door de boortunnel "Kaagbaan". Bovendien wordt de autoweg N201 mogelijk gebundeld met het tracé van de boortunnel "Ringvaart". Wanneer de eerder genoemde invloedzone zou moeten worden vrijgehouden, dan betekent dat, dat er een 15 à 25 m brede vrije corridor door deze gebieden zou lopen. Planologisch is dit ongewenst. Onderzocht dient te worden, welke maatregelen mogelijk zijn teneinde de breedte van deze corridor te verkleinen. Daarbij kan onder andere worden gedacht aan:

- plaatselijke versterking van de tunnelbuis (hogere betonkwaliteit, groter percentage staalvezels of dikkere wand),
- plaatselijke verkleining van de afstand tussen de dilatatievoegen (grotere vervormingscapaciteit van de tunnel),
- oplossingen vergelijkbaar met figuur 6.4.

Deze maatregelen moeten het mogelijk maken om de corridor te "overbruggen" (zie figuur 6.5), zodat de aanwezigheid van de ITM-tunnels nauwelijks tot geen beperkingen oplegt aan de bouwplannen.

Conclusie

De aanleg van de ITM-boortunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem heeft invloed op bestaande bebouwing en legt beperkingen op aan het gebruik van de ruimte direct langs het tracé. De grootte van de interactie tussen tunnel en belendingen is afhankelijk van de plaatselijke randvoorwaarden. Omdat daarover onvoldoende gegevens beschikbaar zijn, wordt het voorkeurstacé (zie bijlage I) hier niet aangepast en als uitgangspunt gehandhaafd.

6.5 Constructief ontwerp van de ITM-tunnels

In de vorige twee paragrafen zijn respectievelijk het verticaal en horizontaal alignement vastgelegd. Voor het constructieve ontwerp van de Industriële Tunnelbouw Methode-tunnels zijn verder de volgende uitgangspunten van belang:

- 1) D_{inw} = 5 m (inwendige diameter),
- 2) d = 0,3 m (wanddikte),
- 3) D_{uitw} = 5,6 m (minimale uitwendige diameter),
- 4) betonklasse = B15-25-45 (respectievelijk tijdens extrusie-ontkisten-eindfase),
- 5) staalvezels = 50 kg/m³,
- 6) E_b = 33500 N/mm² (voor B45; korte duur),
- 7) A = 5,0 m² (betonoppervlak in de dwarsdoorsnede),
- 8) I = 2,25*10⁶ mm⁴/m¹ (traagheidsmoment van de tunnelwand per meter lengte).

ad 1) functionele randvoorwaarde

ad 2) toelichting in paragraaf 5.3.1 en bijlage IV; doordat het beton tegen de grond wordt geïnjecteerd is de wanddikte niet gelijkmatig

ad 4) t/m 6) uitgangspunten zijn overgenomen van de "nominal design case" van ITM (zie paragraaf 5.1)

6.6 Kruisingen van de ITM-tunnels met andere infrastructuur

Een bijzonderheid van de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem is, dat zij op een aantal plaatsen "bijzondere" infrastructuur kruisen. Behalve "gewone" wegen en waterlopen, worden gekruist:

- 1) de Haarlemmermeer Ringvaart (inclusief waterkeringen),
- 2) de Kaagbaan (start- en landingsbaan van luchthaven Schiphol),
- 3) de autoweg N201 (twee keer als de N201 wordt verlegd),
- 4) de rijksweg A4 (autosnelweg Leiden-Amsterdam),
- 5) de Geniedijk (een secundaire dijk in de Haarlemmermeerpolder).

Deze kruisingen wijken in twee opzichten af van het overige tracé. Enerzijds vormen ze een plaatselijke verandering (verhoging) in de belasting op de ITM-tunnels. Anderzijds zullen ter plaatse van deze infrastructuur de eisen met betrekking tot maaiveldzakkingen zeer strikt zijn.

Er zijn drie redenen om de ITM-tunnels ter plaatse van deze kruisingen op relatief grote diepte te boren. Ten eerste is het effect van een plaatselijke verandering in de belasting, als gevolg van spreiding in de grond, kleiner bij een diepere ligging van de tunnelbuis. De maaiveldzakking en hoekverdraaiing is, ten tweede, eveneens kleiner bij een diepere ligging van de tunnel as. Immers in [28] wordt de zakkingstrog aan het maaiveld voorgesteld door een Gausskromme. Uit de daar gegeven formules blijkt dat de maximale zakking aan het maaiveld kleiner wordt bij een toenemende diepteligging van de tunnel as. Tegelijkertijd wordt de zakkingstrog breder, zodat ook de aan het maaiveld optredende hoekverdraaiingen kleiner zullen zijn. De derde reden is al in paragraaf 6.3 als uitgangspunt 4) vermeld: in geval van calamiteiten moet de mengkamer van de TBM van binnen uit kunnen worden betreden. De dekking op de tunnel moet voldoende zijn om bij volledige luchtdrukondersteuning een blow-out te voorkomen.

Anders beschouwd, mag het risico van functieverlies van de genoemde infrastructuur niet vergroot worden ten gevolge van de aanleg van de ITM-tunnels. Voor kruising 2) tot en met 5) dient dit met name middels een risicoanalyse van de uitvoeringsfase te worden aangetoond. Het bezwijkmechanisme dat beschouwd dient te worden is (excessieve) maaiveldzakking, of instabiliteit van de ondergrond. In hoofdstuk 5 (paragraaf 5.4.5) zijn mogelijke oorzaken hiervoor aangegeven. Vooral voor de Kaagbaan en A4 is een "buiten dienst stelling" zeer

ongewenst. Wanneer, echter, uit een risicoanalyse blijkt dat dit onvermijdelijk is, dan kan de periode beperkt blijven als gevolg van de relatief hoge voortgangssnelheid van de Industriële Tunnelbouw Methode. De kruising met de Haarlemmermeer Ringvaart vereist afzonderlijke aandacht.

Kruising met de Haarlemmermeer Ringvaart

Het belangrijkste aspect van de kruising van de ITM-boortunnel met de Ringvaart, is het feit dat daarmee ook onder een waterkering wordt doorgeboord. Zowel voor de bouwfase als voor de gebruiksfase dient te worden aangetoond, dat het risico van bezwijken van de waterkering niet wordt vergroot. De twee belangrijkste functies van deze waterkering zijn:

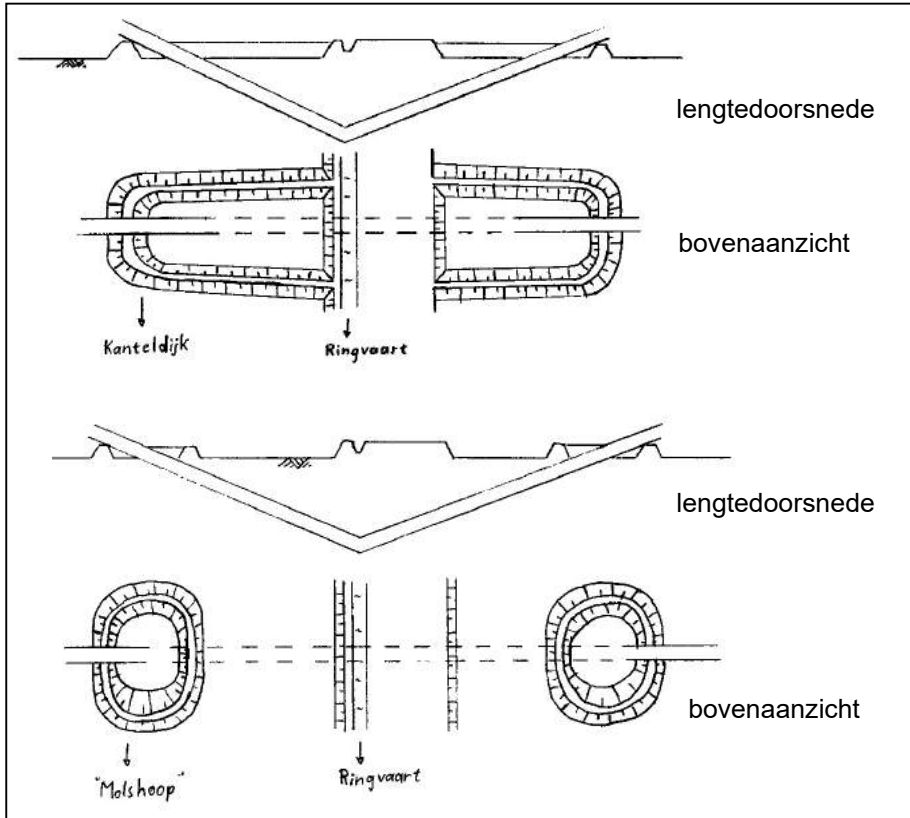
- 1) het "vasthouden" van het water in de Ringvaart, en
- 2) het scheiden van de polders aan weerszijden.

Het ondertunnelen van de waterkering kan daarom leiden tot twee faalmechanismen:

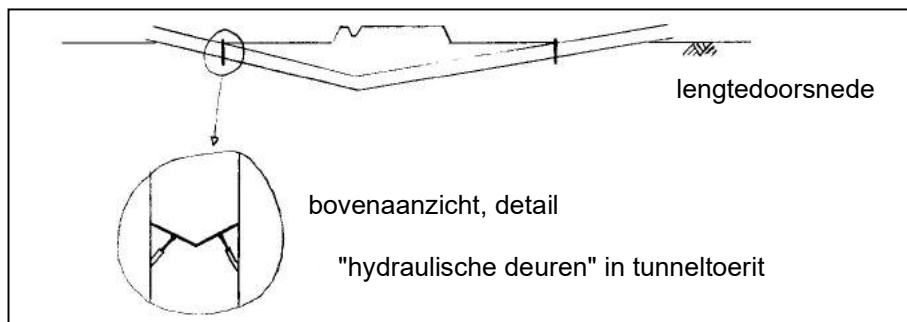
- 1) de tunnel (met waterkering) bezwijkt, zodat de Ringvaart de naastgelegen polder overstroomt, of
- 2) één polder is ondergelopen (bijvoorbeeld door bezwijken van de waterkering) met als gevolg dat de andere polder ook overstroomt door sifonwerking van de tunnelbuis.

Uit een vergelijking van verschillende ontwerpvarianten moet blijken hoe het beste het gewenste veiligheidsniveau van de waterkering kan worden bereikt. Dit veiligheidsniveau, of de faalkans, is een randvoorwaarde die wordt opgelegd door de beheerder van de dijk: het waterschap. Tunnels kruisen in Nederland bijna altijd een waterkering. Het is gebruikelijk in zo'n geval de waterkering middels een kanteldijk om te leggen, en het tunneltracé over de kanteldijk te voeren (zie figuur 6.6). Op die manier kunnen de gevolgen van beide faalmechanismen worden beperkt. Een dergelijk ontwerp is echter bij het OLS-tracé niet gewenst, omdat het aanleggen van kanteldijken hier (te) veel grondverzet en ruimte kosten. In het schetsmatig voorontwerp wordt daarom voorgesteld om in de tunnelbuis (dubbele) waterkerende deuren aan te brengen. In combinatie met een voldoende bezwijkveiligheid van de tunnelbuis, kan zo een vergelijkbaar risiconiveau worden bereikt als bij het toepassen van kanteldijken.

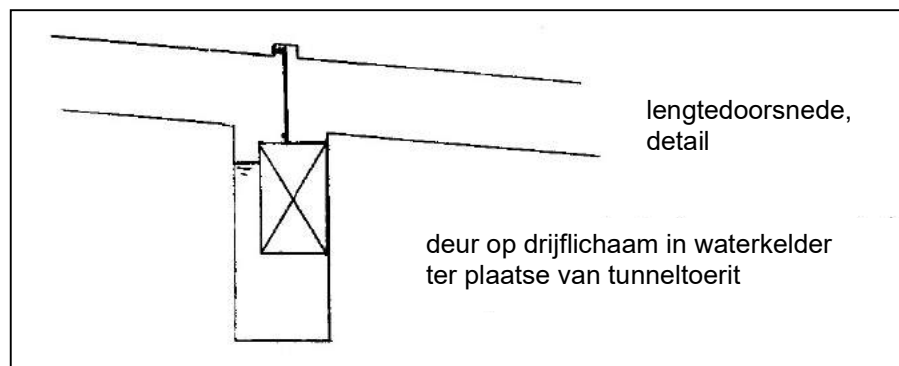
Meer in het algemeen kunnen een drietal strategieën worden onderscheiden voor het ontwerp van de ondertunneling van een waterkering. In de figuren 6.6 tot en met 6.8 (op de volgende bladzijde) zijn deze weergegeven. Middels risico- en kostenanalyses dienen deze alternatieven te worden vergeleken. De keuze voor het ontwerp van de kruising met de Ringvaart zal hier niet worden uitgewerkt.



Figuur 6.6 "Passieve beveiliging".



Figuur 6.7 "Actieve beveiliging".



Figuur 6.8 Voorbeeld "tussenvorm".

Deel 2

Interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting

7 Mechanicamodel voor het bepalen van de krachten en verplaatsingen in axiale richting in een ITM-tunnel

In dit hoofdstuk wordt de opzet beschreven van het analytische mechanicamodel dat is opgesteld ten behoeve van het bepalen van de maximale afstand tussen de dilatatievoegen in een ITM-tunnel. In de inleiding (paragraaf 7.1) wordt het doel van deze tweede deelstudie van dit afstudeerrapport nogmaals uiteengezet. Vervolgens worden de uitgangspunten en het model zelf beschreven in paragraaf 7.2 en 7.3. In de laatste paragraaf worden de conclusies vermeld, die bij een eerste analyse van het model middels een parameterstudie kunnen worden getrokken.

7.1 Inleiding

In respectievelijk paragraaf 7.1.1 en 7.1.2 worden de probleem- en doelstelling van deze tweede deelstudie gegeven. Hoe tot deze doelstelling is gekomen, wordt in paragraaf 7.1.3 uiteengezet.

7.1.1 Probleemstelling

Ten aanzien van de belastingen op, en de sterkte van een ITM-tunnel in de lengterichting, bestaan verschillende onzekerheden. De interactie tussen de grond en de tunnelwand, en daarmee de opbouw van de spanningen in axiale richting, is onbekend. Hierdoor is eveneens onduidelijk hoe groot de maximale afstand tussen de dilatatievoegen in de tunnelwand is.

7.1.2 Doelstelling

Het doel van deze tweede deelstudie is om een model op te stellen, waarmee de maximale afstand tussen de dilatatievoegen in een ITM-tunnel kan worden bepaald. Daarbij wordt uitgegaan van uitsluitend axiale belastingen, waarvan de gehinderde temperatuurverkorting de belangrijkste is. Hiertoe wordt met name de (wrijvings)interactie tussen de tunnelbuis en de omringende grond bestudeerd. Het model zal worden toegepast op het OLS-project, middels de parameters die in deelstudie 1 zijn afgeleid.

7.1.3 Analyse van de belastingen en sterkte van een ITM-tunnel in lengterichting

Eén van de karakteristieke aspecten van de Industriële Tunnelbouw Methode is het kunstmatig aanbrengen van dilatatievoegen. In het voorgaande (zie paragraaf 5.3.6 t/m 5.3.8) is aangegeven, dat deze de constructieve oplossing vormen voor de belastingen op de tunnelbuis in lengterichting. De dilatatievoegen dienen ervoor te zorgen dat de plaats van scheuren in de tunnelbuis vastligt, zodat ter plekke maatregelen tegen lekkage kunnen worden genomen.

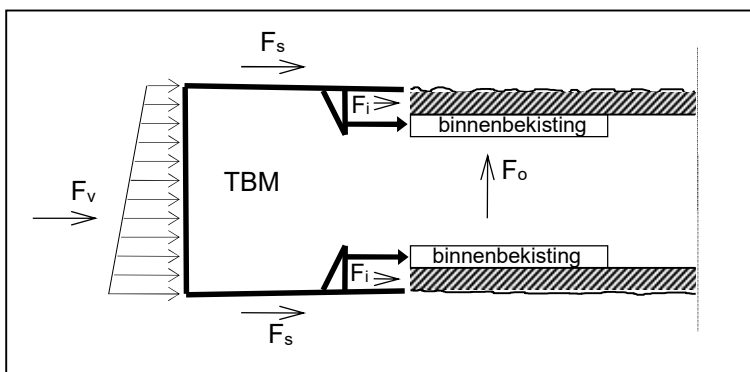
Voor de economische haalbaarheid van de Industriële Tunnelbouw Methode, en dus ook voor het OLS-project, is het van belang dat de voegafstand zo groot mogelijk is. Immers, het aanbrengen van voegen, met de bijbehorende waterafdichting, is een kostbaar onderdeel van

een ITM-tunnel. De maximale voegafstand wordt echter bepaald door twee technisch-constructieve randvoorwaarden: 1) belasting < sterkte, 2) optredende vervormingen < toegestane vervormingen.

Teneinde een uitspraak over de maximale voegafstand te kunnen doen, dient daarom eerst een analyse te worden gemaakt van de verschillende belastingen die in de lengterichting van de tunnel werken, en van de verschillende factoren die de sterkte van de tunnel en voegen bepalen (zie hieronder). De volgende stap is het opzetten van een model, dat met behulp van de relevante belastings- en sterkteparameters de maximale voegafstand en de bijbehorende vervormingen kan berekenen (zie paragraaf 7.2 en 7.3). Tot slot kan door invoer van de juiste ontwerpparameters in het model, een uitspraak gedaan worden over de (constructief) maximale voegafstand (zie hoofdstuk 9).

De volgende belastingen kunnen in de lengterichting op een ITM-tunnel werken:

1) belastingen uit het bouwproces. In figuur 7.1 zijn deze schetsmatig weergegeven.



Figuur 7.1 Schets van de belastingen uit het bouwproces.

Bij figuur 7.1:

F_v = resultante van de vieldrukken ten behoeve van voortstuwing en het doorlopen van bochten,

F_o = kracht ten gevolge van het opdrijven van de binnenbekisting in het vloeibare beton en van de tunnelmantel met binnenkist in het grondwater,

F_s = resultante van de vieldrukken ten behoeve van de steundruk en van de wrijving langs de tunnelboormachine,

F_i = resultante van de druk waarmee het staalvezelbeton geïnjecteerd wordt (mogelijk niet permanent aanwezig).

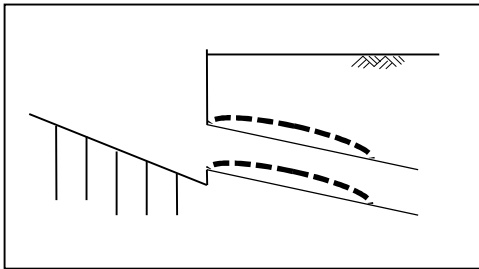
F_v en F_o grijpen (sterk) excentrisch aan, en leiden daardoor met name tot een moment in de lengterichting van de tunnelbuis. F_s en F_i veroorzaken vooral een normaal(druk)kracht in axiale richting.

2) belasting ten gevolge van door de omringende grond verhinderde axiale rek. De rek in de lengterichting van de tunnelbuis ontstaat, doordat het staalvezelbeton:

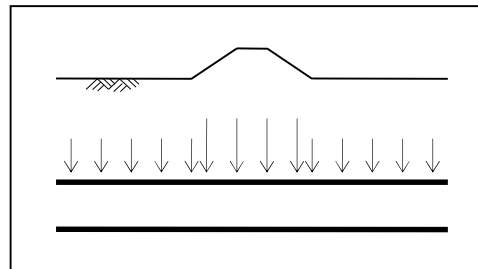
- verhardt (= krimp tijdens het hydratatieproces),
- afkoelt (van injectietemperatuur + hydratatiwarmte naar omgevingstemperatuur),
- uitdroogt (in geringe mate, doordat de tunnel in het grondwater ligt),
- temperatuurwisselingen ondergaat met de seizoenen (zowel opwarming als afkoeling),
- kruipt (= toenemende rek bij constante spanning),
- onderhevig kan zijn aan brand (extreme opwarming).

De eerste drie effecten hebben een verkorting (negatieve rek) tot gevolg, de laatste twee veroorzaken een verlenging van de tunnel. De genoemde effecten kunnen over de doorsnede van de tunnel variëren en zo een moment in de lengterichting introduceren. Echter, de verhinderde axiale rek veroorzaakt vooral een normaalkracht in de lengterichting van de tunnel.

- 3) belasting ten gevolge van opgelegde vervormingen. Opgelegde vervormingen ontstaan door zettingsverschillen:
- tussen verschillende grondlagen waarin de tunnel ligt,
 - tussen de grond waarin de tunnel ligt en de start- of eindschacht (zie figuur 7.2).
- Opgelegde vervormingen leiden hoofdzakelijk tot een moment (en een dwarskracht) in de tunnelbuis.
- 4) belasting ten gevolge van een plaatselijk grotere bovenbelasting. Deze dwarsbelasting leidt met name tot een dwarskracht (en moment) in de tunnel. Mogelijke oorzaken zijn:
- kruising van het tunneltracé met een dijk (zie figuur 7.3),
 - kruising van het tunneltracé met een weg of bijvoorbeeld landingsbaan "Kaagbaan".



Figuur 7.2 Opgelegde vervormingen.



Figuur 7.3 Bovenbelasting.

Het onderzoek in deze tweede deelstudie zal zich concentreren op de bij 2) genoemde belastingen. Voor deze keuze bestaan de volgende redenen.

- De onder 1) genoemde bouwphase belastingen zijn in principe bekend, of kunnen berekend worden (zie paragraaf 5.2).
- De tunnels in het OLS-tracé liggen bijna geheel in (matig) vast zand (zie bijlage VI), zodat zettingsverschillen nauwelijks te verwachten zijn. Daarom zullen in het vervolg de onder 3) genoemde belastingen worden verwaarloosd.
- De bij 4) genoemde dwarsbelastingen komen in het OLS-tracé wel voor. Bij een beschouwing van het concept van de dilatatievoegen zijn deze echter minder relevant. Immers, zoals in paragraaf 5.3.8 is gesteld, zijn de dilatatievoegen niet bedoeld of geschikt voor het overdragen van dwarskrachten. In het vervolg zullen de dwarskrachten niet worden beschouwd.
- Ten aanzien van de onder 2) genoemde belasting door verhinderde axiale rek bestaan nog een aantal onduidelijkheden. Teneinde de invloed van de verschillende aspecten te begrijpen, is daarom nader onderzoek noodzakelijk. Dit onderzoek wordt in de hoofdstukken 7 t/m 9 van dit rapport uitgevoerd.

De sterkte (en stijfheid) van de tunnel en voegen, en de interactie tunnel-grond, worden door de volgende aspecten bepaald:

- 1) betonklasse,
- 2) percentage staalvezels,
- 3) bezwijkcriterium van beton onder twee-assige belasting,
- 4) scheurverdeling en scheurwijdte,
- 5) ontwikkeling betoneigenschappen tijdens het verharderen,
- 6) wanddikte (die varieert door het injectieproces en vervormingen van de grond),
- 7) inzaagdiepte ter plaatse van een voeg,
- 8) rotatiecapaciteit van een voeg,
- 9) gedrag van de grond,
- 10) radiale korrelspanning (die mogelijk door het boor-, het betoninjectie- en/of een consolidatieproces wordt beïnvloed),
- 11) de mogelijke aanwezigheid van een "bentonietcake" tussen het beton en de grond.

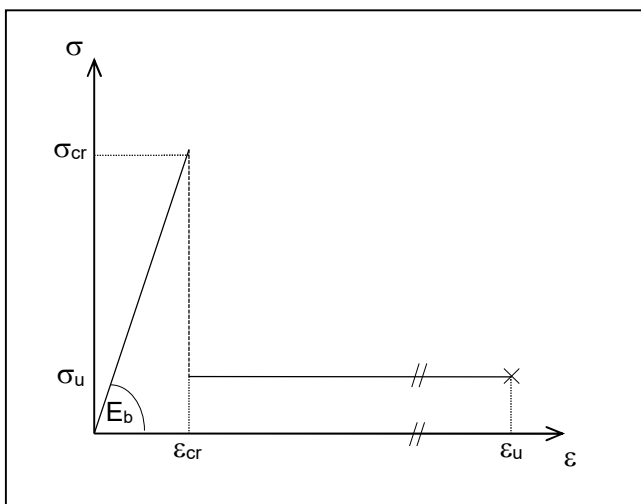
Het onderzoek in deze tweede deelstudie zal zich concentreren op de bij 9) t/m 11) genoemde aspecten. Voor deze keuze bestaan de volgende redenen.

- De bij 1) t/m 5) genoemde aspecten hebben een betontechnologisch karakter, hetgeen niet past binnen de geotechnische opzet van deze studie.
- Voor aspect 6), in combinatie met 7), is een stochastische benadering nodig, die als deelprobleem voor deze studie te uitgebreid is.
- Aspect 8) is met name relevant voor een beschouwing van de hiervoor bij 3) genoemde belastingen. Zoals al gesteld, worden deze hier verwaarloosd.
- Voor de overige aspecten (met name de tunnel-grond interactie) geldt, dat de invloed van de verschillende parameters nog onduidelijk is. Een onderzoek hiernaar, passend binnen deze geotechnische studie, is daarom gewenst. Dit onderzoek wordt in hoofdstuk 8 van dit rapport uitgevoerd.

7.2 Uitgangspunten bij de opzet van het mechanicamodel

Bij het opstellen van het in de volgende paragraaf beschreven mechanicamodel is een aantal uitgangspunten/vereenvoudigingen gebruikt. Deze worden hieronder opgesomd (en toegelicht).

- 1) de tunnel = een 1-dimensionale staaf (er wordt uitgegaan van een axiaal symmetrisch model, dus geen invloed van de diepte over de doorsnede, of van het maaiveld)
- 2) het staalvezelbeton = een lineair-elastisch materiaal (de wet van Hooke is geldig)
- 3) de grondreactie = lineair-elastisch (geen plastische vervormingen in de grond)
- 4) $\partial(\)/\partial t = 0$ (er zijn geen tijdsafhankelijke effecten)
- 5) $\partial k/\partial x = 0$ (de stijfheid van de grond "k" varieert niet in de lengterichting van de tunnel)
- 6) $\partial E_b/\partial x = 0$ (de stijfheid van het staalvezelbeton is constant voor het beschouwde stuk tunnel)
- 7) $\partial A/\partial x = 0$ (het oppervlak van de tunneldoorsnede varieert niet in de lengterichting van de tunnel)
- 8) $\partial \Delta T/\partial x = 0$ (het beschouwde stuk tunnel is onderhevig aan een constante temperatuurverlaging)
- 9) figuur 7.4 geeft het spanning-rek diagram van het staalvezelbeton weer
- 10) in het model worden alleen normaalkrachten meegenomen



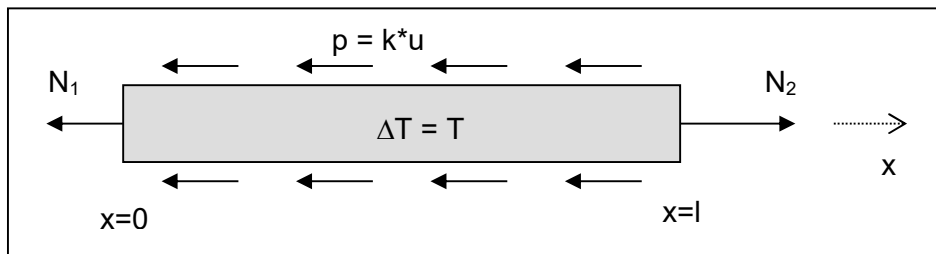
Figuur 7.4 Spanning-rek diagram staalvezelbeton.

7.3 Uitwerking van het analytische mechanicamodel ten behoeve van het bepalen van de maximale voegafstand

Het in deze paragraaf afgeleide analytische mechanicamodel beschrijft de krachten, rekken en verplaatsingen in een ITM-tunnel in axiale richting. Dit model is als het ware een combinatie van een aantal elementaire mechanica modellen. Hiervoor wordt verwezen naar bijlage VII. In paragraaf 7.3.1 wordt de algemene oplossing van het mechanicamodel gegeven. In 7.3.2 wordt uiteengezet hoe met dit model de maximale voegafstand kan worden bepaald. Bij onderstaande afleiding is gebruik gemaakt van [1].

7.3.1 Algemene oplossing

De tunnel wordt geschematiseerd tot een 1-dimensionale staaf. Deze wordt in de uiteinden belast door een normaalkracht (N_1 resp. N_2), en is onderhevig aan een constante temperatuurverandering (T). De verkorting van de staaf wordt gehinderd door de omringende grond. Dit is geschematiseerd als een langs de staaf verdeelde reactie ($p = k \cdot u$). In figuur 7.5 zijn alle krachten werkend in hun positieve richting weergegeven.



Figuur 7.5 Schematisatie van de tunnel tot 1-D elastische staaf.

De snedekrachten (N), rekken (ε) en verplaatsingen (u) in de staaf moeten voldoen aan de volgende drie vergelijkingen:

- evenwichtsvergelijking (relatie belasting - snedekracht):

$$\frac{dN}{dx} = p = k \cdot u, \quad (7.1)$$

- constitutieve vergelijking (relatie snedekracht - rek):

$$N = E_b \cdot A \cdot (\varepsilon - \alpha_t \cdot T) \quad \text{of} \quad \varepsilon = \frac{N}{E_b \cdot A} + \alpha_t \cdot T, \quad (7.2)$$

- kinematische vergelijking (relatie rek - verplaatsing):

$$\varepsilon = \frac{du}{dx}. \quad (7.3)$$

Substitutie van (7.3) en (7.2) in vergelijking (7.1) levert de differentiaalvergelijking voor dit mechanicamodel:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} - \alpha^2 \cdot u = 0, \quad (7.4)$$

- met:
- $N(x)$ = normaalkracht in doorsnede [N],
 - x = coördinaat in lengterichting [m],
 - $p(x)$ = langs de tunnel (lengte en omtrek) verdeelde reactie [N/m],
 - k = stijfheid van de grond [N/m²],
 - $u(x)$ = relatieve verplaatsing van de snede t.o.v. de omringende grond [m],
 - E_b = elasticiteitsmodulus van het staalvezelbeton [N/m²],
 - A = oppervlakte van de tunneldoorsnede [m²],
 - EA = axiale stijfheid van de tunnel [(N/m²)*m²],

$\varepsilon(x)$ = rek in de doorsnede [-],
 α_t = temperatuuruitzettingscoëfficiënt van het staalvezelbeton [K^{-1}],
 T = temperatuurverandering [K],

en: $\alpha = \sqrt{\frac{k}{EA}}$ = wortel uit de verhouding stijfheid grond / stijfheid tunnel [m^{-1}].

De algemene oplossing voor deze differentiaalvergelijking luidt:

$$u(x) = c_1 \cdot e^{\alpha x} + c_2 \cdot e^{-\alpha x}. \quad (7.5)$$

Waaruit met (7.2) en (7.3) volgt:

$$N(x) = EA\alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - EA\alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x} - EA \cdot \alpha_t \cdot T, \quad (7.6)$$

$$\varepsilon(x) = \alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - \alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x}. \quad (7.7)$$

De randvoorwaarden voor dit model zijn (zie figuur 7.5):

$$\text{voor } x=0 \text{ geldt: } N = N_1, \quad (7.8)$$

$$\text{voor } x=l \text{ geldt: } N = N_2. \quad (7.9)$$

De algemene oplossing van dit mechanicamodel wordt nu gevonden door de randvoorwaarden in te vullen in vergelijking (7.6), en uit te werken:

$$u\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{\frac{-N_1}{EA\alpha} \cdot \cosh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]\right) + \frac{N_2}{EA\alpha} \cdot \cosh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]\right) - \frac{\alpha_t T}{\alpha} \cdot \left\{ \cosh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]\right) - \cosh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]\right) \right\}}{\sinh(\alpha l)}, \quad (7.10)$$

$$N\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{-N_1 \cdot \sinh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]\right) + N_2 \cdot \sinh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]\right) - EA\alpha_t T \cdot \left\{ \sinh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]\right) - \sinh\left(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]\right) \right\}}{\sinh(\alpha l)} - EA\alpha_t T, \quad (7.11)$$

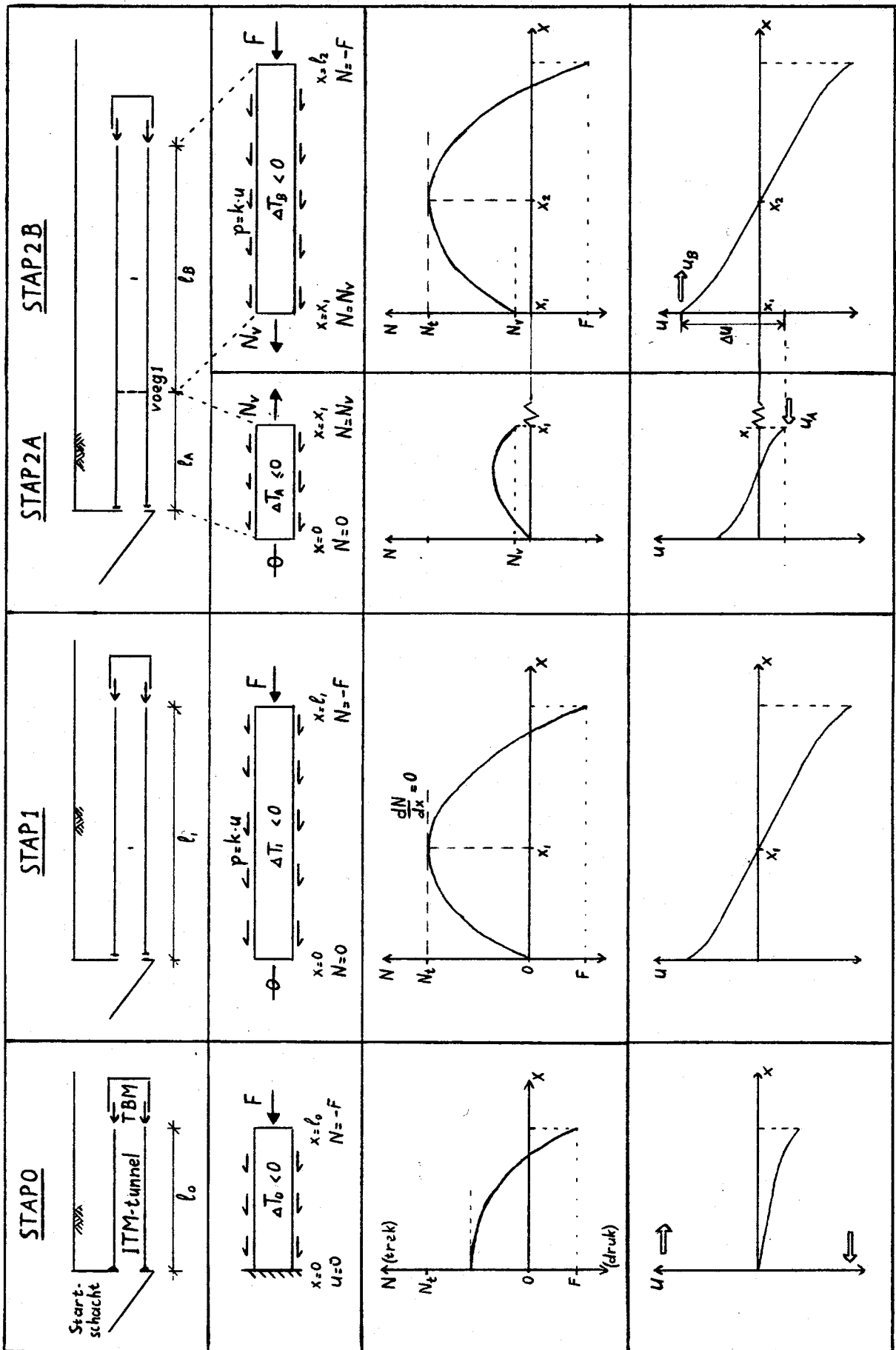
$$\varepsilon\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{N\left(\frac{x}{l}\right)}{EA} + \alpha_t T, \quad (7.12)$$

$$p\left(\frac{x}{l}\right) = k \cdot u\left(\frac{x}{l}\right) = \alpha^2 EA \cdot u\left(\frac{x}{l}\right). \quad (7.13)$$

Het resultaat, de vergelijkingen (7.10) t/m (7.13), beschrijft volledig het gedrag van een op rek belaste staaf (de tunnel), die onderhevig is aan een temperatuurverandering, en waarbij een verdeelde reactie langs de staaf optreedt. In de volgende paragraaf worden, door een interpretatie van de randvoorwaarden te geven, deze vergelijkingen gebruikt om de maximale voegafstand en de openstand in een voeg te berekenen.

7.3.2 Berekening van de maximale voegafstand

De voegafstand kan worden bepaald door het bouwproces van de Industriële Tunnelbouw Methode stap voor stap te analyseren. In figuur 7.6 is dit uitgewerkt. Per stap wordt schematisch de voortgang van het bouwproces weergegeven, met het bijbehorende mechanicamodel, en met het verloop van de snedekrachten en relatieve verplaatsingen over de lengte van het betreffende tunneldeel. Hieronder worden de verschillende stappen en de bijbehorende uitgangspunten beschreven.



Figuur 7.6 Weergave van het ITM-bouwproces, $N(x)$ en $u(x)$, waaruit de voegafstand wordt afgeleid.

Stap 0: Stap 0 beschrijft het begin van het bouwproces. De tunnelboormachine (TBM) heeft slechts enkele meters geboord. De temperatuurverlaging over de tunnelbuis is nog beperkt.

De linker randvoorwaarde wordt gevormd door de startschacht. Het uitgangspunt is dat de tunnel bij het begin van het boorproces hieraan vastgekoppeld is, zodat de afzetkrachten van de TBM kunnen worden afgedragen. Een belangrijk uitgangspunt betreft de rechter randvoorwaarde. De tunnelboormachine zet zich af op de binnenbekisting (zie paragraaf 5.2.5). Via wrijving tussen de stalen binnenkist en het staalvezelbeton, wordt deze kracht over de lengte van de bekisting (=20 m) overgedragen op de tunnelbuis. Hier wordt aangenomen dat de volledige vjzjelkracht van de TBM wordt overgedragen op de betondoorsnede direct achter de binnenbekisting. Dat wil zeggen: $x = l_i$ ligt $L_{kist} + L_{TBM}$ achter het graaffront. (Op dit uitgangspunt wordt teruggekomen in paragraaf 7.4.1.)

Uit het verloop van de snedekrachten over het beschouwde tunneldeel blijkt dat deze nog nergens het niveau $N_t = A \cdot \sigma_{cr}$ hebben bereikt, waarbij de tunneldoorsnede begint te scheuren. Stap 0 is daarom voor het bepalen van de voegafstand feitelijk niet relevant, en slechts voor de volledigheid opgenomen. Omdat randvoorwaarde (7.8) hier vervangen wordt door: $x=0 \rightarrow u=0$, wordt het verloop van de snedekrachten in stap 0 beschreven door vergelijking (7.14).

$$N\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{(N_2 + EA \alpha_l T) \cdot \cosh(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right])}{\cosh(\alpha l)} - EA \alpha_l T . \quad (7.14)$$

Stap 1: De tunnelboormachine heeft ten opzichte van stap 0 verder geboord tot $x=l_1$. Het beschouwde stuk tunnel ondergaat een temperatuurverandering T_1 (<0 , want afkoeling).

De linker randvoorwaarde wordt aangepast: de verbinding met de startschacht is vrij (of: kan geen trek opnemen), $N_1 = 0$. Hiervoor bestaan twee mogelijke redenen. Ten eerste wordt een tunnelbuis soms constructief losgekoppeld van de toeritten, zodat verschilzettingen kunnen worden opgevangen. Ten tweede, uit de figuur bij stap 0 blijkt al, dat N_t als eerste bij de schacht zou worden bereikt. Zonder aanpassing van de constructie, zou de tunnelbuis dus "los scheuren" (een eventuele restkracht wordt verwaarloosd). De rechter randvoorwaarde blijft de afzetkracht van de TBM, $N_2 = -F$. Uit het verloop van de snedekrachten blijkt nu dat de combinatie geboorde afstand l_1 en temperatuurverlaging $|T_1|$ zodanig is, dat op $x=x_1$ de tunnelwand begint te scheuren doordat N_t daar is bereikt. De gedachte is nu, dat daar de eerste voeg wordt aangebracht om te voorkomen dat de tunnelmantel daadwerkelijk scheurt. Uit de figuur blijkt, dat de plaats van de voeg $x=x_1$ wordt vastgelegd door $dN/dx = 0$, en met (7.1) door $u=0$.

Door het aanbrengen van een voeg, het inzagen van de tunnelwand, wordt de tunneldoorsnede plaatselijk sterk verzwakt. De tunnel "moet" ter plaatse van de voeg scheuren. De voeg staat plaatselijk een grote vervorming toe, waardoor het verloop van de snedekrachten verandert. Na het aanbrengen van de (eerste) voeg ligt de maximaal optredende snedekracht in de tunnelbuis onder de grenswaarde N_t .

Stap 2: Ten opzichte van stap 1 heeft de TBM wederom verder geboord tot $x=l_2$. De tunnel bestaat nu uit twee "delen", te weten: deel A - het stuk tunnelbuis tussen startschacht en voeg 1, en deel B - het stuk tunnelbuis tussen voeg 1 en de TBM. Omdat het gebruikte 1-D staafmodel geen discontinuïteiten (voegen) mag bevatten, worden de beide delen mechanisch afzonderlijk beschouwd.

- A: De linker randvoorwaarde in deel A wordt gevormd door de opgelegde kracht bij de startschacht (algemeen: restkracht in voeg N_v). De rechter randvoorwaarde wordt gevormd door de resterende trekkracht die in de voeg wordt overgedragen: N_v . Deze kracht volgt uit het aangenomen spanning-rek diagram (paragraaf 7.2). Als het afkoelingsproces niet al is voltooid, dan is deel A nog onderhevig aan een tempera-

- tuurverandering T_A . De snedekrachten zullen in deel A de grenswaarde N_t niet meer bereiken. Het belangrijkste van deze stap, is het berekenen van de (naar links gerichte) verplaatsing $u_A(x=x_1)$.
- B: De linker randvoorwaarde voor deel B is gelijk aan de rechter randvoorwaarde voor deel A: de resterende trekkracht in de voeg: N_v . De rechter randvoorwaarde wordt weer gevormd door de afzetkracht van de TBM: F . Deel B van de tunnelbuis is onderhevig aan een temperatuurverandering T_B . De combinatie van l_2 en T_B is zodanig, dat op $x=x_2$ de snedekracht aan de grenswaarde N_t nadert. Analoog aan stap 1 betekent dit dat de plaats van de tweede voeg (ten opzichte van de eerste) wordt gevonden uit $u=0$. Bovendien wordt de (naar rechts gerichte) verplaatsing $u_B(x=x_1)$ berekend. Het verschil $u_B(x=x_1) - u_A(x=x_1)$ is gelijk aan de maximale voeg openstand, of scheurwijdte $\Delta u_{voeg,max}$.

Algemeen model

Door stap 2A en 2B te herhalen wordt het model veralgemeniseerd:

- de maximale voegafstand van voeg $i+1$ ten opzichte van voeg i volgt met $dN/dx=0$ uit B. Het bezwijkcriterium daarbij is:

$$N(x) \leq N_i .$$

- de maximale scheurwijdte in voeg i volgt (na berekening van stap A, waarbij de linker randvoorwaarde is vervangen door N_v , de restkracht in voeg $i-1$) uit:

$$\Delta u_{voeg,max}(x_i) = u_B(x_i) - u_A(x_i) .$$

Uiteindelijk kunnen zo voor de hele tunnel de voegafstanden, en de maximale scheurwijdten in die voegen worden bepaald. Dit model, op basis van de vergelijkingen (7.11) en (7.10), is in een "spreadsheet" uitgewerkt. In bijlage VIII is dit spreadsheet weergegeven, waarbij als invoerwaarden de voor het Ondergronds Logistiek Systeem karakteristieke parameters zijn gebruikt.

7.4 Analyse van het model

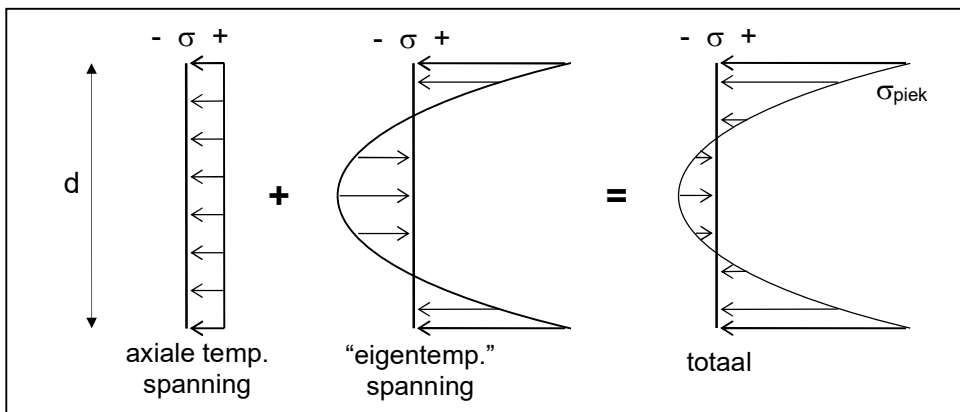
In deze paragraaf worden de uitgangspunten, die gehanteerd zijn bij de opzet van het model, nog eens kritisch beschouwd (7.4.1). Uit die analyse volgt dat deze eerste opzet te beschouwen is als een deel-model voor het bepalen van de voegafstand. Het is bedoeld en geschikt voor het vergelijken van de invloed van verschillende parameters op de voegafstand. Die parameterstudie is vastgelegd in 7.4.2, met bijbehorende conclusies in 7.4.3.

7.4.1 Mogelijkheden en beperkingen van het model

In de voorgaande paragraaf is een model opgesteld "ten behoeve van het bepalen van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel". Bij de afleiding van dit model is, in paragraaf 7.1 en 7.2, een groot aantal uitgangspunten gesteld. Het is zinvol te bekijken welke beperkingen deze aannamen opleggen aan de toepasbaarheid van het model. De belangrijkste gehanteerde uitgangspunten en vereenvoudigingen worden hieronder beschouwd.

- 1) De belastingen uit het bouwproces, die een moment in de lengterichting van de tunnelbuis veroorzaken, zijn niet in het model meegenomen. De axiale belasting in het model veroorzaakt een uniforme spanningsverdeling over de tunneldoorsnede ($\sigma = N/A$). De spanningsverdeling ten gevolge van de momentbelasting ($\sigma = M \cdot l/z$) zou hier bij opgeteld moeten worden. Overigens is dit alleen rechtstreeks mogelijk voor het continue deel van het model (stap B). Dit betekent, dat de grenswaarde N_t , of beter: σ_{cr} , eerder wordt bereikt dan uit dit mechanicamodel volgt. Anders gezegd, de maximale voegafstand wordt door deze vereenvoudiging overschat.
- 2) In het model is alleen de temperatuurverkorting in axiale richting beschouwd. Het afkoelingsproces van het beton is in feite een complex drie dimensionaal probleem. Belangrijk

is, dat er behalve in de lengterichting, ook een temperatuurgradiënt over de tunnelwand ontstaat. De "eigentemperatuur-verdeling" leidt tot spanningen in de wanddoorsnede. Deze dienen gesommeerd te worden bij de trekspanning, die uit de axiaal gehinderde temperatuurverkorting volgt (zie figuur 7.7). Als gevolg van het ongunstige spanning-rek diagram van het staalvezelbeton (figuur 7.4) zal de tunnelwand scheuren zodra $\sigma_{\text{piek}} = \sigma_{\text{cr}}$. Uit berekeningen uitgevoerd door ITM blijkt, dat de bijdrage van de "axiale temperatuurspanning" aan de piekspanning slechts zo'n 20 % bedraagt. Dit betekent, dat de maximale voegafstand wordt overschat door deze eigentemperatuur-spanningen niet in het model te integreren.



Figuur 7.7 Verloop van de temperatuurspanningen over de wanddoorsnede.

- 3) Behalve de spanningsontwikkeling door eigentemperaturen, zijn krimp, kruip en relaxatie evenmin in het model opgenomen. Deze verschijnselen hebben invloed op het gedrag van verhardend beton. Tijdens (het begin van) het hydratatieproces vertoont het staalvezelbeton in sterke mate niet-lineair gedrag. Door kruip en relaxatie kan een deel van de opbouw van trekspanningen teniet worden gedaan. Door deze verschijnselen niet in het model op te nemen, wordt daarom de maximale voegafstand onderschat.
- 4) Als uitgangspunt is gesteld, dat de vijzelkracht van de tunnelboormachine op de tunnelbuis aangrijpt aan het einde van de binnenbekisting. Anders gezegd, de tunnelbuis verlaat de bekisting spanningsvrij, en wordt vervolgens door de afzetkracht op druk belast. In werkelijkheid worden de vijzelkrachten over de lengte van de binnenbekisting middels wrijving op de tunnelwand overgedragen. Ook over deze lengte hindert de grond echter de rek in de buis, en beïnvloedt dus de spanningsopbouw. Bovendien hebben de bij 1), 2) en 3) genoemde verschijnselen juist over dit eerste deel van de "jonge" tunnel een grote invloed. De gehanteerde "rechter randvoorwaarde" in stap 1 en 2B is daarom een vereenvoudiging van de spanningsopbouw over de lengte van de binnenbekisting.
- 5) In het model zijn geen tijdsafhankelijke effecten opgenomen. Doordat het tunnelboren een voortschrijdend proces is, zijn tijdsafhankelijke parameters afhankelijk van de voortgangssnelheid, en verlopen in de lengterichting van de tunnel. Alle hiervoor genoemde effecten, met name "betonparameters" zoals ΔT , α_t , σ_{cr} , E_b , ϵ_{kruip} , ϵ_{rimp} , $\psi_{\text{relaxatie}}$, kennen een sterk verloop in de eerste dagen, dus meters, na het injecteren van het beton. Het (door de grond gehinderde) verhardingsproces van het staalvezelbeton vormt de noodzaak voor het aanbrengen van de dilatatievoegen. Logischerwijs komt de invloedslengte van de tijdsafhankelijke effecten, daarom overeen met de lengte in het mechanisch model, waarmee de voegafstand wordt bepaald. Het niet in rekening brengen van dit verloop in de tijd en plaats, is daarom een sterke schematisering in het model.

Uit bovenstaande analyse blijkt duidelijk dat het ontwikkelde mechanisch model een deelmodel is voor het berekenen van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel. Dit betekent dat de "maximale voegafstand" die met behulp van dit mechanisch model wordt bepaald, een tussenresultaat is. Voor het bepalen van de werkelijke maximale voegafstand is het noodzakelijk alle effecten te kwantificeren.

Het voordeel van het in dit hoofdstuk afgeleide mechanicamodel ligt juist in de eenvoud. Het kan worden gebruikt om op een inzichtelijke manier de invloed van de verschillende relevante parameters te vergelijken. In paragraaf 7.4.2 is een parameterstudie weergegeven, waarin bijvoorbeeld de relatie tussen voegafstand en temperatuurverandering of grondstijfheid is onderzocht. Aan het begrip "maximale voegafstand" dient daar, met het oog op bovenstaande analyse, geen letterlijke betekenis te worden gehecht. Het betreft een "fictieve" lengte, bedoeld om onderlinge vergelijking mogelijk te maken. Teneinde dit duidelijk te maken, zal in het vervolg de "maximale voegafstand" dimensieloos worden gemaakt met D_{inw} (= 5 m) via

$$VA = \text{"maximale voegafstand"} / \text{inwendige diameter} \quad [-]. \quad (7.15)$$

Voor het bepalen van de "werkelijke" maximale voegafstand dient dit deel-model te worden aangevuld. In paragraaf 9.1 wordt daarom nogmaals bij de uitgangspunten stilgestaan. Het model zal in hoofdstuk 9 worden aangevuld met de bouwbelastingen, eigentemperatuurspanningen, en een lengterichting verlopende temperatuur.

7.4.2 Parameterstudie

Door de relevante invoerparameters in het mechanicamodel ieder afzonderlijk te variëren, kan de relatie tussen de maximale voegafstand en de betreffende variabele worden bestudeerd. Als vergelijkingsmaatstaf wordt de dimensieloze parameter VA gebruikt (= "maximale voegafstand" / D_{inw} , zie vgl. (7.15)). De parameterstudie is uitgevoerd met het in bijlage VIII weergegeven spreadsheet. De invoerparameters, en de variatie daarin, zijn als volgt.

- R_{inw} = 2,5 m = inwendige diameter van tunnels in Ondergronds Logistiek Systeem
variatie = deze parameter is een functioneel uitgangspunt, en wordt niet gevarieerd
- R_{uitw} = 2,8 m = uitwendige diameter (wanddikte 0,3 m)
variatie = 2,7 / 2,75 / 2,8 / 2,85 m
- β = $\frac{1}{2}$ = inzaagdiepte / wanddikte
variatie = $\frac{1}{4}$ / $\frac{1}{2}$ / $\frac{3}{4}$
- f'_{cck} = 35 MN/m² = kubusdruksterkte
variatie = 25 / 30 / 35
- α_t = $1 \cdot 10^{-5}$ K⁻¹ = uitzettingscoëfficiënt van staalvezelbeton
variatie = 0,8 / 1,0 / $1,2 \cdot 10^{-5}$
- T_A, T_B = -10 K, -30 K = temperatuurverandering in tunneldeel A, resp. B
variatie T_B = -10 / -20 / -30 / -40 K
- F = -6 MN = afzetkracht van de tunnelboormachine
variatie = -2 / -6 / -10 MN
- k = $1 \cdot 10^2$ MN/m² = schuifstijfheid van de grond
variatie = $5 \cdot 10^1$ / $1 \cdot 10^2$ / $2 \cdot 10^2$ MN/m²

N.B.1: R_{uitw} en β zijn ontwerpparameters, kunnen gekozen worden.

N.B.2: f'_{cck} en α_t zijn feitelijk afhankelijk van tijd en temperatuur, maar worden hier constant verondersteld over het beschouwde stuk tunnel.

N.B.3: De temperatuur verloopt in de tijd via een curve zoals geschetst in figuur 7.8. Uitgaande van de gemiddelde voortgangssnelheid van de Industriële Tunnelbouw Methode van 24 m per dag, betekent dit dat T_{max} wordt bereikt op 12m, en T_{eind} op 168m achter de betoninjectie. De temperatuurverandering in het beschouwde stuk tunnel wordt hier van afgeleid. De gegeven variatie in T_i is een "vertaling" van een variatie van de boorsnelheid.

N.B.4: De afzetkracht van de TBM wordt als volgt bepaald:

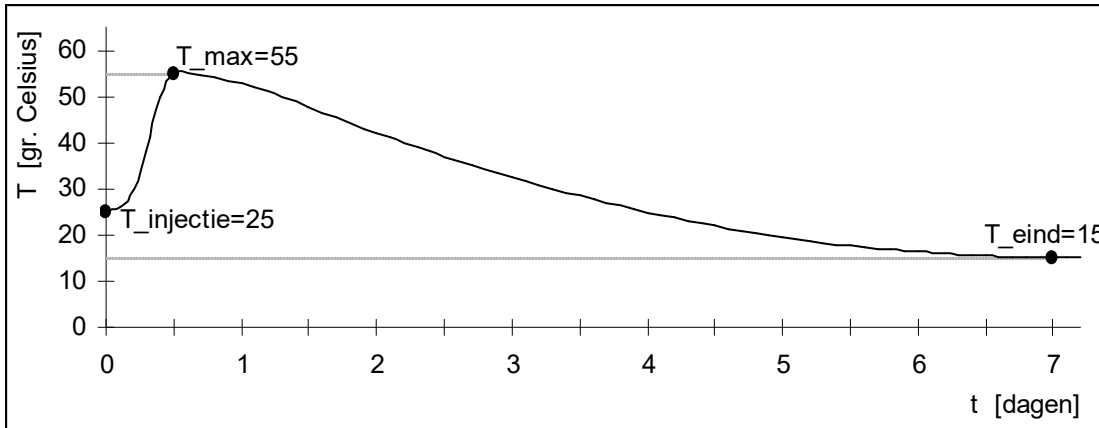
$$F = \pi \cdot R_{uitw}^2 \cdot (0,3 \cdot \sigma'_{v;as} + p_{as;d}) + 2 \cdot \pi \cdot R_{uitw} \cdot L_{TBM} \cdot \sigma'_{r;gem} \cdot \tan(0,3 \cdot \varphi'), \quad (7.16)$$

met: $L_{TBM} = 10 \text{ m}$ en

$$\sigma'_{r;gem} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_{v;as} + \sigma'_{h;as}) \quad (7.17)$$

N.B.5: De schuifstijfheid van de grond wordt hier eenvoudigheidshalve berekend conform paragraaf 8.2:

$$k = \frac{(c + \sigma'_{r;gem} \cdot \tan(\varphi')) \cdot 2 \cdot \pi \cdot R_{uitw}}{10mm} \quad (7.18)$$

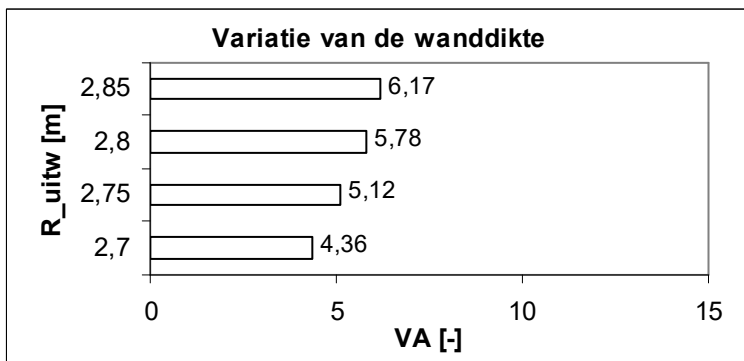


Figuur 7.8 Uitgangspunt temperatuurverloop van het staalvezelbeton in de tijd, tijdens verharden.

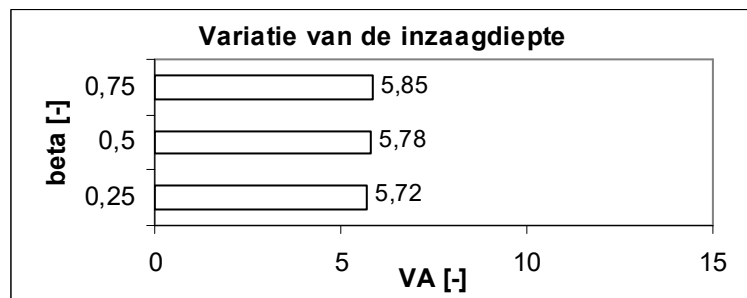
Uit het invoeren van bovenstaande "standaard" OLS-parameters volgt:

VA = 5,8 [-] (en $\Delta u_{max} = 8,3 \text{ mm}$), hetgeen als een referentiewaarde kan worden beschouwd. In de onderstaande figuren 7.9 t/m 7.15 zijn de resultaten van de parameterstudie weergegeven.

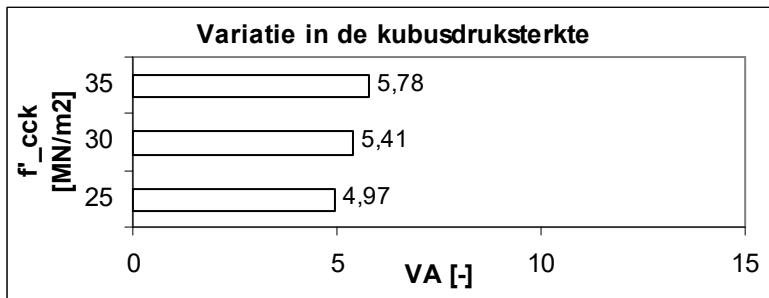
N.B. VA = "maximale voegafstand" / D_{inw} , dat wil zeggen: een dimensieloze "voegafstand".



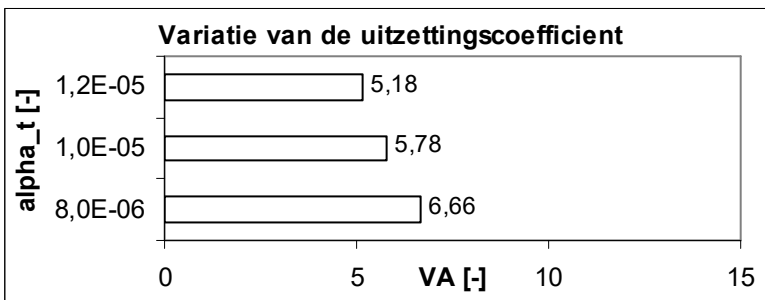
Figuur 7.9 Met $d = R_{uitw} - 2,5 \text{ m}$.



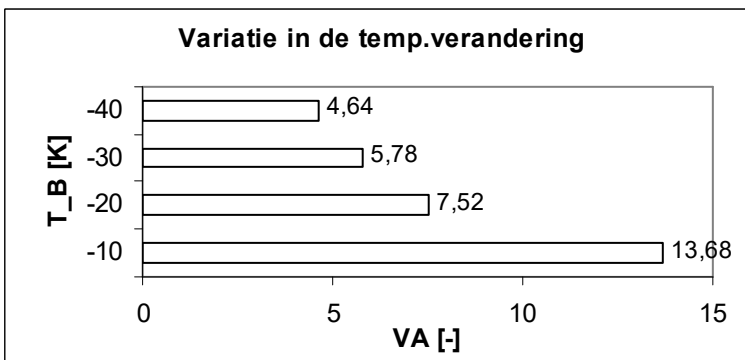
Figuur 7.10 Met $\beta = \text{inzaagdiepte} / \text{wanddikte}$ ($\beta = 0$ levert de afstand tussen twee scheuren). De restkracht in de voeg, N_v , is afhankelijk van β .



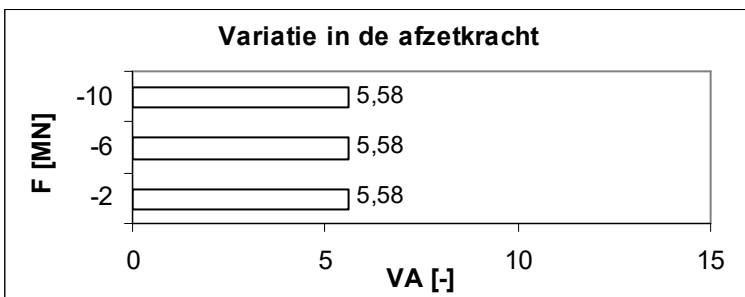
Figuur 7.11 Zowel E_b als σ_{cr} zijn afhankelijk van f_{cck} .



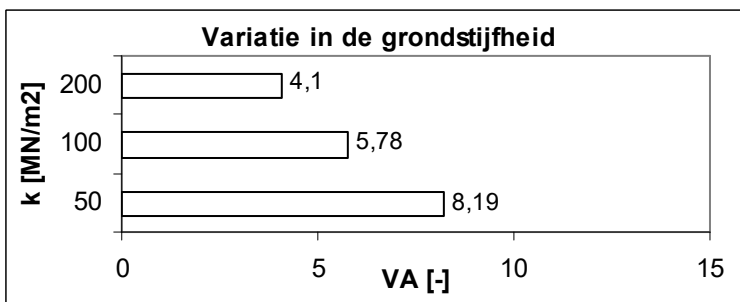
Figuur 7.12 α_t is afhankelijk van het hydratatieproces.



Figuur 7.13 De temperatuurverandering varieert met de voortgangssnelheid.



Figuur 7.14 De afzetkracht wordt berekend met (7.16) en varieert met de diepteligging van de tunnel.



Figuur 7.15 De stijfheid van de grond is hier bepaald met (7.18).

7.4.3 Conclusies

Uit de parameterstudie, uitgevoerd in paragraaf 7.4.2, kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- 1) De maximale voegafstand is groter bij een grotere wanddikte. Met het oog op het totale materiaalverbruik, lijkt het overigens niet zinvol op basis van deze conclusie de tunnelmantel dikker te maken.
- 2) Door de tunnelwand ter plaatse van de voeg dieper in te zagen, kan de voegafstand groter zijn. Dit effect blijkt echter zeer gering te zijn.
- 3) Bij een grotere (gemiddelde) kubusdruksterkte is een grotere voegafstand mogelijk. Een hogere f_{ck} wil zeggen dat het verhardingsproces over een kortere afstand plaatsvindt, en hoort dus bij een lage voortgangssnelheid. Zowel E_b , als σ_{cr} en N_t zijn groter bij grotere f_{ck} .
- 4) Bij een lagere uitzettingscoëfficiënt wordt, logischerwijs, een hogere maximale voegafstand gevonden. De uitzettingscoëfficiënt is afhankelijk van het gekozen betonmengsel (een ontwerpkeuze) en van het verhardingsproces (de tijd en voortgangssnelheid).
- 5) De opgelegde temperatuurverandering heeft een grote invloed op de berekende voegafstand. Hoe groter de temperatuurverandering, hoe kleiner de maximale voegafstand. Een grote temperatuurverandering (over korte afstand) hoort bij een lage voortgangssnelheid. In hoofdstuk 9 wordt het verschil tussen een verlopende en een constante temperatuurverandering in het model uitgewerkt.
- 6) De invloed van de "voorspanning" ten gevolge van de afzetkracht van de tunnelboormachine is nihil.
- 7) Een grotere grondstijfheid leidt tot een kortere voegafstand. De invloed van de grondstijfheid is fors. Aangezien de methode waarmee de grondstijfheid dient te worden bepaald nog niet duidelijk is, zal daar in hoofdstuk 8 nader op in worden gegaan.
- 8) Uit een verdere analyse van 1), 3) en 7) blijkt dat geldt: $VA \sim 1/\alpha = \sqrt{(EA/k)}$.
- 9) De invloed van de effecten 3) en 5) is tegengesteld. Een hoge voortgangssnelheid levert een kleinere temperatuurverandering op over het beschouwde stuk tunnel. Tegelijkertijd betekent dit, dat de gemiddelde kubusdruksterkte lager is, hetgeen juist een kortere voegafstand oplevert. Duidelijk is, dat de relatie tussen temperatuurverloop, tijd en voortgangssnelheid nader moet worden onderzocht. Op de relatie tussen temperatuurverandering en voortgangssnelheid zal in hoofdstuk 9 worden teruggekomen.
- 10) Uit combinatie van 2), 5) en 6) volgt, dat de voegafstand hoofdzakelijk wordt bepaald door het "autonome proces" van gehinderde temperatuurverkorting, en in veel mindere mate door de randvoorwaarden.

ad 10) De randvoorwaarden N_v en vooral F blijken nauwelijks invloed te hebben op de berekende maximale voegafstand. Door de stijfheid van de interactie tussen tunnel en grond "dempt de invloed van F uit" over een relatief korte afstand. Dit is te zien aan het verloop van de relatieve verplaatsingen langs de tunnelbuis (zie $u(x/l)$ in bijlage VIII). De verplaatsingen

verlopen bijna lineair langs de tunnel. Dit suggereert een constante rek ($\alpha_t \cdot T$), en geen invloed van randvoorwaarden.

Dit kan als volgt worden verklaard. De waarde van F beïnvloedt feitelijk alleen het "rechterdeel" van het mechanicamodel, dat wil zeggen het deel tussen $N=N_t$ en $N=F$. Voor het bepalen van de maximale voegafstand wordt de lengte van het model gevarieerd, totdat het bezwijkcriterium $N \leq N_t$ is bereikt. Strikt genomen kan het mechanicamodel daarom worden beperkt tot een staaf met als randvoorwaarden N_v en N_t . De maximale voegafstand wordt dan berekend bij die lengte, waarvoor geldt $u=0$ bij N_t . Hieruit volgt, dat de maximale voegafstand afhankelijk is van N_v en N_t , en van de andere parameters (met name T en k), maar niet van F .

Het in beschouwing nemen van het hele staafmodel (met randvoorwaarden N_v en F) heeft echter het voordeel, dat het verloop van de snedekrachten langs de tunnelbuis inzichtelijk wordt gemaakt. Bij een constante lengte van het model, kan getoond worden hoe het verloop van de snedekrachten is bij een andere parameterkeuze (bijvoorbeeld een lagere temperatuurverandering). Dit in tegenstelling tot een beperkt model (met randvoorwaarden N_v en N_t). Om die reden wordt ook in het vervolg (hoofdstuk 9) verder gewerkt met het hier afgeleide model.

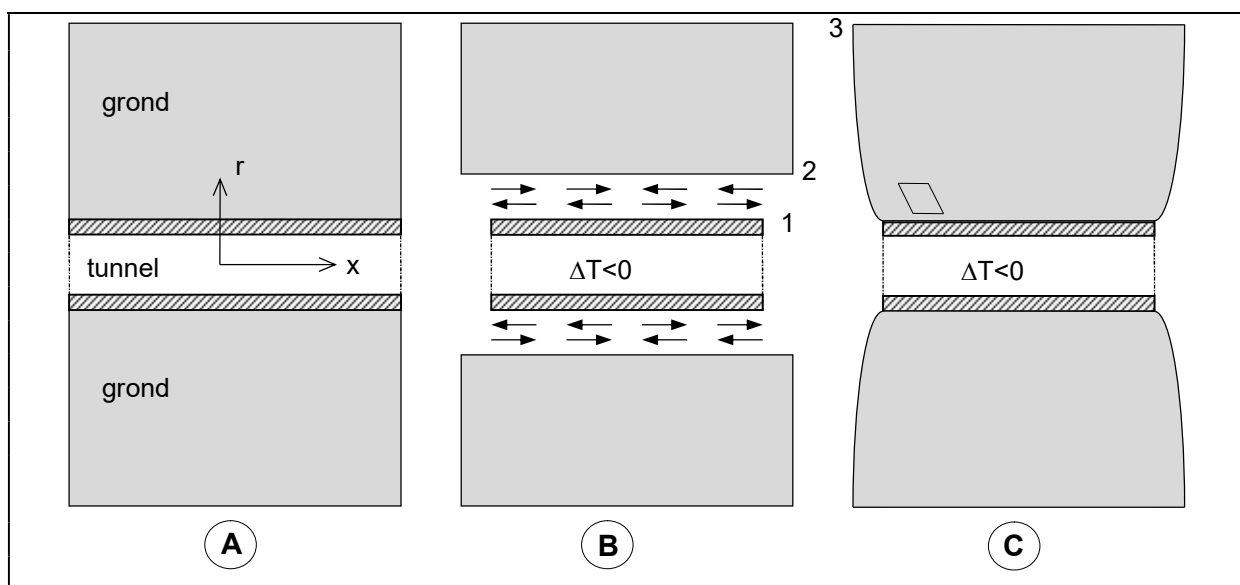
8 Bepaling van de stijfheid van de grond-tunnel interactie in axiale richting

Dit hoofdstuk is het verslag van de studie die is uitgevoerd naar de wrijvingsinteractie tussen een Industriële Tunnelbouw Methode-tunnel en grond in axiale richting. In de paragrafen 8.2 t/m 8.5 wordt de grondstijfheid, die deze interactie bepaalt, op verschillende manieren benaderd. De verschillende methoden worden in de laatste paragraaf onderling vergeleken. Daaruit wordt de conclusie getrokken, dat het analytisch afgeleide quasi-elastische model (paragraaf 8.4) het meest geschikt is ter bepaling van de stijfheid van de grond-tunnel interactie.

8.1 Inleiding

In het vorige hoofdstuk is gebleken, dat de parameter α ($=\sqrt{k/EA}$) in belangrijke mate de grootte en het verloop van verplaatsingen en krachten in de tunnel bepaalt, bij een gegeven temperatuurverkorting. De parameter α is van belang, omdat hierin k , de stijfheid van de grond, besloten ligt. De waarde van k zegt iets over de mate waarin de temperatuurverkorting wordt verhinderd.

In onderstaande paragrafen wordt die grondstijfheid op verschillende manieren bepaald. Daarmee moet onder andere duidelijk worden of de grondreactie lineair-elastisch is, zoals in paragraaf 7.2 als uitgangspunt is vermeld. In paragraaf 7.1.3 is reeds aangegeven dat verschillende aspecten, die de grondreactie mogelijk beïnvloeden, nog onduidelijk zijn. De volgende vragen komen op. Op welke manier is de grondstijfheid afhankelijk van de korrelspanning, en wordt die korrelspanning door het bouwproces beïnvloed? Is de grondstijfheid verschillend voor verschillende grondsoorten? Wordt de grondstijfheid beïnvloed door de eventuele aanwezigheid van een "bentonietcake" tussen tunnelwand en grond? Deze vragen worden in dit hoofdstuk onderzocht. Het doel van dit onderzoek is om een eenduidige relatie te vinden, waarmee de grondreactie kan worden bepaald. Zonodig dient het in hoofdstuk 7 opgezette model aangepast te worden.



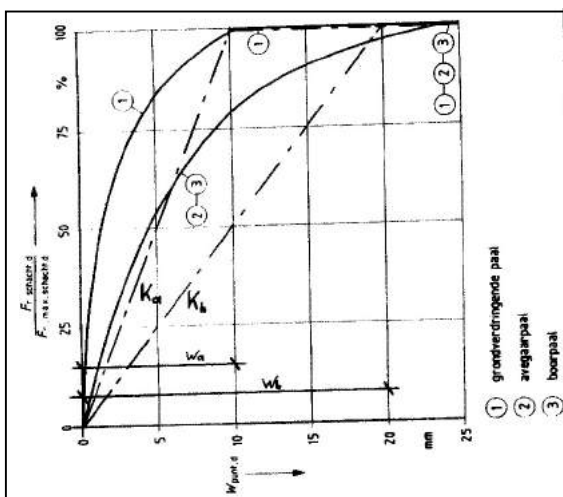
Figuur 8.1 Modellen voor de analyse van de grond-tunnel interactie.

De grond-tunnel interactie zal via twee fundamenteel verschillende methoden worden bekeken. In figuur 8.1 worden deze twee verschillende benaderingen in beeld gebracht. In figuur 8.1A is een lengtedoorsnede over een stuk tunnel met de omringende grond weergegeven. Wanneer dit tunneldeel onderhevig is aan een temperatuurverlaging ΔT , dan wordt de temperatuurverlaging gehinderd door de omringende grond. De stijfheid van de grondreactie, overeenkomstig hoofdstuk 7, is $k = p / u$. Hierin is p de over de omtrek van de tunnelbuis geïntegreerde schuifspanning, en u de relatieve verplaatsing tussen tunnelbuis en grond (Δu). In figuur B, en in de paragrafen 8.2 en 8.3, is de grondreactie geschematiseerd als een "slip" tussen tunnelwand en grond. Dat wil zeggen: $\Delta u_B = u_1 - u_2$, met $u_2 = u_3 = "u_\infty" = 0$. De stijfheid k wordt gerelateerd aan deze slip. De schematisatie komt overeen met een model van beddingsveren. In figuur C, en in de paragrafen 8.4 en 8.5, wordt de grondreactie gemodelleerd als een vervormend grondmassief. Dat wil zeggen: $\Delta u_C = u_1 - u_3$, met $u_3 = "u_\infty" = 0$ (en $u_1 = u_2$). De stijfheid wordt hier gerelateerd aan de vervorming van het hele grondmassief. Deze schematisatie komt overeen met een continuüm model. Als uitgangspunt geldt dat de twee verschillende methoden "dezelfde" stijfheid opleveren, omdat $\Delta u_B \cong \Delta u_C$.

8.2 Berekening grondstijfheid op basis van NEN 6743

Een eerste schatting voor de schuifweerstand van de grond wordt afgeleid uit NEN 6743, door hieruit een waarde voor de maximale elastische vervorming van de grond af te leiden. NEN 6743 [33] is de Nederlandse norm voor het berekenen van funderingen op drukpalen. Hierin wordt onder andere uiteengezet hoe de zakking van een paal kan worden berekend. De zakking van een paalkop wordt gesplitst in een deel ten gevolge van de zakking in de grond, en een deel ten gevolge van de elastische rek van de paal zelf. In het "paal-gronddeel" wordt nog onderscheid gemaakt tussen een deel dat afhankelijk is van de paalpuntkracht, en een deel afhankelijk van de paalschachtwrijving.

De wrijving langs een paalschacht kent overeenkomsten met de gezochte tunnel-grond interactie. De schuifkracht langs de ITM-tunnel is afhankelijk van de horizontale verplaatsing u . In NEN 6743 wordt een relatie gelegd tussen de verticale verplaatsing w van een paal en de optredende schachtwrijvingskracht. Deze relatie is weergegeven in figuur 8.2 (oorspronkelijke figuur over 90° gedraaid). Als verondersteld wordt, dat de wrijving langs een paalschacht van dezelfde parameters afhankelijk is als de wrijving langs een ITM-tunnel, dan kan figuur 8.2 gebruikt worden voor het afleiden van de grondstijfheid. Als eerste benadering wordt het diagram daartoe gelineariseerd, opgesplitst in een elastisch deel en een plastisch deel. Daarbij wordt uitgegaan van lijn 2-3 voor in de grond gevormde palen. De manier waarop deze worden gemaakt "lijkt" op het injectieproces van de Industriële Tunnelbouw Methode.



Figuur 8.2 Relatie verplaatsing - schachtwrijving (voor een paal) uit NEN 6743. [33]

In figuur 8.2 zijn twee mogelijke linearisaties ingetekend: de lijnen K_a en K_b . K_a is een redelijke benadering van het diagram voor kleine verplaatsingen, en K_b voor wat grotere verplaatsingen. De schuifstijfheid voor het lineair-elastische deel wordt nu gevonden met:

$$k_i = \frac{f_{r;\max;schacht}}{w_i} \quad (i = a \text{ of } b), \quad (8.1)$$

met: k_i = grondstijfheid [N/m^2],
 $f_{r;\max;schacht} = F_{r;\max;schacht}$ per strekkende meter [N/m],
 w_i = maximale elastische verplaatsing [m].

In de figuur wordt de waarde van w_i afgelezen, zodat de vraag over blijft wat voor $f_{r;\max;schacht}$ moet worden ingevuld. Volgens NEN 6743 moet $F_{r;\max;schacht}$ worden bepaald aan de hand van sonderingen. Hier wordt om twee redenen een andere benadering voorgesteld. Ten eerste zijn sonderingen "te ingewikkeld" als invoer in een sterk geschematiseerd model, zoals het hier gebruikte. Ten tweede is er een gebrek aan voor het OLS relevante sondeergegevens. Een voor de hand liggend alternatief is om gebruik te maken van de relatie voor de maximale schuifspanning volgens Mohr-Coulomb (zie [29]):

$$\tau_{\max} = c' + \sigma'_N \cdot \tan \varphi' \quad , \quad (8.2)$$

met: τ_{\max} = maximale schuifspanning [N/m^2],
 c' = effectieve cohesie [N/m^2],
 σ'_N = korrelspanning, met index N voor normaalspanning [N/m^2],
 φ' = effectieve hoek van inwendige wrijving [$^\circ$].

Voordat vergelijking (8.2) in (8.1) gesubstitueerd kan worden, moet deze nog geïntegreerd worden over de omtrek van de tunnel. De grondparameters zijn in paragraaf 7.2, uitgangspunt 1) constant verondersteld over de tunneldoorsnede, zodat hier eenvoudig met $\pi \cdot D_{uitw}$ kan worden vermenigvuldigd. De uitdrukking voor de grondstijfheid op basis van NEN 6743 wordt nu:

$$k = \frac{(c' + \sigma'_N \cdot \tan \varphi') \cdot \pi \cdot D_{uitw}}{w} \quad . \quad (8.3)$$

Voor σ'_N kan de over de tunneldoorsnede gemiddelde radiale korrelspanning $\sigma'_{r;gem}$ worden ingevuld.

Analyse

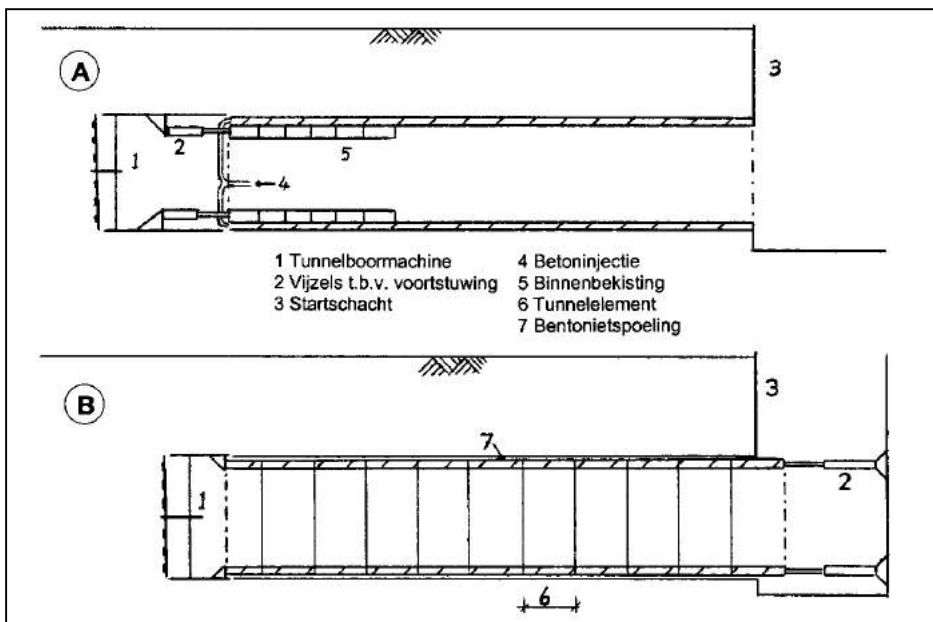
De hierboven geschetste methode voor het bepalen van de schuifstijfheid van de grond kan worden getypeerd als pragmatisch. Het schachtwrijving-zakkingsdiagram (figuur 8.2) wordt op een oneigenlijke manier gebruikt. Op basis van het bovenstaande is niet te toetsen of de veronderstelde overeenkomst tussen een verticale paal en een horizontale tunnel acceptabel is. In vergelijking (8.3) is de stijfheid van de grond afhankelijk van het spanningsniveau, hetgeen verwacht werd. Via c' en φ' is de schuifstijfheid afhankelijk van de grondsoort. Of die afhankelijkheid op de juiste manier beschreven wordt, is echter de vraag. Het is te verwachten dat klei slapper reageert dan zand mede doordat de maximale "elastische" verplaatsing in klei groter is. In (8.3) wordt w echter onafhankelijk van de grondsoort ingevoerd. Desondanks wordt voor klei een lagere stijfheid dan voor zand gevonden op basis van de φ' -waarde. Daarbij wordt nog opgemerkt, dat NEN 6743 bedoeld is voor schachtwrijving in zand. Een belangrijk voordeel van deze methode is echter, dat de gevonden relatie erg eenvoudig is. (Om die reden is bij de verkennende berekening in hoofdstuk 7 gebruik gemaakt van deze vergelijking.) Gezien de kleine verplaatsingen, die zijn gevonden bij de eerste berekeningen, wordt voor de maximale elastische verplaatsing $w_a = 10$ mm gesubstitueerd.

8.3 Grondstijfheid op basis van metingen bij pipe jacking

In de voorgaande paragraaf is de schuifweerstand van de grond onderzocht aan de hand van de wrijving langs een paalschacht. Een onopgeloste vraag daarbij is, in hoeverre de verticale paalwrijving "vertaald" mag worden naar de gezochte horizontale tunnel-grond interactie. In deze paragraaf wordt daarom een andere analogie uitgewerkt. In [17] en [14] worden meetresultaten van "pipe jacking" projecten gepresenteerd. De overeenkomsten tussen de wrijving tunnel-grond in die projecten met de gezochte relatie worden hier geanalyseerd. Het doel is een uitspraak te doen over de grondstijfheid op basis van meetresultaten.

Pipe jacking is een techniek, waarbij een tunnel wordt aangelegd door deze in z'n geheel door de grond te persen. Vanuit een startschacht worden met hydraulische vijzels stukken betonnen of stalen buis achter elkaar weggedrukt. De ruimte voor de tunnel wordt ontgraven door een tunnelboormachine aan de voorste persbuis. De tunnelbuis is gereed als het voorste buiselement de ontvangtschacht heeft bereikt. Pipe jacking wordt ook wel "micro-tunneling" genoemd, omdat deze techniek met name wordt toegepast voor tunnels met "kleine" diameters. De term "doorpers-tunnel" wordt eveneens gebruikt.

Er is een duidelijk verschil tussen de aanleg van een ITM- (of segment-)boortunnel en het pipe jacking proces (zie figuur 8.3). Bij de Industriële Tunnelbouw Methode wordt alleen de tunnelboormachine vooruit geduwd ten opzichte van de gereede, stil liggende tunnelbuis. Bij pipe jacking wordt de gehele tunnelbuis voortbewogen vanuit de startschacht. Bij pipe jacking projecten is men daarom zeer geïnteresseerd in de (glij)wrijving tussen de grond en de tunnelbuis. Voor een efficiënte uitvoering dient deze wrijving zo laag mogelijk te zijn. Meestal probeert men dit te bereiken door langs de buis een bentonietspoeling als smeermiddel te gebruiken.



Figuur 8.3 Vergelijking ITM-tunnel (A) met pipe jacking-tunnel (B).

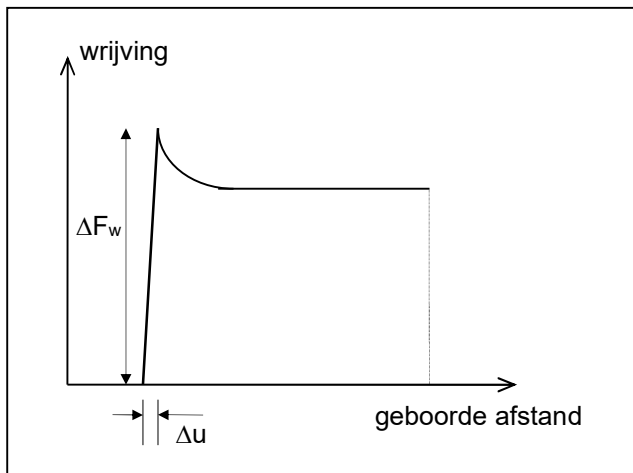
In deze studie wordt onderzoek gedaan naar de schuifstijfheid van de tunnel-grond interactie, ofwel: naar de relatie schuifspanning / relatieve verplaatsing. Dat betekent dat slechts een onderdeel van het pipe jacking proces relevant is. Immers, zolang het boorproces voortschrijdend is, is er sprake van glijwrijving, en is er geen relatie tussen de wrijving en de verplaatsing. De gezochte stijfheid wordt daarom afgeleid uit de in [17] gemeten "statische wrijving". Dit is de wrijving die overwonnen moet worden na stilstand van het boorproces, als men begint een volgend stuk buis weg te persen. In figuur 8.4 is het karakteristieke beeld geschetst

van de meetresultaten uit [17]. Dit beeld vertoont inderdaad een elasto-plastisch gedrag. Via een elastische tak wordt de statische wrijving overwonnen, vervolgens beschrijft de horizontale tak de constante glijwrijving. De schuifstijfheid van de grond voor deze meetgegevens wordt nu afgeleid door de helling van de elastische tak te berekenen met:

$$k/O = \frac{\Delta F_{\text{wrijving}}}{\Delta u}, \quad (8.4)$$

met: k/O = grondstijfheid verdeeld over de omtrek van de tunnel [$\text{N/m}^2/\text{m}$],
 $\Delta F_{\text{wrijving}}$ = maximale schuifspanning rondom de tunnel ($F_{\text{max}} - 0$) [N/m^2],
 Δu = maximale elastische verplaatsing [m].

Als gemiddelde waarde uit 36 metingen in [17] volgt: $\Delta F_{\text{wrijving}} = 8,4 \text{ kN/m}^2$; $\Delta u = 27 \text{ mm}$; $k/O = 321 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ (standaarddeviatie respectievelijk: $1,3 \text{ kN/m}^2$; 7 mm ; $65 \text{ kN/m}^2/\text{m}$).



Figuur 8.4 Meetresultaten pipe jacking project.

Teneinde de meetresultaten te kunnen gebruiken als voorspellende waarde voor de tunnel-grond interactie, moeten de bijbehorende grondgegevens worden bekeken. De grondsoort waarin het pipe jacking project is uitgevoerd, bestaat overwegend uit vast zand. De grondparameters hier ($\gamma_{\text{droog}}=18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{nat}}=20 \text{ kN/m}^3$; $\varphi'=32,5^\circ$; $c'=0 \text{ kN/m}^2$) komen sterk overeen met de parameters die gevonden zijn over het grootste gedeelte van het OLS-tracé. De buitendiameter van de buis in dit project was $1,28 \text{ m}$. Vervolgens dient een relatie te worden gelegd tussen de meetgegevens en een rekenmethode. In [17] wordt voorgesteld de wandwrijving M als volgt te berekenen:

$$M = \mu_c \cdot c + \sigma'_{r,\text{gem}} \cdot \tan(\mu_\varphi \cdot \varphi'), \quad (8.5)$$

met: μ_c, μ_φ = wrijvingscoëfficiënt voor cohesie, resp. hoek van inwendige wrijving [-],
 c' = cohesie, hier: $c'=0 \text{ [N/m}^2]$,
 $\sigma'_{r,\text{gem}}$ = over de tunneldoorsnede gemiddelde radiale korrelspanning [N/m^2],
 φ' = hoek van inwendige wrijving [$^\circ$].

De waarde van $\sigma'_{r,\text{gem}}$ bij bovenstaande metingen blijkt niet duidelijk uit [17] (ongeveer moet gelden: $\sigma'_{r,\text{gem}} = 36 \text{ kN/m}^2$). Wel wordt daarin afgeleid dat in geval $M=\Delta F_{\text{wrijving}}$ bij statische wrijving de waarde voor $\mu_\varphi = 0,4$. Deze gemeten waarde bedraagt ongeveer de helft van de in [17] vooraf veronderstelde waarde voor μ_φ .

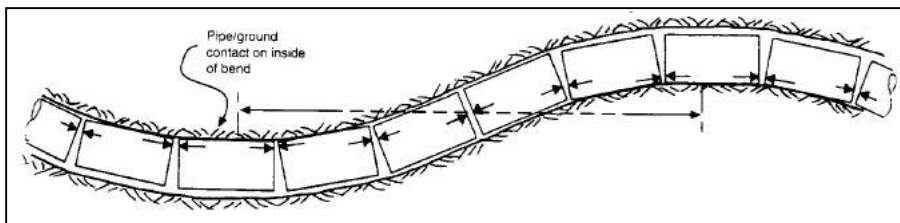
Als uitdrukking voor de grondstijfheid van cohesieloze grondsoorten, op basis van deze metingen, wordt nu gevonden:

$$k = \frac{\sigma'_{r,\text{gem}} \cdot \tan(0,4 \cdot \varphi') \cdot \pi \cdot D_{\text{uitw}}}{27 \cdot 10^{-3} [\text{m}]} \quad (8.6)$$

Analyse

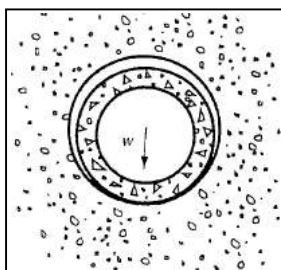
Hierboven is de schuifstijfheid van de grond bepaald op basis van meetgegevens. Het resultaat is een eenvoudige vergelijking: (8.6). Het is noodzakelijk hierbij nog een aantal kanttekeningen te plaatsen.

- 1) De meetgegevens zijn ontleend aan [17]. Daarin wordt aangegeven dat de nauwkeurigheid en bruikbaarheid van de uitgevoerde metingen beperkt is. Hier zijn gebruikt: de over de lengte van de tunnel gemiddelde wrijving, en de geboorde afstand.
- 2) De meetgegevens kunnen door drie effecten zijn "vervuild":
 - Op het moment dat een nieuw stuk buis wordt weggeperst, zorgt de tunnelboormachine mogelijk voor een extra weerstand. Dit effect wordt over de lengte van de tunnel gemiddeld, en kan er voor zorgen dat de stijfheid te hoog wordt ingeschat.
 - Het alignment van de tunnel is gebogen, en bovendien wijkt het alignment in de praktijk zowel horizontaal als verticaal af van het theoretisch vastgelegde. Het gevolg is dat de tunnel op sommige plaatsen meer tegen de grond aanligt, dan op andere (zie figuur 8.5). Dit zorgt voor extra wrijvingskrachten (zie ook [14]), zodat de stijfheid mogelijk te hoog wordt ingeschat.



Figuur 8.5 Mis-alignement tijdens pipe jacking-proces. [14]

- Het gat dat door de tunnelboormachine wordt geboord is groter dan de tunnelbuis (hier 1,31 m resp. 1,28 m). De overblijvende ruimte wordt gevuld met bentoniet. Hierdoor, en door het gebogen alignment, wordt de tunnelbuis niet gelijkmatig door de grond gesteund (overdreven weergegeven in figuur 8.6). Anders gezegd, de gemeten wrijving vindt niet over de hele tunneldoorsnede verdeeld plaats. Hierdoor wordt de stijfheid mogelijk te laag ingeschat.



Figuur 8.6 Ontgraven gat is groter dan pipe jacking-tunnel. [14]

De grootte van het eerst genoemde effect is onbekend. De relatieve invloed op de meetresultaten neemt echter af bij toenemende geboorde afstand tot minder dan 5 %. De invloed van het tweede effect is volgens [17] orde 1 % (volgens [14] 20 % in "stijve grond"). Het derde effect heeft mogelijk een grote invloed op de gemeten wrijving. Het lijkt waarschijnlijk dat het verschil tussen $\mu_{\phi; \text{gemeten}} = 0,4$ en $\mu_{\phi; \text{theorie}} = 0,8$ à $0,9$ hierdoor wordt veroorzaakt. Dit zou betekenen dat de grondstijfheid op basis van deze meetgegevens zo'n 50 % te laag wordt ingeschat.

- 3) In [17] wordt gesteld dat de invloed van de bentonietspoeling de 20 - 40 % verschil verklaart tussen de gemeten statische wrijving en glijwrijving. Daarmee valt nog niets te zeggen over de invloed van het bentoniet op de statische wrijving alleen. Wel blijkt uit de meetresultaten in [17] en [14] het thixotrope karakter van bentoniet van belang te zijn. Dat wil zeggen dat de smerende werking van het bentoniet gedurende een stilstand van het pipe jacking proces na verloop van tijd afneemt. Een verhoogde wrijvingsweerstand wordt

al na enkele minuten gemeten. Voor de interactie grond-ITM-tunnel kan dit het volgende betekenen. Mits de laag bentoniet tussen tunnelwand en grond dun is (orde 1 cm), en mits een "consolidatietijd" (van enkele uren) beschikbaar is, dan zal de stijfheid van de interactie tunnel-grond nauwelijks door de aanwezigheid van een restant bentoniet worden verlaagd.

- 4) Via de hoek van inwendige wrijving ϕ' in uitdrukking (8.6) is de grondstijfheid afhankelijk van de grondsoort. Echter, omdat die relatie is afgeleid op basis van metingen, moet het gebruik ervan worden beperkt tot "vergelijkbare" grondsoorten: cohesieloos zand.

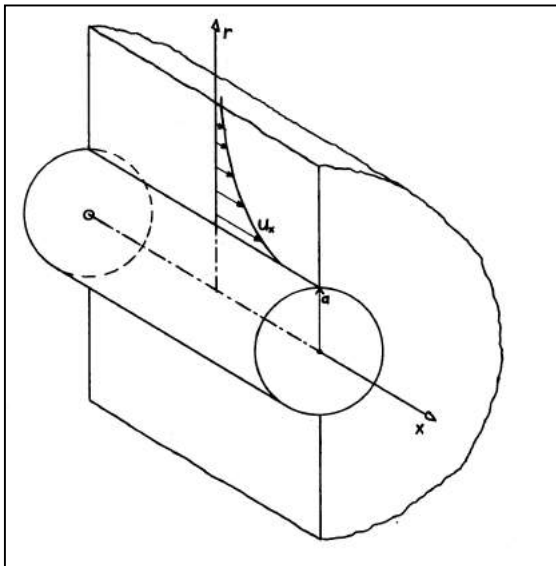
8.4 Grondstijfheid op basis van een lineair-elastisch model

In deze paragraaf wordt onderzocht hoe de grondstijfheid kan worden bepaald op basis van een analytisch lineair-elastisch model. In de vorige twee paragrafen is de tunnel-grond interactie "geconcentreerd" in het vlak onmiddellijk langs de tunnelwand. In werkelijkheid is het waarschijnlijker, dat ook de omringende grond "mee doet" aan de interactie. Dit wordt gemodelleerd in een continuüm model.

Stel:

- de ITM-tunnel is een lineair-elastische staaf (axiaal symmetrisch),
- de omringende grond vormt een oneindig continuüm (homogeen en isotroop, dus geen invloed van maaiveld of bouwproces),
- de grond is lineair-elastisch (met elasticiteitsmodulus E en dwarscontractiecoëfficiënt ν),
- de tunnel "slipt" niet ten opzichte van de grond.

Dan kan een axiaal symmetrisch, lineair-elastisch model worden opgesteld, zoals weergegeven in figuur 8.7. In deze figuur is de tunnelbuis in een oneindig, homogeen, isotroop grondmassief geschetst. In de snede is het vervormingsgedrag van de grond aangegeven, dat wordt verwacht als de tunnel een opgelegde verplaatsing ondergaat.



Figuur 8.7 Axiaal symmetrisch continuüm model.

Het weergegeven model kan worden beschreven met behulp van vergelijkingen volgend uit de elasticiteitstheorie. In bijlage IX zijn de betreffende afleidingen opgenomen. Hieronder wordt volstaan met het weergegeven van de resultaten. Door combinatie van de evenwichts-, constitutieve- en compatibiliteitsvergelijkingen worden de differentiaalvergelijkingen uitgedrukt in de verplaatsingen gevonden die dit model beschrijven:

$$(\lambda + 2\mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} - \frac{u_r}{r^2} \right) + (\lambda + \mu) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial r} + \mu \frac{\partial^2 u_r}{\partial x^2} = 0 \quad (\Sigma F_r = 0), \quad (8.7)$$

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial x \partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial x} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_x}{\partial r} \right) = 0 \quad (\Sigma F_x = 0). \quad (8.8)$$

Dit stelsel vergelijkingen dient vervolgens te worden opgelost, en de randvoorwaarden te worden ingevuld. De radiale randvoorwaarden zijn als volgt:

- 1) $r \leq a (= R_{uitw})$: $\partial u_x / \partial x = \varepsilon$ (de opgelegde temperatuurverkorting in de tunnelbuis),
- 2) $r \rightarrow \infty$: $u_x = 0$ en $\partial u_x / \partial r = 0$ (het is te verwachten dat het effect van de opgelegde verplaatsing "uitdempt" voor $r \rightarrow \infty$).

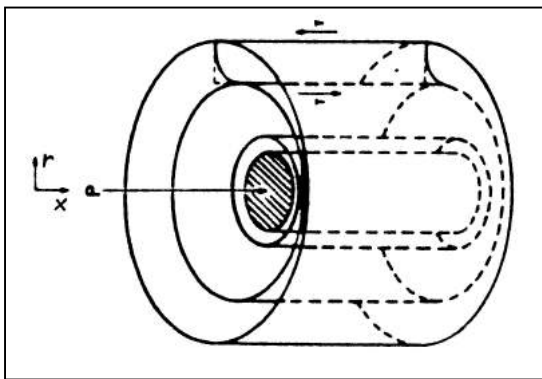
Hiermee dienen de verplaatsingen u_x als functie van r te worden berekend. Zodat, tenslotte, de gezochte stijfheid van de tunnel-grond interactie kan worden bepaald met:

$$k = \frac{\sigma_{xr}(r=a) \cdot \pi D_{uitw}}{u_x(r=a)}, \quad \text{waarin } \sigma_{xr} \sim \frac{\partial u_x}{\partial r}. \quad (8.9)$$

Uit bijlage IX blijkt, dat de analytische oplossing van het stelsel differentiaalvergelijkingen (8.7) en (8.8) niet eenvoudig is af te leiden. In het beperkte kader van dit afstudeerproject, wordt daarom gebruik gemaakt van een benaderende oplossing. Daarbij zijn de volgende vereenvoudigingen gehanteerd:

- $u_r = 0 \Rightarrow \partial u_r / \partial r = \partial u_r / \partial x = 0$ (op basis van de veronderstelling dat $u_x \gg u_r$, omdat een verplaatsing in axiale richting wordt opgelegd),
- $\partial u_x / \partial x = 0$ (op basis van de veronderstelling dat $\partial u_x / \partial r \gg \partial u_x / \partial x$; in tegenstelling tot randvoorwaarde 1), wordt hier geen krimpende tunnelbuis, maar een starre verplaatsende staaf als uitgangspunt genomen).

Deze twee vereenvoudigingen zijn in figuur 8.8 in beeld gebracht. De vervorming van de grond is geschematiseerd tot het langs elkaar schuiven van concentrische cilinders.



Figuur 8.8 Axiaal symmetrisch quasi-elastisch model. [21]

Het stelsel reduceert daarmee tot:

$$\frac{d^2 u_x}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_x}{dr} = 0. \quad (8.10)$$

Met (8.10) en met de randvoorwaarden kan de vergelijking voor de grondstijfheid worden opgesteld (uitwerking in bijlage IX):

$$k = \frac{E \cdot \pi}{(1 + \nu) \cdot \ln[\kappa \cdot 1,8 \cdot VA \cdot (1 - \nu)]}. \quad (8.11)$$

De grondstijfheid is met (8.11) bepaald op een evenredigheidsconstante κ na. De waarde van κ kan niet analytisch worden afgeleid. In de volgende paragraaf wordt de evenredigheidsconstante daarom bepaald met behulp van het eindige elementen model Plaxis. Uit de berekeningen in paragraaf 8.5.2 blijkt: $\kappa \approx 1,6$.

Analyse

De schuifstijfheid van de grond is hier bepaald op basis van een analytisch model van een lineair-elastische, isotrope, axiaal symmetrische ruimte. De uitgangspunten, worden hier nog eens beschouwd, samen met de mogelijkheden en beperkingen van vergelijking (8.11).

- 1) Het model is vereenvoudigd tot een quasi-elastisch probleem. Uit [30] blijkt, dat de grondstijfheid die zo gevonden wordt, iets hoger is dan de stijfheid die volgt uit de "exacte" oplossing. Dit is het gevolg van het (rekenkundig) verhinderen van de radiale verplaatsingen. (Deze opmerking is gebaseerd op berekeningen aan een elastische halfruimte.)
- 2) De grondstijfheid k in vergelijking (8.11) is afhankelijk van de grondsoort via de elasticiteitsmodulus E en de dwarscontractiecoëfficiënt ν . Er is dus een relatie met de stijfheidsparameters van een grondsoort.
- 3) Hoewel niet expliciet in (8.11), is de waarde van k eveneens afhankelijk van het spanningsniveau in de grond. Uit [21] blijkt namelijk, dat de waarde voor $\ln(r_m/R_{uitw})$ (zie bijlage IX) dient te worden aangepast, wanneer G rondom de paal (hier: tunnel) lager of hoger is. Rondom een ITM-tunnel kan de korrelspanning hoger zijn dan de initiële spanning, als gevolg van het injectieproces. Door dit effect niet te beschouwen, wordt de stijfheid mogelijk iets onderschat.
- 4) Vergelijking (8.11) blijkt sterk afhankelijk te zijn van de geometrie van de randvoorwaarden. De ruimtelijke interpretatie van de factor r_m bepaalt grotendeels de gevonden waarde voor k . Doordat $k \sim VA$, is het noodzakelijk geworden de waarde van k in het model van hoofdstuk 7 iteratief vast te stellen.
- 5) In werkelijkheid is de grond rondom de tunnel geen oneindig continuüm. Met name de invloed van het maaiveld is met dit model echter niet vast te stellen. Daarbij wordt opgemerkt, dat de afstand tunnel-maaiveld kleiner is (kan zijn) dan de waarde van r_m .
- 6) Uit [21] blijkt, dat wanneer wel rekening wordt gehouden met $\partial u_x / \partial x$, de waarde van r_m en daarmee k , aangepast dient te worden. Door alleen een starre lichaamsverplaatsing te beschouwen, kan dit effect niet worden onderzocht, en wordt de gemiddelde grondstijfheid mogelijk iets onderschat.

8.5 Grondstijfheid op basis van een eindige elementen methode: Plaxis

In deze paragraaf wordt Plaxis, een eindige elementen methode, gebruikt voor het bepalen van de stijfheid van de tunnel-grond interactie (paragraaf 8.5.3). Eerst wordt deze numerieke methode echter gebruikt ter aanvulling van de hiervoor analytisch bepaalde oplossing van het continuüm model (paragraaf 8.5.2).

8.5.1 Inleiding

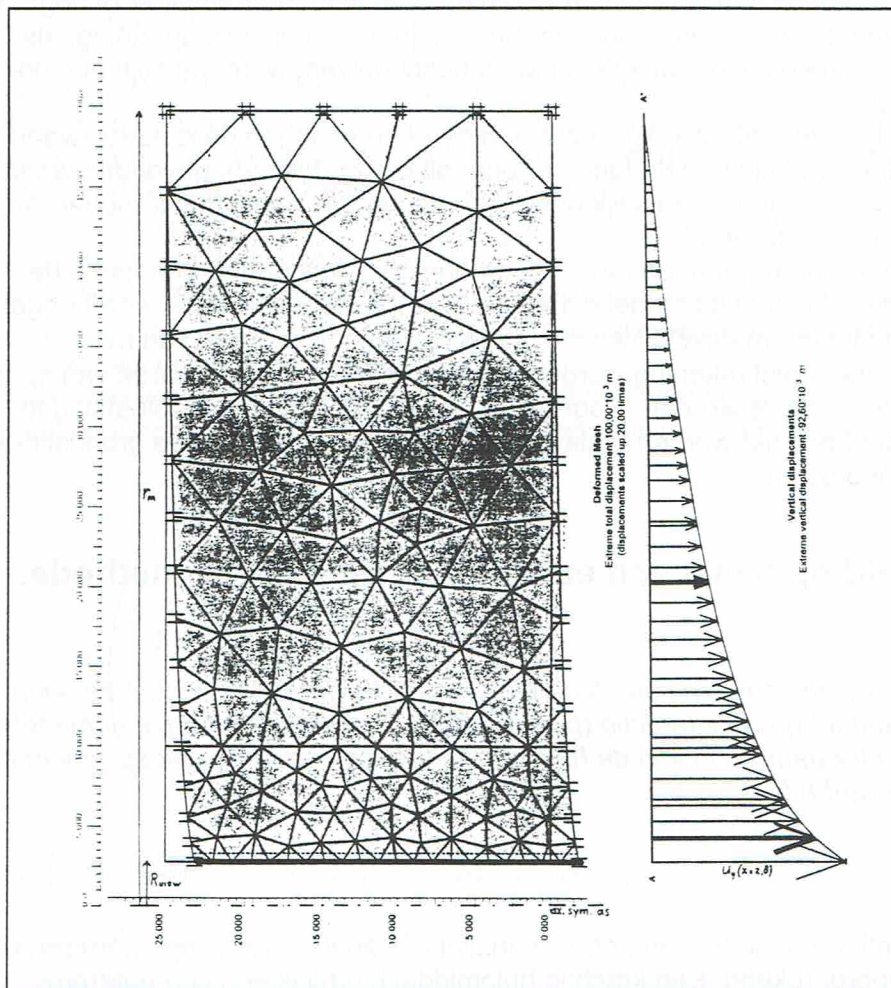
Een lineair-elastisch continuüm model kan behalve analytisch, zoals in de vorige paragraaf, ook numeriek worden doorgerekend. Een krachtig hulpmiddel hierbij is een computerprogramma op basis van de eindige elementen methode (EEM), zoals Plaxis. Voor een korte algemene beschrijving van Plaxis wordt verwezen naar paragraaf 5.3.3, en uitgebreider naar [3]. In deze paragraaf wordt het programma Plaxis gebruikt voor het bepalen van de stijfheid van de tunnel-grond interactie.

Teneinde "vertrouwen" te krijgen in de resultaten van de numerieke methode, worden deze hieronder eerst vergeleken met de analytische oplossing van het quasi-elastische probleem (zie bijlage IX). Vervolgens wordt in paragraaf 8.5.2 Plaxis gebruikt om de waarde van de evenredigheidsconstante κ uit vergelijking (8.11) te bepalen. Met die resultaten wordt de geometrie van het EEM-model vastgelegd. Hierdoor kan in de laatste paragraaf Plaxis worden

gebruikt, voor een analyse met een "realistischer" model voor de grond, te weten het Mohr-Coulomb model.

Verificatie Plaxis-resultaten middels vergelijking met analytische oplossing

Het quasi-elastische, axiaal symmetrische model uit bijlage IX, met uitsluitend axiale verplaatsingen u_x en een starre lichaamsverplaatsing van de tunnelbuis, is in Plaxis gesimuleerd. In figuur 8.9 is het vervormde grondmassief weergegeven, zoals dit door Plaxis wordt gepresenteerd. Deze figuur moet gezien worden als een weergave van de snede, zoals aangegeven in figuur 8.7. Te zien is, dat de radiale verplaatsingen aan de randen worden verhinderd. Ter plaatse van de horizontale buitenrand worden de radiale en axiale verplaatsingen verhinderd. Deze rand komt overeen met r_m . In figuur 8.9 is eveneens het verloop in radiale richting van de axiale verplaatsingen, $u_x(r)$, weergegeven. (N.B. de verticale of y-richting in Plaxis komt overeen met de x-richting zoals hier gebruikt; de horizontale of x-richting in Plaxis komt overeen met de radiale r-richting.)



Figuur 8.9 Plaxis-uitvoer quasi-elastisch model met starre lichaamsverplaatsing.

Bij gelijke invoerparameters is in verschillende Plaxis-berekeningen de geometrie gevarieerd. Bij verschillende waarden voor r_m is de verhouding van de schuifspanning ter plaatse van R_{uitw} en de opgelegde verplaatsing van de tunnelbuis (dus de schuifstijfheid per tunnelomtrek) berekend. Uitgedrukt in Plaxis-uitvoerparameters:

$$\frac{k_{Plaxis}}{O} = \frac{\sigma_s(x=2,8)}{U_y(x=2,8)} \quad (8.12)$$

Die resultaten zijn vergeleken met de analytische oplossing (zie vgl. (29) in bijlage IX):

$$\frac{k_{anal.}}{O} = \frac{E}{2(1+\nu) \cdot R_{uitw}} \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{r_m}{R_{uitw}}\right)} \quad (8.13)$$

Als invoer voor de grondparameters is gehanteerd: $E = 75 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0,3$. In tabel 8.1 zijn de resultaten van deze berekeningen samengevat.

Tabel 8.1 Vergelijking Plaxis-resultaten met analytische oplossing.

r_m [m]	l [m]	k_{Plaxis}/O [MN/m ³]	$k_{anal.}/O$ [MN/m ³]
50	25	3,58	3,57
100	25	2,88	2,88
100	50	2,88	2,88

Aan de hand van de resultaten in tabel 8.1 kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- 1) De resultaten van de numerieke methode komen zeer goed overeen met de analytische berekeningen (verschil < 0,5 %).
- 2) De grondstijfheid is, zoals verwacht, lager bij een grotere waarde voor r_m .
- 3) De grondstijfheid is, zoals verwacht, niet afhankelijk van de lengte van de tunnelbuis. (r_m is alleen afhankelijk van l als er een invloed is van een rand in axiale richting. Dat is hier niet het geval.)

Enkele extra uitgevoerde berekeningen (niet weergegeven in tabel 8.1) leiden tot de conclusies:

- 4) De stijfheid van de tunnel-grond interactie is niet afhankelijk van de grootte van de opgelegde verplaatsing van de tunnelbuis. Dit is in strijd met "echt" grondgedrag, maar komt wel overeen met de verwachting voor een volkomen lineair-elastisch model.
- 5) De stijfheid van de tunnel-grond interactie is lager wanneer de radiale verplaatsingen niet worden verhinderd. Dit komt overeen met 1) in de analyse van paragraaf 8.4.

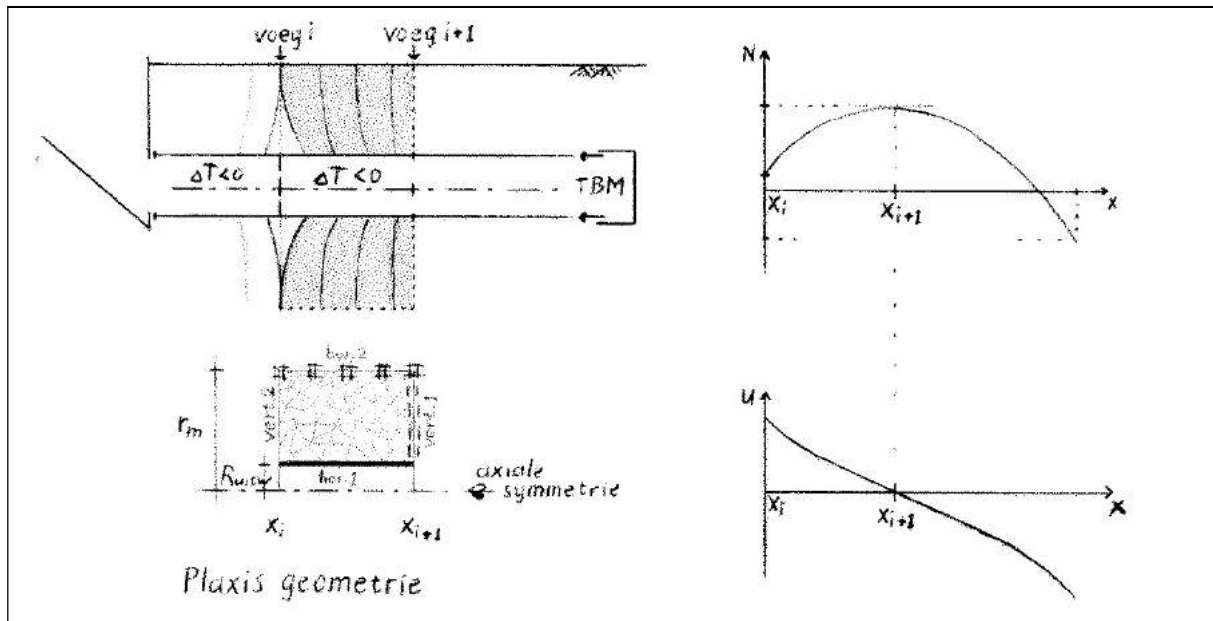
Bovenstaande conclusies geven het "vertrouwen", dat de numerieke benadering van een lineair-elastisch continuüm model voldoende nauwkeurigheid biedt. Daarom wordt in het vervolg de eindige elementen methode gebruikt voor een verdere analyse van het tunnel-grond interactie probleem. Plaxis wordt gebruikt om de geometrie van het model en de schematisatie van de grond meer in overeenstemming met de werkelijkheid te brengen.

8.5.2 Berekening van de evenredigheidsconstante κ met behulp van Plaxis

In paragraaf 8.4 is langs analytische weg een vergelijking voor de grondstijfheid afgeleid. In deze vergelijking (8.11) komt een evenredigheidsconstante voor, waarin de invloed van de geometrische randvoorwaarden in axiale richting tot uitdrukking komt. De waarde van κ kan als volgt met een EEM-analyse worden bepaald.

In Plaxis wordt het axiaal symmetrische tunnel-grond model ingevoerd (de geometrie wordt hieronder toegelicht). Bij een opgelegde rek van de tunnelbuis wordt door het programma de reactie van de omringende grond berekend. Uit een plot van het verloop van $u_x(r)$ kan worden afgelezen op welke afstand geldt dat $u_x \approx 0$. Deze afstand is gelijk aan r_m . De evenredigheidsconstante κ kan nu met vergelijking (30) uit bijlage IX worden bepaald als:

$$\kappa = \frac{r_m}{l \cdot (1-\nu)} \quad (8.14)$$



Figuur 8.10 Geometrie van het axiaal symmetrische model in Plaxis.

Voor het bepalen van de juiste invoer van de geometrie van het model in Plaxis, wordt nogmaals het mechanicamodel uit hoofdstuk 7 beschouwd. In figuur 8.10 is "stap B" uit het model weergegeven. In deze figuur valt af te lezen dat de "maximale voegafstand" wordt bepaald met $dN/dx = 0 \Leftrightarrow u = 0$, en gelijk is aan $x_{i+1} - x_i$. Met name dit deel van het model (van x_i tot x_{i+1}) is relevant voor de bepaling van de grondstijfheid, en wordt daarom in Plaxis geschematiseerd. De vier randen in het axiaal symmetrische model worden als volgt ingevoerd.

- Horizontale rand 1, tunnel: de tunnelbuis wordt gemodelleerd als een "balkelement" ter plaatse van R_{uitw} , met een "interface" tussen de tunnel en de grond. De interface krijgt in het lineair-elastische model dezelfde eigenschappen als het grondmassief. (N.B. Door de wijze waarop in Plaxis de rekstijfheid en het traagheidsmoment moeten worden ingevoerd, wordt aan de tunnelbuis een te hoge rekstijfheid EA toegekend. Bij een opgelegde rek heeft dit wel invloed op de kracht in de tunnelbuis, maar niet op het gedrag van het omringende grondmassief. Aangezien het laatste hier bestudeerd wordt, wordt deze schematisatie toch gehanteerd.)
- Horizontale rand 2, buitenrand r_∞ : deze rand is de schematisatie van $r \rightarrow \infty$, en daarom worden hier zowel de radiale, als de axiale verplaatsingen verhinderd. De buitenrand dient ten opzichte van R_{uitw} ver genoeg te liggen, om te voorkomen dat deze de resultaten beïnvloedt. In de berekeningen is "de plaats van ∞ " gevarieerd, teneinde de invloed van deze randvoorwaarde te kunnen controleren.
- Verticale rand 1, x_{i+1} : langs deze rand zijn in het Plaxis-model de verplaatsingen evenwijdig aan de tunnel-as verhinderd. Immers, op deze plaats geldt volgens het model uit hoofdstuk 7 dat de axiale verplaatsingen $u_x = 0$.
- Verticale rand 2, x_i : langs deze rand zijn in het Plaxis-model de verplaatsingen volledig vrij gelaten. Ter plaatse van de aansluiting van twee tunnelmoten, zijn de axiale verplaatsingen van de twee delen van elkaar af gericht. Omdat grond geen trek kan opnemen, dienen deze verplaatsingen evenwijdig aan de tunnel-as in het model niet te worden verhinderd. De verplaatsingen in radiale richting zijn hier, net als bij verticale rand 1, eveneens vrij gelaten. Deze schematisatie voldoet niet aan de uitgangspunten van de analytisch afgeleide quasi-elastische oplossing, is echter wel realistischer.

Met het beschreven model is in Plaxis een aantal berekeningen uitgevoerd ter bepaling van de evenredigheidsconstante κ . Omdat $\kappa \sim l$ en $\kappa \sim (1-\nu)$ is met name de lengte van het model en de dwarscontractiecoëfficiënt van de grond gevarieerd. Als invoerparameters zijn gehan-

teerd: $E = 75 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$, opgelegde rek = 0,4 ‰ (d.w.z. u_x verloopt lineair van 10 tot 0 mm bij $l = 25 \text{ m}$; dit komt overeen met $\alpha_t \cdot \Delta T = 1 \cdot 10^5 [\text{K}^{-1}] \cdot 40 [\text{K}]$ als de buis vrij zou kunnen verkorten). Overeenkomstig de analytische berekening is voor de grond geen soortelijk gewicht, en zijn geen waterspanningen ingevoerd. In tabel 8.2 zijn de resultaten van deze berekeningen samengevat. Van berekening 2 is in bijlage X een aantal uitvoerplots bijgevoegd. Weergegeven zijn: het vervormde grondmassief, en het verloop van de axiale verplaatsingen in drie doorsneden $u_x(r)$.

Tabel 8.2 Resultaten van Plaxis-berekening van κ .

	l [m]	r_∞ [m]	ν [-]	r_m [m]	κ [-]
1	15	50	0,3	18	1,7
2	25	50	0,3	28	1,6
3	35	50	0,3	36	1,5
4	25	50	0,1	32	1,4
5	25	50	0,45	22	1,6
6	25	100	0,3	30	1,7

Aan de hand van de resultaten in tabel 8.2 kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

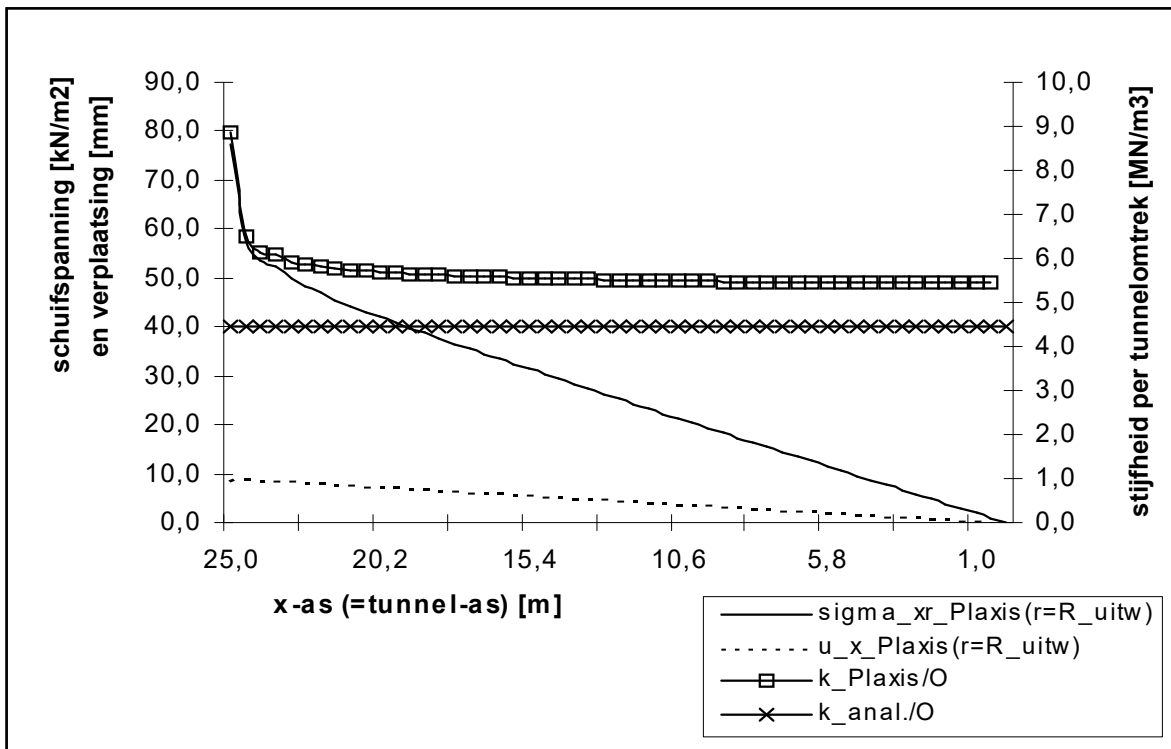
- 1) Uit een vergelijking van de berekeningen 1, 2 en 3 blijkt de evenredigheid tussen κ en l .
- 2) Uit een vergelijking van de berekeningen 2, 4 en 5 blijkt de evenredigheid tussen κ en ν .
- 3) Als waarde voor de evenredigheidsconstante κ wordt gevonden $\kappa \approx 1,6$.
- 4) Uit een vergelijking van de berekeningen 2 en 6 blijkt dat de plaats van de buitenrand r_∞ weinig invloed heeft op de resultaten. Deze is blijkbaar ver genoeg gekozen.

Enkele extra uitgevoerde berekeningen (niet weergegeven in tabel 8.2) leiden tot de conclusies:

- 5) Wanneer de radiale verplaatsingen in de grond langs de verticale randen worden verhinderd, wordt een stijver gedrag van de grond gevonden. Dit is in overeenstemming met 1) in de analyse van paragraaf 8.4.
- 6) Ter vergelijking is een berekening uitgevoerd met, in plaats van een opgelegde rek, een overeenkomstige belasting op de tunnelbuis $F = EA\varepsilon$. Het grondgedrag blijkt volledig vergelijkbaar te zijn. Wel is er een beperkt verloop van de normaalkracht in de tunnel ten gevolge van de interactie met de grond, zoals op grond van het model in hoofdstuk 7 te verwachten is.

Vergelijking Plaxis-model met de quasi-elastische analytische oplossing

Tot slot van de lineair-elastische analyse, zijn de resultaten van het Plaxis-model vergeleken met de benaderende analytische oplossing. In de analytische oplossing is $\kappa = 1,6$ gesubstitueerd. In Plaxis is de geometrie van het model zo aangepast, dat de horizontale rand 2 ligt op $r_\infty = r_m = \kappa \cdot l \cdot (1 - \nu) = 1,6 \cdot 25 \cdot (1 - 0,3) = 28 \text{ m}$. De stijfheid per tunnelomtrek is uit de numerieke uitvoer van Plaxis berekend met vergelijking (8.12). In figuur 8.11 zijn de resultaten van deze berekeningen weergegeven. Weergegeven zijn: 1) de schuifspanningen in de "interface" langs de tunnelbuis $\sigma_{xr}(r=R_{uitw})$ uit de Plaxis-berekeningen, 2) de in Plaxis aan de tunnel opgelegde axiale verplaatsingen $u_x(r=R_{uitw})$, 3) de schuifstijfheid per tunnelomtrek uit de Plaxis-berekening (=het quotiënt van 1) en 2), en 4) de schuifstijfheid per tunnelomtrek uit de analytische berekening. Overigens is de grootte van de verplaatsingen niet van belang, maar het verloop wel. In de Plaxis berekening verloopt u_x lineair langs de tunnel-as. In de analytische berekening is zowel u_x als σ_{xr} constant langs de tunnelbuis: een starre lichaamsverplaatsing.



Figuur 8.11 Vergelijking Plaxis-model met analytische oplossing, met $\kappa = 1,6$.

Van figuur 8.11 is af te lezen:

- 1) De stijfheid van de tunnel-grond interactie, die met het Plaxis-model wordt berekend, is groter dan de waarde, die volgt uit de analytische oplossing.
- 2) De stijfheid k/O is in het analytische lineair-elastische model constant langs de tunnel-as.
- 3) De schuifspanning σ_{xr} is in de buurt van de vrije verticale rand 2 niet lineair.
- 4) De stijfheid k/O uit de Plaxis-berekeningen is in de buurt van de vrije verticale rand 2 niet lineair. Dit volgt overigens uit 3), doordat de axiale verplaatsing u_x wel lineair is.

De geobserveerde verschillen tussen de analytische berekening en de Plaxis-berekening zijn als volgt te verklaren. In de afleiding van het analytische quasi-elastische model zijn in bijlage IX een aantal sterke vereenvoudigingen gebruikt. Zo zijn de (variatie van de) normaalspanningen gelijk aan nul gesteld. In Plaxis worden deze vereenvoudigingen niet gehanteerd. Van de Plaxis uitvoer kan worden afgelezen dat die uitgangspunten niet overeenkomen met een "echt" lineair-elastisch model. In bijlage X is een aantal uitvoerplots opgenomen van de beschreven Plaxis-berekening.

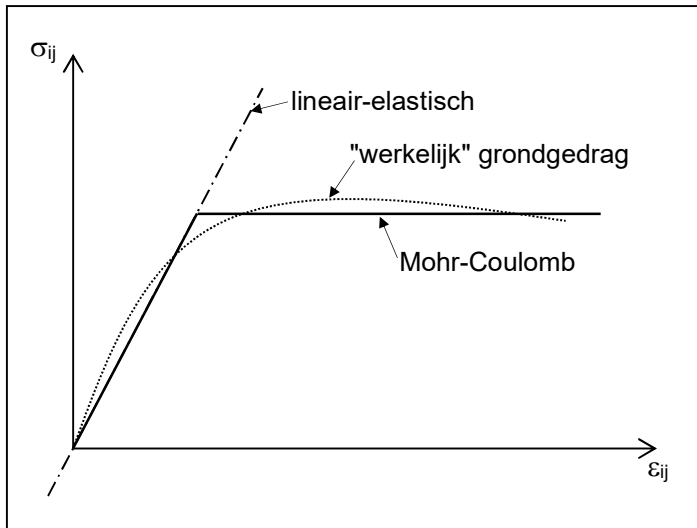
ad 1) Uit een plot van het verloop van $\sigma_{rr}(r)$ in een doorsnede halverwege het tunneldeel blijkt dat $\sigma_{rr}(r) \neq 0$ en $\partial\sigma_{rr}/\partial r \neq 0$. De evenwichtsvergelijking in radiale richting dient dus te worden beschouwd. De aanwezigheid van de radiale normaalspanningen zorgt voor de gemiddeld hogere stijfheid in het lineair-elastische Plaxis-model ten opzichte van de quasi-elastische analytische oplossing.

ad 3) Uit het verloop van de axiale normaalspanning in een snede evenwijdig aan de tunnel-as $\sigma_{xx}(x)$ blijkt, dat als gevolg van de vrije randvoorwaarde $\partial\sigma_{xx}/\partial x \neq 0$ in de buurt van de verticale rand 2. Van het verloop van $u_r(x)$ in dezelfde doorsnede, kan eveneens worden afgelezen dat het uitgangspunt $\partial u_r/\partial x = 0$ juist is langs de tunnelbuis, behalve bij de vrije rand. Hierdoor is bij deze rand de schuifspanning langs de tunnelbuis groter dan uit het lineaire verloop zou volgen. (Dit volgt uit vergelijking (6) en (13) in bijlage IX.)

Het is de vraag in hoeverre het lineair-elastische model overeenkomt met het "werkelijke" grondgedrag. Twee effecten in de Plaxis-resultaten lijken hiermee in tegenspraak. Ten eerste betreft dit het optreden van trekspanningen, en ten tweede de gevonden grotere stijfheid ter plaatse van de grootste vervormingen. Bovendien is het de vraag hoe de stijfheid afhankelijk is van het spanningsniveau. Geconstateerd is, dat radiale normaalspanningen de stijfheid beïnvloeden. De radiale spanningen in dit model ontstaan als gevolg van de dwarscontractie van het lineair-elastisch continuüm. In werkelijkheid is de tunnel ook onderhevig aan een radiale grondspanning. In de volgende paragraaf zal daarom de berekening van de stijfheid van de tunnel-grond interactie met een "realistischer" grondmodel worden uitgevoerd: het Mohr-Coulomb model. Bovendien zal de invloed van de radiale korrelspanning op het grondgedrag worden onderzocht.

8.5.3 Plaxis-berekening van de grondstijfheid met het Mohr-Coulomb grondmodel

De stijfheid van de tunnel-grond interactie wordt in deze paragraaf berekend met het Mohr-Coulomb grondmodel in Plaxis. Het Mohr-Coulomb model beschrijft het elasto-plastische gedrag van grond met een lineair-elastisch en een perfect-plastisch deel. Het verschil met het hiervoor beschreven zuiver lineair-elastische model, ligt dus in het plastische deel van het Mohr-Coulomb model (zie figuur 8.12). Bovendien kunnen in het Mohr-Coulomb model, in tegenstelling tot in het lineair-elastische model, geen trekspanningen optreden. Boven een zekere grenswaarde van de spanningen en rekken in de grond, wordt de vervorming van de grond niet meer als een functie van de spanning beschreven, en is blijvend. Deze grenswaarde wordt bepaald door een "vloeifunctie" f . De vloeifunctie is afhankelijk van de grondparameters en van het spanningsniveau. Voor een uitgebreide beschrijving van het Mohr-Coulomb model wordt verwezen naar de literatuur (bijvoorbeeld [3] en [29]).



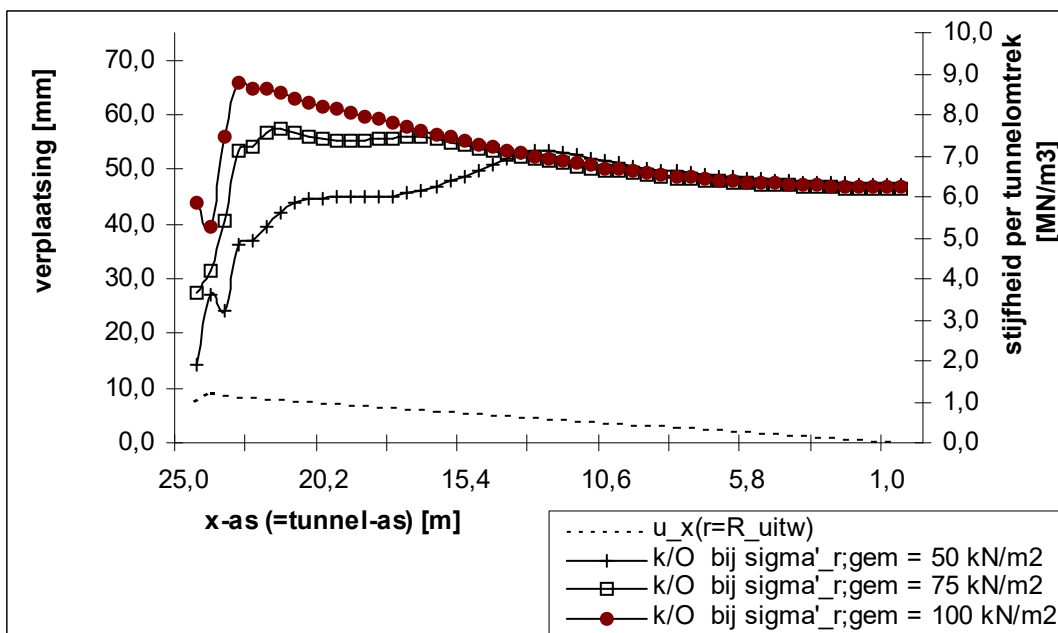
Figuur 8.12 Schets van het spanning-vervormingsgedrag van grond bij distorsie.

De analyse in paragraaf 8.5.2 is het uitgangspunt voor de onderstaande berekeningen. Teneinde de resultaten te kunnen vergelijken, dient in feite uitsluitend de invoer van het grondmodel in Plaxis te worden gewijzigd. Echter, het blijkt dat ook de geometrie op twee punten moet worden aangepast. Ten eerste wordt een radiale spanning aangebracht, ter grootte van $\sigma'_{r, \text{gem}}$. Dit is noodzakelijk, omdat de vloeifunctie $f \sim (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, zodat de grond al bij zeer kleine verplaatsingen plastisch vervormt, als geen spanning wordt aangebracht. Deze spanning kan alleen worden aangebracht als de radiale verandering bij de horizontale buitenrand 2 wordt opgeheven. Ten tweede worden de axiale verplaatsingen bij de vrije verticale rand 2 nu verhinderd. Dit is noodzakelijk, omdat zonder deze randvoorwaarde het grondmassief niet

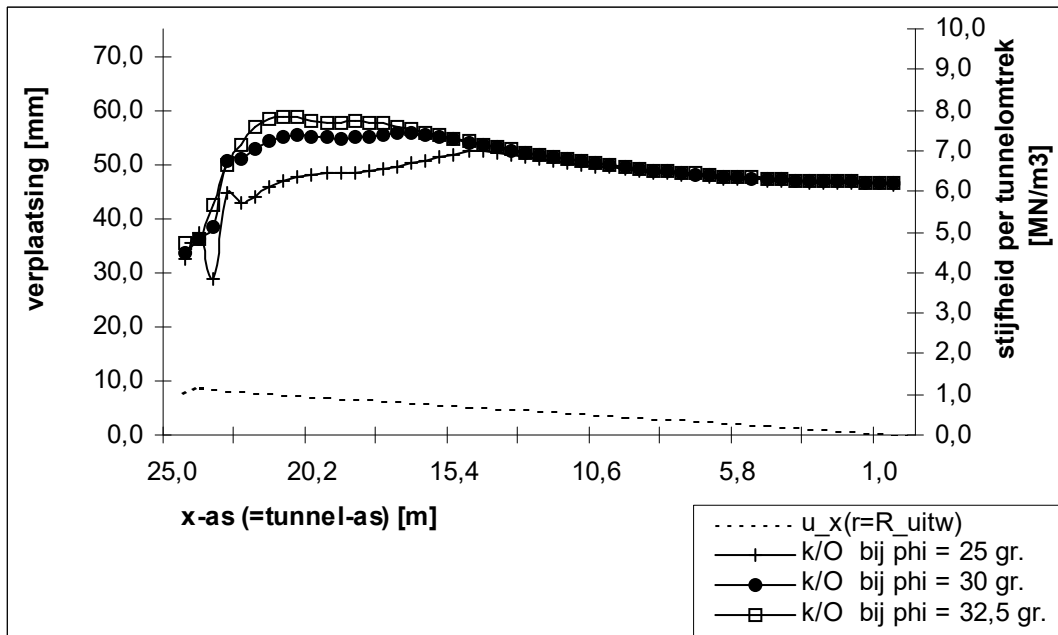
meer in evenwicht is, als gevolg van het aanbrengen van de radiale spanning. De gewijzigde geometrie is weergegeven in bijlage XI. Dit model komt minder overeen met de werkelijkheid. Het biedt echter wel de mogelijkheid de relatie tussen de grondstijfheid en het spanningsniveau te onderzoeken.

Met het beschreven model is in Plaxis een parameterstudie uitgevoerd. Als referentie zijn weer de invoerparameters van OLS1 (zie tabel 2.1) gebruikt, met $l = 25$ m, $r_m = 28$ m en een opgelegde rek van 0,4 ‰. Van de berekening met die parameters is in bijlage XI een aantal uitvoerplots weergegeven. In de onderstaande figuren worden de resultaten van de parameterstudie in beeld gebracht. Achtereenvolgens: in figuur 8.13 de invloed van een variatie in de radiale spanning $\sigma'_{r,gem}$, in figuur 8.14 de invloed van een variatie in de hoek van inwendige wrijving ϕ' , in figuur 8.15 de invloed van een variatie in de cohesie c' , en in figuur 8.16 de invloed van een variatie in de dilatatiehoek ψ . De opgelegde verplaatsingen (lineair verlopend van 10 tot 0 mm) zijn in alle berekeningen gelijk, en worden in alle figuren weergegeven. Het verloop van de schuifspanningen langs de tunnelbuis is alleen in figuur 8.16 weergegeven voor $\sigma'_{r,gem} = 83,4$ kN/m². Overigens kan door het lineaire verloop van $u_x(r=R_{uitw})$, het verloop van de schuifspanningen langs de tunnelbuis eenvoudig worden afgelezen uit het verloop van k/O .

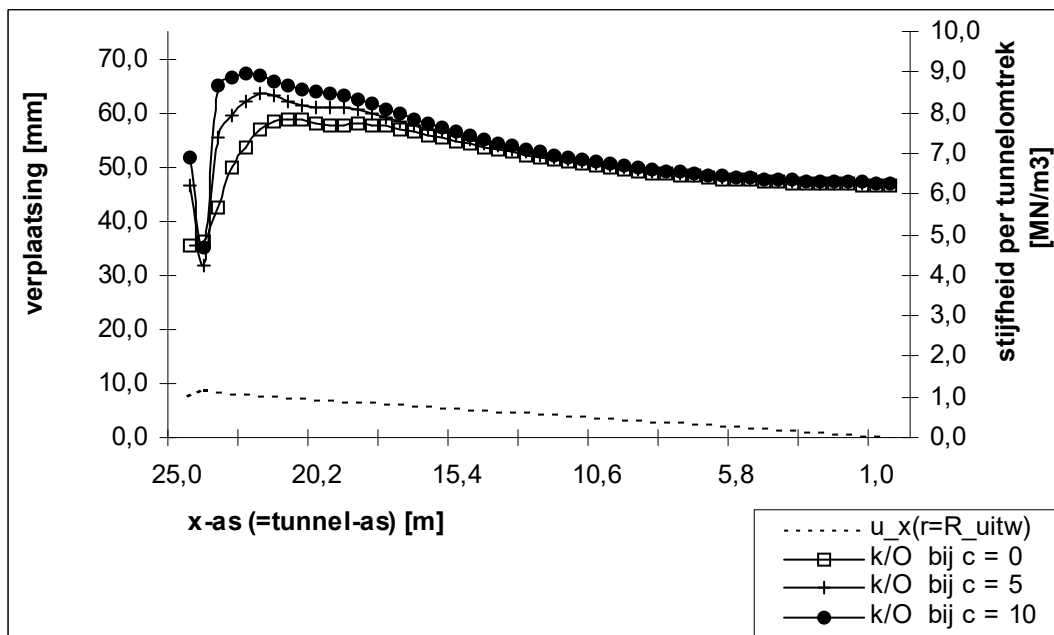
In alle figuren is duidelijk de invloed van de verticale rand 2 te zien. De numerieke resultaten zijn hier "instabiel". Doordat de normaalspanning naar 0 gaat, is ook de grens voor de plastische vervormingen daar minimaal. In de buurt van deze rand treden in meer of mindere mate plastische vervormingen op. Het gevolg is, dat de schuifspanningen, en daarmee k/O , ter plaatse lager zijn dan uit een lineair verloop zou volgen. Zoals reeds gesteld, treden de plastische vervormingen op wanneer de Mohr-Coulomb vloeivoorwaarde is bereikt. Deze vloeivoorwaarde is een functie van de grondparameters en spanningen. In de tweede plot in bijlage XI zijn de plastische vervormingen in beeld gebracht.



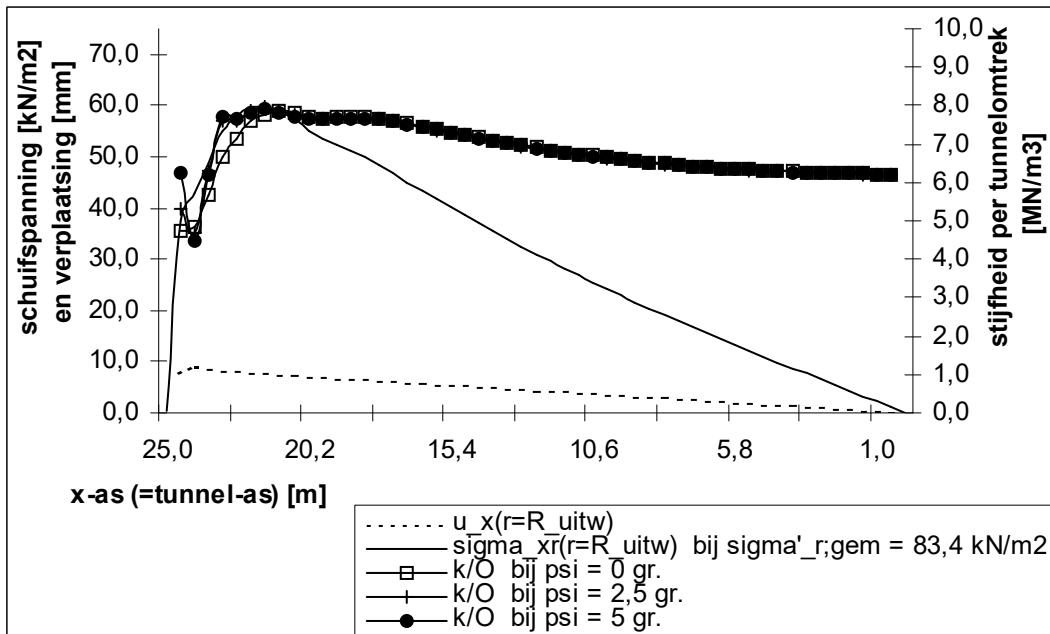
Figuur 8.13 Stijfheid per tunnelomtrek bij verschillende waarden van $\sigma'_{r,gem}$.



Figuur 8.14 Stijfheid per tunnelomtrek bij verschillende ϕ '.



Figuur 8.15 Stijfheid per tunnelomtrek bij verschillende c '.



Figuur 8.16 Stijfheid per tunnelomtrek bij verschillende ψ .

Aan de hand van de figuren 8.13 tot en met 8.16 kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- 1) Uit figuur 8.13 blijkt, dat een variatie in de radiale korrelspanning een grote invloed heeft op de zone, waarin plastische vervormingen optreden. De waarde van k/O in deze zone is eveneens afhankelijk van de waarde van $\sigma'_{r,gem}$.
- 2) Uit figuur 8.13 blijkt, dat bij een hoge radiale korrelspanning geen plastische vervormingen optreden, behalve degene die door de verhinderde axiale verplaatsing aan de rand worden veroorzaakt. Het is te verwachten dat dit bij een kleinere opgelegde rek ook geldt bij een lagere korrelspanning.
- 3) Uit figuur 8.14 blijkt, dat een variatie in de hoek van inwendige wrijving een duidelijke invloed heeft op de grootte van de zone, waarin plastische vervormingen optreden, en op de waarde van k/O daarin.
- 4) Uit figuur 8.15 blijkt, dat een variatie in de cohesie nauwelijks de grootte van de plastische zone beïnvloedt. Tevens is te zien, dat de grootte van k/O in dit gebied wel afhankelijk is van de waarde van c' .
- 5) Uit figuur 8.16 blijkt, dat een variatie in de dilatatiehoek "geen" invloed heeft op het verloop van k/O.
- 6) Uit een vergelijking van de figuren 8.13 tot en met 8.16 blijkt, dat een variatie van de genoemde parameters niet leidt tot een variatie in de waarde van k/O in het gebied met elastische verplaatsingen. Dit is in overeenstemming met de lineair-elastische analyse in de vorige paragraaf.

Tot slot dient een eenduidige waarde, of relatie, voor de stijfheid van de tunnel-grond interactie uit de Plaxis-berekeningen te worden afgeleid. Uit de figuren 8.13 tot en met 8.16 blijkt, dat de waarde van k verloopt langs de tunnelbuis. Echter, teneinde een vergelijking van de Plaxis-resultaten met de berekeningen uit de vorige paragrafen mogelijk te maken, wordt één gemiddelde waarde berekend. Daarvoor wordt genomen, de gemiddelde waarde van k/O in het gebied met elastische vervormingen. Dit gebied is in de uitvoer te herkennen aan de (van rechts naar links gezien) continu stijgende schuifspanning. De uitdrukking voor de grondstijfheid op basis van de EEM-berekening met Plaxis, wordt nu:

$$k = \frac{k_{gem;Plaxis}}{O} \cdot \pi D_{uitw} \quad (8.15)$$

In (8.15) dient $k_{gem;Plaxis}/O$ met (8.12) te worden bepaald uit de numerieke uitvoer van Plaxis, berekend met het hierboven beschreven geometrische model.

Analyse

De stijfheid van de grond-tunnel interactie is hier bepaald met het Mohr-Coulomb grondmodel, met het eindige elementen methode programma Plaxis. Tot slot van deze paragraaf worden (nogmaals) de mogelijkheden en beperkingen van deze analyse beschouwd. Bij de berekeningen in paragraaf 8.5.1 en 8.5.2 kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- 1) De conclusie uit paragraaf 8.4, dat de berekende stijfheid sterk afhankelijk is van de geometrie van het model, wordt door deze berekeningen bevestigd.
- 2) Het is mogelijk gebleken met behulp van een EEM-berekening de plaats van r_m te bepalen. Echter, omdat van een axiaal symmetrisch model is uitgegaan, is de invloed van het maaiveld niet vast te stellen. Er is niet gekeken naar de verhouding tussen r_m en de afstand tunnel - maaiveld.

Bij de berekeningen in paragraaf 8.5.3 met het Mohr-Coulomb model kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- 3) Het is noodzakelijk gebleken de geometrie van het model aan te passen. De verandering van de verplaatsingen evenwijdig aan de tunnel-as bij de "vrije rand", levert minder realistische resultaten. Dit is een beperking van het Plaxis-model.
- 4) Het feit dat in Plaxis de as van axiale symmetrie verticaal staat, in plaats van horizontaal voor een tunnel-model, levert beperkingen op ten aanzien van de invoer van spanningen. Aan de grond kan geen soortelijk gewicht worden toegekend, omdat de richting van de zwaartekracht in Plaxis evenwijdig is met de tunnel-as. De radiale korrelspanning op de tunnelbuis $\sigma'_{r,gem}$ kan wel worden gesimuleerd door een belasting op de buitenrand van het model aan te brengen. Echter, het is niet mogelijk de horizontale korrelspanning te simuleren door een spanning σ_{xx} aan te brengen.
- 5) Uit de berekeningen (zie figuur 8.13 t/m 8.16) blijkt duidelijk de invloed van de verschillende grondparameters, en daarmee de relatie van de schuifstijfheid met een grondsoort.
- 6) Het is gebleken, dat de grootte van de radiale korrelspanningen wel invloed heeft op het al dan niet optreden van plastische vervormingen, maar niet op de grootte van k in het elastische gebied. Overigens, is het optreden van plastische vervormingen ook afhankelijk van de (maximale) opgelegde verplaatsing van de tunnelbuis.
- 7) Uit de berekeningen blijkt dat de waarde van k niet constant is langs de tunnelbuis, wanneer een constante rek aan de tunnel wordt opgelegd. De schuifspanning blijkt meer dan lineair toe te nemen (tot aan de plastische grens). Door het lineaire verloop van de verplaatsingen, blijkt de stijfheid dus hoger bij grotere vervormingen (afgezien van het gebied met plastische vervormingen). Het is de vraag of dit overeenkomt met "werkelijk" grondgedrag, zie figuur 8.12.
- 8) In het gebied met plastische vervormingen wordt een lagere stijfheid gevonden, hetgeen te verwachten is.
- 9) De waarde van k wordt berekend uit het gemiddelde van k/O in het gebied met elastische vervormingen. Uit 8) blijkt dat dit voor k een "hoog-gemiddelde" is, en daarmee een conservatieve inschatting.
- 10) Zoals gesteld is de Mohr-Coulomb vloeifunctie, de "capaciteit" voor het opnemen van schuifspanningen, afhankelijk van het spanningsniveau. Het verhinderen van u_x langs de verticale rand 2, zorgt er daarom voor dat de vloeigrens hier lager is. Het is te verwachten, dat dit mechanisme (in mindere mate) ook optreedt wanneer u_x niet wordt verhinderd. Immers, ook dan zal het spanningsniveau lager zijn bij deze rand, door een verlaging van de horizontale korrelspanning. Het gebied met plastische vervormingen is waarschijnlijk wel kleiner, dan uit deze Plaxis-berekening volgt.

8.6 Conclusie: keuze voor het lineair-elastisch model

In de voorgaande paragrafen is op vier verschillende manieren de stijfheid van de grond-tunnel interactie bepaald. In deze paragraaf worden die vier methoden onderling vergeleken. Tot slot wordt een keuze gemaakt voor de methode, die het beste in het mechanisch model van hoofdstuk 7 kan worden geïntegreerd. Die integratie wordt in hoofdstuk 9 uitgewerkt.

Vergelijking van de methoden ter bepaling van de stijfheid k

De volgende vier vergelijkingen ter bepaling van de stijfheid van de grond-tunnel interactie k zijn in dit hoofdstuk afgeleid. De eenheid van k is in alle vergelijkingen MN/m².

Ten eerste de relatie op basis van NEN 6743, vergelijking (8.3):

$$k = \frac{(c' + \sigma'_N \cdot \tan \varphi') \cdot \pi \cdot D_{uitw}}{w}, \quad (8.16)$$

met: $\sigma'_N = \sigma'_{r, gem}$,
 $w = 10 \text{ mm}$.

Ten tweede de vergelijking op basis van de meetresultaten bij pipe jacking projecten, vergelijking (8.6):

$$k = \frac{\sigma'_{r, gem} \cdot \tan(0,4 \cdot \varphi') \cdot \pi \cdot D_{uitw}}{27 \cdot 10^{-3} [m]}. \quad (8.17)$$

Ten derde de vergelijking, die is afgeleid op basis van een analytisch (quasi-)lineair-elastisch model, vergelijking (8.11):

$$k = \frac{E \cdot \pi}{(1 + \nu) \cdot \ln[\kappa \cdot 1,8 \cdot VA \cdot (1 - \nu)]}, \quad (8.18)$$

met: $\kappa = 1,6$,
 $VA = \text{"maximale voegafstand"} / D_{inw}$.

Tot slot de vierde relatie, op basis van een EEM-analyse van het Mohr-Coulomb grondmodel met behulp van Plaxis, vergelijking (8.15):

$$k = \frac{k_{gem; Plaxis}}{O} \cdot \pi D_{uitw} \sim (E, \nu, \varphi', c', \psi, \sigma'_{r, gem}, VA), \quad (8.19)$$

met: $k_{gem; Plaxis} / O = \text{wordt bepaald uit de numerieke uitvoer van Plaxis, het gemiddelde van } k/O \text{ in het gebied met uitsluitend elastische vervormingen}$.

Deze methoden kunnen allereerst worden vergeleken aan de hand van de numerieke resultaten. Hiertoe worden de set parameters van OLS1 (zie tabel 2.1 en 2.2) in alle vergelijkingen gesubstitueerd. Hiermee wordt het probleem "omzeild", dat de verschillende vergelijkingen niet afhankelijk zijn van dezelfde parameters. De laatste twee relaties zijn afhankelijk van een lengteparameter, de voegafstand. Hierdoor dient de waarde eigenlijk iteratief te worden vastgesteld. Zoals in paragraaf 8.5 wordt hier in eerste instantie uitgegaan van $l = 25 \text{ m}$ ($VA = 5$). In tabel 8.3 zijn de resultaten van de verschillende methoden naast elkaar gezet.

Tabel 8.3 Numerieke vergelijking van de methoden ter bepaling van k .

methode	NEN 6743	pipe jacking	lin.-elastisch	EEM-Plaxis
k [MN/m ²]	93,5	12,5	78,4	121,4
"relatief" [%]	77	10	65	100

Analyse

Uit tabel 8.3 is af te lezen, dat tussen de resultaten van de vier methoden grote verschillen bestaan. Het resultaat op basis van de metingen bij pipe jacking projecten wijkt het meeste af. In paragraaf 8.3 zijn de mogelijke oorzaken hiervoor aangegeven. Blijkbaar heeft het feit, dat de doorperstunnel niet rondom gelijkmatig door de grond wordt ondersteund, een doorslaggevende invloed op de metingen van de wrijving. Bovendien is gesteld, dat het gebruik van de vergelijking (8.17) beperkt dient te blijven tot "vergelijkbare" (cohesieloze) grondsoorten. Daarom wordt hier geconcludeerd, dat deze relatie niet geschikt is voor de algemene toepassing in het mechanicamodel.

In figuur 8.1 is het verschil aangegeven in de benadering van de schuifstijfheid via een continuüm model (paragrafen 8.4 en 8.5) en de methode op basis van NEN 6743 (paragraaf 8.2). In de paragrafen 8.4 en 8.5 is gebleken, dat de waarde van k sterk afhankelijk is van het ruimtelijke model. Deze relatie wordt, vanwege die verschillende benadering, niet gevonden met de NEN-methode. In de analyse van paragraaf 8.2 is, bovendien, reeds aangegeven dat de NEN-norm op een oneigenlijke (en waarschijnlijk onjuiste) manier wordt gebruikt. Door de "willekeurige" keuze voor de maximale elastische verplaatsing w , kan in feite iedere waarde voor de stijfheid k worden gevonden. Om deze redenen wordt de berekening van de grondstijfheid op basis van NEN 6743 niet geschikt geacht voor toepassing in het tunnel-grond model.

Een vergelijking van de analytische methode met de Plaxis-berekening leidt tot de volgende overwegingen. In het analytische model wordt (ten onrechte) uitgegaan van een starre lichaamsverplaatsing van de tunnelbuis ten opzichte van de omringende grond. De invloed van de randen kan, echter, in rekening worden gebracht middels de evenredigheidsconstante κ . In de EEM-analyse wordt wel uitgegaan van een opgelegde rek in de tunnelbuis. Echter, door beperkingen van Plaxis, kunnen de geometrische randvoorwaarden niet juist worden gedefinieerd. Hoewel de invloed hiervan niet kwantitatief kan worden vastgesteld, kan hiermee wel het verschil tussen k_{Plaxis} en $k_{\text{analytisch}}$ worden verklaard. Uit de berekeningen met het Mohr-Coulomb model blijkt, dat de grond geen plastisch gedrag vertoont bij kleine vervormingen. Tevens is gebleken, dat in het elastische gebied de waarde van k niet afhankelijk is van de parameters φ' , c' , ψ , $\sigma'_{r,\text{gem}}$. In de verkennende berekeningen in hoofdstuk 7 is gebleken dat de opgelegde verplaatsingen in de tunnelbuis inderdaad klein blijven. De meerwaarde van het gebruik van het geavanceerdere, elastisch-plastische, Mohr-Coulomb grondmodel is daardoor zeer beperkt.

Conclusies

Op basis van de bovenstaande analyse wordt gekozen voor het analytisch afgeleide, quasi-elastische, model ter bepaling van de stijfheid van de grond-tunnel interactie. De evenredigheidsconstante κ in dit model, waarmee de invloed van de randvoorwaarden in rekening wordt gebracht, is middels een EEM-analyse bepaald. De gevonden relatie voor k luidt:

$$k = \frac{E \cdot \pi}{(1 + \nu) \cdot \ln[2,9 \cdot VA \cdot (1 - \nu)]}, \quad (8.20)$$

met: E = elasticiteitsmodulus van de grond,
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt van de grond,
 VA = "maximale voegafstand"/ D_{inw} .

Omdat in vergelijking (8.20) de maximale voegafstand voorkomt, dient de waarde van k in het mechanicamodel iteratief te worden bepaald.

Tot slot wordt teruggekeerd bij de vragen, die in de inleiding zijn gesteld. Op welke manier is de grondstijfheid afhankelijk van de korrelspanning? In vergelijking (8.20) is de relatie tussen k en $\sigma'_{r,\text{gem}}$ niet expliciet. Echter, de elasticiteitsmodulus van de grond is wel degelijk afhankelijk van het spanningsniveau, en dus van de diepte van de tunnel. Mogelijk wordt E ook door het bouwproces beïnvloed. Hoe is echter hier niet vast te stellen. Is de grondstijfheid verschil-

lend voor verschillende grondsoorten? Ja, ook deze relatie komt tot uitdrukking in de elasticiteitsmodulus en de dwarscontractiecoëfficiënt van de grond. Wordt de grondstijfheid beïnvloed door de eventuele aanwezigheid van een "bentonietcake" tussen tunnelwand en grond? Op basis van punt 3) in de analyse van paragraaf 8.3 kan worden gesteld, dat een dun laagje bentoniet de stijfheid van de tunnel-grond interactie niet zal beïnvloeden. Overigens wordt opgemerkt dat uit onderzoek bij diepwanden is gebleken, dat de bentonietsuspensie in contact met betonspecie instabiel wordt. Hierdoor worden langs pas gestort beton nauwelijks bentonietresten gevonden.

9 Bepaling van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel

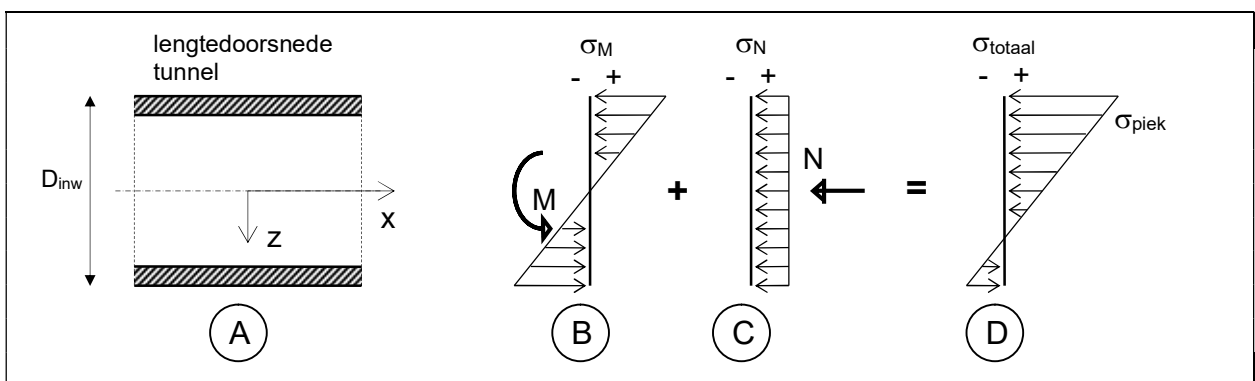
In hoofdstuk 7 is een mechanicamodel opgesteld, dat als deel-model dient voor het bestuderen van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel. Voor het berekenen van één van de bepalende parameters in dat model, de stijfheid van de grond-tunnel interactie "k", is in hoofdstuk 8 een relatie afgeleid. In dit hoofdstuk worden die twee onderdelen geïntegreerd. Tevens wordt van de gebruikte uitgangspunten aangegeven wat hun invloed is op het eindresultaat, en hoe daarmee kan worden omgegaan (paragraaf 9.1). Het "complete model" ter bepaling van de maximale voegafstand wordt vervolgens gepresenteerd in 9.2. Om dit, tot slot, ter illustratie toe te passen op de parameters van het OLS-project (paragraaf 9.3).

9.1 Aanvullingen op het mechanicamodel

Zowel bij de opzet van het mechanicamodel, als bij de afleiding van de relatie voor de grondstijfheid, is een aantal vereenvoudigingen gehanteerd. In deze paragraaf worden die uitgangspunten herhaald, en wordt beschreven hoe ze het eindresultaat beïnvloeden. Van de belangrijkste, wordt aangegeven op welke manier het model kan worden aangepast, teneinde de betreffende vereenvoudiging toch in rekening te brengen. Onderstaande analyse is onderverdeeld in "belastingen", "sterkte en stijfheid", "grond" en "model".

Belastingen

Moment: In paragraaf 7.1.3 is aangegeven, dat de tunnelbuis behalve aan een normaalbelasting, ook aan een momentbelasting onderhevig is. Dit moment kan het gevolg zijn van de excentrische vijzelkracht, en van opgelegde vervormingen door zettingsverschillen. Als uitgangspunt is gesteld, dat de momentbelasting geen rol speelt. Dit uitgangspunt is juist voor de belastingen ten gevolge van zettingsverschillen. Immers, de voegen worden aangebracht tijdens het bouwproces, in de eerste meters achter de tunnelboormachine. Zettingsverschillen zullen zich dan nog niet ontwikkeld hebben. Na het aanbrengen van de dilatatievoegen bezit de tunnelbuis enige rotatiecapaciteit, zodat de opgelegde vervormingen kunnen worden opgevangen. De momentbelasting uit het bouwproces speelt wel degelijk een rol. De invloedslengte daarvan overlapt de lengteschaal van de voegafstand.



Figuur 9.1 Spanningsverdeling over de tunneldoorsnede t.g.v. moment en normaalkracht.

Een moment in de lengterichting van de tunnelbuis leidt tot een spanningsverdeling over de doorsnede, zoals geschetst in figuur 9.1B. In het continue deel van de tunnel, waar nog geen voegen zijn aangebracht, kunnen de spanningen uit het moment bij de spanningen uit de

normaalkracht worden opgeteld. Hierdoor ontstaat een spanningsverdeling over de doorsnede, zoals geschetst in figuur 9.1D, waarin:

$$\sigma_{\text{totaal}}(z) = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot z}{I} \quad (9.1)$$

Te zien is, dat $\sigma_{\text{totaal;max}}$ groter is, dan wanneer alleen een normaal(trek)spanning in rekening wordt gebracht. Dit betekent, dat σ_{cr} (= de spanning waarbij het staalvezelbeton scheurt) in de doorsnede eerder wordt bereikt, dan uit het mechanicamodel volgt. Anders gezegd, door de momentbelasting niet in het model op te nemen, wordt de maximale voegafstand overschat.

Zowel de normaalkracht als het moment verlopen in de lengterichting langs de tunnel, door de interactie van de tunnel met de omringende grond. Hierdoor varieert de ligging van de neutrale lijn en de grootte van $\sigma_{\text{totaal;max}}$. Teneinde $\sigma_{\text{totaal;max}} = \sigma(x)$ te kunnen berekenen, dient het hier afgeleide model te worden gecombineerd met een model voor liggerwerking (zie [31]). In verband met het beperkte kader van dit afstudeerproject, wordt hier voor een eenvoudigere aanpassing van het model gekozen. Het "eerder bereiken van σ_{cr} " kan worden gesimuleerd door de gehanteerde grenswaarde N_t te verlagen met een reductiefactor ρ_M . Hiermee wordt overigens verwaarloosd, dat $M = M(x)$. Op basis van een inschatting van de excentriciteit van de vjzkelkrachten en het daaruit resulterende moment, wordt voorgesteld N_t met zo'n 20 % te verlagen. Dat wil zeggen: $N_{t;M} = \rho_M \cdot N_t$, met $\rho_M = 0,8$.

Temperatuur: Als uitgangspunt is gesteld: $\partial\Delta T/\partial x = 0$. Dat wil zeggen, het beschouwde stuk tunnel is onderhevig aan een constante temperatuurverlaging. Uit figuur 7.8 blijkt dat in werkelijkheid de temperatuur in het beton sterk verloopt. Uit de parameterstudie in paragraaf 7.4.2 is bovendien gebleken, dat de opgelegde temperatuurverandering van grote invloed is op de berekende voegafstand. Daarom wordt een kleine aanpassing in het mechanicamodel aangebracht, door de temperatuurverandering langs de tunnelbuis te variëren. Teneinde een "hanteerbare" analytische oplossing te houden, wordt in eerste benadering het temperatuurverloop gelineariseerd. De uitwerking van deze aanvulling op het mechanicamodel is gegeven in bijlage XII. Het verloop van de normaalkracht langs de tunnel-as wordt nu (in plaats van door vergelijking (7.11)) beschreven door:

$$N\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{-N_1 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]) + N_2 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]) - EA\alpha_l T_0 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right])}{\sinh(\alpha l)} + EA\alpha_l T_0 \left(\frac{x}{l} - 1\right) \quad (9.2)$$

met: $\Delta T = 0$, voor $x = l$,
 $\Delta T = T_0$, voor $x = 0$.

In tabel 9.1 zijn de resultaten weergegeven van een vergelijking tussen het mechanicamodel met een constante temperatuurverandering (H7) en het model met een lineair verlopende temperatuurverandering (H9). Bij substitutie van dezelfde parameterset geven de twee modellen relevant verschillende resultaten. Met het uitgangspunt $\partial\Delta T/\partial x = 0$ blijkt de maximale voegafstand te worden onderschat. Daaruit volgt, dat de aanpassing van het model met vergelijking (9.2) zinvol is.

Tabel 9.1 Vergelijking mechanicamodellen met en zonder temperatuurverloop.

	$\Delta T = T_B$	$\Delta T = 0$, voor $x = l$ $\Delta T = T_B$, voor $x = 0$
$T_B = -30$ K	$l_{\text{voeg}} = 27,9$ m	$l_{\text{voeg}} = 33,1$ m
$T_B = -20$ K	$l_{\text{voeg}} = 36,4$ m	$l_{\text{voeg}} = 44,3$ m

In de eerste analyse van het mechanicamodel is reeds aangegeven, dat behalve met een temperatuurverloop in axiale richting, ook met een temperatuurverloop over de wanddoorsnede rekening moet worden gehouden. Het niet in rekening brengen van de "eigentemperatuur-verdeling" leidt tot een overschatting van de maximale voegafstand (zie figuur 7.7). In het

gehanteerde 1-dimensionale staafmodel kan de verdeling over de doorsnede van deze spanning niet worden berekend. Daarom wordt voorgesteld dit effect (net als de momentbelasting) in rekening te brengen door de grenswaarde N_t te verlagen met een reductiefactor ρ_T . Op basis van een inschatting van de verhouding tussen de eigentemperatuur-spanning en de axiale temperatuurspanning, wordt voorgesteld: $\rho_T = 0,25$. Dat wil zeggen: $N_{t,T} = \rho_T * N_t$, zodat $N_{t,d} = \rho_M * \rho_T * N_t$.

Sterkte en stijfheid

Tunnelwand: Met betrekking tot de tunnelwand is als uitgangspunt gesteld: $\partial A / \partial x = 0$. De dikte van de tunnelwand zal, als gevolg van het injectieproces, zowel in lengterichting, als in tangentiële richting variëren. Uit tests, uitgevoerd door ITM, blijkt dat deze variatie in de orde van enkele mm's ligt (ten opzichte van een wanddikte van enkele decimeters). In dit 1-D model is alleen het totale oppervlak A van belang, zodat de variatie in tangentiële richting zal "uitmiddelen". Samen met conclusie 1) uit paragraaf 7.4.3, kan daarom worden gesteld, dat dit uitgangspunt terecht is, en dat het model op dit punt geen aanpassing behoeft.

Staalvezelbeton: Ten aanzien van het staalvezelbeton is gesteld, dat dit lineair-elastisch is. Gezien de zeer kleine optredende rekken in het beton, mag deze aanname als juist worden verondersteld (zodra het staalvezelbeton verhard is). Hetzelfde geldt voor het spanning-rek diagram (figuur 7.4), hoewel de exacte vorm daarvan empirisch dient te worden vastgesteld.

Eveneens is verondersteld: $\partial E_b / \partial x = 0$. In feite is impliciet verondersteld dat: $\partial f_{\text{cck}} / \partial x = 0$, en dat de van de kubusdruksterkte afgeleide betonparameters niet variëren in de lengterichting. Uit de literatuur (zie [2]) blijkt, dat dit uitgangspunt voor jong, verhardend beton niet juist is. Zowel de mechanische eigenschappen van het staalvezelbeton (f_{cck} , σ_{cr} , E_b), als de thermische (o.a. α_t) en rheologische eigenschappen (o.a. $\psi_{\text{relaxatie}}$) kennen een zekere ontwikkeling tijdens het verhardingsproces. De verschillende parameters zijn (op een verschillende manier) afhankelijk van de voortgang van het hydratatieproces, en van het temperatuurverloop.

De invloed van het verloop van deze parameters in lengterichting, dient nader te worden onderzocht. Het is echter weinig aantrekkelijk, om al deze relaties analytisch in het mechanica-model in rekening te brengen. Het lijkt nuttiger hiertoe een numeriek model op te stellen. In een (1-D) eindige elementen model, kan het beschouwde stuk tunnel in een aantal elementen worden opgedeeld. De hier afgeleide vergelijkingen (zie hoofdstuk 7 en bijlage XII) worden dan gebruikt voor de berekening van de krachten en verplaatsingen in één element. De variatie van onder andere E_b in de lengterichting kan worden gesimuleerd, door aan de opeenvolgende elementen verschillende betonparameters toe te kennen. De totaaloplossing wordt verkregen door de elementen rekenkundig middels overgangsvoorwaarden te koppelen. De uitwerking van een dergelijk numeriek model zal hier niet worden gegeven.

Grond

Elastisch: Van de grond is aangenomen, dat deze lineair-elastisch reageert. In paragraaf 8.5 zijn berekeningen uitgevoerd met het elastisch-plastische Mohr-Coulomb grondmodel. Uit die berekeningen is gebleken, dat de interactie tussen tunnel en grond elastisch is, zolang de opgelegde verplaatsingen in de tunnelbuis klein blijven. Dat die verplaatsingen inderdaad klein blijven, blijkt uit de verkennende berekeningen in hoofdstuk 7, en uit de hierboven beschreven aanpassingen aan dat model. Het verwaarlozen van een eventuele zone met plastische vervormingen in de grond (waardoor de gemiddelde stijfheid lager is), leidt bovendien tot een hoge, dus veilige, inschatting van de grondstijfheid. Kortom, het uitgangspunt is terecht.

Verloop in axiale richting: Als uitgangspunt is gesteld: $\partial k / \partial x = 0$. In de EEM-berekeningen met Plaxis is een in axiale richting verlopende stijfheid gevonden (zie bijvoorbeeld figuur 8.11). Bij de grootste verplaatsingen wordt een iets grotere stijfheid gevonden. Dit is "logisch" in het

lineair-elastische model, echter in tegenspraak met wat bij "echt" grondgedrag wordt verwacht. Uit de Plaxis-berekeningen kan niet worden geconcludeerd, dat de aanname onjuist is. Immers, zoals bij een constante k een niet-lineair verloop van u wordt gevonden (hoofdstuk 7), zo wordt bij een constante ε een niet-lineair verloop van k gevonden. De vraag of dit uitgangspunt correct is, kan daarom alleen worden beantwoord met een "Plaxis-model" met de mogelijkheid een temperatuurverandering (in plaats van een constante rek) in te voeren. In verband met de geringe en niet-realistische variatie van k in de Plaxis-resultaten, wordt het uitgangspunt gehandhaafd, dat de stijfheid van de tunnel-grond interactie constant is langs de tunnel-as.

Continuüm: De grond rondom de tunnel is voorgesteld als een oneindig, homogeen en isotroop grondmassief. Dit is niet overeenkomstig de werkelijkheid. Immers, de Nederlandse grond bestaat uit loskorrelige sedimenten, en is sterk gelaagd. Mits de vervormingen klein blijven, is het verschil in mechanisch gedrag tussen echte grond en een homogeen elastisch materiaal beperkt. Daarom mag dit deel van het uitgangspunt als terecht worden verondersteld. De invloed van de gelaagdheid op de stijfheid van de grond rondom de tunnel is met het gebruikte axiaal symmetrische model niet te onderzoeken. Dit kan alleen in een 3-dimensionaal model worden bestudeerd. Daar waar de tunneldoorsnede zich in verschillende grondlagen bevindt, zal het "gewogen gemiddelde" van de grondparameters worden gebruikt ter bepaling van k . Zo wordt de gelaagdheid in rekening gebracht, en kan van het isotrope model worden uitgegaan.

In paragraaf 5.3 is uiteengezet, dat de grondspanningen rondom de tunnel worden beïnvloed door het injectieproces. Het gevolg van het onder druk injecteren van het staalvezelbeton kan zijn, dat de elasticiteitsmodulus van de grond in een beperkte zone rondom de tunnel hoger is. De waarde van E is immers afhankelijk van het spanningsniveau. Een hogere elasticiteitsmodulus van de grond, leidt tot een kortere voegafstand in de tunnel. Dit effect kan op twee manieren in rekening worden gebracht: middels een verhoging van de "initiële" waarde van E , of door aanpassing van vergelijking (8.20). In [21] is een methode te vinden om een hogere elasticiteitsmodulus (of een variatie in E) tussen $r=R_{uitw}$ en $r=a$ in het analytische model in rekening te brengen. In kwantitatieve zin is echter onvoldoende duidelijk, hoe het injectieproces E beïnvloedt. De verhoging van de grondspanning rondom de tunnel lijkt gering als gevolg van het doorgaande injectieproces (zie paragraaf 5.3.4), en varieert langs de omtrek van de tunnel. Omdat voor het model hier een over de omtrek gemiddelde waarde van E gehanteerd wordt, lijkt ook de verhoging van E gering. Daarom wordt het uitgangspunt gehandhaafd, dat de grond isotroop is, en wordt de elasticiteitsmodulus van de grond niet aangepast.

Slip: In paragraaf 8.4 is gesteld dat er geen slip optreedt tussen tunnel en grond. Wanneer dit wel het geval zou zijn, dan zou de grond-tunnel interactie slapper reageren, omdat er direct langs de tunnel enige plastische vervorming optreedt. Zoals reeds vermeld, zal de dikte van de tunnelwand, als gevolg van het injectieproces van het staalvezelbeton, met enkele millimeters variëren. De ruwheid van het grensvlak tussen beton en grond is daarmee groter, dan de korrelgrootte van de grond. Hierdoor mag worden verondersteld, dat een eventueel schuifvlak door de grond loopt, en niet in het grensvlak tunnelwand - grond ligt. Omdat nauwelijks plastische vervormingen zijn gevonden, is het uitgangspunt (geen slip) juist.

Model

1-Dimensionaal: Bij het mechanicamodel is uitgegaan van een 1-dimensionaal staafmodel, bij het continuüm-model van een axiaal symmetrisch model. Deze benadering kent twee bezwaren. Ten eerste is het onmogelijk de invloed van de variatie van parameters langs de tunnel-omtrek te onderzoeken. Ten tweede kan de invloed van het maaiveld (een begrenzing van de "oneindige ruimte") niet worden bepaald. Het eerste aspect kan in rekening worden gebracht, door de grondparameters over de omtrek te middelen. Het tweede aspect is moeilijker te benaderen. Bij de berekening van k met het lineair-elastische model, wordt gebruik gemaakt van de geometrische grens r_m . Wanneer r_m groter is dan de afstand tunnel - maaiveld, dan is

(in elk geval) te verwachten, dat dit het model beïnvloedt. De mate waarin, is echter alleen met een 3-dimensionaal model te bepalen. Een eventuele invloed van het maaiveld, levert waarschijnlijk een lagere stijfheid op. Het niet in rekening brengen van de invloed van het maaiveld, is daarom een veilige benadering. En, hoewel niet juist, wordt om die reden het uitgangspunt van axiale symmetrie gehandhaafd.

Tijd: In paragraaf 7.2 is als uitgangspunt gesteld: $\partial()/\partial t = 0$, ofwel: er zijn geen tijdsafhankelijke effecten. Aangezien het model een schematisatie is van een bouwproces, komt dit uitgangspunt duidelijk niet overeen met de werkelijkheid. Hiervoor is al aangegeven, dat een aantal bepalende parameters afhankelijk is van de temperatuur, het hydratatieproces, en dus van de tijd. Omdat de Industriële Tunnelbouw Methode een continu voortgaand bouwproces is, zijn tijd en plaats gekoppeld via de voortgangssnelheid van de tunnelboormachine. Feitelijk kent het probleem dus vier dimensies. De invloed van de voortgangssnelheid wordt geschematiseerd, door het temperatuurverloop (en/of f_{cck}) over het beschouwde stuk tunnel te variëren. (Bij een hoge voortgangssnelheid, neemt de temperatuur in de lengterichting geleidelijker af.) Met deze "scenario-benadering" kan de tijdsafhankelijkheid kwalitatief in beeld worden gebracht.

9.2 Methode voor de bepaling van de maximale voegafstand

In het vorige hoofdstuk is onderzocht hoe de interactie tussen een ITM-tunnel en de omliggende grond kan worden beschreven. Geconcludeerd is, dat vergelijking (8.20) daartoe het best geschikt is. In de vorige paragraaf is aangegeven welke aanpassingen op het mechanisch model van hoofdstuk 7 kunnen worden gemaakt. Met deze aanpassingen is het model compleet, zodat in het vervolg over de maximale voegafstand l_{voeg} [m], in plaats van over de parameter VA [-], wordt gesproken. ("Compleet" wil zeggen: ten opzichte van het model uit hoofdstuk 7, en met inachtneming van de verschillende beperkende uitgangspunten.) Het aangepaste model is in een "Excel-spreadsheet" uitgewerkt (bijlage XIII). De vergelijking voor de grond-tunnel interactie, dient in dat model te worden geïntegreerd. Die integratie wordt in deze paragraaf beschreven door een "stappenplan" te geven voor het berekenen van de maximale voegafstand. Een toelichting op dit stappenplan wordt aan het einde van deze paragraaf gegeven.

Stap 1: keuze parameters

In het spreadsheet dienen de volgende parameters te worden ingevoerd:

- R_{inw} = inwendige straal van de tunnel [m],
- R_{uitw} = uitwendige straal van de tunnel [m],
- β = inzaagdiepte/wanddikte [-],
- f_{cck} = kubusdruksterkte van het staalvezelbeton [MN/m^2],
- α_t = uitzettingscoëfficiënt van het staalvezelbeton [K^{-1}],
- $T_{0:A}$ = grootste temperatuurverandering (t.o.v. eindtemperatuur deel B) in deel A [K],
- $T_{0:B}$ = grootste temperatuurverandering in deel B [K],
- F = afzetkracht van de tunnelboormachine (eigenlijk: normaalkracht in de tunnelbuis t.p.v. het einde van de binnenbekisting) [MN],
- k = stijfheid van de grond-tunnel interactie [MN/m^2],
- ρ_M = reductiefactor ter simulatie van de momentbelasting uit het bouwproces (=0,8) [-],
- ρ_T = reductiefactor ter simulatie van eigentemperatuur-spanningen (=0,25) [-].

In de relatie voor de stijfheid van de tunnel-grond interactie, hier geschreven als:

$$k = \frac{E \cdot \pi}{(1 + \nu) \cdot \ln\left(\frac{1,6 \cdot l_{\text{voeg}} \cdot (1 - \nu)}{R_{\text{uitw}}}\right)}, \quad (9.3)$$

dienen de volgende parameters te worden ingevoerd:

E = elasticiteitsmodulus van de grond [MN/m²],
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt van de grond [-],
 l_{voeg} = maximale voegafstand [m].

Voor al deze parameters dient een waarde te worden gekozen.

Stap 2: schat voegafstand en bereken k

Voor de voegafstand, dient een schatting te worden gemaakt (eerste schatting bijvoorbeeld $l_{voeg;geschat} = 2 \cdot D_{inw}$). Met deze waarde, en de grondparameters E en ν , wordt (een schatting) voor k berekend met vergelijking (9.3).

Stap 3: bereken de voegafstand

Met de waarde van k uit stap 2, en de gekozen parameterset, kan met behulp van het spreadsheet (zie bijlage XIII) de voegafstand l_{voeg} worden berekend. Hiertoe wordt in "Stap B" van het model de lengte van het beschouwde stuk tunnel gevarieerd, totdat de normaalkracht in de tunnelbuis raakt aan de lijn $N_{t,d}$. In de bijbehorende grafiek van de verplaatsingen kan de waarde van x/l worden afgelezen, waarvoor geldt $u(x/l) = 0$. De maximale voegafstand is dan:

$$l_{voeg} = \frac{x}{l_{afgelezen}} \cdot l_{ingevoerd} \quad (9.4)$$

Wanneer $l_{voeg;berekend} = l_{voeg;geschat}$, èn $l_{voeg;berekend} \geq 3 \cdot R_{uitw}$, dan kan worden vervolgd met stap 5, zo niet: stap 4.

Stap 4: iteratie

De berekende waarde van de voegafstand wordt in een "iteratiegrafiek" uitgezet tegen de geschatte waarde. De berekende waarde voor l_{voeg} wordt gebruikt als nieuwe schatting, en stap 2 en stap 3 worden hiermee herhaald. Wanneer na enkele iteraties blijkt, dat $l_{voeg;berekend} \neq l_{voeg;geschat}$ en/of $l_{voeg;berekend} \leq 3 \cdot R_{uitw}$, dan is de conclusie dat de waarde van de maximale voegafstand met deze methode niet kan worden gevonden. Het uitzetten van de resultaten in een iteratiegrafiek vergemakkelijkt de iteratieprocedure. Door te beginnen met zowel een (te) hoge, als een (te) lage schatting, kan snel de voegafstand worden gevonden.

Stap 5: berekening voeg openstand

Met dezelfde parameterset wordt in "Stap A" van het spreadsheet de voeg openstand berekend. Voor de lengte l in "Stap A" wordt de afstand tot de vorige voeg ingevoerd.

Stap 6: controle r_m

Tot slot wordt ter controle berekend:

$$r_m = 1,6 \cdot l_{voeg} \cdot (1 - \nu) \quad (9.5)$$

Als geldt $r_m >$ afstand tunnel-maaiveld, dan is de conclusie dat de stijfheid k is overschat, en dat de voegafstand en voeg openstand zijn onderschat.

Toelichting op het stappenplan ter bepaling van de maximale voegafstand

In het mechanicamodel dient een waarde voor de stijfheid van de tunnel-grond interactie te worden ingevoerd, om de voegafstand te kunnen berekenen. In paragraaf 8.4 is echter vastgesteld, dat de waarde van k afhankelijk is van de voegafstand. Dit maakt het noodzakelijk k en l_{voeg} samen iteratief te bepalen. Het voorstel om hiervoor een "iteratiegrafiek" te gebruiken, is gebaseerd op de volgende twee argumenten:

- 1) door de relatie tussen de geschatte waarde en de berekende waarde van l_{voeg} te visualiseren, kan de iteratieprocedure snel worden doorlopen,
- 2) het beperkte geldigheidsgebied van de oplossing kan in beeld worden gebracht, zodat eenvoudig te zien is, of voor de betreffende parameterset een oplossing kan worden gevonden.

ad 1) In paragraaf 7.4.3 is geconstateerd, dat geldt:

$$l_{voeg;berekend} \sim \sqrt{\frac{EA}{k}} \quad (9.6)$$

De relatie (9.6) kan, na substitutie van (9.3) ook worden geschreven als:

$$l_{voeg;berekend} \sim f_1 \cdot \sqrt{f_2 \cdot \ln(f_3 \cdot l_{voeg;geschat})} \quad (9.7)$$

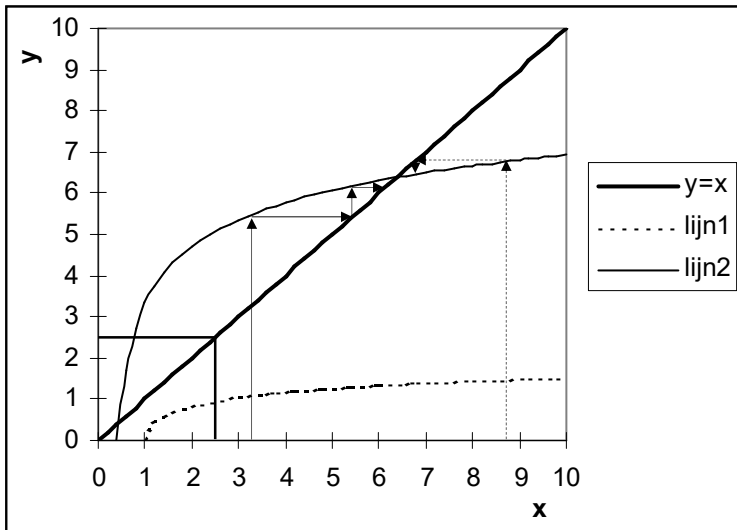
waarin:

$$f_1 = f_1(R, \beta, f'_{cck}, \alpha_i, \Delta T, F, \rho_M, \rho_T) \quad (9.8)$$

$$f_2 = \frac{(1+\nu) \cdot EA}{E \cdot \pi} \quad (9.10)$$

$$f_3 = \frac{1,6 \cdot (1-\nu)}{R_{uitw}} \quad (9.11)$$

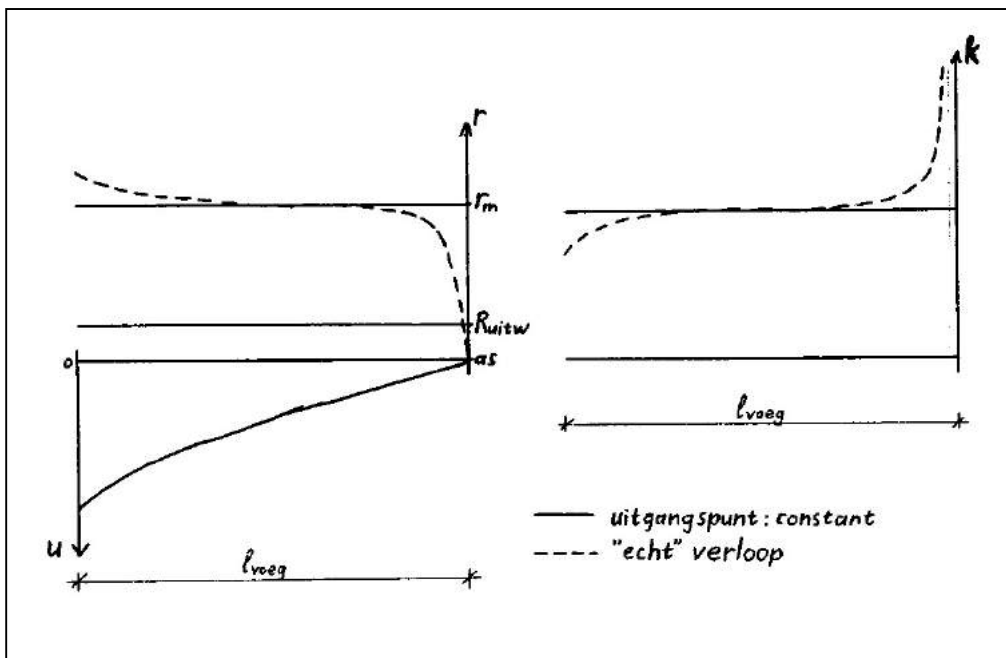
De functie f_1 is onbekend, maar ligt besloten in het mechanicamodel. Bij een gekozen parameterset zijn er in principe 0, 1, of 2 waarden waarvoor met (9.7) geldt dat $l_{voeg;berekend} = l_{voeg;geschat}$. Het vinden van de fysisch relevante oplossing is het gemakkelijkst door vergelijking (9.7) in een grafiek uit te zetten. In figuur 9.2 zijn getekend de lijnen $y = x$, $y = \sqrt{\ln(x)}$ (=lijn1), en $y = 2 \cdot \sqrt{4 \cdot \ln(2 \cdot x)}$ (=lijn2). De waarden voor f_1 , f_2 , en f_3 zijn willekeurig gekozen.



Figuur 9.2 Weergave "iteratiegrafiek" op basis van vergelijking (9.7).

Wanneer x de geschatte, en y de berekende voegafstand is, dan levert het snijpunt van een lijn met de lijn $y = x$ de gezochte maximale voegafstand op. Met de pijlen zijn de twee mogelijke iteraties in beeld gebracht, waarmee het snijpunt van lijn 2 met de lijn $y = x$ kan worden gevonden. Dit punt stelt de maximale voegafstand voor, gegeven de parameterset bij lijn 2. Te zien is, dat de iteratieprocedure inderdaad snel convergeert.

ad 2) Het geldigheidsgebied van vergelijking (9.3) blijkt beperkt (toelichting hieronder). Vertaald naar figuur 9.2 betekent dit, dat voor $x < 2,5$ (de waarde 2,5 is hier willekeurig gekozen) geen uitspraak kan worden gedaan over de voegafstand. Een lijn heeft dan geen snijpunt met de lijn $y = x$ binnen het geldigheidsgebied van deze methode. Wanneer, bijvoorbeeld, de iteratieprocedure wordt uitgevoerd voor lijn1, dan vindt men de ondergrens $x = 2,5$. Ten eerste wil dat zeggen, dat bij de betreffende ontwerpparameters deze methode niet geschikt is voor het berekenen van de voegafstand. En ten tweede, dat de voegafstand lager is, dan die grenswaarde.



Figuur 9.3 Schets van het verloop van u , r_m en k langs de tunnel.

De reden voor de beperkte geldigheid van de relatie voor de stijfheid van tunnel-grond interactie, kan aan de hand van figuur 9.3 en de afleiding van die relatie worden uitgelegd. In bijlage IX is middels een quasi-elastische benadering van het probleem gevonden dat

$$k \sim \frac{1}{\ln\left(\frac{r_m}{R_{uitw}}\right)} \quad (9.12)$$

Daarin is r_m gedefinieerd als de plaats ten opzichte van de tunnel-as, waarvoor de verplaatsingen en schuifspanningen (praktisch) gelijk zijn aan nul. Anders gezegd, r_m duidt de "invloedszone" aan, waarbinnen de opgelegde verplaatsingen van de tunnelbuis merkbaar zijn. Omdat analytisch slechts een 2-D oplossing kan worden gevonden, is aangenomen dat $dr_m/dx = 0$. In werkelijkheid zal de grootte van de invloedszone variëren langs de tunnel-as. Dit verloop is geschetst in figuur 9.3.

Links in figuur 9.3, is het verloop van de verplaatsingen langs de tunnel-as over l_{voeg} weergegeven (vergelijk figuur 8.10). In dezelfde grafiek is zowel het aangenomen constante verloop, als het verwachte werkelijke verloop van r_m (kwalitatief) geschetst. Omdat $u = 0$ bij de rechter rand, zal daar ook $r_m \downarrow 0$. In de buurt van de "vrije rand" is r_m mogelijk iets groter (zie [21]), en tussen de twee randen min of meer constant. Rechts in figuur 9.3 is het verloop van k langs de tunnel-as geschetst, behorend bij een constante r_m , en bij een verlopende r_m . De grafiek van k heeft een asymptoot bij $r_m = R_{uitw}$.

De constante waarde voor r_m is een gemiddelde waarde van de variërende r_m . Wanneer het verloop van r_m over een kortere lengte wordt beschouwd, zal het gemiddelde lager zijn. Dit is in te zien, doordat de invloed van de randen blijft, terwijl het "constante middenstuk" in de grafiek kleiner wordt. Dit lengte-effect wordt in rekening gebracht, door voor r_m de uitdrukking $r_m = 1,6 \cdot l_{voeg} \cdot (1-\nu)$ te substitueren. Het gevolg is, dat bij korte voegafstanden $r_m \downarrow R_{uitw}$, en dus $k \rightarrow \infty$. In de grafiek van k is dit op te vatten als het nemen van een gemiddelde waarde in de buurt van de asymptoot.

Het feit dat $k \rightarrow \infty$ voor $r_m \downarrow R_{uitw}$ lijkt fysisch niet realistisch. De conclusie is, dat voor kleine waarden van r_m , dus voor korte voegafstanden, de quasi-elastische oplossing (9.12) niet kan worden gebruikt. Het is daarom noodzakelijk een ondergrens te stellen aan l_{voeg} . De vergelijking (9.3) levert "stabiele" resultaten, wanneer deze grens voor de geldigheid van de oplossing wordt gesteld op $l_{voeg} = 3 \cdot R_{uitw}$. De oorzaak voor dit verschijnsel is de manier waarop de 3-D invloed van de randen in de 2-D quasi-elastische oplossing in rekening is gebracht. Duidelijk is, dat (tenminste) voor kleine voegafstanden een (analytische) 3-dimensionale oplossing van het tunnel-grond interactie probleem noodzakelijk is.

9.3 Toepassingsvoorbeeld: Ondergronds Logistiek Systeem

Ter illustratie van het afgeleide model ter bepaling van de maximale voegafstand, wordt dit in deze paragraaf toegepast op het Ondergronds Logistiek Systeem. De voegafstand voor de Industriële Tunnelbouw Methode-tunnels in het OLS-tracé wordt berekend. Daarbij wordt de invloed van een variatie in de parameters stijfheid, temperatuur, betonsterkte en tijd nogmaals beschouwd. Hieronder wordt het "stappenplan" uit de vorige paragraaf gevolgd.

Stap 1: invoerparameters

In hoofdstuk 6 zijn het geotechnisch lengteprofiel en het verticale alignement voor het OLS vastgesteld. Aan de hand daarvan zijn een tweetal karakteristieke doorsneden gedefinieerd, die weergegeven zijn in figuur 2.2. Voor de invoerparameters wordt gebruik gemaakt van de ontwerpparameters uit tabel 2.1 en 2.2, paragraaf 2.5. De parameters "OLS2" zijn representatief voor het gedeelte van de ITM-tunnels dat in de buurt van de toeritten ligt, "OLS1" voor het overige deel van het tracé.

In paragraaf 9.1 is aangegeven, dat de tijdsafhankelijkheid in beeld kan worden gebracht door verschillende "scenario's" te vergelijken. Bij een hogere voortgangssnelheid van het boorproces, wordt het temperatuurverloop (zie figuur 7.8) over een grotere lengte van de tunnelbuis "uitgesmeerd". Omdat de voegafstand niet evenredig hiermee toeneemt, betekent dit, dat de temperatuurverandering over het beschouwde stuk tunnel in dit geval kleiner is. Ter benadering van dit effect, is een drietal "scenario's" opgesteld. Deze zijn weergegeven in tabel 9.2.

Tabel 9.2 Scenario's variatie voortgangssnelheid.

Voortgangssnelheid TBM	Temperatuurverandering	
	$T_{0;B}$	$T_{0;A}$
maximaal: 2 m/uur	20 K	5 K
gemiddeld: 1 m/uur	30 K	10 K
laag: 0,5 m/uur	35 K	0 K

De voortgangssnelheid beïnvloedt ook de kubusdruksterkte van het staalvezelbeton in het beschouwde stuk tunnel. Bij een hoge voortgangssnelheid zal deze een lagere waarde hebben bereikt, dan bij een trage voortgang. De invloed van een variatie in de kubusdruksterkte zal in samenhang met de variatie in temperatuurverandering worden bekeken, door voor f_{ck} 25, 30, en 35 MN/m² in te vullen.

Stap 2 t/m 4: iteratieve berekening van de maximale voegafstand

Met de beschreven procedure zijn de voegafstanden berekend. In tabel 9.3 zijn de resultaten, voor de verschillende combinaties van parameters, samengevat. In de tabel is weergegeven: de voegafstand in m, tussen haakjes het nummer van de berekening (corresponderend met de grafieken), en de waarde voor k in MN/m². De aanduiding "geen" betekent dat de voegafstand bij die parameterset niet kan worden bepaald. De combinatie van de randvoorwaarden (met name momentbelasting, eigentemperatuurspanning en axiale temperatuurverkorting) is

voor die gevallen zodanig, dat $l_{voeg} \leq 3 \cdot R_{uitw} = 8,4$ m. De voegafstand valt daarmee buiten het geldigheidsgebied van deze methode. Van een aantal berekeningen is ook de "iteratiegrafiek" weergegeven (figuur 9.4 en 9.5). De parameters en resultaten van berekening **10** zijn in het spreadsheet in bijlage XIII als voorbeeld weergegeven.

Tabel 9.3 Maximale voegafstand en grondstijfheid in het OLS voor verschillende parameters.

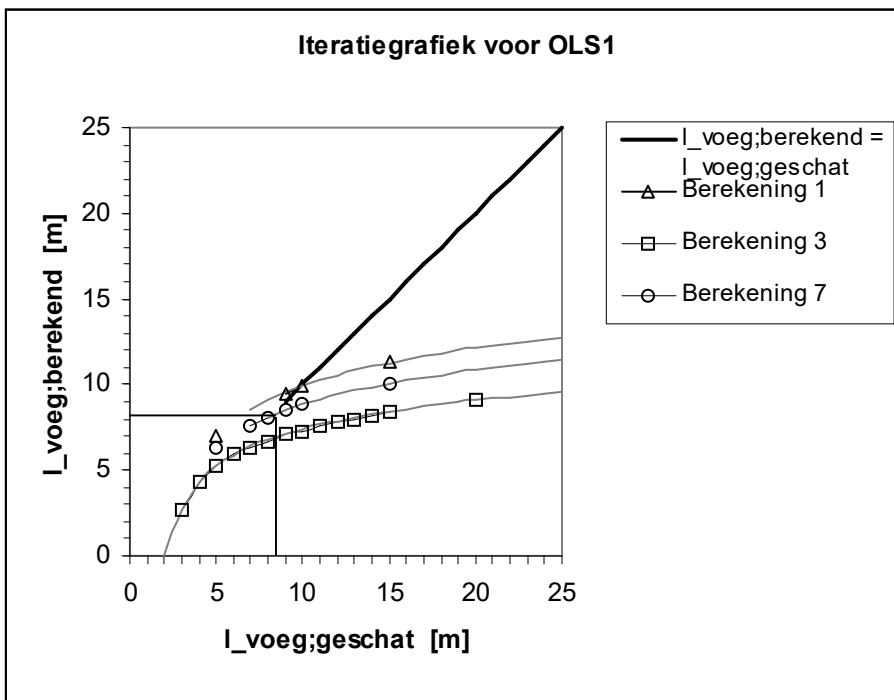
OLS1: $E=75\text{MN/m}^2$; $\nu=0,3$; $F=-6,6\text{MN}$			f_{cck}	OLS2: $E=35\text{MN/m}^2$; $\nu=0,35$; $F=-2,9\text{MN}$		
$v_{max}=2\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-20\text{K}$ $T_{0;A}=-5\text{K}$	$v_{gem}=1\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-30\text{K}$ $T_{0;A}=-10\text{K}$	$v_{laag}=\frac{1}{2}\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-35\text{K}$ $T_{0;A}=0\text{K}$		$v_{max}=2\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-20\text{K}$ $T_{0;A}=-5\text{K}$	$v_{gem}=1\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-30\text{K}$ $T_{0;A}=-10\text{K}$	$v_{laag}=\frac{1}{2}\text{m/uur}$ $T_{0;B}=-35\text{K}$ $T_{0;A}=0\text{K}$
10m (1) 131	geen (2)	geen (3)	35MN/m ²	17m (10) 44	13m (11) 52	11m (12) 58
9m (4) 141	geen (5)	geen (6)	30MN/m ²	16m (13) 46	12m (14) 54	10m (15) 62
geen (7)	geen (8)	geen (9)	25MN/m ²	15m (16) 47	11m (17) 58	10m (18) 62

Stap 5: berekening voeg openstand

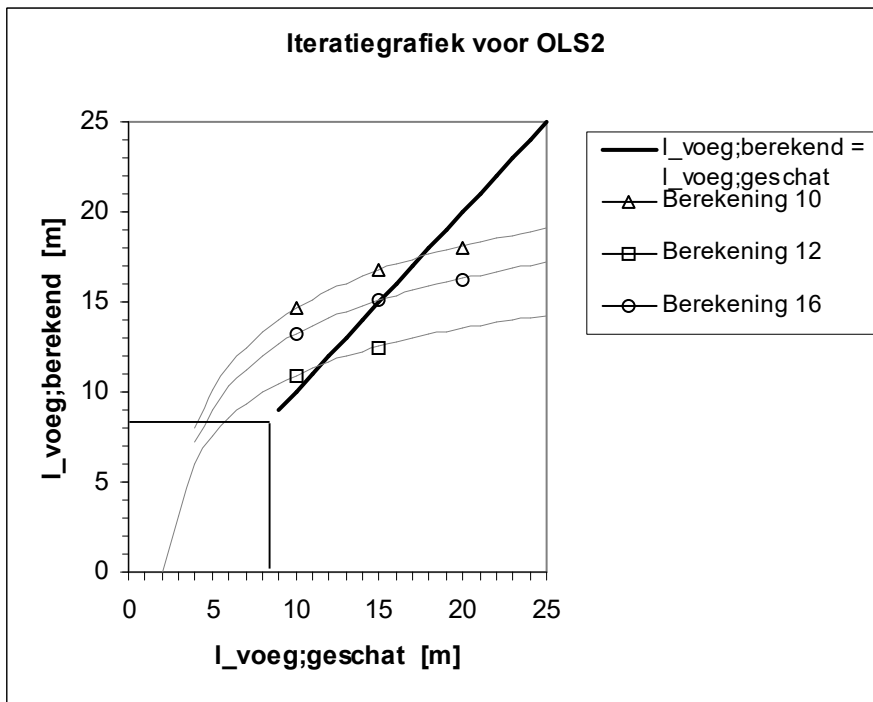
De voeg openstand is middels "Stap A" van het spreadsheet berekend. De maximale voeg openstand is gevonden bij berekening 11, en bedraagt 3,4 mm.

Stap 6: controle r_m

De afstand tunnel-maaiveld h is voor OLS1: 10,5 m, en voor OLS2: 3,5 m. Dat wil zeggen, dat $r_m \approx h_{OLS1}$ en $r_m > h_{OLS2}$. De voegafstanden voor de parameters van OLS2 zijn mogelijk onderschat.



Figuur 9.4 Iteratiegrafiek bij de berekeningen met de parameters van OLS1.



Figuur 9.5 Iteratiegrafiek bij de berekeningen met de parameters van OLS2.

Analyse

De resultaten in tabel 9.3 zijn te beschouwen als een kleine parameterstudie. Hieruit kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- 1) Uit een vergelijking van berekening 1 en 10 blijkt, dat bij een lagere elasticiteitsmodulus van de grond, een grotere voegafstand wordt gevonden (zie ook figuur 7.15).
- 2) Uit een vergelijking van de berekeningen 10, 13 en 16 volgt, dat bij een lagere kubusdruksterkte, een kortere voegafstand wordt gevonden (zie ook figuur 7.11).
- 3) Uit een vergelijking van de berekeningen 10, 11 en 12 kan worden geconcludeerd, dat bij een kleinere temperatuurverandering, een grotere voegafstand wordt berekend (zie ook figuur 7.13).
- 4) Zoals gesteld in de "scenario benadering", hoort een lage kubusdruksterkte, bij een hoge voortgangssnelheid. Daarom kan aan de hand van een vergelijking van de berekeningen 12, 14 en 16 worden gezien, dat een hogere voortgangssnelheid, leidt tot een grotere voegafstand.
- 5) Bij de gegeven elasticiteitsmodulus van de grond ($E = 35 \text{ MN/m}^2$) bij OLS2, ligt de waarde van k tussen 44 en 62 MN/m^2 . Deze variatie is het gevolg van het "lengte-effect".
- 6) De berekeningen bij OLS1 laten zien, dat het beperkte geldigheidsgebied van vergelijking (9.3), de bruikbaarheid van deze methode sterk beperkt.
- 7) Uit het resultaat bij "stap 6" is gebleken, dat de stijfheid k bij OLS2 mogelijk is overschat. Doordat $r_m > h_{\text{OLS2}}$, is de berekende voegafstand mogelijk onderschat. Dit is eveneens een beperking van de geldigheid van deze methode.
- 8) Bij "stap 5" is een maximale voeg openstand van 3,4 mm berekend. Dat wil zeggen, dat de vervormingen in de grond klein blijven. Dit bevestigt het uitgangspunt van het elastische gedrag van de grond.

10 Conclusies en aanbevelingen

Aan deze studie lag een tweeledige doelstelling ten grondslag. In deelstudie 1 is een inventarisatie gemaakt van de geotechnische en constructieve aspecten van de Industriële Tunnelbouw Methode en van het Ondergronds Logistiek Systeem. Het doel hiervan was te onderzoeken, hoe de ITM in het OLS-project kan worden toegepast, om daarmee ontwerpparameters te genereren voor het tweede deel van dit rapport. In deelstudie 2 is een model ontwikkeld voor het bepalen van de maximale voegafstand in een ITM-tunnel. Dit had met name tot doel de tunnel-grond interactie, ten gevolge van de temperatuurverkorting van de tunnelbuis, te bestuderen.

Deel 1: Toepassing van de Industriële Tunnelbouw Methode in het OLS-project

Conclusies

De uitgangspunten van het ITM-ontwerp passen binnen de randvoorwaarden van het Ondergronds Logistiek Systeem. De Industriële Tunnelbouw Methode is daarom technisch toepasbaar in het OLS-project. Op basis van deze studie kan geen uitspraak worden gedaan over de economische haalbaarheid van deze uitvoeringsvariant voor de boortunnels in het OLS.

Aanbevelingen

Teneinde de economische haalbaarheid van de ITM in het OLS te kunnen beoordelen is het noodzakelijk tenminste een voorontwerp uit te werken. Hiertoe dient:

- zowel kwantitatief als kwalitatief uitgebreid grondonderzoek langs het OLS-tracé te worden uitgevoerd,
- de (lange termijn) invloed van chemische aantasting van de staalvezelbetonnen tunnelwand ten gevolge van chloride-indringing te worden onderzocht,
- het gedrag van de staalvezelbetonnen tunnelwand bij extreme belastingen (brand, explosie of aanrijding) verder te worden onderzocht,
- de maximale afstand tussen de dilatatievoegen te worden bepaald.

Deze voegen zijn noodzakelijk ter beheersing van de scheurvorming, die het gevolg is van de door de grond verhinderde temperatuurverkorting van de tunnel. De maximale voegafstand is in deelstudie 2 onderzocht.

Deel 2: Interactie tussen een ITM-tunnel en grond in axiale richting

Conclusies

Het analytisch afgeleide, quasi-elastische model is, in vergelijking met andere onderzochte modellen, het beste geschikt voor het beschrijven van de stijfheid van de tunnel-grond interactie. De stijfheid van de grond is afhankelijk van de elasticiteitsmodulus, de dwarscontractiecoëfficiënt, de straal van de tunnel en van de voegafstand. Dit laatste betekent, dat de maximale voegafstand en de stijfheid van de grond iteratief moeten worden bepaald.

In deze studie is kwalitatief de relatie gelegd tussen de diverse parameters, die van invloed zijn op de maximale voegafstand en op de grondstijfheid. Daaruit volgt, dat bij het berekenen van de (maatgevende) maximale voegafstand voor de volgende parameters een lage/hoge karakteristieke waarde moet worden genomen:

- wanddikte d : laag,
- relatieve inzaagdiepte β : laag,
- temperatuur uitzettingscoëfficiënt van het staalvezelbeton α_t : hoog,
- elasticiteitsmodulus van de grond E : hoog,

- kubusdruksterkte van het staalvezelbeton f_{cck} : laag,
- temperatuurverandering over het beschouwde stuk tunnel ΔT : hoog,
- voortgangssnelheid van de tunnelboormachine v : laag.

Het variëren van de voegafstand langs het tracé, kan een aanzienlijke besparing van het totale aantal benodigde voegen opleveren. Uit een parameterstudie is gebleken, dat de maximale voegafstand behoorlijk varieert in verschillende doorsneden en bij verschillende voortgangssnelheden (ongeveer met een factor 2). Daarom kan, door niet van één maatgevende situatie voor de hele tunnel uit te gaan, het totale aantal voegen worden gereduceerd.

Aanbevelingen

De gevonden relatie voor de stijfheid van de grond is beperkt geldig voor het bereik van de te onderzoeken ontwerpparameters. Het wordt daarom aanbevolen:

- de waarde van k met name voor korte en lange voegafstanden te onderzoeken middels een 3-dimensionaal model,
- de waarde van k bij gelaagde grond en bij een hogere/lagere waarde van E rondom de tunnel (ten gevolge van het injectieproces) te onderzoeken middels een 3-dimensionaal model.

De temperatuurverandering, de temperatuur uitzettingscoëfficiënt en de kubusdruksterkte van het beton zijn afhankelijk van het hydratatieproces, en variëren daardoor in tijd en plaats. Deze parameters hebben bovendien een grote invloed op de berekende maximale voegafstand. Daarom dient in vervolgonderzoek:

- de onderlinge relatie tussen het verloop van de temperatuur, de sterkte- en stijfheidsontwikkeling van het beton en de voortgangssnelheid van de TBM nader te worden onderzocht,
- naast de temperatuurverkorting ook krimp, kruip en relaxatie van het staalvezelbeton te worden beschouwd,
- naast de axiale temperatuurspanning ook de eigentemperatuurspanning in het staalvezelbeton te worden bestudeerd.

Literatuurlijst

- [1] A.L.Bouma, *Mechanica van constructies*, Delftse Uitgevers Maatschappij, Delft, 1993
- [2] K.v.Breugel, C.v.d.Veen, J.C.Walraven en C.R.Braam, *Betonconstructies onder temperatuur- en krimpvervormingen*, BetonPraktijkreeks 2 - Stichting BetonPrisma, 's-Hertogenbosch, 1998
- [3] R.B.J.Brinkgreve en P.A.Vermeer, *Plaxis*, Version 7, Balkema, Rotterdam, 1998
- [4] L.Guyt en J.H.Papendrecht, *Verkeerstechniek en exploitatie*, diktaat e23, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, mrt 1995
- [5] F.J.M.Hoefsloot, *Shear stiffness soil*, ITM c.v., Rotterdam, jan 1998
- [6] F.J.M.Hoefsloot en M.C.Kimenai, *Grondgedrag rondom boortunnels met een in-situ gestorte lining*, Klvi-lezingendag, mei 1998
- [7] M.C.Kimenai en F.J.M.Hoefsloot, *Analysis ECL-Tunnel by Finite Element Modelling*, ITM c.v., Rotterdam, mei 1998
- [8] J.A.Kleinjan, *Wandwrijving bij pipejacking, Resultaten modelonderzoek*, COB, Gouda, mrt 1999
- [9] L.M.Kraft, R.P.Ray en T.Kagawa, *Theoretical t-z Curves*, Journal of the Geotechnical Engineering Division vol.107, blz.1543-1561, nov 1981
- [10] W.L.Leendertse, *Memo: OLS Deelproject 3, Kenniscomponent fysieke infrastructuur (tunneldeel)*, CUR, feb 1997
- [11] W.L.Leendertse, *Memo: OLS Voorontwerpfase, Deelprojectplan 3A: Specificatie technologieontwikkeling en definitie proefproject*, CUR, sep 1997
- [12] W.L.Leendertse, *Memo: Deelprojectplan 3B: Programma van eisen, schetsmatig voorontwerp en tracing*,
- [13] M.G.Méndez Lorenzo, *Reliability analysis of a steel fibre reinforced concrete tunnel lining*, afstudeerrapport, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, mei 1998
- [14] G.W.E.Milligan, P.Norris, *Pipe-soil interaction during pipe jacking*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering vol.137, blz. 27-44, London, jan 1999
- [15] K.v.Oosteren, *Toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse tunnelbouw*, afstudeerverslag deel 1 en 2, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, aug 1996
- [16] J.W.Plekkenpol e.a., *Memo: Overzicht onderzoeksvoorstellen OLS-3A*, 1998
- [17] M.L.Post, O.P.M.Mooijman, M.Aouden, *Monitoring project micro-tunneling, 98 m boring onder de A-200 en de spoorlijn A'dam-Haarlem nabij km 14,2 te Haarlem (concept)*, CUR/COB commissie BTL, Gouda, mrt 1999
- [18] D.Postma, R.G.A. de Waal en C.v.d.Veen, *Analytische rekenmodellen voor geboorde tunnels*, Cement 1997/10, blz.16-23, okt 1997
- [19] H.G.Poulos en E.H.Davis, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, J.Wiley&S., New York, 1974
- [20] A.v.d.Put, *Samenvatting berekeningen boortunnel 2^e Heinoord*, Tunnelcombinatie Heinoord, aug 1996
- [21] M.F.Randolph en C.P.Wroth, *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*, Journal of the Geotechnical Engineering Division vol.104, blz.1465-1488, dec 1978
- [22] M.v.d.Sloot (red.), *Inventarisatie ontwerpmethoden boortunnels voor weg- en railverbindingen*, CUR/COB, Gouda, dec 1996
- [23] M.v.d.Sloot en F.J.M.Hoefsloot, *Determining cross section forces & displacements of the ITM lining*, ITM c.v., Rotterdam, mei 1998
- [24] M.Th.J.H.Smits en V.Lubbers, *Oriënterende geohydrologische studie OLS Schiphol-Aalsmeer*, Fugro Ingenieursbureau B.V., Leidschendam, jan 1999
- [25] M.Th.J.H.Smits en G.A.Nuijten, *Geotechnische voorstudie OLS Schiphol-Aalsmeer (concept)*, Fugro Ingenieursbureau B.V., Leidschendam

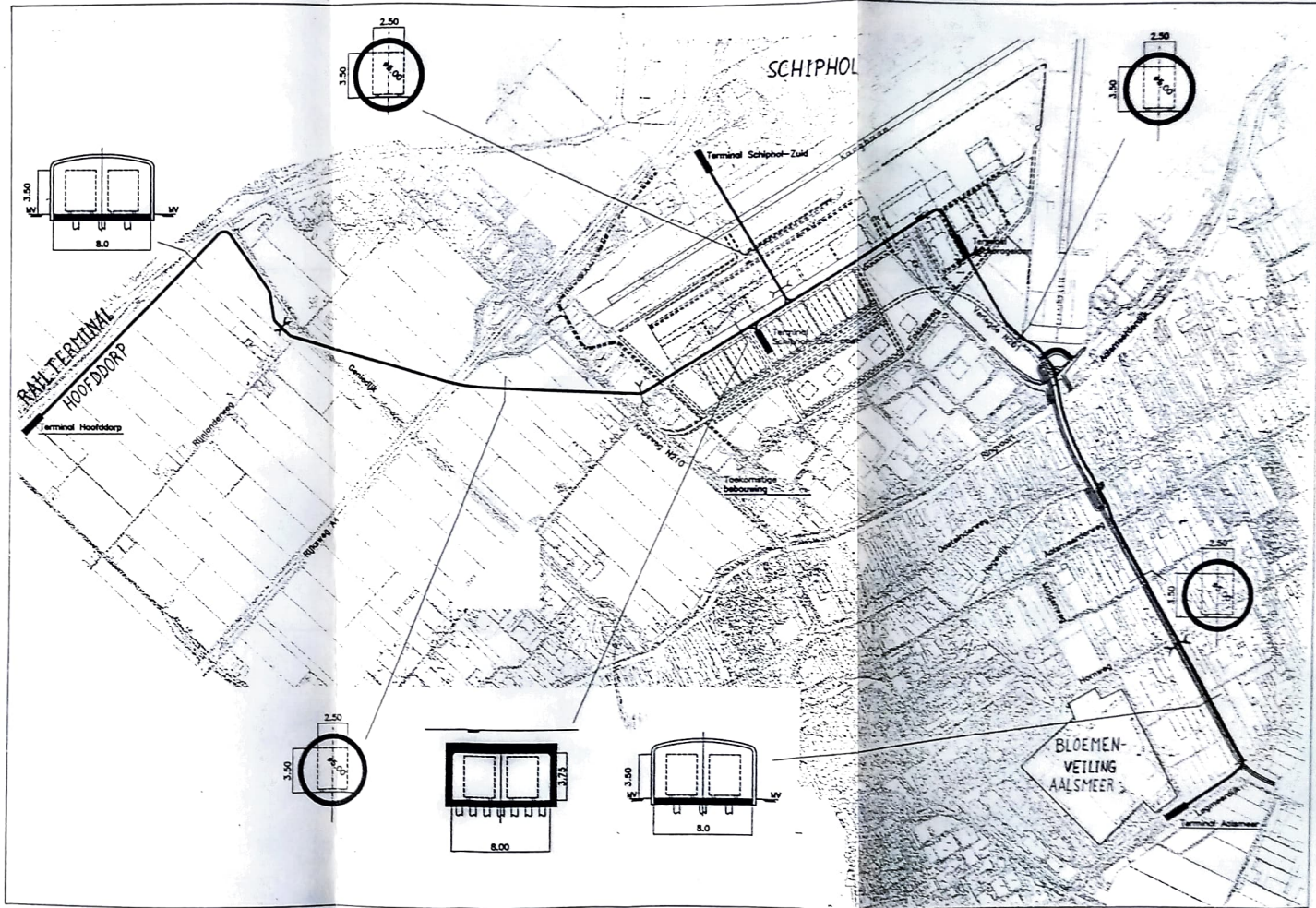
- [26] S.P.Timoshenko en J.N.Goodier, *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill, New York, 1951
- [27] A.F.v.Tol, *Funderingstechnieken*, diktaat g80, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, sep 1995
- [28] A.F.v.Tol, *Fundering en constructie*, diktaat g81, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, mrt 1996
- [29] A.Verruijt, *Grondmechanica*, Delftse Uitgevers Maatschappij, Delft, 1993
- [30] A.Verruijt, *Soil Dynamics*, diktaat b28, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, feb 1997
- [31] J.K.Vrijling en K.G.Bezuyen, *Waterbouwkundige kunstwerken B.O.*, diktaat f9C, TU Delft Faculteit Civiele Techniek, Delft, mei 1997
- [32] *Geotechniek, TGB 1990, Basiseisen en belastingen*, NEN 6740, Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, sep 1993
- [33] *Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen, Drukpalen*, NEN 6743, Nederlands Normalisatie Instituut, Delft, sep 1993
- [34] *ITM Eindrapportage Fase B*, ITM c.v., Rotterdam, nov 1998
- [35] *Maple V Release 5*, Waterloo Maple Inc., nov 1997
- [36] *OLS, Hoofdrapport deel 1: Definitiestudie*, CTT, Rotterdam
- [37] *OLS, Hoofdrapport deel 2: Samenvatting deelrapportages*, CTT, Rotterdam, jan 1997
- [38] *OLS Project 3B, Plan van aanpak*, COLS, Veenendaal, apr 1998
- [39] *OLS Project 3B, Civieltechnisch programma van eisen, groeidocument*, COLS, Veenendaal, jun 1998
- [40] *OLS Project 3B, Voorkeurstracé OLS*, COLS, Veenendaal, sep 1998

Bijlagen

Hierachter zijn de volgende bijlagen opgenomen:

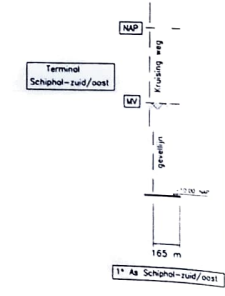
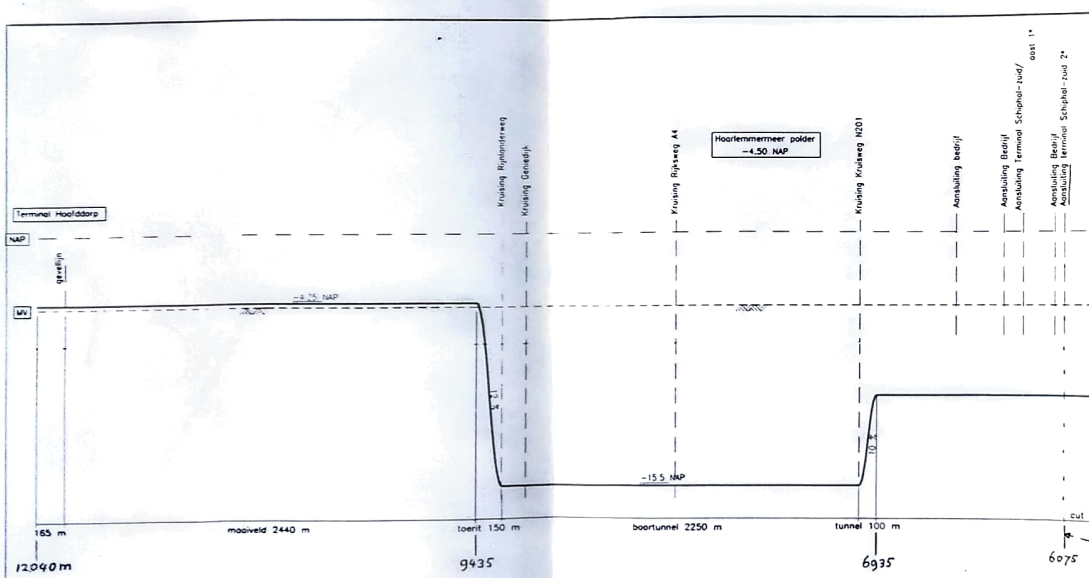
Bijlage I	Voorkeurstracé van het Ondergronds Logistiek Systeem
Bijlage II	Vergelijking inzetbaarheid verschillende boorschilden in diverse grondsoorten
Bijlage III	Steundrukberekening en bepaling van de minimale dekking
Bijlage IV	Berekening van de krachten in de dwarsdoorsnede van de ITM-tunnel
Bijlage V	Berekening minimale dekking ter voorkoming van het opdrijven van de tunnel
Bijlage VI	Verticaal alignement en geotechnisch lengteprofiel van de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem
Bijlage VII	Achtergrondtheorie bij de afleiding van het mechanicamodel
Bijlage VIII	Spreadsheet van het mechanicamodel
Bijlage IX	Theorie bij afleiding lineair-elastische grondstijfheid
Bijlage X	Plaxis-uitvoer van de lineair-elastische berekeningen
Bijlage XI	Plaxis-uitvoer van de berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel
Bijlage XII	Aanvulling op het mechanicamodel: lineair verloop van de temperatuur
Bijlage XIII	Spreadsheet van het definitieve mechanicamodel

Voorkeustracé van het Ondergronds Logistiek Systeem

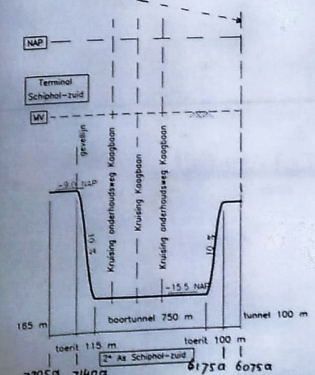
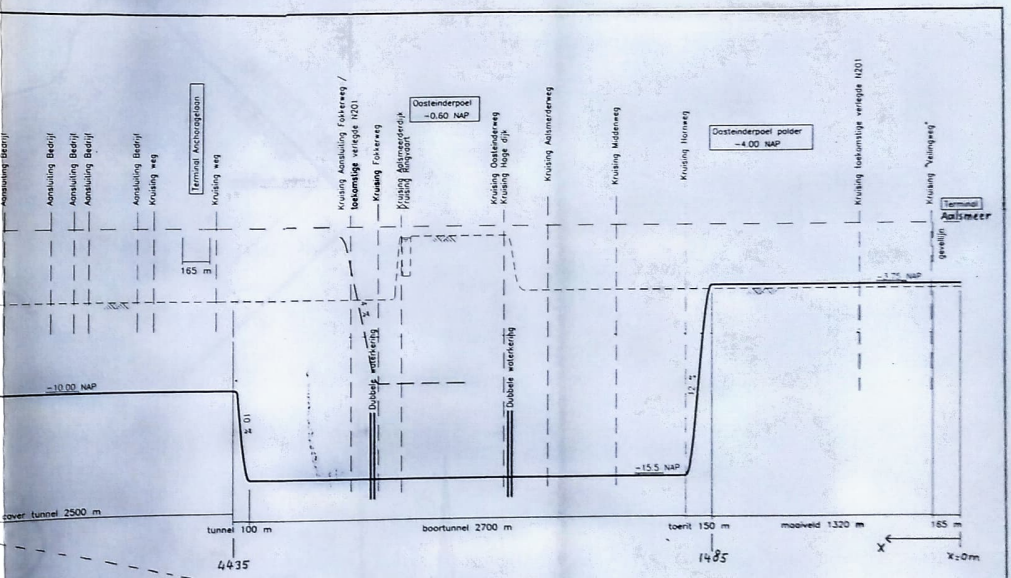


Voorkeustracé van het Ondergronds Logistiek Systeem

Verticale alignement van het Ondergronds Logistiek Systeem



Verticale alignement van het Ondergronds Logistiek Systeem

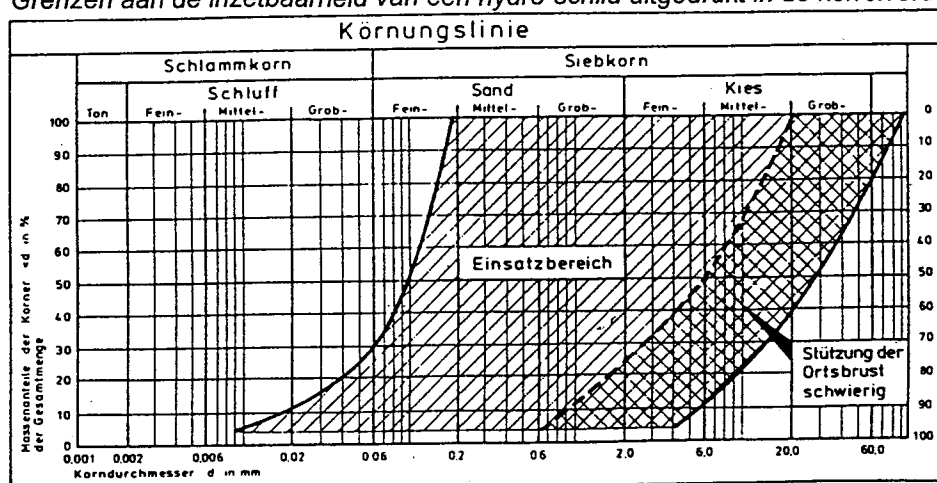


LEGENDA	
---	NAP lijn
- - - -	Maoiveld
—	Rijlvoer
- - - -	Toekomstige N201



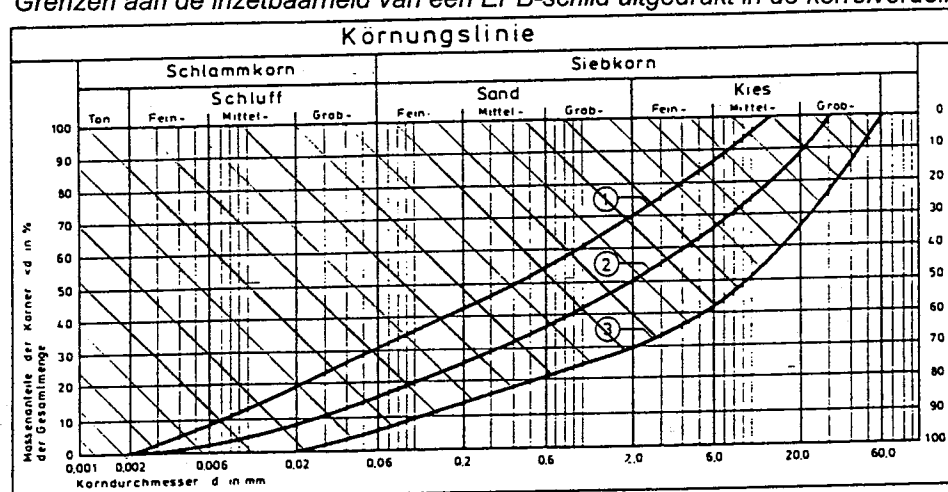
Vergelijking inzetbaarheid verschillende boorschilden in diverse grondsoorten

Grenzen aan de inzetbaarheid van een hydro-schild uitgedrukt in de korrelverdeling van de grond.



Het hydro-schild kan worden ingezet in de grondsoorten, die in de bovenstaande figuur zijn gearceerd.

Grenzen aan de inzetbaarheid van een EPB-schild uitgedrukt in de korrelverdeling van de grond.

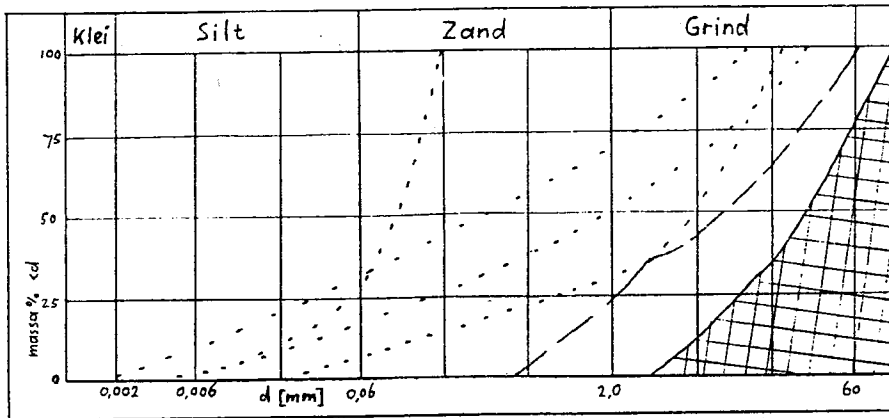


In de gearceerde grondsoorten in bovenstaande figuur, kan het EPB-schild in principe worden ingezet. Echter, onder lijn 1 respectievelijk lijn 2, kan het EPB-schild alleen goed functioneren als bentoniet of polymerschuim in de mengkamer wordt toegevoegd. Dit heeft te maken met de waterdoorlatendheid en verkneedbaarheid van de grovere grondsoorten. Bovenstaande figuren zijn ontleend aan Van Tol, 1996.

Van het ITM-Combi-schild zijn de grenzen aan de inzetbaarheid niet aangegeven ten opzichte van een korrelverdeling, zoals in de vorige twee figuren. Wel bekend is, dat het Combi-schild zowel als hydro-, als als EPB-schild kan functioneren. In de volgende figuur is een combinatie van de eerste twee figuren geschetst. Het gearceerde deel geeft in dit geval de grondsoorten aan, waarin het Combi-schild niet kan worden toegepast (of eigenlijk: noch het hydro- noch het EPB-schild). In het gebied direct links van het gearceerde gedeelte, is het schild "moeilijk" inzetbaar. Op basis van deze figuur lijkt de conclusie, dat het ITM-Combi-schild breed inzetbaar is, te rechtvaardigen.

Bijlage II

Grenzen aan de inzetbaarheid van een ITM-Combi-schild uitgedrukt in de korrelverdeling van de grond.



Steundrukberekening en bepaling van de minimale dekking

De steundruk moet evenwicht maken met de horizontale gronddruk aan het boorfront:

$$P \geq \gamma_{f;grond} \cdot K_h \cdot \sigma'_v + \gamma_{f;water} \cdot p \quad (1)$$

met: P = steundruk,
 γ_f = partiële veiligheidsfactor,
 K_h = horizontale gronddrukcoëfficiënt,
 σ'_v = verticale korrelspanning,
 p = waterspanning.

De maximale steundruk wordt bepaald door het verticale evenwicht aan de top van de tunnelboormachine:

$$\gamma \cdot P_{top} \leq \sigma_{v;top} \quad (2)$$

met: γ = veiligheidsfactor op het bezwijkmechanisme “blow-out” (hier: 1,1),
 $\sigma_{v;top}$ = verticale grondspanning aan de top van de tunnel (boormachine).

Uit (1) en (2) kan, omgekeerd, de minimale dekking “t” op de tunnelboormachine worden berekend. In de berekening wordt gebruik gemaakt van het ruimtelijke steundrukmodel van Jancsecz (zie [20] of [22]). Voor K_h wordt de drie dimensionale horizontale gronddrukcoëfficiënt K_{A3} uit het Jancsecz-model gesubstitueerd. Overeenkomstig [20] wordt de steundruk berekend op basis van de horizontale gronddruk ter plaatse van de as van de tunnel. Wanneer het volledige boorfront door luchtdruk wordt ondersteund, dan geldt:

$$P_{top;lucht} = P_{lucht} \quad (3)$$

bij volledige ondersteuning door bentonietvloeistof:

$$P_{top;bentoniet} = P_{bentoniet} - \frac{1}{2} \cdot D_u \cdot \gamma_{bentoniet} \quad (4)$$

met: D_u = uitwendige diameter van de tunnel (boormachine),
 $\gamma_{bentoniet}$ = soortelijk gewicht van bentoniet (vermengd met grond: 12 kN/m³).

Na substitutie van (3) en (1) in (2) volgt:

$$\gamma \cdot (\gamma_{f;grond} \cdot K_{A3} \cdot \sigma'_{v;as} + \gamma_{f;water} \cdot p_{as}) \leq \sigma_{v;top} \quad (5)$$

In plaats van de waterspanning met een veiligheidsfactor te vermenigvuldigen, wordt de waterstand met een vaste waarde verhoogd tot p_d . Door substitutie van

$$\sigma'_{v;as} = \sigma_{v;top} + \frac{1}{2} \cdot D_u \cdot \bar{\gamma}_{grond} - (p_{top;d} + \frac{1}{2} \cdot D_u \cdot \gamma_{water}) \quad (6)$$

en

$$p_{as;d} = p_{top;d} + \frac{1}{2} \cdot D_u \cdot \gamma_{water} \quad (7)$$

kan (5) worden uitgewerkt tot

$$\sigma_{v;top} \cdot (1 - \gamma \cdot \gamma_{f;grond} \cdot K_{A3}) - p_{top;d} \cdot (\gamma - \gamma \cdot \gamma_{f;grond} \cdot K_{A3}) \geq \frac{1}{2} \cdot D_u \cdot \gamma \cdot (\gamma_{f;grond} \cdot K_{A3} \cdot (\bar{\gamma}_{grond} - \gamma_{water}) + \gamma_{water}) \quad (8)$$

Vergelijking (8) is in een “Excel-spreadsheet” geprogrammeerd, zodat eenvoudig verschillende doorsneden en geotechnische profielen kunnen worden doorgerekend. De diepte van de tunnel wordt hierin gevarieerd, totdat de minimum dekking is gevonden. De uitwerking van het spreadsheet voor profiel C (zie paragraaf 6.2) is hier als voorbeeld gegeven.

Bijlage III

Excel-berekening van de minimale dekking i.v.m. blow-out voor profiel C.

Bepaling minimale dekking m.b.v. het "blow-out-criterium"									
Algemene parameters:									
veiligheidsfactor op:					soortelijk gewicht in kN/m ³ van:				
blow-out:	1,1	(g1)	grond(nat):	21	(gg)	D (uitwendig):	[m]	5,6	
grond:	1,5	(g2)	water:	10	(gw)	dekking op de tunnel:	t	[m]	
water:	1,05	(g3)	bentoniet:	12	(gb)	dekking /diameter:	t/D	[-]	
N.B. 1) "g" = gamma									
N.B. 2) "s" = sigma									
N.B. 3) g3 wordt in rekening gebracht door de waterstand met 0,2 m te verhogen									
N.B. 4) gg is het (maximum) gemiddelde volumegewicht van de grond t.p.v. de tunneldoorsnede									
Parameters per geotechnisch profiel:									
Profiel C: boortunnel Ringvaart									
N.B. voor de bentonietondersteuning wordt een doorsnede t.p.v. een 1 m diepe sloot genomen									
voor:	t/D=2	t/D=0,5	en phi=32,5 graden		"criterium" moet >= aan:				
K a3=	0,19	0,205			voor:	t/D=2	t/D=0,5		
gf=	0,6865	0,66175			luchtsteundruk:	40,4558			
wf=	0,7865	0,76175			bentonietsteundruk:			4,2581	
Ondersteuning boorfront door luchtdruk					Ondersteuning boorfront door bentoniet				
g grond	dikte laag	s v;t cum	p t cum	criterium	dikte laag	s v;t cum	p t cum	criterium	
[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
0		0	0	0	1	0	10	-7,6175	
15	0,5	7,5	5	1,21625		0	10	-7,6175	
20	2	47,5	25	12,94625	1,5	30	25	0,80875	
15	4	107,5	65	22,67625	1,5	52,5	40	4,271875	
12	1	119,5	75	23,04925		52,5	40	4,271875	
20	3	179,5	105	40,64425		52,5	40	4,271875	
21		179,5	105	40,64425		52,5	40	4,271875	
	10,5	m = t voor luchtdruk		min.dek.	4	m = t voor bentoniet		min.dek.	
	1,875	= t/D			0,714286	= t/D			
Resultaat luchtdrukondersteuning:					Resultaat bentonietondersteuning:				
	top tunnel =	N.A.P.	-15	m	top tunnel =	N.A.P.	-8,5	m	
	as tunnel =	N.A.P.	-17,8	m	as tunnel =	N.A.P.	-11,3	m	
	b.k. rijvloer =	N.A.P.	-19,6	m	b.k. rijvloer =	N.A.P.	-13,1	m	
	o.k. tunnel =	N.A.P.	-20,6	m	o.k. tunnel =	N.A.P.	-14,1	m	

Opmerkingen bij het spreadsheet:

- de invoerwaarden zijn *cursief*, en de te variëren waarde is **vet** gedrukt,
- b.k. = bovenkant,
- o.k. = onderkant.

Voor alle geotechnische profielen van de drie boortunnels (zie paragraaf 6.2) is de minimale dekking op basis van het blow-out-criterium bepaald. De resultaten zijn in de tabellen hieronder weergegeven. De gevonden waarden kunnen worden gebruikt om dekkingslijnen, en daarmee het verticaal alignement, te tekenen.

Tabel minimale dekking i.v.m. blow-out voor de boortunnel "Ringvaart".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel C		Profiel B; Ringvaart		Profiel B		Profiel A	
	lucht	bentoniet	lucht	bentoniet	lucht	bentoniet	lucht	bentoniet
maaiveld	-4,5		-0,6 (bodem: -3,6)		-0,6		-4,0	
top tunnel	-15,0	-8,5	-18,1	-12,1	-13,7	-8,1	-12,4	-7,2
as tunnel	-17,8	-11,3	-20,9	-14,9	-16,5	-10,9	-15,2	-10,0
b.k. rijvloer	-19,6	-13,1	-22,7	-16,7	-18,3	-12,7	-17,0	-11,8
o.k. tunnel	-20,6	-14,1	-23,7	-17,7	-19,3	-13,7	-18,0	-12,8

Tabel minimale dekking i.v.m. blow-out voor de boortunnel "Kaagbaan".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel D	
	lucht	bentoniet
maaiveld	-4,5	
top tunnel	-13,3	-7,7
as tunnel	-16,1	-10,5
b.k. rijvloer	-17,9	-12,3
o.k. tunnel	-18,9	-13,3

Tabel minimale dekking i.v.m. blow-out voor de boortunnel "Haarlemmermeer".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel E	
	lucht	bentoniet
maaiveld	-4,5	
top tunnel	-13,1	-8,2
as tunnel	-15,9	-11,0
b.k. rijvloer	-17,7	-12,8
o.k. tunnel	-18,7	-13,8

Berekening van de krachten in de dwarsdoorsnede van de ITM-tunnel

De staalvezelbetonnen tunnel moet sterk genoeg zijn om de belastingen in dwarsrichting op te kunnen nemen. Hieronder worden met een analytisch rekenmodel de krachten in de dwarsdoorsnede van de OLS-tunnel berekend. Deze berekeningen zijn, zoals in paragraaf 5.3.3 is aangegeven, hier slechts bedoeld om een indruk van de grootte van de snedekrachten te geven.

In [13] is het “analytische model van Duddeck” gebruikt als basis voor een betrouwbaarheidsanalyse van een Industriële Tunnelbouw Methode-tunnel. Hieronder worden de ontwerpformules uit deze literatuur weergegeven (zie ook [18]).

Duddeck:

$$M_{\max} = \sigma'_{v;as} \cdot (1 - K_0) \cdot R^2 \cdot \frac{1}{4 + \frac{3-2\nu}{3(1+\nu)(3-4\nu)} \cdot \frac{ER^3}{E_b I}} \quad (1)$$

$$N_{\min} = -\sigma'_{v;as} \cdot \left\{ (1 + K_0) \cdot R \cdot \frac{1}{2 + (1 - K_0) \cdot \frac{2-2\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \frac{ER}{E_b A}} - (1 - K_0) \cdot R \cdot \frac{1}{2 + \frac{4\nu \cdot ER^3/E_b I}{(3-4\nu)(12+12\nu+ER^3/E_b I)}} \right\} \quad (2)$$

Met: $\sigma'_{v;as}$ = verticale korrelspanning ter plaatse van de tunnel-as,
 K_0 = neutrale grondrukcoëfficiënt (hier gedefinieerd als: $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$),
 R = straal van de tunnel (tot hart tunnelwand),
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt van de grond,
 E = elasticiteitsmodulus van de grond,
 E_b = elasticiteitsmodulus van het staalvezelbeton,
 I = traagheidsmoment van de tunnelring ($= 1/12 \cdot 1 \cdot d^3$),
 A = oppervlak betondoorsnede ($= 1 \cdot d$).

N.B.1) Vanwege de definitie van K_0 moet de bijdrage van de waterspanning apart bij de snedekrachten worden opgeteld met $K_0=1$. (Het Duddeck model is opgesteld voor droge grond.)

N.B.2) De min in vergelijking (2) is noodzakelijk doordat voor de korrelspanning druk positief wordt genomen, in tegenstelling tot wat in de mechanica gebruikelijk is.

Berekeningen:

Met behulp van bovenstaande formules zijn ter plaatse van drie doorsneden in het Ondergronds Logistiek Systeem de snedekrachten berekend. De volgende dwarsdoorsneden zijn hiervoor gebruikt:

snede 1: diepst gelegen op $x=4050$ m in boortunnel “Ringvaart”,
 snede 2: grootste dekking op $x=3380$ m in boortunnel “Ringvaart”,
 snede 3: kleinste dekking op $x=6240$ a m in boortunnel “Kaagbaan”.

De snedekrachten in deze doorsneden zijn met een “spreadsheet” berekend. In het hierna weergegeven spreadsheet, zijn ook de invoerparameters opgenomen. De sterkte van de dwarsdoorsnede dient getoetst te worden met de combinatie van maximum moment bij minimum normaalkracht. In het spreadsheet zijn de mogelijk maatgevende combinaties vet gedrukt.

Bijlage IV

Excel-berekening van de snedekrachten in de dwarsdoorsnede.

Berekening snedekrachten in de dwarsdoorsnede m.b.v. "Duddeck"

Invoergegevens

Algemeen:

R =	2,65	m
d =	0,3	m
A =	0,3	m ²
I =	2,25E-03	m ⁴
E _b =	33500	MN/m ²
nu =	0,3	-

Per snede:

parameter:	snede 1: diepst gelegen		snede 2: grootste dekking		snede 3: kleinste dekking		eenheid:
geotechnisch profiel:	C		B		D		-
maaiveld:	-4,5 m		-0,6 m		-4,5 m		N.A.P.
g.w.s. laag / hoog:	-6,6 m	-4,5 m	-0,8 m	-0,6 m	-6,6 m	-4,5 m	N.A.P.
as tunnel:	-22,0 m		-21,1 m		-10,5 m		N.A.P.
sigma' _{v;as} =	167,8	150,0	158,3	156,7	67,8	49,0	kN/m ²
p _{as} =	154,0	175,0	203,0	205,0	39,0	60,0	kN/m ²
K ₀ =	0,426		0,426		0,546		-
E =	125		125		37		MN/m ²

Berekening snedekrachten

M _{max} =	46	42	44	43	30	22	kNm /m
N _{min} =	-613	-647	-731	-734	-205	-233	kN /m
	Comb.1				Comb.2		

Toets: belasting =< sterkte

	Comb.1	Comb.2	eenheid:
M _{max} =	4,6E+07	3,0E+07	Nmm
N _{min} =	-6,1E+05	-2,1E+05	N
n=	-0,0473	-0,0158	-
m ₀ =	0,0229	0,0087	-
m ₅ =	0,0434	0,0304	-
m ₁₀ =	0,0610	0,0492	-
M _{max} <=	8,9E+07	3,4E+07	Nmm
bij Asfrc=	0,00	0,00	-

De optredende combinatie van normaalkracht en moment kan getoetst worden aan de toelaatbare N-M-waarde middels een "interactie diagram" voor staalvezelbeton (zie [13]). Dit N-M interactie diagram kan "vertaald" worden in de volgende vergelijking:

$$M_{\max} \leq m(\alpha_{SFRC}, n) \cdot \beta_R \cdot b \cdot d^2, \quad (3)$$

met: M_{max} = optredend moment [Nmm],
 β_R = druksterkte beton (43,2 N/mm²),
 b = breedte betonddoorsnede (1000 mm),
 d = dikte tunnelwand (300 mm),

en waarin m(α_{SFRC}, n) wordt gedefinieerd door:

$$\left\{ \begin{array}{l} m_0 = -0,4876n^2 - 0,4812n + 0,0012; \text{voor: } \alpha_{SFRC} = 0,00 \\ m_5 = -0,4695n^2 - 0,4400n + 0,0236; \text{voor: } \alpha_{SFRC} = 0,05 \\ m_{10} = -0,4505n^2 - 0,4016n + 0,0430; \text{voor: } \alpha_{SFRC} = 0,10 \end{array} \right\}, \quad (4)$$

met: $n = N_{\min}/\beta_R \cdot b \cdot d$,
 N_{\min} = optredende normaalkracht [N],
 α_{SFRC} = verhouding tussen treksterkte en druksterkte van het staalvezelbeton.

De vergelijkingen (4) zijn te beschouwen als een bezwijkomhullende. Deze zijn in [13] opgesteld als “curve fitting” van het N-M interactie diagram. De parameter α_{SFRC} is afhankelijk van het percentage staalvezels in het beton ($\alpha_{SFRC} \uparrow$ als %staalvezels \uparrow , maar: $\alpha_{SFRC} = 0$ betekent niet %staalvezels = 0). De toets belasting \leq sterkte is in het spreadsheet opgenomen.

Opmerkingen en conclusies:

- 1) In het spreadsheet is te zien, dat de optredende belastingen toelaatbaar zijn met een minimum percentage aan staalvezels in de tunnel ($\alpha_{SFRC} = 0$).
- 2) Uit een controle berekening blijkt, met hetzelfde alignement als uitgangspunt, dat 1) ook nog geldt bij $d = 0,25$ m (bij verwaarlozing van niet-lineaire effecten).
- 3) In [13] wordt geconcludeerd, dat het hier gebruikte model van Duddeck een conservatieve benadering van de snedekrachten oplevert. (Overigens geldt dit alleen boven een bepaalde grenswaarde voor de wanddikte.)
- 4) Uit 1), 2) en 3) kan worden geconcludeerd, dat de wanddikte overgedimensioneerd is, echter:
 - in deze berekeningen is slechts één belastingsgeval beschouwd (initiële grondspanningen); uit paragraaf 5.3.2 blijkt, dat andere belastingscombinaties eveneens dienen te worden getoetst;
 - de wanddikte van een Industriële Tunnelbouw Methode-tunnel is gebonden aan een technisch-functioneel minimum; deze minimum dikte wordt bepaald door de afmetingen van de injectiering en bedraagt ongeveer 0,3 m;
 - de berekende momenten zijn sterk afhankelijk van de grondparameters E en K_0 (zie [13]); in paragraaf 6.2 is aangegeven dat de representativiteit van de gebruikte grondparameters onduidelijk is.
- 5) Op basis van bovenstaande berekeningen en de overwegingen bij 4) wordt voor de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem $d = 0,30$ m aangehouden.

Berekening minimale dekking ter voorkoming van het opdrijven van de tunnel

De opdrijvende kracht van het grondwater op de tunnel mag niet groter zijn dan het eigen gewicht van de tunnel met de bovenliggende grond:

$$\gamma \cdot G_{opwaarts} \leq G_{tunnel} + G_{grond} \quad (1)$$

met: γ = veiligheidsfactor op het bezwijkmechanisme "opdrijven"
(in de bouwfase: 1,05; in de eindfase: 1,1),

$G_{opwaarts}$ = opdrijvende kracht van het grondwater,

G_{tunnel} = eigen gewicht van de tunnel (in de eindfase inclusief inrichting),

G_{grond} = korrelbelasting op de tunnelbuis.

De opdrijvende kracht van het grondwater is:

$$G_{opwaarts} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_u^2 \cdot \gamma_{water} \quad (2)$$

met: D_u = uitwendige diameter van de tunnel,

γ_{water} = soortelijk gewicht van het grondwater.

Eventueel dient (2) verhoogd te worden met de wateroverspanning in een watervoerende grondlaag aan de onderkant van de tunnel. In het gebied van het OLS kan de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket hoger zijn dan de freatische stijghoogte (zie tabel 3.2). Uit berekeningen blijkt echter, dat dit voor het opdrijven geen maatgevende belastingscombinatie oplevert.

Het eigen gewicht van de tunnel in de bouwfase is:

$$G_{tunnel} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D_u^2 - D_i^2) \cdot \gamma_{beton} \quad (3)$$

met: D_i = inwendige diameter van de tunnel.

In de eindfase moet bij (3) het gewicht van de inrichting van de tunnel worden opgeteld:

$$\left(\frac{\theta}{2\pi} \cdot \pi \cdot R_i^2 - (R_i - h_{in}) \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\theta\right) \cdot R_i \right) \cdot \gamma_{ballast} \quad (4)$$

met: θ = zie de figuur (hoek in radialen),

R_i = inwendige straal van de tunnel,

h_{in} = hoogte van de inrichting/het wegdek in de tunnel,

$\gamma_{ballast}$ = soortelijk gewicht van de inrichting (hier: 22 kN/m³).

Het gewicht van alle inrichting in de tunnel is hier in de ballastlaag onder het wegdek geschematiseerd. Uit berekeningen blijkt dat de bouwfase maatgevend is voor het bepalen van de minimum dekking op de tunnel. Overigens, wanneer de ballastlaag direct achter de tunnelboormachine wordt aangebracht, dan bestaat er geen fase met een lege tunnelbuis.

De korrelbelasting op de tunnelbuis is:

$$G_{grond} = D_u \cdot \sigma'_{v;top} \quad (5)$$

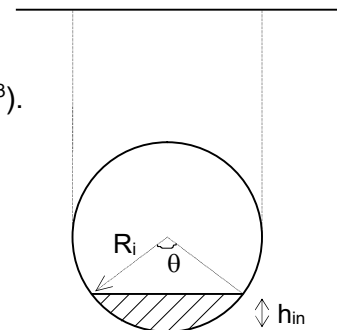
met: $\sigma'_{v;top}$ = verticale korrelspanning op de top van de tunnel.

Substitutie van (2), (3) en (5) in (1) levert:

$$\sigma'_{v;top} \geq \gamma \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_u \cdot \gamma_{water} - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(D_u - \frac{D_i^2}{D_u} \right) \cdot \gamma_{beton} \quad (6)$$

Uit (6) kan de minimale dekking "t", waarbij de tunnel niet opdrijft, worden berekend.

Vergelijking (6) is in een "Excel-spreadsheet" geprogrammeerd, zodat eenvoudig verschillende doorsneden en geotechnische profielen kunnen worden doorgerekend. De diepte van de tunnel kan in het spreadsheet worden gevarieerd, totdat de minimum dekking is gevonden. De uitwerking van het spreadsheet voor profiel C en B (zie paragraaf 6.2) is hier als voorbeeld gegeven.



Bijlage V

Excel-berekening van de minimale dekking i.v.m. opdrijven voor profiel C en B.

Bepaling minimale dekking m.b.v. het "opdrijf-criterium"						
Algemene parameters:						
veiligheidsfactor op:		soortelijk gewicht in kN/m ³ van:				
opdrijven:	1,05	water:	10	D (uitwendig): [m]	5,6	
		beton	24	D (inwendig): [m]	5	
				dekking op de tunnel: t	[m]	
N.B. 1) "g" = gamma						
N.B. 2) "s" = sigma						
N.B. 3) hier wordt alleen de bouwphase berekend, omdat deze maatgevend blijkt						
N.B. 4) wateroverspanning onder de tunnel wordt hier niet in rekening gebracht, omdat deze belastingscombinatie niet maatgevend blijkt						
N.B. 5) alleen de grond boven de top van de tunnel (dus niet boven de zijkant) wordt in rekening gebracht, een conservatieve schematisatie						
G_opwaarts= [kN/m]	246,3					
G_tunnel= [kN/m]	119,9					
s'_v;t;cum moet >= aan: [kN/m ²]	24,77					
Parameters per geotechnisch profiel:						
Profiel C: boortunnel Ringvaart			Profiel B: boortunnel Ringvaart			
g'_grond	dikte laag	s'_v;t;cum	g'_grond	dikte laag	s'_v;t;cum	
[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]	
5	0,5	2,5	9	0,9	8,1	
10	2	22,5	0,5	3	9,6	
5	0,5	25	7	2,2	25	
t =	3 m		t =	6,1 m		
	minimum dekking			minimum dekking		
Resultaat			Resultaat			
top tunnel=	N.A.P.	-7,5 m	top tunnel=	N.A.P.	-6,7 m	
as tunnel=	N.A.P.	-10,3 m	as tunnel=	N.A.P.	-9,5 m	
b.k.rijvloer=	N.A.P.	-12,1 m	b.k.rijvloer=	N.A.P.	-11,3 m	
o.k. tunnel=	N.A.P.	-13,1 m	o.k. tunnel=	N.A.P.	-12,3 m	

Opmerkingen bij het spreadsheet:

- de invoerwaarden zijn *cursief*, en de te variëren waarde is **vet** gedrukt,
- b.k. = bovenkant,
- o.k. = onderkant.

Voor alle geotechnische profielen van de drie boortunnels (zie paragraaf 6.2) is de minimale dekking op basis van het opdrijf-criterium bepaald. De resultaten zijn in de tabellen hieronder weergegeven. De gevonden waarden kunnen worden gebruikt om dekkingslijnen, en daarmee het verticaal alignement, te tekenen. Uit een vergelijking van de minimale dekking i.v.m. opdrijven met de minimale dekking i.v.m. blow-out (zie bijlage III) blijkt, dat de dekking op basis van het blow-out-criterium maatgevend is voor het bepalen van het verticale alignement.

Tabel minimale dekking i.v.m. opdrijven voor de boortunnel "Ringvaart".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel C	Profiel B; Ringvaart	Profiel B	Profiel A
maaiveld	-4,5	-0,6 (-3,6)	-0,6	-4,0
top tunnel	-7,5	-8,0	-6,7	-6,7
as tunnel	-10,3	-10,8	-9,5	-9,5
b.k. rijvloer	-12,1	-12,6	-11,3	-11,3
o.k. tunnel	-13,1	-13,6	-12,3	-12,3

Tabel minimale dekking i.v.m. opdrijven voor de boortunnel "Kaagbaan".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel D
maaiveld	-4,5
top tunnel	-7,5
as tunnel	-10,3
b.k. rijvloer	-12,1
o.k. tunnel	-13,1

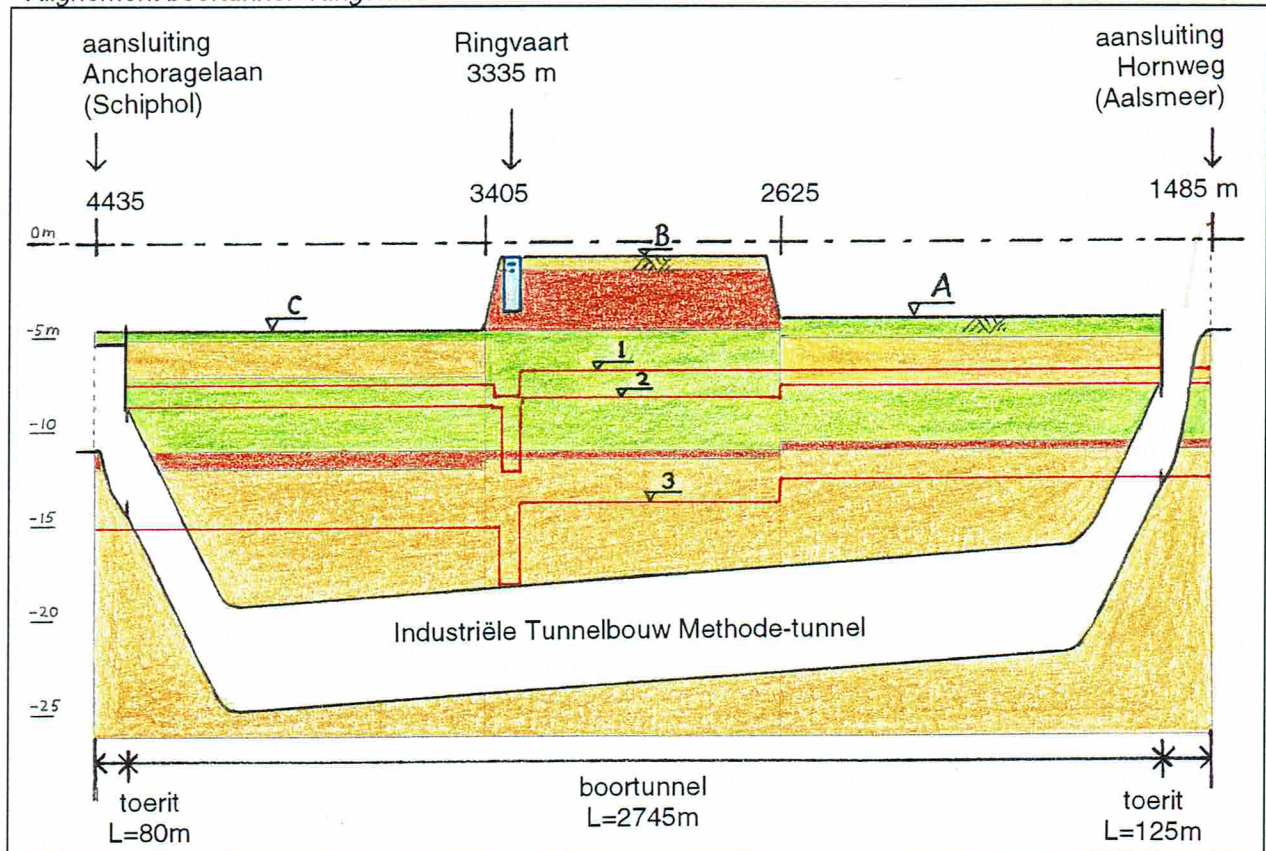
Tabel minimale dekking i.v.m. opdrijven voor de boortunnel "Haarlemmermeer".

Ligging van: [m t.o.v. NAP]	Profiel E
maaiveld	-4,5
top tunnel	-7,3
as tunnel	-10,1
b.k. rijvloer	-11,9
o.k. tunnel	-12,9

Verticaal alignment en geotechnisch lengteprofiel van de ITM-tunnels in het Ondergronds Logistiek Systeem

In de onderstaande drie figuren zijn achtereenvolgens het verticaal alignment van de boortunnels "Ringvaart", "Kaagbaan" en "Haarlemmermeer" weergegeven. De tunnels zijn in het geotechnisch lengteprofiel ingetekend, zoals dat in paragraaf 6.2 is gedefinieerd.

Alignment boortunnel "Ringvaart"



Schaal:

Horizontaal: 1:20000

Verticaal: 1:400

(metrering op basis van bijlage I)

Legenda:

----- = N.A.P.

A = maaiveld op N.A.P.-4,0 m; geotechnisch profiel A (zie figuur 6.1)

B = maaiveld op N.A.P.-0,6 m; geotechnisch profiel B

C = maaiveld op N.A.P.-4,5 m; geotechnisch profiel C

D = maaiveld op N.A.P.-4,5 m; geotechnisch profiel D

E = maaiveld op N.A.P.-4,5 m; geotechnisch profiel E

1 = dekkingslijn "opdrijven" (zie bijlage V)

2 = dekkingslijn "blow-out" bij bentonietondersteuning (zie bijlage III)

3 = dekkingslijn "blow-out" bij luchtdrukondersteuning (zie bijlage III)

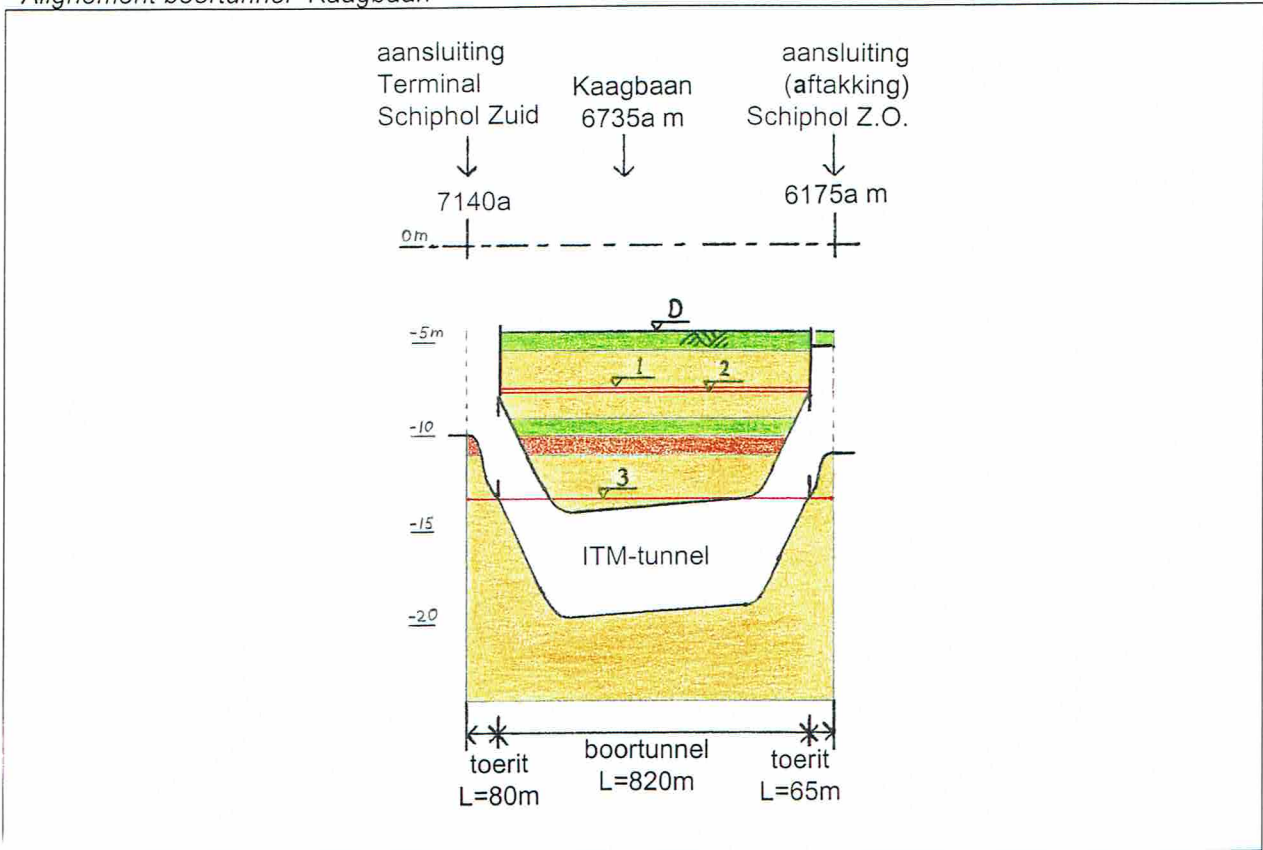
= veen

= klei, tot zandige klei

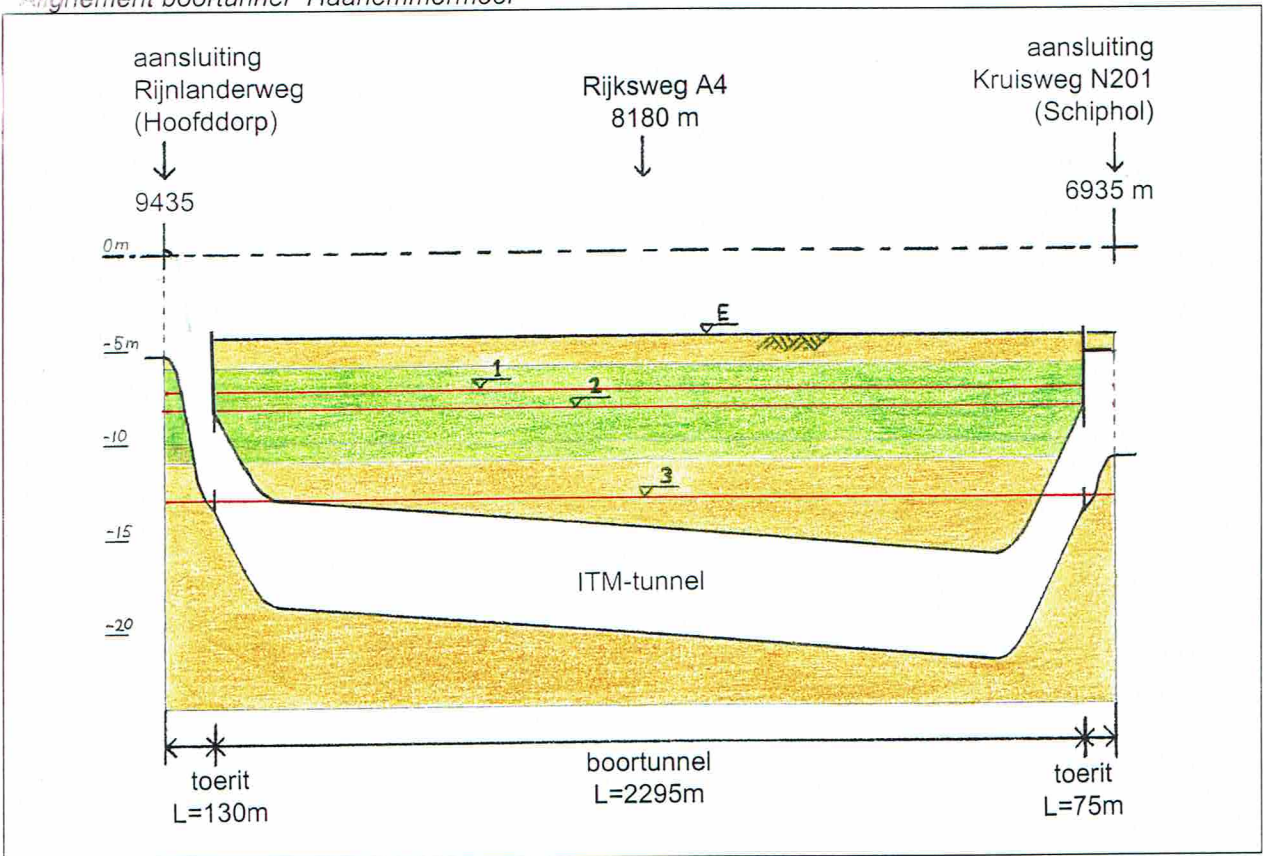
= zand, tot kleiig zand

Bijlage VI

Alignement boortunnel "Kaagbaan"



Alignement boortunnel "Haarlemmermeer"



In de onderstaande drie tabellen is het verticale alignment van de tunnels numeriek vastgelegd. Enkele opmerkingen bij de tabellen:

- De "vaste punten" die volgen uit de randvoorwaarden en uitgangspunten (zie paragraaf 6.3) zijn **vet** gedrukt.
- De waarden die behoren bij de tunneltoeritten of -aansluitingen zijn *cursief* gedrukt.
- De positieve/negatieve richting van de hellingen en boogstralen is als volgt gedefinieerd:
 helling / = +
 helling \ = -
 boogstraal \curvearrowright = +
 boogstraal \curvearrowleft = -

Verticaal alignment tunnel "Ringvaart"

lengte coördinaat		lengte [m]	top tunnel in x [m t.o.v. NAP]	helling in x [%]	boogstraal [m]	randvoorwaarde
van: [m]	tot x: [m]					
	1485	-	+0,85	0	-	maaiveldligging bij "Hornweg"
1485	<i>1545</i>	60	-2,75	+12	+500	
<i>1545</i>	<i>1570</i>	25	-5,8	+12	-	
<i>1570</i>	<i>1610</i>	40	-7,4	+4	-500	boortunnel
<i>1610</i>	<i>1785</i>	175	-14,4	+4	-	
<i>1785</i>	<i>1865</i>	80	-16,0	+0,15	-2000	
<i>1865</i>	3335	1470	-18,1	+0,15	-	kruising Ringvaart
<i>3335</i>	<i>4050</i>	715	-19,2	+0,15	-	
<i>4050</i>	<i>4130</i>	80	-17,6	-4	-2000	
<i>4130</i>	<i>4355</i>	225	-8,6	-4	-	boortunnel
<i>4355</i>	<i>4385</i>	30	-7,8	-9,5	-545	
<i>4385</i>	4435	50	-5,4	0	+526	
	4435	-	-5,4	0	-	aansluiting bij "Anchorageaan"

Uit de tabel voor de tunnel "Ringvaart" blijkt:

lengte toerit "Hornweg": 125 m

lengte ITM-tunnel "Ringvaart": 2745 m

lengte aansluiting "Anchorageaan": 80 m

lengte waarover volledige luchtdrukondersteuning mogelijk is: 2460 m

lengte waarover (gedeeltelijke) bentonietondersteuning noodzakelijk is: 285 m

Verticaal alignment tunnel "Kaagbaan"

lengte coördinaat		lengte [m]	top tunnel in x [m t.o.v. NAP]	helling in x [%]	boogstraal [m]	randvoorwaarde
van: [m]	tot x: [m]					
	6175a	-	-5,4	0	-	aansluiting bij "Schiphol Z.O."
6175a	<i>6217a</i>	42	-7,2	+8,5	+500	
<i>6217a</i>	<i>6240a</i>	23	-7,7	+4	-500	boortunnel
<i>6240a</i>	<i>6340a</i>	100	-11,7	+4	-	
<i>6340a</i>	<i>6420a</i>	80	-13,3	+0,15	-2000	
<i>6420a</i>	<i>6865a</i>	445	-14,0	+0,15	-	
<i>6865a</i>	<i>6945a</i>	80	-12,4	-4	-2000	
<i>6945a</i>	<i>7060a</i>	115	-7,8	-4	-	boortunnel
<i>7060a</i>	<i>7090a</i>	30	-6,9	-10	-500	
<i>7090a</i>	7140a	50	-4,4	0	+500	
	7140a	-	-4,4	0	-	aansluiting bij "Schiphol Zuid"

Bijlage VI

Uit de tabel voor de tunnel "Kaagbaan" blijkt:

lengte aansluiting "Schiphol Z.O.": 65 m

lengte ITM-tunnel "Kaagbaan": 820 m

lengte aansluiting "Schiphol Zuid": 80 m

lengte waarover volledige luchtdrukondersteuning mogelijk is: 495 m

lengte waarover (gedeeltelijke) bentonietondersteuning noodzakelijk is: 325 m

Verticaal alignement tunnel "Haarlemmermeer"

lengte coördinaat		lengte [m]	top tunnel in x [m t.o.v. NAP]	helling in x [%]	boogstraal [m]	randvoorwaarde
van: [m]	tot x: [m]					
	6935	-	-5,4	0	-	aansluiting bij "Schiphol"
6935	6982	47	-7,5	+9	+525	
6982	7010	28	-8,2	+4	-525	boortunnel
7010	7165	155	-14,4	+4	-	
7165	7245	80	-16,0	-0,15	-2000	
7245	9140	1895	-13,1	-0,15	-	
9140	9220	80	-11,5	-4	-2000	
9220	9305	85	-8,2	-4	-	boortunnel
9305	9345	40	-6,6	-12	-500	
9345	9375	30	-3,25	-12	-	
9375	9435	60	+0,35	0	+500	
	9435	-	+0,35	0	-	maaiveldligging bij "Hoofddorp"

Uit de tabel voor de tunnel "Haarlemmermeer" blijkt:

lengte aansluiting "Schiphol": 75 m

lengte ITM-tunnel: 2295 m

lengte toerit "Hoofddorp": 130 m

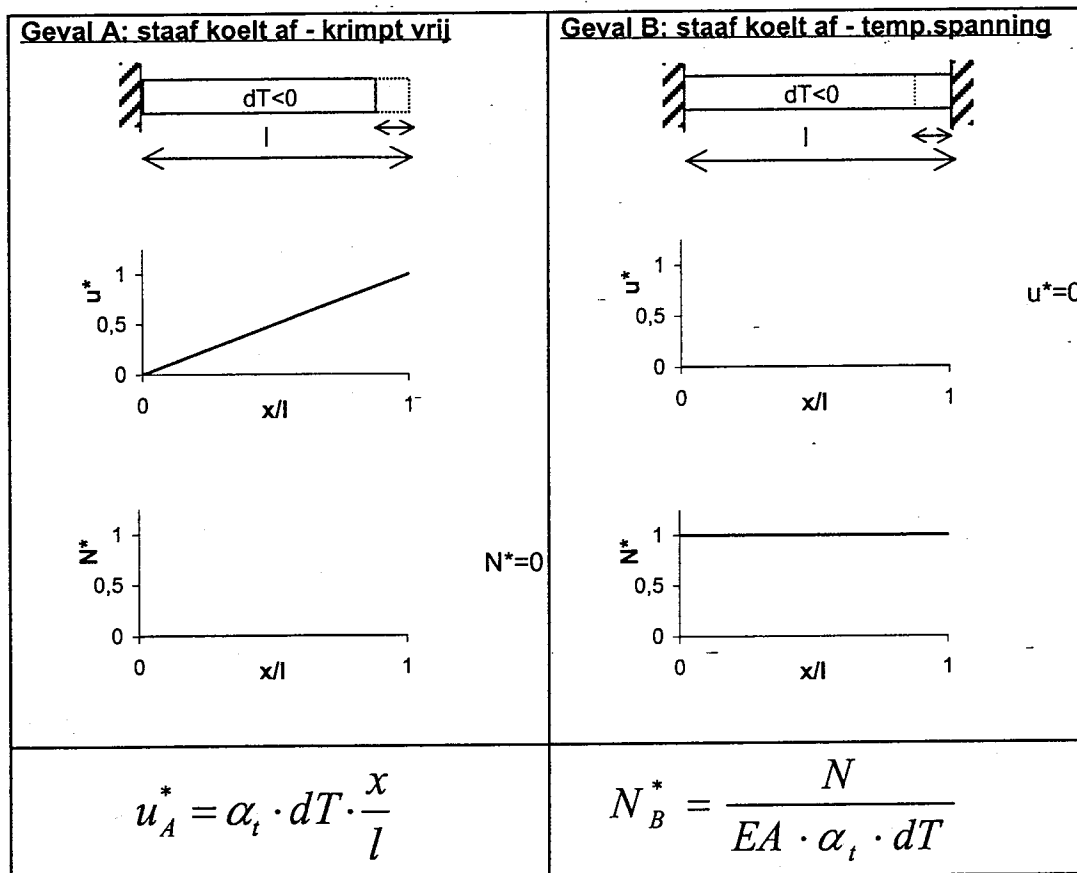
lengte waarover volledige luchtdrukondersteuning mogelijk is: 2005 m

lengte waarover (gedeeltelijke) bentonietondersteuning noodzakelijk is: 290 m

Achtergrondtheorie bij de afleiding van het mechanisch model

Het belangrijkste effect, dat het aanbrengen van dilatatievoegen in een ITM-tunnel noodzakelijk maakt, is het optreden van "temperatuurspanningen". Met het begrip temperatuurspanning wordt die spanning in een constructie bedoeld, die ontstaat doordat een rek ten gevolge van een temperatuurverandering wordt gehinderd. Onderstaande figuren maken dit duidelijk. Het is belangrijk te onderkennen dat deze spanning alléén ontstaat, wanneer de opgelegde temperatuurverandering wordt tegengehouden. Hieruit valt af te leiden, dat de mate waarin deze rek wordt tegengewerkt, de grootte of opbouw van de temperatuurspanningen bepaalt.

Toelichting op het begrip "temperatuurspanning".

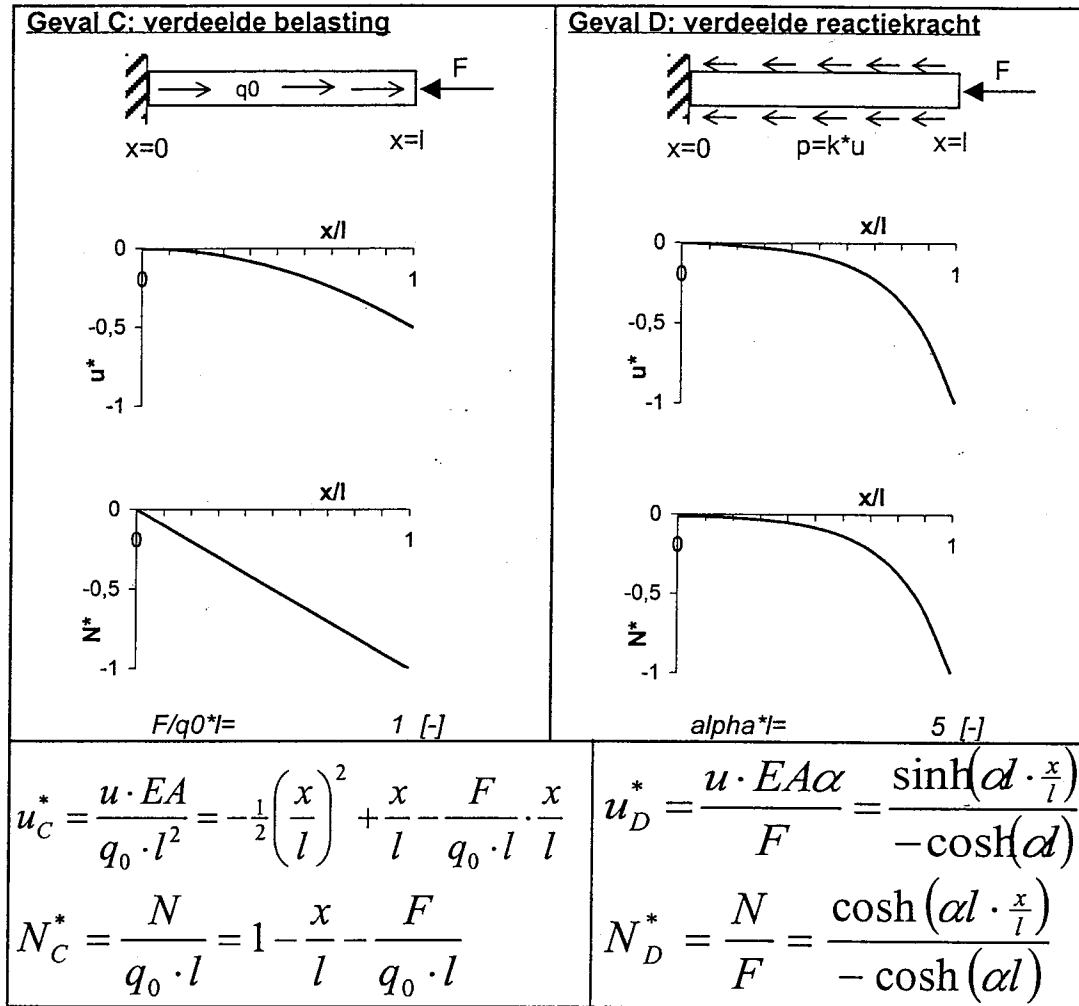


De assen in de figuren zijn dimensieloos gemaakt. Verder geldt:

- u = verplaatsing van een snede, naar rechts is positief [m],
- N = normaalkracht in een snede, trek is positief [N],
- x = lengtecoördinaat [m],
- l = lengte staaf [m],
- EA = rekstijfheid van de staaf $[(N/m^2) \cdot m^2]$,
- α_t = temperatuur-uitzettingscoëfficiënt $[K^{-1}]$,
- dT = temperatuurverandering [K].

De temperatuurverandering van de tunnel wordt tegengewerkt door de omringende grond. Dit is te schematiseren als een langs de staaf als verdeelde reactiekracht. Het is nuttig op te merken dat er een verschil bestaat tussen een langs de staaf als verdeelde reactiekracht en een langs de staaf als verdeelde belasting. Dit verschil wordt in de volgende figuur in beeld gebracht (voor een niet aan temperatuurverandering onderhevige staaf).

Verschil tussen "verdeelde belasting" en "verdeelde reactiekracht".



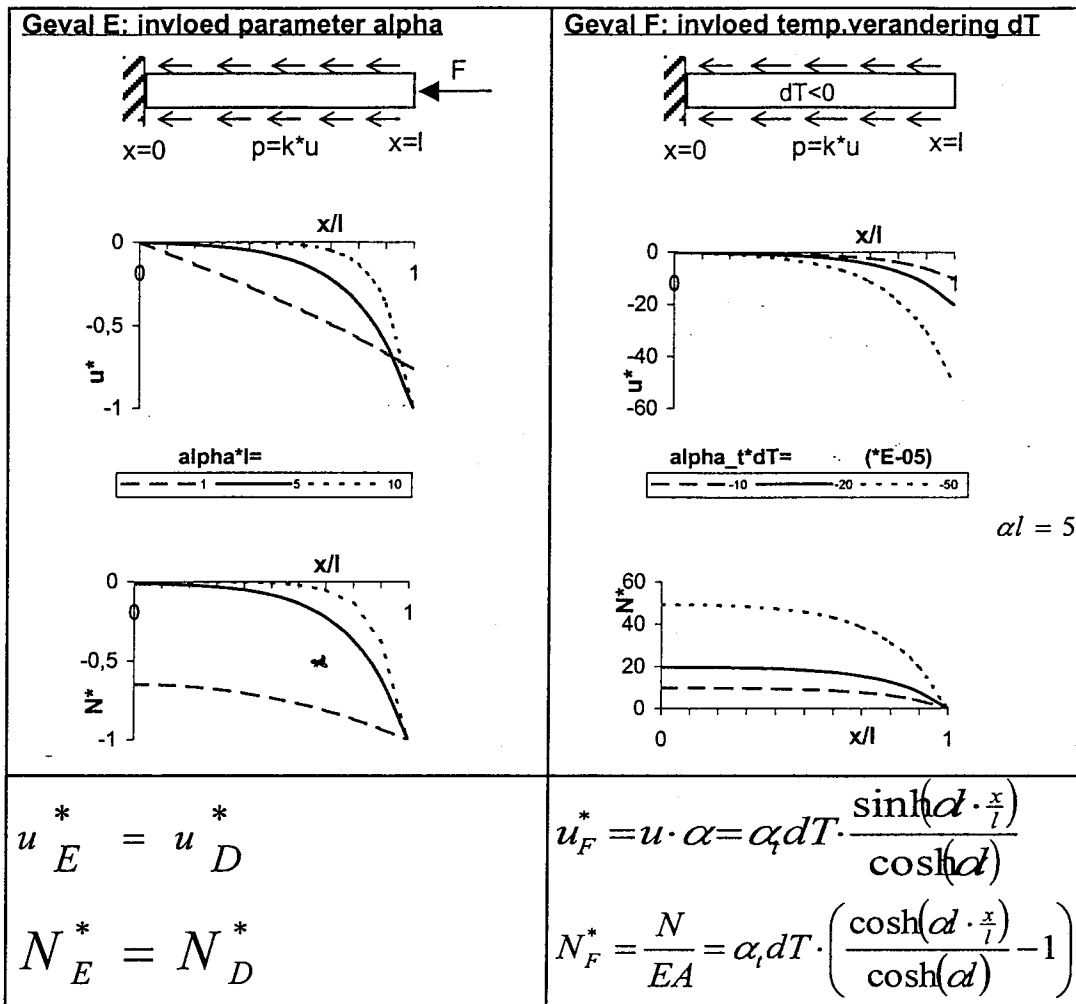
In bovenstaande figuur:
 q_0 = verdeelde belasting [N/m],
 F = belasting [N],
 α = $\sqrt{k/EA}$ [1/m].

In "geval D: verdeelde reactiekracht" komt de parameter α voor. Dit is een belangrijke parameter: $\alpha = \sqrt{k/EA}$, ofwel de verhouding stijfheid van de reactiekracht (de grond) t.o.v. stijfheid van de staaf (de tunnel). De dimensie van α is m^{-1} . De reciproke waarde $1/\alpha$, met de dimensie m, kan gezien worden als een maat voor de invloedslengte van een randvoorwaarde. De invloed van de parameter α op het verloop van de snedekrachten en verplaatsingen in een staaf wordt verduidelijkt in voorbeeld E. Daarin wordt "geval D" nogmaals weergegeven, maar nu met verschillende (overigens willekeurig gekozen) waarden voor $\alpha \cdot l$ (met: l =lengte staaf).

Tot slot kan met een combinatie van A en D de invloed van een temperatuurverschil op het verloop van de snedekrachten en verplaatsingen worden onderzocht, in het geval een verdeelde reactiekracht aanwezig is. Dit is in de figuur op de volgende bladzijde als geval F uitgewerkt.

Geval E blijkt te naderen tot geval A voor kleine waarden van $\alpha \cdot l$. Dit is juist, omdat $\alpha \rightarrow 0$ betekent dat de verdeelde reactiekracht $\rightarrow 0$. Uit voorbeeld F blijkt, dat de verplaatsingen en snedekrachten in een staaf groter zijn bij een groter temperatuurverschil. Dit is eveneens het te verwachten beeld.

Involed parameter α en temperatuurverandering ΔT .



Bij de voorbeelden A t/m F zijn steeds de vergelijkingen gegeven, die het verloop van de verplaatsingen en snedekrachten langs de staaf as beschrijven. Daarbij is ervoor gezorgd, dat de assen in de figuren dimensieloos zijn. Het geven van de volledige afleidingen van de verschillende vergelijkingen, wordt hier niet zinvol geacht. Daarom wordt hieronder volstaan met het geven van de vergelijkingen en randvoorwaarden, waarmee de betreffende relaties zijn opgesteld.

Relaties t.b.v. afleiding vergelijkingen bij A t/m F.

Geval:	A	B	C	D/E	F
Evenwicht	$dN/dx=0$	$dN/dx=0$	$dN/dx=-q_0$	$dN/dx=p=ku$	$dN/dx=p=ku$
Constitutief	$N=EA(\varepsilon-\alpha_t)$	$N=EA(\varepsilon-\alpha_t)$	$N=EA\varepsilon$	$N=EA\varepsilon$	$N=EA(\varepsilon-\alpha_t)$
Kinematisch	$\varepsilon=du/dx$	$\varepsilon=du/dx$	$\varepsilon=du/dx$	$\varepsilon=du/dx$	$\varepsilon=du/dx$
Differentiaal-vergelijking	$d^2u/dx^2=0$	$d^2u/dx^2=0$	$EA(d^2u/dx^2)=-q_0$	$d^2u/dx^2-\alpha^2u=0$ (met $\alpha^2=k/EA$)	$d^2u/dx^2-\alpha^2u=0$ (met $\alpha^2=k/EA$)
Randvoorwaarden	$x=0 \rightarrow u=0$ $x=l \rightarrow N=0$	$x=0 \rightarrow u=0$ $x=l \rightarrow u=0$	$x=0 \rightarrow u=0$ $x=l \rightarrow N=-F$	$x=0 \rightarrow u=0$ $x=l \rightarrow N=-F$	$x=0 \rightarrow u=0$ $x=l \rightarrow N=0$

Spreadsheet van het mechanicamodel

Deel: invoerparameters.

Invoergegevens:

Grootheid	Waarde	Eenheid	Toelichting
R_inw=	2,5	m	inwendige straal van de tunnel
R_uitw=	2,8	m	uitwendige straal van de tunnel
beta=	1/2	-	inzaagdiepte/wanddikte
f_cck=	35	MN/m ²	kubusdruksterkte staaivezelbeton
alpha t=	1E-05	1/K	uitzettingscoefficient staalv.beton
T A	-10	K	temperatuurverandering in deel A
T B	-30	K	temperatuurverandering in deel B
F=	-6	MN	"afzetkracht" van de TBM
k=	1E+02	MN/m ²	$k \sim \tau_{max} * 2 * \pi * R / 10mm$

Afgeleide gegevens:

Grootheid	Waarde	Eenheid	Toelichting
A_b=	5,00	m ²	betondoorsnede van de tunnelbuis
A_v=	2,57	m ²	betondoorsnede ter plaatse van een voeg
E=	3,1E+04	MN/m ²	elasticiteitsmodulus van het beton
sigma_cr=	2,1	MN/m ²	stress concrete rupture = breukspanning van het beton
Nt=	10,5	MN	breukkracht in de tunnelbuis (begin van scheurvorming)
Nv=	1,1	MN	restkracht in gescheurde voeg (plastische vervorming)
alpha=	0,025	1/m	1/alpha = "storingslengte" = 39 m
EAalpha=	3,9E+03	MN/m	=wortel(E*A_b*k) ~ rekstijfheid tunnel * grondstijfheid

Bijlage VIII

Deel: snedekrachten en verplaatsingen, stap A.

Stap A

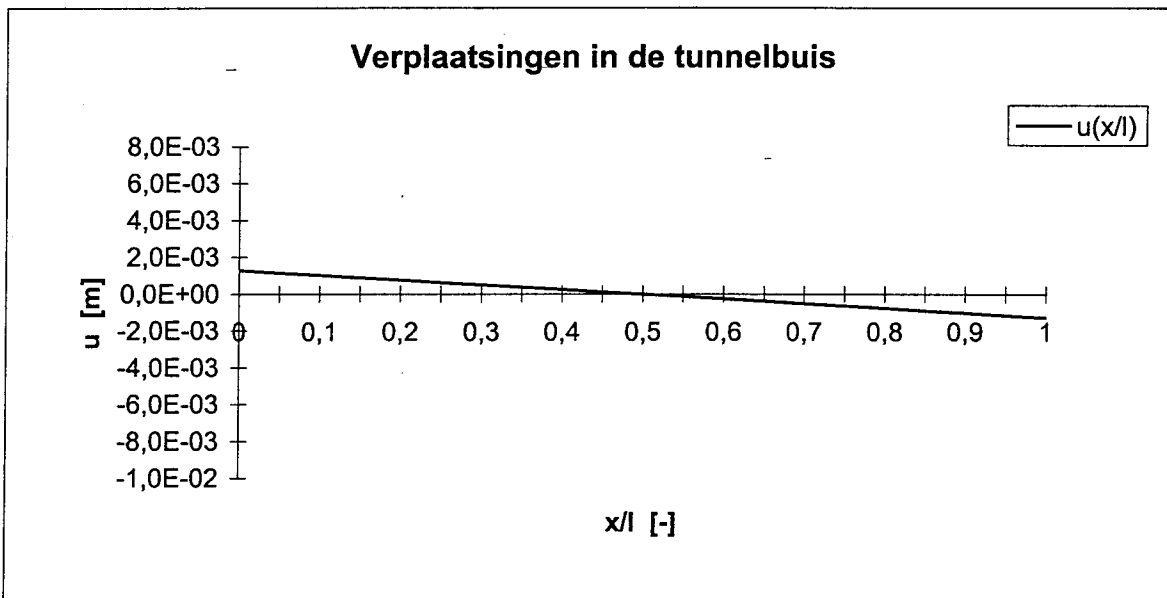
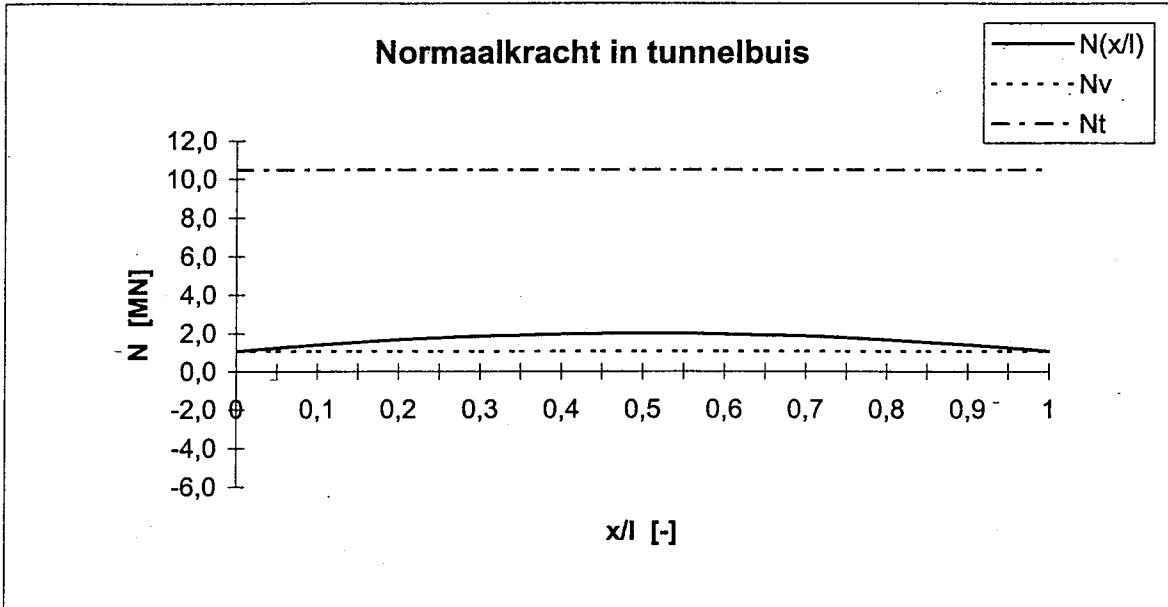
Randvoorwaarden:

$x=0: N=N_v$	1,1	MN
$x=l: N=N_v$	1,1	MN

Variabele:

$l=$	28,9	m
$\alpha \cdot l=$	0,73	-

Resultaat: $u_A(x_i) = -1,29E-03$ m
 $\Delta u = 8,3E-03$ m = voeg openstand



Deel: snedekrachten en verplaatsingen, stap B.

Stap B

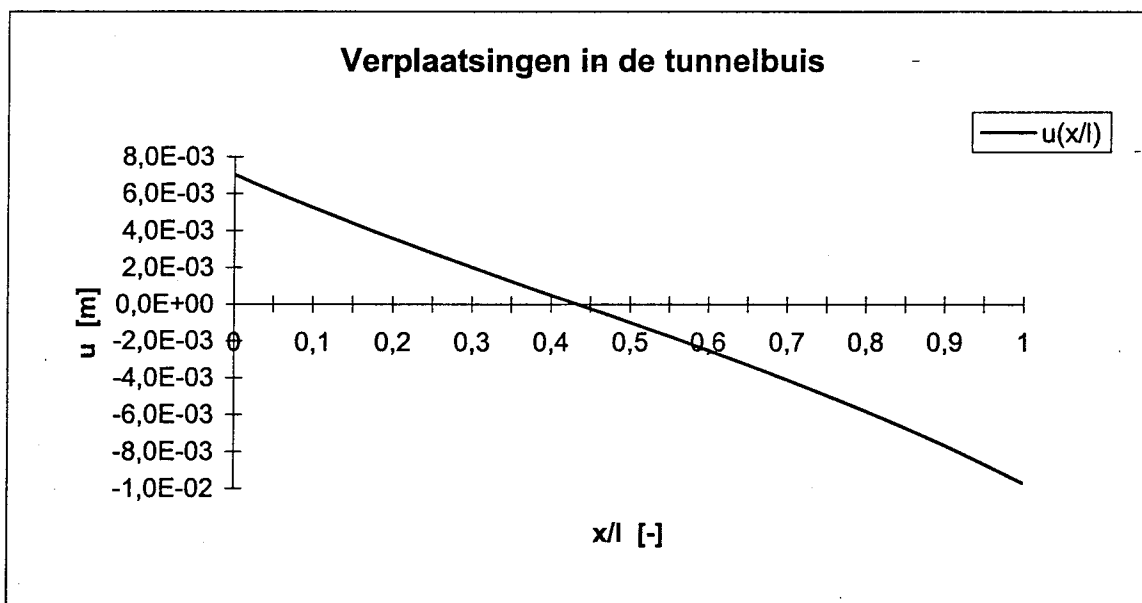
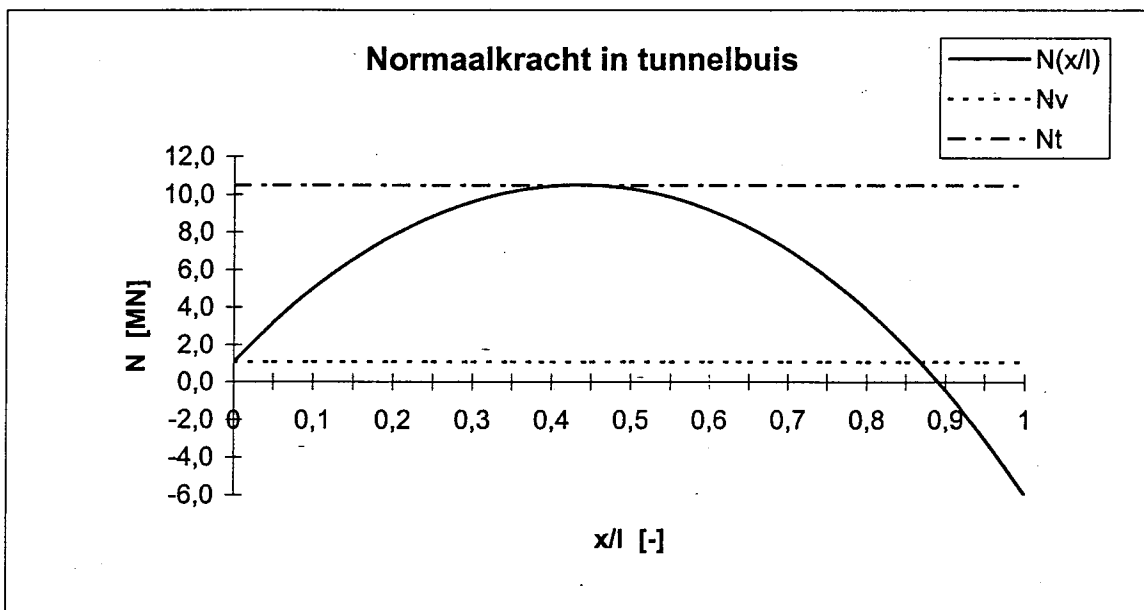
Randvoorwaarden:

$x=0: N=N_v$	1,1 MN
$x=l: N=-F$	-6,0 MN

Variabele:

$l=$	64,3 m
$\alpha \cdot l=$	1,63 -

Resultaat: $u_B(x_i)= 7,04E-03$ m
 voeg_i+1= 28,9 m = max. voegafstand $\rightarrow AV= 5,8 [-]$

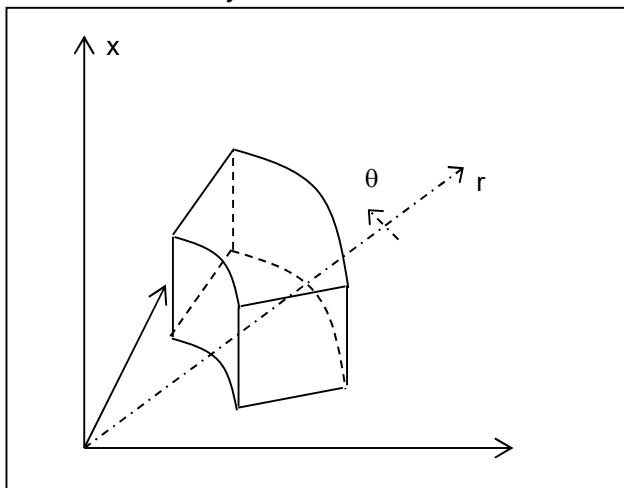


Theorie bij afleiding lineair-elastische grondstijfheid

Elasticiteitstheorie

Uitgaande van een elementair deeltje in een axiaal symmetrisch assenstelsel (zie figuur), kunnen met de elasticiteitstheorie de volgende basisvergelijkingen worden afgeleid.

Element in axiaal symmetrisch assenstelsel.



De evenwichtsvergelijkingen zijn:

$$\sum F_r = 0 \Rightarrow \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{xr}}{\partial x} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0, \quad (1)$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \frac{\partial \sigma_{xr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\sigma_{xr}}{r} = 0, \quad (2)$$

met: σ_{ij} = spanning op een vlakje met normaal i , in richting j ($\sigma > 0$ voor druk),
 r = radiale coördinaatrichting,
 θ = tangentiële coördinaatrichting,
 x = axiale coördinaatrichting (cf. het model in hoofdstuk 7).

Hierbij is verondersteld dat:

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= \sigma_{ji}, \\ \sigma_{\theta r} &= \sigma_{\theta x} = 0, \\ \partial(\cdot)/\partial\theta &= 0, \\ f_r &= f_x = 0 \text{ (geen volumekrachten)}. \end{aligned}$$

De constitutieve vergelijkingen zijn (de wet van Hooke is uitgangspunt):

$$\sigma_{rr} = -(\lambda \varepsilon_{vol} + 2\mu \varepsilon_{rr}), \quad (3)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -(\lambda \varepsilon_{vol} + 2\mu \varepsilon_{\theta\theta}), \quad (4)$$

$$\sigma_{xx} = -(\lambda \varepsilon_{vol} + 2\mu \varepsilon_{xx}), \quad (5)$$

$$\sigma_{xr} = -(2\mu \varepsilon_{xr}). \quad (6)$$

Daarin zijn:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad (7)$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (8)$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} + \varepsilon_{xx}, \quad (9)$$

Bijlage IX

met: ε = rek ($\varepsilon > 0$ voor verlenging),
 λ, μ = elasticiteitsconstanten van Lamé,
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt,
 E = elasticiteitsmodulus,
 G = glijdingsmodulus.

De compatibiliteitsvergelijkingen zijn:

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad (10)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}, \quad (11)$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad (12)$$

$$\varepsilon_{xr} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial r} + \frac{\partial u_r}{\partial x} \right), \quad (13)$$

met: u_i = verplaatsing in richting i .

Substitutie van de vergelijkingen (9) t/m (13) in de vergelijkingen (3) t/m (6), en vervolgens substitueren van het resultaat in de evenwichtsvergelijkingen (1) en (2) leidt tot:

$$(\lambda + 2\mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} - \frac{u_r}{r^2} \right) + (\lambda + \mu) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial r} + \mu \frac{\partial^2 u_r}{\partial x^2} = 0, \quad (14)$$

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial x \partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial x} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_x}{\partial r} \right) = 0. \quad (15)$$

De vergelijkingen (14) en (15) vormen de differentiaalvergelijkingen, waarmee een axiaal symmetrische lineair-elastische ruimte wordt beschreven.

Analytische oplossing

In de literatuur (bijvoorbeeld [30] en [19]) is te vinden dat het stelsel (14) en (15) met behulp van de "spanningsfunctie ϕ " kan worden geschreven als:

$$\nabla^2 \nabla^2 \phi = 0. \quad (16)$$

De spanningen en verplaatsingen kunnen eveneens in de functie ϕ worden uitgedrukt. Het stelsel kan nu worden opgelost door de functie ϕ zo te kiezen dat deze voldoet aan de vergelijking van Laplace:

$$\nabla^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0. \quad (17)$$

Het blijkt dat de functie ϕ alleen gebruikt kan worden voor problemen, waarbij het vlak $x = 0$ vrij is van schuifspanningen. Deze "Boussinesq-problemen" worden daarom gebruikt voor het bestuderen van een elastische halfruimte. In paragraaf 7.3.2 is gebleken, dat in het model van de tunnel-grond interactie een vlak voorkomt waarvoor geldt $u = 0$ (d.w.z. $u_x(r) = 0$). Uit "symmetrie-overwegingen" (met voor dit vlak $x=0$) volgt dat $\sigma_{xr} = 0$, zodat van oplossingen met de functie ϕ gebruik kan worden gemaakt.

Een algemene oplossing voor vergelijking (17) kan worden gevonden met behulp van een Hankel transformatie (zie [30]):

$$\Phi(\xi, x) = \int_0^\infty r \phi(r, x) J_0(r\xi) dr \quad \overset{\text{inverse}}{\Leftrightarrow} \quad \phi(r, x) = \int_0^\infty \xi \Phi(\xi, x) J_0(\xi r) d\xi, \quad (18)$$

met: J_0 = Bessel functie van de eerste soort en orde nul.

Hiermee wordt (17) een "gewone" differentiaalvergelijking:

$$\frac{d^2\Phi}{dx^2} - \xi\Phi = 0 , \quad (19)$$

waarvan de oplossing is:

$$\Phi = A \exp(\xi x) + B \exp(-\xi x) . \quad (20)$$

Deze vergelijking heeft overigens geen directe fysische betekenis. De integratieconstanten A en B moeten worden bepaald uit de randvoorwaarden. Via de inverse Hankel transform, kunnen de uitdrukking voor ϕ , en tenslotte de vergelijkingen voor spanningen en verplaatsingen worden gevonden.

In de literatuur zijn voor enkele specifieke problemen oplossingen voor vergelijking (20) te vinden (zie bijvoorbeeld [30] en [26]). Het betreft met name gevallen, waarbij op het vlak $x = 0$ een belasting q_{xx} is aangebracht. Voor het hier onderzochte tunnel-grond interactie probleem gelden juist opgelegde verplaatsingen als randvoorwaarden. De bekende oplossingen zijn daardoor hier niet bruikbaar. Het vinden van een analytische "gesloten" oplossing voor deze randvoorwaarden, blijkt een ingewikkeld wiskundig probleem. In het kader van dit afstudeerproject is het nuttiger om te kiezen voor een eenvoudiger, maar analytisch minder strikte, oplossing. Hieronder wordt daarvan de uitwerking gegeven.

Quasi-elastische oplossing

Met als randvoorwaarde een opgelegde axiale verplaatsing, is het te verwachten, dat de radiale verplaatsingen veel kleiner zijn dan de axiale. Door nu de radiale verplaatsingen te verwaarlozen, wordt een "quasi-elastische" oplossing gevonden, waarbij niet meer aan de compatibiliteitsvergelijkingen wordt voldaan. Als eerste benadering wordt bovendien de variatie van u_x in axiale richting verwaarloosd ten opzichte van de variatie in radiale richting. Dit betekent wel, dat de opgelegde rek ε in de tunnelbuis wordt vervangen door een starre lichaamsverplaatsing. Kortom, de volgende vereenvoudigingen worden als uitgangspunt genomen:

$$u_r = 0 = \frac{\partial u_r}{\partial r} = \frac{\partial u_r}{\partial x} , \quad (21)$$

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} = 0 . \quad (22)$$

Door substitutie van (21) en (22) in (14) en (15) reduceert dit stelsel tot:

$$\frac{d^2 u_x}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_x}{dr} = 0 . \quad (23)$$

Dit is een "gewone" differentiaalvergelijking, met als algemene oplossing:

$$u_x = c_1 + c_2 \cdot \ln(r) . \quad (24)$$

De integratieconstanten c_1 en c_2 volgen uit de randvoorwaarden:

$$\text{voor } r \rightarrow \infty : u_x = 0 , \quad (25)$$

$$\text{voor } r = a : u_x = U \text{ (de opgelegde verplaatsing van de tunnelbuis)}. \quad (26)$$

Uitwerken levert de vergelijking voor de axiale verplaatsingen op:

$$u_x(r) = U \cdot \frac{\ln\left(\frac{r}{\infty}\right)}{\ln\left(\frac{a}{\infty}\right)} . \quad (27)$$

Voor het vinden van een uitdrukking voor de grondstijfheid is bovendien de vergelijking voor de schuifspanningen nodig. Deze wordt met (6), (13), (21) en (27) gevonden:

$$\sigma_{xr}(r) = -\mu \frac{du_x}{dr} = \frac{\mu \cdot U}{r \cdot \ln\left(\frac{\infty}{a}\right)} . \quad (28)$$

Zodat, tenslotte, met vergelijking (8.9) de "lineair-elastische" uitdrukking voor de stijfheid van de tunnel-grond interactie kan worden gevonden:

Bijlage IX

$$k = \frac{\sigma_{xr}(r=a) \cdot \pi D_{uitw}}{u_x(r=a)} = \frac{\mu}{a} \frac{1}{\ln\left(\frac{\infty}{a}\right)} \cdot \pi D_{uitw} . \quad (29)$$

Omdat $\lim_{l \rightarrow \infty} \left[\ln\left(\frac{l}{a}\right) \right] = \infty$, volgt uit (29) een stijfheid $k = 0$. In [21] wordt met een vergelijkbare quasi-elastische oplossing een oneindig grote zakking van een funderingspaal gevonden. Teneinde toch "realistische" paalzakkingen te kunnen berekenen, wordt in [21] een "magical radius r_m " ingevoerd. Voor $r = r_m$ (i.p.v. voor $r \rightarrow \infty$) worden de verplaatsingen en schuifspanningen gelijk aan nul gesteld. In [21] wordt verondersteld, dat de gemiddelde waarde van r_m evenredig is met de lengte van de paal, en met de factor $(1-\nu)$. Deze veronderstelling is gebaseerd op de invloed van de randvoorwaarde bij de paalpunt. De verplaatsingen in het vlak van de paalpunt, worden deels verhinderd door de grond onder dat niveau. Deze "tegenwerking" kent overeenkomsten met de eerder genoemde Boussinesq-problemen, waarmee voor de evenredigheid wordt gevonden:

$$r_m = \kappa \cdot l \cdot (1 - \nu) , \quad (30)$$

met: κ = evenredigheidsconstante,
 l = lengte van de paal,
 $dr_m/dx = 0$, als uitgangspunt.

Vertaald naar het tunnel-grond interactie probleem, kan randvoorwaarde (25) worden vervangen door: $u_x = 0$ voor $r = r_m$. Voor de lengteparameter l in (30) kan vanuit het model in hoofdstuk 7 de "maximale voegafstand" worden gesubstitueerd. Zodat met $a = R_{uitw} \approx 1,1 \cdot R_{inw}$ de factor $\ln(\infty/a)$ in vergelijking (29) nu kan worden vervangen door:

$$\ln\left(\frac{r_m}{R_{uitw}}\right) = \ln\left(\frac{\kappa \cdot 1,8 \cdot VA \cdot R_{uitw} \cdot (1 - \nu)}{R_{uitw}}\right) , \quad (31)$$

met: VA = "maximale voegafstand" / $2 \cdot R_{inw}$ (zie vergelijking (7.15)).

Als uitdrukking voor de stijfheid van de tunnel-grond interactie wordt met vergelijking (29), (8) en (31) gevonden:

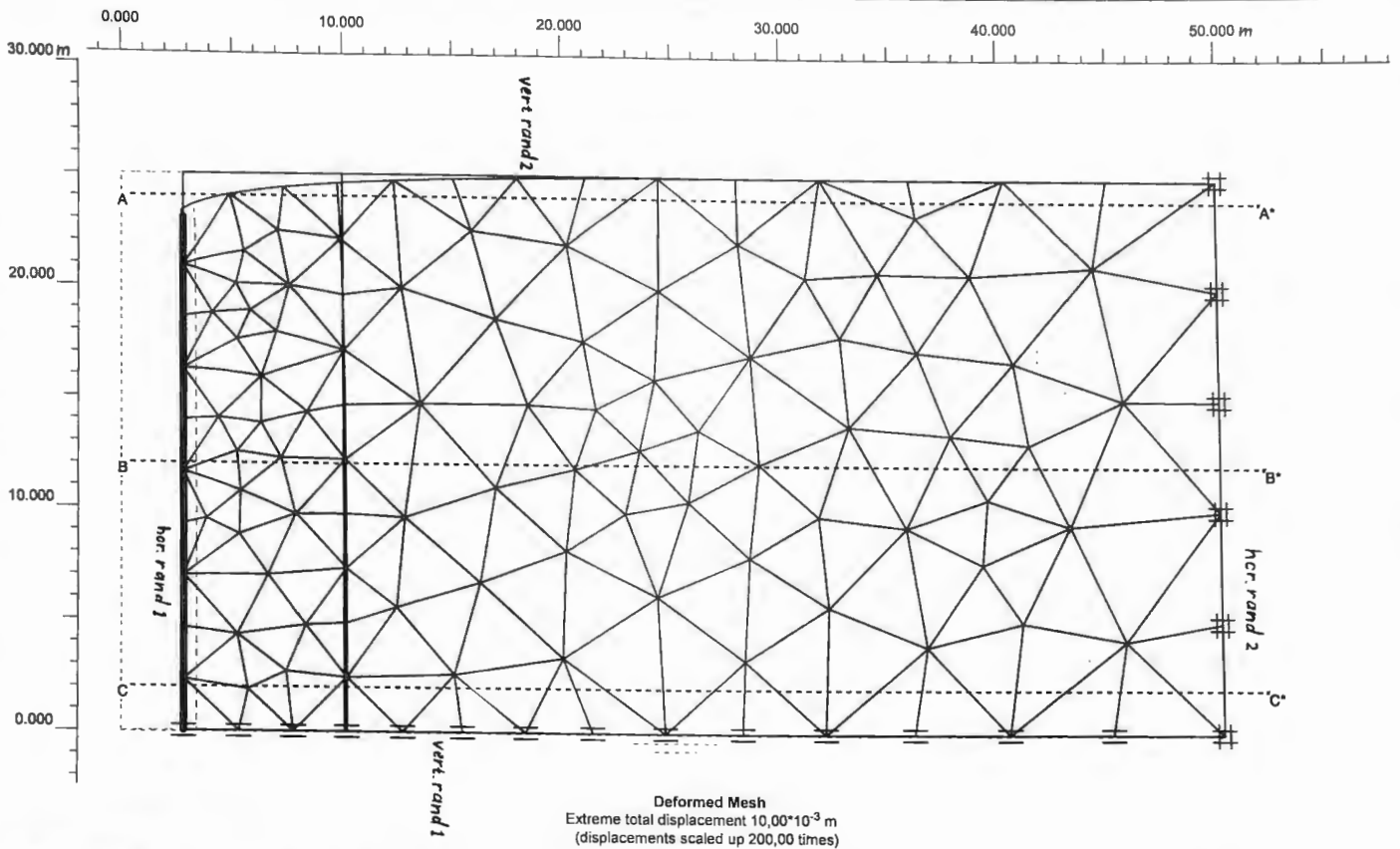
$$k = \frac{E}{2(1 + \nu) \cdot R_{uitw}} \cdot \frac{1}{\ln\left[\frac{\kappa \cdot 1,8 \cdot VA \cdot R_{uitw} \cdot (1 - \nu)}{R_{uitw}}\right]} \cdot 2\pi R_{uitw} . \quad (32)$$

N.B. Voor de evenredigheidsconstante wordt in [21] $\kappa = 2,5$ afgeleid. Deze waarde is echter gebaseerd op de specifieke randvoorwaarden van het paalzakking-probleem, en kan daarom hier niet worden overgenomen. De constante κ wordt in paragraaf 8.5 langs numerieke weg bepaald.

Plaxis-uitvoer van de lineair-elastische berekeningen

In deze bijlage is een aantal uitvoerplots opgenomen, behorende bij de lineair-elastische Plaxis-berekeningen in paragraaf 8.5.2. Ten behoeve van de interpretatie van de Plaxis-uitvoer dienen de volgende opmerkingen te worden gemaakt:

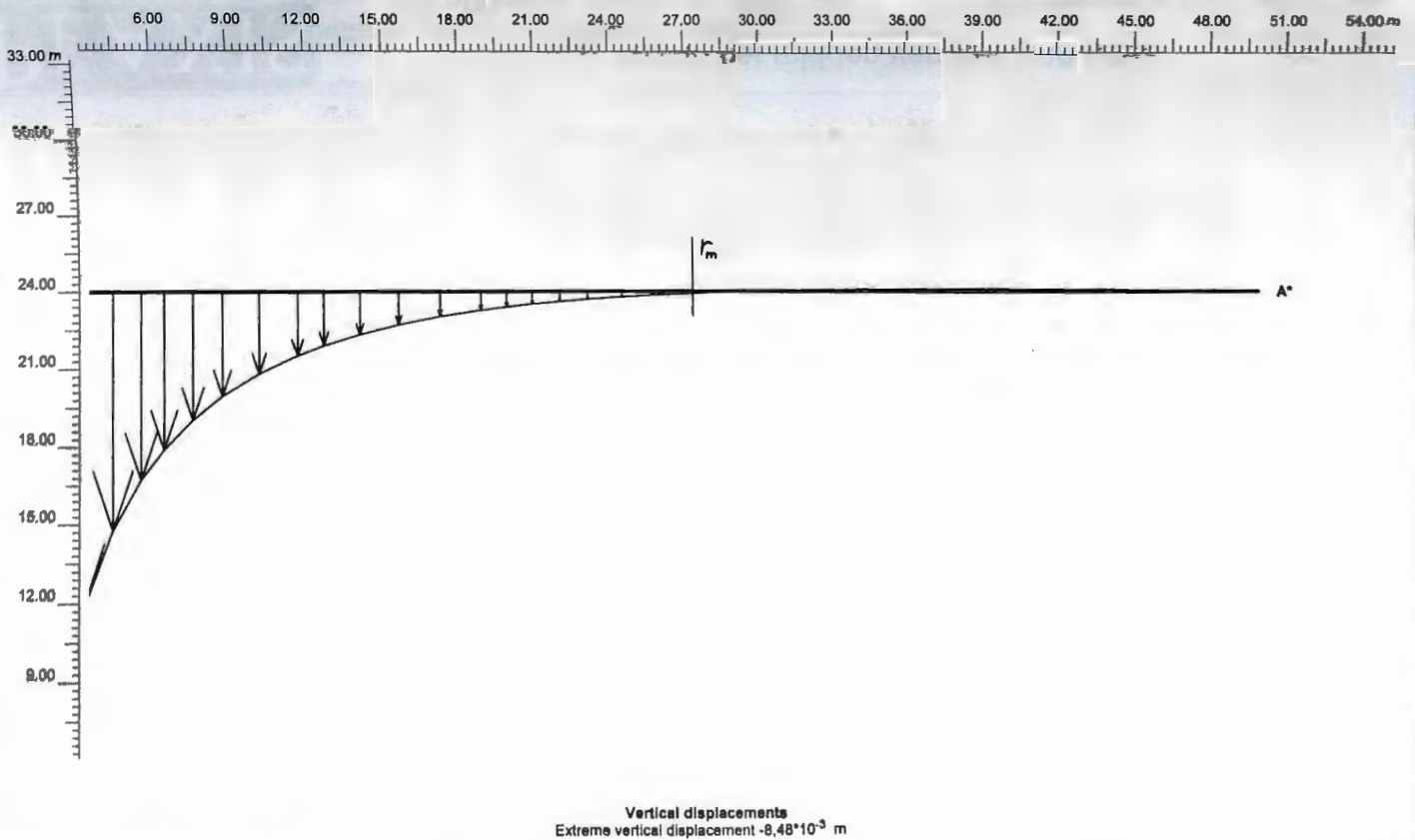
- De as van axiale symmetrie van de tunnel is horizontaal, maar wordt in het Plaxis-model verticaal weergegeven.
- De radiale richting (r-coördinaat) is in het Plaxis-model de horizontale richting (x-coördinaat).
- De axiale richting (x-coördinaat, beschrijft een verticaal vlak) is in het Plaxis-model de verticale richting (y-coördinaat).
- De tangentiële richting (θ -coördinaat) is in het Plaxis-model de richting loodrecht op "het vlak van de tekening".



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description			
Vervormd grondmassief bij $l=25\text{m}$, $r=50\text{m}$, $E=75\text{MN/m}^2$, $\nu=0,3$			
Project name	Step	Date	User name
I25r50vrij	1	27-7-99	FUGRO Ingenieursbureau b.v.

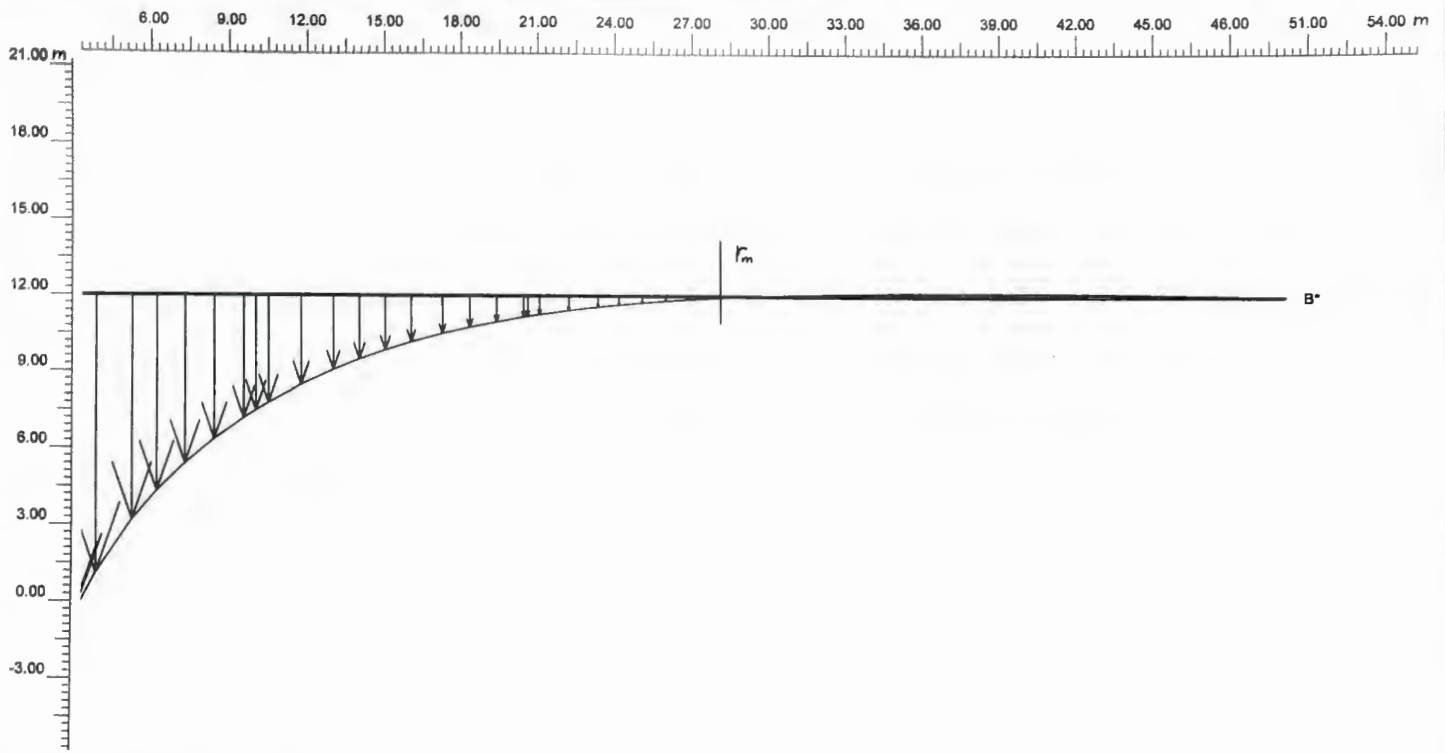
Version 7.1.6.97



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description			
u_x(r) bij verticale rand 2			
Project name	Step	Date	User name
I25r50vrij	1	27-7-99	FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97



Vertical displacements
Extreme vertical displacement $-4,30 \cdot 10^{-3}$ m

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

$u_x(r)$ in het midden van het tunneldeel

Project name

I25r50vrij

Step

1

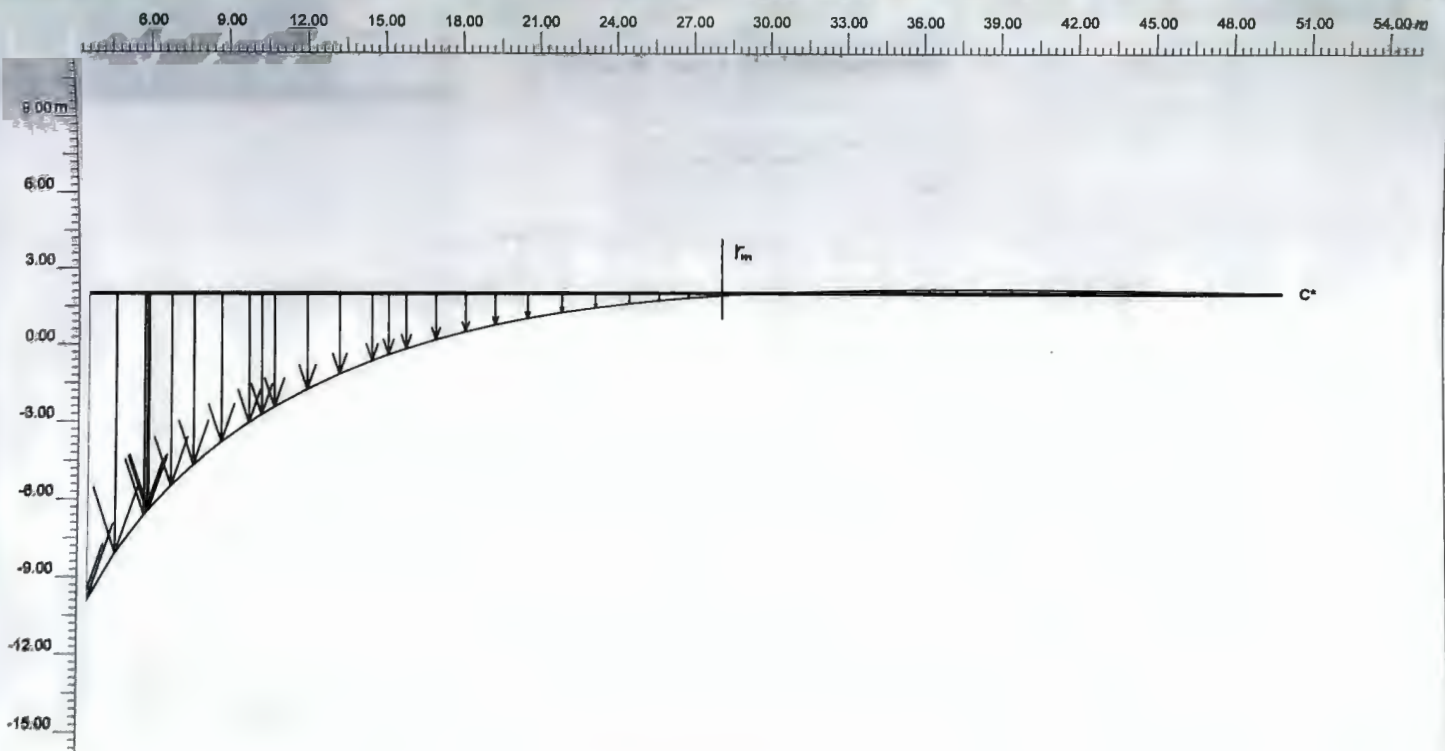
Date

27-7-99

User name

FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.8.97



Vertical displacements
Extreme vertical displacement $-717,57 \cdot 10^{-6}$ m

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

$u_x(r)$ bij verticale rand 1

Project name

I25r50vrij

Step

1

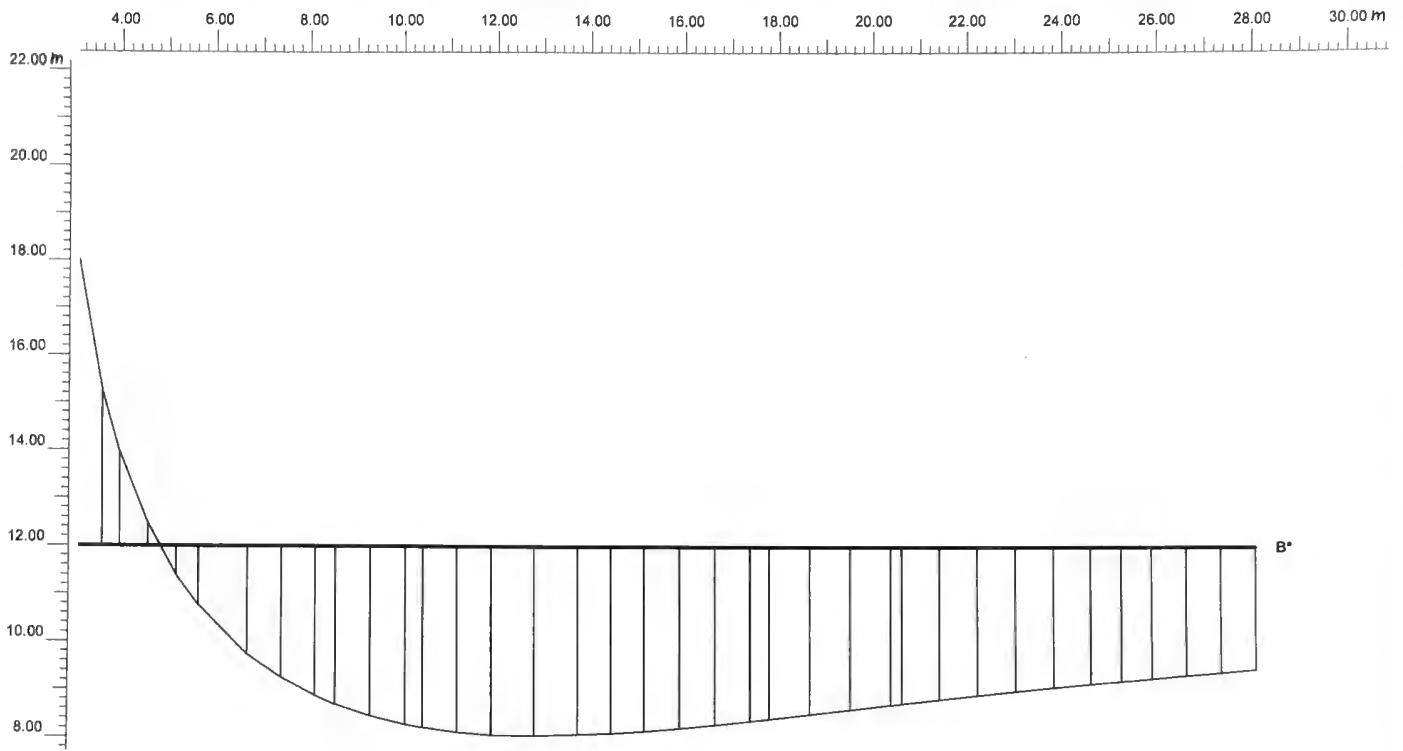
Date

27-7-99

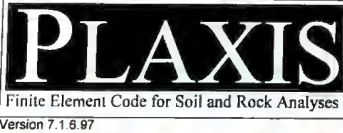
User name

FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.8.97



Effective horizontal stresses
Extreme effective horizontal stress 6,28 kN/m²



Project description

sigma_rr(r) in het midden van het tunneldeel

Project name

I25r28vrij

Step

1

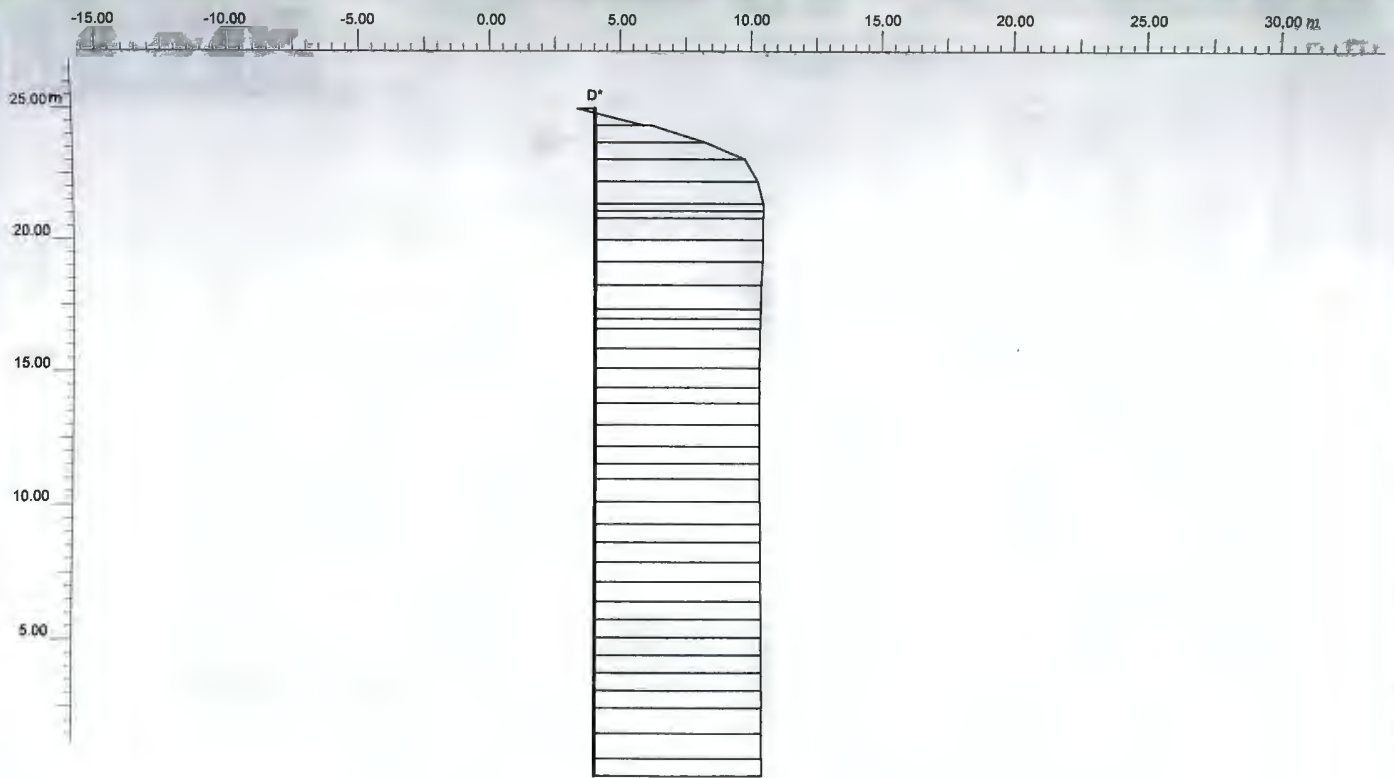
Date

28-7-99

User name

FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97



Effective vertical stresses
Extreme effective vertical stress -22,90 kN/m²



Project description

sigma_xx(x) in doorsnede op r=4m

Project name

I25r28vrij

Step

1

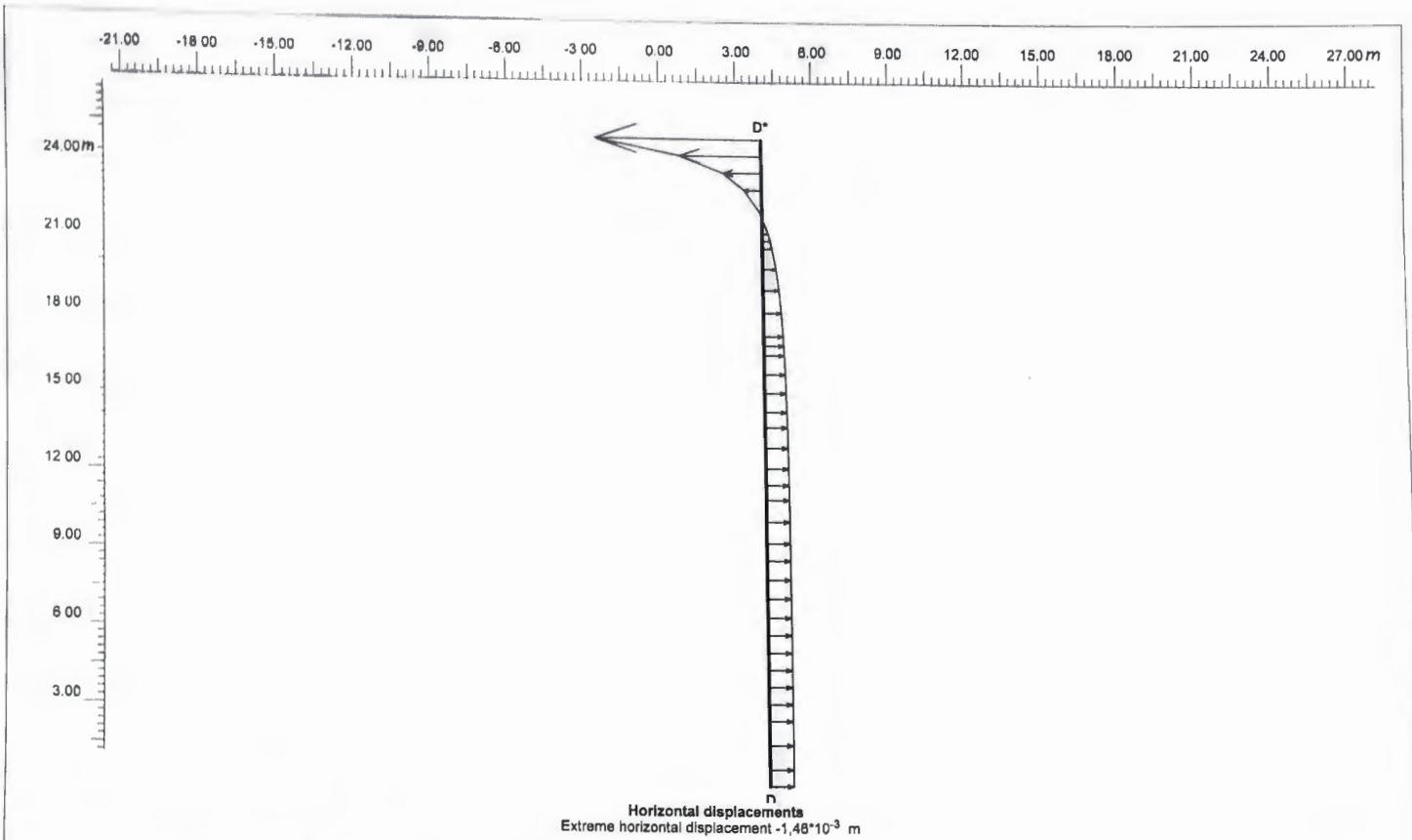
Date

28-7-99

User name

FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description		u _r (x) in doorsnede op r=4m		
Project name	Step	Date	User name	
I25r28vrij	1	28-7-99	FUGRO Ingenieursbureau b.v.	

Version 7.1.8.97

Plaxis-uitvoer van de berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel

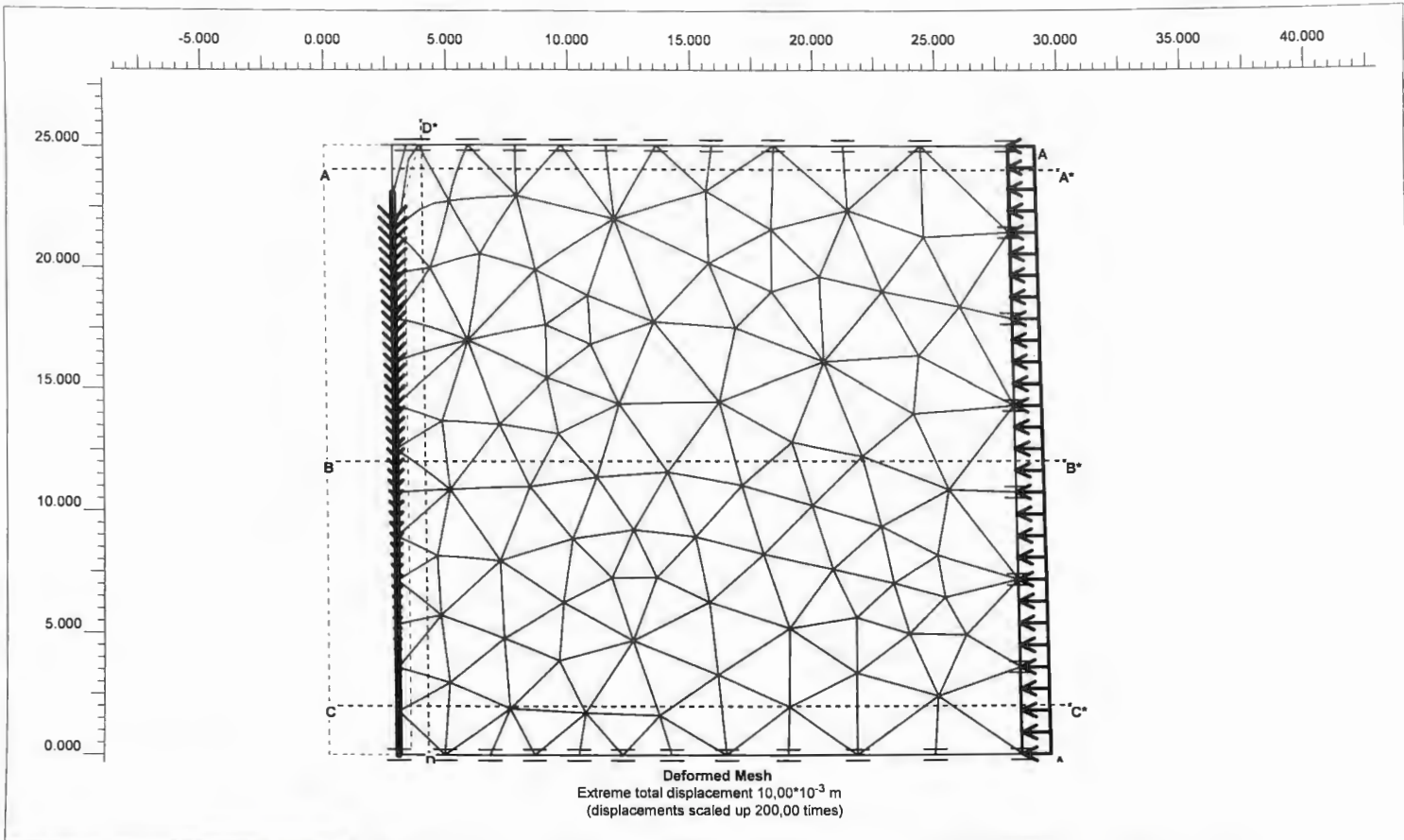
In deze bijlage is een aantal uitvoerplots opgenomen, behorende bij de Plaxis-berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel in paragraaf 8.5.3. Ten behoeve van de interpretatie van de Plaxis-uitvoer dienen de volgende opmerkingen te worden gemaakt:

- De as van axiale symmetrie van de tunnel is horizontaal, maar wordt in het Plaxis-model verticaal weergegeven.
- De radiale richting (r-coördinaat) is in het Plaxis-model de horizontale richting (x-coördinaat).
- De axiale richting (x-coördinaat, beschrijft een verticaal vlak) is in het Plaxis-model de verticale richting (y-coördinaat).
- De tangentiële richting (θ-coördinaat) is in het Plaxis-model de richting loodrecht op "het vlak van de tekening".

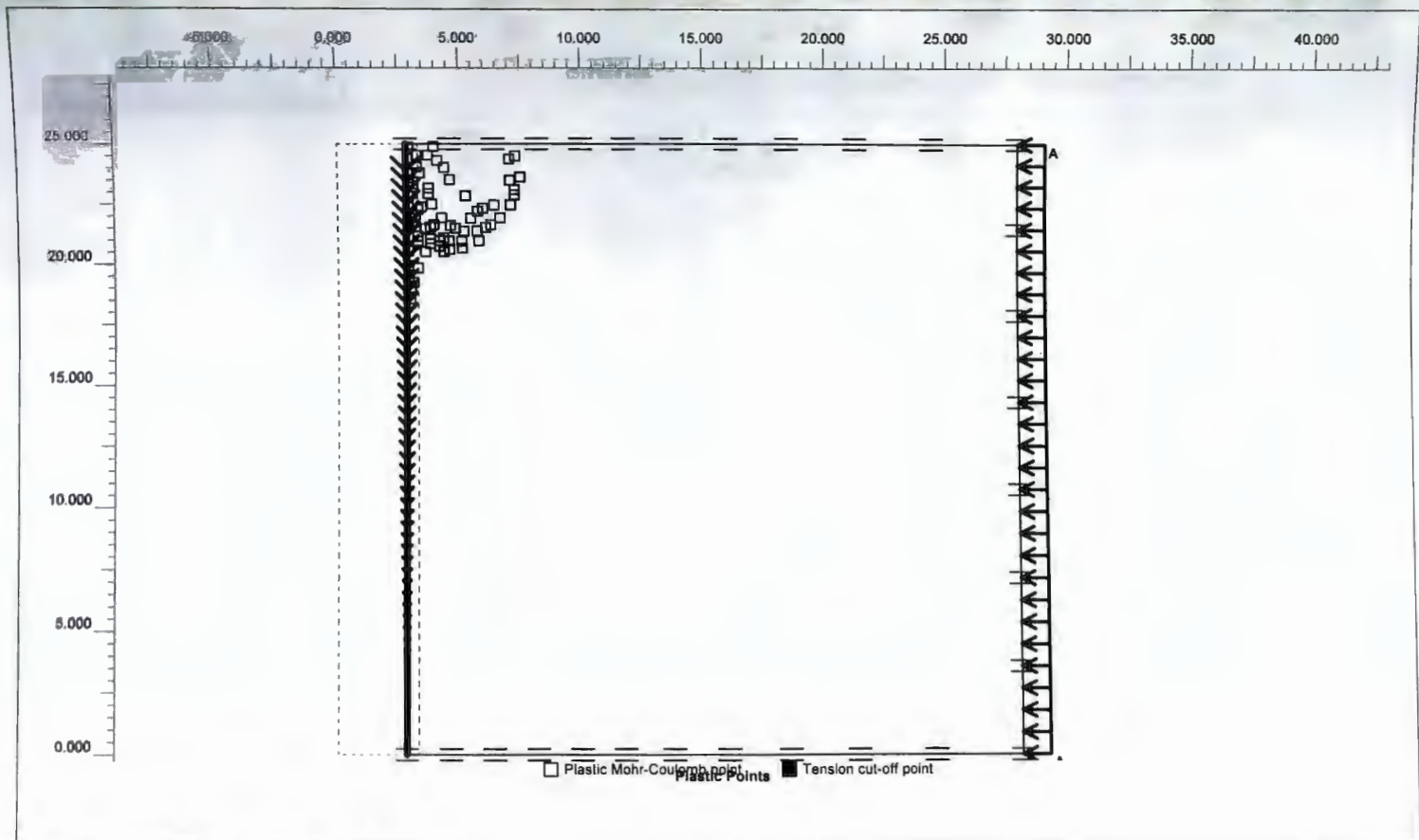
Plaxis-uitvoer van de berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel

In deze bijlage is een aantal uitvoerplots opgenomen, behorende bij de Plaxis-berekeningen met het Mohr-Coulomb grondmodel in paragraaf 8.5.3. Ten behoeve van de interpretatie van de Plaxis-uitvoer dienen de volgende opmerkingen te worden gemaakt:

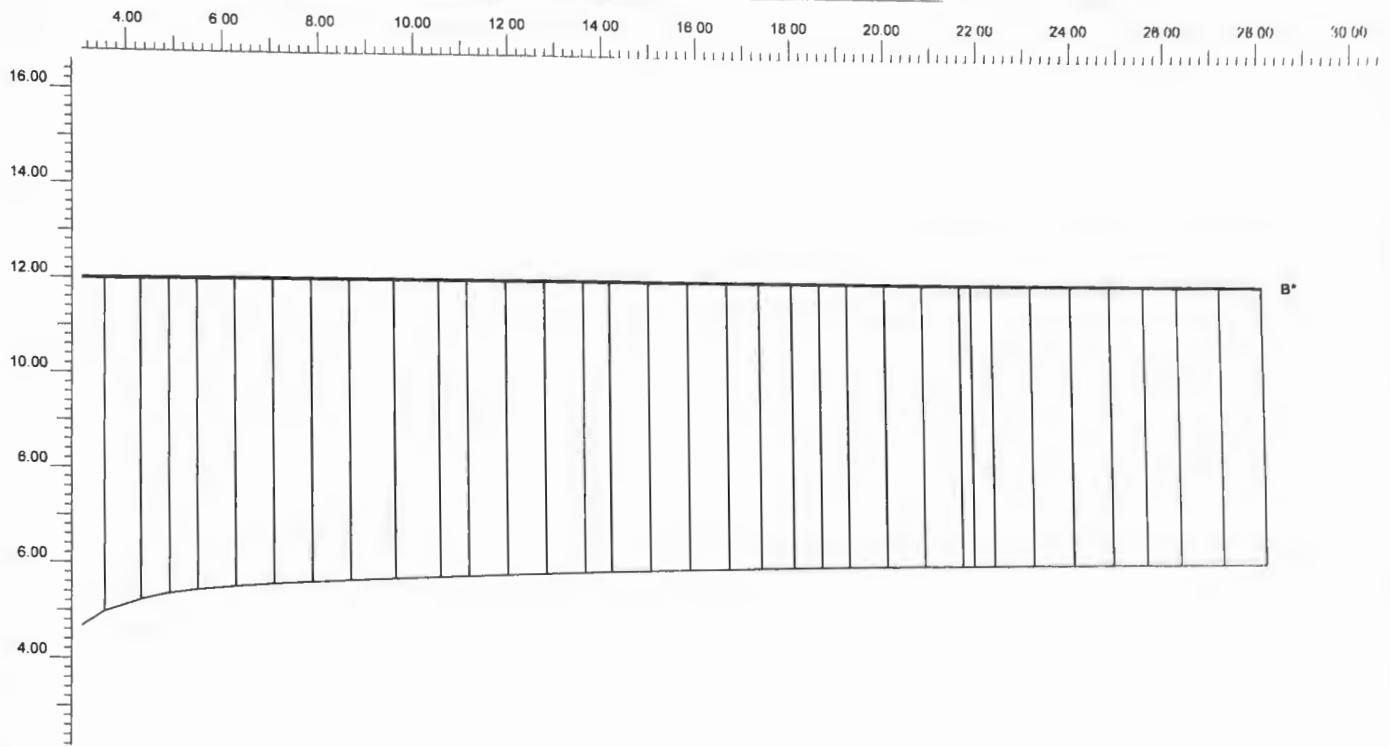
- De as van axiale symmetrie van de tunnel is horizontaal, maar wordt in het Plaxis-model verticaal weergegeven.
- De radiale richting (r-coördinaat) is in het Plaxis-model de horizontale richting (x-coördinaat).
- De axiale richting (x-coördinaat, beschrijft een verticaal vlak) is in het Plaxis-model de verticale richting (y-coördinaat).
- De tangentiële richting (θ -coördinaat) is in het Plaxis-model de richting loodrecht op "het vlak van de tekening".



PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses Version 7.1.6.97	Project description			
	Vervormd grondmassief bij het Mohr-Coulomb model			
	Project name	Step	Date	User name
	MC_ref	27	2-8-99	FUGRO Ingenieursbureau b.v.



PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses Version 7.1.6.97	Project description			
	Plastische vervormingen in de grond			
	Project name	Step	Date	User name
	MC_ref	27	3-8-99	FUGRO Ingenieursbureau b.v.

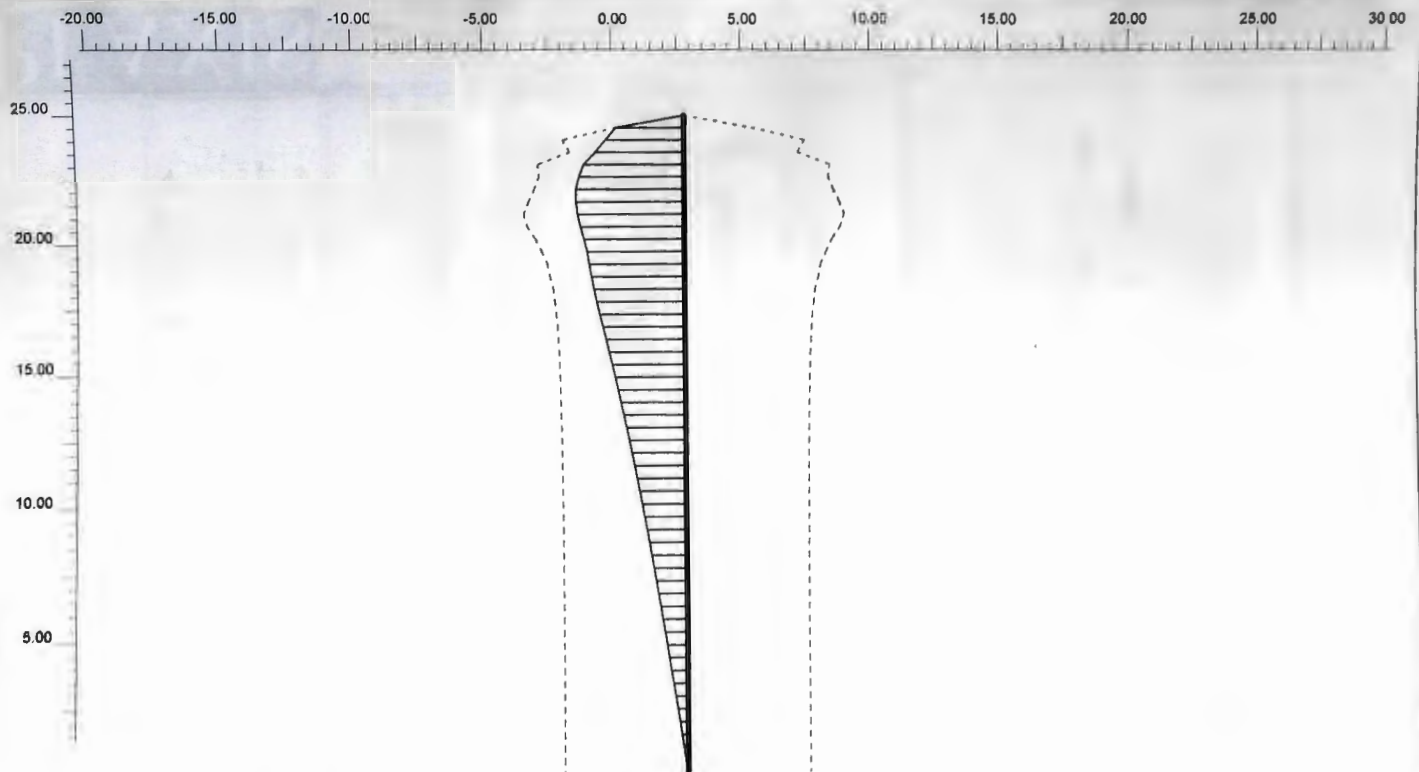


Effective horizontal stresses
 Extreme effective horizontal stress -105,67 kN/m²

PLAXIS
 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description		sigma_rr(r) in het midden van het tunneldeel					
Project name	MC_ref	Step	27	Date	2-8-99	User name	FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97

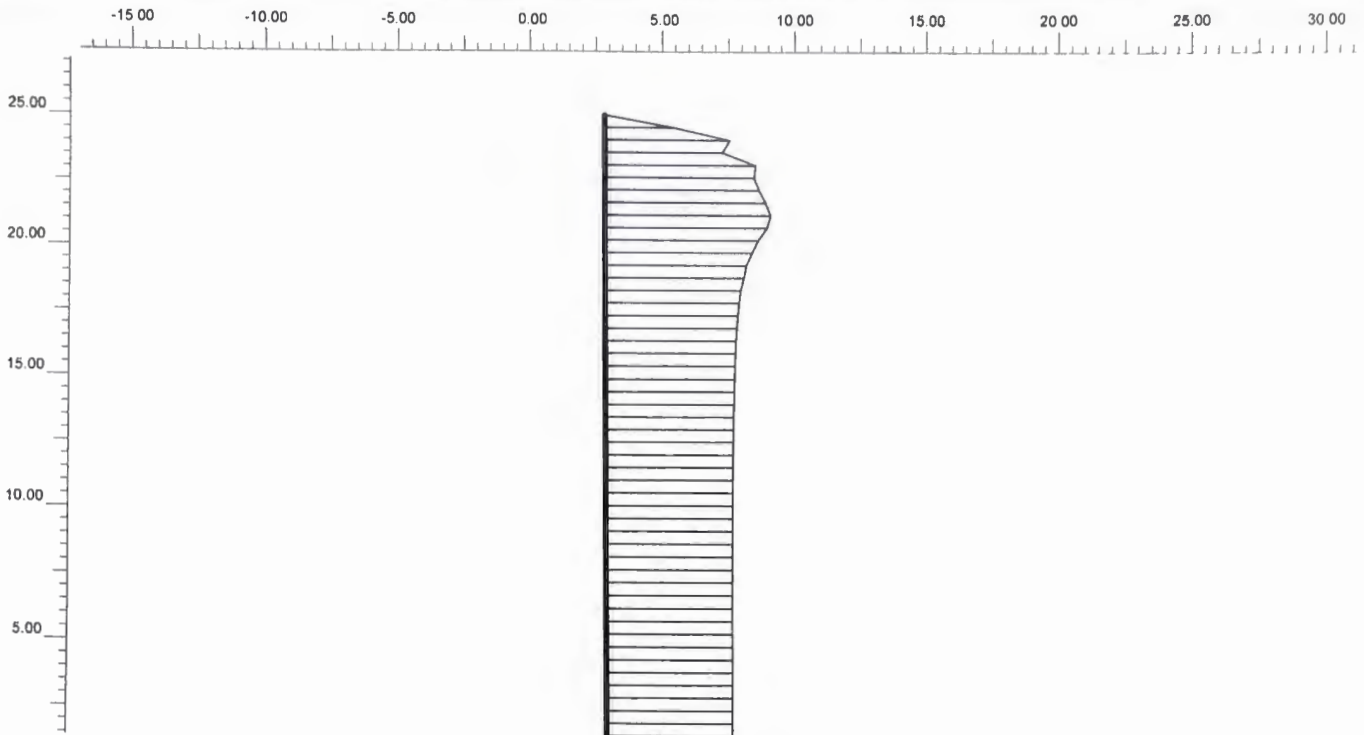


Shear stresses
 Extreme shear stress -59,61 kN/m²
 Dotted lines indicate limit shear resistance

PLAXIS
 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description		sigma_xr(x) op r = R uitw					
Project name	MC_ref	Step	27	Date	2-8-99	User name	FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97



Effective normal stresses
Extreme effective normal stress -138,71 kN/m²

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

sigma_rr(x) op r = R_uitw

Project name

MC_ref

Step

27

Date

2-8-99

User name

FUGRO Ingenieursbureau b.v.

Version 7.1.6.97

Aanvulling op het mechanica-model: lineair verloop van de temperatuur

In hoofdstuk 7 is een mechanica-model opgesteld, waarmee de voegafstand kan worden bepaald. Daarbij is als uitgangspunt gesteld, dat het beschouwde stuk tunnel onderhevig is aan een constante temperatuurverlaging. In werkelijkheid zal de temperatuur langs de tunnelbus sterk verlopen. Daarom wordt in deze bijlage het model aangevuld met een lineair verloop van de temperatuurverandering. Deze verbeterde benadering wordt in hoofdstuk 9 gebruikt voor het bepalen van de voegafstand.

Aanvulling op de afleiding in paragraaf 7.3

Voor de temperatuurverandering in de tunnelbus wordt aangenomen:

$$x=1 \rightarrow \Delta T=0, \\ x=0 \rightarrow \Delta T=T_0, \\ \text{dat wil zeggen:}$$

$$\Delta T(x) = T_0 - \frac{T_0}{l} \cdot x. \quad (1)$$

Hierdoor verandert de constitutieve vergelijking (7.2) in:

$$N = E_b \cdot A \cdot \left(\varepsilon - \alpha_1 \cdot \left(T_0 - \frac{T_0}{l} \cdot x \right) \right) \text{ of } \varepsilon = \frac{N}{E_b \cdot A} + \alpha_1 \cdot T_0 - \alpha_1 \cdot \frac{T_0}{l} \cdot x. \quad (2)$$

De evenwichtsvergelijking (7.1) en de kinematische vergelijking (7.3) blijven gelijk. Als differentiaalvergelijking voor dit aangepaste model volgt nu:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} - \alpha^2 \cdot u = -\alpha_1 \cdot \frac{T_0}{l}, \quad (3)$$

De algemene oplossing van deze differentiaalvergelijking bestaat uit de oplossing van de homogene vergelijking (zie vgl. (7.5)) plus een particuliere oplossing:

$$u(x) = c_1 \cdot e^{\alpha x} + c_2 \cdot e^{-\alpha x} + \frac{\alpha_1 \cdot T_0}{\alpha^2 \cdot l}. \quad (4)$$

Hieruit volgt:

$$\varepsilon(x) = \alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - \alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x}, \quad (5)$$

$$N(x) = EA \alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - EA \alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x} - EA \cdot \alpha_1 \cdot T_0 + EA \cdot \alpha_1 \cdot \frac{T_0}{l} \cdot x. \quad (6)$$

De integratieconstanten c_1 en c_2 worden gevonden door substitutie van de randvoorwaarden in vergelijking (6). De randvoorwaarden zijn (zie figuur 7.5):

$$\text{voor } x=0 \text{ geldt: } \quad N = N_1, \quad (7) \\ \text{voor } x=l \text{ geldt: } \quad N = N_2. \quad (8)$$

De oplossing voor het mechanica-model met lineair verlopende temperatuur is:

$$u\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{EA \alpha}{\alpha^2} \cdot \frac{\cosh(\alpha l \frac{x}{l} - 1) + \frac{N_2}{EA \alpha} \cdot \cosh(\alpha l \frac{x}{l}) - \frac{\alpha_1 T_0}{\alpha} \cdot \cosh(\alpha l \frac{x}{l} - 1)}{\sinh(\alpha l)} + \frac{\alpha_1 T_0}{\alpha(\alpha l)}, \quad (9)$$

$$N\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{-N_1 \cdot \sinh(\alpha l \frac{x}{l} - 1) + N_2 \cdot \sinh(\alpha l \frac{x}{l}) - EA \alpha T_0 \cdot \sinh(\alpha l \frac{x}{l} - 1) + EA \alpha T_0 \left(\frac{x}{l} - 1\right)}{\sinh(\alpha l)}, \quad (10)$$

Aanvulling op het mechanicamodel: lineair verloop van de temperatuur

In hoofdstuk 7 is een mechanicamodel opgesteld, waarmee de voegafstand kan worden bepaald. Daarbij is als uitgangspunt gesteld, dat het beschouwde stuk tunnel onderhevig is aan een constante temperatuurverlaging. In werkelijkheid zal de temperatuur langs de tunnelbuis sterk verlopen. Daarom wordt in deze bijlage het model aangevuld met een lineair verloop van de temperatuurverandering. Deze verbeterde benadering wordt in hoofdstuk 9 gebruikt voor het bepalen van de voegafstand.

Aanvulling op de afleiding in paragraaf 7.3

Voor de temperatuurverandering in de tunnelbuis wordt aangenomen:

$$x=l \rightarrow \Delta T=0 ,$$

$$x=0 \rightarrow \Delta T=T_0 ,$$

dat wil zeggen:

$$\Delta T(x) = T_0 - \frac{T_0}{l} \cdot x . \quad (1)$$

Hierdoor verandert de constitutieve vergelijking (7.2) in:

$$N = E_b \cdot A \cdot \left(\varepsilon - \alpha_t \cdot \left(T_0 - \frac{T_0}{l} \cdot x \right) \right) \text{ of } \varepsilon = \frac{N}{E_b \cdot A} + \alpha_t \cdot T_0 - \alpha_t \cdot \frac{T_0}{l} \cdot x , \quad (2)$$

De evenwichtsvergelijking (7.1) en de kinematische vergelijking (7.3) blijven gelijk. Als differentiaalvergelijking voor dit aangepaste model volgt nu:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} - \alpha^2 \cdot u = -\alpha_t \cdot \frac{T_0}{l} , \quad (3)$$

De algemene oplossing van deze differentiaalvergelijking bestaat uit de oplossing van de homogene vergelijking (zie vgl. (7.5)) plus een particuliere oplossing:

$$u(x) = c_1 \cdot e^{\alpha x} + c_2 \cdot e^{-\alpha x} + \frac{\alpha_t \cdot T_0}{\alpha^2 \cdot l} . \quad (4)$$

Hieruit volgt:

$$\varepsilon(x) = \alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - \alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x} , \quad (5)$$

$$N(x) = EA\alpha \cdot c_1 \cdot e^{\alpha x} - EA\alpha \cdot c_2 \cdot e^{-\alpha x} - EA \cdot \alpha_t \cdot T_0 + EA \cdot \alpha_t \cdot \frac{T_0}{l} \cdot x . \quad (6)$$

De integratieconstanten c_1 en c_2 worden gevonden door substitutie van de randvoorwaarden in vergelijking (6). De randvoorwaarden zijn (zie figuur 7.5):

$$\text{voor } x=0 \text{ geldt: } N = N_1 , \quad (7)$$

$$\text{voor } x=l \text{ geldt: } N = N_2 . \quad (8)$$

De oplossing voor het mechanicamodel met lineair verlopende temperatuur is:

$$u\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{\frac{-N_1}{EA\alpha} \cdot \cosh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]) + \frac{N_2}{EA\alpha} \cdot \cosh(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]) - \frac{\alpha_t}{\alpha} T_0 \cdot \cosh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right])}{\sinh(\alpha l)} + \frac{\alpha_t \cdot T_0}{\alpha(\alpha l)} , \quad (9)$$

$$N\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{-N_1 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]) + N_2 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]) - EA\alpha T_0 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right])}{\sinh(\alpha l)} + EA\alpha T_0 \left(\frac{x}{l} - 1\right) , \quad (10)$$

Bijlage XII

$$\varepsilon\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{\frac{-N_1}{EA} \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right]) + \frac{N_2}{EA} \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l}\right]) - \alpha_l T_0 \cdot \sinh(\alpha l \left[\frac{x}{l} - 1\right])}{\sinh(\alpha l)} \quad (11)$$

Deze vergelijkingen vervangen de vergelijkingen (7.10) t/m (7.12), en zijn verwerkt in een aangepaste versie van het spreadsheet uit bijlage VIII. Dit Excel-spreadsheet is weergegeven in bijlage XIII. De verschillende aanvullingen op het model, zoals beschreven in hoofdstuk 9 zijn daarin opgenomen.

Spreadsheet van het definitieve mechanicamodel

Deel: invoerparameters.

Model t.b.v. bepalen maximale voegafstand (aangepaste versie)

Invoergegevens:

Grootheid	Waarde	Eenheid	Toelichting
R_inw=	2,5	m	inwendige straal van de tunnel
R_uitw=	2,8	m	uitwendige straal van de tunnel
beta=	1/2	-	inzaagdiepte/wanddikte
f_cck=	35	MN/m ²	kubusdruksterkte van het staalvezelbeton
alpha t=	1E-05	1/K	uitzettingscoëfficiënt van het staalvezelbeton
T_0;A	-5	K	grootste temperatuurverandering in deel A
T_0;B	-20	K	grootste temperatuurverandering in deel B
F=	-2,9	MN	"afzetkracht" van de TBM
k=	44	MN/m ²	stijfheid van de interactie tussen tunnel en grond
rho_M=	0,8	-	reductiefactor m.b.t. momentbelasting
rho_T=	0,25	-	reductiefactor m.b.t. eigentemperatuur-spanningen

Afgeleide gegevens:

Grootheid	Waarde	Eenheid	Toelichting
A_b=	5,00	m ²	betondoorsnede van de tunnelbuis
A_v=	2,57	m ²	betondoorsnede ter plaatse van een voeg
E_b=	3,1E+04	MN/m ²	elasticiteitsmodulus van het beton
sigma_cr=	2,1	MN/m ²	stress_concrete_rupture = breukspanning van het beton
N_t;d=	2,1	MN	breukkracht in de tunnelbuis (begin van scheurvorming)
N_v=	1,1	MN	restkracht in gescheurde voeg (plastische vervorming)
alpha=	0,017	1/m	1/alpha = "storingslengte" = 59 m
EAalpha=	2,6E+03	MN/m	=wortel(E_b*A_b*k) ~ rekstijfheid tunnel * grondstijfheid

Deel: snedekrachten en verplaatsingen, stap A.

Stap A

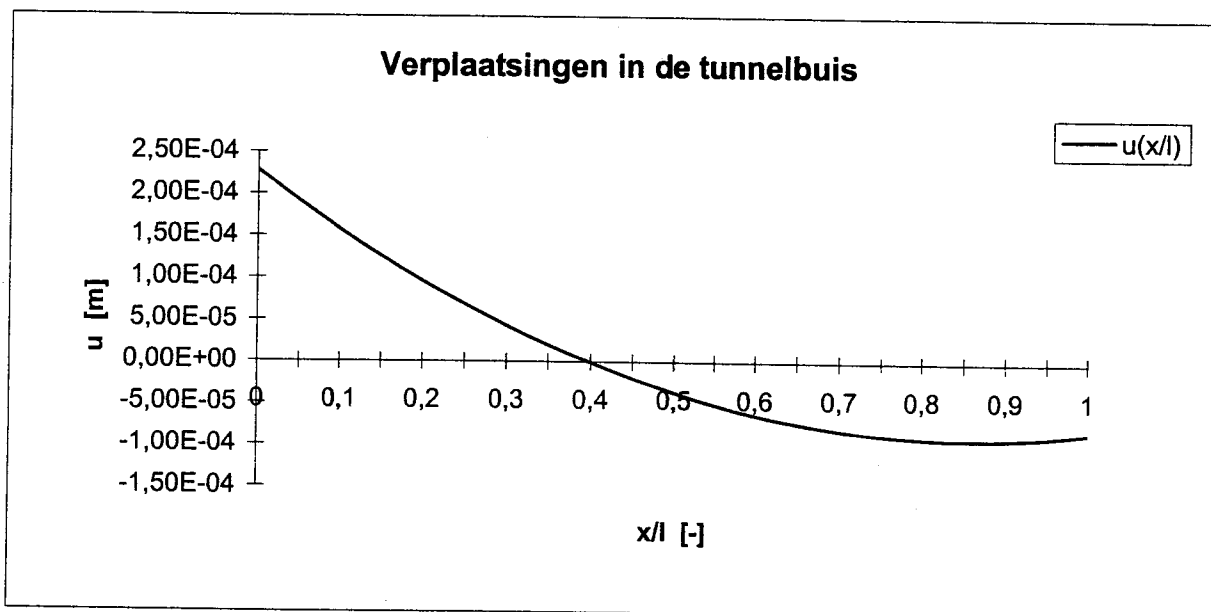
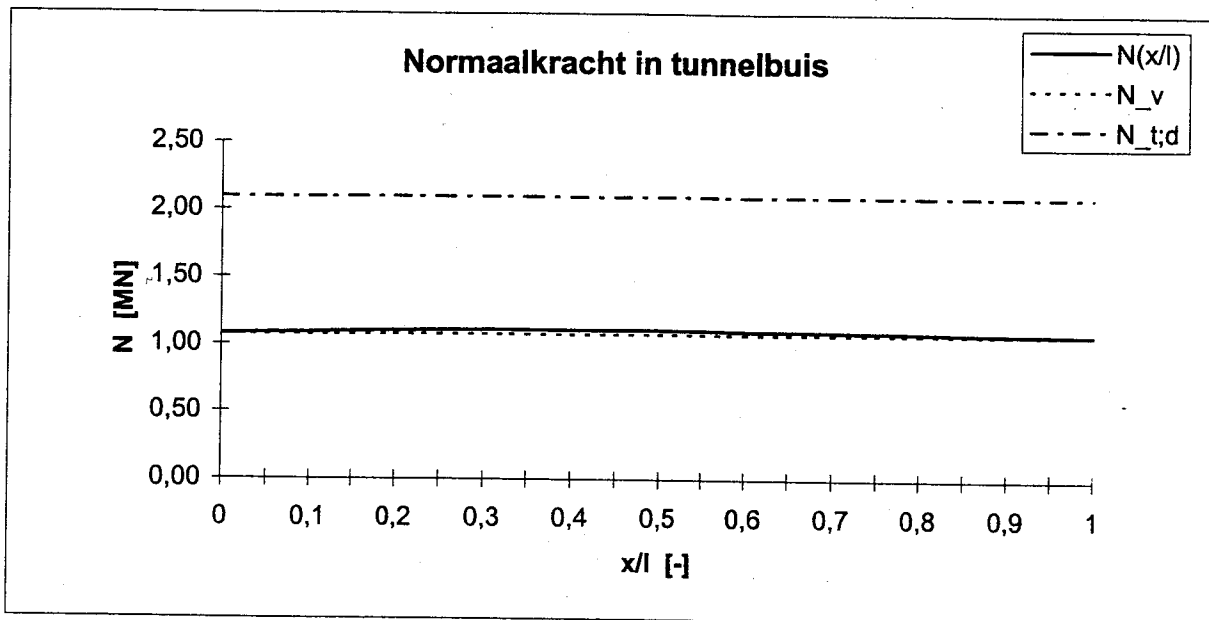
Randvoorwaarden:

$x=0: N=N_v$	1,1	MN
$x=l: N=N_v$	1,1	MN

Variabele:

$l=$	17,4	m
$\alpha^*l=$	0,29	-

Resultaat: $u_A(x_i) = -8,34E-05$ m
 $\Delta u = 2,9E-03$ m = voeg openstand



Deel: snedekrachten en verplaatsingen, stap B.

Stap B

Randvoorwaarden:

$x=0: N=N_v$	1,1	MN
$x=l: N=-F$	-2,9	MN

Variabele:

$l=$	67,2	m
$\alpha^*l=$	1,13	-

Resultaat: $u_B(x_i) = 2,83E-03$ m
 voeg_{i+1} = 17,4 m = max. voegafstand l_{voeg}

