

ÉÉN PLAN VOOR STAD EN SNELWEG

m/42stricht

Avenue2

Specialistisch Rapport Bouwtechniek en Bouwtijd  
Dialogogronde IV 22 april 2009

# de Groene Loper

## Vanzelfsprekend



**ÉÉN PLAN VOOR STAD EN SNELWEG**

# **Specialistisch Rapport**

# **Bouwtechniek en Bouwtijd**

doc. nr. AV409-000000-R8022

Datum 22 april 2009

**Opdrachtgever**

Projectbureau A2 Maastricht



## Wijzigingentabel

Locatie	Beschrijving wijzigingen
H1	
H2	<p>De wijzigingen betreffende de volgende onderwerpen:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Aanpassing verwijzingen naar nieuwe bijlagen of aangepaste nummering (van dialoofase 3 naar dialoofase 4);</li><li>• Eisen te stellen aan het verticale evenwicht;</li><li>• Kritisch onderwerp 13, het onderdeel kalksteeninjectie;</li><li>• Kritisch onderwerp 13, het onderdeel bemaling;</li><li>• Beschouwing wanden-dakmethode.</li><li>• Nieuwe bijlagen m.b.t. expert opinion kalksteeninjectie en referenties kalksteeninjectie.</li><li>• Nieuwe tekening wanden-dakmethode.</li><li>• Aangepaste tekeningen te realiseren vastgoed, planning en objectenverwijzing.</li><li>• Verschuiven tekstdelen naar logischer positie binnen de totaaltekst.</li><li>• Implementatie beantwoording toetscommentaar van PB.</li></ul>
H3	- Object I-13390 verwijderd.
H4	
H5	

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	Inleiding	6
1.1	Algemeen	7
1.2	Leeswijzer	7
<b>2</b>	Bouwtechniek	8
2.1	Bouwconcept en bouwmethode tunnel	9
	Bouwconcept	9
	Bouwmethode	13
2.2	Bouwconcept en bouwmethode andere (grote) kunstwerken	27
	I-13320 Kunstwerken Geusselt Viaductweg/A2 – Terblijterweg (dive under)	27
	Bouwconcept	27
	Bouwmethode	28
	I-13330 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79 (parallelviaduct)	29
	Bouwconcept	29
	Bouwmethode	29
	I-13340 Kunstwerk Europaplein fly over A2	30
	Bouwconcept	30
	Bouwmethode	31
	I-13350 en I-13360 Kunstwerken Geusselt Viaductweg-Meerssenerweg	31
	Bouwconcept	31
	Bouwmethode	32
	I-13430 Kunstwerken Kruisdonk A2 – Verbinding Beatrixhaven	33
	Bouwconcept	33
	Bouwmethode	33
2.3	Integratie infrastructuur en vastgoed	34
2.4	Relatie stedenbouwkundige inpassing en vormgeving	35
<b>3</b>	Bouwtijd	38
3.1	I-13210 Tunnel	39
	Bouwtijd	39
	Bouwfasering	41
3.2	Overige (grote) kunstwerken	43
	I-13320 Kunstwerk Geusselt Viaductweg/A2 – Terblijterweg (dive under)	43
	I-13330 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79 (parallelviaduct)	44
	I-13340 Kunstwerk Europaplein fly over A2	44
	I-13350 en I-13360 Kunstwerken Geusselt Viaductweg-Meerssenerweg	45
	I-13430 Kunstwerken Kruisdonk A2 – Verbindingsweg Beatrixhaven	46
<b>4</b>	Niet nader omschreven kleine kunstwerken	48
<b>5</b>	<b>English Summary</b>	<b>50</b>

<b>Bijlage 1</b>	Tekening AV407-I13210-T0100: Bovenaanzicht en lengte profiel
<b>Bijlage 2</b>	Tekeningen AV407-I13210-T0110 t/m ~T0112: Dwarsprofielen Geusselt
<b>Bijlage 3</b>	Tekening AV407-I13210-T0028: Gestapelde tunnel
<b>Bijlage 4</b>	Tekeningen AV407-I13210-T0113 en ~T0114: Dwarsprofielen Europaplein
<b>Bijlage 5</b>	Tekening AV407-I13210-T0050: Fasering in langsrichting
<b>Bijlage 6</b>	Tekening AV407-I13210-T0001: Fasering in dwarsdoorsnede
<b>Bijlage 7</b>	Tekening AV407-I13210-T0051: Fasering wanden- dakmethode
<b>Bijlage 8.1</b>	Expert opinion Prof. Dr.-Ing. W. Wittke
<b>Bijlage 8.2</b>	Expert opinion Prof. Dipl. Ing H. Quick
<b>Bijlage 8.3</b>	Expert opinion Ir. J. Maertens
<b>Bijlage 9</b>	Referentieprojecten in grond gevormde stempels
<b>Bijlage 10</b>	Tekening AV407-I13320-T0100
<b>Bijlage 11</b>	Tekening AV407-I13330-T0100
<b>Bijlage 12</b>	Tekening AV407-I13340-T0100
<b>Bijlage 13</b>	Tekening AV407-I13350-T0100
<b>Bijlage 14</b>	Tekening AV407-I13430-T0100
<b>Bijlage 15</b>	Overzicht geplande vastgoedontwikkeling
<b>Bijlage 16</b>	Planning
<b>Bijlage 17</b>	Overzicht Kunstwerken

# Inleiding

## **1 Inleiding**

### **1.1 Algemeen**

In dit Specialistisch Rapport Bouwtechniek en Bouwtijd beschrijven wij de wijze waarop het bouwconcept van de tunnel en de grote kunstwerken wordt ingericht. Tevens staan wij stil bij de bouwmethode van de kunstwerken en de tijd die de bouw in beslag neemt.

De gepresenteerde technieken en methoden zijn het resultaat van relatief kortlopende studies naar de betreffende objecten. Bij die studies hebben wij het ontwerpproces risicogestuurd doorlopen. Hierdoor kan voor sommige objecten de indruk bestaan dat ze zijn onderbelicht. Het gaat hier dan echter om onderdelen die op zichzelf al minder risicovol zijn of relatief gezien ten opzichte van andere objecten beduidend minder risicovol zijn. In deze gevallen is dan ook vaak volstaan met aannames.

In een volgende fase zullen de 'onderbelichte' objecten alsnog onderdeel zijn van nadere studies en optimalisaties. Daarnaast geldt dat ook voor de geanalyseerde risicovollere objecten, optimalisaties in een volgende fase mogelijk zijn.

### **1.2 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 staat de bouwtechniek centraal. Allereerst beschrijft paragraaf 2.1 het bouwconcept en de bouwmethode voor de tunnel. Vervolgens gaan wij in op de bouwconcepten en bouwmethoden voor andere kunstwerken (paragraaf 2.2), de integratie van infrastructuur en vastgoed (paragraaf 2.3) en de relatie stedenbouwkundige inpassing en vormgeving (paragraaf 2.4). Hoofdstuk 3 gaat dieper in op de bouwtijd en bouwfasering van de tunnel (paragraaf 3.1) en overige (grote) kunstwerken (3.2). De overige, niet nader omschreven kleine kunstwerken, staan in één overzicht in hoofdstuk 4.



# Bouwtechniek



## 2 **Bouwtechniek**

### 2.1 **Bouwconcept en bouwmethode tunnel**

#### 2.1.1 **Bouwconcept**

Voor de bouw van de tunnel onderscheiden wij drie concepten:

- concept knooppunt Geusselt;
- concept tunnel;
- concept knooppunt Europaplein.

De bouwconcepten Geusselt en Europaplein vormen de overgang tussen de maaiveldligging van de autosnelweg en het onder maaiveld gelegen tunnelgedeelte. Voor de tunnel passen wij één bouwconcept toe. Bij dit bouwconcept passen wij aanvullende maatregelen toe, om in te spelen op de lokale omstandigheden, zoals geologie maar ook de omgeving. Voor het totaaloverzicht van het knooppunt Geusselt, de tunnel en het knooppunt Europaplein verwijzen wij naar tekening AV407-I13210-T0100 in bijlage 1.

#### **Bouwconcept knooppunt Geusselt**

Het bouwconcept houdt het volgende in:

- Bij knooppunt Geusselt eindigt (in noordelijke richting gezien) het gesloten gedeelte van de tunnelbuizen.
- Het gesloten gedeelte van de bovenste buizen eindigt eerder dan dat van de onderste buizen. De bovenste tunnelbuizen buigen af van de onderste tunnelbuizen en verbinden de tunnel met het onderliggende wegennet via toeritten (open bakconstructie).
- De onderste tunnelbuizen lopen door tot en met de kruising met de Terblijerweg/Viaductweg en verbinden daarna de tunnel met het maaiveld via toeritten (open bakconstructie).
- Het gedeelte Geusselt kent complexe constructies en constructieonderdelen. Voor een overzicht verwijzen wij hiervoor naar de tekeningen AV407-I13210-T0110, AV407-I13210-T0111 en AV407-I13210-T0112 in bijlage 2. Om de constructies te kunnen realiseren werken wij met faseringen waarbij de constructies gerealiseerd worden in diepe en ondiepe bouwputten.
- Vanwege de te handhaven verkeerskruising met de Terblijerweg wordt de bouw van de tunnelmond opgesplitst in een noordelijk deel (Geusselt Noord) en een zuidelijk deel (Geusselt Zuid).
- Voor de nieuw te bouwen kruising met de Terblijerweg wordt de huidige Terblijerweg tijdelijk enigszins verlegd richting het zuiden.
- De nieuw te bouwen kruising maakt deel uit van de noordelijke bouwkuip.
- Na gereedkomen van de nieuwe kruising wordt de Terblijerweg er overheen geleid en het laatste deel van de toerit binnen de noordelijke bouwkuip gerealiseerd. Voor de faseringsteekeningen wordt verwezen naar het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.
- Zowel het noordelijke deel als het zuidelijke deel worden droog gebouwd onder toepassing van bemaling.
- De grond- en waterkerende wanden van de bouwkuip worden (tijdelijk) gestempeld dan wel (tijdelijk) verankerd.
- De constructies worden gefundeerd op staal, waarbij het verticaal evenwicht zal worden gewaarborgd.
- De drooglegging van de toerit bedraagt 0,80 m, waarbij we voorzien in aanvullende maatregelen voor de capillaire stijghoogte. De exacte lengte van de toerit in relatie tot de te hanteren

grondwaterstand dient nog nader vastgesteld te worden. We zullen daarbij voldoen aan de gestelde eisen.

- Bouwconcept Geusselt sluit aan de zuidzijde aan op het bouwconcept tunnel.

### **Bouwconcept tunnel**

Het bouwconcept tunnel houdt het volgende in (zie bijlage 3, tekening AV407-I13210-T0028, Gestapelde tunnel):

- Tussen de aansluiting op bouwconcept Geusselt aan de noordzijde van de tunnel en bouwconcept Europaplein aan de zuidzijde van de tunnel, realiseren we een gestapelde tunnel met in totaal vier buizen voor het wegverkeer: twee buizen per rijrichting, twee rijstroken per buis (concept 2 x 2 x 2).
- De bovenste tunnelbuizen zijn voor het lokale verkeer (bestemmingsverkeer) en de onderste tunnelbuizen zijn voor het doorgaande verkeer (transitverkeer).
- De tunnel wordt op staal gefundeerd.

Voor het verticale evenwicht moet conform NEN 6702 artikel 5.2.1 en 5.2.3 gerekend worden met een veiligheid van 0,9 voor de gunstig werkende belastingen (neerwaarts) en 1,0 voor de ongunstige belastingen (opwaarts).

Hierbij hanteren we de volgende uitgangspunten voor de onder f in rekening gebrachte combinaties:

- a) Voor de begrenzing van de moot grond op de oren wordt een verticaal glijvlak aangehouden;
- b) In verband met onderhoud van de wegen op de tunnel wordt 1 m gronddekking in rekening gebracht in plaats van 1,5 m;
- c) Het gewicht van het wegmeubilair (asfalt en barriers) wordt voor 3 tunnelbuizen in rekening gebracht. Met andere woorden, er wordt volledig onderhoud gerekend voor niet meer dan 1 tunnelbuis voor willekeurig welke tunnelbuis;
- d) De grondwaterstand is straks gelijk aan het niveau van het dak van de tunnel. Eventuele toekomstige grondwaterstandsveranderingen zijn hiermee verdisconteerd, evenals eventuele opstuwning rond het hevelsysteem;
- e) Er wordt geen maaiveldbelasting in rekening gebracht.
- f) Er wordt gedimensioneerd op de navolgende combinaties:
  - Combinatie 1 bestaande uit: a, b, d en e
  - Combinatie 2 bestaande uit: a, c, d en e.
  - De combinatie a, b, c, d en e wordt niet nader beschouwd.

De in de berekeningen aangehouden soortelijke gewichten van de diverse van belang zijnde materialen dienen ter verificatie te worden gemonitord tijdens de uitvoering.

- De tunnel wordt aangelegd binnen droog ontgraven en gecompartmenteerde tijdelijke bouwkuipen. De kuipwanden bestaan uit gestempelde stalen damwanden die in een bentonietcementsleuf worden geplaatst. Door bemaling van de gecompartmenteerde bouwput kunnen we droog ontgraven. Op twee niveaus boven het uiteindelijk ontgravingniveau worden de damwanden op elkaar afgestempeld door tijdelijke stempelramen die zijn opgebouwd uit stalen gordingen en buisstempels. Onder het ontgravingniveau is een derde stempel noodzakelijk om de stabiliteit van de damwanden te verzekeren en de wandvervormingen bij het ontgraven vergaand te kunnen beperken. Op dat niveau, circa 31 m + NAP, bestaat de ondergrond in Maastricht uit kalksteen. Ten noorden van de breuk onder de Voltastraat voorzien wij een derde stempel door middel van injectie van de bodem, ten zuiden van de breuk onder de Voltastraat is de kwaliteit van het kalksteen voldoende om als stempel te kunnen fungeren zonder additionele maatregelen. Voor een verdere bespreking van de injectie van de kalksteen verwijzen wij naar Kritisch Onderwerp 13.

- Bij het injecteren dienen we rekening te houden met het later te graven cunet voor het langsriool. Het stempelniveau dient voldoende laag gekozen te worden ter plaatse van het langsriool. Vanaf de damwand gezien is een verlopend stempelniveau mogelijk.
- Voor de bouw van de tunnel maken we gebruik van een tunneltrein. Vanaf de start van de bouw van de tunnel beweegt deze trein zich in eerste instantie voort in noordelijke richting. Na het gereedkomen van het eerste deel wordt de tunneltrein terugverplaatst naar het beginpunt en beweegt hij zich vervolgens in zuidelijke richting.
- De tunnel bouwen wij op deze manier in twee fasen. Een nadere toelichting hierop volgt in paragraaf 2.1.2 over de bouwmethode.
- De totale tunnallengte die wij met de tunneltrein realiseren, bedraagt circa 1.650 m.
- De lengte van de tunneltrein zelf bedraagt circa 550 m. De tunneltrein start met het aanbrengen van compartimenteringswanden en eindigt met het trekken van de damwanden.
- De tunneltrein vormt een gesloten bouwkuip waarbinnen, onder toepassing van bemaling, de tunnel 'droog' wordt gerealiseerd.
- Het gedeelte van de tunneltrein waarover bemalen wordt, bedraagt circa 350 m.
- Voor het beheersen van de grondwaterstroming naar de bouwput in langsrichting, passen wij compartimenteringswanden van cement-bentoniet toe. Een compartiment heeft een lengte van 32 m. De keuze voor cement-bentoniet betekent dat het graafproces voor de tunnelbouw ongehinderd kan doorgaan en dat discontinuïteiten hierin worden voorkomen. Het realiseren van de compartimenteringswanden vindt ruim voor de ontgraving en de bemaling plaats. In het kader van stabiliteit is voldoende steunberm aanwezig voor een compartimenteringswand. Iedere keer dat wij ter plaatse van een compartimenteringswand gaan ontgraven, is een volgende compartiment reeds gereed. Daardoor beheersen wij de risico's op het bezwijken van een compartimenteringswand en daarmee op ongecontroleerde watertoevoer.
- Nadat het betonwerk gereed is en de tunnel is aangevuld, wordt de bemaling stopgezet. Op dat moment moeten wij voorkomen dat er grondwater langs de tunnel naar de bouwkuip stroomt (onderloopsheid en achterloopsheid). Onderloopsheid voorkomen wij via een waterdichte aansluiting van de cement-bentonietwand op de onderzijde van de tunnelvloer. Achterloopsheid voorkomen wij door het opnemen van kleikisten in de aangevulde grond. Onderloopsheid en achterloopsheid spelen alleen in de bouwfase een rol.
- Onder de tunnelvloer brengen wij een drainagelaag aan om kwelwater op te vangen en af te voeren. Op het moment dat de tunnelvloer gereed is, is tevens de verbinding voor het voorkomen van de onderloopsheid aanwezig en kan er geen water in langsrichting meer onder de tunnelvloer doorlopen. Het kwelwater zal in dwarsrichting afstromen en vervolgens naast de tunnel opgevangen en afgevoerd worden. Deze voorziening blijft aanwezig totdat het achterloopsheidsscherm volledig gereed is. De kwelwatervoorziening in de kuip is ondersteunend aan het bemalingssysteem door middel van aangebrachte bronnen.
- Nadat de tunnel gereed is, wordt de ruimte aan beide zijden en boven de tunnel aangevuld.
- Naar het zuiden toe neemt de hoogte van de onderste tunnelbuizen toe. Dit wordt veroorzaakt doordat de alignementen voor de wegassen in de bovenste en de onderste buizen niet evenwijdig lopen. De aansluiting op het weefvak naar de afslag Oeslingerbaan (wegassen in onderste buizen) vereist een ander alignement dan de aansluiting op het onderliggende wegnnet (Europaplein) voor de wegassen in de bovenste buizen. De terrasvorming zoals te zien op tekening AV407-I13210-T0100 in bijlage 1, wordt door ons aangepast in een volgende fase (zie hiervoor ook het Specialistisch Rapport Ontwerp).

Ter plaatse van de ANWB-flat wijken wij enigszins af van het tunneltreinconcept. Lokaal treffen wij vóór het passeren van de tunneltrein voorzieningen om een ongestoorde passage mogelijk te maken. Tussen de tunnel en de ANWB-flat is er te weinig ruimte om daar tijdens de bouw de N2

doorheen te leiden. Om toch de doorgang van het verkeer op de N2 te waarborgen, zijn er in principe twee oplossingen:

- Het lokaal omleggen van de N2 naar de oostzijde van de tunnel. Dit betekent dat de N2 twee keer met een schuine passage de tunneltrein moet passeren. Om dit te realiseren dient het verkeer op de N2 in extra faseringen geleid te worden.
- Het treffen van een voorziening waarbij het verkeer over de bouwkuip kan rijden. De voorziening bestaat uit het lokaal voortrekken (voor de komst van de tunneltrein) van het dak van de tunnel, zodat het verkeer op de N2 over dit dak geleid wordt. Op het moment dat de tunneltrein arriveert, kunnen we ongestoord, onder het dak, de tunnel ontgraven en realiseren.

De tweede oplossing is door ons gekozen. Deze oplossing heeft de minste impact op de omgeving, het verkeer op de N2 en de tunneltrein. Voor een nadere uitwerking van de wanden-dak-sectie verwijzen we naar paragraaf 2.1.2 bouwmethode.

Voor de instandhouding van de grondwaterstroming in de gebruiksfase wordt voorzien in een hevelconstructie over de tunnel (principe van communicerende vaten). Voor een nadere uitwerking hiervan verwijzen wij naar het Specialistisch Rapport Water. Een hevel bestaat uit bovenstroomse en benedenstroomse filters die met elkaar verbonden zijn door een leiding. De leiding wordt over de tunnel gelegd. De filters van de hevelconstructie kunnen geplaatst worden tegen de tunnelwand aan of buiten de cement-bentonietwand.

Indien gekozen wordt voor plaatsing tegen de tunnelwand, dan is de uitvoering van de filters relatief eenvoudig. De achtergebleven cement-bentonietwand dient dan echter (gedeeltelijk) verwijderd/vervangen te worden. Deze vormt immers een blokkade in de grondwatertoestroming. Indien gekozen wordt voor filters buiten de cement-bentonietwand, dan dienen deze filters ingeboord te worden. Een definitieve keuze is op dit moment nog niet gemaakt, er is een voorkeur voor plaatsing buiten de cement-bentonietwand.

De h.o.h.-afstand tussen de filters bedraagt circa 50 m. Niet overal langs het tracé is er plaats om filters te plaatsen buiten de cement-bentonietwand. Met deze locaties (die beperkt van omvang zijn) zal rekening worden gehouden door het plaatsen van extra filters in de aangrenzende gebieden.

Aangegeven is dat een infiltratierool aangebracht wordt ten behoeve van de infiltratie van regenwater afkomstig van o.a. het vastgoed. Voor een nadere uitwerking hiervan verwijzen wij naar het Specialistisch Rapport Water. Het aanbrengen van het infiltratierool maakt deel uit van de tunneltrein. Het infiltratierool bevindt zich boven de grondwaterstand, zodat een eventuele toestroom van grondwater door het infiltratierool niet aan de orde is. Het infiltratierool wordt pas aangesloten op de regenwaterafvoer als de tunnel gereed is. Het infiltratierool passeert de kleikisten die aangebracht zijn ten behoeve van de achterloopsheid. Het (regen)water dat uit het infiltratierool infiltreert in de bodem, komt terecht in de ruimte tussen cement-bentonietwand, achterloopsheidsscherm en de tunnel. Het water kan wegstromen via de onderzijde door het kalksteen.

### **Bouwconcept knooppunt Europaplein**

Dit bouwconcept houdt het volgende in:

- Ter plaatse van de tunnelmonden vertakken de bovenste tunnelbuizen zich naar het onderliggende wegennet via de tunneltoeritten. De onderste tunnelbuizen lopen langer door om vervolgens via de toeritten verbonden te worden met het maaiveld.
- Het gedeelte Europaplein is eenvoudiger van constructie dan het gedeelte Geusselt. De aftakkingen naar het onderliggende wegennet vinden plaats ná de tunnelmond. De gestapelde tunneldoorsnede zelf waaiert dan ook niet uit. Voor een overzicht van de diverse dwarsdoor-

sneden verwijzen wij naar de tekeningen AV407-I13210-T0112 (bijlage 2), AV407-I13210-T0113 en AV407-I13210-T0114 in bijlage 4.

- Het gedeelte Europaplein bouwen wij onder toepassing van bemaling.
- De constructies worden gefundeerd op staal, waarbij het verticaal evenwicht zal worden gewaarborgd.
- De drooglegging van de toerit bedraagt 0,80 m, waarbij in aanvullende maatregelen voorzien wordt m.b.t. de capillaire stijghoogte. De exacte lengte van de toerit in relatie tot de te hanteren grondwaterstand dient nog nader vastgesteld te worden. We voldoen daarbij aan de gestelde eisen.
- Het bouwconcept van Europaplein sluit aan de noordzijde aan op het bouwconcept van de tunnel.

### **Randvoorwaarden**

Tijdens de uitvoering van de bouwconcepten Geusselt en Europaplein voldoen wij aan de volgende randvoorwaarden:

- Fysieke scheiding van de openbare weg en de bouw van de tunnelmonden.
- Het inpasbaar zijn van het bouwconcept binnen de verkeersfaseringen.
- Omleggen van kruisende kabels en leidingen voorafgaand aan de bouw.
- Voldoende werkruimte aanwezig naast de bouwputten voor materieel en opslag.

Tijdens de uitvoering van het bouwconcept tunnel voldoen wij aan de volgende randvoorwaarden:

- Fysieke scheiding van de openbare weg en de tunneltrein.
- Passage van het kruisende verkeer door middel van hulpbruggen.
- Passage van kruisende kabels en leidingen door middel van hulpbruggen.
- Aan- en afvoer van materialen en materieel alleen over de koppen van de tunneltrein.
- Geen bouw materieel (hijskranen) aan weerszijden van de tunneltrein.
- Geen compartimentering door middel van damwandschermen.
- De geologisch gevoelige ondergrond dient voorbereid te zijn op de passage van de tunneltrein.
- Een wekelijkse productie van één tunnelmoot om de planning te kunnen halen.

Een aantal van bovenstaande randvoorwaarden zijn opgenomen als eisen. In een aantal gevallen is dat niet gedaan omdat bij het vastleggen in een eis in principe geen nadere optimalisatie en/of differentiatie meer mogelijk is. Bijvoorbeeld: de randvoorwaarde voor de aanvoer en afvoer van materiaal en materieel geldt expliciet voor de locaties waar geen werkerterrein naast de tunneltrein beschikbaar is, maar weer niet expliciet voor de locaties met voldoende werkruimte naast de tunneltrein. Het opnemen van gestelde als eis zal in dit geval dan onnodig belemmerend werken voor de bouwmethode.

## **2.1.2 Bouwmethode**

De bouwmethode wordt omschreven per locatie, knooppunt Geusselt, tunnel en knooppunt Europaplein. De kritische onderdelen 13 en 14 zijn voor de locaties Geusselt en Europaplein niet onderscheidend ten opzichte van de tunnel. Er is daarom voor gekozen om de kritische onderdelen te bespreken bij de locatie tunnel en niet bij de locaties Geusselt en Europaplein.

## **Knooppunt Geusselt**

Voor de bouwmethode van knooppunt Geusselt maken wij onderscheid tussen het noordelijke en het zuidelijk deel.

### *Geusselt Noord*

Het noordelijk gedeelte is relatief eenvoudig te realiseren en bestaat uit naast elkaar liggende tunnelbakken. Voor de bouw houden wij onderstaande volgorde aan:

- graven van sleuven met diepwandgrijper;
- vullen van de sleuf met bentoniet;
- plaatsen van damwanden in de sleuf of in plaats daarvan het aanbrengen van damwanden door middel van intrillen;
- het bentoniet in de sleuf vervangen door cement-bentoniet;
- installeren van bemaling en droogzetten van de kuip;
- aanbrengen van een drainagelaag;
- aanbrengen van de werkvloer;
- aanbrengen van buiten- en binnenkisten, aanbrengen van de wapening;
- storten van de vloer en de wanden van de open toerit;
- aanvullen tussen de damwand en de buitenwand;
- uitzetten van de bemaling;
- trekken van de damwanden.

### *Geusselt Zuid*

Het zuidelijk gedeelte van de tunnelmond vormt de overgang tussen de tunnel en de aansluitingen op het onderliggend wegennet. De onderste tunnelbuizen vormen de doorgaande rijbanen. De bovenste tunnelbuizen waaieren uit en vormen de aansluiting op het onderliggende wegennet. Het geheel kenmerkt zich door complexe en continu veranderende doorsneden. Voor de detailuitwerking van de diverse doorsneden houden wij rekening met eventuele zettingsverschillen en voorkomen wij grote uitkragende constructies. De getekende doorsneden (zie bijlage 2) zijn een schematische weergave om de complexiteit inzichtelijk te krijgen en zijn niet het resultaat van detailbeschouwingen over de constructie.

Om het werkterrein optimaal te benutten voor materieel en opslag en om de afmetingen van de stempels binnen aanvaardbare grenzen te houden, worden in eerste instantie de onderste tunnelkokers gemaakt en aangevuld. Daarna volgen de vertakkingen van de bovenste tunnelkokers en de toeritten in afzonderlijke bouwkuipen.

Voor de bouw hanteren wij onderstaande volgorde:

- graven van sleuven met diepwandgrijper;
- vullen van de sleuf met bentoniet;
- plaatsen van damwanden in de sleuf;
- het bentoniet in de sleuf vervangen door cement-bentoniet;
- injectie van de ondergrond in een horizontaal vlak;
- installeren van bemaling en droogzetten van de kuip;
- aanbrengen van een drainagelaag;
- aanbrengen van de werkvloer;
- aanbrengen van de buiten- en binnenkisten, aanbrengen van de wapening;
- storten van de vloer en de wanden van de open toerit;
- aanvullen tussen de damwand en de buitenwand;
- uitzetten van de bemaling;
- trekken van de damwanden.

## Tunnel

### *Tunneltrain*

De tunneltrain (zie bijlage 5, tekening AV407-I13210-T0050) zal zich wekelijks over een afstand van één tunnelmoot, een afstand van 16 m, verplaatsen. In verband met de fasering van de N2 ter plaatse van Europaplein start de tunneltrain bij de Nassaulaan (metreering 5600, zie hiervoor tekening AV407-I13210-T0100 in bijlage 1) en beweegt zich in noordelijke richting. Bij de noordzijde sluit de tunneltrain aan op het gereed zijnde gedeelte van Geusselt Zuid (afstand circa 1350 m). Gedurende deze bouwfase bevindt de tunneltrain zich op eenzelfde niveau onder het maaiveld (geen verloop in verticaal alignement).

Na de aankomst bij de Geusselt wordt de tunneltrain terug verplaatst naar het startpunt bij de Nassaulaan om vandaar uit in zuidelijke richting te bewegen tot aan het dan gereed zijnde gedeelte van Europaplein (afstand circa 350 m). De afvoer van materiaal vindt wederom plaats over de kop van de tunneltrain, de aanvoer van materieel en materiaal vindt plaats door de tunnel vanaf de Geusselt. De tunnel wordt aansluitend aan het gereede deel gebouwd.

Zoals eerder al gemeld bedraagt de voortgang één tunnelmoot per week oftewel 16 m. Bouwen in een trein houdt in dat continu en tegelijkertijd alle bouwactiviteiten ergens plaatsvinden. Om dit te kunnen realiseren, zijn de aspecten capaciteit en logistiek van het allergegrootste belang. Stagnatie van een bouwactiviteit betekent dat binnen afzienbare tijd de trein stil zal komen te staan.

De tunnelmootlengte van 16 m is bepaald aan de hand van de capaciteiten van de verschillende disciplines of werkzaamheden. De langzaamste schakel bepaalt de snelheid van de tunneltrain. De hoeveelheid materieel en het moment van inzetten ervan worden bepaald door de hoeveelheid beschikbare ruimte binnen de trein. Het opbouwen/afbreken/verplaatsen van hulpmaterieel vormt een essentieel onderdeel van de capaciteit van de tunneltrain. Op dit moment is de optimale mootlengte bepaald op 16 m. Nadere studies in een volgende fase kunnen leiden tot een nadere optimalisatie van deze lengte. Alle bouwactiviteiten tezamen leiden tot een lengte van de tunneltrain van circa 550 m.

Gedurende de realisatie van de tunnel worden grote hoeveelheden verwerkt (zie hiervoor paragraaf 3.1.1). Voor de opzet van de tunneltrain is de logistiek als volgt opgesplitst:

- Het creëren van de bouwkuip gebeurt aan de kop van de tunneltrain. Hieronder vallen het maken tijdelijke wanden, het aanbrengen van de injectie (alleen het noordelijke deel), het uitvoeren van de grondwerken, het plaatsen van de stempelramen en het installeren van de bemaling. Voor de genoemde activiteiten vinden alle aan- en afvoer van materieel en materialen plaats aan de voorzijde van de trein.
- Het maken van de tunnelconstructie (1 vloerstort, 1 wanden-tussenvloer-stort, 1 wanden-dakstort), het verwijderen van de stempelramen, het aanvullen van de grond en het verwijderen van de tijdelijke wanden vinden plaats in het middenstuk en aan de achterzijde van de tunneltrain. Voor de genoemde activiteiten vinden alle aan- en afvoer van materiaal en materieel plaats aan de achterzijde van de trein. Hiertoe wordt bij de start van de trein een toerit aangelegd naar de onderste en bovenste tunnelbuizen. Deze toerit blijft in gebruik totdat de tunneltrain de aansluiting ter plaatse van knooppunt Geusselt heeft bereikt.

In de tunnel zullen tijdelijke doorgangen worden gecreëerd om de aan- en afvoer van het materiaal en materieel te vereenvoudigen. Een deel van de werkzaamheden zal worden uitgevoerd op het tunneldak. Hierbij valt te denken aan het verpompen van het beton voor de bovenste tunnelkisten, de aanvoer van de wapening voor het tunneldak, het verwijderen van de bovenste stempelramen, het aanbrengen van de achterloopsheidsvoorziening en het aanvullen tussen de tunnel en de damwanden.



De benodigde wapening en andere bouwmaterialen voor de onderste tunnelbuizen zullen door de tunnel worden aangevoerd en gelost met verreikers. Het beton voor de onderste tunnelbuizen wordt aangevoerd door het reeds gereed zijnde deel van de tunnel en wordt verpompt met pompen die binnen de 'beperkte ruimte' van de onderste tunnelbuis kunnen worden toegepast. Ten behoeve van het klimaat in de tunnel zal worden voorzien in een ventilatie tijdens de bouw.

Zoals aangegeven beslaat de tunneltrein een lengte van zo'n 550 m. Achtereenvolgens vinden in de trein de volgende activiteiten plaats (zie naast tekening AV407-I13210-T0050 ook de tekeningen in bijlage 6 voor de bouwfaserings):

1. Installeren van de filters voor de bemaling van de bodem.
2. Maken compartimenteringsschermen van cement-bentoniet.
3. Plaatsen van de geleidewanden voor de diepwandsleuf.
4. Maken van de sleuf met diepwandgrijpers en vullen met bentoniet. Als eerste worden alleen de primaire panelen gegraven om sleuf-stabiliteit te handhaven. Vlak voor het plaatsen en aanvullen van de damwanden worden een voor een de secundaire panelen gegraven.
5. Aanbrengen van de damwandplanken in de sleuven en vervangen van het bentoniet door cement-bentoniet.
6. Injectie van de ondergrond.
7. Eerste slag ontgraven:
  - Start van de bemaling.
  - Verwijderen van de geleidewanden.
  - Ontgraven met de eerste kraan.
  - Controle van het bemalingsdebiet en eventueel treffen van beheersmaatregelen.
8. Tweede slag ontgraven:
  - Aanbrengen van de consoles en de gordingen voor het eerste stempelraam.
  - Ontgraven met de tweede kraan. Wij graven vanuit het midden. Er blijven steunbermen tegen de damwand totdat de stempels zijn geplaatst.
  - Controle van het bemalingsdebiet en eventueel treffen van beheersmaatregelen.
  - Aanbrengen van de stempels voor het eerste stempelraam.
9. Derde slag ontgraven:
  - Aanbrengen van de consoles en de gordingen voor het tweede stempelraam.
  - Ontgraven met de derde kraan. Wij graven vanuit het midden. Er blijven steunbermen tegen de damwand totdat de stempels zijn geplaatst.
  - Controle van het bemalingsdebiet en eventueel treffen van beheersmaatregelen.
  - Verwijderen van de steunbermen van de tweede ontgravingslag.
  - Aanbrengen van de stempels voor het tweede stempelraam.
10. Vierde slag ontgraven:
  - Met de vierde kraan verwijderen van de steunbermen van de derde ontgravingslag.
  - Aanbrengen van de horizontale drainage en het grind om het kwelwater af te pompen.
  - Controle van het bemalingsdebiet en eventueel treffen van beheersmaatregelen.
11. Aansluiten van de drainage en uitvlakken van het grind.
12. Aanbrengen van de werkvloer en de voorbereidingen treffen voor de aansluiting van de cement-bentonietwand op de toekomstige tunnelvloer.
13. Onderste tunnelvloer:
  - Bekisting voor de vloer plaatsen.
  - Wapening voor de vloer en de wandstekken aanbrengen.
  - Betonstorten voor de eerste vloer.
14. Ontkisten van de tunnelvloer en opslag van de wapening.
15. Voorvlechten van de wanden van de onderste tunnel. Per tunnelkoker is een vlechtsteiger voorzien.

16. Onderste tunnelniveau:
  - Verrollen en stellen van de binnenkist.
  - Hittewerende tunnelbekleding aanbrengen, vlechten van de wapening van de tussenvloer.
  - Verplaatsen en stellen van de buitenkist.
  - Storten van het beton.
17. Tijdelijke opslag van de buitenkisten tot het moment van verplaatsen.
18. Aanvullen van de grond op het onderste tunnelniveau voor het overnemen van de stempel-functie van het onderste stempelraam, verwijderen van de stempels en de gordingen van het onderste stempelraam. Tevens start het aanbrengen van de achterloopsheidsscherm.
19. Voorvlechten van de wanden van de bovenste tunnel. Per tunnelkoker is een vlechtsteiger voorzien.
20. Bovenste tunnelniveau:
  - Verrollen en stellen van de binnenkist.
  - Hittewerende tunnelbekleding aanbrengen, vlechten van de wapening van de tussenvloer.
  - Verplaatsen en stellen van de buitenkist.
  - Storten van het beton.
21. Tijdelijke opslag van de buitenkisten tot het moment van verplaatsen.
22. Aanvullen van de grond op het bovenste tunnelniveau voor het overnemen van de stempel-functie van het bovenste stempelraam, verwijderen van de stempels en de gordingen van het bovenste stempelraam. Volledig maken van het achterloopsheidsscherm.
23. Aanvullen met grond, aanbrengen van het infiltratieriool en de hevelconstructie.
24. Trekken van de damwand en beëindiging van de bemaling.

#### *Wandconstructie bouwkuip*

Voor de bouwkuipbegrenzing hebben we gekozen voor een damwand die gehangen of geplaatst wordt in een gegraven sleuf. In principe zou een diepwand eveneens als bouwkuipbegrenzing kunnen dienen.

De afweging tussen diepwanden of damwanden is complex. Bepalende factoren zijn onder andere (in willekeurige volgorde):

- de toe te passen betonhoeveelheid;
- het handhaven van de grondwaterstroming in de gebruiksfase en de inpasbaarheid van de beheersmaatregelen;
- de inpassing van de kruisende riolering;
- de bouwfasering (waaronder hergebruik materiaal tijdens de bouw);
- de bouwtijd;
- de hinder voor de omgeving (uittrekken van damwanden);
- de geotechnische aspecten (bijvoorbeeld de wijze van ontgraven en de wijze van funderen in combinatie met het verticaal evenwicht);
- de tunnelveiligheid (mede in relatie tot de constructieve oplossingen voor de tunnel);
- de duurzaamheid (en de aantoonbaarheid daarvan);
- de beschikbaarheid;
- de toekomstvastheid (robuustheid ten aanzien van eventuele lekkages en aanrijdingen).

De oplossing met tijdelijke damwanden als begrenzing van een bouwkuip waarbinnen in den droge een tunnel wordt gerealiseerd scoort naar onze mening beduidend beter op de belangrijke items zoals duurzaamheid, toekomstvastheid, beschikbaarheid, bouwfasering en de geotechnische aspecten.

### *Wanden-dak-sectie*

Om het deel van de tunnel te kunnen realiseren ter plaatse van de ANWB-flat wordt lokaal een wanden-dak-methode toegepast als bouwmethode (zie tekening AV407-I13210-T0051 in bijlage 7). Om de wanden-dak-sectie te kunnen bouwen, worden eerst de rijbanen van de N2 tijdelijk verlegd naar het oosten. Aan de westzijde ontstaat nu ruimte om de wanden van de bouwkuip te kunnen realiseren. Deze wanden worden aangebracht op dezelfde wijze als elders in de tunnel-trein, dat wil zeggen, de wand wordt geplaatst in een gegraven sleuf gevuld met cement-bentoniet. Daar waar de wanden bij de tunnel-trein na het gereedkomen van de tunnel weer getrokken worden, blijven de wanden in de wanden-dak-sectie definitief aanwezig. De wanden hebben echter alleen in de bouwfase een functie. Het type toe te passen wand is nog nader te bepalen. Na het aanbrengen van de wanden wordt er circa 3 m afgegraven ten behoeve van het realiseren van het tunneldak. Nadat het tunneldak klaar is, wordt er aangevuld op het dak en de rijbanen van de N2 verlegd naar het westen op het tunneldak.

Het niveau waarop het tunneldak wordt aangebracht sluit aan op het niveau van het tunneldak in de tunnel-trein.

Nadat de wanden-dak-secties klaar zijn, kan de tunnel-trein passeren. Het voorste deel van de tunnel-trein wordt bij het bereiken van de wanden-dak-sectie overgezet naar de noordzijde. Het graafproces en de bouw van de tunnel vinden plaats onder het dak. De voegen worden uitgevoerd gelijk aan de overige voegen tussen de moten, dus voorzien van waterkerend profiel. Dit geldt ook voor de overgang in het dak tussen de wanden-dak-sectie en het 'normale' tunneldeel. Tussen de buitenwanden en het dak van de tunnel wordt in de wanden-dak-sectie eveneens voorzien in een voeg met waterkerend profiel.

Voor de wanden-dak-sectie zijn onder andere de volgende items nog onderwerp van studie:

- Het toepassen van voorspanning in het dak in relatie tot de toe te passen dakdikte.
- Het toe te passen type bouwkuipwand (damwandplanken of buispalen).
- Het aantal toe te passen compartimenteringswanden van cement-bentoniet.

### Kritisch Onderwerp 13

De maakbaarheid van de tunnelconstructie als gevolg van de geotechnische situatie in de ondergrond.

Binnen kritisch onderwerp 13 worden de volgende onderwerpen behandeld:

- wanden bouwkuip
- stempeling bouwkuip en injectie kalksteen
- bemaling
- monitoring - beïnvloeding omgeving
- nader onderzoek

### *Wanden bouwkuip*

Als wandconstructie voor de bouwkuip wordt een damwand geplaatst in een gegraven sleuf. De sleuf graven we met een diepwandgrijper. Alhoewel lokaal enige vuursteenbanken zullen voorkomen, is het de verwachting dat er geen grote problemen zullen optreden tijdens het graven van de sleuf. Het valgewicht van een diepwandgrijper is groot genoeg om een vuursteenbank te kunnen breken. Daarnaast zal een vuursteenbank vanaf de zijkant van de bank afgegraven/benaderd worden. Indien het ontgraven niet succesvol is dan wordt een beitel ingezet om de vuursteenbank te breken.

Om de sleufstabiliteit te waarborgen wordt de sleuf tijdens het graven gevuld met bentoniet. De samenstelling van het bentoniet wordt zodanig gekozen dat zo min mogelijk verlies van bentoniet in het grind zal optreden. Als de sleuf af is, wordt het damwandprofiel in de sleuf gehangen/geplaatst. Na het aanbrengen van het damwandprofiel wordt het bentoniet in de sleuf vervangen

door cement-bentoniet. Het cement-bentoniet vormt in verharde toestand het intermediair tussen grond en damwand.

Als de tunnelconstructie gereed en aangevuld is, worden de damwanden getrokken. Het trekken van de damwand uit de cement-bentonietstleuf is goed haalbaar. De samenstelling van het cement-bentonietmengsel zal afgestemd zijn op het kunnen trekken van de damwanden. Na het reinigen van de damwandplank (eventueel verwijderen van resten cement-bentoniet uit de sloten) is de plank geschikt voor hergebruik. Door de damwand te plaatsen in een cement-bentonietmengsel wordt tevens eventuele onderloopsheid van grondwater direct onder de damwand door voorkomen. De toe te passen sleufdiepte en daarmee damwandlengte is bepaald op circa 20 m. Het puntniveau van de damwanden is daarmee gelegen op circa 3 m onder het ontgravingsniveau. De consequenties hiervan worden besproken onder Kritisch Onderwerp 13 item bemaling.

### **Stempeling bouwkuip en injectie kalksteen**

#### *Inleiding*

Op twee niveaus boven het uiteindelijk ontgravingsniveau worden de damwanden op elkaar afgestempeld door tijdelijke stempelramen die zijn opgebouwd uit stalen gordingen en buisstemfels. Onder het ontgravingniveau is een derde stempel noodzakelijk om de stabiliteit van de damwanden te verzekeren en de wandvormingen bij het ontgraven vergaand te kunnen beperken. Op dat niveau, circa 30 à 31 m + NAP, bestaat de ondergrond in Maastricht uit kalksteen.

In het tracé ten noorden van de breuk onder de Voltastraat wordt kalksteen uit de formaties van Meerssen, Nekum en Emael aangetroffen. Vanwege de lage sterkteparameters van dit kalksteen is een lokale versterking over een bepaalde diepte noodzakelijk om de horizontale oplegdruk uit de bouwkuipwanden gedurende de bouwtijd te kunnen weerstaan. De gestabiliseerde bodemlaag zal als een horizontaal stempel tussen de damwanden werken. De sterkte-eigenschappen van de al dan niet verweerde kalksteen dient verhoogd te worden van circa 50 kPa tot minimaal 100-200 kPa (0.1 -0.2 N/mm<sup>2</sup>) schuifsterkte ( $c'$ ). Het bodemstempel zal voorafgaand aan het ontgraven vanaf het maaiveld (op circa 48 m + NAP) aangebracht moeten worden over een hoogte van circa 2 meter.

In het tracé ten zuiden van de breuk onder de Voltastraat is het ondergrondse stempel niet nodig. De ondergrond is daar van zodanig goede kwaliteit dat geen derde kunstmatig aangebracht stempel nodig is.

Aanvullende geotechnische informatie die beschikbaar is gekomen in februari 2009 geeft aan dat de kwaliteit van het kalksteen in het noordelijk deel wellicht conservatief is ingeschat in het verleden. De wijze van uitvoeren van het onderzoek in het verleden kan debet zijn aan de geconstateerde mindere kwaliteit van het kalksteen. De hoeveelheid beschikbare nieuwe informatie is echter te beperkt om daar andere conclusies uit te kunnen trekken dan tot dusver gedaan is. Uitgebreid aanvullend onderzoek is noodzakelijk om met meer zekerheid iets te kunnen zeggen over de mogelijk betere kwaliteit van het kalksteen. Avenue2 gaat er van uit dat een derde kunstmatig aangebracht stempel ten noorden van de breuk onder de Voltastraat noodzakelijk is en heeft dat als zodanig in de bieding opgenomen.

Het bodemstempel mag niet waterafsluitend zijn. Door de hoge ligging, juist onder de ontgraving, kan een afsluitende laag zonder verankeringen opbarsten door de opbouw van waterdrukken eronder. Het kalksteen zal daarom over slechts circa 40 procent van het bouwputoppervlak gestabiliseerd worden. Zodoende kan zich geen waterdruk onder de stempellaag opbouwen en

zijn verticale trekankers overbodig. Het gestabiliseerde kalksteen kan stempelen en tegelijkertijd waterdoorlatend zijn door het gewelfvormig patroon waarin het kalksteen onder het ontgraving-niveau geïnjecteerd zal worden.

Belangrijk voordeel van het bodemstempel is dat de vervormingen van de bouwputwanden worden gereduceerd omdat bij aanvang van de ontgraving het bodemstempel al functioneert. Het risico van ongewenste beïnvloeding van de naastliggende bebouwing is zodoende vergaand beperkt.

Om de haalbaarheid van de bouwmethode te onderzoeken heeft Avenue2 in overleg met het Projectbureau expert opinions aangevraagd bij onafhankelijk deskundigen op het gebied van injectie van kalksteen. Deze expert opinions zijn opgenomen in bijlagen 8.1, 8.2 en 8.3. Als experts op het gebied van injectie in het kalksteen zijn geraadpleegd: Professor Dr. Ing. W. Wittke, Professor Dipl. Ing. H. Quick en Ir. J. Maertens. De neerslag van deze expert opinions is opgenomen in de beschouwingen op de kalksteeninjectie.

#### *Referentieprojecten in de grond gevormde stempels (zie bijlage 9)*

De bouwmethode van Avenue2 met een horizontaal bodemstempel onder het grondwaterniveau is eerder met succes toegepast in vergelijkbare grote en diepe open bouwputten. De voordelen van de bouwmethode zijn de eenvoudige logistiek en de korte uitvoeringstijd. Bijkomend voordeel is het vergaand beperken van de bouwputvervormingen door de meervoudig gestempelde kuipwanden, waarmee het risico op omgevingsbeïnvloeding beperkt blijft.

In Duisburg is in 1994 een startschacht gegraven ten behoeve van de boortunnels van de Stadtbahn. De 100 m lange bouwput (Stadtpark Meiderich) had een breedte van 20 m, de ontgraving bedroeg 22 tot 25 m diepte onder een hoge grondwaterstand. Door middel van jetgrouten is onder het ontgravingniveau een stempellaag tussen diepwanden aangebracht in stijve siltlagen. Het 2.9 m dikke bodemstempel had geen waterafsluitende functie en is daarom met grote sparingen uitgevoerd, vergelijkbaar met de geometrie die Avenue2 voor de traverse-tunnel in Maastricht heeft uitgewerkt.

In Berlijn is een aantal grote bouwputten met diepe bodemstempels uitgevoerd als alternatief voor natte ontgravingen met verankerde onderwaterbetonvloeren. Daarbij werd veelal ook een afsluitende functie verlangd, en zijn de geïnjecteerde stempellagen ook verticaal verankerd, bv. de 10 m diepe bouwput in de Kantstrasse (1999). Daar zijn in vaste mergellagen door middel van bodem injecties stempellagen uitgevoerd.

In de bouwput voor een zinktunnel onder de Spree (Berlijn, 1999) is op 20 m diepte een verankerde stempellaag geïnjecteerd in zeer dicht gepakte zandlagen.

#### *Injectiemethoden; jetgrouten of lagedrukinjectie*

Voor stabilisatie van het kalksteen komt jetgrouten in aanmerking. Bij deze methode wordt onder hoge druk de bestaande bodem losgespoten en intensief vermengd met toegevoerde grout (water-cement). Na verharding resulteert een stabiel en uniform bodemlichaam van de gewenste sterkte en doorlaatbaarheid. De technische haalbaarheid van jetgrouten wordt beperkt door de hardheid van de bodemlagen in verband met het versnijden van de grond en het op diepte krijgen van de lansen. De toepasbaarheid van jetgrouten wordt beperkt door de hardheid die nog door een jetstraal kan worden doorsneden. In de literatuur wordt een waarde gevonden van 10 MN/m<sup>2</sup> (10 N/mm<sup>2</sup>) druksterkte van zandsteen in Nürnberg die met een lucht/waterstraal is doorsneden.

Jetgrouten wordt toegepast in alle grondsoorten als zand, klei en in zachtere gesteenten. De kalksteen in Maastricht ten noorden van de breuk onder de Voltastraat wordt gekarakteriseerd als zwak tot zeer zwak en heterogeen.

Jetgrouten wordt met succes toegepast als in situ versterking of stabilisatie van bodem. De waterafsluitende werking van jetgrout lichamen is sterk afhankelijk van de uitvoeringspraktijk en voldoet veelal niet aan de hoge verwachtingen. Voor de toepassing van jetgrouten in Maastricht is waterafsluiting juist niet wenselijk.

Het injecteren van het kalksteen met lage druk is niet goed toepasbaar gegeven de structuur van de bodem. Een bodemopbouw met een te fijnkorrelige poriënstructuur of te nauwe scheurwijdten kan niet met lage druk injectie opgevuld worden. Dit geldt eveneens voor cohesieve gronden. Een geringe doorlatendheid en een hoog watergehalte wijzen daarop. De kalksteen in het pakket van Nekum, waarin het stempel aangebracht moet worden, is te fijnkorrelig om met lagedrukinjecties te worden behandeld en tot een homogeen geheel te worden verstevigd.

#### *Jetgrouten*

De bestaande bodemstructuur wordt door de hoge energietoevoer van een jetstraal, tot circa 500 bar druk, geërodeerd en blijft daardoor niet in tact. Afhankelijk van de hoeveelheid toegevoegd cement en het oorspronkelijk bodemmateriaal resulteert een uiteindelijke druksterkte van het groutlichaam, die in harde grondsoorten kan oplopen tot wel 25 N/mm<sup>2</sup>.

De techniek staat ook bekend als VHP (Very High Pressure) grouting, HDI (Hochdruck injektionen) of Düsentrahilverfahren (DSV). Ontwerp en uitvoering van jetgrouten is genormeerd in de Europese norm NEN-EN 12716.

Er wordt bij het jetgrouten een boorstelling ingezet om de spuitlansen, met daarin de spuitmonden, tot op de vereiste diepte te krijgen. De lans wordt in harde grondsoorten voorzien van een boorkop die aan de onderzijde, juist onder de spuitmonden, gemonteerd is.

Door de spuitlans roterend omhoog te trekken ontstaan cilindervormige kolommen over de diepte waarin de bodem gejet en gegrout is. Door de kolommen gedeeltelijk te laten overlappen ontstaat een groutlichaam in de gewenste vorm. In het geval van het groutbodestempel is dat plaatvormig, maar voorzien van openingen om volledige waterafsluiting te kunnen voorkomen. Gewelfwerking zorgt voor krachtoverdracht rondom deze openingen.

Er zijn uitvoeringsvarianten die zich onderscheiden door het al of niet toevoegen van lucht aan de snijstraal en door het al of niet tegelijkertijd snijden en injecteren. Bij het eenfasesysteem wordt door de jetstraal zowel gesneden als geïnjecteerd. Bij het tweefasesysteem wordt gesneden met een waterjet en afzonderlijk geïnjecteerd met het groutmengsel. Bij het driefasesysteem wordt een luchtstraal en een waterstraal gebruikt om de bodem los te snijden. Het groutmengsel wordt hierbij afzonderlijk van de jetstraal toegevoegd.

Er is ervaring met jetgrouten in matig tot vaste mergellagen in Berlijn. Bij grote hardheden kan eventueel worden voorgesneden met een aparte jetstraal. Aanpassing van de boorkop aan vast gepakte harde lagen is goed mogelijk.

Jetgrouten van het bodestempel zal worden uitgevoerd door een gespecialiseerde en gecertificeerde onderaannemer. Ruime ervaring met de uitvoering van vergelijkbare projecten, inclusief werkvoorbereiding, een proevenplan, de monitoring van de uitvoering, en de kwaliteitsbewaking

zijn essentieel. Uitvoering van het jetgrouten gaat gepaard met een intensief meetprogramma waarmee de kwaliteit van het eindproduct continu wordt geverifieerd en waar nodig het proces aangepast.

#### *Ontwerp bodemstempel*

Het bodemstempel moet functioneren over een effectieve hoogte van circa 2 m. Het horizontale stempel is een aaneensluitend volume van gegroute kalksteen gevormd door oversnijding van individuele jetgrout kolommen.

Uit ontwerpberekeningen volgt de vereiste druksterkte van het stempel. Om de stabiliteit van de damwanden te waarborgen dient minimaal 2.0 N/mm<sup>2</sup> druksterkte in het stempel te worden gerealiseerd, overeenkomend met een B2 betonkwaliteit. Dit is geen bijzondere eis voor jetgrouten in (harde) zandlagen.

Het ontwerp en de uitvoering van het jetgrouten zal vooraf worden gegaan door uitgebreid grondonderzoek van het te behandelen kalksteen in de laag van Nekum. We kunnen dan ontwerpkeuzes maken voor de kolomdiameter en de grout samenstelling inclusief het cement type. Ook het systeem van jetgrouten wordt dan gekozen.

De lengte van de kolommen, de kolomdiameters en de mate van onderlinge oversnijding worden definitief bepaald op basis van een vooraf uit te voeren proevenprogramma in de betreffende kalklaag op een diepte van circa 20 m onder het maaiveld. Daaruit worden de uitvoeringstoleranties bepaald van de hoogteligging van de kolommen. Met de toleranties op de kolomdiameters en de boorafwijkingen in het platte vlak wordt een definitief ontwerpraster bepaald zodanig dat daarmee een aaneensluitend geheel van gegroute kalksteen resulteert.

Uit de proeven moeten ook de parameters voor de uitvoering van het jetgrouten worden bepaald die tot de vereiste druksterkte en kolomdiameter leiden. Deze parameters zijn onder meer de treksnelheid van de jetlans, de injectiedrukken van de snijstraal en de groutinjectie, het gebruikte water- en groutdebiet. Er zullen sonderingen en boringen op de proefkolommen worden uitgevoerd en boorkernen worden in een laboratorium getest.

Voor het opzetten van het grondonderzoek, de begeleiding van het ontwerp en het opzetten van het proevenplan voor het horizontaal bodemstempel zal Avenue2 zich laten adviseren door een gespecialiseerd adviesbureau.

#### *Risico's en beheersmaatregelen*

Om het risico op een niet haalbare bouwmethode uit te sluiten heeft Avenue2, zoals eerder al vermeld, diverse expert opinions aangevraagd bij onafhankelijk deskundigen op het gebied van injectie van kalksteen. Aan deze experts zijn onder andere onderstaande vragen voorgelegd:

- Is het mogelijk de kalksteen onder Maastricht te injecteren met als doel het verkrijgen van sterkte? De geïnjecteerde kalksteen wordt gebruikt als een ondergronds gelegen stempel tussen de damwanden.
- Wat voor soort materiaal is geschikt om te dienen als injectie (mengsamenstelling)?
- Op welke wijze kan de injectie het beste worden uitgevoerd (equipment, methode)?
- Welke risico's zijn er met betrekking tot de injectie en welke beheersmaatregelen horen daarbij?
- Heeft u referenties van soortgelijke injecties in vergelijkbare bodem, inclusief testresultaten?

Conclusies uit de expert opinions: de deskundigen achten het haalbaar de kalksteen ten noorden van de breuk onder Voltastraat te injecteren.

Daarnaast wordt gesteld dat een uitgebreid vooronderzoek en proevenprogramma de risico's zullen beperken en een goed beheersbaar proces mogelijk maken.

Als specifieke risico's van het jetgrouten worden genoemd: het afwijken van de kolomafmetingen en de mate van onderlinge oversnijding. Onderscheid is te maken in de kolomdiameter, de x en y posities en de afwijkende verticaliteit van de boorstang, de diepteligging en de lengte van de kolommen.

Door voorsnijden of voorboren zijn harde lagen of onbekende obstakels in de bodem te doorsnijden.

De buitenlandse ervaring met geïnjecteerde bodemstempels wijst nadrukkelijk op het belang van risicobeheersing van de uitvoering. Door bodemonderzoek en proefprogramma's vooraf moet het injecteren worden afgestemd op de lokale omstandigheden. Procesregistraties en intensieve monitoring tijdens de uitvoering zijn essentieel en maken het mogelijk om bij te sturen en daarmee de beoogde kwaliteitseisen te verwezenlijken bij eventuele onbekende en afwijkende condities.

Samenvattend stellen we dat de risico's te beheersen zijn door intensieve monitoring en procesregistraties van alle kolommen. De kwaliteitcontrole zal worden bewaakt door onafhankelijke toezichthouders.

#### *Monitoren uitvoering*

Het succes van het jetgrouten wordt mede bepaald door uitgebreide monitoring van de uitvoering. Van elke kolom worden de gebruikte procesparameters gedurende het boren en jetten vastgelegd. Daarmee kan niet alleen gecontroleerd worden maar ook bijgestuurd.

De boorsnelheid en het boormoment vormen een verificatie van de grondonderzoekresultaten. Na het inboren van de lansen worden de toleranties van de positie vastgelegd en vergeleken met de theoretische locaties van de kolommen.

Er wordt gecontroleerd of de asbuil diameters van de groutkolommen conform de ontwerpafmetingen zijn gemaakt. Daarvoor zijn diverse directe en indirecte meetmethoden beschikbaar. We meten akoestisch door middel van hydrofoons tijdens het jetten of met behulp van een schuifmaattechniek (Calliper).

Alle metingen worden geregistreerd en de meetresultaten worden direct vergeleken met de vereiste ontwerpdimensies. In geval van ontoelaatbare afwijkingen van de toleranties in diameter, lengte of de juiste locatie is eventueel correctief handelen snel en eenvoudig te verwezenlijken.

#### *Terugvaloptie*

Indien tijdens de uitvoering blijkt dat de injectie van de kalksteen niet mogelijk is of als blijkt dat het gereede stempel de functie niet kan vervullen, dan stapt Avenue2 over naar de terugvaloptie. Het niet kunnen injecteren blijkt al tijdens het injectieproces of tijdens de controle op de aangebrachte injectie. Het niet kunnen vervullen van de stempelfunctie blijkt tijdens het ontgraven, wanneer de vervormingen van de damwand blijven toenemen ter hoogte van het ondergrondse stempel.

De terugvaloptie bestaat uit het toepassen van een groutverankering vanaf het tweede ontgravingsniveau. Na gedeeltelijk ontgraven en stempelen van de damwanden door de twee buisstempelen kunnen de damwanden vanaf het dan vigerende ontgravingsniveau worden verankerd door groutankers op het gewenste niveau van het derde steunpunt. De ankers worden tegen de waterdruk in aangebracht. De techniek is bekend en goed toepasbaar in harde grondlagen.



Het grootste probleem is de inpasbaarheid in de logistiek, maar het maken van een bouwkuip en daarmee de tunnel is in ieder geval mogelijk.

## **Bemaling**

### *Analyse*

De bodem (zowel grind als kalksteen) heeft een grote doorlatendheid. Deze doorlatendheid leidt ertoe dat een aanzienlijke hoeveelheid water bemalen dient te worden om de bouwkuip droog te krijgen. De uitwerking hiervan en de gehanteerde uitgangspunten staan in het Specialistisch Rapport Water. Om het effect van de bemaling op de omgeving te beperken, dienen we maatregelen te nemen. De maatregel waarin voorzien wordt, is retourbemaling. We voorzien retourbemaling voor zowel het deel ten noorden van de breuk als voor het deel ten zuiden van de breuk.

Bijkomend voordeel van de aanwezigheid van de injectielaag is dat door een afschermdende werking (40% van de oppervlakte wordt geïnjecteerd) er minder water onttrokken hoeft te worden. Het betreft hier met nadruk een nevenvoordeel en geen primaire functie.

Eveneens met nadruk stellen wij dat de bodem niet waterdicht hoeft te zijn (waterdichtheid is dus ook geen eis). Door de injectie wordt het doorstroomoppervlak beperkt en reduceert het benodigde onttrekkingsdebiet. De injectie wordt dus mede gebruikt om de grondwatertoestroming te beperken, maar is hiervoor niet noodzakelijk. Ten behoeve van de dragende functie is de injectie echter wel noodzakelijk. Alleen voor het deel ten noorden van breuk onder de Voltastraat wordt van de afschermdende functie gebruik gemaakt.

Het bemalen water en het kwelwater in de bouwkuip kunnen fijne kalkdeeltjes bevatten (melkwater). Dit water wordt gefilterd door middel van zandfilters voordat het wordt geretourneerd dan wel geloosd.

Samenvattend stellen we dat de geïnjecteerde laag een afschermdende werking heeft voor de hoeveelheid te onttrekken water, maar hiervoor geen noodzakelijkheid vormt. Retourbemaling wordt gebruikt om het effect van de bemaling op de omgeving te beperken.

### *Risico's*

Er worden drie risico's bij bemaling onderscheiden:

1. Er dient veel meer water onttrokken te worden dan van tevoren is berekend.
2. Er treedt grondbreuk op voor de damwand doordat het onttrekken van water resulteert in ontgrondingen.
3. Er kan minder water worden retourbemalen dan vooraf is berekend.

Ad. 1 De bouwmethode zoals voorzien in de tunnelrein heeft het grote voordeel dat er telkens een relatief klein compartiment (circa 30x32 m) 'nieuw' bemalen moet worden. Indien een grotere watertoestroom optreedt dan verwacht, dan is dat te zien in het betreffende 'nieuwe' compartiment.

Indien deze situatie optreedt wordt in het compartiment met behulp van een geoelectrische methode eerst onderzocht of er sprake is van een scheur in het kalksteen of dat er sprake is van een grotere doorlatendheid van het kalksteen.

Als er sprake is van een lokale scheur dan kiezen we ervoor deze scheur te injecteren.

Is er sprake van een grotere doorlatendheid, dan kiezen we voor het verlengen van de wanden. Aangezien het maken van de wanden voorloopt op de bemaling zal er in één of twee compartimenten een grotere onttrekking geaccepteerd worden. Het verlengen van de wanden zal plaats-

vinden door de sleuf dieper te ontgraven en te vullen met cement-bentoniet. Er worden geen langere damwandplanken toegepast.

Ad 2.

Kan een groter onttrekkingsdebiet beheerst worden met correctieve maatregelen, anders is dat bij het mechanisme grondbreuk. Het mechanisme grondbreuk moet voorkomen worden met preventieve maatregelen.

Avenue2 past een bemaling toe in combinatie met een kleine inbeddingsdiepte van de damwand. Of de bouwkuip gevoelig is voor grondbreuk hangt af van de samenstelling van de grond en de grootte van de waterstroom onder de damwand door.

Ten noorden van de breuk onder de Voltastraat voorziet Avenue2 in een injectielaag. Hiermee wordt de bodem constructief verstevigd en zal het mechanisme grondbreuk minder snel optreden. Ten zuiden van de breuk wordt geen injectielaag voorzien en is dus de bodemsamenstelling van het grootste belang. De bodem bestaat uit kalksteen met een schuifsterkte van 200 kPa met een cohesie van 30 kPa en meer. De bodem lijkt minder gevoelig voor grondbreuk, omdat deze bodem niet gevoelig is voor het meenemen van gronddeeltjes. Of de bodem daadwerkelijk niet gevoelig is, zal uit nader onderzoek moeten blijken.

Een beheersmaatregel die direct een positieve invloed heeft op de reductie van het risico is het verminderen van de waterstroom onder de damwand door. Door de onttrekkingspunten voor een deel of geheel te kiezen buiten de bouwkuip in plaats van binnen de bouwkuip kan de waterstroom onder de damwand door worden beïnvloed en daarmee het risico worden beheerst.

Een tweede beheersmaatregel kunnen we vinden in het toepassen van langere wanden. Hiermee wordt de kwelweg verlengd, het debiet en de stroomsnelheid gereduceerd en daarmee het risico verminderd.

In de expert opinion van Prof Wittke komt het onderwerp grondbreuk eveneens aan bod.

Samenvattend stellen we dat compartimenten van geringe omvang in sterke mate bijdragen aan het reduceren van het risico op grootschalige overschrijdingen van de hoeveelheid grondwateronttrekking.

Het kiezen van een juiste positie van de bronnen reduceert het risico op grondbreuk.

Ad. 3

Vóór de start van de bouw zetten we proeven op waarmee we bepalen of en welke hoeveelheid water er kan worden retourbemalen. Als blijkt dat er onvoldoende water kan worden retourbemalen dan wordt het te onttrekken debiet en daarmee ook het te retourneren debiet gereduceerd door het toepassen van langere bouwkuipwanden.

In het kader van het instandhouden van de grondwaterstroming in de gebruiksfase, kan het eventueel toepassen van langere wanden een maatgevende situatie opleveren. Het hevelsysteem is daarom gedimensioneerd op een grondwaterstromingsblokkade tot 30 m onder maaiveld.

#### *Geologische breuk*

Ter plaatse van de breukzone dient uit nader onderzoek te volgen wat de bodemkwaliteit is, wat de optredende doorlatendheid is, welke stijghoogte optreedt en wat de oorzaak is van de doorlatendheid (homogene doorlatendheid, craquelé scheurenpatroon of enkele grotere scheuren). Nadat dit vastgesteld is, bepalen we of geïnjecteerd moet worden, op welk niveau en met welk materiaal, of dat aanvullende beheersmaatregelen in de vorm van langere wanden nodig zijn.

### **Monitoring- beïnvloeding omgeving**

Beïnvloeding van de omgeving treedt op door de onttrekking van water en door het ontgraven van de bouwkuip. Voor beïnvloeding van de omgeving door bouwverkeer of trillingen verwijzen we naar het SR Situatie tijdens de Bouw.

Het toepassen van een bemaling leidt tot een daling van de grondwaterstand. Door het toepassen van retourbemaling blijft de grondwaterstandsverlaging beperkt (zie hiervoor SR Water) en zodanig klein dat er geen merkbaar effect van de grondwateronttrekking zal zijn voor wat betreft zettingen van bestaand vastgoed.

Door het ontgraven van de bouwkuip treden zakkingen op van het maaiveld naast de bouwkuip. Door te kiezen voor een dubbele kunstmatige stempeling boven het ontgravingsniveau wordt de grootte van de zettingen beperkt. Uit een Plaxisanalyse is gevolgd dat de grootte van het zettingsgebied zich beperkt tot circa 10 m naast de bouwkuip. Dit houdt in dat bijvoorbeeld de ANWB-flat hierbinnen valt. Hiervoor verwijzen we naar paragraaf 2.3 Integratie infrastructuur en vastgoed. De tijdelijke N2 valt eveneens binnen het zettingsgebied. We dienen rekening te houden met eventuele kleine herstelwerken aan de N2 tijdens het ontgravingsproces.

### **Nader onderzoek**

De hoeveelheid beschikbare gegevens is beperkt en bedoeld om met enige mate van nauwkeurigheid een aanbieding te kunnen doen. De hoeveelheid gegevens is echter veel te beperkt voor een DO-ontwerp.

Het nader onderzoek dat Avenue2 wil gaan uitvoeren betreft onder andere:

- boringen en sonderingen
- laboratoriumonderzoek
- seismiek
- pompproeven
- injectieproeven - materiaal, materieel, snelheid
- geoelectrisch onderzoek

### **Kritisch Onderwerp 14**

De robuustheid van de gekozen (deel)oplossingen met bijbehorende onderhouds- en/of garantie-analyse. De tunnelconstructie wordt uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede manier van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwegen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

Om scheurvorming door verhinderde vervorming tijdens het hydratatieproces te voorkomen, passen wij koeling toe daar waar de toelaatbare betontrekspanningen worden overschreden.

## Europaplein

Qua ruimtebeslag is Europaplein compacter dan knooppunt Geusselt. Dit leidt tot kleinere bouwkuipen. De aftakkingen vanuit de tunnel naar het onderliggende wegennet vinden plaats na de tunnel. Het gevolg hiervan is dat complexe tunneldoorsneden niet voorkomen in Europaplein. We passen hetzelfde soort bouwkuip toe voor Europaplein als voor de tunnel. De bouwkuipen voor Europaplein bestaan eveneens uit damwanden geplaatst in een gegraven sleuf. We passen bemaling toe om droog te kunnen bouwen. Door de hogere ligging van het alignement ontstaan 'eenvoudigere' bouwkuipen.

Voor de bouw wordt onderstaande volgorde aangehouden:

- het graven van sleuven met een diepwandgrijper;
- vullen van de sleuf met bentoniet;
- plaatsen van de damwanden in de sleuf;
- bentoniet in de sleuf vervangen door cement-bentoniet;
- injectie van de ondergrond in horizontaal vlak;
- installeren van de bemaling en droogzetten kuip;
- aanbrengen van de drainagelaag;
- aanbrengen van de werkvloer;
- aanbrengen van de buiten- en binnenkisten, aanbrengen van de wapening;
- storten van de vloer en wanden van de open toerit;
- aanvullen tussen damwand en buitenwand;
- uitzetten van de bemaling;
- trekken van de damwanden.

## 2.2 Bouwconcept en bouwmethode andere (grote) kunstwerken

Gevraagd is een lijst op te stellen van te realiseren (grote) kunstwerken. Het begrip 'groot' is niet eenduidig. Avenue2 heeft ervoor gekozen om onderstaande kunstwerken als 'groot' te kwalificeren waarbij de volgende criteria gehanteerd zijn: de omvang van het kunst-werk, de complexiteit van het kunstwerk zelf en de inpassing in de omgeving.

Als grote kunstwerken buiten de tunnel worden beschouwd:

- |  |                 |
|--|-----------------|
| • kunstwerk Geusselt Viaductweg/A2 - Terblijerweg (dive under) | object I-13320; |
| • kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79 (parallelviaduct)    | object I-13330; |
| • kunstwerk Europaplein (fly over)                             | object I-13340; |
| • kunstwerk Geusselt Viaductweg zuid - Meerssenerweg           | object I-13350; |
| • kunstwerk Geusselt Viaductweg noord - Meerssenerweg          | object I-13360; |
| • kunstwerken Kruisdonk A2 - verbinding Beatrixhaven           | object I-13430. |

### 2.2.1 I-13320 Kunstwerken Geusselt Viaductweg/A2 – Terblijerweg (dive under)

Zie tekening AV407-I13320-T0100 in bijlage 10.

#### 2.2.1.1 Bouwconcept

Ter hoogte van het knooppunt Geusselt is een dive under gesitueerd met een totale lengte van circa 155 m. De dive under wordt aangelegd op 45.7 m +NAP met een laagste punt op 43.4 m +NAP.

De breedte varieert van ca 14 m tot 17 m. De doorrijhoogte onder de Terblijerweg bedraagt 4.6 m.

Het bouwconcept voor deze dive onder ter plaatse van het knooppunt Geusselt is als volgt:

- Na de hooggelegen kruising met de Meerssenerweg daalt het alignement van de Viaductweg richting de A2. Na de bovenlangse kruising van de A2-tunnel daalt het alignement om vervolgens de Terblijerweg onderlangs te kruisen.
- De onderlangse kruising van de Terblijerweg vormt de dive onder (verdiepte bak). De dive onder bevindt zich voor een groot deel onder de grondwaterstand.
- In de dive onder bevindt zich ook de doorgaande (derde) rijstrook uit de bovenste buis van de tunnel. Deze rijstrook voegt samen met de rijstrook komend vanaf de Viaductweg vóór de kruising Terblijerweg.
- Ter plaatse van de op maaiveldniveau lopende Terblijerweg fungeren de wanden van de verdiepte bak als landhoofd voor het dek van de Terblijerweg.
- Na de verdiepte bak sluit de weg aan op de oprit naar de A2/A79.
- De drooglegging van de verdiepte bak bedraagt 0,80 m waarbij in aanvullende maatregelen voorzien wordt m.b.t. de capillaire stijghoogte. De exacte lengte van de verdiepte bak in relatie tot de te hanteren grondwaterstand dient nog nader vastgesteld te worden. Voldaan zal worden aan de gestelde eisen.

De dive onder kan fysiek onafhankelijk van de voortgang van de hoofdtunnel uitgevoerd worden. Er worden tijdelijke voorzieningen getroffen ten behoeve van de voortgang van het verkeer en voor de veiligheid. Zie hiervoor het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.

### 2.2.1.2 **Bouwmethode**

Voor de bouwmethode hanteren wij de volgende uitgangspunten:

- De verdiepte bak bouwen wij in 2 fasen in een geconditioneerde bouwkuip.
- De verdiepte bak wordt op staal gefundeerd. Er zal voor aanvang van het werk aanvullend grondonderzoek worden gedaan. In geval van te weinig draagkracht van de ondergrond zal door middel van het aanbrengen van een grondverbetering de draagkracht van de ondergrond worden verbeterd (Kritisch Onderwerp 13).
- Onder de verdiepte bak wordt een drainagelaag aangebracht om het kwelwater tijdens de bouw af/door te voeren.
- Het riool van de verdiepte bak zal worden aangesloten op het riool van de tunnel.
- Het verticaal evenwicht van de dive onder zal worden gewaarborgd op basis van dezelfde principes als dat voor de tunnel gedaan is.

In fase 1 van de bouw zal:

- de Terblijerweg worden omgeleid naar het zuiden;
- het noordelijke deel van de dive onder (circa 70 m) worden gebouwd;
- de toekomstige locatie van de Terblijerweg en het viaduct zelf worden gebouwd;
- het riolsysteem worden aangelegd.

In fase 2 (circa 85 m) wordt de rest van de bak geconstrueerd. Logistiek zal de bouwplaats toegankelijk zijn en worden bevoorradt vanaf de Terblijerweg.

#### Kritisch Onderwerp 14

De dive onder wordt uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede wijze van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te

bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwegen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

## 2.2.2 I-13330 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79 (parallelviaduct)

Zie tekening AV407-I13330-T0100 in bijlage 11.

### 2.2.2.1 Bouwconcept

In de verbinding Eindhoven-Maastricht kruisen de hoofdrijbanen van de A2 de A79. Naast het reeds bestaande viaduct wordt aan de westzijde een nieuw viaduct gebouwd ten behoeve van de noord-zuid richting. Het nieuwe viaduct:

- bestaat uit 2 gelijke overspanningen met een totale lengte van circa 50 m;
- biedt ruimte aan 2 rijstroken en een vluchtstrook;
- is circa 15 m breed;
- wordt opgelegd op 2 landhoofden en één tussensteunpunt;
- heeft een dekdikte van circa 1,5 m;
- biedt ruimte aan een PVR onder het viaduct van 4,60 m.

Het tussensteunpunt is een portaal bestaande uit een balk op twee kolommen. Het dek wordt gevormd door prefab liggers met een in het werk gestort dek en randbalk.

Het viaduct kan fysiek onafhankelijk van de planning van de tunneltrein uitgevoerd worden.

Bij aan- en afvoer van materieel en materialen zullen voldoende maatregelen worden getroffen om de verstoring van de omgeving en het doorgaande verkeer zoveel mogelijk te beperken. Zie hiervoor het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.

Bij de vormgeving van het kunstwerk zal rekening worden gehouden met de vormgeving van het naastgelegen, bestaande kunstwerk in de A2. De vormgeving is niet opgenomen op tekening AV407-I13330-T0100.

### 2.2.2.2 Bouwmethode

Voor de bouwmethode hanteren wij de volgende uitgangspunten:

- Verwijderen van voorzieningen en obstakels op de bouwplaats.
- Het aanbrengen van tijdelijke voorzieningen ten behoeve van de bouw en de veiligheid op de bouwplaats (bijvoorbeeld schermen, valbeveiligingen, bebording). Tevens worden voorzieningen getroffen ten behoeve van de verkeersveiligheid op de A79. De keuze voor prefab liggers is hier een voorbeeld van. Ten tijde van het plaatsen van de liggers zal het verkeer gedurende korte perioden gestremd worden.
- De bouw vindt plaats vanaf het moment dat de oostelijke rijbaan van de huidige A79 is verplaatst naar de nieuwe locatie. Door het verplaatsen komt bouwruimte vrij om beide overspanningen grotendeels te kunnen realiseren buiten het verkeer om.

#### Kritisch Onderwerp 13

Op dit moment is nog niet vastgesteld op welke wijze het viaduct gefundeerd wordt. Er is namelijk nog geen lokale geotechnische informatie beschikbaar. Het streven is om zoveel mogelijk op staal te funderen. Indien dit niet tot de mogelijkheden behoort (te grote risico's en/of kosten), dan wordt op palen gefundeerd. De verwachting op dit moment is dat zowel de landhoofden als het tussensteunpunt op palen gefundeerd dienen te worden.

#### Kritisch Onderwerp 14

Het parallelviaduct wordt uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede wijze van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwegen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

### 2.2.3 I-13340 Kunstwerk Europaplein fly over A2

Zie tekening AV407-I13340-T0100 in bijlage 12.

#### 2.2.3.1 **Bouwconcept**

Vanuit de bovenste tunnelbuis komt er vanaf de A2 een splitsing naar het onderliggende wegennet. Na de splitsing kruist de aftakking van de A2 de A2 zelf om vervolgens door middel van een T-kruising aan te sluiten op de Akersteenweg. De kruising met de A2 betreft de fly over Europaplein. Het viaduct:

- bestaat uit 3 overspanningen van circa 25 m;
- biedt ruimte aan 1 rijstrook;
- is circa 10 m breed;
- wordt opgelegd op 2 landhoofden en 2 tussensteunpunten;
- heeft een dekdikte van circa 1 m;
- biedt ruimte aan een PVR onder het viaduct van 4,60 m (voor de aftakkingen).

De fly over kan fysiek worden uitgevoerd als de bouw van het onderliggende tunneldeel gereed is. Bij aan- en afvoer van materieel en materialen zullen voldoende maatregelen worden getroffen om de verstoring van de omgeving en het doorgaande verkeer zoveel mogelijk te beperken. Zie hiervoor het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw. Het betreffende tunnelgedeelte wordt buiten het verkeer van de huidige N2 gebouwd.

### 2.2.3.2 **Bouwmethode**

Het viaduct wordt volledig gerealiseerd buiten de verkeersstromen om, waardoor een uitvoering met in situ gestort beton goed haalbaar is.

#### Kritisch Onderwerp 13

Het viaduct kan pas gebouwd worden als de onderbouw (in dit geval: de tunneltoerit) gereed is. De landhoofden worden los van de tunnel gebouwd. Op dit moment is nog niet vastgesteld op welke wijze het viaduct gefundeerd wordt. Er is namelijk nog geen lokale geo-technische informatie beschikbaar. Het streven is om zoveel mogelijk op staal te funderen. Indien dit niet tot de mogelijkheden behoort (te grote risico's en/of kosten), dan wordt op palen gefundeerd. De verwachting op dit moment is dat de landhoofden op palen dienen te worden gefundeerd. De middensteunpunten worden opgelegd op de tunnelbak en verkrijgen daarmee voldoende draagkracht.

#### Kritisch Onderwerp 14

De fly over wordt uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede wijze van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwegen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

### 2.2.4 **I-13350 en I-13360 Kunstwerken Geusselt Viaductweg-Meerssenerweg**

Zie tekening AV407-I13350-T0100 in bijlage 13.

#### 2.2.4.1 **Bouwconcept**

Vanaf het viaduct over de spoorlijn wordt aan de noordzijde (I-13360) en aan de zuidzijde (I-13350) een aftakking gemaakt richting A2 (richting Eindhoven) en vanaf de A2 (uit richting Eindhoven). Het zuidelijke deel heeft een lengte van circa 300 m, waarvan circa 55 m gevormd wordt door het zuidelijke viaduct over de Meerssenerweg. Het noordelijke deel heeft een lengte van circa 280 m, waarvan circa 55 m gevormd wordt door het noordelijke viaduct over de Meerssenerweg.

De toeritten naar de viaducten worden gebouwd uit een grondkerend element of met taluds. De samenstelling van de grondkering is nog nader te bepalen en kan bijvoorbeeld gevormd worden door damwanden of betonnen L-muren. Getekend zijn damwanden.

De viaducten:

- bestaan elk uit 2 overspanningen van circa 25,5 m en 29,5 m;
- hebben elk 1 rijstrook;



- zijn elk circa 8 m breed;
- worden elk opgelegd op 2 landhoofden en 1 tussensteunpunt;
- hebben elk een dekdikte van circa 1 m;
- bieden elk ruimte aan een PVR onder de viaducten van 4,60 m.

Naast deze ongelijkvloerse kruisingen blijft de huidige gelijkvloerse kruising van de Viaductweg met de Meerssenerweg bestaan. Deze kruising is gelegen tussen de viaducten. Ter plaatse van deze kruising zal het verkeer geregeld worden door middel van een VRI.

De viaducten kunnen fysiek worden uitgevoerd onafhankelijk van de voortgang van het werk aan de tunnel.

De grootte van de overspanningen van de viaducten worden bepaald door de te realiseren zichtafstanden vanaf de Meerssenerweg op de plek van de kruisingen.

#### 2.2.4.2 **Bouwmethode**

Voor de bouwmethode hanteren wij de volgende uitgangspunten:

- Bij de uitvoering heeft het de voorkeur het noordelijke viaduct eerder op te leveren, omdat dit direct kan worden aangesloten op de A2 uit de richting Eindhoven en de A79 uit de richting Heerlen;
- Het verkeer over de hoofdrijbaan zal enige hinder ondervinden van de bouwactiviteiten, maar zal in iedere richting slechts beperkt (korte tijd, waarschijnlijk eenmalig) worden afgesloten om de aansluiting met de nieuw aan te leggen rijbanen te (re)construeren.
- De dekken van de viaducten worden in prefab uitgevoerd, waarbij alleen bij het plaatsen van de liggers een aantal malen gedurende korte tijd een stremming noodzakelijk is.
- Tussen het spoorviaduct en de Meerssenerweg is weinig bouwruimte beschikbaar. In die kleine ruimte zal met zo min mogelijk hinder voor verkeer en omgeving een aantal ingrijpende werkzaamheden moeten worden uitgevoerd. Denk hierbij aan: het maken van toeritten voor viaducten over de Meerssenerweg, het verleggen van een hoofd fietsroute, het bouwen van landhoofden en middensteunpunten voor de viaducten en het plaatsen en afwerken van prefabliggers voor die viaducten.
- Randvoorwaarde voor de bouw en bouwmethode is de aanwezigheid van een aantal gasleidingen aan de zuidzijde van de kruising. Deze leidingen zullen niet worden verlegd. Er zullen voorzieningen worden getroffen om de leidingen te ontzien (bijvoorbeeld overkluisingen).

##### Kritisch Onderwerp 13

Op dit moment is nog niet vastgesteld op welke wijze het viaduct gefundeerd wordt. Er is namelijk nog geen lokale geotechnische informatie beschikbaar. Het streven is om zoveel mogelijk op staal te funderen. Indien dit niet tot de mogelijkheden behoort (te grote risico's en/of kosten), dan wordt op palen gefundeerd. De verwachting op dit moment is dat zowel de landhoofden als het tussensteunpunt op palen gefundeerd dienen te worden.

##### Kritisch Onderwerp 14

De viaducten worden uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede wijze van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te

bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwogen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

## 2.2.5 I-13430 Kunstwerken Kruisdonk A2 – Verbinding Beatrixhaven

Zie tekening AV407-I13430-T0100 in bijlage 14.

### 2.2.5.1 **Bouwconcept**

De kunstwerken zijn gesitueerd daar waar de A2 de toekomstige verbinding naar de Beatrixhaven kruist. Het gaat om een viertal naast elkaar gelegen viaducten, van west naar oost gezien: één viaduct in de parallelbaan A2 noord-zuid, één in de hoofdrijbaan A2 noord-zuid, één in de hoofdrijbaan A2 zuid-noord en één in de verbinding A79-A2. De viaducten zijn qua overspanningen allen gelijk aan elkaar, qua breedte is er een verschil tussen de buitenste viaducten en de binnenste viaducten.

De viaducten:

- bestaan elk uit 2 overspanningen van circa 20 m;
- hebben 1 of 2 rijstroken met vluchtstrook (respectievelijk de buitenste en binnenste viaducten);
- zijn circa 10 of 14 m breed (respectievelijk de buitenste en binnenste viaducten);
- worden opgelegd op 2 landhoofden;
- hebben een tussensteunpunt;
- hebben een dekdikte van circa 1 m;
- bieden ruimte aan een PVR onder de viaducten van 4,60 m.

Het bouwconcept voor de viaducten is als volgt:

- Er wordt gebruik gemaakt van grondkerende en dekdragende wanden om de overspanning te reduceren.
- Op de dragende wanden wordt het dek in de vorm van een betonnen plaat gerealiseerd.
- Zo nodig zullen tijdelijke voorzieningen worden getroffen ten behoeve van de voortgang van het verkeer en voor de veiligheid in de directe omgeving. Zie hiervoor het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.

### 2.2.5.2 **Bouwmethode**

Voor de bouwmethode hanteren wij de volgende uitgangspunten:

- Het kunstwerk wordt in situ gerealiseerd. Er zijn geen onderdoorgaande verkeersstromen ten tijde van het realiseren van het kunstwerk.
- Het werk zal grotendeels over het eigen werk bereikbaar gemaakt worden, waardoor een minimale overlast voor die omgeving zal ontstaan.
- Ten tijde van de aanleg wordt de huidige A2 ter plaatse tijdelijk omgelegd. Zie hiervoor het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.

#### Kritisch Onderwerp 13

Op dit moment is nog niet vastgesteld op welke wijze het viaduct gefundeerd wordt. Er is namelijk nog geen lokale geotechnische informatie beschikbaar. Het streven is om zoveel mogelijk op staal te funderen. Indien dit niet tot de mogelijkheden behoort (te grote risico's en/of kosten), dan wordt op palen gefundeerd. De verwachting op dit moment is dat zowel de landhoofden als het tussensteunpunt op palen gefundeerd dienen te worden.

#### Kritisch Onderwerp 14

De viaducten worden uitgevoerd in beton. Beton is een robuust materiaal dat weinig tot geen onderhoud behoeft. De voegconstructies zullen op traditionele wijze worden uitgevoerd en voorzien van een waterkerend profiel. Voor de uitvoering wordt gebruik gemaakt van traditionele technieken (voor transport, verwerken, verdichten, nabehandelen etc.) en daarmee bewezen concepten. Een goede wijze van uitvoeren is essentieel om een bepaald kwaliteitsniveau te bereiken. Voor het ontwerp zal, naast de normen, gebruik worden gemaakt van beschikbare richtlijnen voor wat betreft bijvoorbeeld het aantastingsmechanisme ASR.

In het kader van duurzaamheid overwegen wij om de hiervoor bij Rijkswaterstaat bekende en geaccepteerde principes toe te passen. Het gaat hierbij om:

- het toepassen van een tevoren vastgestelde minimum dekking;
- het toepassen van een mengsel met bepaald type cement en percentage slakgehalte;
- het controleren van de waterindringing op een maximum toelaatbare waarde op een van tevoren vastgesteld aantal boormonsters.

## 2.3 Integratie infrastructuur en vastgoed

We maken onderscheid tussen vastgoed dat door ons wordt ontwikkeld en vastgoed dat aanwezig is of blijft in de nabije omgeving van de tunnel.

### Bestaand vastgoed

Een voorbeeld van bestaand vastgoed is de ANWB-flat. De bouw van de tunnel vindt op geringe (2 à 3 m) afstand plaats van deze flat. Uit een Plaxis-analyse blijkt dat het invloedsgebied van het maken van de bouwkuip zich uitstrekt tot circa 10 m naast de bouwkuip. Er zijn dus voorzieningen noodzakelijk om de ANWB-flat stabiel te houden. Avenue2 kiest ervoor om de volledige fundering van de ANWB-flat binnen het invloedsgebied van de bouwkuip te stabiliseren. De kerngedachte is dat de fundering van de flat overgenomen wordt door een constructie die gedimensioneerd is op of ongevoelig is voor het aanbrengen van de damwandsleuf en het ontgraven van de bouwkuip. Gedacht wordt aan bijvoorbeeld volledige injectie van de bodem ter plaatse of het aanbrengen van een vervangende fundering zoals dat bijvoorbeeld gedaan is bij Centraal Station Amsterdam. Een keuze hierin is nog niet gemaakt, omdat detailanalyses noodzakelijk zijn om een juiste keuze te maken. Basisprincipe is dat aan de ANWB-flat geen schade optreedt.

### Nieuw vastgoed

Op een aantal plaatsen vindt de bouw van vastgoed plaats na het gereedkomen van de tunnel. Zie hiervoor bijlage 15 Overzicht geplande Vastgoedontwikkeling. De situering van het vastgoed vindt voor het merendeel plaats in de nabijheid van of direct naast de tunnel. Om redenen van externe veiligheid vindt op de tunnel geen vastgoedontwikkeling plaats. Ook in de omgeving Viaductweg vindt vastgoedontwikkeling plaats. Deze ontwikkeling vindt niet plaats in de directe nabijheid van de tunnel.

Op dit moment zijn er nog geen detailanalyses uitgevoerd naar het wederzijdse effect van de aanwezigheid van vastgoed in de omgeving van de tunnel. De volgende principes zullen bij de detailanalyse worden aangehouden, afhankelijk van het type vastgoed:

- **Bebouwing bestaande uit eengezinswoningen en lage flats:**
  - **Effect vastgoed op tunnel.**  
Er wordt voor gekozen om een representatieve maaiveldbelasting in rekening te brengen.
  - **Effect tunnel op vastgoed.**

In geval van bezwijken van het dak van de tunnel mag het vastgoed niet bezwijken. In principe kan dit in het specifieke geval op twee manieren voorkomen worden. In de eerste plaats kan aan de tunnel de eis worden gesteld dat de buitenwanden niet mogen bezwijken indien het dak van de tunnel bezwijkt.

Op de tweede plaats kan aan de fundering van het vastgoed de eis worden gesteld dat de fundering en het vastgoed niet mogen bezwijken indien de naastgelegen tunnel bezwijkt. Met andere woorden, de fundering van het vastgoed dient de optredende belastingen op de fundering na het bezwijken van de tunnel te kunnen dragen.

- **Bebouwing bestaande uit hoogbouw:**  
Voor hoogbouw wordt gesteld dat een fundering toegepast wordt waarbij de belastingen uit het vastgoed afgedragen worden naar de grond op een zodanige wijze dat geen directe belastingafdracht naar de tunnel zal plaatsvinden (bv paalfundering met voldoende lange palen of een fundering bestaande uit gestabiliseerde grond).

- **Effect vastgoed op tunnel.**  
Voor deze vorm van vastgoed wordt een analyse naar het zettingsgedrag (zettingstrog) van de grond rond het vastgoed uitgevoerd. Uit het zettingsgedrag zullen belastingen voor de tunnel afgeleid worden.
- **Effect tunnel op vastgoed.**

In geval van bezwijken van het dak van de tunnel mag de hoogbouw niet bezwijken. In principe kan dit in het specifieke geval op twee manieren voorkomen worden. In de eerste plaats kan aan de tunnel de eis worden gesteld dat de buitenwanden niet mogen bezwijken indien het dak van de tunnel bezwijkt. Op de tweede plaats kan aan de fundering van het vastgoed de eis worden gesteld dat de fundering en het vastgoed niet mogen bezwijken indien de naastgelegen tunnel bezwijkt. Met andere woorden, de fundering van het vastgoed dient de optredende belastingen op de fundering na het bezwijken van de tunnel te kunnen dragen.

Er is in deze fase nog geen keuze gemaakt tussen maatregelen aan de tunnel of maatregelen aan het nog te realiseren vastgoed. Detail analyses in de volgende fasen zullen hier uitsluitel over geven. Er wordt in deze fase niet voorzien in maatregelen om toekomstig vastgoed eenvoudiger te kunnen bouwen (bv reeds opnemen (van een deel) van de fundering).

## 2.4 Relatie stedenbouwkundige inpassing en vormgeving

In voorliggende rapportage wordt geen aandacht geschonken aan de relatie met de stedenbouwkundige inpassing en vormgeving. Deze relatie is er natuurlijk wel en op sommige plaatsen zelfs zeer evident aanwezig. Voor de tunnel resulteert de stedenbouwkundige inpassing in de omgeving van knooppunt Geusselt bijvoorbeeld tot een heuvel op het dak van de tunnel. De belastingen uit deze heuvel dienen uiteraard door de tunnel gedragen te kunnen worden. De stedenbouwkundige inpassing leidt echter niet tot een ander bouwconcept of een andere bouwmethode voor de tunnel.



Ditzelfde geldt voor de overige kunstwerken. Alle kunstwerken worden voorzien van vormgevings-elementen, maar voor geen van de kunstwerken leidt dit tot een ander dan gepresenteerd bouwconcept of bouwmethode. De toegevoegde vormgevingselementen zijn niet dermate complex dat andere constructievormen dan de gekozen basisoplossingen noodzakelijk zijn.



# Bouwtijd



### 3 Bouwtijd

Ter toelichting en onderbouwing van de planning verstrekken wij per te behandelen object nadere informatie over de benodigde bouwtijd, per onderdeel en bouwfasering. Een exacte detailinvulling van de bouw wordt niet gegeven, de intentie is een indicatie te geven. De bouwplanning is opgenomen in bijlage 16 Planning. In de planning is er enige overlap tussen de diverse onderscheiden fasen. Het einde van een fase is door ons gekozen wanneer een bepaald verkeerssysteem in gebruik wordt genomen. Het komt voor dat in een bepaalde fase op diverse locaties werkzaamheden worden uitgevoerd, terwijl op andere locaties dan werkzaamheden plaatsvinden die behoren tot een andere fase. Om het risico op de planning te beheersen is er een Monte Carlo-simulatie uitgevoerd. De hieruit volgende bandbreedte is verdisconteerd in de planning.

#### 3.1 I-13210 Tunnel

De bouw van de knooppunten Geusselt en Europaplein start tegelijkertijd met de bouw van de tunnel en is ook tegelijkertijd klaar.

##### 3.1.1 Bouwtijd

Een goed bouwtempo wordt bepaald door een juiste weekcyclus. Van belang is dat elke week een moot wordt gerealiseerd. De te verwerken hoeveelheden van een mootlengte zijn hierdoor de bepalende factor. Vooralsnog is de mootlengte vastgesteld op 16 m<sup>1</sup>. De te verwerken hoeveelheden van de verschillende disciplines zijn bij een voortgang van 16 m<sup>1</sup> per week globaal (slechts bedoeld ter indicatie) als volgt:

	Activiteit	Hoeveelheid	Eenheid	Eenheden
1	Aanbrengen bentonietcement dwarsscherm	30	m <sup>1</sup>	
2	Plaatsen geleidewanden			
3	Graven diepwandsleuf	2x16	m <sup>1</sup>	
4	Plaatsen damwand	28	stuks	5 trailers
5	Injectie ondergrond (alleen noordelijk deel)			
6	Installeren bemaling (filters en leidingen)			
7	Ontgraven totaal	8000	m <sup>3</sup>	400 wagens
8	Aanbrengen gordingen – verwijderen gording	2x2x16	m <sup>1</sup>	4 trailers
9	Aanbrengen stempels – verwijderen stempels	2x4	stuks	8 trailers
10	Werkvloer	396	m <sup>2</sup>	
11	Wapening	160	ton	8 trailers



	Activiteit	Hoeveelheid	Eenheid	Eenheden
12	Beton	1650	m <sup>3</sup>	100 wagens
13	Overpakken stempelraam			
14	Plaatsen achterloopsheidsvoorziening			
15	Aanvullen tussen damwand en tunnel	1120	m <sup>3</sup>	55 wagens

De te verwerken hoeveelheden zijn aanzienlijk. Een zeer nauwkeurig afgestemde logistiek, passend binnen de huidige infrastructuur, is daarom van essentieel belang. Voor een groot deel vindt het bouwverkeer zijn weg over het eigen werkterrein, maar voor een deel zal geparticipeerd worden aan het normale verkeer. In het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw gaan wij hier dieper op in.

Het traject van de tunnelrein tussen de tunnelmonden heeft een lengte van circa 1650 m. Begonnen wordt bij de Nassaulaan (metreering 5600) met het opstarten van de tunnelrein richting het noorden. Alle bouwactiviteiten starten volgtijdelijk op de locatie nabij de Nassaulaan. Vanaf de start hebben niet alle disciplines, die werkzaam zijn ten behoeve van de bouw van de tunnel, eenzelfde werktempo. De afstemming van de diverse disciplines vraagt daarom de nodige aandacht. We willen voorkomen dat de tunnelrein te veel uit elkaar getrokken wordt en daardoor te lang wordt.

In grote lijnen verloopt de voortgang van het werk op onderstaande wijze:

- Pas wanneer alle disciplines van de tunnelrein volledig zijn opgestart, trekt de tunnelrein door de stad.
- De lengte voor het opstarten is circa 470 m<sup>1</sup> (29 moten).
- Het aantal stappen voor de totale cyclus voor de bouw van de tunnel (van het graven van de sleuf voor de damwanden tot en met het trekken van de damwand) is 29. Voor elke stap geldt de bewerkingduur van 1 week.
- Voor het op elkaar afstemmen van alle disciplines is een periode genomen van 12 werkweken (onder andere voor bijvoorbeeld het opbouwen van vlechtsteigers en tunnelkisten en het inwerken van personeel).
- Bovenstaande houdt in dat na 41 (29+12) werkweken de tunnelrein het tempo van 1 moot per week heeft bereikt.
- Het traject van de Nassaulaan tot de tunnelmond bij Geusselt is circa 920 m<sup>1</sup> (58 moten). De voorkant van de tunnelrein is dan na 58 werkweken bij Geusselt aangekomen.
- De achterzijde van de tunnelrein is dan daar na 87 werkweken (58+29).
- Zodra de voorzijde van de tunnelrein Geusselt heeft bereikt, wordt deze overgezet naar het startpunt en wordt het laatste traject (260 m<sup>1</sup> = circa 17 moten) afgelegd.

De voorzijde van de tunnelrein bereikt dan de tunnelmond op het Europaplein na 17 werkweken vanaf de tweede start bij metreering 5600.

- De achterzijde van de tunnelrein komt daar dan 29 (17+12) weken later aan.

### 3.1.2 Bouwfasering

De bouw van de tunnel en de tunnelmonden met de daarbij behorende verkeersfaseringen zijn opgedeeld in 7 faseringen. De faseringen staan opgetekend op AV405-I12000-T1031 t/m ~T1035 en zijn opgenomen in het Specialistisch Rapport Situatie tijdens de Bouw.

#### **Fase 0: Huidig verkeerssysteem**

##### *Periode*

Start: januari 2011

Eind: juli 2011

Werkzaamheden:

- Functievrij- en obstakelvrij maken van het werkterrein.
- Voorbereiding van het verleggen van de N2 (metrering 5600 t/m km 3200).
- Voorbereiden van het aanbrengen van de tijdelijke overbrugging voor de bouwkuip ter plaatse van de Nassaulaan.
- Voorbereiden van het aanbrengen van de tijdelijke overbrugging van de bouwkuip ter plaatse van de Voltastraat en geotechnisch onderzoek naar de locatie van de geologische breuk.
- Verleggen van de N2 ten behoeve van de passage ter plaatse van de ANWB flat.
- Kruispunten Europaplein herinrichten ten behoeve van het buitenwerkings stellen van de zuidelijke aansluitingen.

#### **Fase 1: Verkeerssysteem ten behoeve van de realisatie tunneldelen A2**

##### *Periode*

Start: augustus 2011

Eind: juli 2012

Werkzaamheden:

- Aanbrengen van de tijdelijke overbrugging met bouwkuip ter plaatse van de Scharnerweg.
- Aanbrengen van de tijdelijke overbrugging met bouwkuip ter plaatse van de Voltastraat.
- Bouw passage ter plaatse van de ANWB flat.
- Start realisatie tunnelmond Europaplein ten zuiden van de J.F. Kennedysingel.
- Aanbrengen van de tijdelijke lus N2 ten zuiden van het Europaplein.
- Aanbrengen van de definitieve toerit west van het Europaplein met de tijdelijke aansluiting op de J.F. Kennedysingel.
- Aanbrengen van de tijdelijke verlegde Terblijterweg (kruispunt Geusselt functievrij).
- Verleggen N2 naar de tijdelijke situatie (metrering 5600 t/m km 3200).

#### **Fase 2: Verkeerssysteem ten behoeve van realisatie tunnel ten noorden van metrering 5600**

##### *Periode*

Start: augustus 2012

Eind: juni 2013

Werkzaamheden:

- Realisatie van de onderdoorgang ten behoeve van parallelbaan en de dive onder bij Geusselt (I-13320).
- Realisatie van de tunnelmond Europaplein.
- Aanbrengen van de nieuwe J.F. Kennedysingel inclusief het tijdelijke viaduct Europaplein.
- Aanbrengen van de definitieve Terblijterweg (gedeelte tunnelmond Geusselt Noord gereed).
- Opstarten van de tunneltrein vanaf metrering 5600 naar het noorden.
- Start van de realisatie tunnelmonden Geusselt Noord en Geusselt Zuid.
- Aanbrengen van de toerit oost van Geusselt met de tijdelijke slinger naar de verschoven N2.

### **Fase 3: Nieuwe Terblijterweg en J.F. Kennedysingel in gebruik**

#### *Periode*

Start: juni 2013

Eind: augustus 2014

#### Werkzaamheden:

- Realisatie van de tunnelmond Europaplein (einde tunnelbakken onderste kokers).
- Realiseren van de tunnelrein tot metrerings 4100.
- Realisatie van de tunnelmond Geusselt Zuid.
- Aanbrengen van de N2-slinger over dak van het gerealiseerde tunnelgedeelte metrerings 5500 t/m km 5300.

### **Fase 4: Verkeerssysteem ten behoeve van ingebruikname tunnel**

#### *Periode*

Start: september 2014

Eind: december 2016

#### Werkzaamheden:

- Afmaken van de aansluiting van de tunnel vanaf metrerings 5500 op de tunnelmond Europaplein.
- Afmaken van de tunnelmond Europaplein (einde tunnelbakken onderste kokers).
- Afmaken van de aansluiting tunnel op de tunnelmond Geusselt.
- Aanbrengen van de tunneltechnische installaties.
- Aanbrengen van de tijdelijke aansluiting afrit west op de afrit oost Europaplein.
- Aanbrengen van de aansluitingen tunnel op de J.F. Kennedysingel.

### **Fase 5: Aanpassen verkeerssysteem ten behoeve van definitieve situatie**

#### *Periode*

Start december 2016

Eind: augustus 2017

#### Werkzaamheden:

- Sloop van het tijdelijke viaduct J.F. Kennedysingel.
- Aanbrengen van de aardebaanconstructie ter hoogte van de J.F. Kennedysingel.
- Opbreken van de verlegde N2.
- Sloop van de tijdelijke overbrugging ter plaatse van de Scharnerweg.
- Sloop van de tijdelijke overbrugging ter plaatse van de Voltastraat.
- Aanbrengen van de parklaan.
- Bouwrijp maken van de vastgoed locaties.
- Ter plaatse van de Geusselt: aanbrengen van de definitieve aansluitingen west op de tunnelmond.
- Ter plaatse van het Europaplein: aanbrengen van de definitieve aansluiting afrit oost.

### **Fase 6: Definitief maken verkeerssysteem**

#### *Periode*

Start: augustus 2017

Eind: maart 2018

#### Werkzaamheden:

- Slopen van het bestaande viaduct J.F. Kennedysingel.
- Aanbrengen van de parklaan, inclusief aansluitingen.
- Ruimtelijke inrichting.
- Bouwrijp maken van de vastgoed locaties.
- Parklaan in gebruik.

## 3.2 Overige (grote) kunstwerken

De bouwtijd van de vrijliggende kunstwerken wordt globaal ingeschat op ongeveer 10 maanden per kunstwerk. De bouwtijd van de niet vrijliggende kunstwerken wordt bepaald door de interactie met het bestaande verkeer en de omgeving. Zo is de fasering van de kunstwerken ter plaatse van de Viaductweg-Meerssenerweg behoorlijk complex door de interactie met het bestaande (drukke) verkeer, de beperkte ruimte (projectgrenzen aan de westzijde) en de aanwezigheid van risicovolle kabels en leidingen. Heel anders is dit voor bijvoorbeeld het kunstwerk fly over (I-13340) in Europaplein en het kunstwerk I-13390 ter hoogte van Kruisdonk. Beide zijn volledig vrijliggend en kunnen gebouwd worden onder welhaast ideale omstandigheden.

De gegeven omschrijving van de bouwfaseringen is slechts indicatief en bedoeld om enig inzicht te verschaffen in de hoeveelheid activiteiten die een rol speelt bij de aanleg van een kunstwerk. Volstaan is met een ruwe opsomming van de activiteiten zonder verdere begeleidende tekst.

### 3.2.1 I-13320 Kunstwerk Geusselt Viaductweg/A2 - Terblijerweg (dive under)

#### Algemeen

- bouwplaats obstakelvrij maken;
- tijdelijke voorzieningen aanbrengen;
- omleggen Terblijerweg;
- de fasering is geschreven uitgaande van het trillend aanbrengen van de damwanden en niet van het plaatsen van de damwanden in een gegraven sleuf.

#### Fase 1

- intrillen van de damwanden;
- ontgraven;
- inbrengen van de bronbemaling;
- aanleggen van de drainageput op het diepste punt en aanleggen aansluitingen met tunnel;
- inbrengen van de werkvloer;
- bekisten en wapenen van de vloer (inbrengen stekken voor de wanden);
- storten van de vloer;
- bekisten en wapenen van de wanden inclusief landhoofden viaduct Terblijerweg;
- ontkisten van de wanden en landhoofden;
- afwerken van de wanden;
- bouwkuip opvullen tot bovenkant damwanden;
- plaatsen van de wegdekliggers ten behoeve van de Terblijerweg;
- uitzetten van de bemaling;
- damwanden trekken;
- afwerken van de Terblijerweg;
- omleggen van de Terblijerweg over nieuw viaduct.

#### Fase 2

- intrillen van de damwanden;
- ontgraven;
- inbrengen van de bronbemaling;
- bekisten en wapenen van de vloer (inbrengen van de stekken voor de wanden);
- storten van de vloer;
- bekisten en wapenen van de wanden;
- ontkisten van de wanden;

- afwerken van de wanden en bescherming aanbrengen;
- bouwkuip opvullen tot bovenkant van de damwanden;
- uitzetten van de bemaling;
- damwanden trekken;
- afwerken van de dive under;
- tijdelijke voorzieningen verwijderen.

### 3.2.2 I-13330 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79 (parallelviaduct)

#### Algemeen

- verwijderen van voorzieningen en obstakels op de bouwplaats;
- tijdelijke voorzieningen ten behoeve van de bouw en de veiligheid op de bouwplaats aanbrengen;
- bouwrijp maken.

#### Bouw

- aanbrengen van de grondkeringen ten behoeve van het verhoogde weglichaam;
- aanleggen van het verhoogde weglichaam als aangegeven op de tekening;
- palen heien ten behoeve van de landhoofden en het steunpunt;
- bekisten en wapenen van het landhoofd noordzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten en bekisting omplaatsen;
- bekisten en wapenen van het landhoofd zuidzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten;
- bekisten en wapenen van het middensteunpunt;
- plaatsen van de prefab beton liggers;
- aanstorten van het dek;
- afwerking.

### 3.2.3 I-13340 Kunstwerk Europaplein fly over A2

#### Algemeen

- verwijderen van voorzieningen en obstakels op de bouwplaats;
- tijdelijke voorzieningen ten behoeve van de bouw en de veiligheid op de bouwplaats aanbrengen;
- bouwrijp maken.

#### Bouw

- aanleggen van het verhoogde weglichaam;
- palen heien ten behoeve van de landhoofden;
- bekisten en wapenen van het landhoofd westzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten en bekisting omplaatsen;
- bekisten en wapenen van het landhoofd oostzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten;
- bekisten en wapenen van de middensteunpunten op tunnelwanden;
- bekisten en wapenen van de dekken;
- storten van de dekken;

- ontkisten en verwijderen van de bekisting;
- afwerking.

### 3.2.4 I-13350 en I-13360 Kunstwerken Geusselt Viaductweg-Meerssenerweg

#### Algemeen

- verwijderen van voorzieningen en obstakels op de bouwplaats;
- tijdelijke voorzieningen aanbrengen;
- voorzieningen treffen ten behoeve van het landhoofd van het spoorviaduct.

#### Fase 1

- aanleg van het gedeelte zuid-west;
- omleggen fietspaden naar noordzijde;
- treffen tijdelijke voorzieningen.
- heien ten behoeve van van het landhoofd;
- bekisten en wapenen van het landhoofd;
- ontkisten van het landhoofd;
- afwerking.

#### Fase 2

- aanleg fietspad zuid;
- opheffen fietspad noordzijde.

#### Fase 3

- aanleg van het gedeelte noord-west;
- treffen tijdelijke voorzieningen;
- heien ten behoeve van het landhoofd;
- bekisten en wapenen van het landhoofd;
- ontkisten van het landhoofd;
- afwerking.

#### Fase 4

- aanleg van het gedeelte noord-oost;
- treffen tijdelijke voorzieningen;
- heien ten behoeve van het landhoofd;
- bekisten en wapenen van het landhoofd;
- ontkisten van het landhoofd;
- afwerking.

#### Fase 5

- aanleg van het gedeelte zuid-oost;
- treffen tijdelijke voorzieningen;
- heien ten behoeve van het landhoofd;
- bekisten en wapenen van het landhoofd;
- ontkisten van het landhoofd;
- afwerking.

#### Fase 6

Tussensteunpunten noord en zuid:

- aanbrengen van de fundering middensteunpunten.

#### Fase 7

##### Noordelijke viaduct:

- plaatsen van de prefab balken;
- uitkisten en wapen van het dek;
- storten van het dek;
- plaatsen van de geluidschermen;
- aanvullen en afwerken.

#### Fase 8

##### Zuidelijke viaduct:

- plaatsen van de prefab balken;
- uitkisten en wapen van het dek;
- storten van het dek;
- plaatsen van de geluidschermen;
- aanvullen en afwerken.

#### Fase 9

- verdichten van de grond;
- gedeeltelijk opbreken van het asfalt van de bestaande Viaductweg;
- nieuw wegdek aansluiten op het bestaande asfalt.

#### Fase 10

- alle tijdelijke voorzieningen verwijderen.

### 3.2.5 I-13430 Kunstwerken Kruisdonk A2 – Verbindingsweg Beatrixhaven

#### Algemeen

- verwijderen van voorzieningen en obstakels op de bouwplaats;
- omleg A2;
- tijdelijke voorzieningen ten behoeve van de bouw en de veiligheid op de bouwplaats aanbrengen;
- bouwrijp maken.

#### Bouw (per viaduct)

- palen heien ten behoeve van de landhoofden en de steunpunten;
- bekisten en wapenen van het landhoofd noordzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten en bekisting omplaatsen;
- bekisten en wapenen van het landhoofd zuidzijde;
- storten van het landhoofd;
- ontkisten;
- bekisten van de dekconstructie;
- storten van het dek;
- ontkisten en verwijderen bekisting;
- afwerking.







# Niet nader omschreven kleine kunstwerken

## 4 Niet nader omschreven kleine kunstwerken

Voor het totaaloverzicht van grote en kleine kunstwerken wordt verwezen naar bijlage 17. Overzicht Kunstwerken.

In dit Specialistisch Rapport zijn kleine kunstwerken niet nader omschreven. Dit zijn:

I-13200 KW Autosnelwegen:

- I-13211 Dienstgebouw Noord;
- I-13212 Dienstgebouw Zuid;
- I-13220 Tunnel Nazareth;
- I-13230 Kruising Kruisdonk;
- I-13240 Kruising Kanjel;
- I-13250 Kunstwerk A2 Ecoduiker;
- I-13260 Kunstwerk spoorviaduct A2.

I-13300 KW Knooppunten:

- I-13310 Viaduct Oeslingerbaan;
- I-13370 Fietstunnel Geusselt.

I-13400 KW Stedelijke Hoofdstructuur:

- I-13410 Paardentunnel (fietstunnel);
- I-13440 KW spoor verb. Beatrixhaven;
- I-13450 KW Beukenlaan verb. Beatrixhaven;
- I-13460 KW Mariënwaard verb. Beatrixhaven;
- I-13470 KW Kruisdonk A79 (Ambyerweg);
- I-13480 KW Verbinding Beatrixhaven Ecoduiker;
- I-13490 Spoorviaduct J.F. Kennedysingel.

I-13500 KW Lokale infrastructuur:

- I-13510 KW Joseph Bachlaan.

I-13600 KW Langzaam verkeer:

- I-13610 KW Groene loper (fietsbrug).



# English Summary

## 5 Building technology and required building time

This report has been issued by Avenue2 within the context of Stage four of the Competitive Dialogue procurement procedure for the A2 Maastricht project. Avenue2 is a Joint Venture of Ballast Nedam Property Development, Ballast Nedam Infrastructure, Strukton Bouw en Vastgoed and Strukton Civiel. Consultants to Avenue2 are among others ARCADIS Nederland, West 8 and DGMR.

In this report we describe how the building concept of the tunnel and other large improvements will be organized. We also consider the construction methods of the improvements and the time schedule required.

Chapter 2's central theme is building techniques. The building concepts and methods for the tunnel as well as the improvements are described. Much attention is paid to geotechnical challenges of a tunnel in gravel and limestone. Besides the tunnel itself the integration of infrastructure, the real estate and the architecture is taken into account.

Chapter 3 gives further detail on the building time schedule and phasing of the tunnel and the other (large) improvements. Other, smaller improvements, are summarized in Chapter 4.

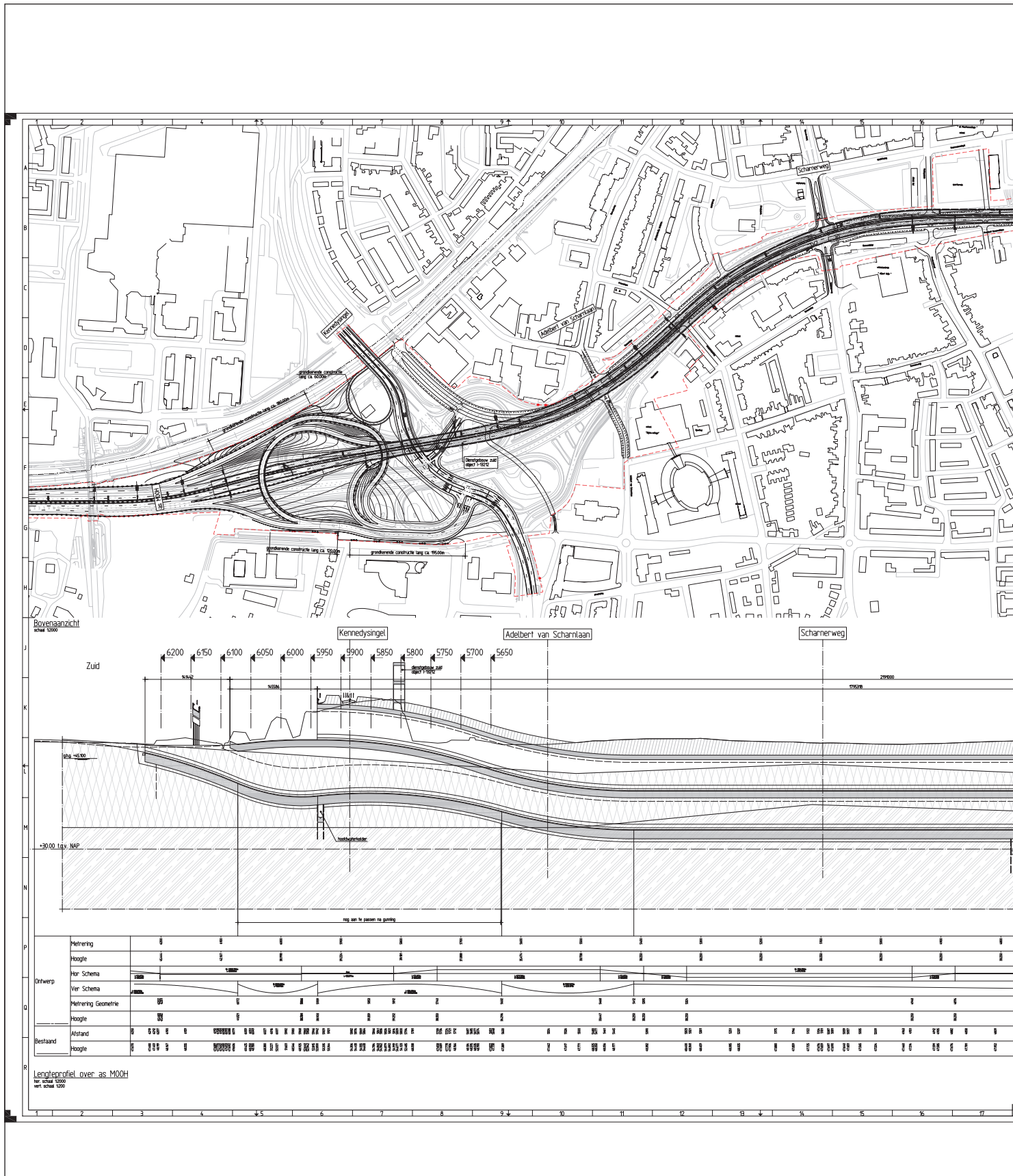
# Bijlagen 1 t/m 7

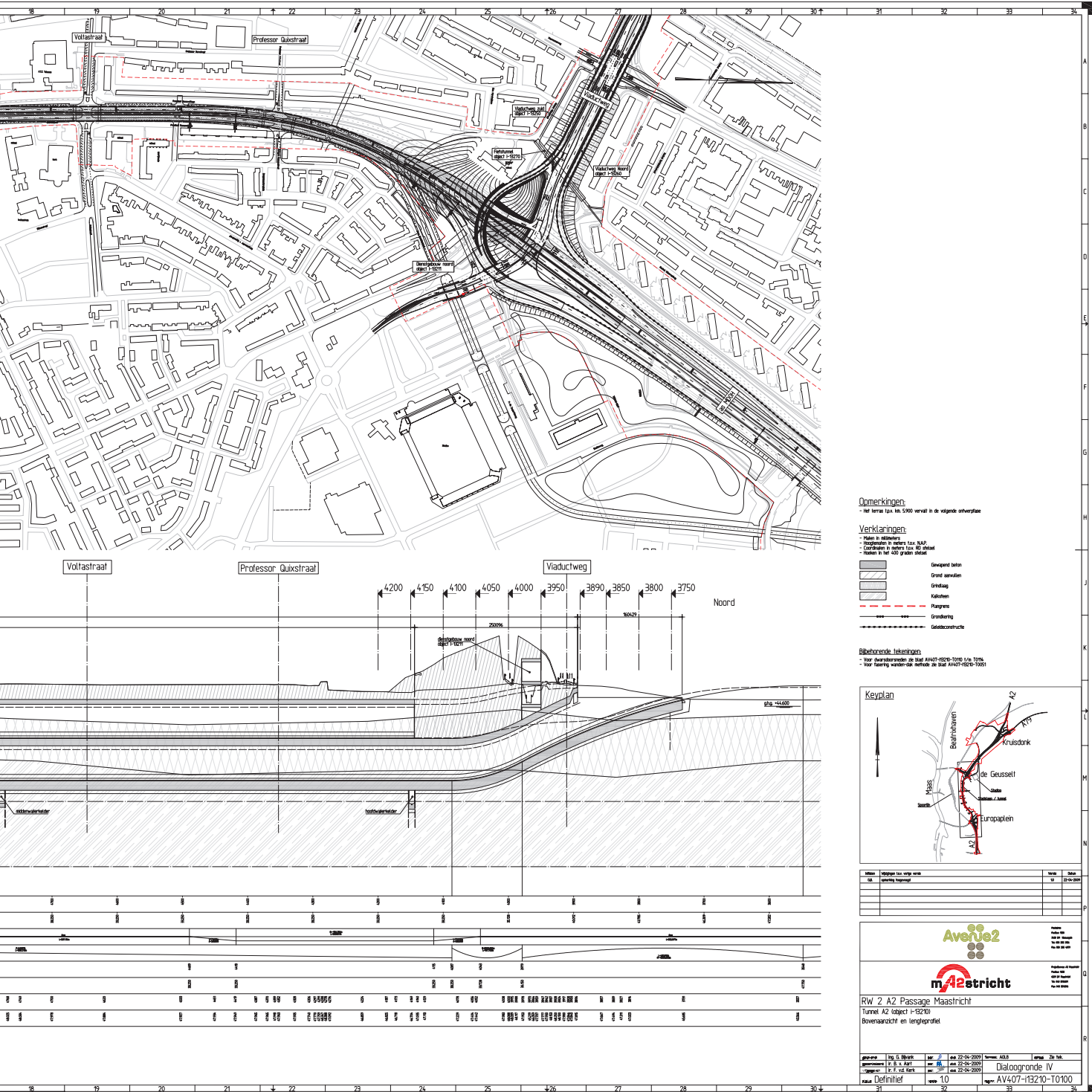


## **Bijlagen 1 t/m 7**

<b>Bijlage 1</b>	Tekening AV407-I13210-T0100: Bovenaanzicht en lengte profiel
<b>Bijlage 2</b>	Tekeningen AV407-I13210-T0110 t/m ~T0112: Dwarsprofielen Geusselt
<b>Bijlage 3</b>	Tekening AV407-I13210-T0028: Gestapelde tunnel
<b>Bijlage 4</b>	Tekeningen AV407-I13210-T0113 en ~T0114: Dwarsprofielen Europaplein
<b>Bijlage 5</b>	Tekening AV407-I13210-T0050: Fasering in langsricting
<b>Bijlage 6</b>	Tekening AV407-I13210-T0001: Fasering in dwarsdoorsnede
<b>Bijlage 7</b>	Tekening AV407-I13210-T0051: Fasering wanden- dakmethode

## Bijlage 1 Bovenaanzicht en lengteprofiel



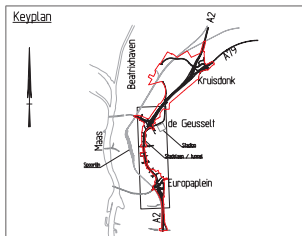


**Opmerkingen**  
 - Het terrein (ca. 60.000) vervalt in de volgende onderdelen

**Verklaringen**  
 - Naam in blauw  
 - Hoogtepunten in meters tov. NAP  
 - Contourlijn in meters tov. NAP  
 - Hoeken in het 400 graden stelsel

Gewapend beton  
 Grond aanwelen  
 Grondslag  
 Kalksteen  
 Plaatsings  
 Grondwater  
 Geleedestructuur

**Bijbehorende tekeningen**  
 - Voor Aansluitingen op Staat AV407-05210-T010 (Siv. 100%)  
 - Voor Aansluiting van de Staat AV407-05210-T010 (Siv. 100%)



Werk	Wijziging van ontwerp	Werk	Staat
10	Definitief	10	Definitief

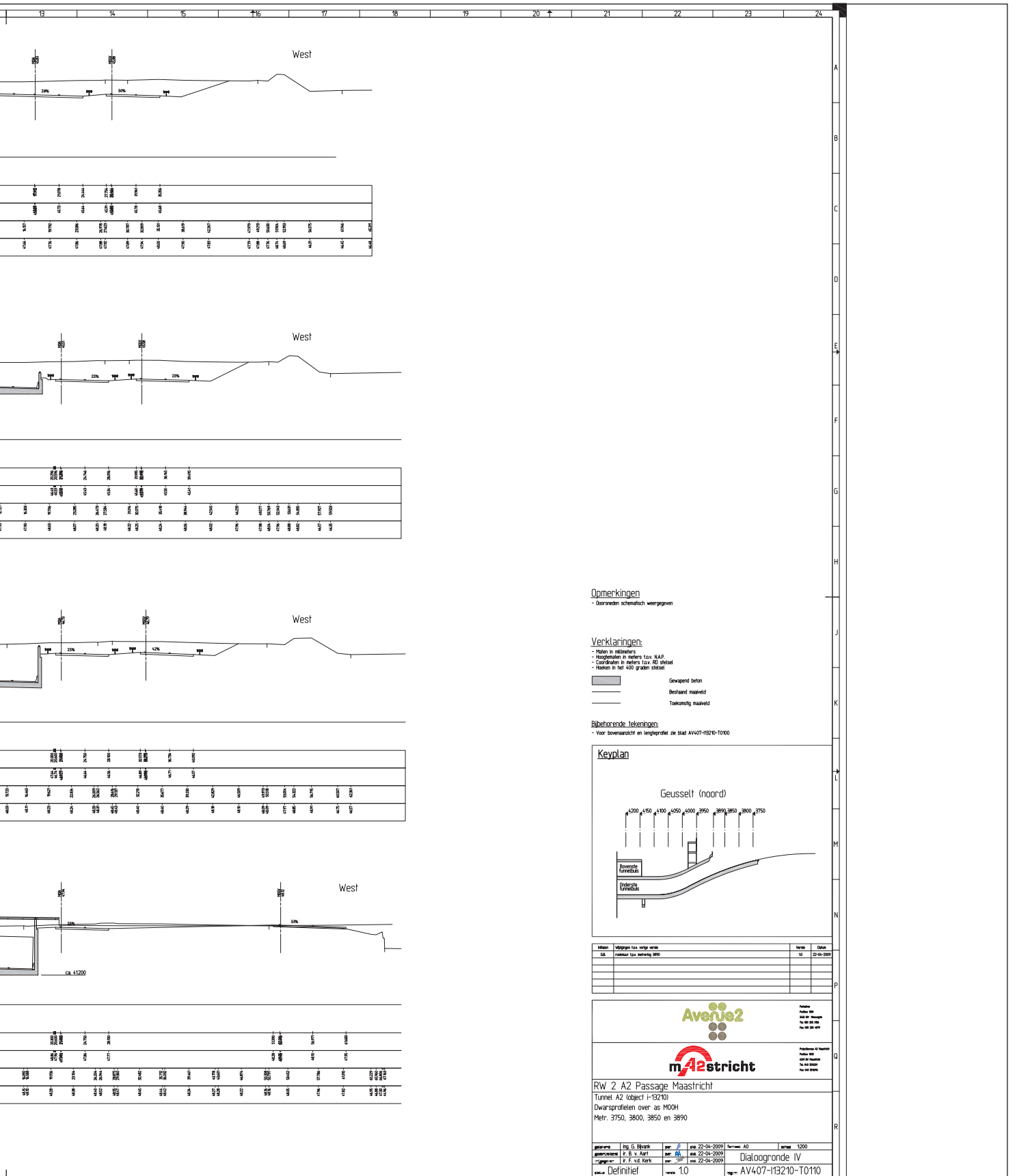
RW 2 A2 Passage Maastricht  
 Tunnel A2 (lucht I-15210)  
 Bovenaanzicht en lengteprofiel

gemaakt door	U. S. B. B. B.	op	22-04-2009	versie	01.00
gecorrigeerd door	P. S. v. A.	op	22-04-2009		
gegevens	1.1 v.1.0.1	op	22-04-2009		

naam Definitief  
 schaal 10  
 project AV407-15210-T0100







**Opmerkingen**

- Doorsneden schetsmatig weergegeven

**Verklaringen:**

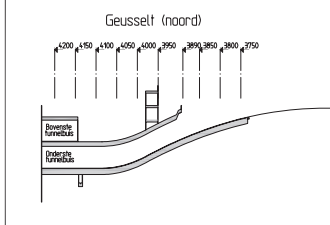
- Hoeken in millimeters
- Hoogtepunten in meters t.o.v. N.A.P.
- Coördinaten in meters t.o.v. RD theodoliet
- Hoeken in het 100 graden stelsel

- Gewapend beton
- Bestand maaiveld
- Toekomstig maaiveld

**Bijbehorende tekeningen**

- Voor dovensaansicht en lengteprofiel zie blad AV407-R8210-10100

**Keyplan**



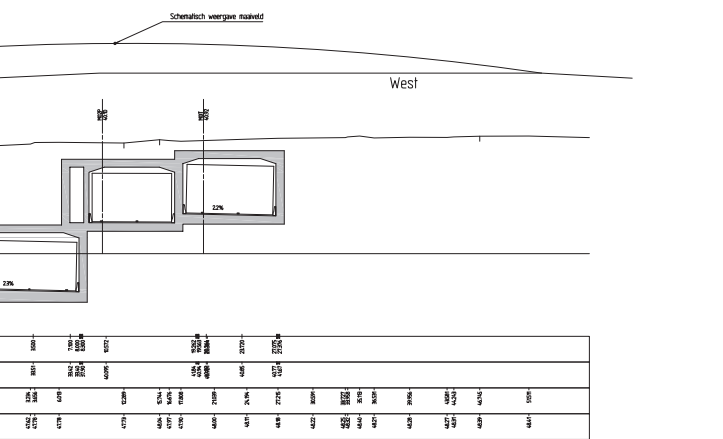
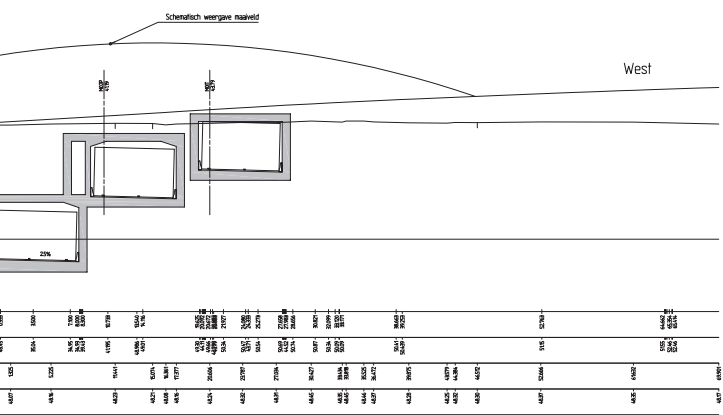
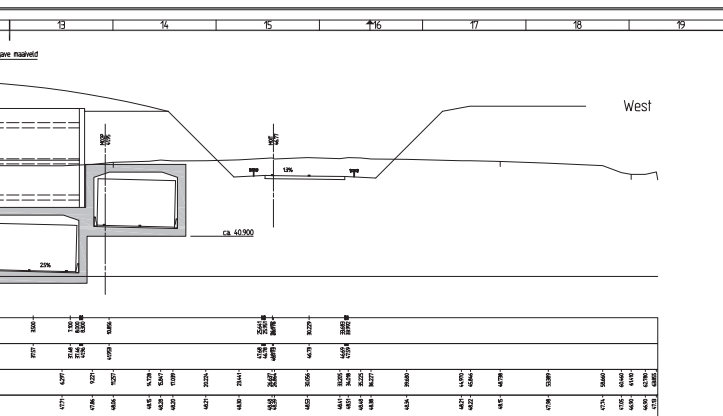
Werk	Werkzaam van welke serie	Verst	Datum
1/3	Werkzaam van welke serie	1/3	22-04-2009



RW 2 A2 Passage Maastricht  
 Tunnel A2 (object I-B210)  
 Dwarsprofielen over as M00H  
 Metr. 3750, 3800, 3850 en 3890

ontw.:	Ing. G. Sijpe	sch.:	22-04-2009	form.:	A0	afmet.	1200
gepland:	1. 8. v. 1. 1. 1.	sch.:	22-04-2009	form.:	A0	afmet.	1200
gepland:	1. 8. v. 1. 1. 1.	sch.:	22-04-2009	form.:	A0	afmet.	1200
status:	Definitief	versie:	1.0	project:	AV407-13210-10110	locatie:	Dialoogronde IV



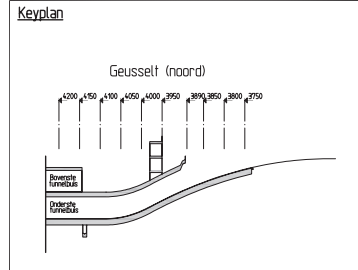


**Opmerkingen**  
 - Doorsneden schematisch weergegeven

**Verklaringen:**  
 - Meten in millimeters  
 - Hoogteplan in meters t.o.v. NAP  
 - Coordinaten in meters t.o.v. 50-stelsel  
 - Hoeken in het 400 graden stelsel

Gespuurd beton  
 Bestaand maaield  
 Toekomstig maaield

**Bijbehorende tekeningen**  
 - Voor doorsneden en lengteprofiel zie staat AV407-R820-1000  
 - Voor object in 3DDB zie staaf AV407-R820-1000

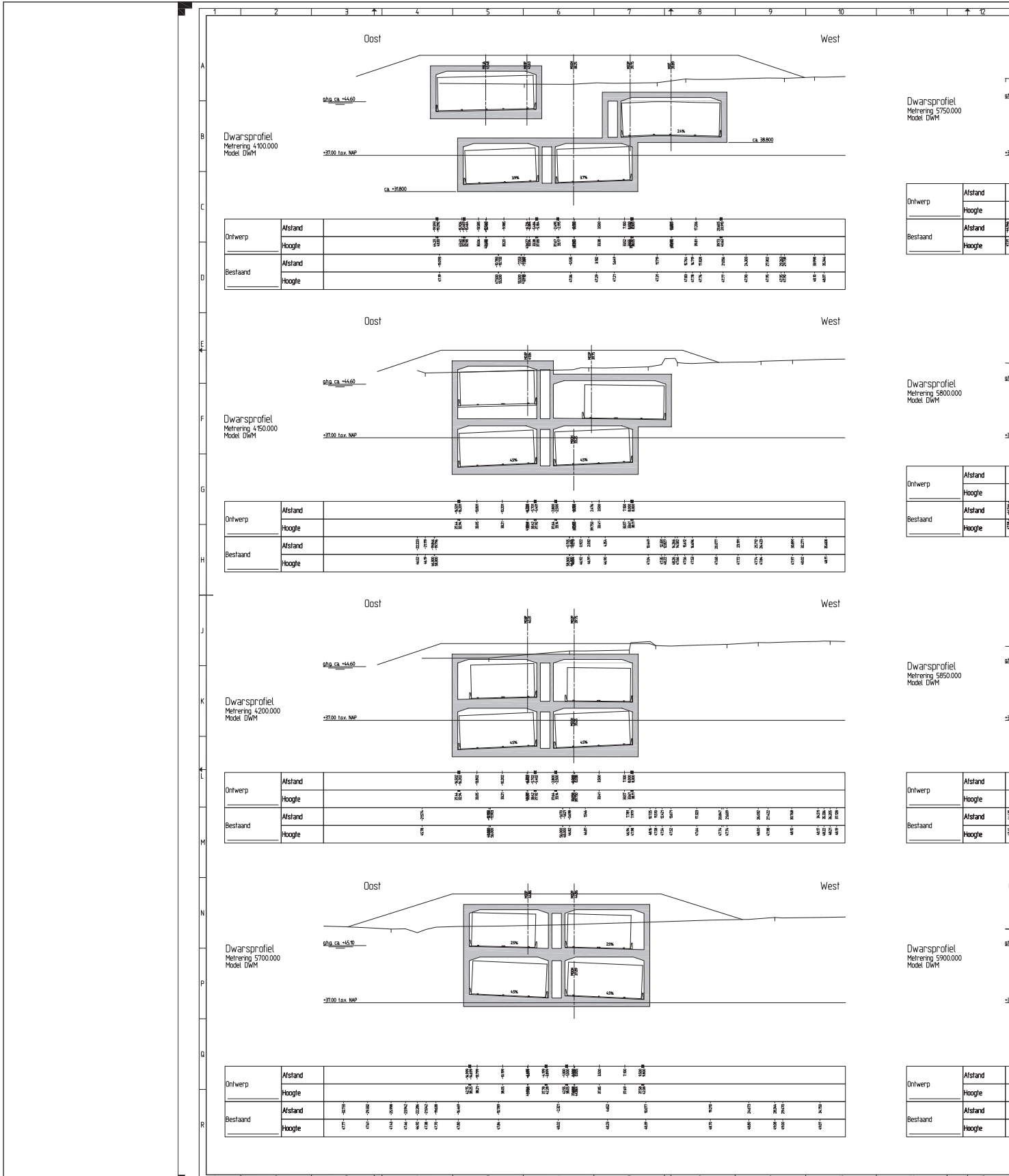


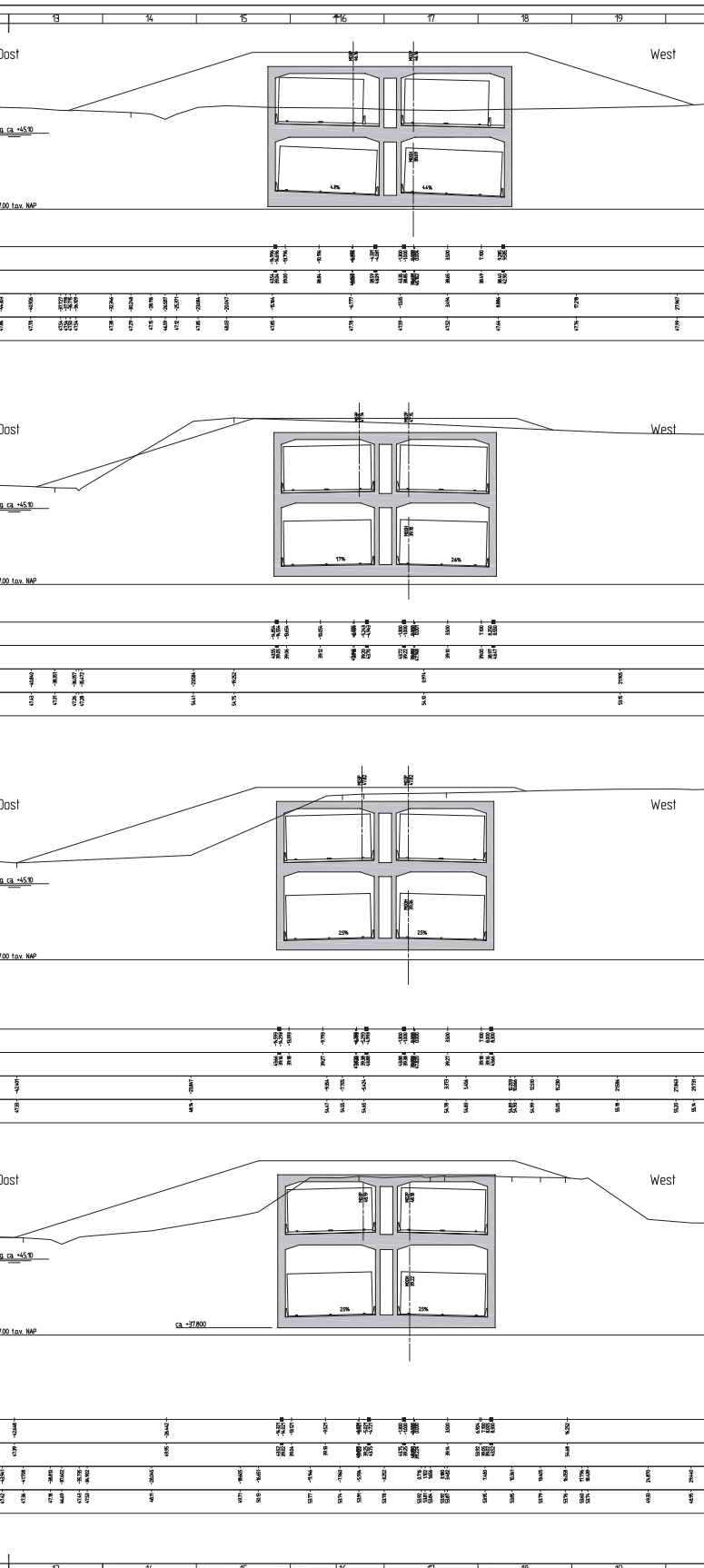
Werk	Werkzaamheidsnaam	Werk	Datum
CA	Ca. 40.500	10	22-04-2009

**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Tunnel A2 (tabel 1-13210)  
 Dwarsprofielen over as MO0H  
 Metr. 3950, 4000 en 4050

opdrachtgever	ing. G. Blokzijl	opdracht	10	10	1200
opdrachtgever	P. B. v. Aart	opdracht	10	10	1200
opdrachtgever	P. B. v. Aart	opdracht	10	10	1200
opdrachtgever	Definitief	opdracht	10	10	1200

## Dwarsprofielen Geusselt





**Opmerkingen**

- Doorsneden schematisch weergegeven

**Verklaringen:**

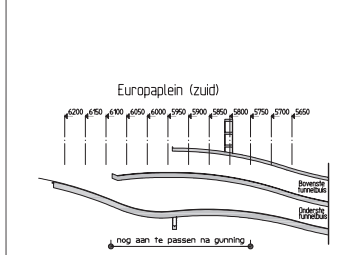
- Hoeken in millimeters
- Hoogten in meters t.o.v. NAP
- Coördinaten in meters t.o.v. RD (reduced)
- Hoeken in het 400 graden stelsel

- Gewapend beton
- Bestaand maaiveld
- Toekomstig maaiveld

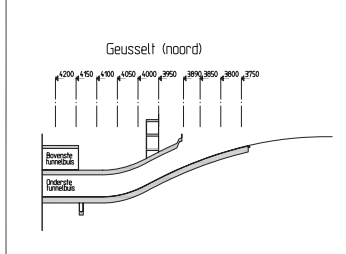
**Bijbehorende tekeningen:**

- Voor bovenaanzicht en lengteprofiel zie blad AV407-1B210-1000

**Keyplan**



**Keyplan**



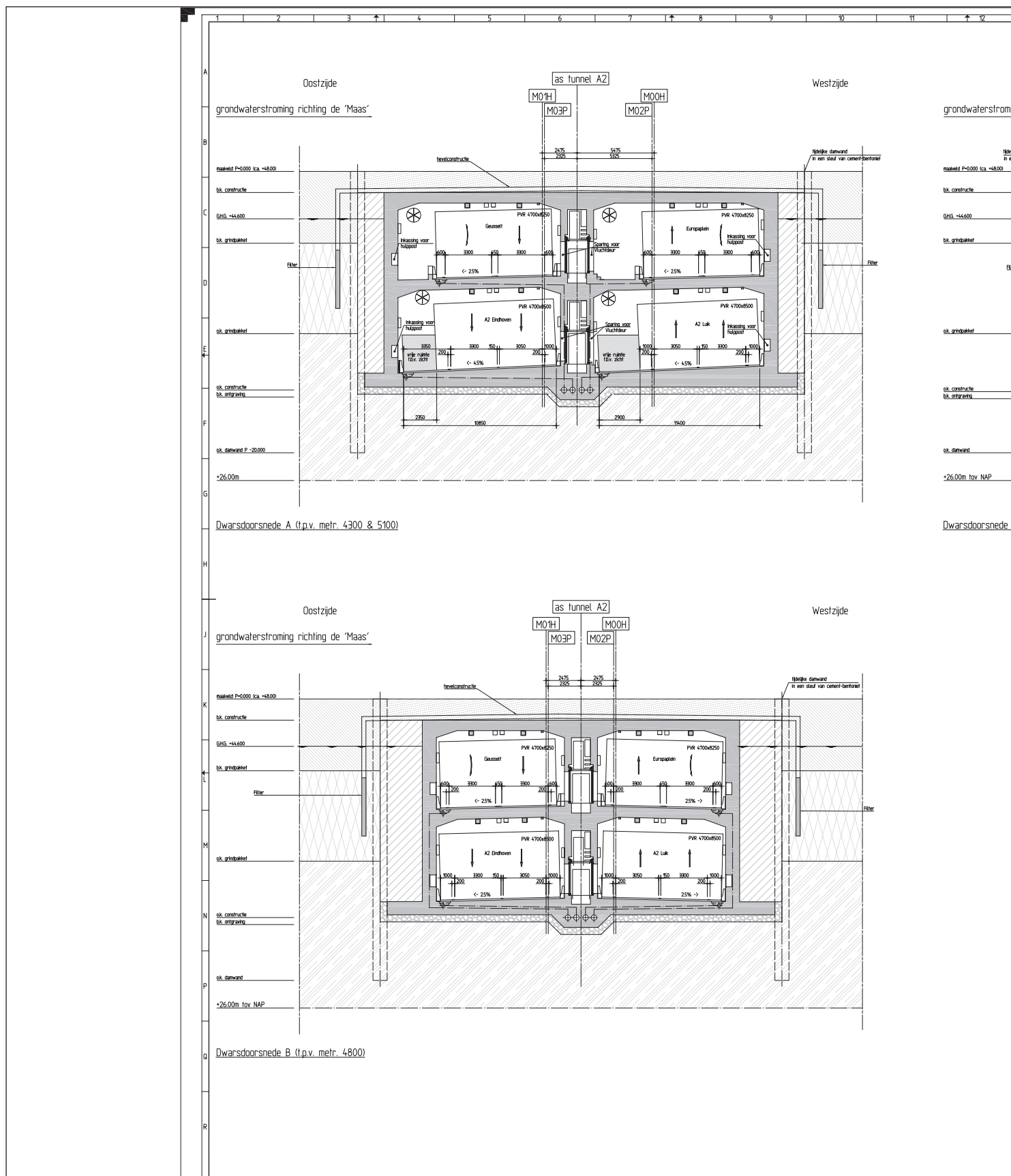
Werk	Uitgevoerd door	Verst.	Datum
OP	Overeenkomstig tekening 0	10	22-04-2009

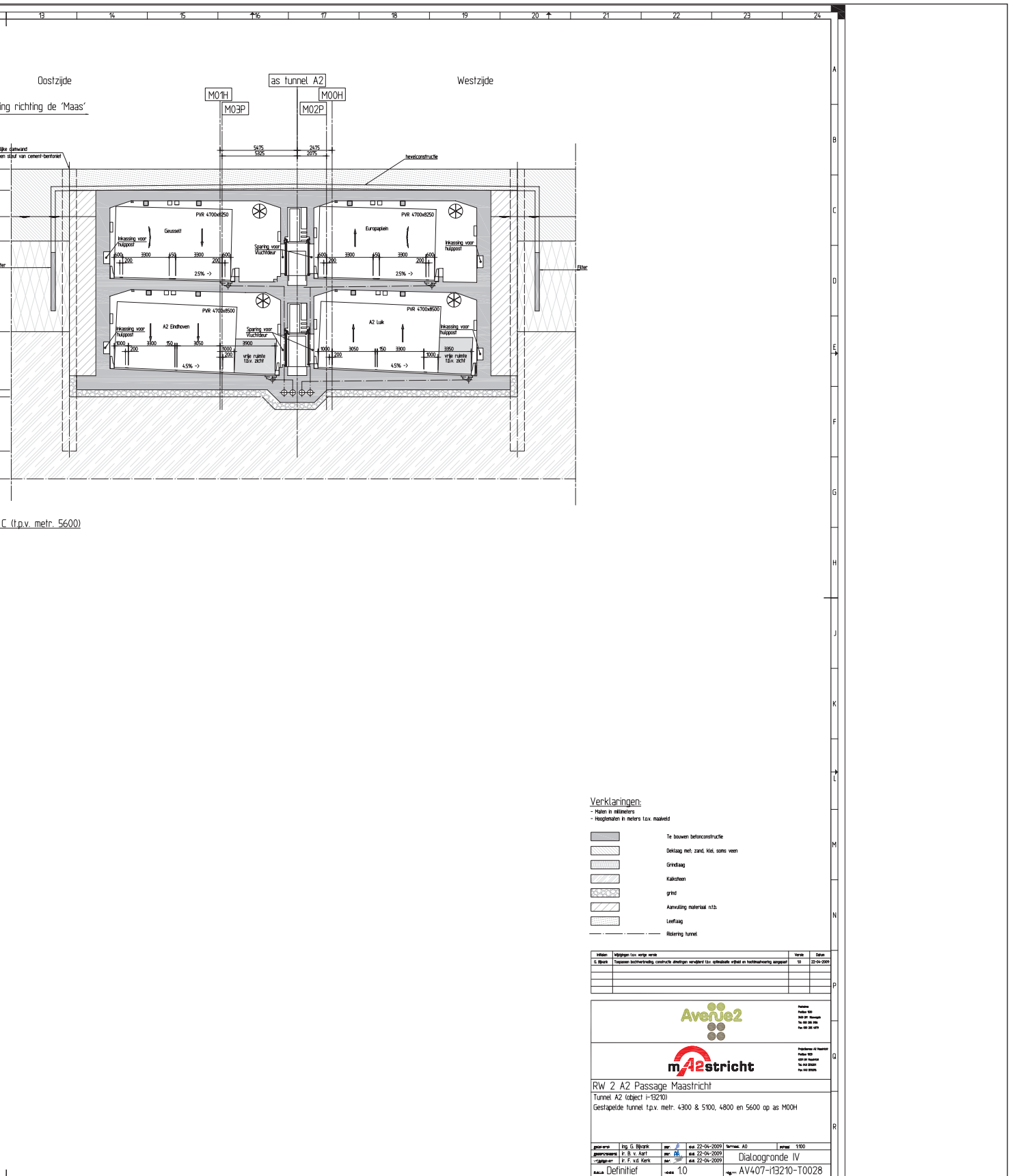


**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Tunnel A2 (object I-B210)  
 Dwarsprofielen over as M00H  
 Meht: 4100, 4150, 4200, 5700, 5750, 5800, 5850 en 5900

gemaakt door	ing. G. Strieth	aan	22-04-2009	format	A0	omsch	1200
aanvraag door	ir. B. de Klerk	aan	22-04-2009				
opgesteld door	ir. E. van Kerk	aan	22-04-2009				
status	Definitief	versie	10				

### Bijlage 3 Gestapelde tunnel





**Verklaringen:**

- Maten in millimeters
- Hoogten in meters t.o.v. maaiveld

	Te bouwen betonconstructie
	Deklaag met zand, klei, soms veen
	Grondslag
	Kalksteen
	grnd
	Aanvulling materiaal ntb
	Leeflaag
	Risiering tunnel

Winkel	Winkel	Winkel	Winkel	Winkel	Winkel
G. Blok	Tappert	bovenbouw	constructie	afmetingen	verrijpt

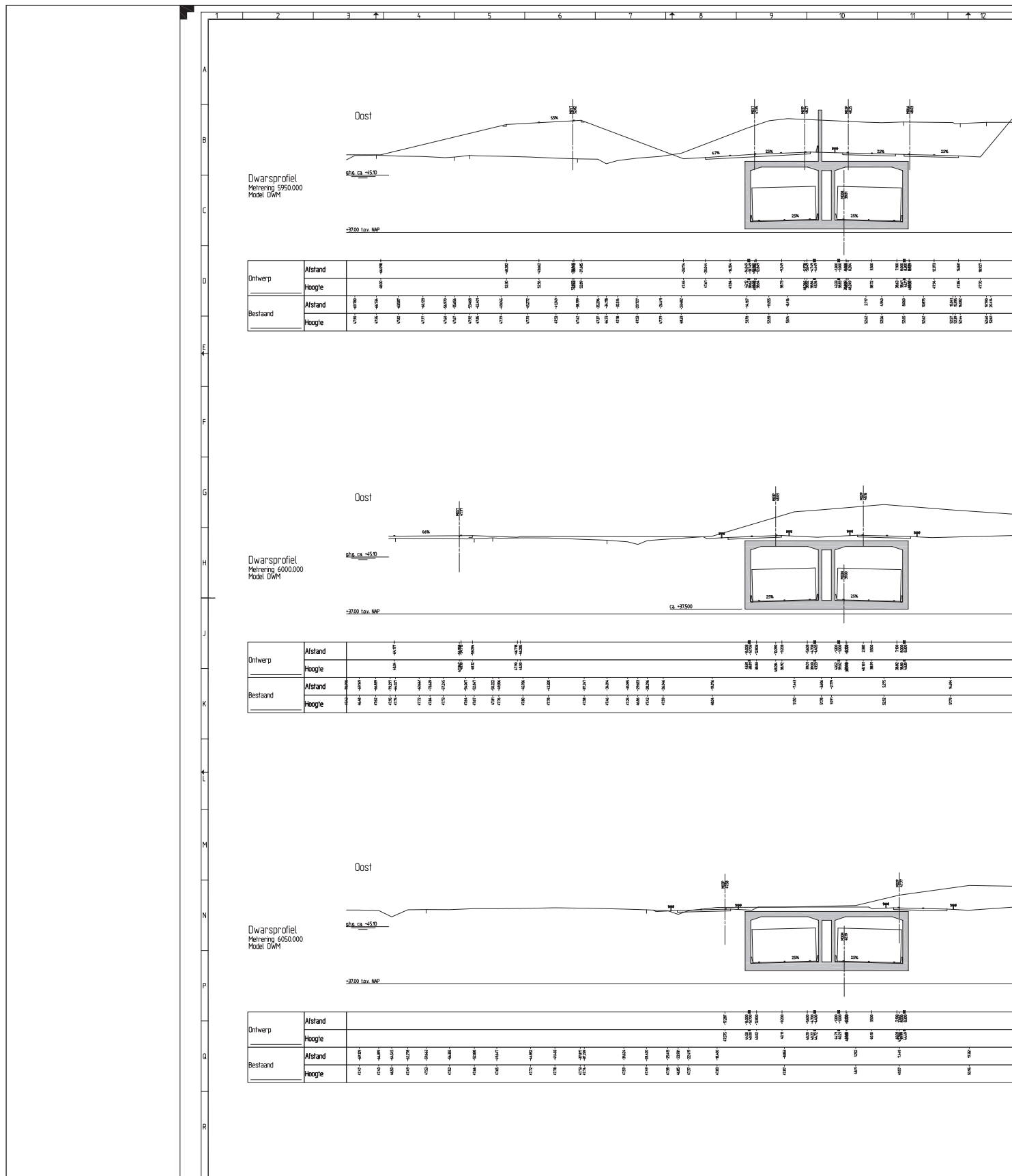
**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Tunnel A2 (object 1-13210)  
 Gestapelde tunnel t.p.v. metr. 4300 & 5100, 4800 en 5600 op as M00H

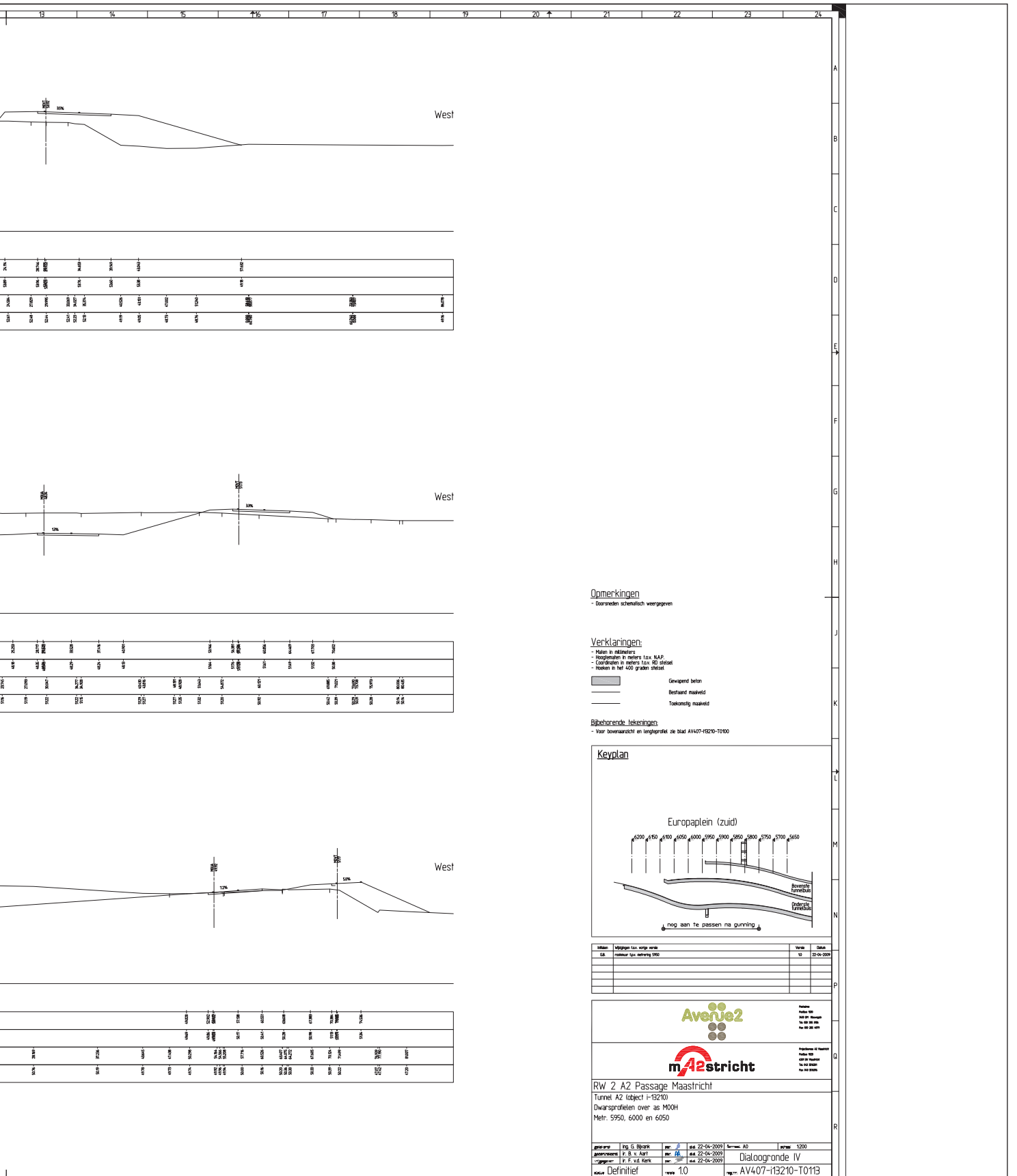
projectant	Ing. G. Blok	ontwerper	Ing. G. Blok	datum	22-04-2009	versie	AD	status	100
geplaatst	P. S. v. Aalst	controleur	P. S. v. Aalst	datum	22-04-2009	versie	AD	status	100
geplaatst	P. F. v. d. Ven	controleur	P. F. v. d. Ven	datum	22-04-2009	versie	AD	status	100

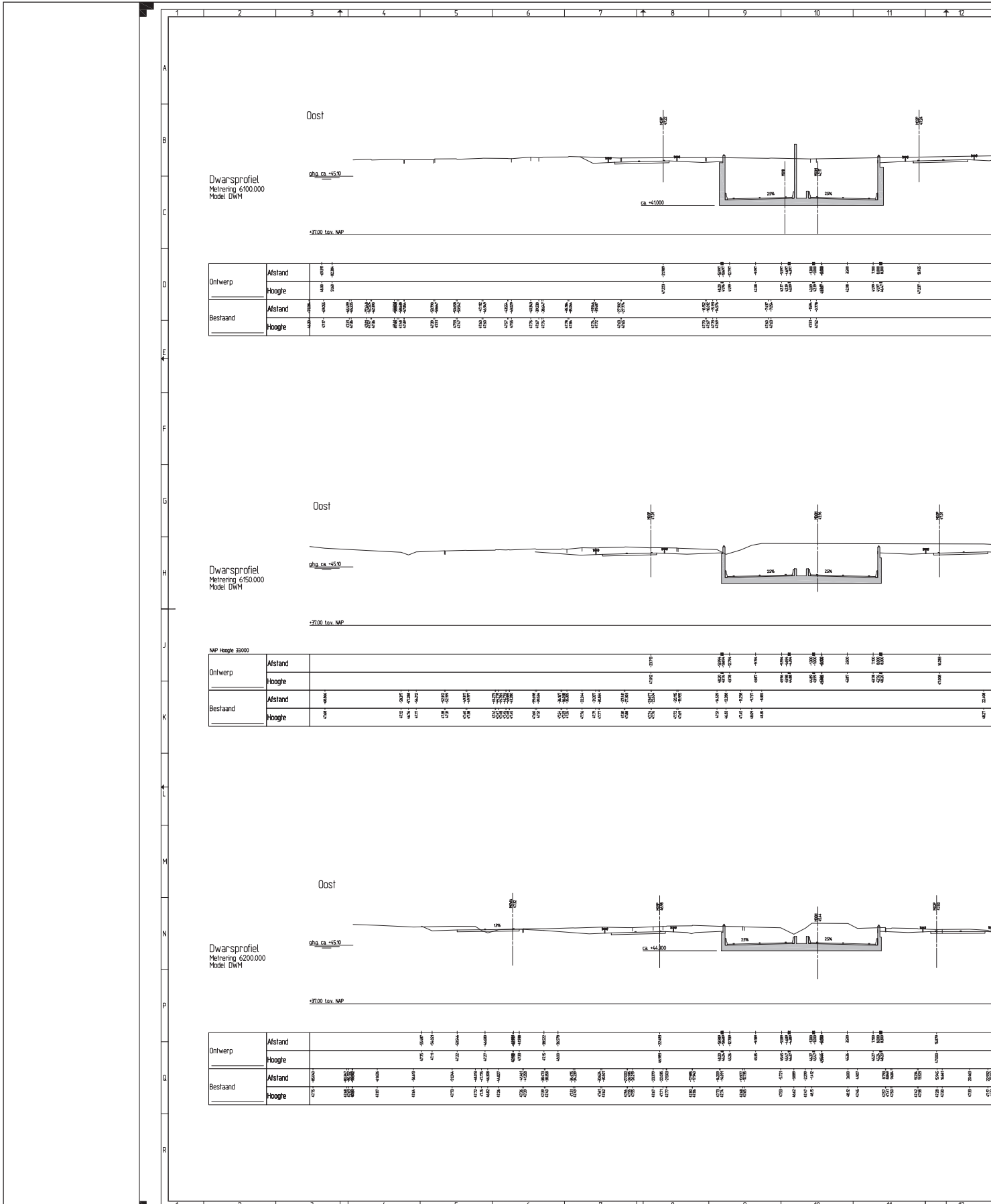
AV407-13210-T0028

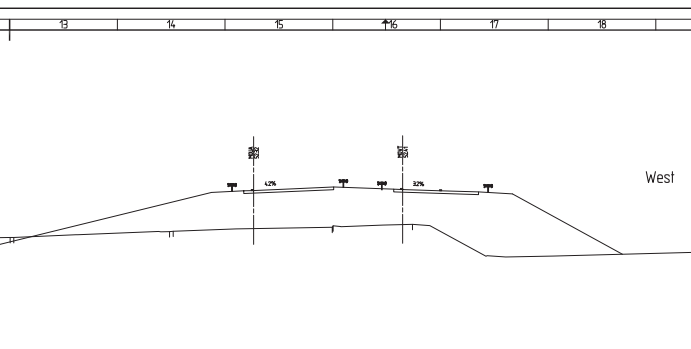


## Bijlage 4 Dwarsprofielen Europaplein

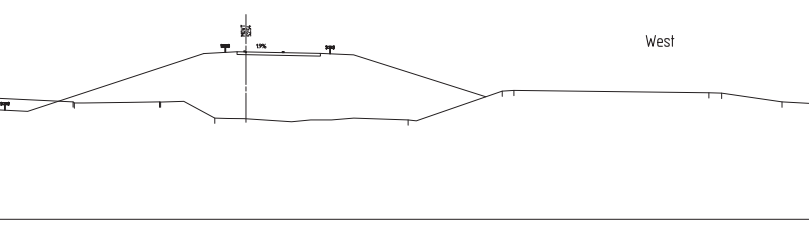




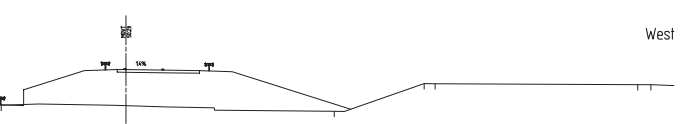




13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0



13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0



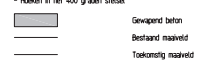
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0

**Opmerkingen**

- Doorsneden schematisch weergegeven

**Verklaringen:**

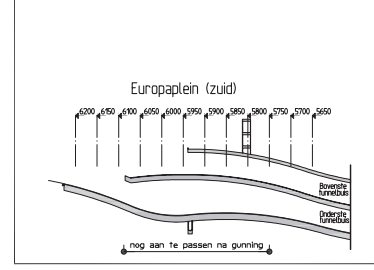
- Hoeken in millimeters
- Hoogtepunten in meters t.o.v. N.A.P.
- Coördinaten in meters t.o.v. RD streefnet
- Hoeken in het 400 gramme stelsel



**Bijbehorende tekeningen:**

- Voor bovenaanzicht en lengteprofiel zie blad AV407-R8210-T0100

**Keyplan**



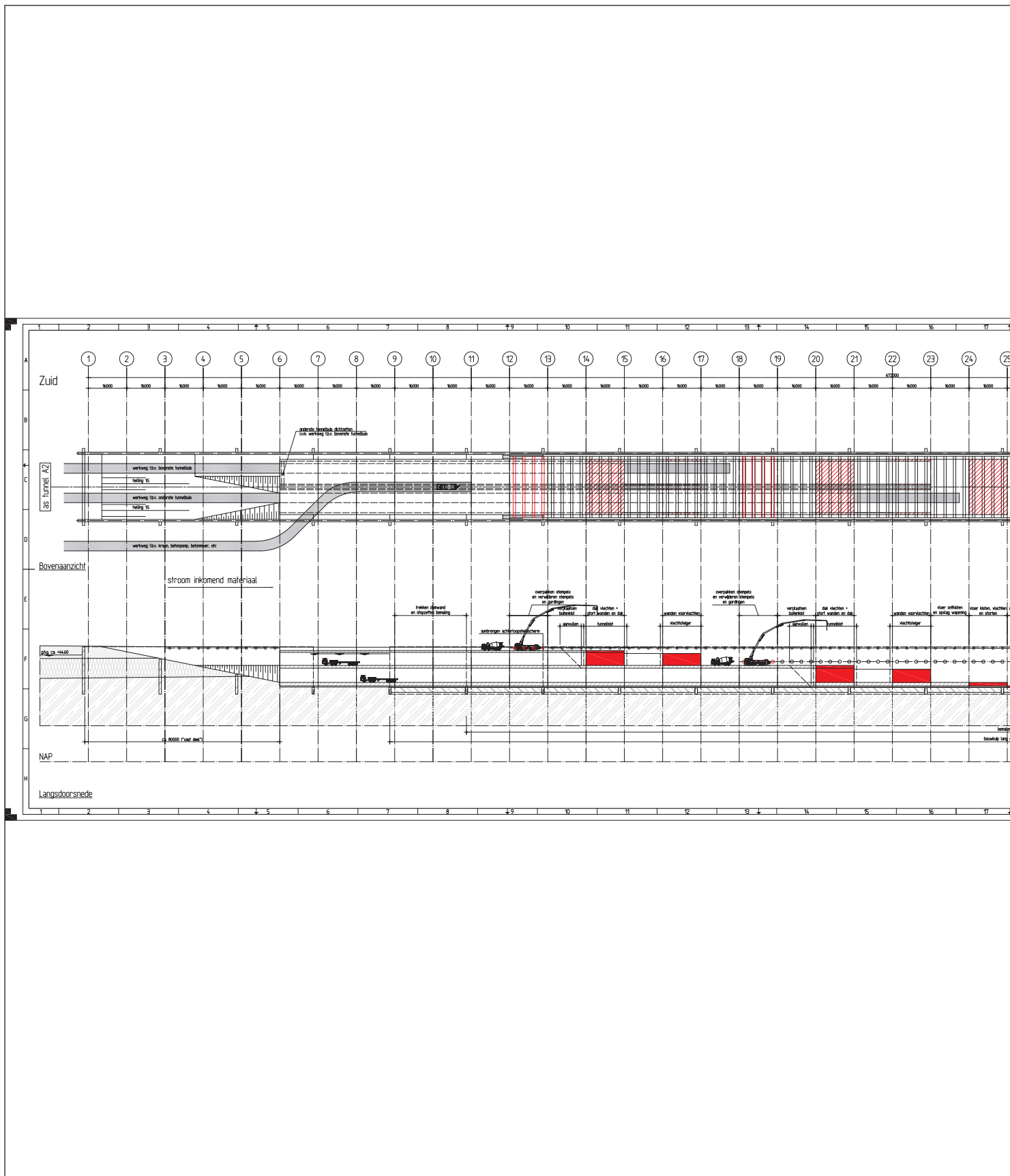
Intake	Metingen t.o.v. originele versie	Versie	Datum
GE	Individueel t.o.v. definitief 1:100	03	22-04-2009

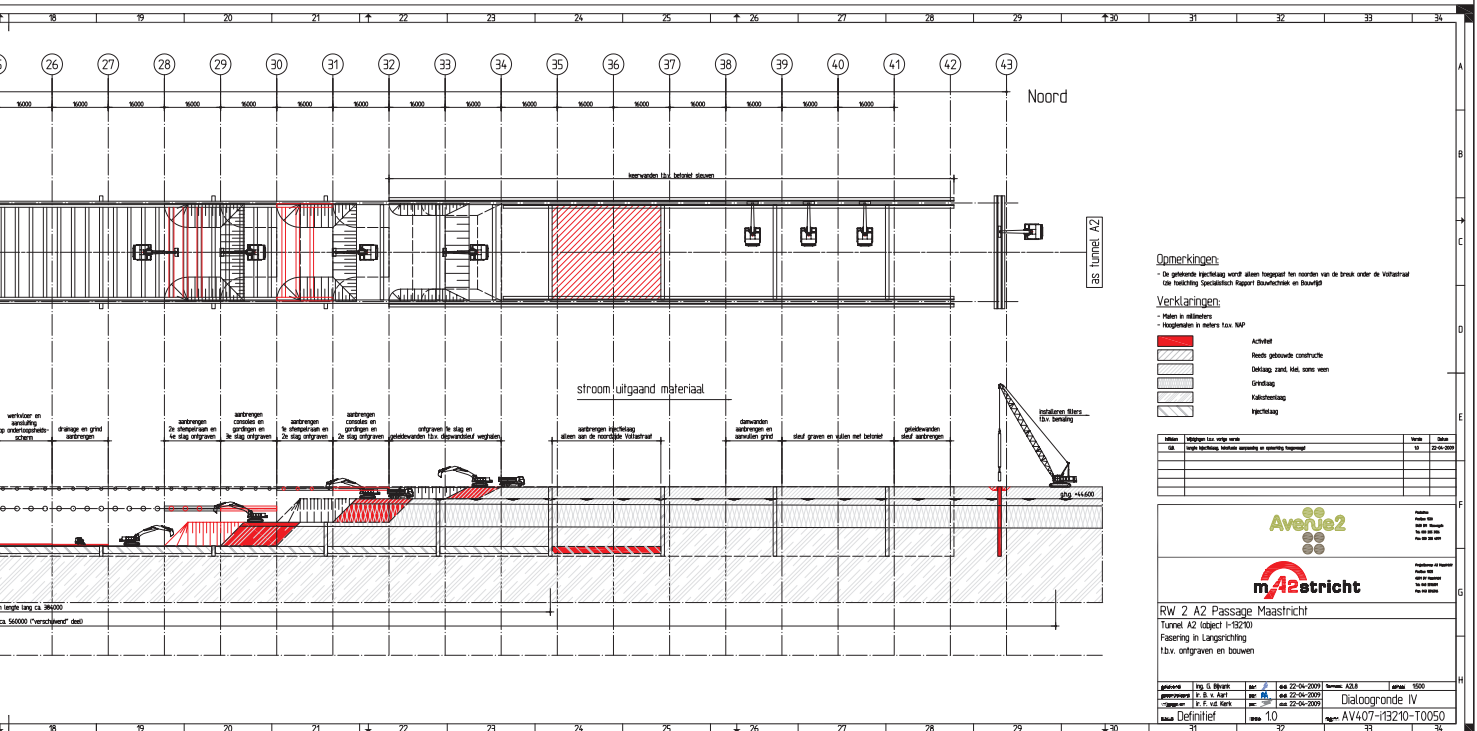


**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
Tunnel A2 (object I-R210)  
Dwarsprofielen over as M00H  
Metr. 6100, 6150 en 6200

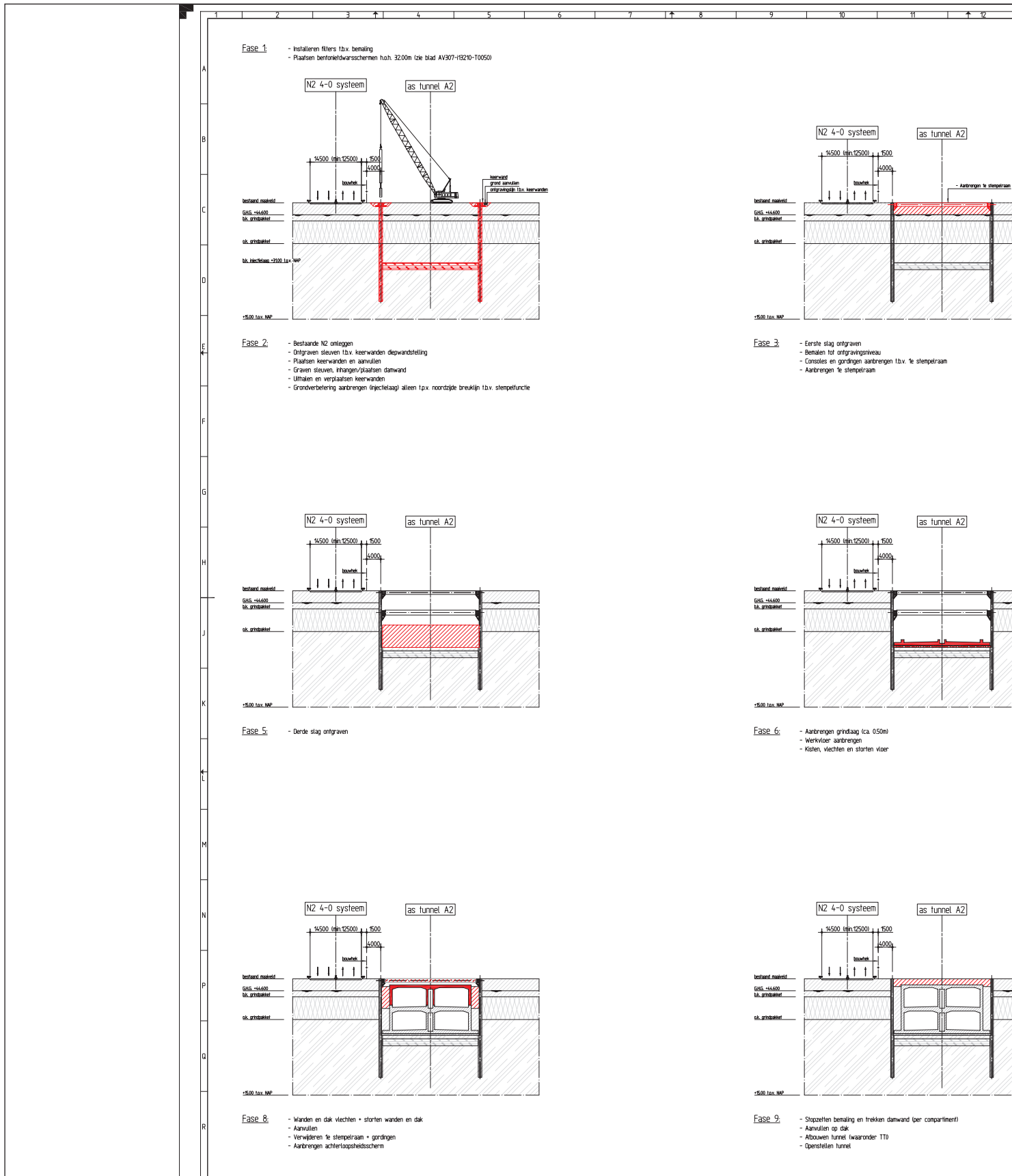
gevoerd door	ing. G. Blijzwijk	ontw.	ing. G. Blijzwijk	aanvraag	1200
gepland door	E. S. v. April	aanvraag	ing. G. Blijzwijk	aanvraag	1200
gepland door	E. F. v.d. Kerk	aanvraag	ing. G. Blijzwijk	aanvraag	1200
status	Definitief	versie	1.0	tekening	AV407-R8210-T0114

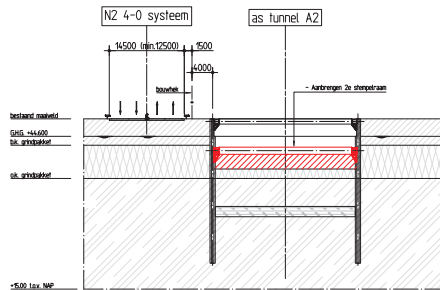
## Bijlage 5 Fasering in langsrichting





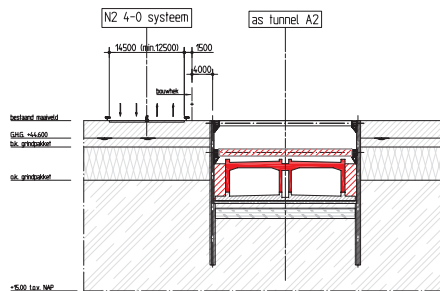
## Bijlage 6 Fasering in dwarsdoorsnede





**Fase 4:**

- Tweede slag ontgraven
- Consoles en gordingen aanbrengen t.b.v. 2e stempelraam
- Aanbrengen 2e stempelraam



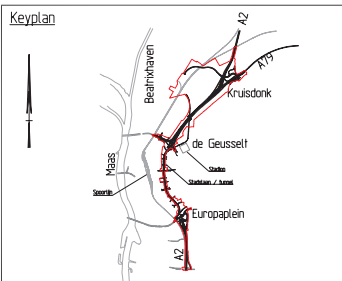
**Fase 7:**

- Wanden en dak vliechten + storten wanden en dak
- Aanvullen met grond cq. grind
- Verwijderen 2e stempelraam + gordingen
- Aanbrengen achterloopheidscherm

**Verklaringen:**

- Meten in millimeters
- Hoogtes in meters t.o.v. NAP
- Faseringnummer niet getoetst aan tekening AV407-EB20-10050 of aan de planning

- Actief
- Reeds gebouwde constructie
- Oefslag, zand, klei, soms veen
- Grindslag
- Kalksteenslag



Uitsnede	Uitsnede naam	Uitsnede nummer	Uitsnede datum
1/1	Overzicht van de A2-rijbaan	1	22-04-2009

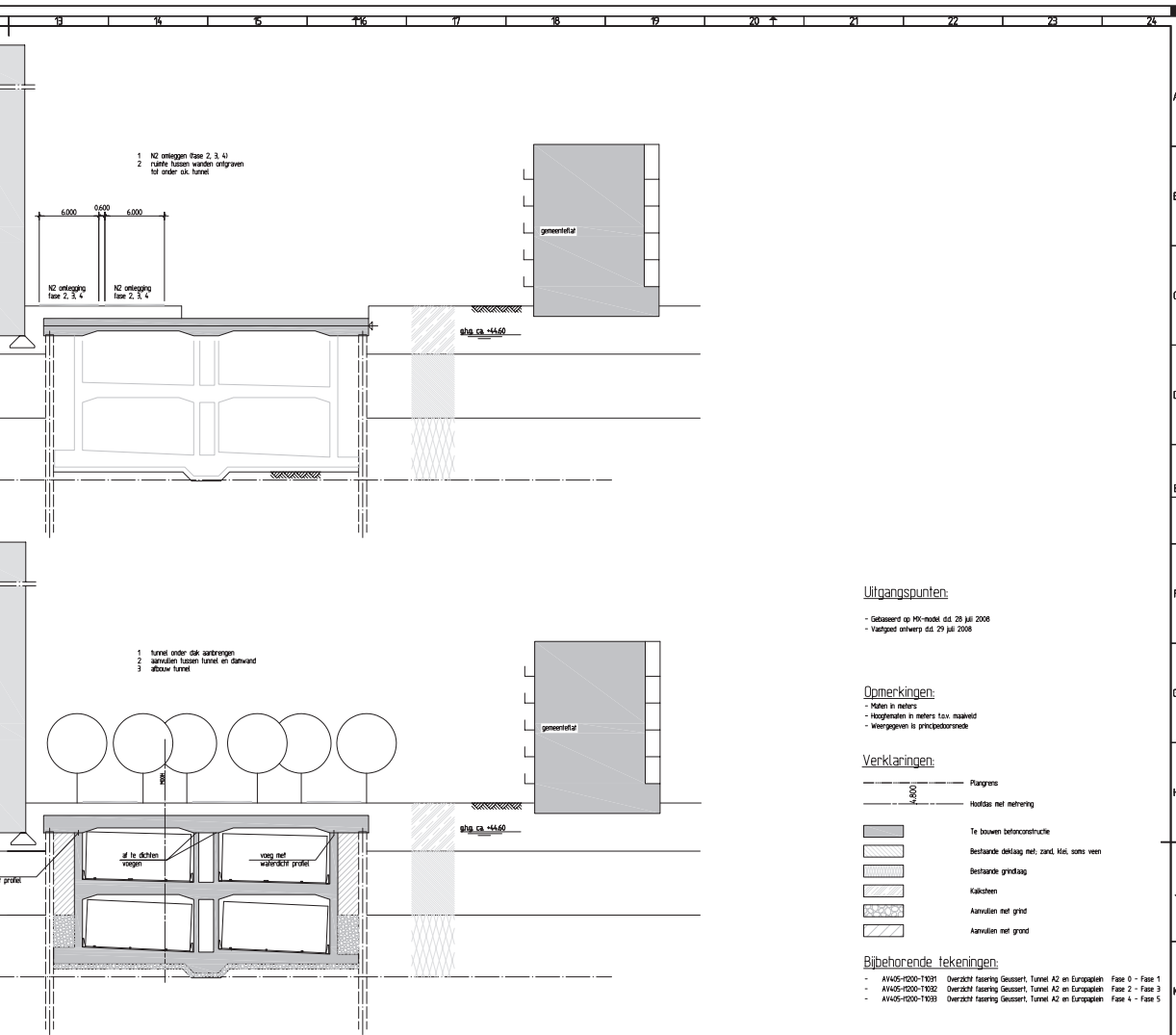
**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Fasering tunnel in dwarsdoorsneden

opgesteld door: G. Brouwer	aanvullend: J. B. v. Aalst	controle: J. F. v.d. Valk	datum: 22-04-2009	versie: 10	status: n.v.t.
Dialogronde IV			AV407-113210-T0001		



## Bijlage 7 Fasering wanden - dakmethode





**Uitgangspunten:**

- Gebaseerd op M1-model d.d. 29 juli 2008
- Vastgoed ontwerp d.d. 29 juli 2008

**Opmerkingen:**

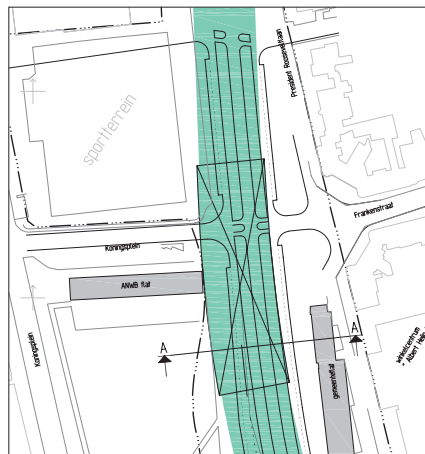
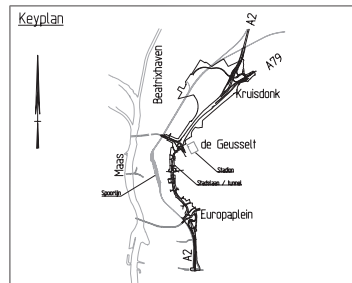
- Maken in meters
- Hoogten in meters tov. maaiveld
- Aangegeven is principedimensie

**Verklaringen:**

- Plangrens
- Hoofdas met mehring
- Te bouwen betonconstructie
- Bestaande deklaag met zand, klei, soms veen
- Bestaande grondslag
- Kalksteen
- Aanvullen met grind
- Aanvullen met grond

**Bijbehorende tekeningen:**

- AV405-H000-1001 Overzicht fassering Geussert, Tunnel A2 en Europaplein Fase 0 - Fase 1
- AV405-H000-1002 Overzicht fassering Geussert, Tunnel A2 en Europaplein Fase 2 - Fase 3
- AV405-H000-1003 Overzicht fassering Geussert, Tunnel A2 en Europaplein Fase 4 - Fase 5



Eindsituatie

Titel	Vrijgaten voor vorige werf	Verst	Opzet
001	Wand fassering	1:1	22-04-2009

		Project: RW 2 A2 Passage Maastricht 14-04-2009 14-04-2009 14-04-2009
		Project: RW 2 A2 Passage Maastricht 14-04-2009 14-04-2009 14-04-2009
RW 2 A2 Passage Maastricht 19210 Tunnel A2 Fassering wanden-dak methode ter plaatse van ANWB-flat en gemeenteflat Blad 01 van 01 blad Mehring 4,950		
gemaakt door GP Terra 17.04.2009 17.04.2009 17.04.2009	ontworpen door E. van de Kerk 22-04-2009 22-04-2009 22-04-2009	formaat A0 schaal 1:200/1000 titel Dialoogronde IV nummer 10 referentie AV407-19210-T0051

# Bijlage 8

The background of the page is a solid red color. It features several large, faint, semi-transparent white or light red abstract shapes. These shapes include a grid-like pattern, a large curved shape resembling a stylized letter 'A' or a similar symbol, and various other organic, flowing forms that create a complex, layered visual effect.

## **Bijlagen 8**

<b>Bijlage 8.1</b>	Expert opinion Prof. Dr.-Ing. W. Wittke
<b>Bijlage 8.2</b>	Expert opinion Prof. Dipl.-Ing. H. Quick
<b>Bijlage 8.3</b>	Expert opinion Ir. J. Maertens

Bijlage 8.1



PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE  
Beratende Ingenieure für  
GRUNDBAU UND FELSBAU GmbH

WBI GmbH, Henricistr. 50, 52072 Aachen, Deutschland

Henricistr. 50  
52072 Aachen  
Telefon: 02 41 - 8 89 87-0  
Telefax: 02 41 - 8 89 87-33  
Willy-Brandt-Str. 50+54  
70173 Stuttgart  
Telefon: 07 11 - 22 29 65-40  
Telefax: 07 11 - 22 29 65-55  
e-mail: [wbi@wbionline.de](mailto:wbi@wbionline.de)  
Internet: [www.wbionline.de](http://www.wbionline.de)

**Traverse A2 Maastricht**

Machbarkeit einer Sohlaussteifung der Baugrubenumschließung  
im Kalkstein von Nekum nach dem Düsenstrahlverfahren

Stellungnahme

März 2009

Geschäftsführer: Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. W. Witke,  
Dr.-Ing. C. Erichsen, Bauass. Dr.-Ing. B. Wittke-Schmitt, Dr.-Ing. M. Wittke  
Dresdner Bank Aachen 2 07 84 91, BLZ 390 800 05  
Sparkasse Aachen 535 542, BLZ 390 500 00

Registergericht Aachen, HRB 2309  
UST-IdNr. DE121687772

sm0331Da-2009.doc

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1. Veranlassung	1
2. Onderlagen	1
3. Bouwerk en geplanter Bauablauf	3
4. Baugrund	3
5. Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen	5
5.1 Deckschichten	5
5.2 Grind	5
5.2.1 Korngrößenverteilung	5
5.2.2 Kennwerte	5
5.3 Kalksteen	6
5.3.1 Kartierung der Bohrkerne	6
5.3.2 Dichten	7
5.3.3 Wassergehalte	7
5.3.4 Kornverteilung und Plastizität	7
5.3.5 Festigkeit und Verformbarkeit	8
6. Düsenstrahlverfahren	8
7. Gutachterliche Bewertung	10
7.1 Düsenstrahlssystem	10
7.2 Herstellen der Bohrungen	10
7.3 Festigkeitsentwicklung und Baufortschritt	11
7.4 Ziehen der Spundwände	12
7.5 Rückfluß	12
7.6 Wasserhaltung und Auftriebssicherung	12
7.7 Qualitätssicherung	13
7.8 Versuchsfeld	14
8. Zusammenfassung	15

### Anlagen

- 3.1 Lageplan und geologischer Längsschnitt [2, 4, 6]
- 3.2 Querschnitt des Tunnels, Schnitt A-A, Station 4.300 [2]
- 3.3 Geplanter Arbeitsablauf, Längsschnitt [2]
- 3.4 DSV-Aussteifung, Draufsicht [2]
  
- 5.1 Deckschichten und Grind, bodenmechanische Kennwerte [1]
- 5.2 Bohrung 07G02, Korngrößenverteilung Grind [1]
- 5.3 Bohrung 07G03, Korngrößenverteilung Grind [1]
- 5.4 Steine und Blöcke aus der Bohrung 07G02 [5]
- 5.5 Erkundungsbohrung 09K01, Ansprache des Bohrkerns am 06.03.09
- 5.6 Erkundungsbohrung 09K02, Ansprache des Bohrkerns am 06.03.09
- 5.7 Erkundungsbohrung 09K01, Bohrkernfotos Teufe ~13,6 bis ~27,8 m
- 5.8 Erkundungsbohrung 09K02, Bohrkernfotos Teufe ~12 bis ~28 m
- 5.9 Kalksteen van Nekum und Emael, Feucht- und Trockendichten [1]
- 5.10 Kalksteen van Nekum und Emael, Natürliche Wassergehalte
- 5.11 Kalksteen van Nekum, Korngrößenverteilungen
- 5.12 Kalksteen van Nekum, einaxialer Druckversuch, Bohrung 07K03, T = 17,7 m [5]
- 5.13 Kalksteen van Nekum, Ergebnisse der einaxialen Druckversuche, Bohrungen 07K01 bis 07K04 [1]
- 5.14 Kalksteen van Nekum, Scherfestigkeit [5]
  
- 6.1 Düsenstrahlverfahren, Varianten [10, 11]

## 1. Veranlassung

Im Stadtgebiet von Maastricht, Niederlande ist der Ausbau der Autobahn A2 geplant. Im Rahmen der Ausschreibung wurden von den Bietern Entwürfe für den Bau der Maßnahme erstellt. Die vorgelegten Entwürfe wurden bewertet. Die Bietergemeinschaft Avenue 2, bestehend aus den Partnern Strukton und Ballast Nedam wurde daraufhin aufgefordert im April 2009 das endgültige Angebot für die Planung und die Ausführung der Maßnahme abzugeben.

Im Entwurf der Bietergemeinschaft Avenue 2 ist die Herstellung einer ca. 16 m tiefen Baugrube vorgesehen. Die Baugrubenwände sollen unterhalb der Sohle des geplanten Tunnels mit Hilfe einer Aussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren gestützt werden. Das Ingenieurbüro WBI, Professor Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Aachen, Deutschland wurde von der Bietergemeinschaft Avenue 2 beauftragt eine Stellungnahme zur Machbarkeit der SohlAussteifung in den anstehenden Untergrundschichten auszuarbeiten. WBI kann auf umfangreiche Erfahrungen im Zusammenhang mit der Planung, Ausführung und Überwachung von Düsenstrahlarbeiten verweisen ([7], [8], [9], [12], [13], [14]).

## 2. Unterlagen

- [1] Avenue 2: Uitgangspuntendocument Geotechniek, Concept vom 21.03.2008.
- [2] Avenue 2: Pläne, Fotos und verbale Erläuterungen zum Entwurf und Fotos.
- [3] GeoDelft: Traverse A2 Maastricht, Beschrijving Globale Geologische en Geotechnische Situatie, Mei 2007.
- [4] GeoDelft: Traverse A2 Maastricht, Beschrijving Geologisch Profiel, November 2007.
- [5] TU Delft: Description of core and gravel samples and the determination of geotechnical parameters, Project A2 municipality of Maastricht, November 2007.



- [6] Projectbureau A2 Maastricht: Lageplan und Tabelle mit Koordinaten der Bohrungen 09K01 und 09K02, E-Mail vom 06.03.09.
- [7] Schröder, D.; Reiner, W.; Wachholz, T.; Wittke, W.; Wittke-Schmitt, B.; Wittke-Gattermann, P.; Schmitt, D.: Baugrube für die Schleuse Uelzen II - Rückwärtig verankertes DSV-Gewölbe, Gesamtplanung, statische Nachweise, Qualitätssicherung, Besonderheiten, Ballastierung. Geotechnik in Forschung und Praxis, WBI-PRINT 15, Verlag Glückauf, Essen, 2006.
- [8] Wittke, W.; Scheidl, E.: Beherrschung unerwarteter Wasserzutritte beim Vortrieb. Proc. Betontag 2006, Wien, Österreichischer Betonverein, 2006.
- [9] Wittke-Schmitt, B.; Schmitt, D.; Wittke, W.: Ein QS-Programm zur Sicherstellung einer fehlerfreien Ausführung von Baugrubensohlen nach dem Düsenstrahlverfahren. Bautechnik 79 (9), 2002.
- [10] DIN EN12716: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektionen, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting), Dezember 2001.
- [11] Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, sechste Auflage, Verlag Ernst und Sohn, 2001.
- [12] Erischen, C.: Bonn Bad Godesberg, Application of the Soilcrete Method. Baltic Geotechnics IX, Pärnu, Estland, 2000.
- [13] Wittke, W.; Pierau, B.; Erichsen, C.: Der Einsatz von Hochdruckinjektionen zur Baugrundverbesserung und für den Tunnelbau im Lockergestein. Beiträge zum 15. Christian Veder Kolloquium, Heft 7 Gruppe Geotechnik Graz, TU Graz, 2000.
- [14] Pierau, B.: Die Sanierung der Kontramauer der Zitadelle Jülich. Vortrag auf dem 12. Nationalen Felsmechanik Symposium der DGGT, Aachen, 1996.

### 3. Bauwerk und geplanter Bauablauf

Die Autobahn A2 schließt im Norden und Süden an das Stadtgebiet von Maastricht an. Der Verkehr wird auf der Ostseite der Maas durch das Stadtgebiet geleitet. Die Trassenführung ist im Lageplan auf Anlage 3.1 in gelb gekennzeichnet. Zur Entlastung des Stadtgebietes soll der Verkehr entlang der Rooseveltlaan und der Nassaulaan (Anlage 3.1) zukünftig in einem Tunnel geführt werden. Die gesamte Länge des Tunnels einschließlich der Rampen und der Trogbauwerke beträgt ca. 2,5 km [2]. Geplant ist die Herstellung eines Tunnels mit zwei Ebenen. Die Fahrspuren der unteren Ebene sollen den Durchgangsverkehr der Autobahn aufnehmen. Auf der oberen Ebene des Tunnels soll der innerstädtische Verkehr geführt werden (Anlage 3.2).

Der Tunnel soll in offener Bauweise hergestellt werden. Die geplanten Baugrubenwände bestehen aus ca. 20 m tiefen mit Zement-Bentonit-Suspension gestützten Schlitzwänden in die Stahlspundwände eingestellt werden sollen (Anlage 3.2). Nach den Planungen der Bietergemeinschaft Avenue 2 soll die Baumaßnahme als Linienbaustelle gemäß dem auf Anlage 3.3 dargestellten Bauablauf ausgeführt werden. Im Zuge des Aushubs der Baugrube sind die Baugrubenwände sukzessive auszusteifen. Anschließend wird der Tunnel abschnittsweise betoniert. Nach der Herstellung des Tunnels sollen die Spundwände gezogen werden. Der geplante Baufortschritt beträgt 16 m/Woche (Anlage 3.3).

Im ca. 500 m langen Abschnitt von Station ~ 4.140 bis Station ~ 4.640 ist eine Sondermaßnahme geplant. Hier soll die Baugrubenumschließung am unteren Ende vor Beginn der Aushubtätigkeit von der Geländeoberfläche aus ausgesteift werden. Die Aussteifung soll mit Hilfe des Düsenstrahlverfahrens erzeugt werden in dem überschnittene Einzelsäulen gedüst werden (Anlagen 3.1, 3.2 und 3.4).

### 4. Baugrund

Der Baugrund im Bereich des geplanten Tunnels weist folgenden Aufbau auf. Unterhalb einer 3 bis 5 m Meter mächtigen quartären Deckschicht aus Klei, Sand (Zand) und Lehm (Leem) steht eine 4 bis 9 m

dicke Kiesschicht (Grind) quartären Ursprungs an. Diese Schicht wird bis in größere Tiefen unterlagert von Kalksteinen (Kalksteen) aus der Kreidezeit (Anlage 3.1).

Etwa bei Station 4.640 ist im geologischen Längsschnitt eine Störungszone (Breuk) ausgewiesen, die die Trasse im Bereich der Prof. Cobbenhagenstraat/Voltastraat kreuzt (Anlage 3.1). Der Versatz der Schichten wird in [3] mit einem Betrag von mindestens 15 m angegeben. Nördlich der Störung stehen unterhalb der Kiese die folgenden Formationen an (Anlage 3.1):

- Kalksteen van Nekum,
- Kalksteen van Emael,
- Kalksteen van Schiepersberg.

Zwischen Station 4.140 und 4.640 ist nach den statischen Untersuchungen der Bietergemeenschap Avenue 2 die Aussteifung der Baugrubenumschließung unterhalb der Sohle nach dem Düsenstrahlverfahren erforderlich. Die Baugrubensohle liegt hier unterhalb der Übergangszone zwischen dem Quartär und der Kreide in der Formation des Kalksteen van Nekum (Anlage 3.1).

Südlich der Störungszone werden unterhalb der Kiesschichten der Kalksteen von Gronsveld und andere Kalksteinarten prognostiziert (Anlage 3.1).

Die Schichten im Kalkstein sind nahezu horizontal gelagert. Die obersten Meter der Kalksteine sind verwittert und werden bodenmechanisch als Böden eingestuft (carbonate soils). In verschiedenen Tiefen können verhärtete Lagen eingeschaltet sein. Ebenso sind Feuersteine (Vuursteen), die als Knollen bis Platten ausgebildet sind, zu erwarten. Der Volumenanteil der Feuersteine wird für den Kalksteen van Nekum mit < 1 Vol.-% angegeben. Im Kalksteen van Emael beträgt der Anteil der Feuersteine etwa 5 Vol.-% [1, 3 und 4].

Zwischen 1982 und 1997 wurden im Projektgebiet mittlere Grundwasserstände zwischen 42,8 bis 44,9 m+NAP gemessen [1]. Der Grundwas-

serspiegel liegt danach nur wenige Meter unterhalb der Geländeoberfläche (Anlage 3.2).

## **5. Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen**

### **5.1 Deckschichten**

Entlang der Trasse wurden in verschiedenen Phasen Bohrungen und Sondierungen ausgeführt (Anlage 3.1). Die auf dieser Grundlage für die Deckschichten abgeleiteten bodenmechanischen Kennwerte sind auf Anlage 5.1 zusammengestellt [1].

### **5.2 Grind**

#### **5.2.1 Korngrößenverteilung**

Die an Proben aus den Bohrungen 07G02 und 07G03 ermittelten Kornverteilungen des Kieses sind in den Anlagen 5.2 und 5.3 dargestellt. Die Sieblinien weisen in der Regel einen Feinkornanteil ( $d < 0,06$  mm) von höchstens 5 % auf. An drei Proben wurde der Feinkornanteil mit 8 bis 9 % bestimmt (Anlagen 5.2 und 5.3). Die untersuchten Proben hatten einen Anteil der Körner  $> 63$  mm zwischen 0 und 60 % (Anlagen 5.2, 5.3 und 5.4).

In [3] ist angegeben, daß die Kiesschichten einen Anteil  $d > 63$  mm von 15 % aufweisen. Dieser Anteil verteilt sich auf die folgenden Fraktionen:

- $d = 63$  bis 200 mm: 75 %,
- $d = 200$  bis 600 mm: 20 %,
- $d > 600$  mm: 5 %.

#### **5.2.2 Kennwerte**

In [1] werden Kennwerte für den Kies angegeben. Danach beträgt die Wichte des Bodens ca.  $20 \text{ kN/m}^3$ . Der E-Modul wird mit einem Wert von 25 bis 30 MPa eingeschätzt. Der Reibungswinkel beträgt ca.  $37,5^\circ$  (Anlage 5.1).

### 5.3 Kalksteen

#### 5.3.1 Kartiering der Bohrkerne

Zu Beginn des Jahres 2009 wurden die Kernbohrungen 09K01 und 09K02 zur Erkundung der Kalksteine im Bereich der President Rooseveltlaan abgeteuft. Die Bohransatzpunkte sind in den Lageplan auf Anlage 3.1 in grün eingetragen. Die Bohrkerne wurden von WBI am 06.03.09 in Augenschein genommen und hinsichtlich der Gesteinsart und Festigkeit beurteilt. Dabei wurde eine qualitative Einstufung der Kerne aus dem Kalkstein nach den folgenden Kriterien vorgenommen:

- weich,
- sehr leicht mit einem Nagel oder Messer zu ritzen,
- leicht mit einem Nagel oder Messer zu ritzen,
- mit mäßigem Druck mit dem Nagel oder Messer zu ritzen.

Es war festzustellen, daß alle der mit dem Nagel bzw. dem Messer untersuchten Kernstücke penetriert bzw. geschnitten werden konnten. Die Ergebnisse der Kernansprache sind im Einzelnen in den Anlagen 5.5 und 5.6 dargestellt.

Feuersteine bzw. Lagen aus Feuersteinen wurden bis in eine Teufe von ca. 23 m (09K01) bzw. (09K02) lediglich vereinzelt in den Bohrungen angetroffen. Unterhalb dieser Teufen und damit ca. 7 bis 8 m unterhalb der Sohle des geplanten Tunnels traten die Feuersteine jedoch vermehrt auf (Anlagen 5.5 und 5.6).

Die aufgenommenen Bohrkerne können auf der Basis des geologischen Längsschnitts (Anlage 3.1) den Formationen Kalksteen van Nekum und Kalksteen van Emael zugeordnet werden. Die Bohrkernfotos sind auf den Anlagen 5.7 und 5.8 zusammengestellt.

Im Zuge der Kernansprache wurden von WBI 8 Proben aus dem Kalkstein für Laborversuche entnommen.

### **5.3.2 Dichten**

An 26 Einzelproben aus den Bohrungen 07K01 bis 07K04 wurden die Feuchtdichte und die Trockendichte des Kalksteen van Nekum und des Kalksteen van Emael im Labor bestimmt [1]. Die Feuchtdichte der Proben wurde dabei mit Werten von 1,7 bis 2,0 g/cm<sup>3</sup> bei einem Mittelwert von 1,81 g/cm<sup>3</sup> gemessen. Die gemessenen Trockendichten schwanken um einen Mittelwert von 1,37 g/cm<sup>3</sup> (Anlage 5.9).

Es ist festzustellen, daß die gemessenen Dichten vergleichsweise niedrig sind und Werten entsprechen, die für Böden nicht jedoch für Festgesteine charakteristisch sind.

### **5.3.3 Wassergehalte**

An vorstehend beschriebenen 26 Proben wurden die natürlichen Wassergehalte bestimmt. Die Einzelwerte schwanken zwischen 26 und 45 %. Der Mittelwert beträgt 33 % (Anlage 5.10). An den 8 Proben aus den Bohrungen 09K01 und 09K02 wurden im Labor von WBI die Wassergehalte gemessen. Diese Proben wiesen im Mittel einen Wassergehalt von 26 % auf (Anlage 5.5, 5.6 und 5.10). U. U. waren die Bohrkern, aus denen die 8 Proben entnommen wurden, gegenüber den Verhältnissen in situ leicht ausgetrocknet.

Die Kalksteine der Formationen van Nekum und van Emael weisen somit vergleichsweise große Wassergehalte auf. Ähnlich große Werte sind üblicherweise für kohäsive, tonige Böden charakteristisch.

### **5.3.4 Kornverteilung und Plastizität**

Der Feinkornanteil eines Bodens und die damit im Zusammenhang stehende Kohäsion sind maßgebend für die mit dem Düsenstrahlverfahren erreichbaren Durchmesser der Düsenstrahlsäulen. Vor diesem Hintergrund wurden an 4 Proben aus den Bohrungen 09K01 und 09K02 die Kornverteilungen bestimmt. Die untersuchten Proben wiesen einen Feinkornanteil ( $d < 0,06$  mm) von 40 bis 50 % auf (Anlage 5.11).

An 4 Proben wurde daraufhin versucht die Zustandsgrenzen nach DIN 18122 zu bestimmen. Dabei zeigte sich jedoch, daß der Wassergehalt

an der Ausrollgrenze nicht bestimmt werden konnte. Die Proben zerfielen jeweils frühzeitig beim Ausrollen. Eine Klassifizierung der Proben im Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 konnte daher nicht vorgenommen werden (Anlage 5.11).

### 5.3.5 Festigkeit und Verformbarkeit

In [1] sind die Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen zusammengestellt, die an Proben aus dem Kalkstein von Nekum durchgeführt wurden. In [5] sind die Versuche dokumentiert (Anlage 5.12). Das Histogramm der Ergebnisse von 17 Einzelversuchen zeigt eine Häufung der Ergebnisse bei Werten kleiner 100 kPa. Das arithmetische Mittel der Versuchsergebnisse beträgt 274 kPa und ist stark durch vergleichsweise große Einzelwerte beeinflusst. Ohne die Berücksichtigung der Extremwerte beträgt der Mittelwert der Druckfestigkeit ca. 64 kPa (Anlage 5.13, oben).

Die Druckfestigkeit der Kalksteine der Formation von Nekum ist somit als gering einzustufen. Die im Zuge der Druckversuche bestimmten E-Moduli zeigen ein entsprechendes Bild mit insgesamt vergleichsweise großen Verformbarkeiten.

In einem dreiaxialen Druckversuch an einer Probe aus der Bohrung 07K03 wurde die Scherfestigkeit des Kalksteins untersucht. Der ermittelte Reibungswinkel beträgt ca. 36°. Die Kohäsion beträgt ca. 43 kPa (Anlage 5.14).

## 6. Düsenstrahlverfahren

Bei der Anwendung des Düsenstrahlverfahrens werden der Boden oder Gestein mit geringer Festigkeit in seine Bestandteile zerlegt und mit zementhaltiger Mischung versetzt bzw. teilweise durch diese Mischung ersetzt. Das Auflösen des Bodengefüges wird durch einen energiereichen Flüssigkeitsstrahl bewirkt [10]. Die Düseinheit befindet sich am unteren Ende eines Bohrgestänges welches von der Geländeoberfläche aus in den Untergrund eingebracht werden muß.

Üblicherweise werden mit dem Düsenstrahlverfahren zylindrische Elemente, sogenannte Düsenstrahlsäulen, im Untergrund erzeugt.

Diese können als Einzelsäulen, tangierende Säulen oder überschrittene Säulen ausgeführt werden. In Abhängigkeit von den Eigenschaften des erhärteten Boden-Zement-Gemisches und der Anordnung der Säulen können die Düsenstrahlkörper stützend und/oder abdichtend wirken.

Die folgenden Düsenstrahlssysteme werden in der Praxis angewendet (Anlage 6.1, [10, 11]).

#### **1-Phasensystem**

Das Auflösen und Verfestigen des Bodengefüges erfolgt durch einen energiereichen Flüssigkeitsstrahl aus i. d. R. Zementsuspension.

#### **2-Phasensystem (Suspension und Luft)**

Bei diesem System ist der Flüssigkeitsstrahl zusätzlich durch einen Luftstrahl ummantelt.

#### **2-Phasensystem (Wasser und Suspension)**

Das Auflösen der Bodengefüges erfolgt durch einen energiereichen Wasserstrahl, die Verfestigung wird durch das gesonderte Einbringen einer zementhaltigen Mischung erreicht.

#### **3-Phasensystem (Wasser, Luft und Suspension)**

Bei diesem Verfahren wird der schneidende Wasserstrahl zusätzlich mit Luft ummantelt. Gleichzeitig erfolgt die Verfestigung mit Hilfe der gesondert eingebrachten zementhaltigen Mischung. In besonderen Fällen kann das Wasser durch andere geeignete Flüssigkeiten oder Suspension ersetzt werden [10].

In Abhängigkeit vom gewählten System (Anlage 6.1), den Untergrundverhältnissen und den verwendeten Düsparametern wie z. B. Druck, Durchfluß, Rotations- und Ziehgeschwindigkeit können die erzielbaren Reichweiten des Düsenstrahls und damit die Durchmesser der Düsenstrahlsäulen in gewissen Grenzen gesteuert werden.



Das während des Düsvorgangs entstehende überschüssige Gemisch aus Bodenpartikeln und eingebrachten Flüssigkeiten tritt in der Regel über den Ringraum im Bohrloch als sogenannter Rückfluß an der Geländeoberfläche aus. Der Rückfluß muß aufgefangen und entsorgt werden.

## **7. Gutachterliche Bewertung**

### **7.1 Düsenstrahlsystem**

Auf der Grundlage der im Abschnitt 5 beschriebenen boden- bzw. felsmechanischen Eigenschaften des Untergrundes kann davon ausgegangen werden, daß Düsenstrahlsäulen in den Schichten des Kalksteens van Nekum hergestellt werden können. Um die Anzahl der erforderlichen Düsenstrahlsäulen zu begrenzen bzw. aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sollten die DSV-Säulen einen gewissen Durchmesser nicht unterschreiten. In grobkörnigen Böden können erfahrungsgemäß Säulendurchmesser von 2 m und mehr hergestellt werden. In bindigen Böden sind bei Einsatz gleicher Technik dagegen lediglich Säulen mit deutlich kleineren Durchmessern zu erreichen.

Das 2-Phasen- und das 3-Phasensystem bieten hinsichtlich der erzielbaren Säulendurchmesser gegenüber dem 1-Phasensystem Vorteile. Gleichwohl sind diese Systeme mit einem erhöhten Aufwand verbunden. Das geeignete Düsenstrahlsystem und die jeweils erzielbaren Säulendurchmesser sollten im Rahmen eines Versuchsfeldes im Vorfeld der Ausführungsplanung untersucht werden (s. Abschnitt 7.8).

Zum derzeitigen Stand der Planungen und vorbehaltlich der Ergebnisse eines Versuchsfeldes sollte von einem Säulendurchmesser im Kalksteens van Nekum von 0,8 bis 1,0 m und einer Festigkeit der Düsenstrahlsäulen von 5 - 10 MN/m<sup>2</sup> ausgegangen werden.

### **7.2 Herstellen der Bohrungen**

Die Deckschichten sind mit der beim Düsenstrahlverfahren üblichen Bohrtechnik sicher zu beherrschen. Gleiches gilt auch für den Kalksteens van Nekum, da dieser nur eine vergleichsweise geringe Festigkeit aufweist und durchgehende Feuersteinlagen, die ein si-

- 11 -

gnifikantes Bohrhindernis darstellen können, nach den vorliegenden Erkenntnissen nicht vorhanden sind.

In den Kieslagen sind nach der Prognose und den Ergebnissen der Erkundungen in gewissem Umfang Steine und Blöcke zu erwarten (vgl. Abschnitt 5.2). Steine und Blöcke können ein Hindernis beim Abteufen der Bohrungen darstellen, wenn sie nicht durch den Bohrkopf zerstört bzw. im Zuge des Bohrvorgangs seitlich verdrängt werden können.

Im Bereich von Blöcken und Steinen können Abweichungen des Bohrgestänges aus der Sollage nicht ausgeschlossen werden. Derartige Abweichungen sind im Zuge der Qualitätssicherung zu erfassen (s. Abschnitt 7.7).

Sollten beim Abteufen der Bohrungen einzelne Blöcke angetroffen werden, die nicht zu überwinden sind, müssen die betreffende Bohrung und die zugehörige DSV-Säule im Bedarfsfall in der Lage verschoben werden bzw. es muß mit einer anderen Bohrtechnik vorgebohrt werden.

Die Bohrtechnik sollte im Zuge des Versuchsfeldes optimiert werden (s. Abschnitt 7.8)

### **7.3 Festigkeitsentwicklung und Baufortschritt**

Nach dem vorliegenden Bauablaufplan beträgt der Abstand im Lageplan zwischen der Herstellung der Aussteifung und dem Endaushub der Baugrube ca. 80 m (Anlage 3.3). Der Baufortschritt ist, wie bereits oben erläutert, mit 16 m/Woche geplant. Dies hat zur Folge, daß die DSV-Aussteifung etwa 5 Wochen nach der Herstellung die geforderten Eigenschaften aufweisen muß.

Die für die Düsenstrahlarbeiten verwendete Zementart und der Wasser-Zement-Wert der Suspension sind darauf abzustimmen. Die geeignete Mischung sollte auf der Basis der Ergebnisse eines Versuchsfeldes (Abschnitt 7.8) festgelegt werden.

#### **7.4 Ziehen der Spundwände**

Um einen kraftschlüssigen Verbund zwischen der Baugrubenumschließung und der Aussteifung sicherzustellen, muß die Baugrubenwand beim Herstellen der Aussteifung angedüst werden (Anlage 3.4). Die Bentonit-Zement-Suspension der Schlitzwand weist im erhärteten Zustand nur eine vergleichsweise geringe Festigkeit auf. Es muß daher davon ausgegangen werden, daß der Schneidstrahl die Schlitzwand bis zur eingestellten Stahlspundwand durchdringt und sich ein entsprechender Haftverbund zwischen dem Stahl und den erhärteten Düsenstrahlsäulen aufbaut. Dieser Haftverbund ist beim Ziehen der Spundbohlen zu überwinden. Erforderlichenfalls sind die Spundbohlen vor dem Ziehen durch Hammerschläge zu lösen.

#### **7.5 Rückfluß**

Die Behandlung des Rückflusses stellt besondere Anforderungen an die Baustelleneinrichtung. Sofern die Platzverhältnisse es zulassen, können Absetzbecken für die Sedimentation des Rückflusses und Zwischendeponien, auf denen das erhärtete sedimentierte Boden-Zement-Gemisch gelagert wird, im Baufeld angeordnet werden. Im innerstädtischen Bereich stehen solche Freiflächen üblicherweise jedoch nicht zur Verfügung. Der Rückfluß muß in diesem Fall direkt am Bohransatzpunkt gefaßt und in Transportbehälter wie z. B. Container gefördert werden. Die Container werden aus dem Baufeld abtransportiert und der Rückfluß der Entsorgung zugeführt. Eine entsprechende Geräte- und Transportkette ist vorzuhalten.

Die anstehenden Kiesschichten weisen nur einen geringen Feinkornanteil auf (vgl. Abschnitt 5.2). Es muß daher davon ausgegangen werden, daß der Rückfluß in gewissem Umfang aus dem Ringraum der Bohrungen in den Kies eindringt und diesen verfestigt. Entsprechende Erschwernisse sind beim Aushub der Baugrube zu berücksichtigen.

#### **7.6 Wasserhaltung und Auftriebssicherung**

Vor dem Aushub ist der Grundwasserspiegel in der Baugrube abzusenken. Während des Aushubs und nach Erreichen der endgültigen Aus-

hubtiefe muß die Auftriebssicherheit der Baugrubensohle bzw. die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Erosion jederzeit sichergestellt sein. Dies kann durch die Anordnung von Entspannungsbohrungen an der Baugrubensohle erreicht werden. Dazu sind die Einbindetiefe der Baugrubenumschließung sowie der gegenseitige Abstand und die Tiefe der Entspannungsbohrungen aufeinander abzustimmen. Im Zuge der weiteren Projektbearbeitung müssen hierfür eine detaillierte Planung vorgelegt und entsprechende Nachweise geführt werden.

Im Vergleich zu kohäsionslosen sandigen Böden sind nach derzeitigem Kenntnisstand im Kalkstein von Nekum im Hinblick auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Erosion günstigere Verhältnisse zu erwarten.

#### **7.7 Qualitätssicherung**

Im Zuge der Düsenstrahlarbeiten ist eine angemessene Qualitätssicherung durchzuführen. Ein QS-System, welches zur Sicherstellung einer fehlerfreien Ausführung von Baugrubensohlen empfohlen wird, ist in [9] beschrieben. Es umfaßt Maßnahmen, die im Zuge der Planung vor Baubeginn ausgeführt werden sollten sowie die während der Bauausführung erforderlichen Maßnahmen.

Fehlstellen in einem Düsenstrahlkörper, der aus Einzelementen besteht, können entstehen wenn die Ausführung hinsichtlich der nachfolgend genannten Parameter nicht planmäßig erfolgt [7, 9]:

- Ansatzpunkt der Bohrung,
- Neigung der Bohrung,
- Verlauf der Bohrung,
- Höhe der Düsstrecke,
- Druck und Menge der Suspension,
- Dreh- und Ziehgeschwindigkeit.

Weiterhin können Dühindernisse Fehlstellen verursachen [7, 9].

Daher ist es von wesentlicher Bedeutung für die Qualität der Ausführung, daß die tatsächlichen Lagen und Abmessungen der herge-

stellten Düsenstrahlelemente mit einer entsprechenden Meßtechnik erfaßt und mit den Sollwerten aus der Planung verglichen werden. Neben den geometrischen Daten der Einzelsäulen sollten auch die verwendeten Düsenparameter (Druck, Durchfluß, Dreh- und Ziehgeschwindigkeit etc.) aufgezeichnet werden. Werden unzulässige Abweichungen festgestellt, so kann durch entsprechende Maßnahmen wie z. B. die Anordnung von Zusatzsäulen bzw. örtliches Nachdüsen reagiert werden.

Aufgrund der Vielzahl der zu erfassenden Daten, der großen Anzahl der Düsenstrahlsäulen und der Notwendigkeit im Bedarfsfall schnell reagieren zu können, empfiehlt sich eine rechnergestützte Qualitätssicherung [7, 9].

#### **7.8 Versuchsfeld**

Im Zuge der Planung bzw. vor Baubeginn sollte ein Versuchsfeld für die Düsenstrahlarbeiten ausgeführt werden. Im Rahmen des Versuchsfeldes sollten Düsenstrahlprobesäulen in der Formation des Kalkstein van Nekum hergestellt werden. Da der Kalkstein im Projektgebiet erst in größerer Tiefe ansteht, kommen das Freilegen und die in Augenscheinnahme der Probesäulen nicht in Betracht. Daher sollten die Probesäulen mit Hilfe von Kernbohrungen aufgeschlossen und die Qualität der Düsenstrahlelemente durch entsprechende Feld- und Laborversuche untersucht werden.

Die folgenden Untersuchungsziele sind zu nennen:

- Auswahl des geeigneten Düsenstrahlsystems,
- Auswahl der Zementart und des w/z-Wertes der Suspension,
- Erreichbare Säulendurchmesser,
- Optimierung der Düsenparameter,
- Optimierung der Bohrtechnik,
- Festigkeitsentwicklung der DSV-Säulen,
- Homogenität der DSV-Säulen,
- Verformbarkeit der erhärteten DSV-Säulen.

Das Versuchsfeld sollte die Ausführung von 15 bis 20 Einzelsäulen, die Herstellung von 5 bis 10 Kernbohrungen und Feld- und Laborver-

suche umfassen. Bei Bedarf kann hierfür ein entsprechender Vorschlag ausgearbeitet werden.

## **8. Zusammenfassung**

Die von der Bietergemeinschaft Avenue 2 zur Verfügung gestellten Unterlagen wurden eingesehen und die darin enthaltenen Angaben zu den boden- und felsmechanischen Kennwerten des Kalkstein der Formation van Nekum in Hinblick auf die Anwendbarkeit des Düsenstrahlverfahrens bewertet. Bei der Bewertung wurden zusätzlich die Ergebnisse der Ansprache der Bohrkerne aus den Bohrungen 09K01 und 09K02, die am 06.03.09 von WBI durchgeführt wurde, berücksichtigt. Danach kann davon ausgegangen werden, daß in der Formation des Kalkstein van Nekum Düsenstrahlsäulen hergestellt werden können.

Das geeignete Düsenstrahlssystem, 1-Phasen, 2-Phasen oder 3-Phasensystem sowie der erzielbaren Durchmesser der DSV-Säulen sollten auf der Grundlage der Ergebnisse eines Versuchsfeldes festgelegt bzw. untersucht werden.

Durch die in den Kieslagen eingebundenen Steine und Blöcke können Schwierigkeiten beim Abteufen der Bohrungen auftreten. Das Bohrvorgang und die Richtungsgenauigkeit der Bohrungen sollten daher ebenfalls im Rahmen des Versuchsfeldes getestet und optimiert werden.

Der geplante Bauablauf bedingt, daß die Aussteifung aus Düsenstrahlelementen etwa 5 Wochen nach dem Düsen die aus statischer Sicht notwendigen Eigenschaften aufweisen müssen. Die Verfahrenstechnik, insbesondere die Zementart und der Wasser-Zement-Wert der Suspension sind darauf abzustimmen.

Die Entsorgung des Rückflusses stellt unter den im innerstädtischen Bereich herrschenden beengten Platzverhältnissen besondere Anforderungen an die Baustelleneinrichtung. Eine Geräte- bzw. Transportkette zum Abtransport des Rückflusses ist einzurichten. Beim Aushub der Baugrube muß damit gerechnet werden, daß die Kiese, die nur einen geringen Feinkornanteil aufweisen, in gewissem Umfang durch eingedrungenen Rückfluß verfestigt sind.

Die Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch muß für alle Bauzustände jederzeit gegeben sein. Dies kann durch Entspannungsbohrungen an der Baugrubensohle erreicht werden. Die Einbindetiefe der Schlitzwände, die Anordnung bzw. das Raster und die Tiefen der Entspannungsbohrungen sind entsprechend aufeinander abzustimmen. Im Zuge der weiteren Projektbearbeitung müssen hierfür eine detaillierte Planung ausgearbeitet und entsprechende Nachweise geführt werden.

Die Düsenstrahlarbeiten sollten durch eine rechnergestützte Qualitätssicherung begleitet werden. Im Zuge der Planung sollte ein Versuchsfeld für die Düsenstrahlarbeiten ausgeführt werden. Dabei sollten in den Schichten des Kalkstein van Nekum Düsenstrahlsäulen hergestellt werden und die Verfahrenstechnik für die herrschenden Untergrundverhältnisse optimiert werden. Der Umfang des Versuchsfeldes wird mit etwa 15 bis 20 Einzelsäulen und ca. 5 bis 10 Kernbohrungen abgeschätzt. Die Qualität der Düsenstrahlelemente ist durch entsprechende Feld- und Laborversuche zu untersuchen.

Aachen, den 31.03.2009

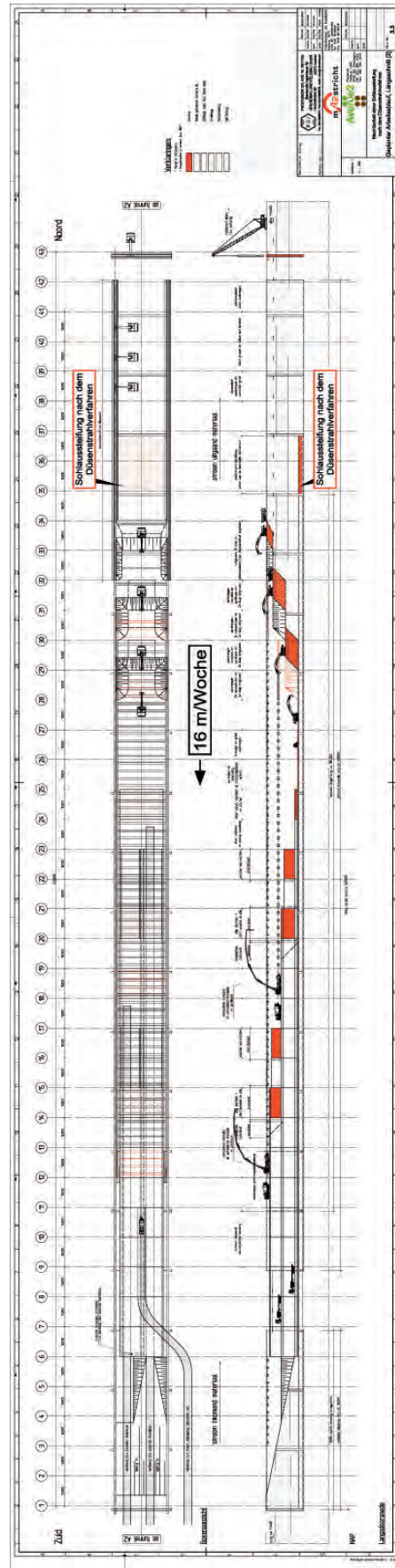
  
Prof. Dr.-Ing. W. Wittke

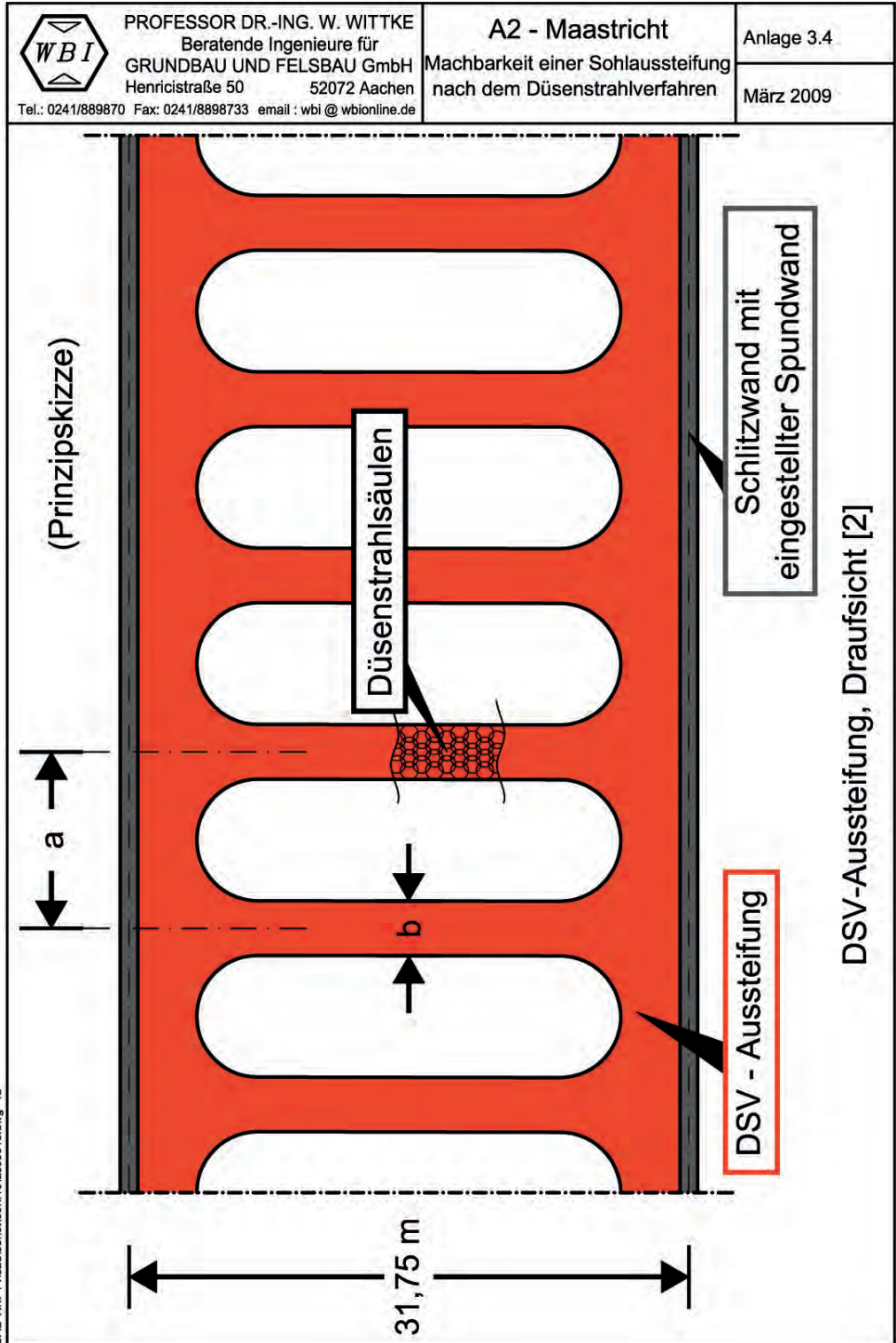
  
Dipl.-Ing. D. Schmitt












 PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELLSBAU GmbH Henricistraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de		<b>A2 - Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohlussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren		Anlage 5.1	
				März 2009	
F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage_5_1.doc	<b>γ</b>	<b>[kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>E</b>	<b>φ'</b>	<b>c'</b>
			<b>[MPa]</b>	<b>[°]</b>	<b>[kPa]</b>
	20	4	30	2	
	18	3	22,5	10	
	12	-	15	5	
20	25-30	37,5	-		
<b>Deckschicht</b>	<b>Leem</b>				
	<b>Klei</b>				
	<b>Veen</b>				
	<b>Grind</b>				

Deckschichten und Grind,  
 bodenmechanische Kennwerte [1]



PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE  
 Beratende Ingenieure für  
 GRUNDBAU UND FELSBÄU GmbH  
 Henricistraße 50 52072 Aachen  
 Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de

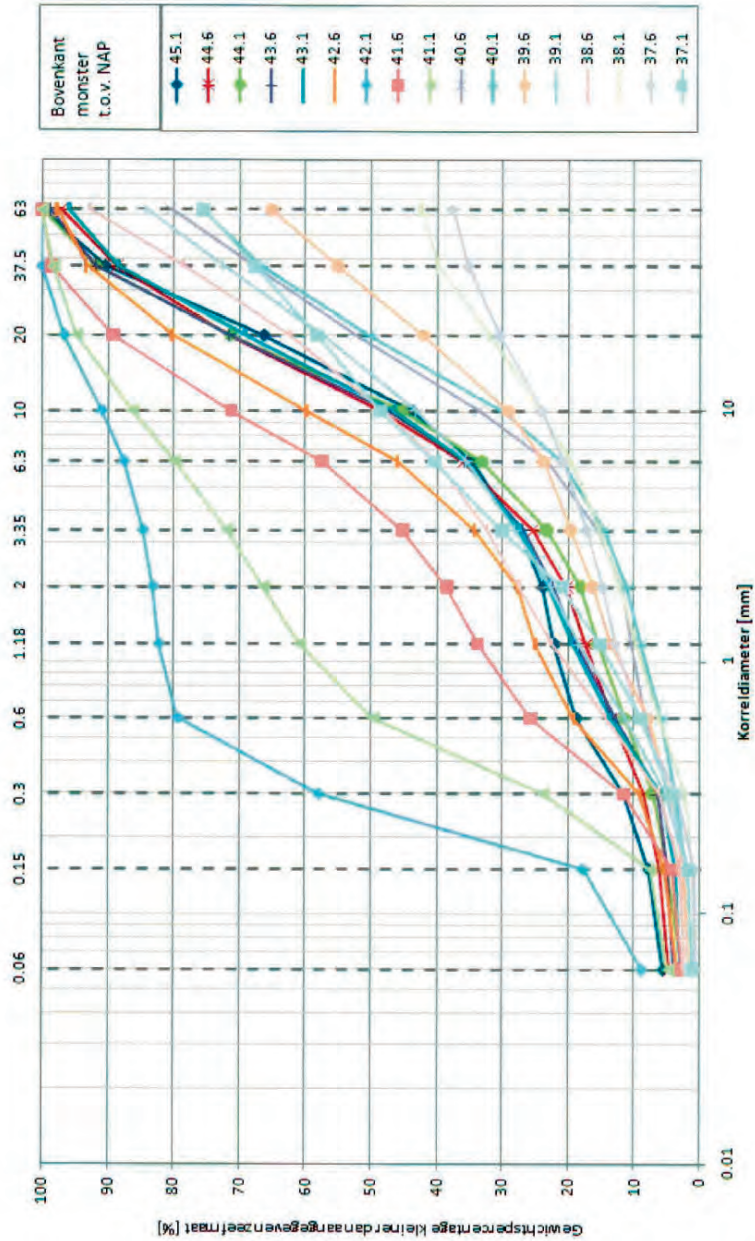
**A2 - Maastricht**

Machbarkeit einer Sohlussteifung  
 nach dem Düsenstrahlverfahren

Anlage 5.2

März 2009

**Zeefanalyses fractie tot 63 mm - Boring 07G02**



**Bohring 07G02, Korngrößenverteilungen Grind [1]**

F:\dataprojecte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_5\_2.doc



PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE  
 Beratende Ingenieure für  
 GRUNDBAU UND FELSBAU GmbH  
 Henricistraße 50 52072 Aachen  
 Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de

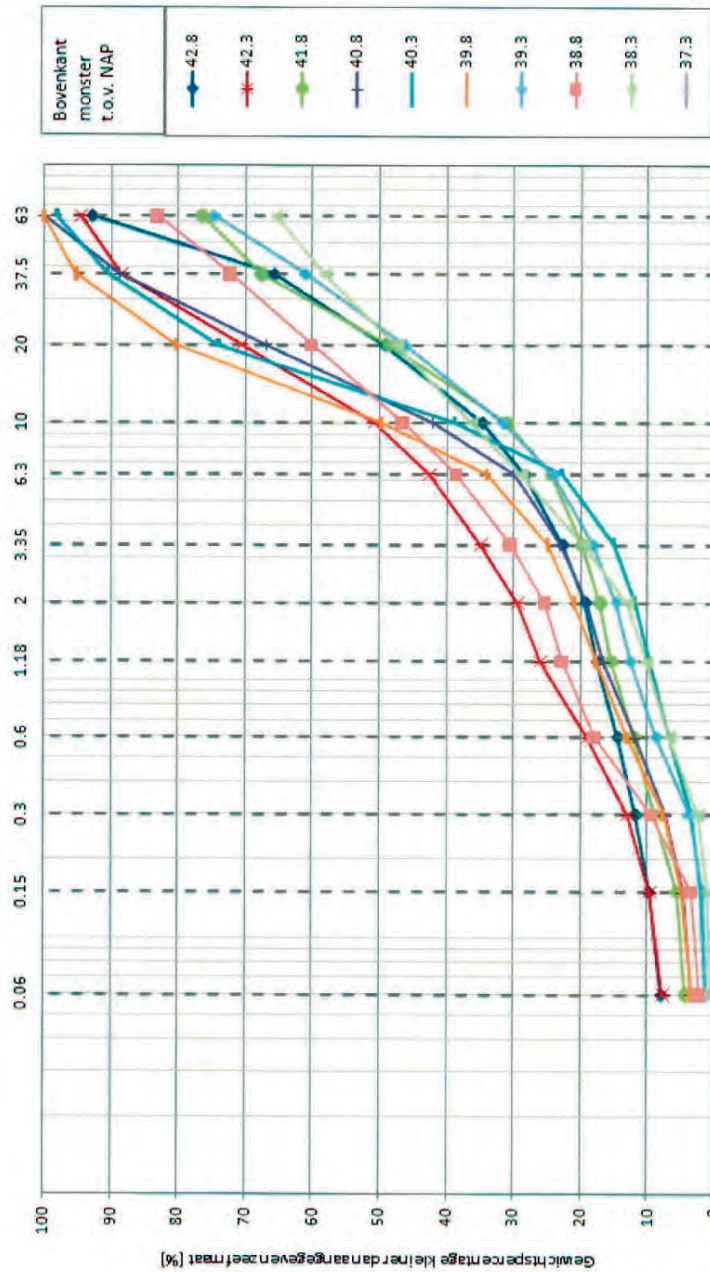
**A2 - Maastricht**

Machbarkeit einer Sohlaussteifung  
 nach dem Düsenstrahlverfahren

Anlage 5.3


März 2009

**Zeeanalyses fractie tot 63 mm - Boring 07G03**



Bohring 07G03, Korngrößenverteilungen Grind [1]

F:\dataprojecte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_5\_3.doc

	PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELSB AU GmbH Henricistraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de	<b>A2- Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohlaussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 5.4
			März 2009

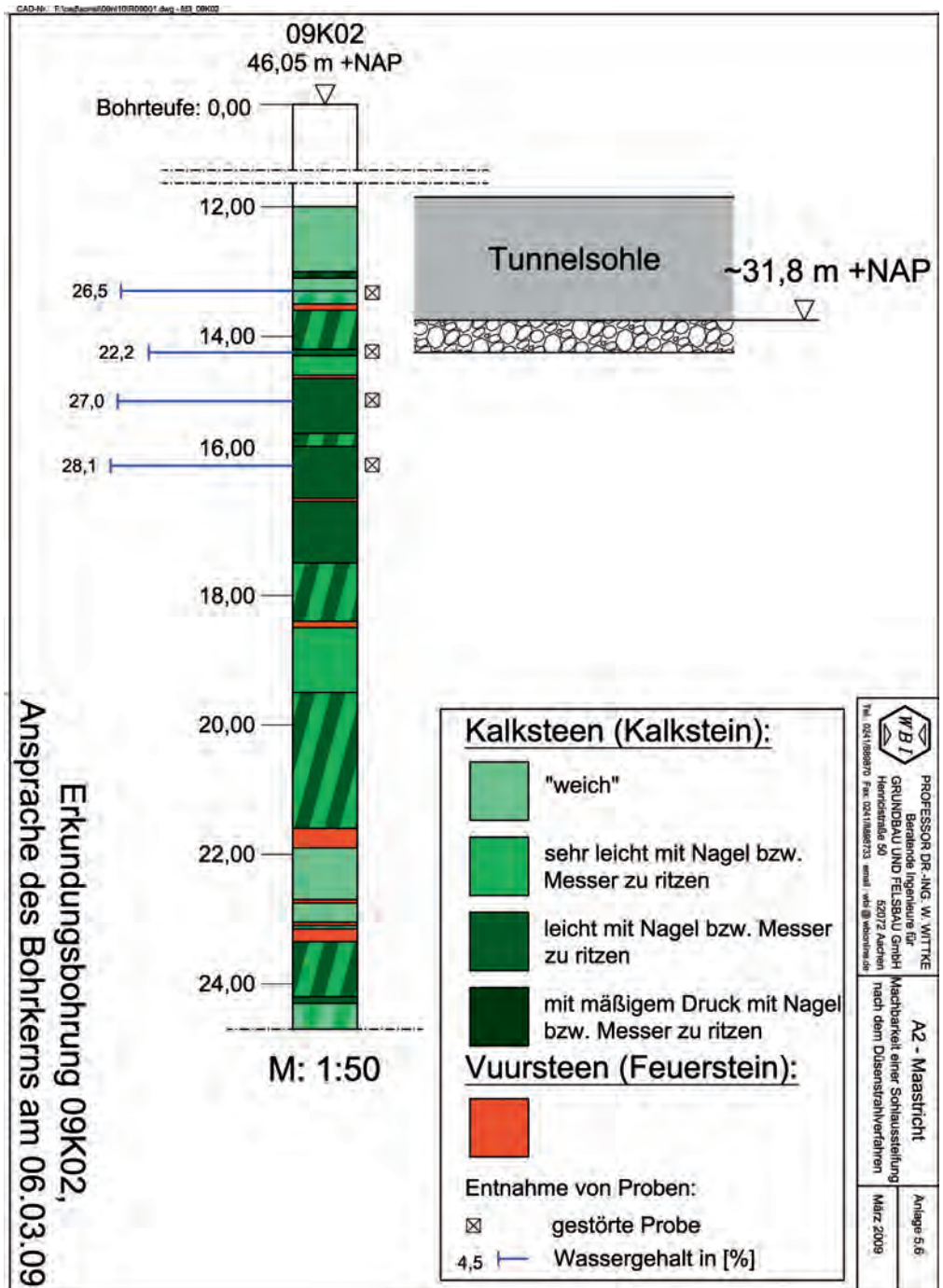


F:\dat\projekte\maastricht-A2\Entwurf\Anlagen\Anlage\_5\_4.doc

Steine und Blöcke aus der Bohrung 07G02 [5]







 <p>PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKE          Beratende Ingenieure für          GRUNDBAU UND FEI.SBAU GmbH          Henricistraße 50 52072 Aachen          Tel.: 0241 899870 Fax: 0241 8998733 e-mail: ww@wbctria.de</p>	<p><b>A2-Maastricht</b>          Machbarkeit einer Sohlbaustellung          nach dem Düsenstrahlverfahren</p>	<p>Anlage 5.7          März 2009</p>
---	---	--



13,6 m  
18,1 m  
20,0 m  
22,0 m  
23,0 m



25,9 m  
26,9 m  
27,8 m

Erkundungsbohrung 09K01, Bohrkernfotos  
 Tiefe ~13,6 bis ~27,8 m

F:\d\projekte\maastricht\A2\entwurf\anlagen\anlage\_5\_7.doc

	PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELSBAU GmbH Herribstraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241 898970 Fax: 0241 8989723 email: wbi@wbi-online.de	A2-Maastricht Machbarkeit einer Sohlaustellung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 5.8 März 2009
--	---	--	-------------------------

12,0 m  
16,4 m  
18,3 m  
20,7 m  
16,4 m  
18,3 m

22,7 m  
24,7 m  
25,7 m  
27,1 m  
28,1 m

Erkundungsbohrung 09K02, Bohrkernfotos  
 Teufe ~12 bis ~28 m

F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Ernwurf Anlagen\Anlage\_5.8.doc



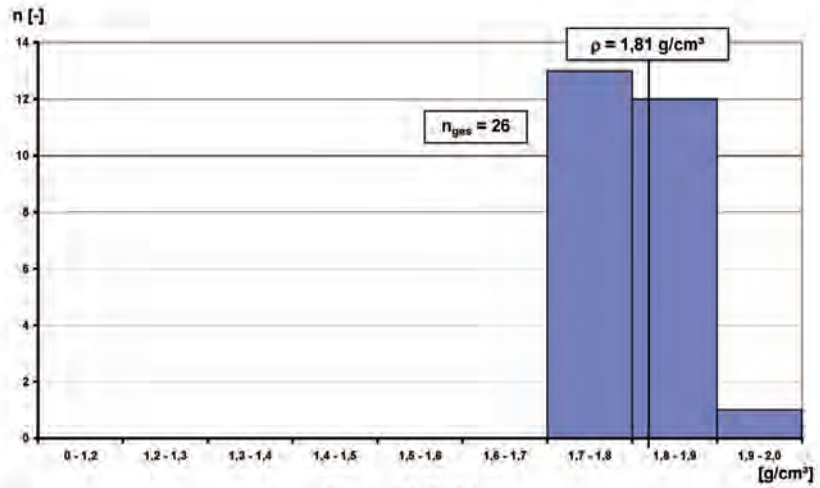
PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE  
 Beratende Ingenieure für  
 GRUNDBAU UND FELDBAU GmbH  
 Henricistraße 50 52072 Aachen  
 Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de

**A2- Maastricht**

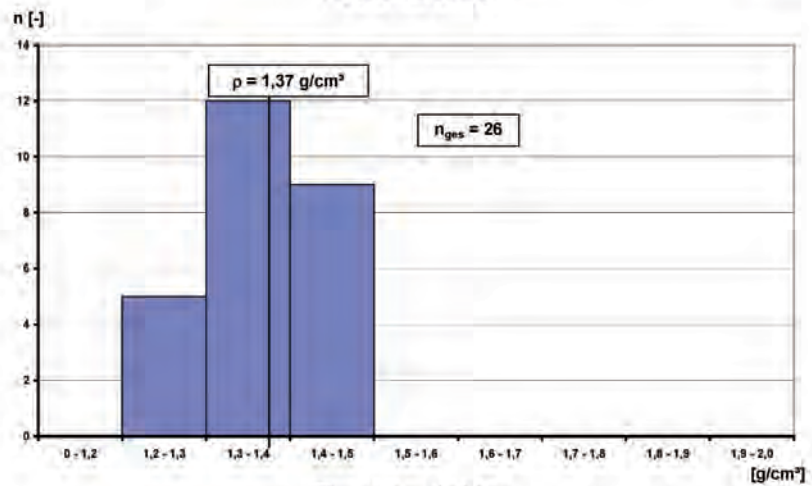
Machbarkeit einer Sohlaussteifung  
 nach dem Düsenstrahlverfahren

Anlage 5.9

März 2009



Feuchtdichte



Trockendichte

Kalkstein van Nekum und Emael,  
 Feucht- und Trockendichten [1]

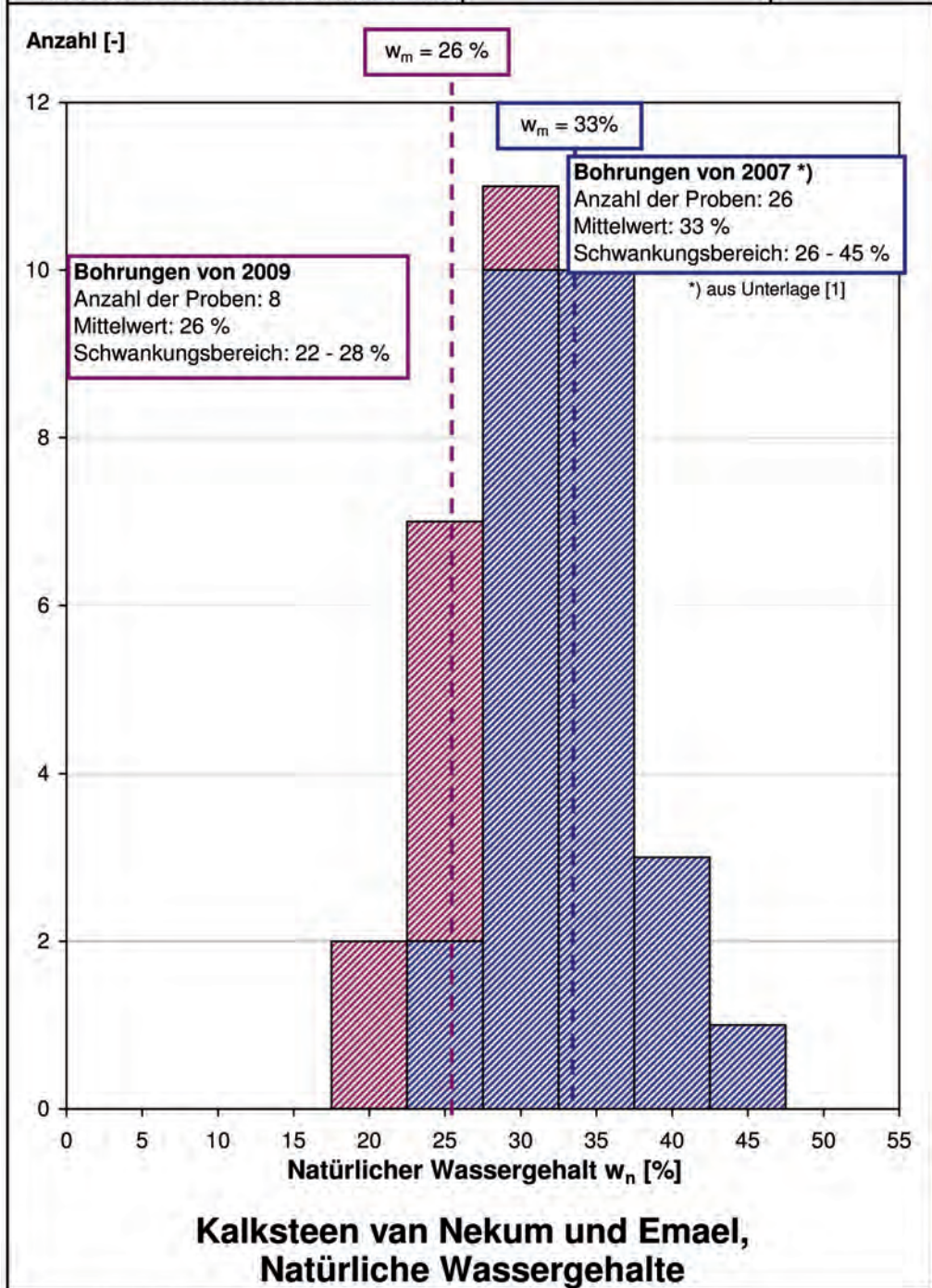
F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_5\_12.doc



PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ  
 Beratende Ingenieure für  
 GRUNDBAU UND FELSBÄU GmbH  
 Henricistraße 50 52072 Aachen  
 Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de

**A2 - Maastricht**  
 Machbarkeit einer Sohlaussteifung  
 nach dem Düsenstrahlverfahren

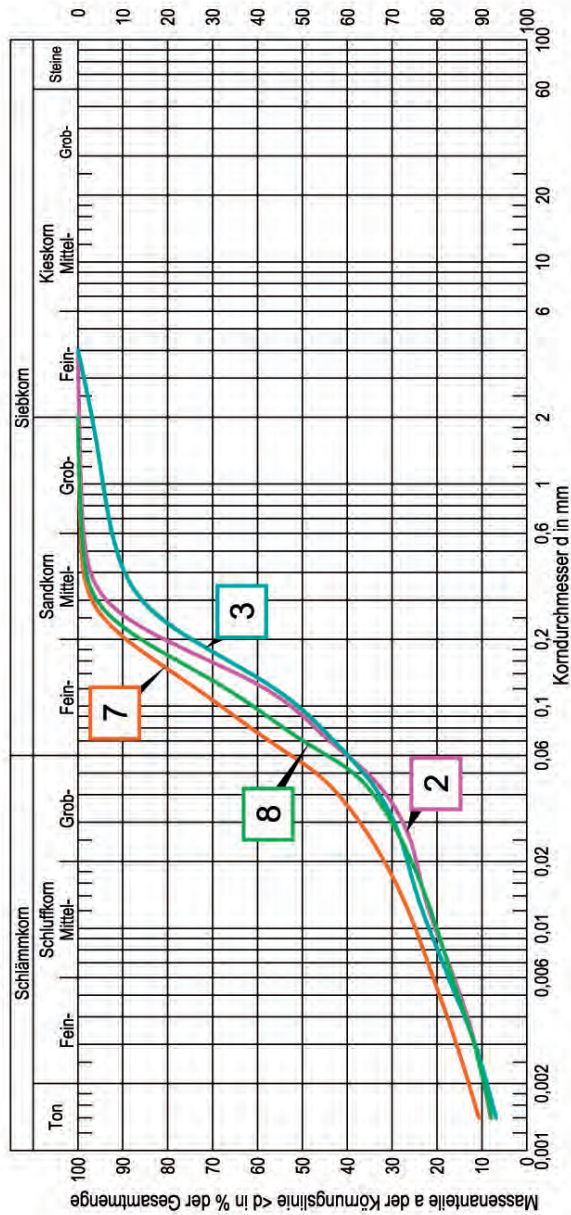
Anlage 5.10  
 März 2009



F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Laborversuche\Anlage Boden.xls

	<b>PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE</b> Beratende Ingenieure für <b>GRUNDBAU UND FELSB AU GmbH</b> Henricistraße 50      52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email : wbi@wbionline.de	<b>A2-Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohl aussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 5.11 März 2009
	Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email : wbi@wbionline.de		


F:\dataprojekte\labor\maastricht\az2\lieferung\_090309\_001\_009\casagrunde.dwg



Probennummer	Bohrung	Tiefe [m]	Bodentyp	Wassergehalt $w_n$ [%]	Plastizitätseigenschaften			
					Wassergehalt an der Ausrollgrenze $w_p$ [%]		Plastizitätszahl $I_p$ [%]	Konsistenzzahl $I_C$ [-]
					Fließgrenze $w_L$ [%]	Ausrollgrenze $w_p$ [%]		
2	09K01	15,60	Kalkstein	-	21,4	-	-	
4	-	19,00	-	-	18,5	-	-	
7	09K02	15,00	-	-	23,7	-	-	
8	-	16,00	-	-	24,2	-	-	

nicht bestimmbar

## Kalkstein van Nekum, Korngrößenverteilungen

	PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELSBÄU GmbH Henricstraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de	<b>A2- Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohlaussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 5.12
			März 2009



ucs 41, b07k03 17.70m

Kalkstein van Nekum, einaxialer Druckversuch,  
Bohrung 07K03, T = 17,7 m [5]

F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_5\_15.doc

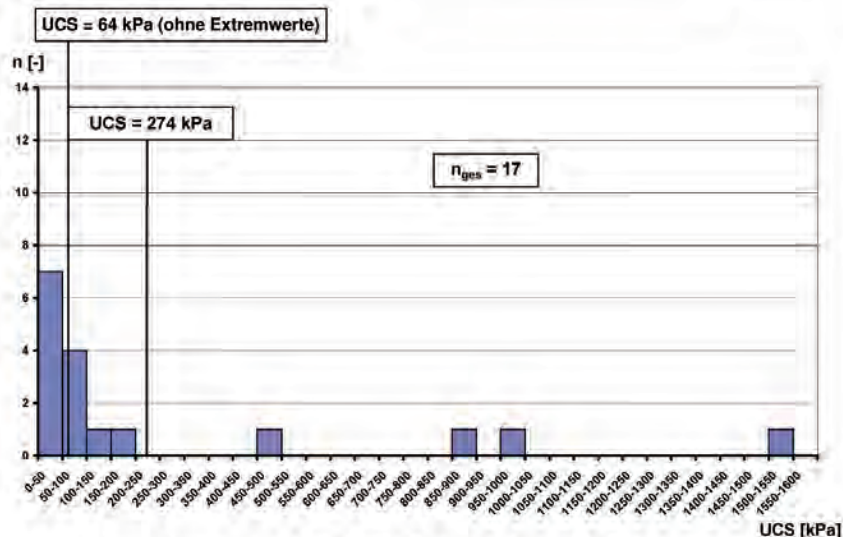


PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ  
 Beratende Ingenieure für  
 GRUNDBAU UND FELSBAU GmbH  
 Henricistraße 50 52072 Aachen  
 Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de

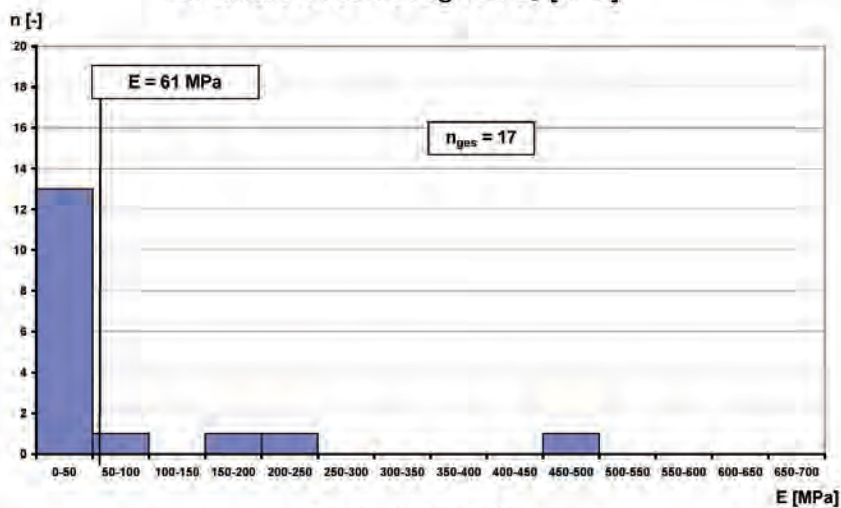
**A2- Maastricht**  
 Machbarkeit einer Sohlaussteifung  
 nach dem Düsenstrahlverfahren

Anlage 5.13

März 2009



Einaxiale Druckfestigkeit  $\sigma_u$  [kPa]



E-Modul [MPa]

Kalkstein van Nekum, Ergebnisse der einaxialen  
 Druckversuche, Bohrungen 07K01 bis 07K04 [1]

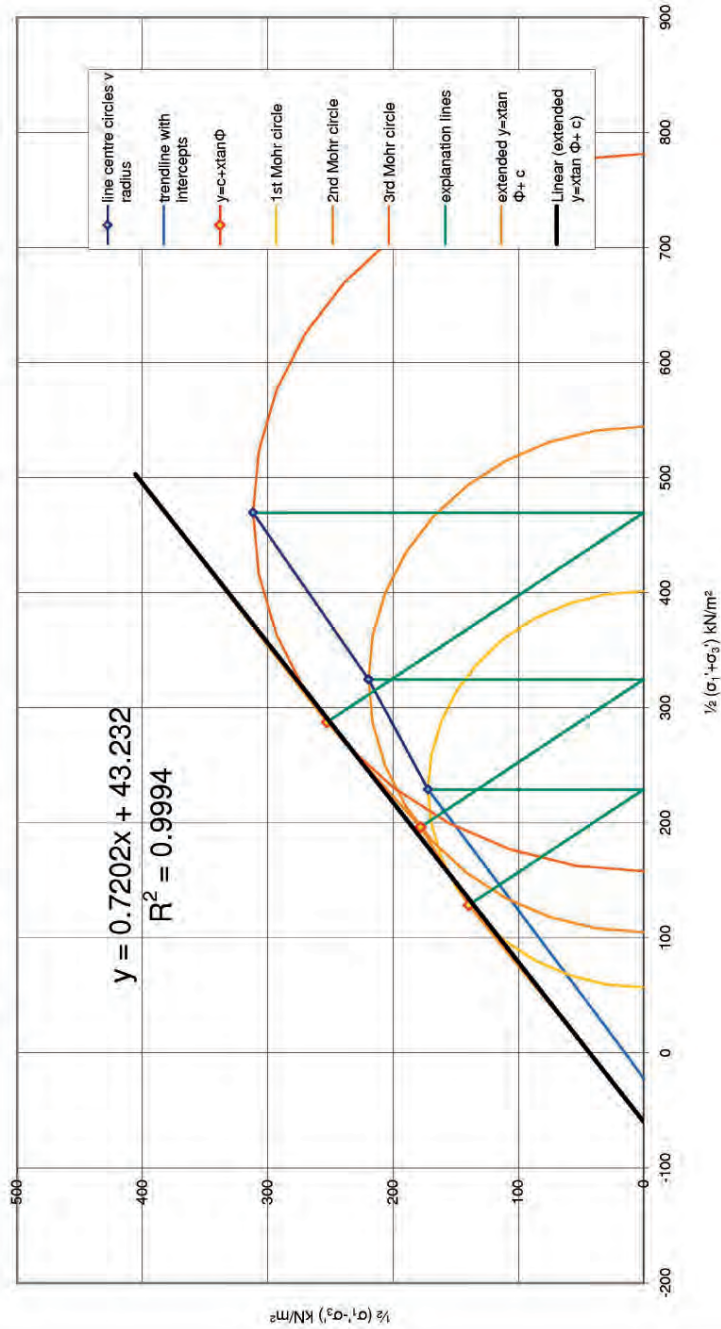
F:\dat\projekte\maastricht\A2\Entwurf\Anlagen\Anlage\_5\_16.doc



	PROFESSOR DR.-ING. W. WITKE Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELSBÄU GmbH Henricistraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de	<b>A2 - Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohlaussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 5.14
			März 2009

F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_5\_17.doc

**b07k03 16.10, 16.20 16.30m Triaxial results angle =35.8 cohesion =43.2kPa**



Kalksteen van Nekum, Scherfestigkeit [5]

	PROFESSOR DR.-ING. W. WITTKÉ Beratende Ingenieure für GRUNDBAU UND FELSBAU GmbH Henricistraße 50 52072 Aachen Tel.: 0241/889870 Fax: 0241/8898733 email: wbi@wbionline.de		<b>A2 - Maastricht</b> Machbarkeit einer Sohlaussteifung nach dem Düsenstrahlverfahren	Anlage 6.1
				März 2009
	Suspension (300-600 bar)	Suspension + Luft	Wasser + Suspension	Wasser, Luft, Suspension
	Luft (5-6 bar) Suspension (300-600 bar)	Suspension + Luft	Wasser + Suspension	Wasser, Luft, Suspension
	Wasser (300-600 bar) Suspension (15-40 bar)	Wasser + Suspension	Wasser + Suspension	Wasser, Luft, Suspension
	Luft (5-6 bar) Wasser (300-600 bar) Suspension (15-40 bar)	Suspension + Luft	Wasser + Suspension	Wasser, Luft, Suspension
	<b>1- Phasensystem</b>	<b>2- Phasensystem</b>	<b>3- Phasensystem</b>	<b>3- Phasensystem</b>

F:\dat\projekte\Maastricht-A2\Entwurf Anlagen\Anlage\_6\_1.doc

**Düsenstrahlverfahren, Varianten [10, 11]**

## Bijlage 8.2

### Geotechnische Beratung:

### Machbarkeit von Injektionsmaßnahmen in der Maastricht-Kalkstein-Formation

**Projekt:** A2 Passage Maastricht,  
Niederlande

**Auftraggeber:** AVENUE 2  
(c/o Strukton Civiel  
Projecten)  
Westkanaaldijk 2  
Utrecht  
Postbus 1025  
3600 BA Maarssen (Nederland)

**Geotechnischer  
Berater:** Prof. Dipl.-Ing. H. Quick  
Ingenieure und Geologen GmbH  
Groß-Gerauer Weg 1  
64295 Darmstadt

Q/Mi/Mr/fi - Q-06/09  
2. April 2009

PROF. DIPL.-ING. H. QUICK  
INGENIEURE UND GEOLOGEN GMBH

GERMANY:  
D-64295 DARMSTADT  
GROSS-GERAUER-WEG 1  
PHONE: +49 (0) 61 51 / 13 03 6-0  
FAX: +49 (0) 61 51 / 13 03 6-10

D-68519 VIERNHEIM  
LAMPERTHEIMER STRASSE 53  
PHONE: +49 (0) 62 04 / 70 49 56  
FAX: +49 (0) 62 04 / 70 49 53

D-81667 MUNICH  
INNERE WIENER STRASSE 5A  
PHONE: +49 (0) 89 / 44 14 06 67  
FAX: +49 (0) 89 / 44 14 14 52

UNITED ARAB EMIRATES:  
ABU DHABI  
P.O. BOX 48327  
KHALIFA STREET, LIBERTY TOWER  
PHONE: +971 / 2 / 62 70 90 6  
FAX: +971 / 2 / 62 70 60 8  
MOBILE: +971 / 50 / 28 73 94 1

EMAIL: Q@QUICK-IG.DE  
INTERNET: WWW.QUICK-IG.COM

COMMERCIAL REGISTER  
DARMSTADT HRB 8076  
UST-IDNR.: DE213671986

- 
- INTELLIGENT ENGINEERING
  - VALUE ENGINEERING
  - INNOVATIVE SOLUTIONS

FEASIBILITY STUDIES  
EXPERTISE - SOIL REPORT  
FOUNDATION DESIGN - CALCULATION  
APPROVAL ENGINEERING  
COURT EXPERTISE  
SUPERVISION  
CONTRACT AND CLAIM MANAGEMENT  
RISK MANAGEMENT

SOIL AND ROCK MECHANICS  
ENGINEERING GEOLOGY  
HYDROGEOLOGY  
ENVIRONMENTAL GEOLOGY  
GEOTHERMICS

HIGH-RISE BUILDINGS  
HIGH SPEED RAILWAY LINES  
MAGNETIC LEVITATION TRAIN LINES  
SPORT ARENAS  
TUNNELS - BRIDGES  
PITS - CUTS - DAMS  
LANDFILLS  
DECONTAMINATION OF SITES  
DEMOLITION

---

MANAGING DIRECTOR:  
PROF. DIPL.-ING. HUBERT QUICK  
PUBLICLY APPOINTED AND SWORN  
EXPERT

CONFIDENTIAL CLERK:  
DR. RER. NAT. JOACHIM MICHAEL

SCIENTIFIC CONSULTANTS:  
UNIV. PROF. DR.-ING. ULVI ARSLAN  
PROF. DR. HELMUT PRINZ

## Inhalt

<b>1. Projektbeschreibung und Aufgabenstellung</b>	<b>3</b>
<b>2. Unterlagen</b>	<b>7</b>
2.1 Projektunterlagen	7
2.2 Weitere Unterlagen	9
<b>3. Geologie und Hydrogeologie</b>	<b>10</b>
3.1 Geologie	10
3.2 Hydrogeologie	11
<b>4. Baugrund und Grundwasser</b>	<b>12</b>
4.1 Baugrund	12
4.2 Grundwasser	14
<b>5. Kalksteine der Maastricht Formation</b>	<b>15</b>
5.1 Einbindung der Tunnelsohle und Kalksteine	15
5.2 Bodenmechanischen Eigenschaften der Kalksteine	18
<b>6. Injektionstechnologien</b>	<b>21</b>
6.1 Vorhandene Injektionstechnologien	21
6.2 Mögliche und zielführende Injektionstechnologien	22
<b>7. Düsenstrahlverfahren in Festgesteinen</b>	<b>23</b>
7.1 Verfahrensbeschreibung	23
7.2 Vorversuche und Maßnahmenplanung	27
7.3 Kontrolle des Injektionserfolges	27
<b>8. Schlussfolgerung / Bewertung</b>	<b>30</b>

### 1. Projektbeschreibung und Aufgabenstellung

In der Stadt Maastricht, Niederlande, ist eine Untertunnelung der Autobahn A 2 (E 25) geplant. Die zu untunnelnde Strecke hat eine Länge von etwa 2,4 km und verläuft von Nord nach Süd zwischen dem Kreuzungsbereich Viaductweg / President Rooseveltlaan und dem Kreuzungsbereich Kennedysingel / Autobahn A2. Der Abstand zwischen den Kreuzungsbereichen selbst beträgt etwa 1,93 km. Die Nord- und Südportale des Tunnels befinden sich etwa 170 m bzw. 300 m nördlich und südlich der beiden Kreuzungsbereiche.

Der Fluß Maas befindet sich ca. 900 m westlich der geplanten Strecke. Im Bereich der Voltastraat ist ein tektonischer Versatz (siehe dazu Kapitel 3 und 4) festgestellt worden. Im Foto (Bild 1) ist die Tunnelstrecke im Grundriss dargestellt.

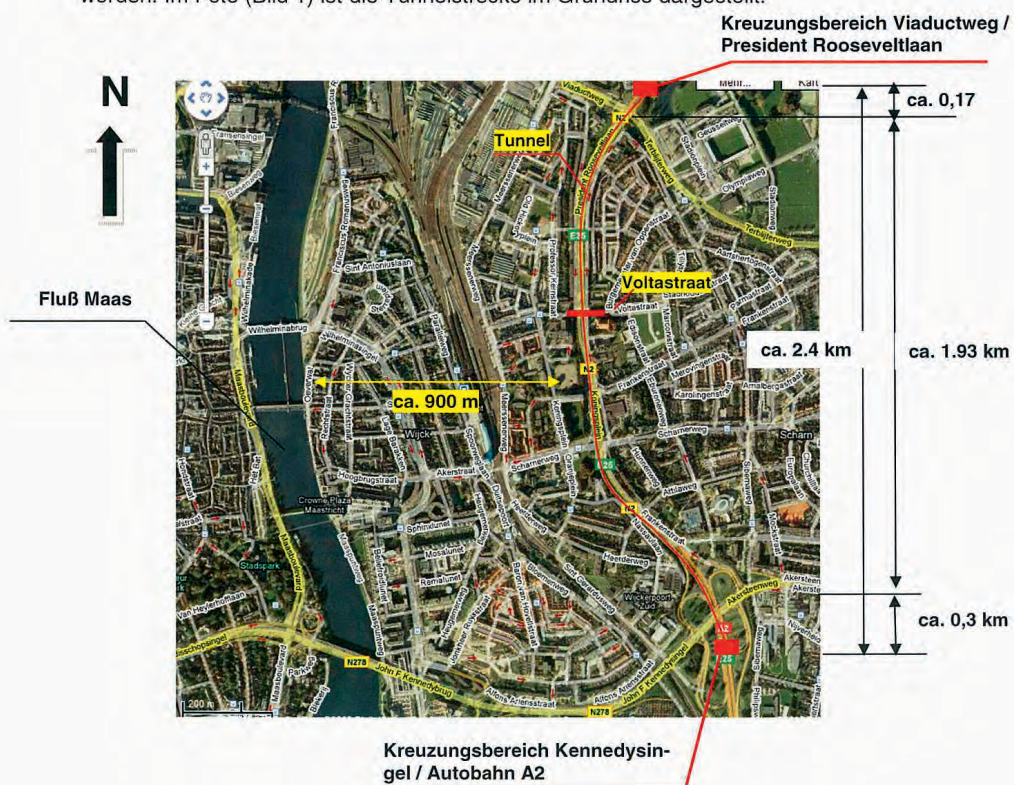


Bild 1: Lageplan der geplanten Tunnelstrecke vom Kreuzungsbereich Viaductweg / President Rooseveltlaan und dem Kreuzungsbereich Kennedysingel / Autobahn

In Bild 2 sind der Grundriss und der zugehörige Längsschnitt als Plan dargestellt.

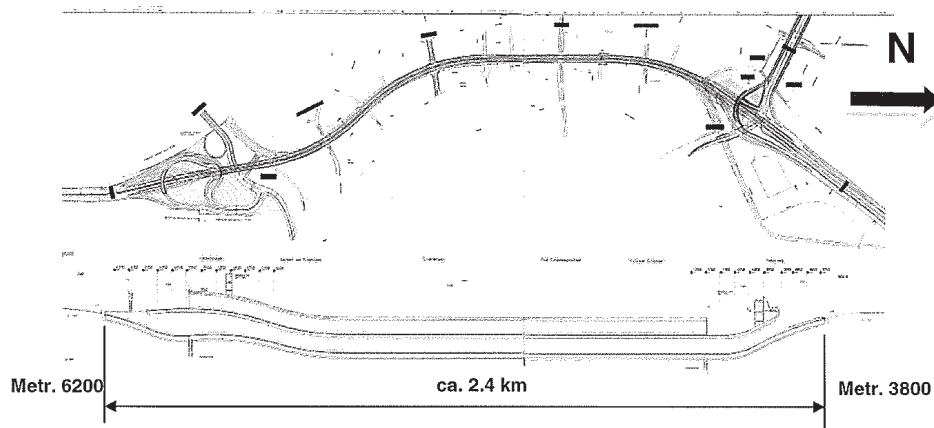


Bild 2: Grundriss und Längsschnitt des Tunnelbauwerks [U 9]

Das Tunnelbauwerk, welches in offener Bauweise hergestellt werden soll, besteht aus zwei Ebenen mit unterschiedlichen Querschnitten. Die Geländeoberfläche befindet sich auf etwa NAP +48 m.

Die Metrierung des Tunnelbauwerks geht von etwa Metrierung 6200 (im Süden) bis 3800 m (im Norden).

In folgenden beiden Bildern sind exemplarisch zwei Querschnitte (Metrierung 4100 und 4200) des Tunnelbauwerks dargestellt.

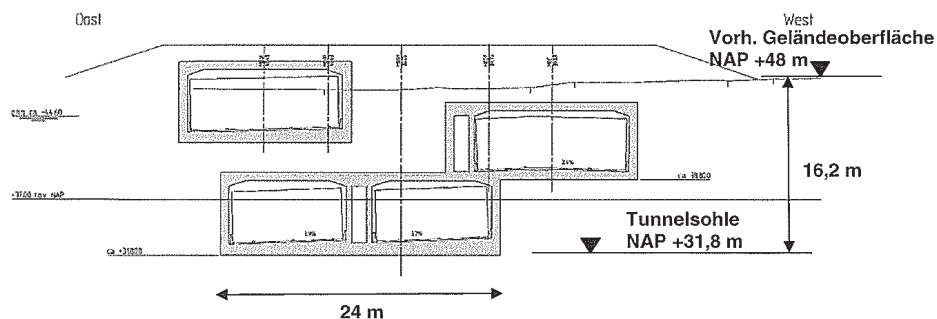


Bild 3: Querschnitt bei Metrierung 4100 [U 9]

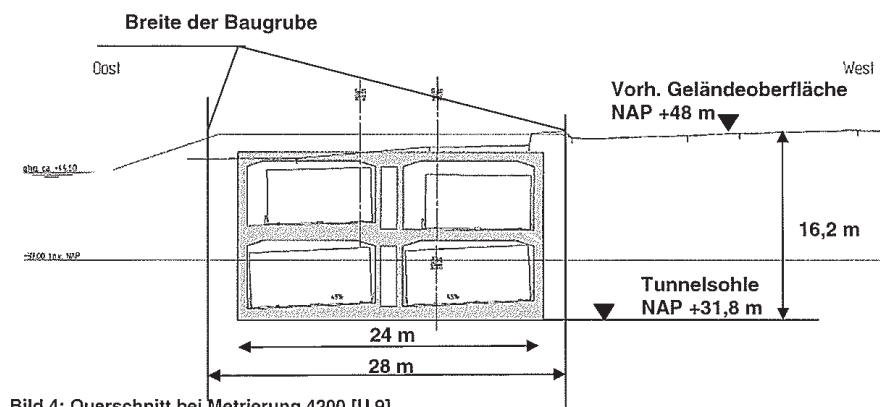


Bild 4: Querschnitt bei Metrierung 4200 [U 9]

Die Querschnittsabmessungen bei Metrierung 4200 gelten prinzipiell für etwa 1,7 km (Metrierung von 4200 bis 5900). Nördlich und südlich dieses Abschnittes ändern sich die Querschnitte.

Die unterste Tunnelsohle auf dem Höhenniveau von NAP +31,8 m erstreckt sich auf 1,3 km und liegt auf Kalksteinschichten der Maastricht-Formation auf.

Nördlich und südlich dieser Strecke steigt der Tunnel an und verlässt die Kalksteinschichten.

Die Kalksteinschichten haben teilweise eine außerordentlich geringe einaxiale Druckfestigkeit und bedürfen nach dem derzeitigen Planungskonzept [U 9] einer Verbesserung ihrer mechanischen Eigenschaften durch Injektionsmaßnahmen. Die Ingenieurgesellschaft Avenue2 plant für einen 650 m langen Tunnelabschnitt nördlich der Voltastraat Injektionsmaßnahmen in den Kalksteinen durchzuführen.

Die Injektionsmaßnahmen sollen als horizontale unterirdische Aussteifung der Baugrube (Herstellung des Tunnels in offener Bauweise) fungieren und sind ab Baugrubensohle etwa 2,5 m mächtig geplant. Ein Grundriss dieser Aussteifung ist im Bild 5 dargestellt.

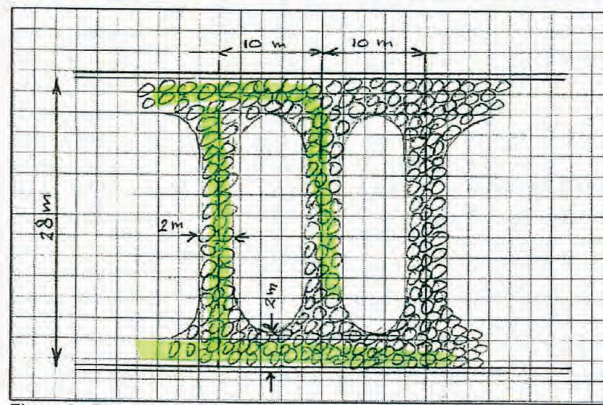


Bild 5: Grundriss Prinzipskizze horizontalen temporären Aussteifung unterhalb der Baugrubensohle

Ziel der Injektionsmaßnahmen soll nicht die Verringerung der Wasserdurchlässigkeit sein, sondern die Vergütung der Kalksteinschichten mit außerordentlich geringer einax. Druckfestigkeit der Maastricht-Formation.

Das Büro Prof. Dipl.-Ing. H. Quick • Ingenieure und Geologen GmbH (QIG) wurde von der Ingenieurgesellschaft Avenue 2 beauftragt, mögliche Injektionsmaßnahmen in den Kalksteinschichten der Maastricht-Formation unterhalb der geplanten Tunnelsohle zu bewerten.



## 2.      **Unterlagen**

### 2.1    **Projektunterlagen**

- [U 1] Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening - Geo-Hydrologisch Archief:  
1. Geologische Stichting, Afdeling, Geologisch Bureau, 1959
- [U 2] Technische Universiteit Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen:  
1. Description of core and gravel samples and the determination of geotechnical parameters. Project A2 municipality of Maastricht, P.M. Maurenbrecher BSc MSc Ceng, Ing. W. Verwaal, November 2007
- [U 3] Kuepers Leopold J.:  
1. Geologisch Profiel A2 Maastricht – coördinaten boringen-sonderingen  
2. Beschrijving van de geofysische proef, 20.10.2008
- [U 4] GeoDelft:  
1. A2 Traverse Maastricht, Geologisch Profiel A-B, Overzichtskaart  
2. Traverse A2 Maastricht, Beschrijving Geologisch Profiel, November 2007  
3. Traverse A2 Maastricht, Uitwerking Lugeontesten, maart 2008  
4. Traverse A2 Maastricht uitvloeiessen, Grote diameter boringen, maart 2008  
5. A2 Traverse Maastricht, Geschematiseerd Geologisch Profiel A-B, 2007-04-02  
6. Traverse A2 Maastricht, Beschrijving Globale Geologische en Geotechnische Situatie, mei 2007
- [U 5] Deltares, Enabeling Delta Life:  
1. Memo, Van ir. J.J. van Meerten, Aan: Roel Bongaerts, Projectbureau A2 Maastricht, 2008-03-17
- [U 6] P. van Rooijen:  
1. Geologische verkenning langs het A2-tracé te Maastricht, Juli 2005
- [U 7] European Geophysical Services sa:  
1. Geophysical Logging Report, Borehole Imaging and Structural analysis, 27.11.2007

[U 8] FUGRO-IGF B.V.:

1. Geotechnisch en Geohydrologisch Basisrapport Betreffende Traverse Tunnel A2 te Maastricht
2. Sondering met Plaatselijke Kleefmeting, Nieuwbouw A2-Tunnel te Maastricht

[U 9] Projectbureau mA2stricht:

1. Onderzoeksvoorestel Geofysisch Onderzoek , 10-07-2008
2. Beschrijving van de geophysische proef, 20-10-2008
3. Voorlopige Risivo-inventarisatie Tunnel traverse A2, 10.05.2007
4. Digitale Datei: overzicht\_ucs\_bts\_testen.xls
5. Digitaler Ordner: info mart 2009
6. Specialistisch Rapport Bouwtechniek en Bouwtijd, 17.10.2008
7. Integraal Plan A2 Maastricht, 17.10.2008
8. Querschnitte und Längsschnitte

[U 10] W.M. Felder:

1. Boring, A-2 project Maastricht, 2005

## 2.2 Weitere Unterlagen

- [U 11] Strobl, T., Kleist, F.:  
Possibilities and limits of rock injection by jet grouting, Germany, 1999
- [U 12] A.G. Anagnostopoulos & Mihalís:  
Panel discussion: Jet grouting experience in soft rock conditions
- [U 13] Firmenprospekt Soletanche Bachy:
1. Poaroi moulée -Genio civil, Parking Saint Michel, Paris, France, 1997
  2. Poaroi moulée, Centre culturel et des expositions, Monaco, 1998
- [U 14] Firmenprospekt Bauer:
1. HDI-Verfahren, Dresden, Flughafenterminal, Halle 219, 2004
- [U 15] Durgonoglu, H.T.:  
Case History for soil improvement of SETAT 2002 High Rise Residential by Jet Grouting in Istanbul, 2002
- [U 16] Saraglou, H.:  
Applicability of the Hoek Brown failure criterion and the effect of the anisotropy on intact rock samples from Athens Schist, May 2004
- [U 17] Wolbring R., Schwarz H., Quick, H, Volger M.:  
Neue Erkenntnisse bei der Herstellung von HDI-Dickblöcken am Beispiel U5 Berlin, Baugrundtagung Hannover, 2000.

### 3. Geologie und Hydrogeologie

#### 3.1 Geologie

Der Baugrund ist in den Projektunterlagen (Kap. 2.1) umfangreich beschrieben worden.

Die geologischen Formationen im Raume Maastricht sind in folgenden Bild [U 4.2] dargestellt.

Era	Sub-era	Subperiode	Formatie	Afzettingen		
Cenozoïcum	Quartaïr	Recent	Antropogeen	antropogene ophoging met grond en puin, verspoelde löss		
		Holoceen	Formatie van Beegden	zand, klei en leem		
		Pleistoceen	Formatie van Beegden	grof grnd met keien en blokken		
		Pliocene	Kiezeloolliet Formatie	grnd (ter plaatse niet aanwezig)		
		Mioceen	Kiezeloolliet Formatie/ Formatie van Breda	zand, klei en grnd (ter plaatse niet aanwezig)		
	Tertiair	Oligoceen	Rupel formatie/Formatie van Tongeren	kleihoudende glauconietzanden en zandige en kielige sedimenten (plaatselijk aangelroffen)		
		Eoceen	-	-		
		Paleoceen	Formatie van Houthem	kalksteen (noord-oostelijk deel Maastricht)		
		Mesozoïcum	Krijt	Maastrichtien	Formatie van Maastricht	kalksteen
				Campanien	Formatie van Gulpen/ Formatie van Vaals	kalksteen op glauconiet- en kleihoudend zand
Santonien	Formatie van Aken			fijn zand		
Coniacien	-			-		
Turonien	-			-		
Cenomanien	-			-		
Paleozoïcum	Carboon	Perm	-	-		
			-	-		
			Formatie van Zeeland	schalie, kalksteen, dolomiet, zandsteen		

- = geen afzettingen aanwezig in de nabijheid van het A2 tracé bij Maastricht

Bild 6: Geologische Formationen im Raum Maastricht [U 4.2]

Entlang der Tunnelstrecke wurden folgende geologischen Einheiten angetroffen:

- Quartäre und anthropogene Ablagerungen (Sande, Klei und Lehm und Kiese)
- Tertiäre Ablagerungen (Sande, Klei und Kies sowie verwitterter Kalkstein)
- Kalksteine der Kreide (Maastricht-Formation und Gulpen-Formation (Schicht Lanaye))

Im Kapitel 4 werden die angetroffenen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse entlang der Tunnelstrecke beschrieben.

Im Kapitel 5 wird die „Maastricht Formation“ in welcher die Injektionsmaßnahmen vorgesehen sind, für den Tiefenbereich von NAP +32 m bis +26 m näher betrachtet.

Im folgenden Bild sind die Gesteinsschichten der „Maastricht Formation“ welche in „Kalksteen 1“ (mit den Schichten Meerssen, Nekum und Emael) und „Kalksteen 2“ (mit den Schichten Schiepersberg, Gronsveld und Valkenburg) gegliedert sind, dargestellt:

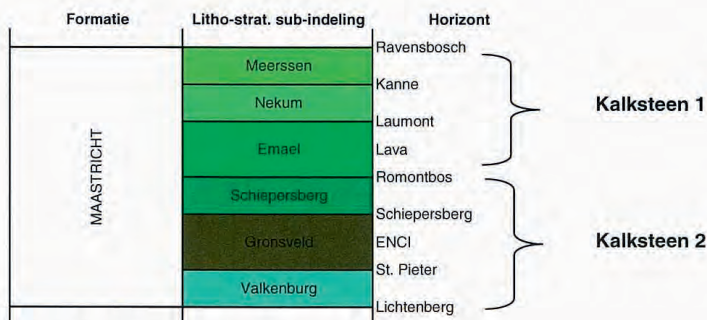


Bild 7: Aufbau von Maastricht Formation

### 3.2 Hydrogeologie

Gemäß [U 8] stellen die tertiären und quartären Kiese und Sande sowie die anstehenden Kalksteinschichten einen gemeinsamen Grundwasserleiter dar.

Der Grundwasserstand des Projektgebietes und der Flusswasserstand des 900 m entfernten Flusses Maas befinden sich auf etwa NAP +44 m bis +45 m. Der Grundwasserflurabstand beträgt etwa 4 m

#### 4. Baugrund und Grundwasser

##### 4.1 Baugrund

Der Baugrund kann gemäß [U 4.2] vereinfacht in folgenden Schichten unterteilt werden:

Tiefe [m+NAP]	Schichtbeschreibung	Schichtmächtigkeit [m]
Geländeoberfläche ca. 47,5 bis 48,5 mNAP		
47,6 bis 42,6	Klei-Schicht (Beegden-Formation): Lehm, Sand und Kies mit organischen Resten	2 - 4
44 bis 41	Kies mit Steinen und Blöcken (Beegden-Formation; Schichtenpaket von Ost-Maarland)	4 - 9
37 - 35 bis 15	Kalksteine der Masstricht Formation mit Feursteinen	20-30
unterhalb von 15	Kalksteine der Formationen Gulpen, Aken und Vaals	-

Tabelle 1: Baugrundaufbau gemäß [U 4.2]

In Bild 8 ist ein Längsschnitt des Tunnelbauwerks (Prinzipiskizze, nicht maßstabgetreu) mit dem angetroffenen Schichtaufbau dargestellt.

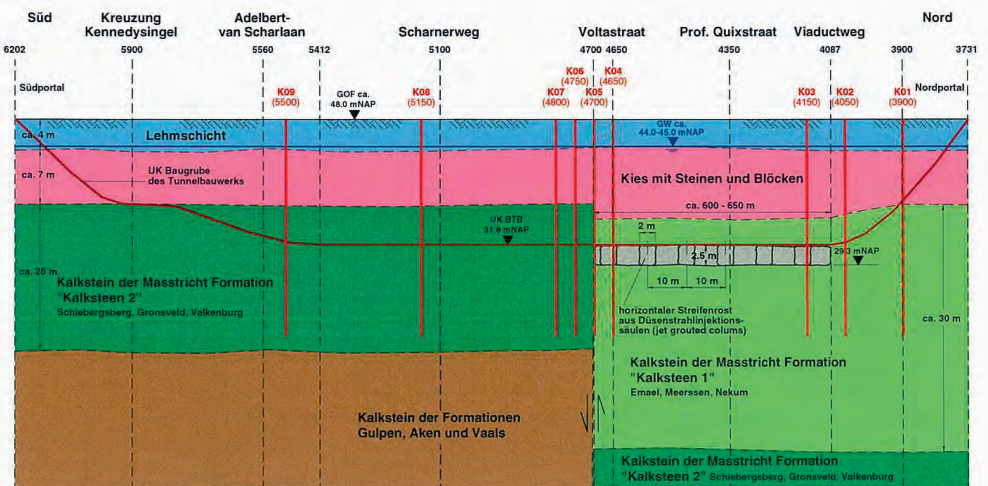


Bild 8: Längsschnitt des Tunnelbauwerk (Prinzipkizze, nicht maßstabgetreu)

Das Kalksteinpaket „Kalksteen 1“ ist das jüngere der beiden Kalksteinpakete der Maastricht-Formation. Die mittlere einaxiale Druckfestigkeit ist deutlich geringer. Dieses Schichtpaket besitzt höhere RQD-Werte, also weniger Trennflächen, und eine deutlich geringere Kohäsion als das Kalksteinpaket „Kalksteen 2“.

Ein tektonischer Versatz wurde im Bereich der Voltastraat festgestellt.

Neben Archivbohrungen und älteren projektbezogenen Bohrungen stehen aus einer Erkundungskampagne 2007/2008 (siehe Kap. 5) umfangreiche Ergebnisse aus geotechnischen und geophysikalischen Labor- und Feldversuchen zur Verfügung.

#### 4.2 Grundwasser

Die höchsten gemessenen Grundwasserstände betragen gemäß [U 8] NAP +44,4 m bis NAP +45,9 m.

Für den Bauzustand wurden Grundwasserstände von NAP +44,6 m und NAP + 45,1 m gewählt [U 9.8].

Im folgenden Bild sind die mehrjährig gemessenen Grundwasserstände gemäß [U 8] wiedergegeben.

Tabel 6: Gegevens peilbuizen en grondwaterstanden.

Peilbuis.nr	Maatveld- hoogte in m t.o.v. NAP	Periode van gem. stijphoogte in jaren	Gemiddelde stijphoogte in m t.o.v. NAP	Hoogst gemeten stijphoogte in m t.o.v. NAP	Laagst gemeten stijphoogte in m t.o.v. NAP
61F B0004	+46,77	'82 - '93	+42,8	+44,4	+42,3
61F B0004	+46,77	'94 - '96	+43,5	+45,5	+43,3
61F P0046	+47,42	'82 - '97	+44,1	+45,2	+43,5
61F P0152	+53,77	'82 - '89	+44,9	+45,9	+44,3
61F P0152	+53,77	'90 - '96	+44,2	+45,4	+43,7
GD 1*	+47,80	'91 - '96	+43,9	+45,5	+43,4
GD 2*	+47,60	'91 - '96	+44,0	+45,8	+43,7
GD 3*	+48,22	'91 - '96	+44,2	+45,9	+43,8
61F B053**	+45,80	'91 - '97	+43,2	+44,7	+42,7
61F P042**	+53,18	'91 - '97	+44,6	+45,7	+44,2

\* Op basis van gegevens verstrekt door Jamin, RWS, Directie Limburg.

\*\* Op basis van gegevens verstrekt door Gemeente Maastricht.

Bild 9: Gemessene Grundwasserstände [U 8]

Das Durchlassvermögen des kiesig-sandigen Grundwasserleiters wird gemäß [U 8] mit 2000 – 3000 m<sup>2</sup>/d angegeben.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte ( $k_f$ ) der Kalksteinschichten, mit WD-Tests (Lugeontests [U 4.3]) ermittelt, betragen  $1,2 \cdot 10^{-5}$  bis  $4,6 \cdot 10^{-6}$  m/s (siehe auch Kap.5).



## 5. Kalksteine der Maastricht Formation

### 5.1 Einbindung der Tunnelsohle und Kalksteine

Die Oberkante der Kalksteine der Maastricht-Formation befindet sich auf etwa NAP+35 m bis NAP+37 m. Im folgenden Bild sind im Lageplan [U 4.2] die Kalksteinoberkanten dargestellt.

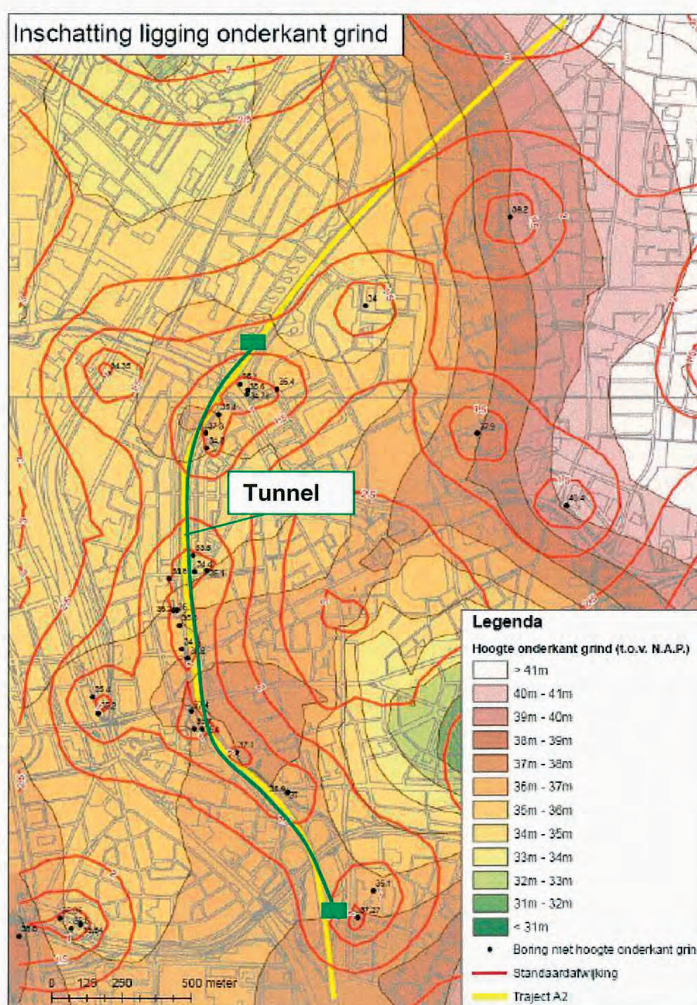


Bild 7: Oberkante der Kalksteine der Maastricht-Formation [U 4.2]

Die Baugrubensohle des Tunnelbauwerks bindet auf einer Strecke von etwa 1,7 km etwa 2 m bis 4 m in die Kalksteine ein (siehe Tabelle 2).

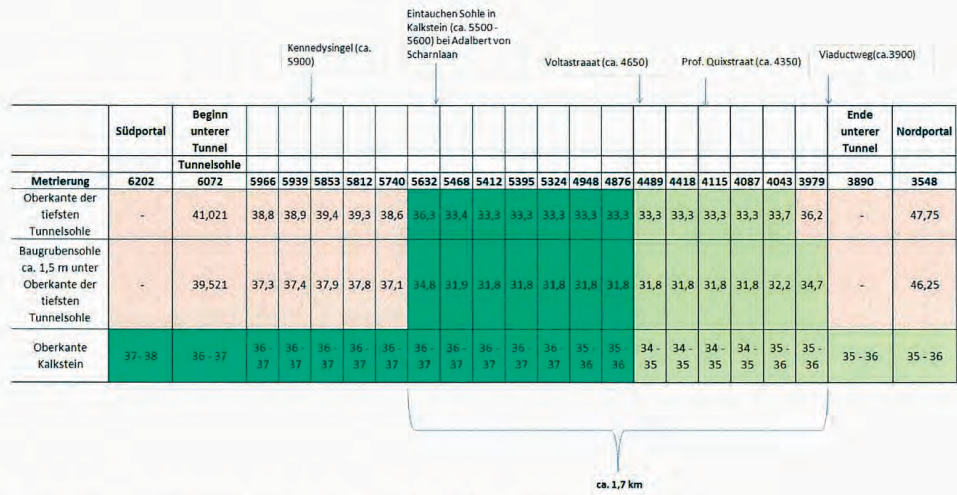


Tabelle 2: **Überschneidung Kalkstein und Sohle des Tunnelbauwerks**  
 (Grün: Kalkstein 2; Olivgrün: Kalkstein 1)

Die folgenden beiden Fotos aus [U 2.1] zeigen das in der Tiefenlage von ca. NAP +30 m angetroffene Kalksteinpaket „Kalksteen 1“ im Nordbereich des Tunnels (Bohrung K1 bis K5).



Bild 11: Fotos von „Kalksteen 1“ während des einaxialen Druckversuchs [U 2.1]

Das folgende Foto aus [U 2.1] zeigt das Kalksteinpaket „Kalksteen 2“ in der Tiefenlage von etwa NAP +30 m im Nordbereich des Tunnels (Bohrung K6-K9).



Bild 12: Foto von „Kalksteen 2“ während des einaxialen Druckversuchs [U 2.1]

## 5.2 Bodenmechanischen Eigenschaften der Kalksteine

Die wichtigsten bodenmechanischen Kennwerte der Maastricht-Formation (in 2 Kalksteingruppen unterteilt) -hinsichtlich einer möglichen Eignung für Injektionsmaßnahmen (siehe Kap.6)- sind in der folgenden Tabelle wiedergegeben.

Maastricht-formation	mittlere einaxiale Druckfestigkeit UCS	minimale einaxiale Druckfestigkeit UCS	maximale einaxiale Druckfestigkeit UCS	Reibungswinkel $\phi$	Kohäsion c	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_f$	Rock Quality Designation RQD
	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m/s]	[%]
Kalksteen 1	0,404	0,031	2,28	37,1 bis 44,8	7,5 bis 59,2	$1,6 * 10^{-5}$ bis $4,6 * 10^{-6}$	72 - 100
Kalksteen 2	1,716	0,033	3,74	21,6 - 35,8	172,8 - 1208,0	$1,2 * 10^{-5}$ bis $2,5 * 10^{-6}$	10 - 100

Tabelle 3: Geotechnischen Parameter der Kalksteinpakete der Maastricht-Formation Zusammenstellung aus [U 2, U 9, U 4.3]

Die Einstufung der einaxialen Druckfestigkeit (UCS) erfolgt gemäß EN ISO 14689 (siehe Tabelle).

Tabelle 5 — Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit von Gestein im Feld

Bezeichnung	Feldversuch	Einaxiale Druckfestigkeit MPa
außerordentlich gering <sup>a</sup>	mit Fingernagel leicht ritzbar	weniger als 1
sehr gering	mit Messer ritzbar; durch feste Aufschläge mit der Spitze des Geologenhammers zu zerbröckeln	1 bis 5
gering	mit Messer nur schwer ritzbar; durch feste Aufschläge mit der Spitze des Geologenhammers schwach einkeröckelbar	5 bis 25
mäßig hoch	mit Messer nicht mehr ritzbar; durch einen einzigen festen Schlag mit dem Geologenhammer zu zerbrechen	25 bis 50
hoch	nur durch mehrere Schläge mit dem Geologenhammer zu zerbrechen	50 bis 100
sehr hoch	nur durch sehr viele Schläge mit dem Geologenhammer zu zerbrechen	100 bis 250
außerordentlich hoch	durch Schläge mit dem Geologenhammer lösen sich nur Splitter	mehr als 250

<sup>a</sup> Manche sehr weiche Gesteine verhalten sich wie Boden und sollten daher auch als solche nach ISO 14688-1 beschrieben werden.

ANMERKUNG Die einaxiale Druckfestigkeit kann nicht immer im Feld bestimmt werden; daher werden oftmals Punktlastversuche verwendet, um die Festigkeit von Gestein annähernd zu bestimmen.

Tabelle 4: Einstufung der einaxialen Druckfestigkeit (UCS) gemäß EN ISO 14689

In der Erkundungskampagne 2007/2008 wurden neun Erkundungsbohrungen entlang der geplanten Tunnelstrecke durchgeführt.

Die Bohrungen werden mit K1 bis K9 bezeichnet und reichen bis etwa NAP +20 m. Die südlichste Erkundungsbohrung ist die Bohrung K9, die nördlichste ist K1.

In den Bohrungen K1 bis K9 wurden unter den quartären und tertiären Schichten folgende Kalksteinpakete angetroffen:

Erkundungsbohrung	Kalksteinpaket
K9 bis K6	„Kalksteen 2“ mit sehr geringer Festigkeit
K5	„Kalksteen 2“ mit außerordentlich geringer Festigkeit
K4	"Kalksteen 1" mit außerordentlich geringer Festigkeit und darunter „Kalksteen 2“ mit außerordentlich geringer Festigkeit
K3 bis K1	"Kalksteen 1" mit außerordentlich geringer Festigkeit

Tabelle 5: Angetroffene Kalksteinpakete in der Maastricht-Formation [U 2]

Die Bohrungen K4 und K5 befinden sich in unmittelbarer Umgebung des tektonischen Versatzes.

Die im Labor ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten (UCS) sind im folgenden Bild und abhängig von der Tiefe dargestellt [U 9.4].

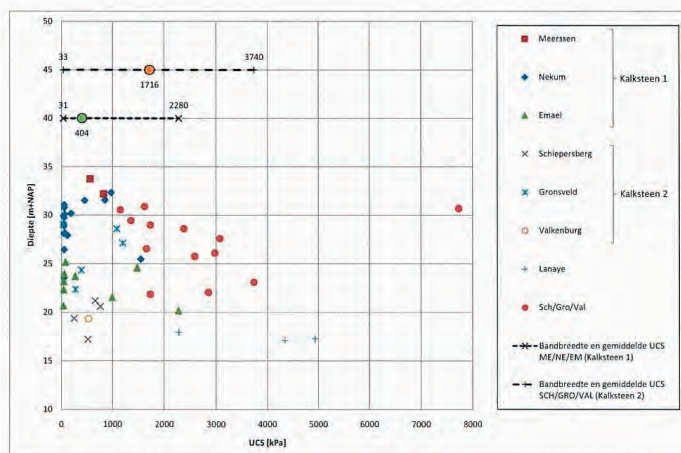


Bild 13: Einaxiale Druckfestigkeiten (UCS) der Kalksteinpakete der Maastricht-Formation in Abhängigkeit der Tiefe [U 9.4]

In der folgenden Grafik sind die einaxialen Druckfestigkeiten dem RQD-Wert der Kalksteine der Maastricht-Formation und Gulpen-Formation gegenübergestellt.

Die Kalksteinpakete des „Kalksteen 1“ mit außerordentlich geringer einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins haben wenige Trennflächen und sind homogener.

Die Kalksteinpakete des „Kalksteen 2“ haben durchschnittlich eine geringe einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins, haben mehr Trennflächen und sind somit inhomogener.

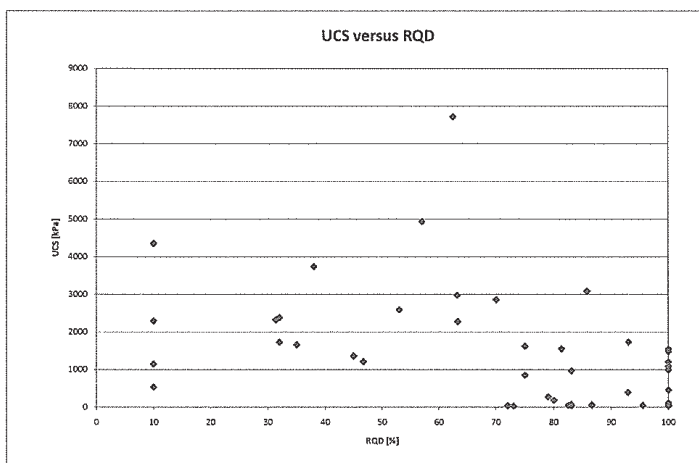


Bild 14: Einaxiale Druckfestigkeiten (UCS) der Kalksteinpakete der Maastricht-Formation in Abhängigkeit des RQD-Wertes [U 9.4]

Gemäß [U 9.5] wurden geophysikalische Messungen (Reflexions- und Refraktions-seismik) durchgeführt. Hinweise auf Hohlräume oder Kavernen wurden in [U 9.5] sowie in den Unterlagen (siehe Kap. 2.1) keine gegeben.

## 6. Injektionstechnologien

### 6.1 Vorhandene Injektionstechnologien

Injektionsmaßnahmen haben im Allgemeinen den Zweck die Wasserdurchlässigkeit des Baugrunds zu verringern und/oder die Festigkeit des Baugrunds zu erhöhen.

Bei den Injektionstechnologien sind unterschiedliche Ausführungen möglich:

- a) Niederdruckinjektionen (DIN EN 12715:2000 „Injektionen“)
- b) Düsenstrahlverfahren (DIN EN 12716;2001, VOB C DIN 18321)
- c) Compensation Grouting (DIN EN 12715:2000 „Injektionen“)
- d) Compaction Grouting (Verdichtungsinjektion) (DIN EN 12715:2000 „Injektionen“)

Die Injektionsmaßnahmen werden im Folgenden kurz erläutert:

Zu a)

Niederdruckinjektionen arbeiten üblicherweise mit Injektionsdrücken von 20 bis 40, maximal 100 bar. Für diese Art der Injektionstechnik werden hauptsächlich Materialien auf Zement- oder Kunstharzbasis verwendet. Es werden Hohlräume wie Poren im Lockergestein, Klüfte im Festgestein, Karsthohlräume u.ä. verfüllt. Man unterscheidet je nach Anwendung zwischen Lanzen-, Packer- und Manschetteninjektionen. Niederdruckinjektionen werden häufig zur Verringerung der Durchlässigkeit des Baugrunds eingesetzt.

Zu b)

Das Düsenstrahlverfahren (DSV, jet grouting, Soilcrete-Verfahren) ist in allen Bodenarten (Ton bis Grobkies) einsetzbar; hier löst ein Hochdruckstrahl den anstehenden Boden und durchmischt bzw. ersetzt diesen mit Zementsuspension. Umdrehungszahl, Ziehgeschwindigkeit, Größe der Düsen und Druck bestimmen abhängig von der Art des Baugrundes die erzielbaren Durchmesser der DSV-Säulen. In-situ-Tests bzw. Probefelder sind zwingend erforderlich.

Zu c)

Beim Compensation Grouting wird im Einzelschritt örtlich gezielt eine meist vorab definierte Menge von hydraulisch erhärtender Suspension unter Druck in den Boden eingebracht. Dabei entstehen künstliche Klüfte (Frac), die mit Injektionsgut gefüllt werden.

Im Festgestein als Rock-Fracturing bezeichnet, werden bei diesem Verfahren vorhandene Diskontinuitäten aufgeweitet / aufgerissen und mit Injektionsmaterial verfüllt werden.

Zu d)

Beim Compaction grouting im Lockergestein werden analog zu b) Körper aus Injektionsmaterial hergestellt. Der anstehende Boden wird dabei jedoch verdrängt und verdichtet.

Als Injektionsmittel werden folgende Materialien verwendet, wobei die Zementsuspensionen aufgrund Ihrer breiten Anwendbarkeit und Umweltverträglichkeit bevorzugt werden:

- Zementsuspensionen
- Kunststofflösungen und chemische Injektionsprodukte
- Wasserglaslösungen
- Ultrafeinzement / Feinstbindemittel
- Mörtel

## 6.2 Mögliche und zielführende Injektionstechnologien

Für die im vorliegenden Projekt zu injizierende Tiefenzone von etwa NAP+32 m bis NAP+29 m (also 16 m bis 19 m unter Geländeoberfläche) sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Baugrubensohle des Tunnelbauwerks liegt auf einer Strecke von etwa 1,7 km etwa 2 m bis 4 m in den Kalksteinen.
- Im Südbereich des Tunnels bis zum tektonischen Versatz (Nähe Voltastraat) ist der „Kalksteen 2“ von sehr geringer einaxialer Druckfestigkeit zu erwarten.
- In Nordbereich bis zum tekt. Versatz (Nähe Voltastraat) sind „Kalksteen 1“ und in Nähe des Versatzes auch „Kalksteen 2“, beide von außerordentlich geringer einaxialer Druckfestigkeit, zu erwarten.
- Nach bisherigem Planungsstand sollen im Nordbereich des Tunnels (Nordportal bis tektonischer Versatz bei Voltastraat) in der erwähnten Tiefenzone die Kalksteine verfestigt werden.



Niederdruckinjektionen sind eingeschränkt anwendbar, da im zu injizierenden Festgestein nicht ausreichend Trennflächen vorhanden sind.

Das Düsenstrahlverfahren ist zum Einen für alle Arten von Lockergestein und herstellungstechnisch sehr flexibel einsetzbar. Es ist zudem einsetzbar in stark verwitterten, entfestigten und gering verfestigten Festgesteinen mit außerordentlich geringer Druckfestigkeit. Unterschiede der erzielbaren Säulendurchmesser sind zu beachten.

Das Compensation grouting ist eher unzuweckmässig, da es mit diesem Verfahren schlecht möglich ist, definierte Injektionskörper -wie geplant- herzustellen.

Das Compaction grouting wird für alle Arten von Lockergestein angewendet und stößt bei hohen Lagerungsdichten oder Konsistenzen des Lockergesteins an seine technischen Grenzen. Im Festgestein ist das Verfahren nicht anwendbar.

## 7. Düsenstrahlverfahren in Festgesteinen

Aufgrund der Bewertung und der projektbezogenen Aspekte –wie in Kap. 6.2 erwähnt- steht mit dem Düsenstrahlverfahren eine Technologie zur Verfügung, die unter der Einhaltung der maßgebenden Randbedingungen, die Planungsaufgabe erfüllen dürfte.

Im Folgenden wird das Düsenstrahlverfahren etwas näher erläutert und es werden einige Hinweise zu Vorversuchen und Kontrollen gegeben.

### 7.1 Verfahrensbeschreibung

Wie in Kap. 6 erwähnt, wird bei diesem Verfahren der anstehende Boden mit einem Hochdruckdüsenstrahl in seinem Gefüge gelöst und mit einer Zementsuspension ersetzt bzw. durchmischt. Dabei entstehen Säulen aus „Erdbeton“ bzw. „Boden-Zementkörper“ (siehe Bild 15).



**Bild 15: Foto von Düsenstrahlsäulen / DSV-Säulen (Firmenprospekt)**

Zur Herstellung der DSV-Säulen wird mit einem Gestänge bis auf die vorgesehene Tiefe abgebohrt, wobei Bohrwerkzeug und Spülung der Bodenart entsprechend gewählt werden. Im vorliegenden Projekt im geplanten Tiefenbereich mit Festgesteinen von außerordentlich geringer einaxialer Druckfestigkeit sollte beim Abbohren mit Wasser vorgeschritten werden, um einen größeren Durchmesser der Injektionssäule zu erzielen und den Verbrauch an Zementsuspension zu optimieren.

Beim anschließenden Ziehen des Bohrgestänges wird das Injektionsgut mit Drücken von ca. 400 bar aus am unteren Rand angebrachten Düsen ausgepresst und der Boden aufgeschnitten. Die Strahlgeschwindigkeit beträgt bis zu 200 m/s.

Durch die Wahl der entsprechenden Herstellungsparameter lassen sich Form und Größe der entstehende Körper in Abhängigkeit von anstehenden Boden beeinflussen.

Die wichtigsten Herstellungsparameter sind:

- Ziehgeschwindigkeit des Gestänges
- Umdrehungsgeschwindigkeit des Gestänges
- Pumprate
- Verpressdruck

- Verpressmenge
- Düsenanzahl und Düsendurchmesser
- Luftmenge und Druck
- Rezeptur der Suspension

Die entstehenden Körper können die Formen von Lamellen, Teilzylinder und zylindrischen Körpern annehmen.

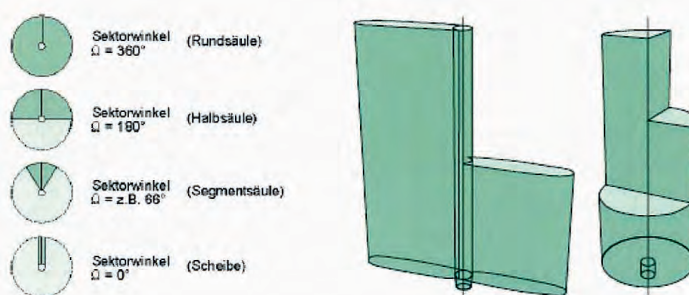


Bild 16: Mögliche Formen der DSV-Säulen (Firmenprospekt)

Für das Düsenstrahlverfahren stehen drei Herstellungsverfahren zur Verfügung (siehe Bild).

### Herstellungsverfahren

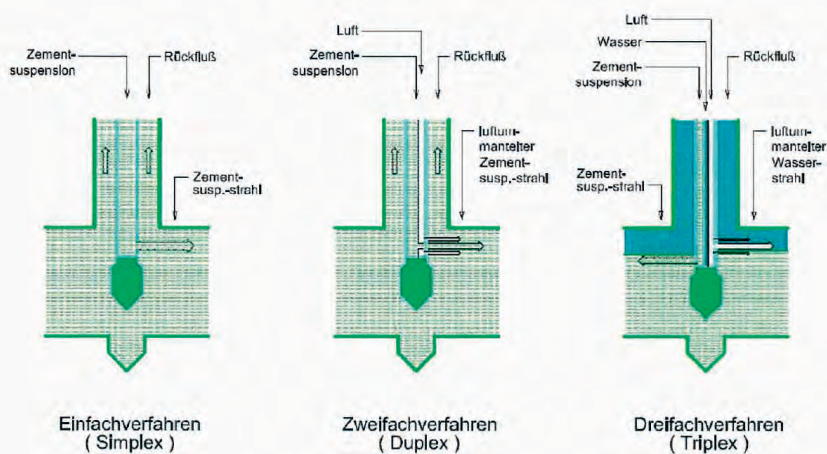


Bild 17: Herstellungsverfahren Simplex, Duplex und Triplex (Firmenprospekt)

**Einfachverfahren (Simplex):**

Beim Einfachverfahren schneidet ein Hochdruckstrahl aus Zementsuspension den Baugrund auf und durchmischt ihn mit der Suspension. Dieses Verfahren eignet sich vor allem für geringe Tiefen und horizontale Düsenstrahlinjektionen.

**Zweifachverfahren (Duplex):**

Beim Zweifachverfahren wird der Schneidstrahl über ein Duplexgestänge mit Druckluft ummantelt. Im Vergleich zum Einfachverfahren können mit dem Zweifachverfahren Düsenstrahlkörper mit wesentlich größeren Durchmessern in weitaus tieferen Bereichen hergestellt werden.

**Dreifachverfahren (Triplex):**

Beim Dreifachverfahren schneidet ein Triplexgestänge mit einem ummantelten Wasserstrahl den Baugrund auf. Die Zementsuspension wird dabei über eine separate Düse unterhalb des Schneidstrahls eingebracht und mit dem gelösten Baugrund vermischt.

Dieses Verfahren kann bei Böden mit hohen Konsistenzen oder Lagerungsdichten sowie bei Festgesteinen mit außerordentlich geringen einaxialen Festigkeiten eingesetzt werden.

Dieses Verfahren wurde bereits angewendet, um eine Baugrube mit einem unterirdischen horizontalen Steifenrost zu versehen (siehe Bild)

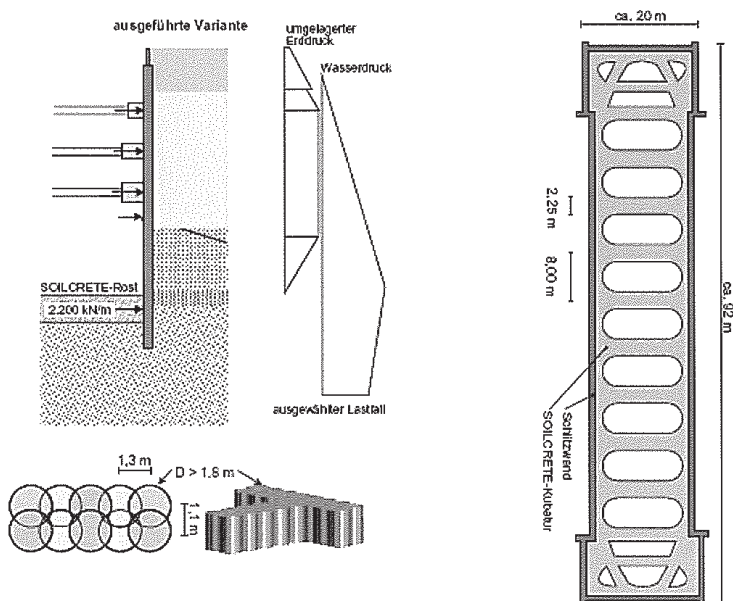


Bild 18: Herstellung eines horizontalen Steifenrosts mit DSV-Säulen (Firmenprospekt)

## 7.2 Vorversuche und Maßnahmenplanung

Für die Anwendung dieses Verfahren sind Vorversuche in Probefeldern auszuführen.

Ziel der Vorversuche ist die Detailplanung der Injektionsmaßnahme. Folgende Aspekte sind zu betrachten:

- Bestimmung der Zusammensetzung des Injektionsgutes
- Lage, Länge und Durchmesser der DSV-Säulen
- Phaseneinteilung der Injektionsmaßnahme und Abbruchkriterien jeder Injektionsetappe
- Bestimmung der aufzunehmenden Bohr- und Injektionsparameter und Kontrollen beim Injektionsvorgang
- Abschließende Kontrollen zur Überprüfung der Zielsetzungen

## 7.3 Kontrolle des Injektionserfolges

Zur Kontrolle des Injektionserfolges sind nach Abschluss der Vorversuche ausreichend Proben des injizierten Baugrunds zu entnehmen. Wichtige geotechnische Parameter, die zu ermitteln sind, sind:

- Einaxiale Druckfestigkeit (UCS)  $q_u$
- Reibungswinkel  $\varphi$
- Kohäsion  $c$
- Elastizitätsmodul  $E$

Weiterhin sind zur Kontrolle des Injektionserfolges, zu verifizieren:

- Säulendurchmesser
- Säulenlänge
- Überschneidung der Säulen untereinander

Für Düsenstrahlsäulen, welche aus einem Gemisch von Zementsuspension und Baugrund bestehen, werden folgende Kennwerte abgeschätzt (siehe dazu [U 17]), welche vor und während der Injektionsmaßnahmen verifiziert und gegebenenfalls angepasst werden müssen:

- Verbesserte UCS = 5 – 12 MN/m<sup>2</sup> (die maximal mögliche einaxiale Druckfestigkeit der Düsenstrahlsäulen entspricht in etwa der eines Betons C 12/15 mit UCS = 12 MN/m<sup>2</sup> für zylindrische Proben)
- Verbesserter Reibungswinkel = 35 - 45°
- Verbesserte Kohäsion= 200 - 500 kN/m<sup>2</sup>
- Verbessertes E-Modul= 1.000 – 10.000 MN/m<sup>2</sup>
- Durchmesser = 0,5 -1,0 m (max. möglich 1,2 m)

Zur Überprüfung der Druckfestigkeit der Düsenstrahlsäulen eignen sich einaxiale und triaxiale Druckversuche im Labor.

Zur Kontrolle des Injektionserfolges bzw. der Qualität der Düsenstrahlsäulen werden neben

- Laborversuchen
- auch Insitu-Versuche (z.B. Rammsondierungen, geophysikalische Cross-hole-tests, Hydrophonverfahren (siehe prEN 12 716, Anhang B (informativ) etc.)
- sowie die Meßdaten der Herstellungsparameter

ausgewertet.

#### 7.4 Fallbeispiele von Düsenstrahlverfahren in Festgestein

Einige Beispiele vom Düsenstrahlverfahren in Festgesteinen sind der folgenden Tabelle aufgeführt.

Fallbeispiele	Jahr	Quelle	Geotechnische Beschreibung	vorhandene	verbesserte	Säulendurchmesser	Säulenlänge
				einaxiale Druckfestigkeit	einaxiale Druckfestigkeit		
				[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
France, Paris, Parking Saint Michel	1994-1997	[U 13]	KALKSTEIN (french: calcaire grossier)	-	-	≥ 0,63	-
Monaco, Centre Culturel et des expositions	1993-1998	[U 13]	KALKSTEIN des Jura (french: Calcaire du jurassic)	-	-	-	3
Deutschland, Dresden, Flughafen-terminal Halle 219	1999	[U 14]	verwittertes FESTGESTEIN	-	-	-	5
Griechenland Athen, Metro	2004	[U 12] und [U 16]	Athener Schiefer: normal bis stark verwitterter metamorpher SCHLUFFSTEIN	UCS ≥ 0,8 MN/m <sup>2</sup>	7,4 (nach 7 Tagen)	max. Durchmesser 1,10 m mit Triple- System	keine Angaben
Türkei, Istanbul, Setat 2002 High rise residential	2002	[U 15]	extrem verwitterte GRAUWACKE	-	3,1 - 13,4	0,6 - 0,8	3 - 8
Deutschland, Brombach Vor-talsperre	1986	[U 11]	geklüfteter Keuper SANDSTEIN	UCS = 0,0 MN/m <sup>2</sup> - 10,0 MN/m <sup>2</sup>	-	TRIPLEX-STYSTEM: 1,0 m (vorh. UCS = 0 - 1), 0,7 m (vorh. UCS = 1- 3), 0,5 m (vorh. UCS=3-10)	-
Deutschland, Brombach Talsperre	-	[U 11]	geklüfteter Keuper SANDSTEIN	UCS = 0,0 MN/m <sup>2</sup> - 10,0 MN/m <sup>2</sup>	-	TRIPLEX-STYSTEM: 1,0 m (vorh. UCS = 0 - 1), 0,7 m (vorh. UCS = 1- 3), 0,5 m (vorh. UCS=3-10)	-
Deutschland, "kleine Roth"-Talsperre	-	[U 11]	geklüfteter Keuper SANDSTEIN	UCS = 0,0 MN/m <sup>2</sup> - 10,0 MN/m <sup>2</sup>	-	TRIPLEX-STYSTEM: 1,0 m (vorh. UCS = 0 - 1), 0,7 m (vorh. UCS = 1- 3), 0,5 m (vorh. UCS=3-10)	-
Kenia, Thika Talsperre	1993	[U 11]	entfestigter und stark verwitterter TUFFSTEIN	UCS = 0,0 MN/m <sup>2</sup> - 10,0 MN/m <sup>2</sup>	-	TRIPLEX-STYSTEM: 1,0 m (vorh. UCS = 0 - 1), 0,7 m (vorh. UCS = 1- 3), 0,5 m (vorh. UCS=3-10)	-

Tabelle 6: Fallbeispiele von Düsenstrahlverfahren in Festgesteinen

In [U 11] wird folgendes zur Anwendungsgrenze des Düsenstrahlverfahrens im Festgestein berichtet:

*„According to general experience it is no longer possible to achieve economic sealing by the jet grouting method above rock strength of 10 MN/m<sup>2</sup>.“*

Die Druckfestigkeiten der Kalksteine der Maastricht-Formation betragen gemäß den Laborergebnissen aus [U 2] (siehe Tabelle 3) 0,03 – 3,74 MN/m<sup>2</sup> und sind somit geringer als 10 MN/m<sup>2</sup>.

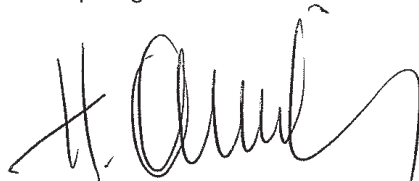
## 8. Schlussfolgerung / Bewertung

Das Düsenstrahlverfahren stellt eine in den Kalksteinschichten mit außerordentlich geringen einaxialen Druckfestigkeiten mögliche Technologie für die gewünschte Verfestigung dar. Erfahrungen in diesem Einsatzgebiet liegen jedoch nur begrenzt vor (siehe Tabelle 6).

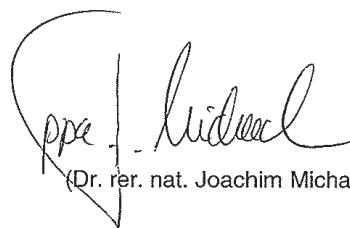
Die Eignung des Verfahrens, die technischen Parameter (Pumpendruck, Injektionsdruck, Ziehgeschwindigkeit, Drehgeschwindigkeit etc.) sowie die erzielbaren Säulendurchmesser sind in Vorversuchen an Probefeldern mit entsprechendem Maßnahmen- und Kontrollprogramm auszuführen.

Der Injektionserfolg muss baubegleitend durch ein noch detailliert festzulegendes Maßnahmen- und Kontrollkonzept permanent überprüft werden.

Bearbeiter:  
Dipl.-Ing. Donatello Mare



(Prof. Dipl.-Ing. Hubert Quick)



(Dr. rer. nat. Joachim Michael)

### Verteiler:

- |   |  |         |
|---|--|---------|
| - | Ingenieurgesellschaft Avenue2 (A. van Bas, C. Slagter) | digital |
| - | Ingenieurgesellschaft Avenue2 (A. van Bas)             | 1 Kopie |
| - | z. d. A. (Q-06/09)                                     | 1 Kopie |



Bijlage 8.3

**JAN MAERTENS**   
studiebureau voor grond- **PARTNERS**  
en funderingstechnieken

**Maastricht**  
**De Groene Loper**

**Second opinion in verband met uitvoerbaarheid van een  
jetgroutstempel in de "kalksteen".**

Avenue 2

Ref. 09-034  
24/03/09

Ref. 09.034

24/03/09

Pag 1

**JAN MAERTENS**   
**studiebureau voor grond- en funderingstechnieken** **PARTNERS**

**1. Probleemschets**

Voor de bouw van een tunnel in de A<sup>2</sup> te Maastricht heeft Avenue 2 een oplossing uitgewerkt waarbij over een bepaalde zone een jet groutstempel moet worden aangebracht onder het uitgravingspeil van de te realiseren bouwput.

Aan Jan Maertens & Partners werd advies gevraagd i.v.m. de uitvoerbaarheid van een dergelijk groutstempel in de ter plaatse aanwezige kalksteen.

Voor de uitvoering van een dergelijk groutstempel komen in principe alle mogelijke injectietechnieken in aanmerking. Op basis van een visueel onderzoek van de kalksteen waarin het groutstempel dient te worden gerealiseerd kan evenwel worden gesteld dat de in de kalksteen aanwezige poriën te klein zijn door middel van permeation grouting (= onder druk opvullen van de poriën) de vooropgestelde sterkte-eisen te kunnen halen. Ook door middel van fracture grouting (= teweegbrengen van scheuren en deze opvullen met cementspecie) kunnen de vooropgestelde karakteristieken onmogelijk gerealiseerd worden.

In hetgeen volgt zal dus worden nagegaan of het mogelijk om het groutstempel door middel van jet grouting te realiseren.

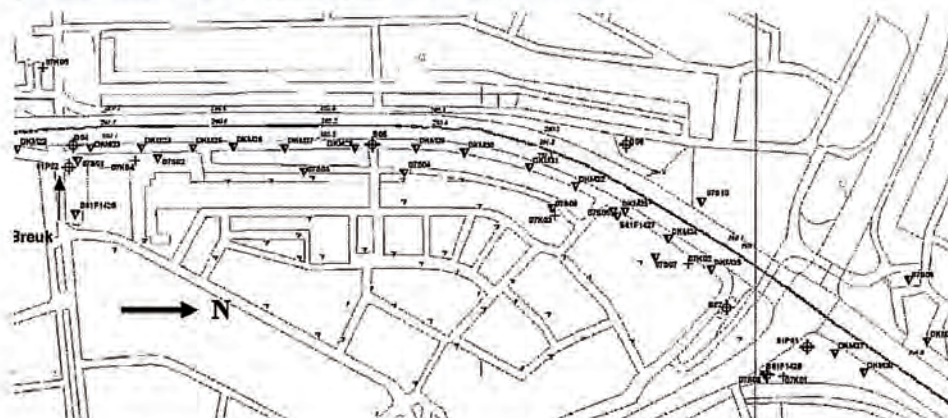
**2. Inventarisatie beschikbaar grondonderzoek**

**2.1 Overzicht gegevens**

- [Ref 1] : Uitgangspuntendocument Geotechniek REV.01-21/3/2008 opgesteld door ir. M.H.A. Brugman, Avenue 2.
- [Ref 2] : Beschrijving geologisch profiel n<sup>o</sup> 423120-0182, opgesteld door Geodelft.
- [Ref 3] : Beschrijving globale geologische en geotechnische situatie n<sup>o</sup> 423120-0123, opgesteld door Geodelft.
- [Ref 4] : De Groene Loper, Avenue 2, Specialistisch Rapport Bouwtechniek en Bouwtijd, Consultatie 16 nov '08 t/m 16 jan '09.

Langs het volledige tracé werden een aantal grondonderzoek campagnes uitgevoerd. In onderstaand figuur worden de onderzoekspunten weergegeven die liggen in het tunneltracé waar de groutstempel dient te worden uitgevoerd.

**JAN MAERTENS**   
studiebureau voor grond- en funderingstechnieken **PARTNERS**

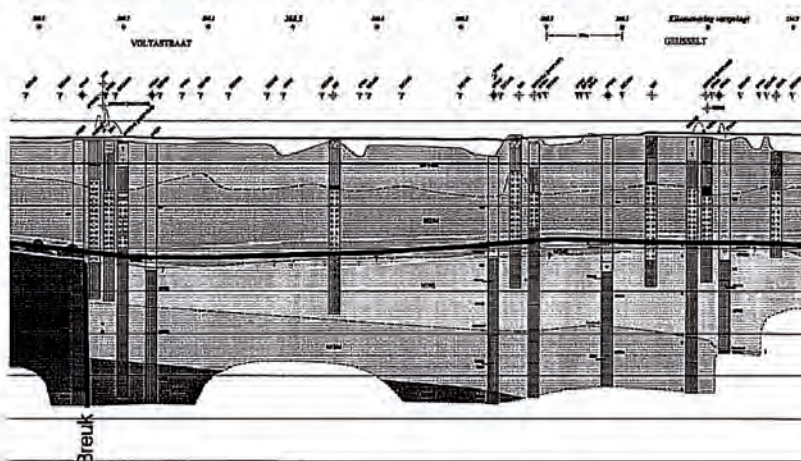


- [Ref 4] : DKM23 tot DKM39 - Sonderingen uitgevoerd door Fugro in 1998.
- [Ref 5] : B04 tot B07 - Boringen uitgevoerd door Fugro in 1998, boormethode onbekend.
- [Ref 6] : B61F1426 tot B61F1428 - Sonic boringen uitgevoerd door EGS sa in 2005
- [Ref 7] : 07K01 tot 07K04 - Kernboringen uitgevoerd door Fugro i.s.m Smet in 2007
- [ref 8] : 07S01 tot 07S10 - Sonderingen uitgevoerd door Lankelma in 2007.
- [ref 9] : Pressiometerproeven Ep boring 1 en Ep boring 2.
- [ref 10] : 0701G tot 0703G - puls/grijperboringen uitgevoerd door Hoelscher/ Heldens Horst in 2007

Op basis van het volledige grondonderzoek uitgevoerd langsheen het totale trace kon een subverticale extensiebreuk onderkend worden, dewelke in bovenstaande overzichtsfiguur wordt aangeduid. Ten noorden van deze breuk vindt men onder de Quartaire zand en grindlagen de kalkstenen van Meerssen, Nekkum en Emael tegen. Deze lagen worden als een geotechnische eenheid "Kalksteen 1" behandeld in de reeds opgestelde nota omtrent de geotechnische uitgangspunten [ref 1]. De kalksteenlagen ten zuiden van de breuk betreffen de kalkstenen van Schiepersberg, Gronsveld en Valkenburg, deze worden omschreven als "Kalksteen 2" in [ref 2].

In onderstaand uittreksel van de geologische doorsnede wordt dit duidelijk gevisualiseerd.

**JAN MAERTENS**   
studiebureau voor grond- en funderingstechnieken **PARTNERS**



De "kalksteen 2" blijkt voldoende sterk en stijf te zijn om de voorziene grondkering voor de realisatie van de tunnel zonder bijkomende injecties te kunnen uitvoeren, zie [ref 1]. De Noordelijk gelegen "kalksteen 1" zou dit echter niet zijn, zodoende het noodzakelijk wordt geacht om onder het onderpeil van de definitieve betonnen tunnelconstructie een groutinjectielaag aan te brengen die voldoende weerstand moet kunnen bieden om de grondkering stabiel te houden. Deze injectiezone bevindt zich op een diepte gaande van 16m onder maaiveld tot ca 18,5m onder maaiveld. Gezien deze zone ligt in de top van de "Kalksteen 1" wordt in volgende paragraaf specifiek gekeken naar de beschikbare informatie in deze topzone teneinde de sterkte en de stijfheid ervan specifiek te kunnen karakteriseren t.o.v. de meer algemene benadering voor de "kalksteen 1" in [ref 1].

## 2.2 Beschikbare info voor topzone "kalksteen 1"

### 2.2.1 Info uit [ref 4] : Sonderingen Fugro 1998

Deze sonderingen zijn allemaal te ondiep en reiken dus niet tot in de topzone van de "kalksteen 1".

### 2.2.2 Info uit [ref 5] : Boringen Fugro 1998

Uit deze boringen kan enkel de lithologische omschrijving worden beschouwd van de verschillende afgeboorde lagen, deze info zit vervat in bovenstaande geologisch profiel.

## JAN MAERTENS PARTNERS

studiebureau voor grond  
en funderingstechnieken

Volgens de lithologische beschrijving bestaat de top van de "kalksteen 1" uit zwak tot matig grindige mergel met het voorkomen van stenen.

### 2.2.3 Info uit [ref 6] : Sonic boringen EGS sa 2005

Uit de Sonic boringen kan ook de lithologie worden opgemaakt maar kan geen aanvullende informatie omtrent de sterkte of te stijfheid worden gehaald. Op de genomen monsters werd enkel een "formaniferen" onderzoek uitgevoerd om de kalksteenlaag beter geologisch te kunnen karteren.

### 2.2.4 Info uit [ref 7] : Kernboringen Smet 2007

Op basis van de geologische beschrijving in deze boringen kan gesteld worden dat het hier voornamelijk gaat over zwakke tot goed gepakte karbonaatzanden/kalkarenieten met het voorkomen van dunne tot zeer dunne harde "Chert" banken.

In deze kernboringen werden een groot aantal stalen genomen die in het laboratorium beproefd werden (UCS, Braziliaanse splijtproef, Tri-axiaalproeven).

In onderstaande tabellen worden de resultaten van de relevante proeven weergegeven.

UCS Proeven				
Boring	Monster	Diepte [m-maaiveld]	UCS [kPa]	E <sub>50</sub> [MPa]
07K01	Ucs 54	15,5	820,0	170,0
	Ucs 37	18,6	38,0	4,4
07K02	Ucs 10	16,4	851,0	178,0
	Ucs 13	18,0	31,3	2,5
	Ucs 14	19,85	46,4	4,4
07K03	Ucs 40	15,1	53,3	6,5
	Ucs 41	17,7	56,6	4,0
	Ucs 42	17,95	111,4	11,2
07K04	Ucs 1	15,8	453,9	67,0
	Ucs 2	16,25	48,4	3,7
	Ucs 3	17,13	186,6	20,8
	Ucs 4	17,24	59,9	5,6
	Ucs 5	17,55	51,9	4,3
	Ucs 6	18,4	45,9	2,2

De volgende gemiddelde waarden op alle proeven kunnen hieruit gehaald worden:

# JAN MAERTENS PARTNERS

studiebureau voor grond  
en funderingstechnieken

$$UCS_{gem-totaal} = 205kPa \text{ (STDEV : 289kPa)}$$
$$E_{50-gem-totaal} = 35MPa \text{ (STDEV : 61MPa)}$$

Het wordt echter uit de analyse van de resultaten duidelijk dat er vermoedelijk 2 populaties aan resultaten aanwezig zijn. De eerste populatie bevat monsters UCS 54, 10, 42, 1 & 3 en geeft de hoogste resultaten. De tweede populatie betreft de overblijvende monsters. Na onderscheid van deze populaties kunnen volgende waarden gevonden worden (STDEV staat voor standaard deviatie):

$$UCS_{pop1} = 48kPa \text{ (STDEV : 9kPa)}$$
$$E_{50-pop1} = 4MPa \text{ (STDEV : 1MPa)}$$

$$UCS_{pop2} = 485kPa \text{ (STDEV : 345kPa)}$$
$$E_{50-pop2} = 89MPa \text{ (STDEV : 80MPa)}$$

Vermoedelijk bestaat de 2<sup>e</sup> populatie uit monsters met harde silexkeien/lagen hetgeen de grotere waarden verklaard. Op basis van de foto's genomen van de monsters na breuk kan geen duidelijk onderscheid gemaakt worden omtrent de vorm en/of helling van de glijvlakken tussen de 2 populaties.

Het valt ook op te merken dat populatie 1 gekenmerkt wordt door een betrekkelijk lage standaard deviatie.

<b>Braziliaanse splijtproef</b>			
Boring	Monster	Diepte [m-maaiveld]	treksterkte [kPa]
07K01	b13	16,7	40
	b14	16,72	65
07K03	b15	17,1	44

<b>Tri-axiaal proeven</b>			
Boring	Diepte [m-maaiveld]	$\phi$ [°]	c [kPa]
07K02	18,6	43,9	11,0
07K03	16,2	35,8	43,2
	19,4	42,2	15,3
07K04	15,2	44,8	8,8
	15,6	40,7	41,2
	18,6	42,5	7,5

## JAN MAERTENS PARTNERS

studiebureau voor grond-  
en funderingstechnieken

Uit de triaxiaal proeven kunnen volgende gemiddelde waarden worden weerhouden:

$$\phi_{\text{gem}} = 41,65^\circ \text{ (STDEV : } 3,2^\circ\text{)}$$
$$c_{\text{gem}} = 21,17\text{kPa (STDEV : } 16,52\text{kPa)}$$

### 2.2.5 Info uit [ref 8] : Sonderingen Lankelma 2007

Op basis van deze sonderingen kan gesteld worden dat de top van de "kalksteen 1" zich zeer homogeen voordoet wat betreft de conusweerstand en het wrijvingsgetal en gekenmerkt wordt door volgende waarden:

$$q_c = 22\text{MPa à } 28\text{MPa}$$
$$R_f = 0,5\% \text{ à } 1\%$$

### 2.2.6 Info uit [ref 9] : Pressiometerproeven

Uit de pressiometerproeven kunnen onderstaande resultaten gevonden worden.

Boring	Pressiometerproeven		
	Diepte [m-maaiveld]	$E_M$ [MPa]	$P_{\text{max}}$ [bar]
Ep 1	17,9	70,98	50
	21,2	47,80	48
Ep 2	16,0	81,90	44

De pressiometerproeven in boring Ep 2 op een diepte van 18,7m en 19,7m zijn mislukt doordat geen data meer kon worden opgemeten voor een druk groter dan 3,5 bar. De getemen volumes na 60 seconden bedroegen hier reeds het maximum van de sonde.

### 2.2.7 Info uit [ref 10] : Puls/Grijper boringen

De pulser grijper boringen reiken maar net tot in de top van "Kalksteen 1" en geven derhalve geen nuttig info omtrent de topzone van de "kalksteen 1" (maximum diepte korrelgrootteverdelingen is 10m).

### 2.2.8 Info uit [ref 3] : Rapport Geodelft 2007

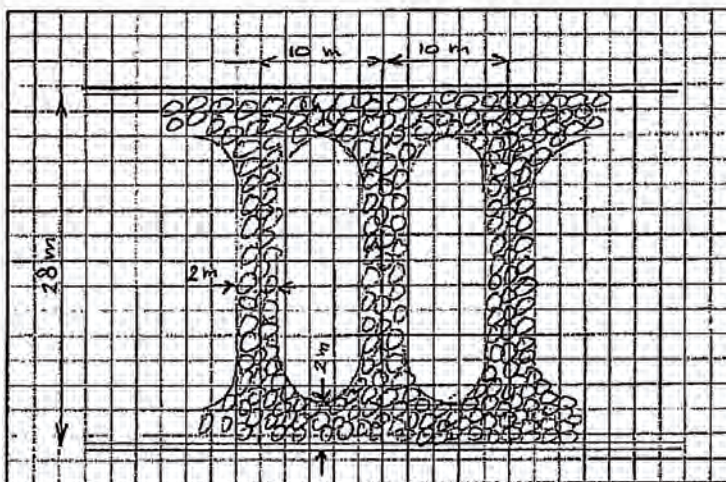
Op p14 van dit rapport onder § 3.5.3 kan men volgende quotes lezen:





**JAN MAERTENS**   
studiebureau voor grond en funderingstechnieken **PARTNERS**

Opgemerkt wordt dat in de berekening is uitgegaan van een lage ongedraineerde schuifsterkte van de gegrouete kalksteen in het stempel.  
Naar verwachting zal voor de gegrouete kalksteen een UCS-waarde van circa 3000 kPa, ofwel een ongedraineerde schuifsterkte van 1500 kPa,.  
Dit betekent dat voor de stempelfunctie (exclusief gording-functie voor overdracht naar de wand, slechts 10% van het oppervlak gegroot behoef te worden. Veiligheidshalve wordt uitgegaan van een dubbele dikte (dus 20%).  
Uitgaande van een stempel- en "gording"breedte van 2 m voor het verkrijgen van een stempelraam, is met inbegrip van de verbreding voor het verkrijgen van boogwerking een totaal oppervlak van circa 40% van het totale bouwputoppervlak te worden gegroot (zie figuur 3).



Figuur 3 : Bovenaanzicht principe stempelraam met groutkolommen

**3. Beoordeling van de mogelijkheid tot het uitvoeren van jet groutkolommen.**

Voor de beoordeling van de mogelijkheid tot het uitvoeren van jet groutkolommen in kalksteen kan gesteund worden op informatie afkomstig van:

- eerder in kalksteen uitgevoerde jet grouting
- literatuuronderzoek
- theoretische benaderingen
- ervaringsgegevens

**3.1 Eerder in kalksteen uitgevoerde jet grouting**

Smet-Boring heeft eind jaren '80 jet groutkolommen uitgevoerd bij een raffinaderij in Seneffe voor de versteviging van een reeds uitgevoerde paalfundering. De palen waren aangezet

## JAN MAERTENS studiebureau voor grond en funderingstechnieken **PARTNERS**

bovenop een kalksteenlaag waarin nogal wat karstholttes bleken voor te komen. Door middel van jet grouting werden de in de kalksteen aanwezige holten opgevuld (plaatselijk > 15m<sup>3</sup>) en werd de verweerde kalksteen onder de aanzet van de palen verbeterd. Bij de ingebruikname van de paalfundering hebben er zich geen noemenswaardige zettingen voorgedaan.

Bij het op diepte boren van de groutstangen werden de boorparameters geregistreerd ten einde informatie te verkrijgen betreffende de hardheid van de kalksteen. Voor de interpretatie van de boorparameters werd vooral gebruik gemaakt van de vooruitgangssnelheid.

### 3.2 Literatuuronderzoek

In de literatuur werd als dusdanig geen informatie gevonden i.v.m. de uitvoering van jet groutkolommen in kalksteen.

Volgende artikels bevatten wel bruikbare informatie:

- L. Wichter en M. Kügler, Fehstellen in Düsenstrahlkörpern durch Inhomogenitäten im Baugrund, Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz.

In dit artikel worden de resultaten beschreven van proeven op ware grootte, die werden uitgevoerd aan de universiteit van Cotthius. Daarbij werden jetgroutkolommen uitgevoerd in een zandmassief waarin een laag geschiebemergel met een dikte van 0,50m was opgenomen. De eigenschappen van de geschiebemergel worden niet medegedeeld. Er wordt alleen medegedeeld dat ter hoogte van de geschiebemergel de diameter van de gerealiseerde kolom slechts 80% bedroeg van de in het zand gerealiseerde diameter (= 1,20m i.p.v. 1,50m). In het midden van de kolom was de mergel volledig losgesneden in stukken van 10<sup>-1</sup> à 10<sup>-3</sup> m. Aan de rand van de kolom was de mergel niet volledig losgesneden en was er een geleidelijke overgang van de kolom naar de niet versneden mergel.

- A. Anagnostopoulos en I. Mihalidis, Panel discussion: Jet grouting experience in soft rock conditions, 14th ICSMGE, 1997.

In het kader van de bouw van de metro van Athene werden heel wat proeven uitgevoerd i.v.m. jet grouting in verweerde schist. Daarbij werd afgeleid dat de diameter van de gerealiseerde kolom in een belangrijke mate wordt bepaald door de energie van de gebruikte jet, cfr. onderstaande figuur.

# JAN MAERTENS PARTNERS

studiebureau voor grond- en funderingstechnieken

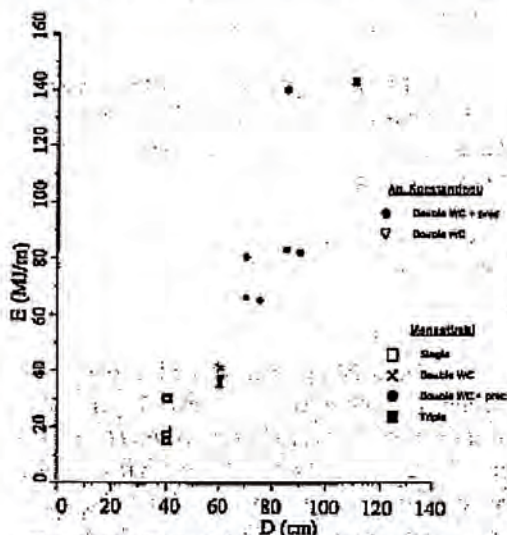


Figure 1. Specific Jet Grouting Energy (E,) vs Diameter (D)

### 3.3 Theoretische benaderingen

In het verleden is reeds meermaals geprobeerd om door middel van theoretische benaderingen de reikwijdte van een jet groutstraal te bepalen. De betrouwbaarheid van deze benaderingen is tot nu toe uiterst beperkt gebleken.

### 3.4 Ervaringsgegevens

Van de resultaten van de op de kalksteen uitgevoerde proeven (= CPT, triaxiaal) en van de visuele waarnemingen (= het materiaal verpulvert vrij gemakkelijk wanneer men het tussen de vingers wrijft) kan worden afgeleid dat de kalksteen zich gedraagt als een korrelig materiaal dat een zekere samenhang heeft. Op basis van de gedane visuele waarnemingen mag worden aangenomen dat de samenhang afkomstig is van de aanwezigheid van fijne deeltjes in de contactpunten tussen de korrels en niet van een chemische binding. Ten aanzien van de uitvoering van jetgrouting mag er dan ook worden uitgegaan dat de kalksteen zich zal gedragen als een zeer dichtgepakt zand dat een zekere samenhang heeft.

## **JAN MAERTENS** **studiebureau voor grond- en funderingstechnieken** **PARTNERS**

Omwille van de bij de triaxiaalproeven gemeten samenhang (= cohesie 7,5 à 43kPa) wordt voorgesteld wordt er om er van uit te gaan dat er in de kalksteen groutkolommen kunnen worden uitgevoerd waarvan de diameter 60 à 80% bedraagt van de diameter van de groutkolommen welke in zeer dichtgepakt zand kunnen worden uitgevoerd.

Aangezien er in dichtgepakt zand gemakkelijk groutkolommen met een diameter van 2,0m kunnen worden uitgevoerd wanneer er gebruik gemaakt wordt van een voldoende zware pomp (cfr. referenties in bijlage), moet het dus mogelijk zijn om in de kalksteen groutkolommen met een diameter van 1,20 à 1,60m uit te voeren. Voorgesteld wordt om veiligheidshalve uit te gaan van een kolomdiameter van 1,20m.

Strikt genomen moet ervan worden uitgegaan dat het niet mogelijk zal zijn om groutkolommen met een dergelijke diameter uit te voeren op plaatsen waar de druksterkte van de kalksteen aanzienlijk meer bedraagt dan de vooropgestelde 50 kPa. Dienaangaande moet dan evenwel worden opgemerkt dat de door Iankelma uitgevoerde diepsonderingen allemaal tot een vrij grote diepte in de kalksteen konden worden uitgevoerd, hetgeen laat vermoeden dat de zones waar kalksteen met een veel hogere druksterkte voorkomt eerder beperkt zijn.

Op basis van de beschikbare ervaring kan er worden van uitgegaan dat de gemiddelde druksterkte van de gerealiseerde groutkolommen wellicht ca. 8 MPa zal bedragen, dit is beduidend minder dan de gemiddelde druksterkte die in zuiver zand verkregen wordt en die tot 12 à 15 MPa kan bedragen.

Ten behoeve van het uiteindelijk ontwerp van het jetgroutstempel zullen er in ieder geval een aantal proefkolommen moeten worden uitgevoerd.

#### **4. Aanbevelingen met betrekking tot de uitvoering van de jet groutkolommen in de kalksteen.**

Voorgesteld wordt om bij de uitvoering van de jet groutkolommen in de kalksteen gebruik te maken van de bi-jet methode (= grout of waterstraal, omhuld met een luchtmantel) en om in eerste instantie voor te snijden met water. Deze aanbeveling is gebaseerd op het feit dat voor het lossnijden van zeer dichtgepakt zand een grote energie vereist is. Door het voorsnijden met water moet worden voorkomen dat er in de vloeibare grout een grote overdruk ontstaat ten opzichte van

**JAN MAERTENS**   
**studiebureau voor grond- en funderingstechnieken** **PARTNERS**

de hydrostatische grondwaterdruk waardoor het lossnijden van de korrels kan worden bemoeilijkt.

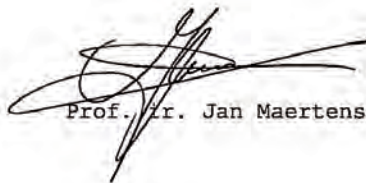
Verder zal er bij de keuze van de aan te houden tussenafstand tussen de kolommen terdege rekening mee moeten worden gehouden dat de voorboringen doorheen een grindlaag moeten worden uitgevoerd en dat er altijd een zeker risico bestaat dat de boorstangen in dergelijke lagen een belangrijke afwijking vertonen t.o.v. de verticale. Voorgesteld wordt dan ook om na te gaan of het mogelijk is om de groutkolommen van een zo laag mogelijk peil uit te voerden. Op deze wijze kan de hoogte beperkt worden waarover er doorheen de grindlaag moet geboord worden. Een andere mogelijke maatregel om de afwijking van de boorstangen te beperken bestaat erin om voor te boren met behulp van zware boorbuizen eventueel in combinatie met het aanbrengen van voerbuizen.

**5. Dimensionering van het jet groutstempel.**

Bij de dimensionering van het jet groutstempel moet er terdege rekening mee worden gehouden dat het gerealiseerde groutmassief nooit volledig homogeen zal zijn, d.w.z. dat er op een aantal plaatsen groutinsluitels kunnen voorkomen tussen de kolommen.

Bij de bepaling van de in de groutstempel toelaatbare spanning moet worden uitgegaan van de karakteristieke sterkte van de grout en moeten de gebruikelijke veiligheidscoëfficiënten worden toegepast.

Mechelen, 24 maart 2009

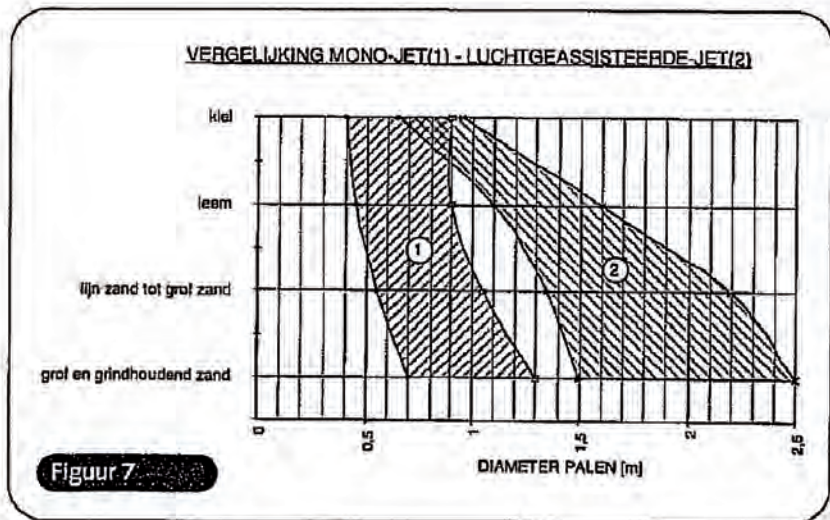
  
Prof. Ir. Jan Maertens

  
Ir. l.c. Bart Van Zegbroeck

**JAN MAERTENS**   
studiebureau voor grond- en funderingstechnieken **PARTNERS**

Bijlage: Enkele referentie betreffende de diameter van groutkolommen uitgevoerd in dichtgepakt zand.

P De Vleeshauer en J Maertens, Jet-grouting: Hoeveer staan we?, Geotechniek juli 1999



J De Wit et al., Design and validation of jetgrouting for the Central Station Amsterdam, European Conference Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2007

Onder het Centraal Station in Amsterdam werden in de dichtgepakte zandlagen tussen 20 en 25m diepte groutkolommen uitgevoerd met een diameter van 2m à 2,2m, cfr onderstaande tekst.

**JAN MAERTENS**   
**studiebureau voor grond- en funderingstechnieken** **PARTNERS**

**2 JEGROUT DESIGN LAYOUT**

The design of the Sandwich wall consists of two rows of steel Tubex piles of diameter around 450mm surrounded by jetgrout material. The column layout consists generically of 800-1000mm diameter single system columns formed between the Tubex piles and 2000-2200mm diameter double system columns to infill the gaps between the two rows of piles and jetgrout perimeter columns. The jetgrout columns were jetted full height from a depth of around 29m (-28m NAP) to within 1m of ground level. Figure 1 shows the schematic arrangement of the wall in plan. The two lines of Tubex piles are around 2.5m apart and spaced at around 1m centres.

Doctoraat Almer van der Stoel,

In het proefschrift van Almer van der Stoel worden de resultaten medegedeeld van een Praktijk proef die ten behoeve van de realisatie van de Noord-Zuidlijn werd uitgevoerd. Daar bij werd ook een groutkolom met een diameter van meer dan 2m gemaakt (door Solétanche), cfr. onderstaande tabel.

Table 5.4 Dimensions of the Jet Grouted Columns.

Column	Designed diameter $\varnothing_d$ (m)	Realised diameter $\varnothing_r$ (m)	Grouting		wcr
			From NAP (m)	To	
A, B	1.0	1.45, 1.40	-35	-2	1.0
C, D	2.0	2.60, 1.55	-35	-2	1.0
E, F	1.0	-, -	-22	-10	1.0
X1	1.0	1.20	-22	-2	0.8
X2	1.0	1.40	-22	-2	1.2
W1,2,3	1.0	-, -, -	-13.5	-11.5	1.0





# Bijlagen 9

## Bijlagen 9

### **Bijlage 9.1**

Referentieprojecten in grond gevormde stempels.

### **Bijlage 9.2**

Referentieprojecten in grond gevormde stempels.

Bijlage 9.1

Referentie in grondgevormde stempels uit: vortrag auf der Deutschen Baugrundtagung 1994, Köln

27.07.09

Raabe, Kalthoff, Stewering: "Sohlaussteifung einer tiefen Baugrube unter Anwendung des Soilcrete-Verfahrens", 1994; Seite 1

**Sohlaussteifung einer tiefen Baugrube unter Anwendung des SOILCRETE-Verfahrens**

Dr.-Ing. E.W.Raabe, *Keller Grundbau GmbH*  
Dipl.-Ing. D.Kalthoff, *Hochtief AG*  
Dipl.-Ing. T.Stewering, *Stadtbahnbauamt Duisburg*  
Vortrag auf der Deutschen Baugrundtagung 1994, Köln; aktualisierte Fassung nach Aushub der Baugrube

**Einleitung**

Die Stadt Duisburg baut mit finanzieller Unterstützung des Bundes und des Landes Nordrhein-Westfalen die Teilabschnitte 7 und 8a der **Stadtbahn**. Es handelt sich dabei um die Ruhr- und Hafenerquerung sowie den Bereich Meiderich.

Die Gesamtlänge der Baumaßnahme beträgt 3.640 m. Sie umfaßt ca. 6.200 m eingleisige Tunnelstrecke, die mit Erddruck- und Hydroschild jeweils mit Stahlübbingausbau aufgeföhren wird, sowie die Stadtbahn-Bahnhöfe *Auf dem Damm* und *Meiderich*, eine Abstellanlage in *Duissern*, drei Notausstiege und die Gleisverzweigung in *Meiderich*, die alle in offener Bauweise hergestellt werden. Die Rohbauarbeiten wurden im Dezember 1992 von der *Arbeitsgemeinschaft Ruhr tunnel Meiderich* unter der technischen Federführung der *Hochtief AG* begonnen. Die planmäßige **Bauzeit** beträgt 85 Monate.

Neben verschiedener Tiefbau- und Tunnelbaubesonderheiten, über die an anderer Stelle noch berichtet wird, ist die **Baugrube Gleiswechsel** von besonderem Interesse. Sie dient als Startschacht für alle Schildvortriebe und erforderte eine auf den Baubetrieb abgestimmte Konzeption mit den Besonderheiten: Aussteifung nur oberhalb der Tunnelquerschnitte, mit Stahlrohrsteifen, ohne Knickverbände, mit großem Steifenabstand, Anker im Bereich der Tunnelquerschnitte und Aussteifungsrahmen im Bereich der Stirnwände.

Zur Versorgung der Schildvortriebe wurde die Baugrube mit einer Halle überdacht, in die entsprechende Brückenkranne installiert wurden.

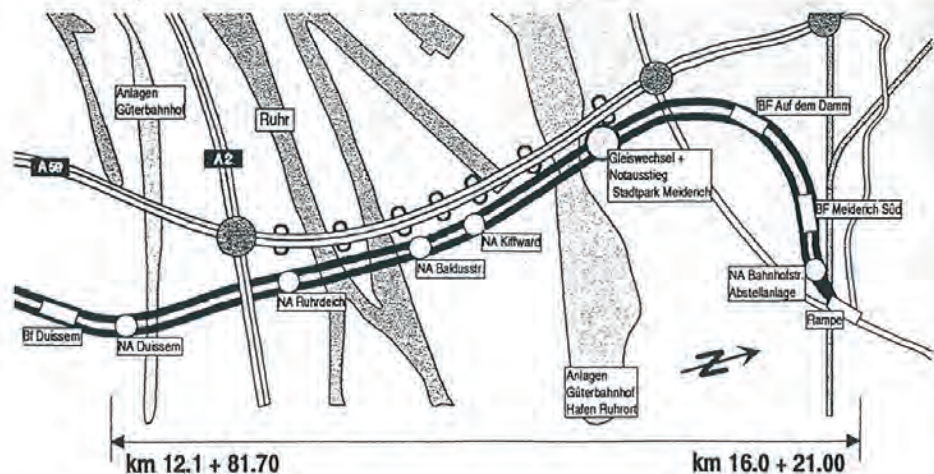


Abb. 1: Lage der Baustelle

Bedingt durch die Lage in unmittelbarer Nähe zu einer Autobahnbrücke, bedingt durch den hohen Grundwasserstand, die große Baugrubentiefe und die besondere Geologie stellt die Baugrube innerhalb der Gesamtbaumaßnahme eine besonders interessante Tiefbaumaßnahme dar. Besonderes Merkmal war der neuartige, mit SOILCRETE-Technik von ca. GOK aus hergestellte, in ca. 20 bis 25 m Tiefe direkt unter der späteren Aushubsohle angeordnete horizontale Aussteifungsrost, über den hier berichtet wird.

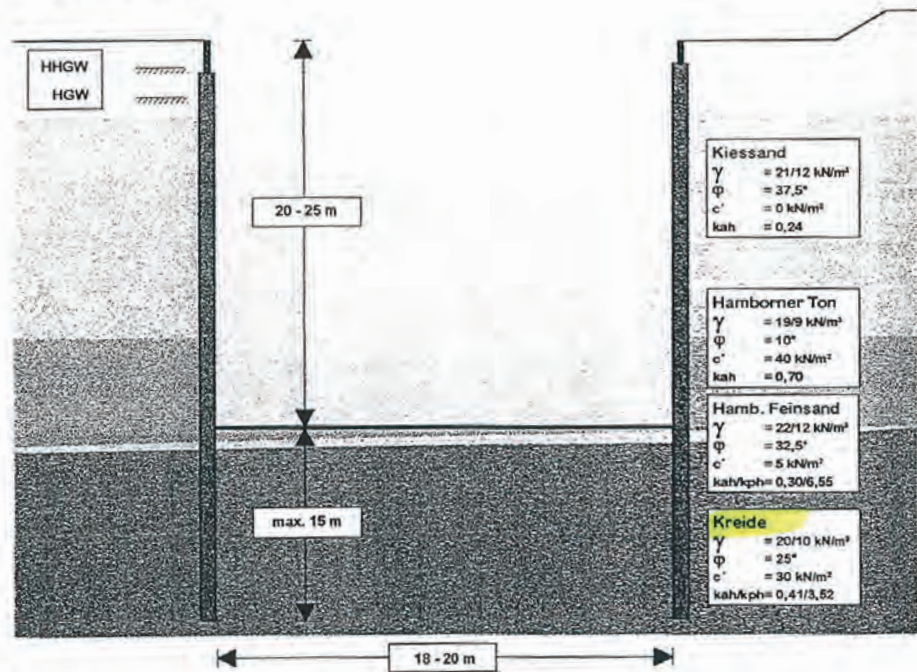


Abb. 2: Baugrube im Schnitt und Baugrund

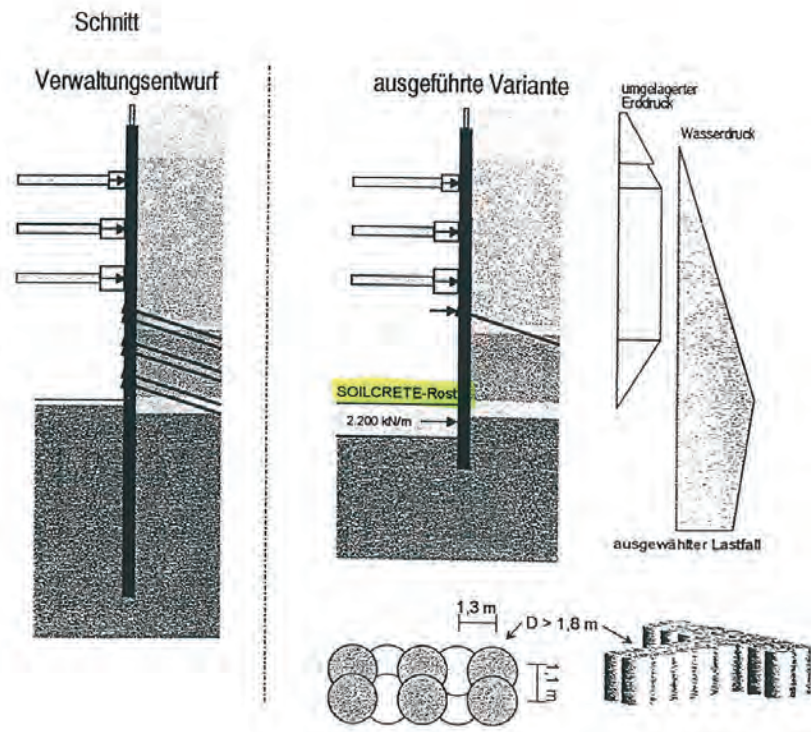
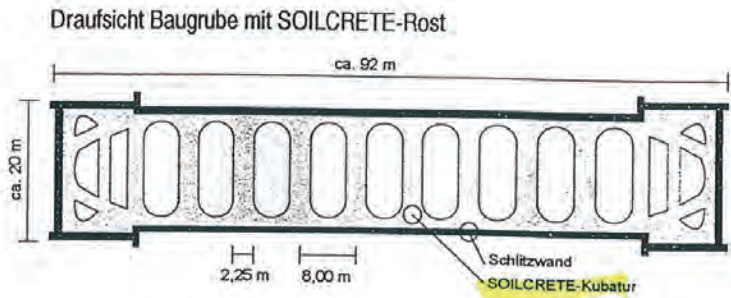
#### Baugrund und geplantes Bauwerk

Die Baugrube weist eine Breite von 18 bis 20 m und eine Länge von ca. 92 m bei einer Tiefe von ca. 22 bis 25 m auf (Abb. 1 und 2).

Der Baugrundaufbau im Bereich der Baugrube (Abb. 2) ist gekennzeichnet durch die geringmächtige Anschüttung und die sich anschließende Schichtenfolge aus quartären Kiesen und Sanden, unterlagert von Walsumer Feinsand, Hamborner Ton und **steifen bis weichen Kreideschluffen in wechselnden Mächtigkeiten**. Die Oberfläche der bindigen Schichten ist im Bereich der Baugrube geneigt mit Höhenunterschieden bis 2 m.

Der höchste erwartete Grundwasserstand liegt ca. bei OK Gelände. Für den Aushubzustand wurde eine Innenabsenkung des Grundwassers vorgesehen, die durch die Einbindung der Schlitzwände in die wenig durchlässigen liegenden Schichten ermöglicht wurde.

Die ausgesteifte und rückverankerte Schlitzwand wurde für aktiven Erddruck bemessen. Die im Bereich des **vorgesehenen Erdaufлагers für die Schlitzwand angetroffenen weichen Kreideschluffe** ergaben eine **sehr ungünstige Bettungssituation mit großen zu erwartenden Verformungen der Schlitzwand** mit erforderlichen Einbindelängen bis zu 15 m (Abb. 2), einem entsprechend hohen Bewehrungsbedarf und aufwendigen sohnnahen Rückverankerungen.



**Abb. 3:** Grundriß des SOILCRETE-Aussteifungsgrotes (oben); statisches System und prinzipielle Kubaturanordnung aus überschrittenen Einzelsäulen (unten)

Dies war Veranlassung für die Arbeitsgemeinschaft, eine wirtschaftlichere Alternative unter Mitarbeit von *Keller Grundbau, Bochum*, zu suchen, vorzuschlagen und gemeinsam mit dem Auftraggeber, den beteiligten Fachgutachtern und dem Prüfingenieur ausführungsfähig zu konzipieren.

#### Variante Aussteifungsrost mit Injektionstechnik

Als Variante zur geplanten Ausbildung wurde eine Aussteifung direkt unter der Baugrubensohle, unter Anwendung von Injektionstechnik, geplant.

Nach ersten verfahrenstechnischen und statischen Voruntersuchungen, die gemeinsam mit dem Auftraggeber, den Fachgutachtern, dem Prüfstatiker und den beteiligten Unternehmen ausgeführt wurden, ergab sich:

- Für die genaue Feststellung der Schichtgrenzen werden zusätzliche Baugrunderkundungsmaßnahmen notwendig
- Eine Bodenverfestigungskubatur unterhalb der Baugrubensohle muß im vorliegenden Falle besonderen Anforderungen hinsichtlich Kubaturgeometrie, Festigkeit und Steifigkeit genügen
- Die herzustellende Kubatur liegt in 2 feinkörnigen Bodenschichten unterschiedlicher Konsistenz (mit ca. 90% im Kreideschluff, mit ca. 10% im Ton); eine Poreinjektion ist nicht anwendbar
- Die Arbeitsebene für die Herstellung der Kubatur liegt aus baubetrieblichen Gründen auf der Aushubebene für die erste Steifenlage ( ca. 4 m unter GOK )
- Der Aussteifungsrost wird bei Aushub durch entlastungsbedingte Sohlhebungen zusätzlich beansprucht
- Die verwendete Injektionstechnik muß Möglichkeiten zur Qualitätskontrolle bieten und bei örtlichen Mängeln eine Nachbesserung zulassen

Die vorstehenden Überlegungen führten zur Auswahl des SOILCRETE-Verfahrens für die Herstellung des Aussteifungsrostes.

#### Statisches System

Mit der zusätzlichen Aussteifung der Baugrube über den SOILCRETE-Rost ergab sich ein verändertes statisches System (Abb. 3), gekennzeichnet durch die

- geringere Einbindtiefe (z.B. im südlichen Bereich 5 m anstelle von 15 m)
- günstigere Schlitzwandbeanspruchung
- Entfall von 2 Ankerlagen
- geringere Verformungen (auch für das angrenzende Brückenbauwerk)

Aus der statischen Berechnung folgten eine Reihe von Anforderungen an die Injektionskubatur. Wesentliche Parameter waren dabei die einzuhaltenden Bandbreiten für die Festigkeit von 6 bis 10 N/mm<sup>2</sup> (einaxiale Druckfestigkeit) und die Steifigkeit (Es) von 500 bis 1.500 N/mm<sup>2</sup>.

Die statischen Berechnungen wurden vom technischen Büro der Arbeitsgemeinschaft ausgeführt und umfaßten für die verschiedenen Bauzustände und Lastfälle unter anderem Nachweise für die Druckstreben und Stützgewölbe des Aussteifungsrostes unter Berücksichtigung einer erwarteten Hebung der Baugrubensohle durch Wegfall der geostatischen Auflast.

Ergebnis der Nachweise und Dimensionierungen war die in Abb. 3 dargestellte Ausbildung des Aussteifungsrostes.

Raabe, Kalthoff, Stewering: "Sohlaussteifung einer tiefen Baugrube unter Anwendung des Soilcrete-Verfahrens", 1994; Seite 5

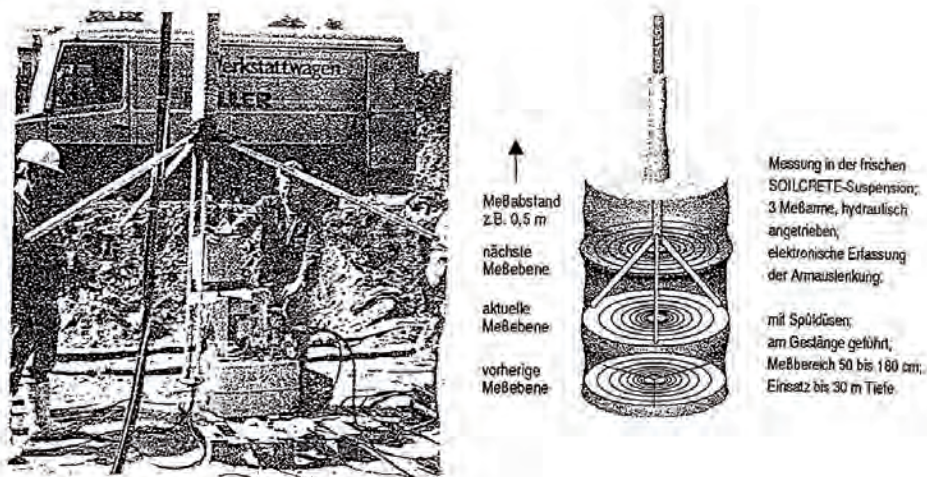


Abb. 4: Meßschirm

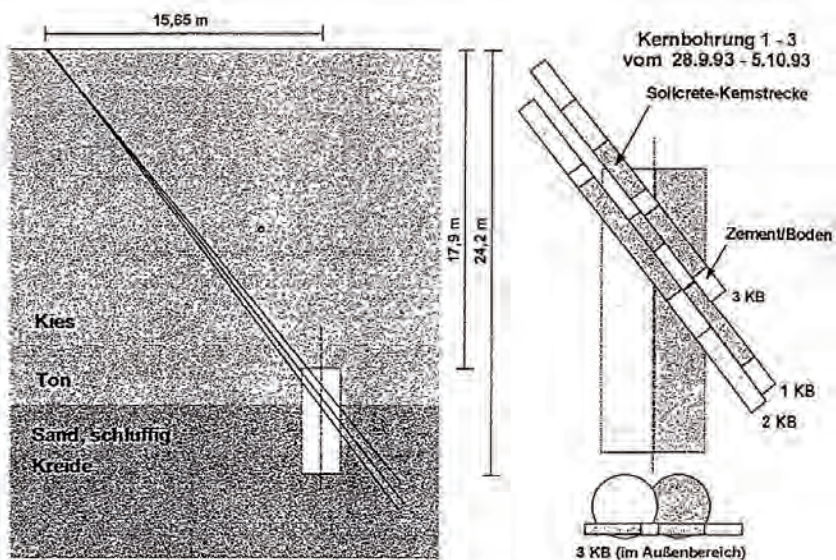


Abb. 5: Kontrollkernbohrungen im ersten hergestellten Rostabschnitt

Die aufgelöste Form, die große Tiefenlage, die hochliegende Arbeitsebene, die im Injektionsbereich zu erwartenden unterschiedlichen Bodenschichten und die erforderliche Kubaturtreue erforderten eine besondere verfahrenstechnische Planung und waren Veranlassung, mit dem Stadtbahnbaumat

der Stadt Duisburg, den beteiligten Fachgutachtern und dem Prüfstatiker besonders eingehende Eignungs- und Kontrollprüfungen zu diskutieren und festzulegen (Abb. 6). Wesentlicher Bestandteil der Vorüberlegungen war eine gemeinsame Risikobetrachtung mit dem Ziel, die Anforderungen an einen umfassenden 1:1-Vorversuch zu definieren und festzulegen. Dabei sollte nicht nur die mögliche Qualität der hergestellten Kubatur untersucht, sondern auch alle ausführungstechnisch wichtigen Parameter erfaßt. In ihrer Bandbreite bewertet und Vorgabewerte sowie Kontrollzielgrößen und deren zulässige Streubreite für die Hauptaufgabe festgelegt werden.

### Prinzipielle Ausbildung

Grundsätzlich wurden die Einzelbalken und -gurte des SOILCRETE-Aussteifungsrostes aus überschrittenen Säulen des Durchmessers > 1,8 m hergestellt (Abb. 3). Die statisch genutzte Höhe des Balkenrostes betrug 2,7 m, die Höhe der Säulen fast durchgängig ca. 2,9 m. Das Bohrraster wurde unter Berücksichtigung der im Vorversuch beobachteten Bohrabweichungen, der erforderlichen Überschnittsicherheit, der Sicherheit gegen Bohren in bereits hergestellter und teilausgehärteter Kubatur (Risiko für Fehlstellen in der neuen Säule) gewählt. Bis auf den Bereich einer Leitungsquerung konnte senkrecht gebohrt werden.

Problem/Aufgabe	Eignungsversuche	Kontrollen während der Ausführung	Bemerkungen
Bohrgenauigkeit	Vermessung von 2 Bohrungen der Vorversuche und der Kernbohrungen mit Doppelindiometer für genaue Kubaturvermessung		max. Abweichungen 0,5 bis 2%
Durchmesser Soilcrete-Säulen	Vorversuch im 1:1 Maßstab ca. 3 Monate vor Baubeginn; Herstellung von insgesamt 25 Einzelsäulen; ca. 2 Monate Optimierung von Geräten zur Durchmesserermessung in der großen Tiefe, 10 gelungene Messungen	Vermessung von insgesamt 13 Produktionssäulen mit dem im Vorversuch entwickelten Messgerät; 2 geneigte Kernbohrungen durch hergestellte Restbalkenabschnitte mit durchgehender Kerngewinnung	Säulendurchmesser im Vorversuch schichtabhängig zwischen 1,2 und >1,9 m; Abstimmung der Produktionsparameter; Kontrollmessungen während der Ausführung: Durchmesser > 1,8 m
Festigkeit/Steißigkeit	Entnahme von Proben und Untersuchung während der Vorversuche	Entnahme und Untersuchungen aus Restbalkensuspension und Kernbohrungen	Untersuchungen an Proben während der Ausführung ergaben Einhaltung der vorgesehenen Wertebereiche
Produktionskontrollen	Festlegung der Ausführungsparameter und aller Kontrollabläufe	Entnommen aller Bohrersatzpunkte durch Vermesser und unabhängige Kontrolle; Produktionskontrollblatt für jede Einzelsäule mit allen Parametern	laufende unabhängige Kontrolle aller automatischen Meßschriebe zu Druck/Menge/Tiefe/Ziehgeschwindigkeit/Drehgeschwindigkeit

Abb. 6: Eignungs- und Kontrolluntersuchungen

### Eignungsversuche und Kontrollen

Im Mittelpunkt des ca. 2 Monate vor Beginn der Hauptaufgabe ausgeführten Großversuchs stand die Ermittlung der in ca. 20 - 25 m Tiefe in den beiden maßgeblichen Bodenschichten (Ton, Kreideschluff) mit der SOILCRETE-Technik erreichten Säulendurchmesser. Erste Versuche mit einem verfügbaren automatischen Meßschirm, mit dem, allerdings in geringeren Tiefen, bereits erfolgreich Durchmesserkontrollen bei Verfahrensanwendungen in feinkörnigen Böden gelungen waren, schlugen fehl. Auch die in der Folge wiederholt eingesetzten Meßschirme von Unternehmen aus der Erdöl- und Bohrbranche zeigten an, daß die verfügbare Technik aufgrund der schwierig zu überwindenden langen Leerbohrstrecke (Kiessand mit Steinen, verformungsempfindlicher Ton) nicht ausreichte.

Erst mit einem für den Vorversuch neu entwickelten, hydraulisch angetriebenen Meßschirm mit elektronischer Abtastung der Meßarmstellung (Abb. 4), der an einem eigenen Gestänge am Bohrgeschäft geführt wurde, gelangen nach einer Erprobungs- und Optimierungszeit die gewünschten Durchmesserkontrollen in Tiefen von 18 bis 26 m.



Durchmesser von  $> 1,8$  m konnten bei geeigneten Produktionsparametern nachgewiesen werden. Aufgrund der verfahrenstechnischen Schwierigkeiten beim Messen und der für einen Meßvorgang notwendigen besonderen Vorbereitungen wurden auch mit Blick auf das hohe Sicherheitsbedürfnis zusätzliche Kernbohrungen in ausgewählten Abschnitten der SOILCRETE-Rostkubatur unmittelbar nach Beginn der Hauptaufgabe als weitere Absicherung des Verfahrens vorgesehen.

Die im Vorversuch überprüften Bohrungenauigkeiten ergaben trotz der an der Kiesbasis erwarteten Steine keine besonderen Abweichungen.

Die parallel durchgeführten Untersuchungen an erbohrten Kernen zeigten an, daß die vorgesehenen und in den statischen Berechnungen berücksichtigten Streubreiten der Materialkennwerte eingehalten werden konnten. Mit dem Abschlußbericht zum Großversuch wurde ein Qualitätssicherungskonzept vorgelegt, abgestimmt und verbindlich vereinbart.

Neben unabhängigen Parallel-Einmessungen für die Bohransatzpunkte nach Lage und Höhe wurden dabei besondere Produktionskontrollbögen entworfen und verwendet, die die automatischen Meßschreiber der SOILCRETE-Registriereinheiten ergänzten.

#### Besonderheiten der Ausführung

Mit der SOILCRETE-Technik kam ein Verfahren zur Anwendung, mit dem im U-Bahn-Bau in Duisburg bereits Aufgaben mit höchstem Schwierigkeitsgrad erfolgreich bewältigt wurden. Gerade die im Baulos TA6 hergestellte wasserdichte temporäre Tunnelaußenschale (Esters/Kalthoff/Stewering) hatte gezeigt, daß mit dem Verfahren auch geometrisch komplizierte Kubaturen unter schwierigen Bedingungen und mit hohem Sicherheitsanspruch hergestellt werden können.

Im vorliegenden Falle wurde, wiederum im Stadtbahnbau der Stadt Duisburg, verfahrenstechnisches Neuland beschritten, gekennzeichnet durch die Kombination von großer Tiefenlage, weichen

	Einheit	Ton	Kreideschluff
Ziehgeschwindigkeit	cm/min	7	12
Druck	bar	400	400
Pumprate	l/min	300	300
hydraulische Leistung	kW	171	171
W/Z-Wert	1	1,0	1,0

Abb. 7: Ausführungsparameter

und steifen bindigen Böden im SOILCRETE-Bereich, die großmächtige Überdeckung mit Groblagen, zahlreiche Steine, die hohen technischen Anforderungen an die aufgelöste Rost-Kubatur und letztlich auch die kurzen vorgesehenen Bauzeiten, die zu einem extrem hohen Geräteinsatz und Materialdurchsatz führten.

Angewandt wurde das SOILCRETE-D(ouble)-Verfahren, bei dem die mit ca. 400 bar aus einer Düse ( $D$  ca. 9 mm) gedrückte Zementsuspension als Schneidstrahl den Boden löst und aufgrund der intensiven, turbulenten Vermischung mit diesem das SOILCRETE-Material bildet (Abb. 11). Der rotierende Schneidstrahl wird bei diesem Verfahren durch Luft, die aus einer Ringdüse um die Strahldüse druckhaft austritt, in seiner Wirkung unterstützt.

Der hohe Druck, in Verbindung mit Fördermengen von bis zu 300 l/min, erfordert besonders hohe Pumpleistungen und, wegen der abrasiven Wirkung des Zementanteils im Förderstrom, einen hohen Aufwand bei der planmäßigen Wartung und Instandsetzung.

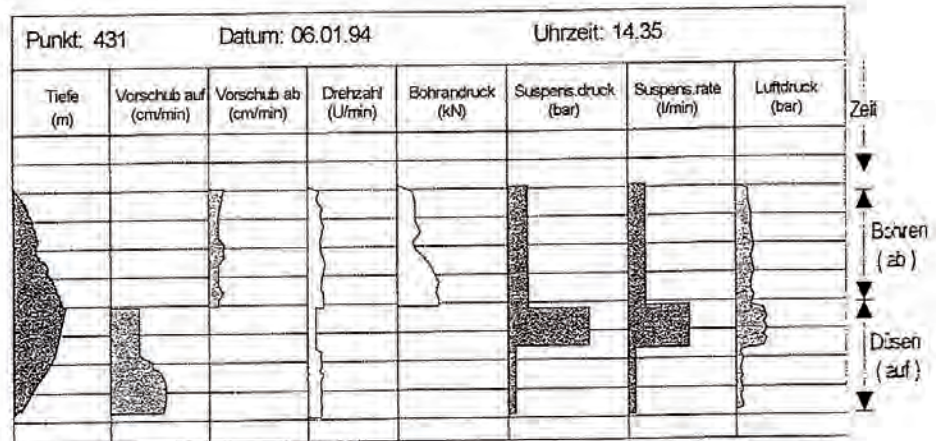


Abb 8: Automatischer Meßschrieb, Schemadarstellung

Der Düsvorgang wurde nach Abbohren mit einer Spülbohrung ( Durchmesser ca. 150 mm, Spülung: Zementsuspension) vom Tiefsten nach oben ausgeführt. Dabei waren in weiten Bereichen des Rostbereiches aufgrund der geneigten Grenzfläche zwischen Ton und Kreideschluff über die Höhe unterschiedliche Ziehgeschwindigkeiten auszuführen, um die unterschiedliche Erodierbarkeit der beiden Bodenschichten mit dem Ziel einheitlicher SOILCRETE-Säulendurchmesser zu kompensieren.

Insgesamt wurden 576 Bohrungen mit 13.124 m Gesamtlänge abgeteuft. Dabei wurde eine statische erforderliche Kubatur von 2.440 m<sup>3</sup> unter Verwendung von 7.618 to Zement PZ35 eingebaut.

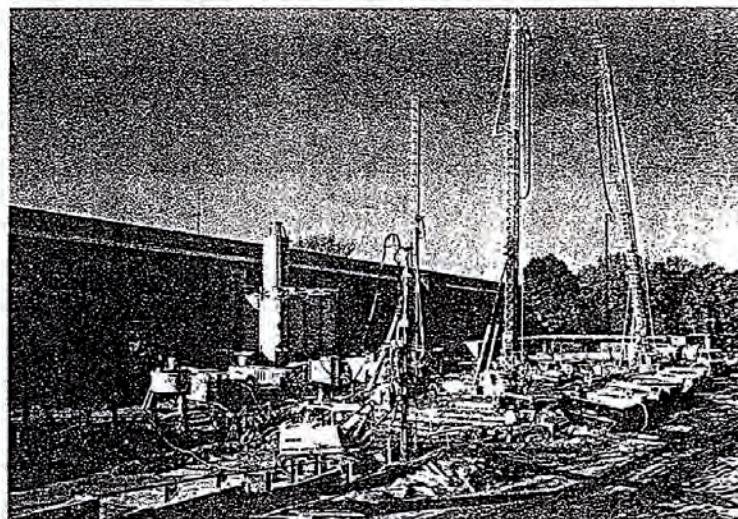


Abb 9: Ausführung, mit 3 Bohrgeräten 29 m aufgerüstet, Mischanlage im Hintergrund



Abb 10: Baumstamm aus dem Tertiär, durchbohrt, geborgen

Insgesamt 12.904 m<sup>3</sup> Überschußmaterial, das aus Platzgründen und aufgrund der enthaltenen Tonfraktionen nicht aufbereitet und wiederverwendet werden konnte, mußte über Saugwagen abgefahren werden.

Mit 3 Bohrgeräten (Abb. 9), die bis auf 25 m Masthöhe aufgerüstet waren und damit ohne Gestängebrechvorgänge in einem Zuge bis auf Endteufe bohren konnten, war der maximal mögliche Geräteeinsatz in der begrenzten und durch Leitungen noch gegliederten Arbeitsebene ausgeschöpft.

Die Auffüllung wie die dichten und an der Basis steinigen Kiessande bestimmten die Bohrgeschwindigkeit und aufgrund des hohen Bohranteils damit letztlich die arbeitstägliche Leistung. Die Groblagen im Kiessand füllten sich im Zuge der Arbeiten durch die flächige Durchbohrung mit der Zement-Bohrspülung.

Während der Herstellung der SOILCRETE-Kubatur kam es zu unerwarteten und zunächst nicht erklärbar-Verformungen an Geländeoberkante und an den Schlitzwänden. So hob sich die Oberfläche im Verlauf der Arbeiten dort, wo mit 3 Geräteeinheiten gleichzeitig gearbeitet wurde, im Mittel um ca. 10 cm, in Baugrubenmitte stellenweise bis zu 25 cm.

Die Schlitzwand zeigte in einigen Bereichen horizontale Verschiebungen nach außen (Schlitzwandkopf bis zu 3,6 cm, in 10 m Tiefe 1,6 cm, in 20 m Tiefe 1,0 cm, in 25 m Tiefe 0,9 cm). Gleichzeitig wurden an der Schlitzwand und auch außerhalb der Baugrube

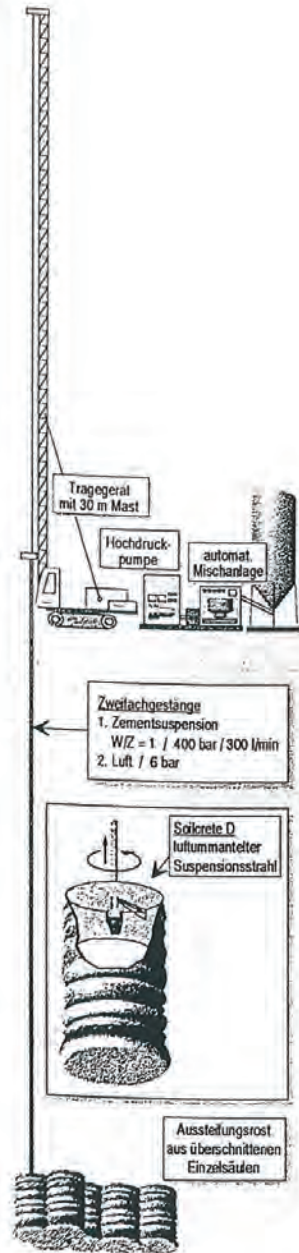


Abb 11: SOILCRETE-Anwendung

Hebungen bis zu 1,3 cm beobachtet. Die Ursache wurde in der Auffüllung von Groblagen bei gleichzeitig behinderter Drückentspannung in den Ringräumen der Bohrungen durch die langen Leerbohrstrecken und die Wechsellagerungen im Baugrund gesehen, die wegen der raschen Produktionsabfolge mit den 3 Geräteeinheiten zu flächigem Druckaufbau im jeweiligen Arbeitsbereich führen konnte.

Die dabei entstandenen lokalen Hebungsbeträge in den betreffenden Bodenschichten addierten sich vermutlich auf und verblieben jeweils nach Aushärtung. Dabei wurde auch die Schlitzwand im beschriebenen Maße verformt.

Mit erhöhten Spülraten während der Bohrungen konnten die Leerbohrstrecken jedoch weitgehend offen gehalten werden, so daß die Verformungen insgesamt verträglich blieben. Negative Einflüsse auf die Dichtigkeit oder Stabilität der Schlitzwand konnten nicht festgestellt werden.

## Ergebnisse

### SOILCRETE-Kubatur

Die aus der Kubatur entnommenen Proben wurden auf Druckfestigkeit und Steifigkeit untersucht. Die beobachteten Werte lagen für die Festigkeit zwischen 5 und 10 N/mm<sup>2</sup> mit einem Mittelwert von 6,5 N/mm<sup>2</sup>, für die Steifigkeit im Bereich von 800 bis 1800 N/mm<sup>2</sup> mit einem Mittelwert von 1350 N/mm<sup>2</sup> und erfüllten bei einer geringen Standardabweichung die gestellten Anforderungen. Geneigte Kontrollkernbohrungen (Abb. 5) in fertiggestellten Rostbalkenabschnitten zeigten eine gute Kubaturtreue an und lieferten die Probekörper für die Festigkeits- und Steifigkeitsuntersuchungen.

### Beobachtungen beim Aushub

Während der Aushubarbeiten wurden zunächst höhere Steifenkräfte als erwartet in der ersten und zweiten Steifenlage an einzelnen Steifen gemessen. Es kann vermutet werden, daß diese mit einer Teilaktivierung des Erdwiderstandes durch die beobachteten Vorverformungen der Schlitzwand während der SOILCRETE-Arbeiten zusammenhängen.

Die angetroffenen, verfahrenstypischen verfestigten Leerbohrstrecken sowie verfüllte Groblagen waren erwartet worden und konnten mit entsprechendem Gerät gelöst und aufgenommen werden. Alle freigelegten SOILCRETE-Rostbalkenabschnitte zeigten die erwartete -geringe- Lagestreuung der Einzelsäulen infolge Bohrabweichungen, aber auch den durch die eingestellten Überschnittvorgaben erreichten vollen Kraftschluß zwischen den Einzelsäulen (Abb. 14).

### Verformungsmessungen

Begleitend zur Herstellung der Baugrube und während ihrer Betriebszeit wurde ein umfangreiches Meßprogramm durchgeführt. Dazu gehörten folgende Meßaufgaben:

- Messung der horizontalen und vertikalen Kopfverschiebungen an 8 Schlitzwandköpfen (über die Baugrube verteilt)
- Messung der Schlitzwandverformung in 2 Querschnitten über Neigungsmeßsonde
- Parallel dazu Konvergenzmessungen in den gleichen Querschnitten
- Hebungsmessungen des Baugrundes während und nach dem Aushub über 4-fach Stangenextensometer (1,5, 10, 20 m unter Ebene des Endaushubes)
- Hebungsmessungen des SOILCRETE-Aussteifungsrostes während des Aushubs über Stangenmeßpegel in 2 Meßquerschnitten
- Stützkraftmessungen für Steifen in 2 Meßquerschnitten mittels Hydraulikpressen und Dehnungsmeßstreifen
- Ankerkraftmessungen in 2 Meßquerschnitten

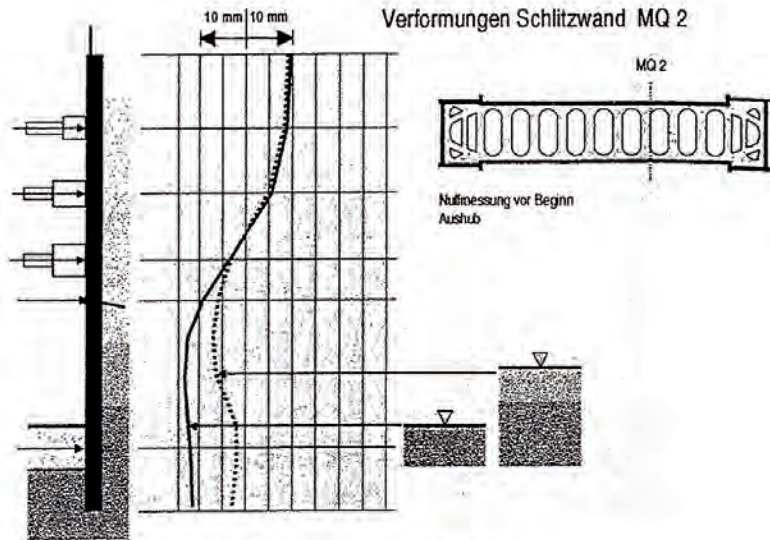


Abb 12: Wandverformungen aus der Rostherstellung und dem Aushub

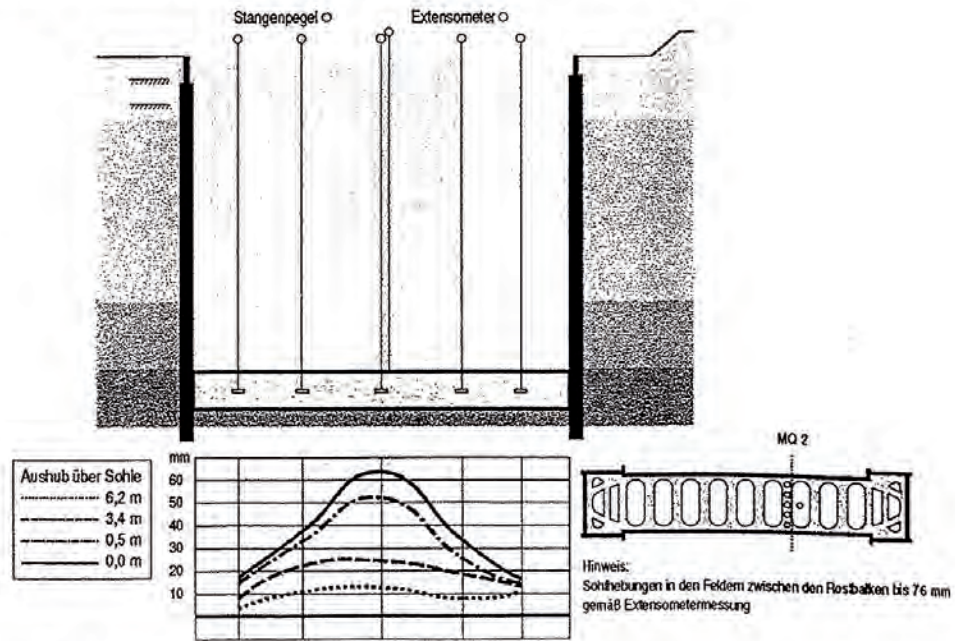


Abb 13: Sohlhebungen aus Aushub



Abb. 14: SOILCRETE-Rostbalkenabschnitt, freigelegt

Alle Messungen wurden entsprechend dem jeweiligen Bauzustand durchgeführt, ausgewertet und den rechnerisch ermittelten Werten gegenübergestellt.

Die Schlitzwandverformungen in Meßquerschnitt 2 (Abb. 12) zeigen wesentliche Bewegungen erwartungsgemäß beim Aushubabschnitt zwischen Niveau Ankerlage und Endaushub und liegen mit ca. 10 - 15 mm in Höhe des Aussteifungsrostes im erwarteten Rahmen. In beiden Meßquerschnitten wurden dabei die durch die HDI-Produktion unplanmäßig in die Schlitzwand eingepprägten Verformungen zum Baugrund hin teilweise wieder aufgezehrt.

Die gemessenen Sohlhebungen im SOILCRETE-Rost aufgrund der Entlastung durch Aushub lagen mit bis zu 60 mm ebenfalls in der erwarteten Größenordnung (Abb. 13). Die Hebungen zwischen den Rostbalken im dortigen Sohlbereich betragen ca. 70 - 80 mm.

Insgesamt kann eine einwandfreie Funktion der Aussteifung in Verbindung mit der Schlitzwand festgestellt werden.

#### Zusammenfassung

Aussteifungen von Baugruben auch in großer Tiefe und bei geologisch schwierigen Bedingungen sind mit der beschriebenen SOILCRETE-Technik realisierbar. Die erforderliche besonders hohe Ausführungssicherheit wird mit Eignungsversuchen, Kontrollverfahren und sorgfältigster Verfahrensanwendung beherrscht.

Die Funktion der herzustellenden Bauteile und die dafür eingesetzte Verfahrenstechnik dürfen jedoch zu keinem Zeitpunkt isoliert betrachtet werden.

Bereits in der Planungsphase ist eine enge Kooperation der beteiligten Fachgutachter und Statiker und die Einbeziehung der ausführenden Firma zwingend erforderlich. Unter anderem bedürfen Streubreiten von Materialkennwerten, erwartete Bohrabweichungen, gegenseitige Beeinflussung von Bauteilen, Veränderungen im Belastungsbild, Einflüsse aus der Produktionsabfolge und -intensität einer gemeinsamen Betrachtung und laufenden Überprüfung während der Bauausführung.

Der flächig-systematischen Anwendung von Injektionstechnik steht im allgemeinen eine "punktuelle" Baugrunderkundung und -beschreibung gegenüber, die mit zulässigen Interpolationen arbeitet. Die verbleibenden Unsicherheiten im Zusammenwirken Baugrund/Injektionstechnik soll die einge-

setzte Technik und Verfahrensweise abdecken. Dies erfordert gerade bei Injektionskubaturen, die vor Ingebrauchnahme in ihrer Gesamtheit nicht direkt überprüft werden können, von allen Beteiligten deshalb besondere Anstrengungen innerhalb ihrer Teilzuständigkeiten und engagierte Kooperation. Im vorliegenden Fall ist dies in vorbildlicher Weise gelungen.

#### LITERATUR

**K.Esters / D.Kalthoff / T.Stewering**

"Auffahren von Tunnel- und Hohlraumbauwerken im Lockergestein unter sensibler Bebauung"  
Tunnelbautaschenbuch 1991

**K.Kirsch / M.Cartus**

"Soilcrete-Großversuch für das EOLE-Projekt in Paris"  
Mitt. Inst. für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau; Univers. Hannover Heft 36, 1993

**E.W.Raabe / H.-J. Wehmeier / W.Sondermann**

"Moderne Injektionstechniken für Vortriebssicherung, Bebauungs- und Grundwasserschutz"  
BGT 1990, Karlsruhe, Tagungsband





## Bijlage 9.2 Referentie in grondgevormde stempels uit: Tiefbau, juni 1999

### Wesentliche Vorteile der ausgeführten Lösung:

- Durch die Rückverankerung der nicht auftriebssicheren Mergelschicht konnte die Funktion der tiefliegenden Weichgelschicht mit der problematischen Entwässerung der eingeschlossenen Sandschicht zwischen der Weichgel- und der Mergelschicht ersetzt werden.
- Durch die Herstellung eines Ankerkopfes im Soil-Jet-Verfahren oberhalb der dichtenden Mergelschicht erfolgt auf einfache Weise eine sichere Lasteinleitung der Zugkräfte aus den Soil-Jet-Gewis in die Mergelschicht.
- Die hohe Dichtigkeit der Mergelschicht führt zu einer minimalen Restwasserhaltung.

### 4.2 Baugrube Kantstraße Berlin

Für die 10 m tiefe Baugrube einer Bürobebauung an der Kantstraße war eine tiefliegende HDI-Sohle ausgeschrieben. Zur Ausführung kam ein Nebenangebot von Züblin Spezialtiefbau, bei dem in großen Bereichen der Baugrube der Mergel als abdichtendes Element mitherangezogen wurde.

Eine besondere Problematik war dadurch gegeben, daß die Unterkante des Mergels sehr stark variierte, so daß es Baugrubenbereiche gab, in denen der Mergel nahezu komplett mit dem Endaushub entfernt wurde, während in anderen Bereichen noch 6 m Mergel unterhalb der Baugrubensohle verblieb. Außerdem waren in dem Mergel dünne Sandschichten eingelagert, deren flächige Ausdehnung nicht bekannt war.

In den Abbildungen 3 und 4 sind die gewählten HDI-Sohl-Konstruktionen in 2 Schnitten dargestellt. Während beim Schnitt 1 aufgrund der nur noch geringen verbleibenden Dicke des Mergels unterhalb der Baugrubensohle eine dichte HDI-Sohle mit Soil-Jet-Gewi-Rückverankerung ausgeführt wurde, konnte in weiten Bereichen der Baugrube, wo mehr als 2 m Mergel unterhalb der Baugrubensohle verblieb, eine aufgelöste HDI-Sohle hergestellt werden. Aufgrund der im Mergel eingebetteten Feinsandschichten wurde jedoch ein vergleichbar enger Rost hergestellt, um diese möglicherweise auch schräg verlaufenden Sandschichten durch die HDI abzusperren und somit der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs zu begegnen.

Der HDI-Rost war jedoch komplett im halbfesten bis festen Mergel herzustellen. Dies erforderte ein Vorschneiden mit einem Wasserstrahl, um ausreichende Säulendurchmesser zu erreichen.

### Vorteile der ausgeführten Lösung:

- Minimale Restwasserhaltung durch Heranziehung der dichtenden Wirkung des Mergels.
- Reduzierung der HDI-Kubatur für die Sohle durch aufgelöste und sehr schlanke HDI-Sohle.
- Verformungsarme Baugrubenkonstruktion durch aussteifende Wirkung der HDI-Sohle.
- Kürzere Verbauwände, weniger und kürzere Verbauanker.

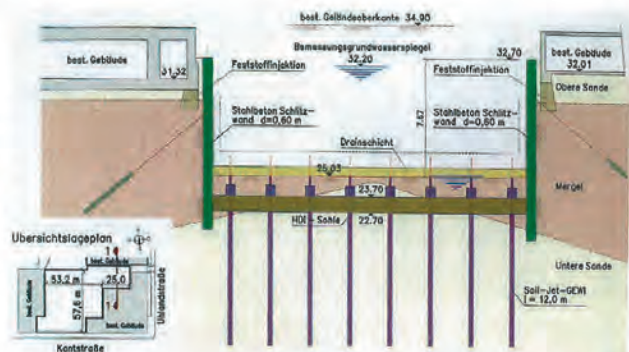
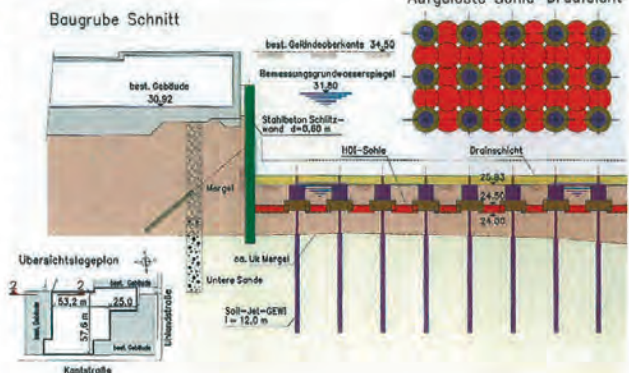


Abb. 3 (oben): Baugrube Kantstraße Berlin – Wasserdichte HDI-Sohle mit Soil-Jet-Gewi-Rückverankerung

Abb. 4 (unten): Baugrube Kantstraße Berlin – aufgelöste HDI-Sohle im Mergel



Anzeige Nordmeyer

### 4.3 Tunnel für die Spreequerung

Für das unterirdische Erschließungssystem der neuen Parlamentsgebäude in Berlin wird die Spree zwischen dem Luisenblock und den Dorotheenblöcken durch einen 12 m breiten und 7,4 m hohen Tunnel (Außenmaße) unterquert. Entsprechend einem Nebenangebot von Züblin wurde der 47 m lange Stahlbetontunnel in einer 15 m tiefen Startbaugrube unmittelbar neben der Spree in 2 Abschnitten hergestellt und nach Flutung der Baugrube über eine Verschiebbahn quer durch das vertiefte Spreebett in die Zielbaugrube eingezogen.

In den Abbildungen 5 und 6 ist im Grundriß und Längsschnitt der Bauzustand vor dem endgültigen Einziehen des Tunnels dargestellt. Das Tunnelgewicht von ca. 46 MN ist durch die Wirkung der Auftriebskraft auf den mit Querschotts abgedichteten Tunnel auf 4 MN reduziert, so daß die erforderliche Kraft zum Einziehen des Tunnels beim Anfahren nur 2,9 MN und nach dem Anfahren noch etwa 2 MN betrug. Das ingenieurtechnisch einzigartige Verfahren, das nur zu einer minimalen Beeinträchtigung des Schifffahrtsverkehrs auf der Spree führte, konnte unter reger öffentlicher Anteilnahme am 27. März 1999 mit dem Tunnelleinzug in die Zielbaugrube erfolgreich abgeschlossen werden.

In Abbildung 7 ist ein Querschnitt des Tunnels im Spreebett mit allen wesentlichen Elementen der unter Wasser hergestellten Baugrube mit der Verschiebbahn dargestellt.

Aus dem Querschnitt der Baugrube des Startschachtes (Abb. 8) kann die horizontale Abdichtung der 15,5 m tiefen Baugrube mit einer gewölbten, mit Soil-Jet-Gewiss rückverankerten HDI-Sohle entnommen werden.

Die Herstellung der HDI-Sohle erwies sich als schwierig, da extrem hohe Lagerungsdichten des Sandes im Bereich dieser HDI-Sohle zu unerwartet geringen Durchmessern der Säulen führte und somit ein aufwendiges Nachdichten erforderlich wurde. Sorgfältige Untersuchungen der Lagerungsdichte des Sandes im Bereich der HDI-Sohle und Überprüfungen der Durchmesser der hergestellten HDI-Säulen in diesen Verhältnissen sind erforderlich, um die gewünschte Qualität der HDI-Sohle, vor allem im Hinblick auf die Dichtigkeit, zu erhalten. Hierfür ist von Insond eine Durchmesser-Meßsonde entwickelt

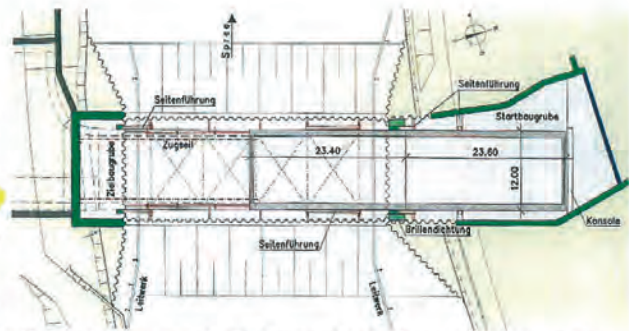
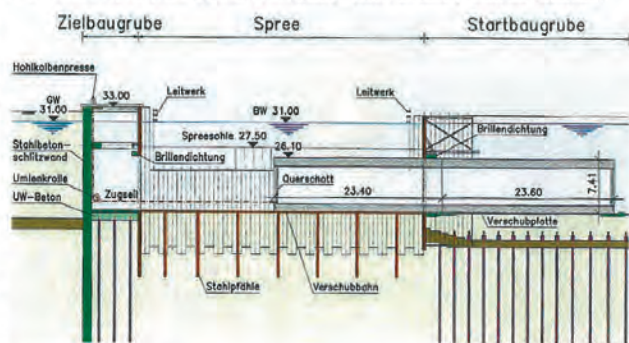


Abb. 5 und 6: Spreequerung Berlin – Bauphase II (oben Grundriß, unten Längsschnitt)



worden, die den Säulendurchmesser unmittelbar nach dem Jet-Vorgang über ein Gestänge, das in das Bohrloch eingeführt wird und einen Tastkopf, der die Bohrlochwandung mechanisch abgreift, mißt.

### 5 Qualitätssicherungsmaßnahmen

Die Qualität der HDI-Sohle ist im Wesentlichen durch die räumliche Integrität und die Festigkeit des hergestellten HDI-Körpers bestimmt.

Die räumliche Integrität wird neben dem erforderlichen Mindestsäulendurchmesser im Wesentlichen durch die genaue Lage jeder einzelnen HDI-Säule bestimmt. Hierfür hat Insond eine

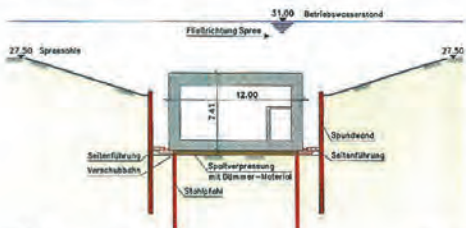


Abb. 7: Spreequerung Berlin – Querschnitt im Spreebett

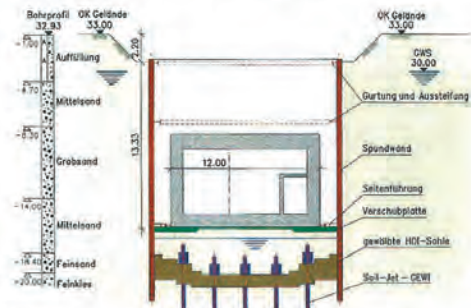


Abb. 8: Spreequerung Berlin – Querschnitt im Startschacht

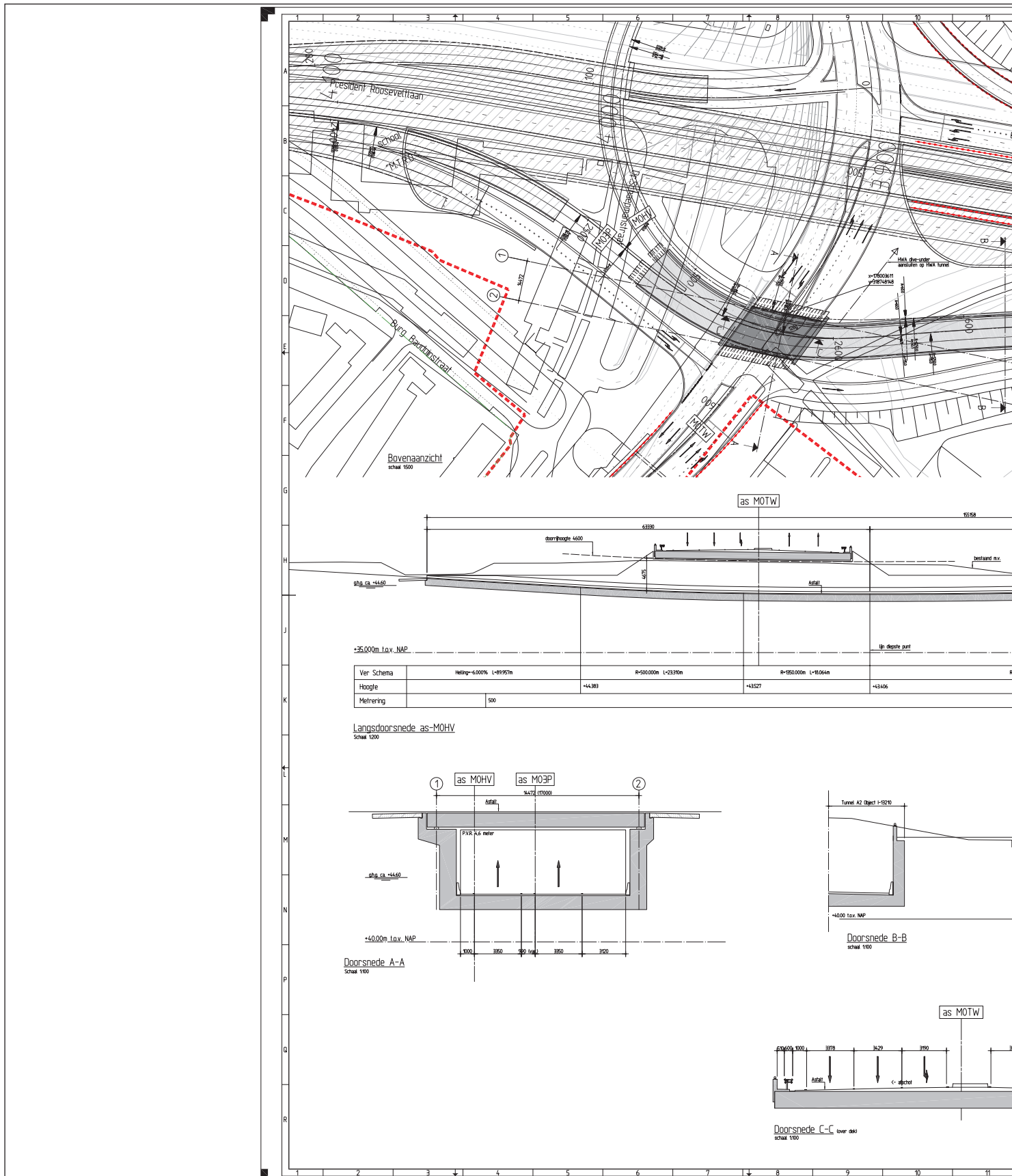
# Bijlagen 10 t/m 17

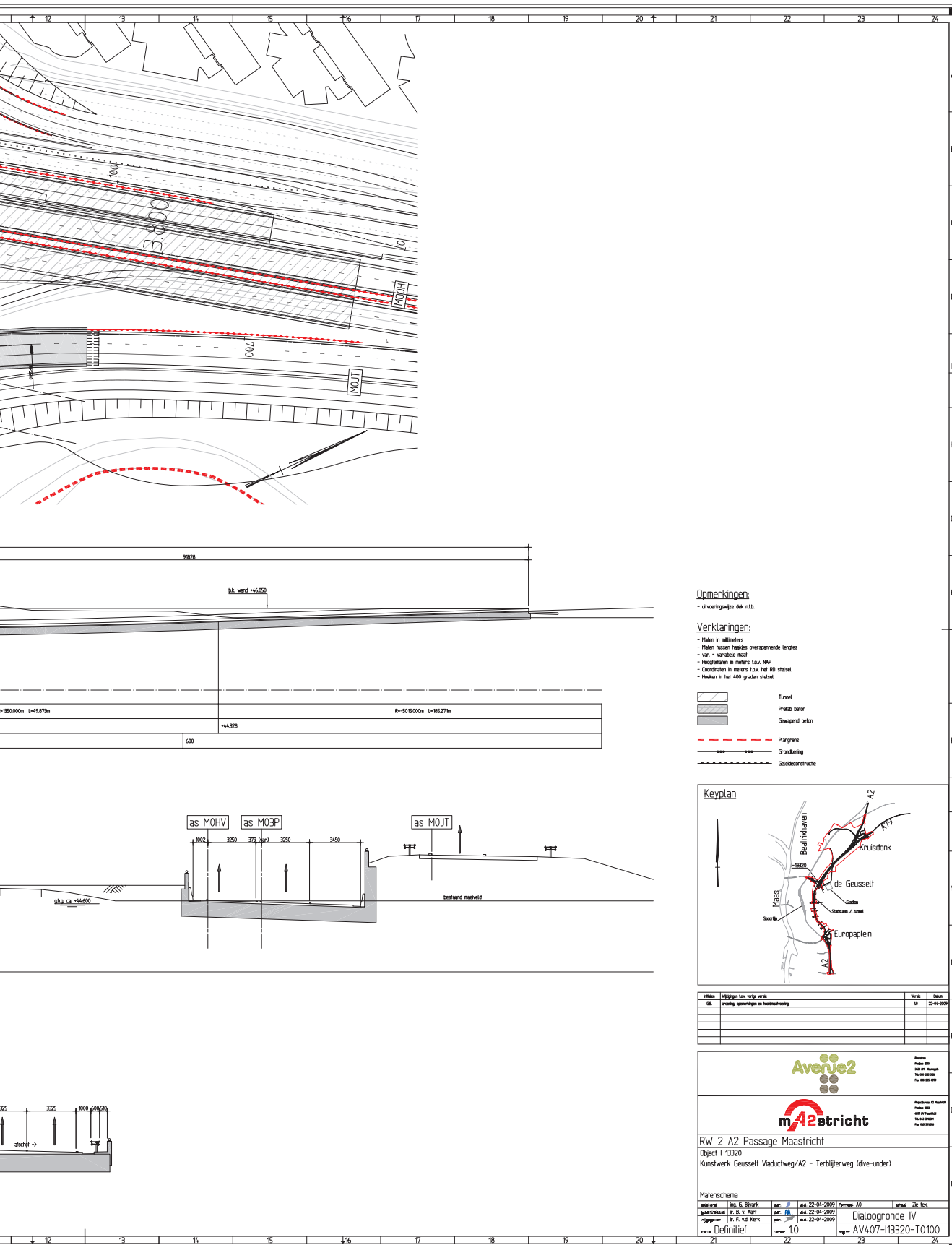


## **Bijlagen 10 t/m 17**

<b>Bijlage 10</b>	Tekening AV407-I13320-T0100 Kunstwerken Geusselt/viaductweg A2
<b>Bijlage 11</b>	Tekening AV407-I1330-T0100 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2/A79
<b>Bijlage 12</b>	Tekening AV407-I13340-T0100 Kunstwerk Europaplein fly over A2
<b>Bijlage 13</b>	Tekening AV407-I13350-T0100 Kunstwerken viaductweg Geusselt Viaductweg Meerssenerweg
<b>Bijlage 14</b>	Tekening AV407-I13430-T0100 Kunstwerken Kruisdonk A2-verbinding Beatrixhaven (I 13430)
<b>Bijlage 15</b>	Programma commercieel vastgoed
<b>Bijlage 16</b>	Overall Planning
<b>Bijlage 17</b>	Tekening AV403-G10000-T0001 t/m T0003 Overzicht objecten

## Bijlage 10 Kunstwerk Geusselt Viaductweg /A2



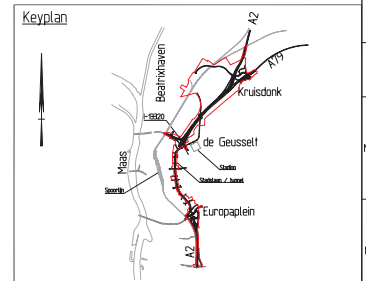


**Opmerkingen:**  
 - uitvoerspecificatie zie nota

**Verklaringen:**

- Maken in millimeters
- Maken tussen haakjes overspannings lengtes
- var = variabele maat
- Hoogtepunten in meters t.o.v. NAP
- Coördinaten in meters t.o.v. het RD stelsel
- Hoeken in het 400 graden stelsel

- Tunnel
- Prefab beton
- Gewapend beton
- Flangens
- Grondkering
- Geleedconstructie

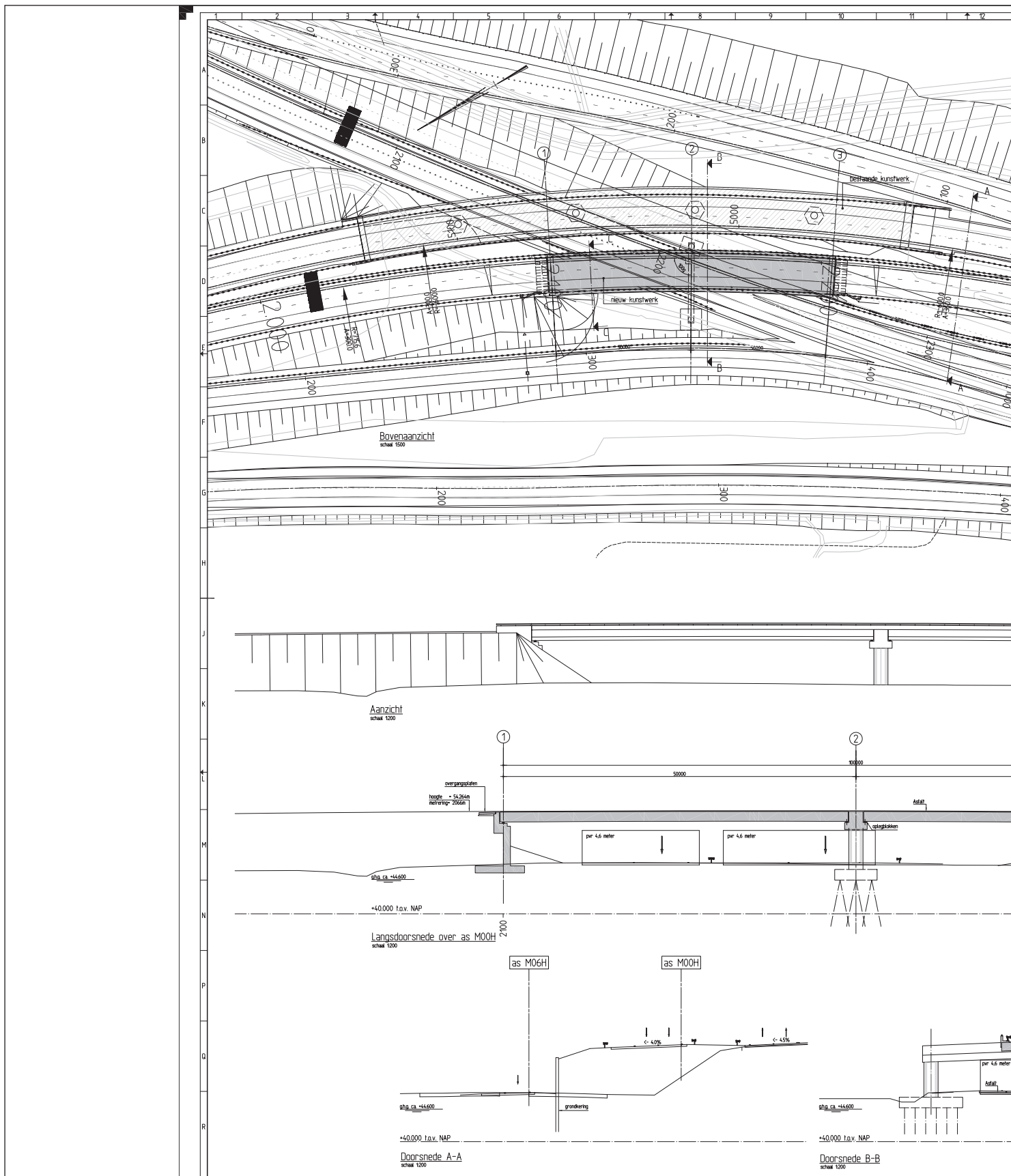


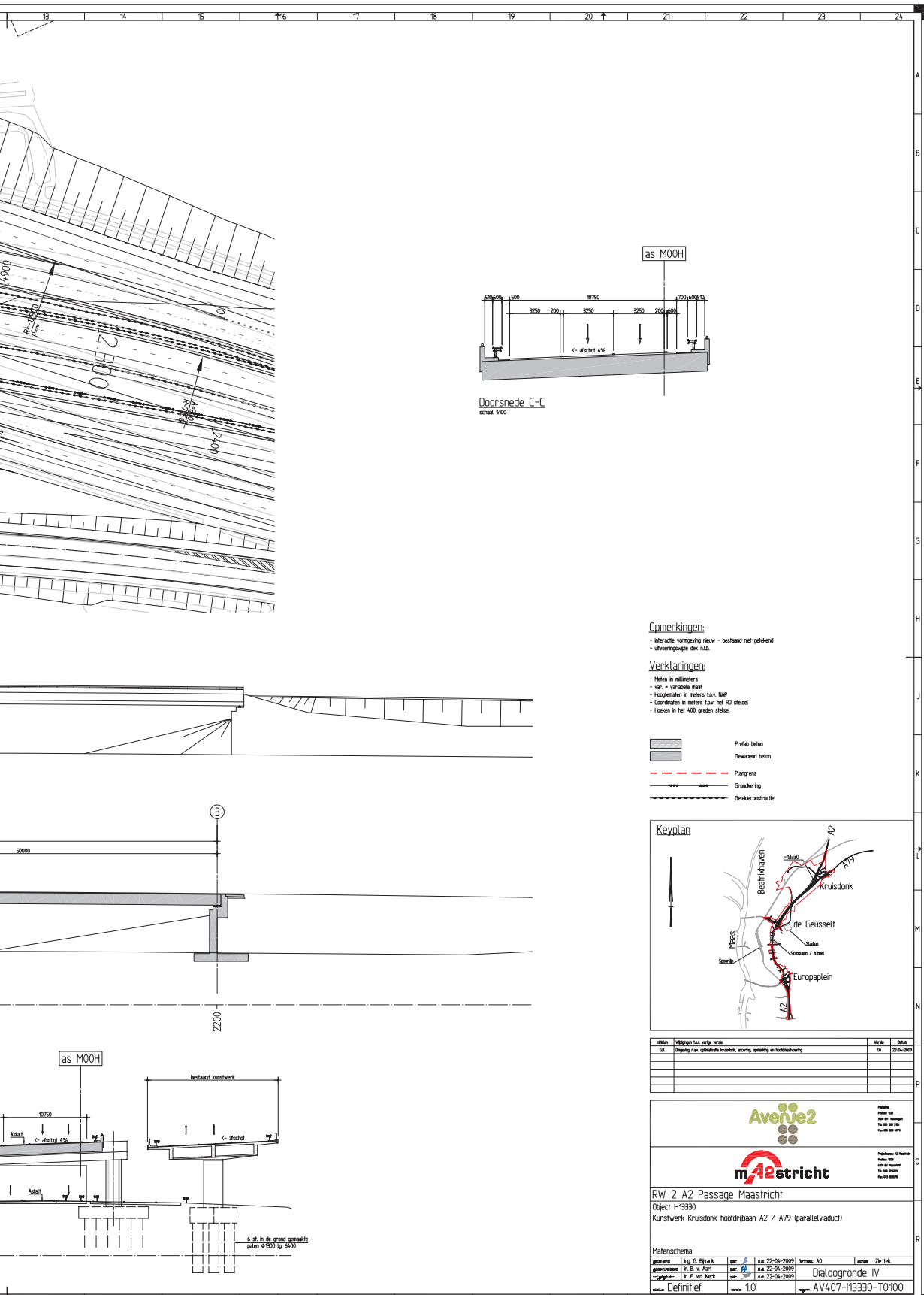
Werk	Uitvoering	Werk	Datum
10	10	10	22-04-2009

**Rw 2 A2 Passage Maastricht**  
 Object 1-13320  
 Kunstwerk Geusselt Viaductweg/A2 - Terbi(jer)weg (dive-nder)

Maatschappij	Periode	Project	Werk	Datum
Ing. G. Blijck	22-04-2009	Formas A0	10	22-04-2009
F. B. v. Aart	22-04-2009	Dialogoronde IV	10	22-04-2009
J. P. M. de Krom	22-04-2009	AV407-113320-T0100	10	22-04-2009

# Bijlage 11 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A/A79





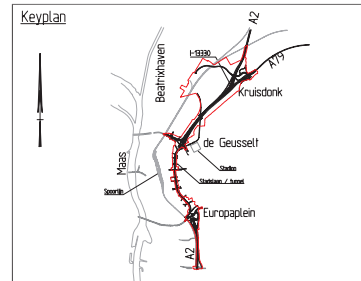
**Opmerkingen:**

- Interactie verhoging nieuw - bestaand niet getoetst
- uitvoeringswijze zie a.i.b.

**Verklaringen:**

- Palen in millimeters
- wijr - variabele maat
- Hoopmaten in meters f.v.v. NAP
- Coördinaten in meters f.v.v. het NED stelsel
- Hoeken in het 100 graden stelsel

- ▒ Prefab beton
- ▒ Gecast beton
- - - - - Plangrens
- --- --- Grondkering
- --- --- Geleedestructuur



Werk	Werkomschrijving	Werk	Datum
10	Definitief	10	22-04-2009

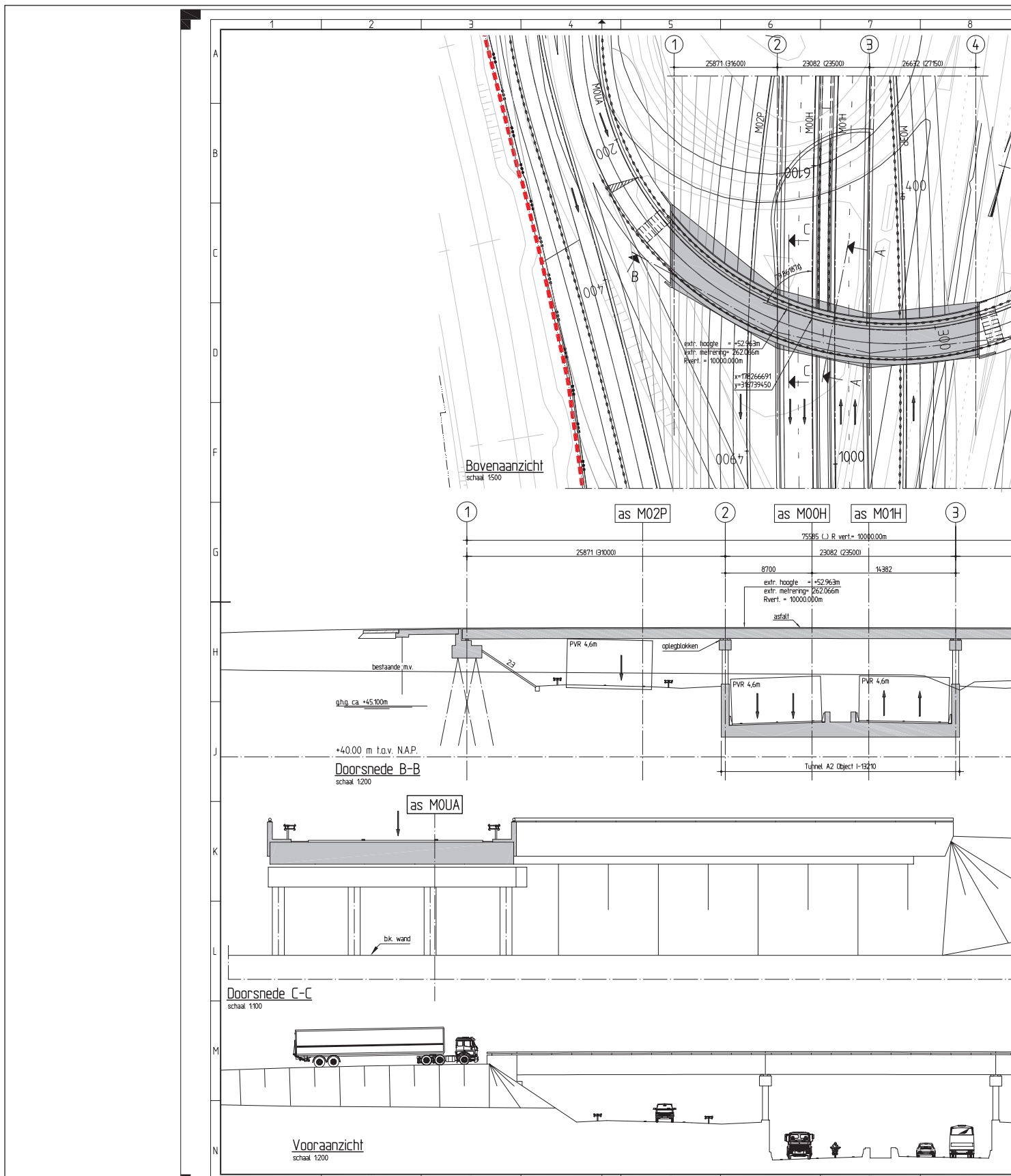


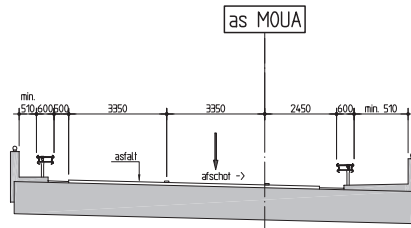
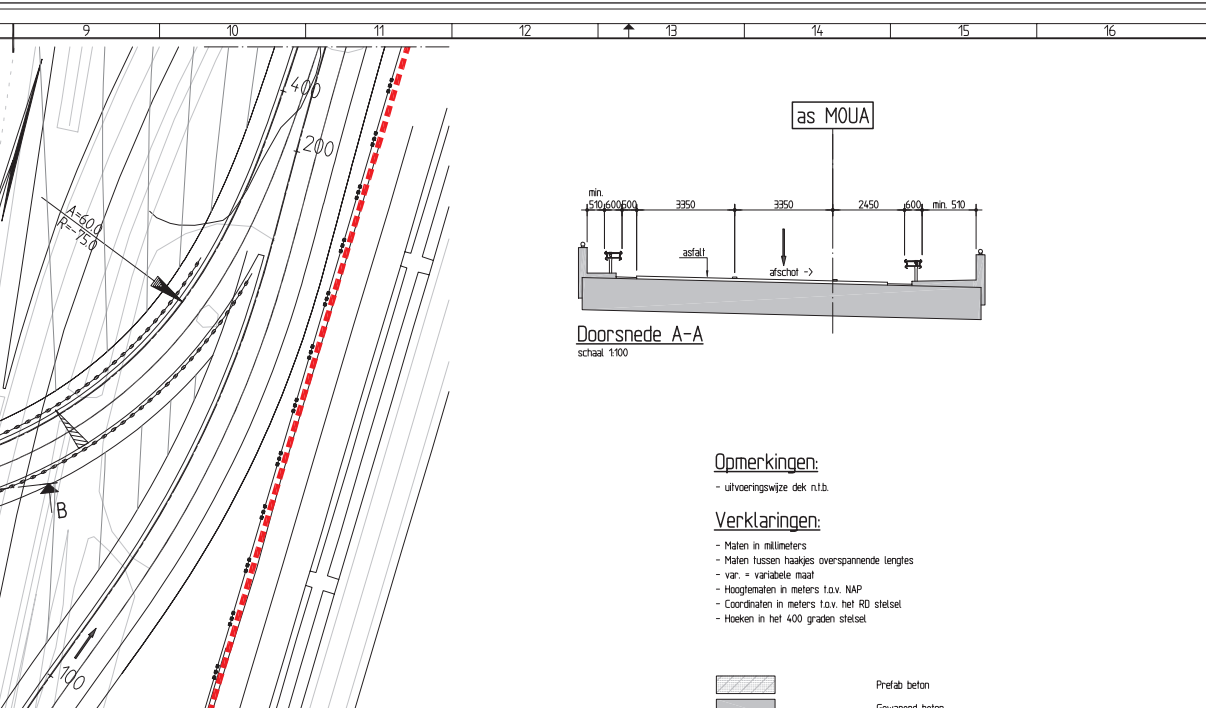
**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Object I-19330  
 Kunstwerk Kruisdonk hoofdrijbaan A2 / A79 (parallelviaduct)

Project	Opdrachtgever	Ontwerper	Periode	Stadium	Zakelijk
AV409-000000-R8022	Dialoogronde IV	AV409-000000-R8022	22-04-2009	10	AV409-000000-R8022



## Bijlage 12 Kunstwerk Europaplein fly over A2





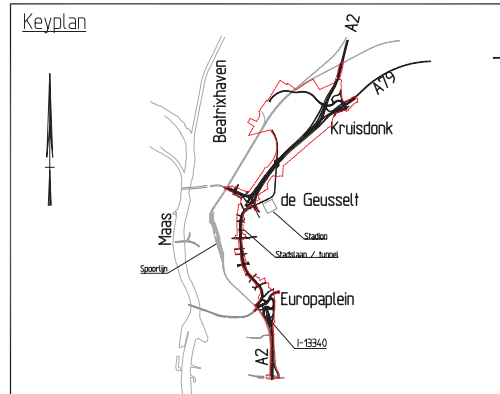
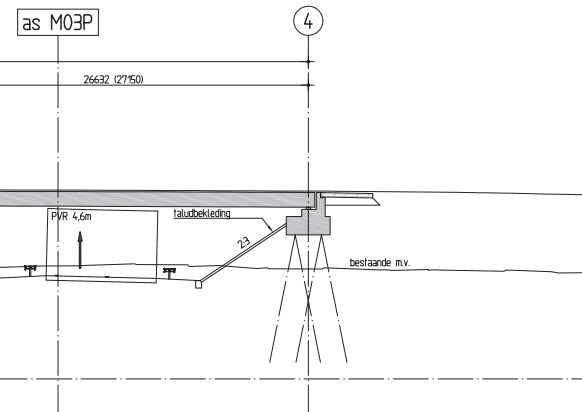
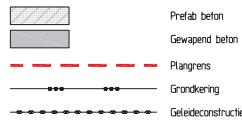
Doorsnede A-A  
schaal 1:100

**Opmerkingen:**

- uitvoeringswijze dek n.t.b.

**Verklaringen:**

- Maten in millimeters
- Maten tussen haakjes overspannende lengtes
- var. = variabele maat
- Hoogten in meters t.o.v. NAP
- Coördinaten in meters t.o.v. het RD stelsel
- Hoeken in het 400 graden stelsel



Initialen	Wijzigingen t.o.v. vorige versie	Versie	Datum
GB	aanleg, hoofdconstructie en opening	10	22-04-2009

Formaat: E30  
300 BY Maastricht  
Tel: 043 281 1166  
Fax: 043 281 4479

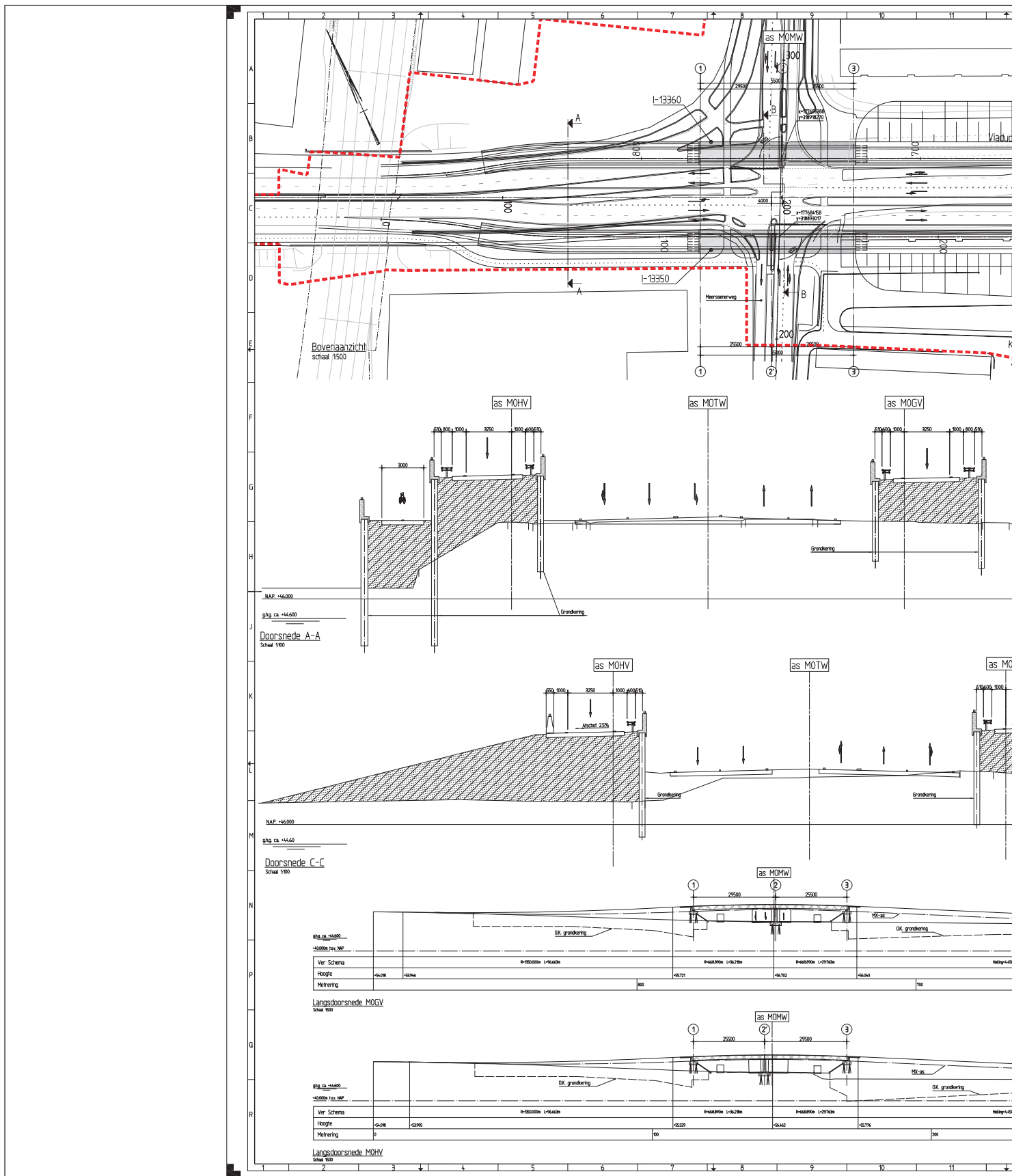
Projectnaam: A2 Maastricht  
Plan: 101  
001 Maastricht  
Tel: 043 281 1166  
Fax: 043 281 4479

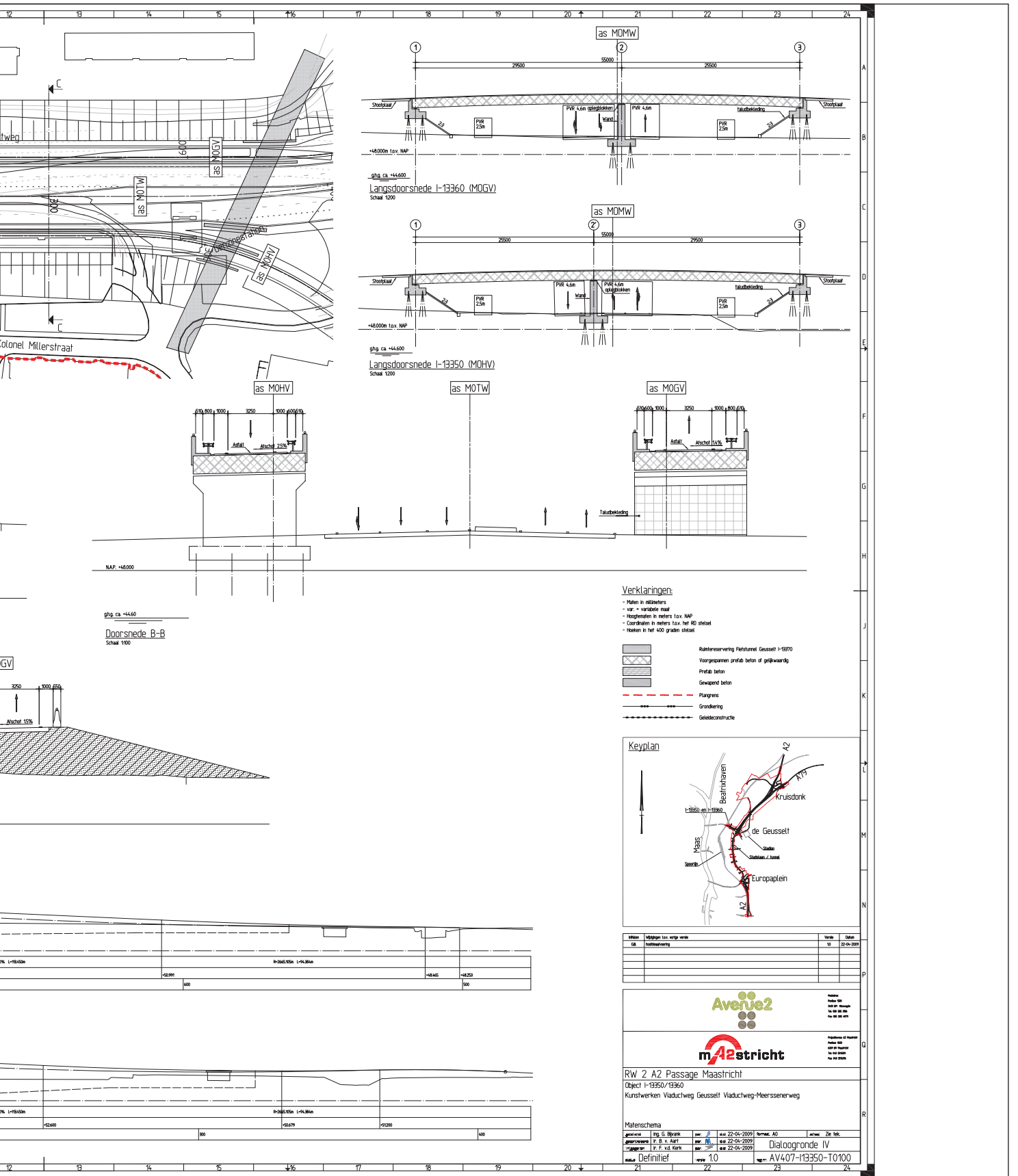
RW 2 A2 Passage Maastricht  
Object I-13340  
Kunstwerk Europaplein fly-over A2

Malenschema

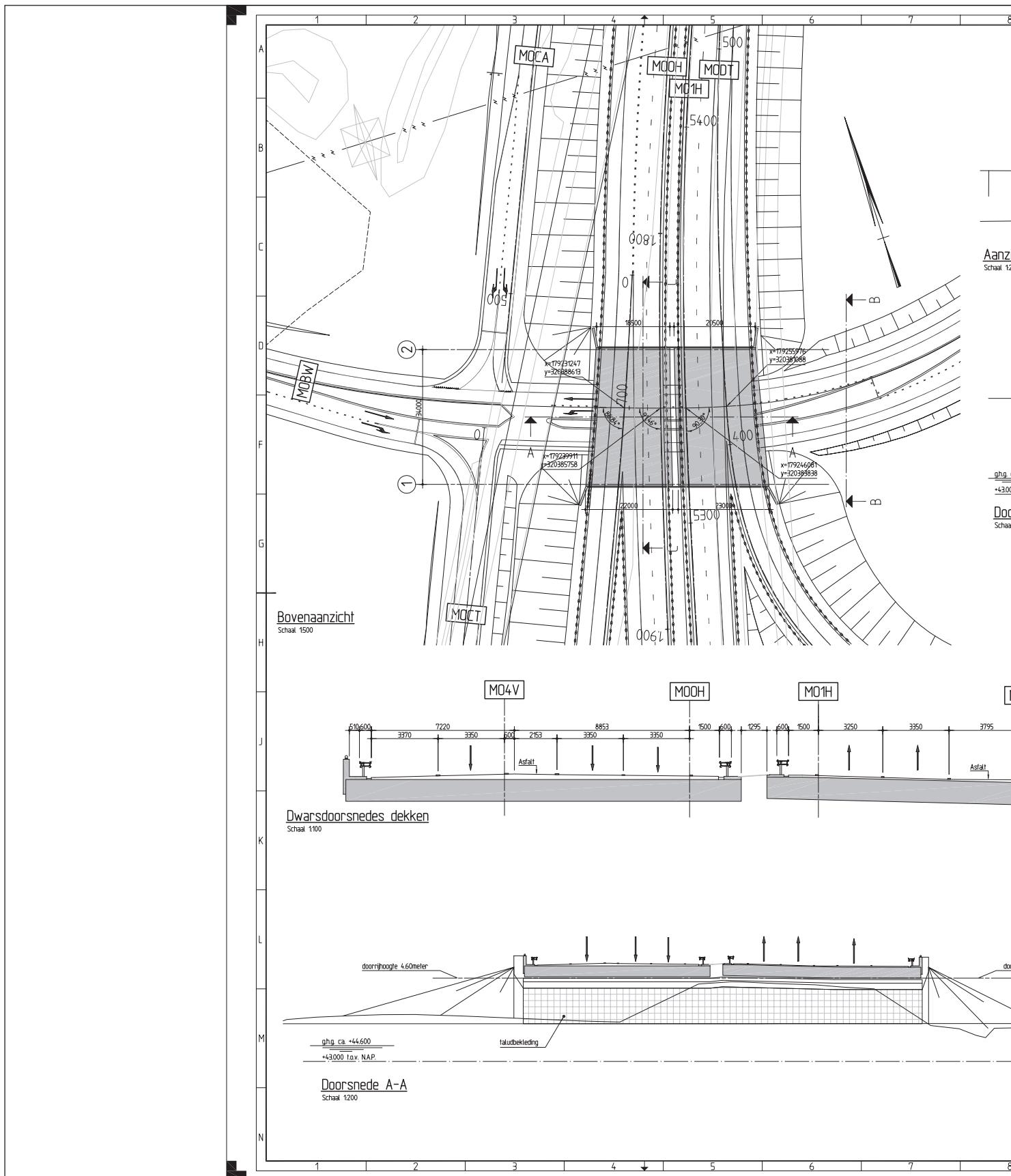
gebruik	ing.	g.	ver.	d.d.	formaat	schaal	zie tek.
gebruik	ing.	G. Bivank	ver.	1	d.d. 22-04-2009	formaat: A1	schaal: Zie tek.
ontwerpen	ing.	B. v. Asst	ver.	1	d.d. 22-04-2009	<b>Dialogronde IV</b> AV407-13340-T0100	
ontwerpen	ing.	F. v.d. Kerk	ver.	1	d.d. 22-04-2009		
status	Definitief						

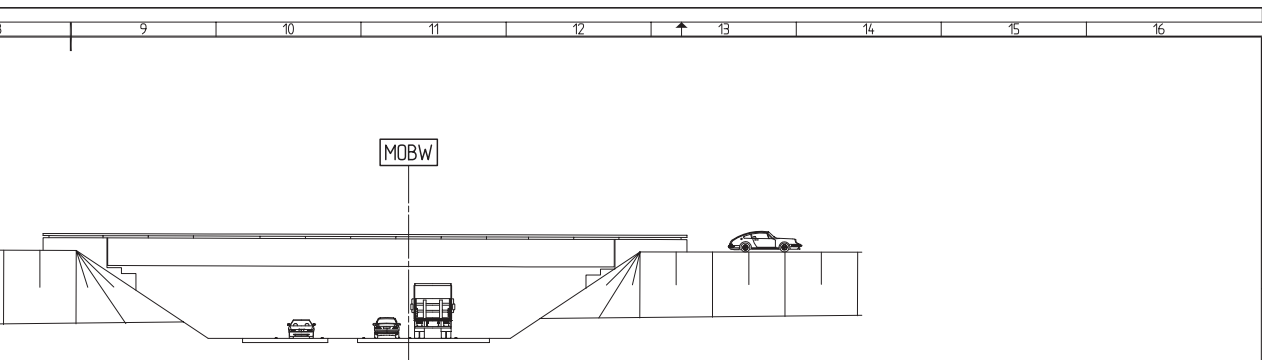
## Bijlage 13 Kunstwerken viaductweg Geusselt viaductweg Meerssenerweg



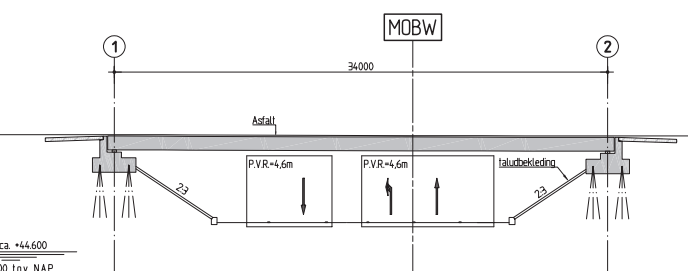


Bijlage 14 kunstwerken Kruisdonk A2-verbinding Beatrixhaven (I 13430)

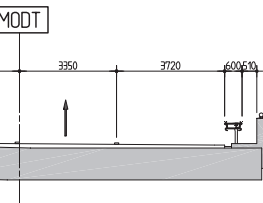




zicht B-B  
 1:100



doorsnede C-C  
 1:1200



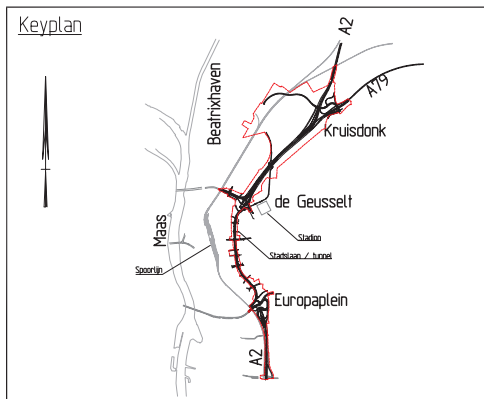
rijbaanhoogte 4.60meter

**Opmerkingen:**

- Uitvoeringswijze dekken n.t.b.

**Verklaringen:**

- Maten in millimeters
- Var = variabele maat
- Hoogtematen in meters t.o.v. NAP
- Coördinaten in meters t.o.v. het RD stelsel
- Hoeken in het 400 graden stelsel



Initiatie	Wijzigingen tov. vorige versie	Versie	Datum
G.B.	Aantal dekken naar optimale Kruisdonk, overspanningen van 2 naar 1, ancring, opening en hoofdmotivering	10	22-04-2009

Formaat:  
 Formaat: A1  
 6000 x 4000 mm  
 1:100

---

Projectnaam: A2 Maastricht  
 Project: 103  
 6000 x 4000 mm  
 1:100

**RW 2 A2 Passage Maastricht**  
 Object I-13430  
 Kunstwerken Kruisdonk A2 - Verbinding Beatrixhaven

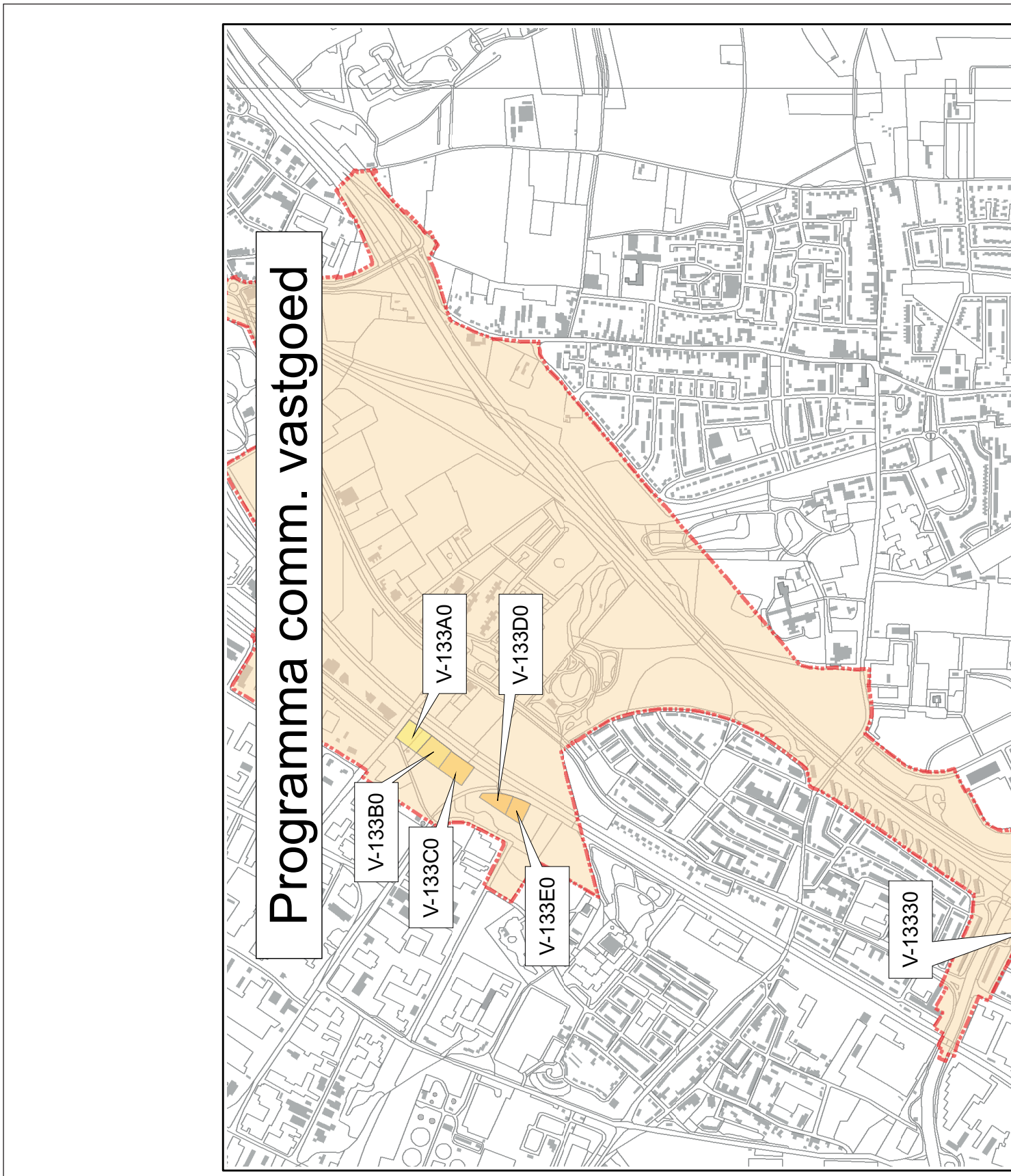
Matenschema

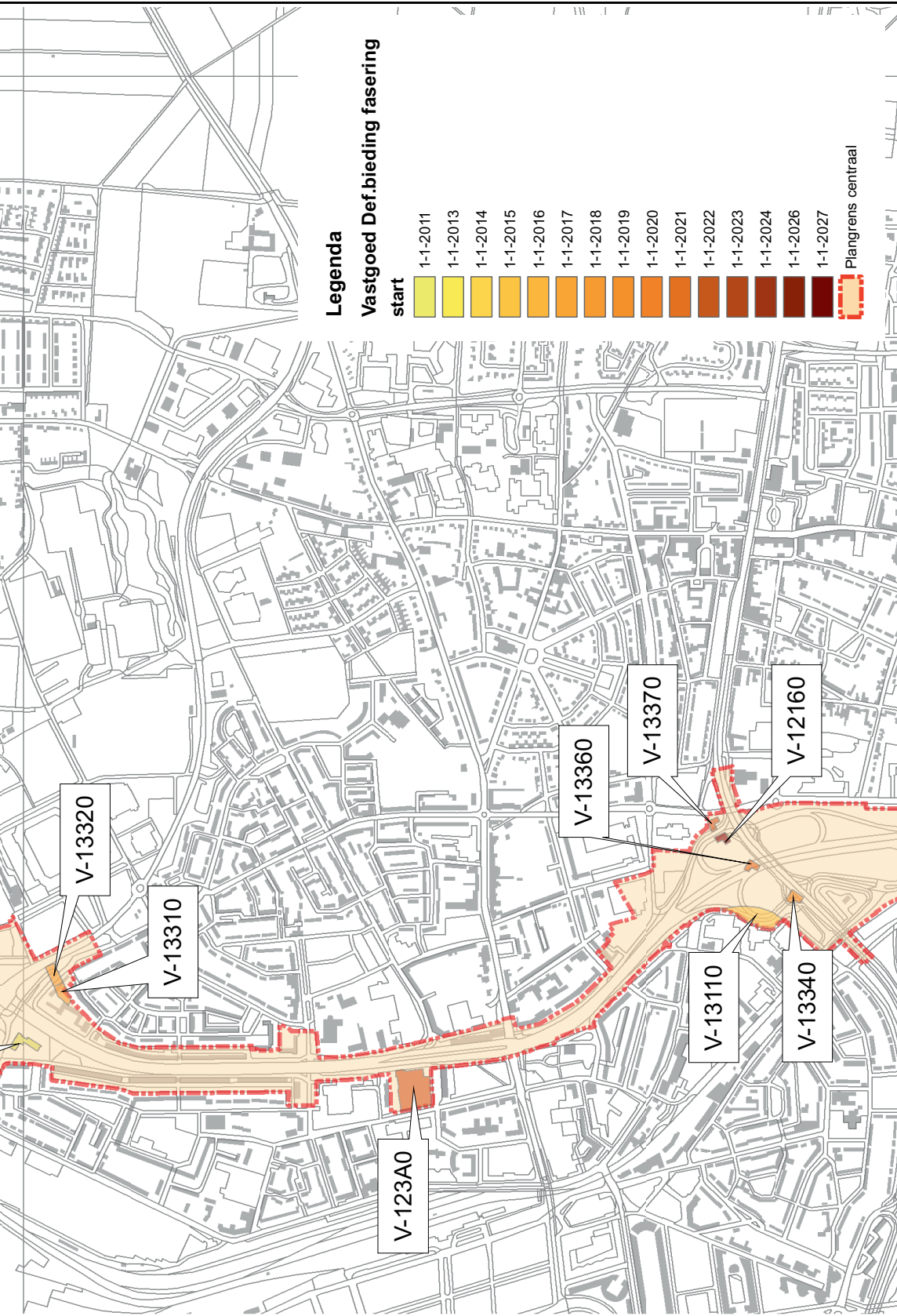
gepland	ing. G. Bijvank	per:	10	d.d.	22-04-2009	formaat:	A1	schaal:	zie tekening
gecontroleerd	ir. B. v. Aart	per:	10	d.d.	22-04-2009				
uitgegeven	ir. F. v.d. Kerk	per:	10	d.d.	22-04-2009				

Dialogronde IV

status: **Definitief**    versie: **1.0**    reg.nr.: **AV407-13430-T0100**

Bijlage 15 Programma Commercieel vastgoed





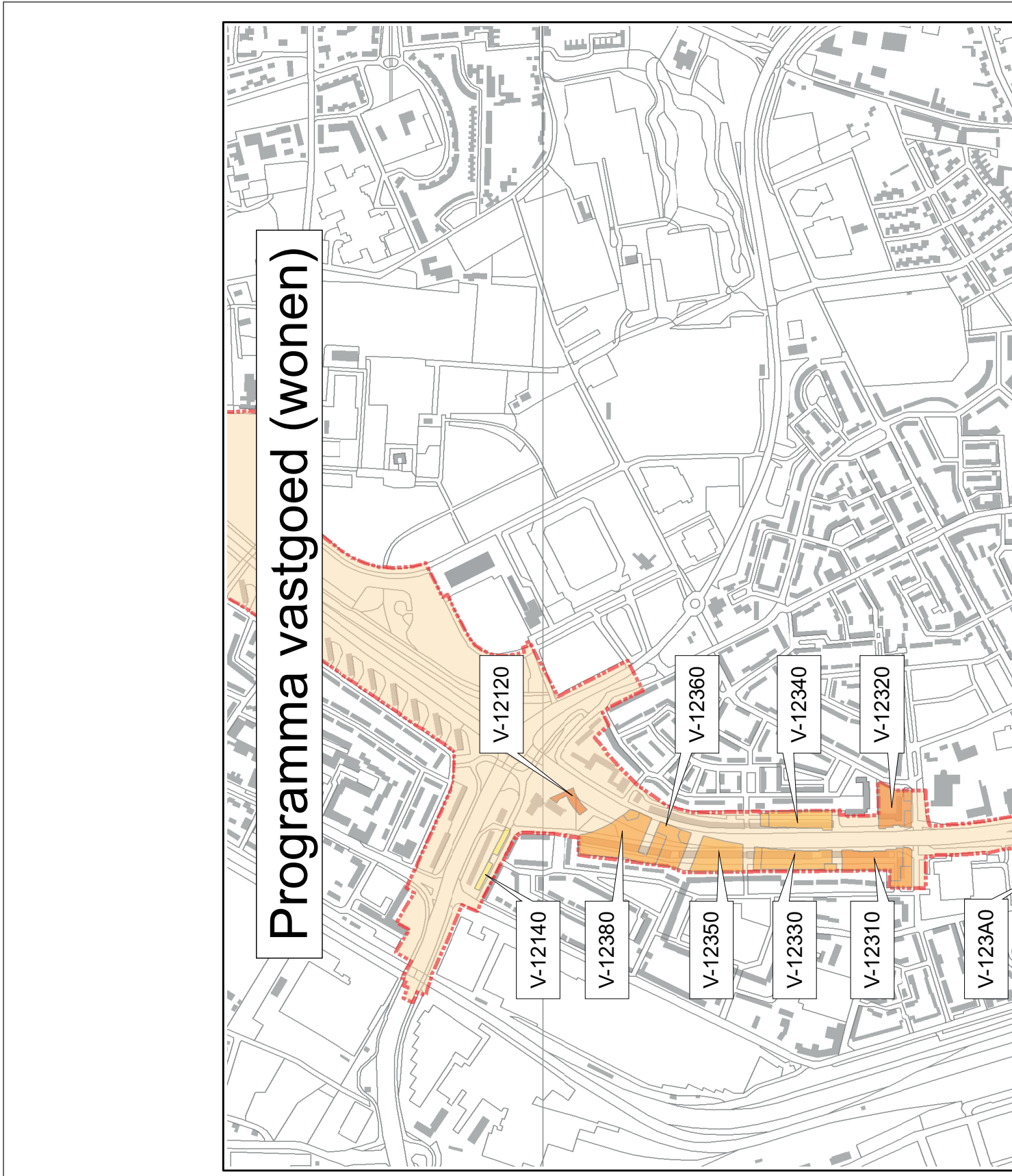
03 april 2009

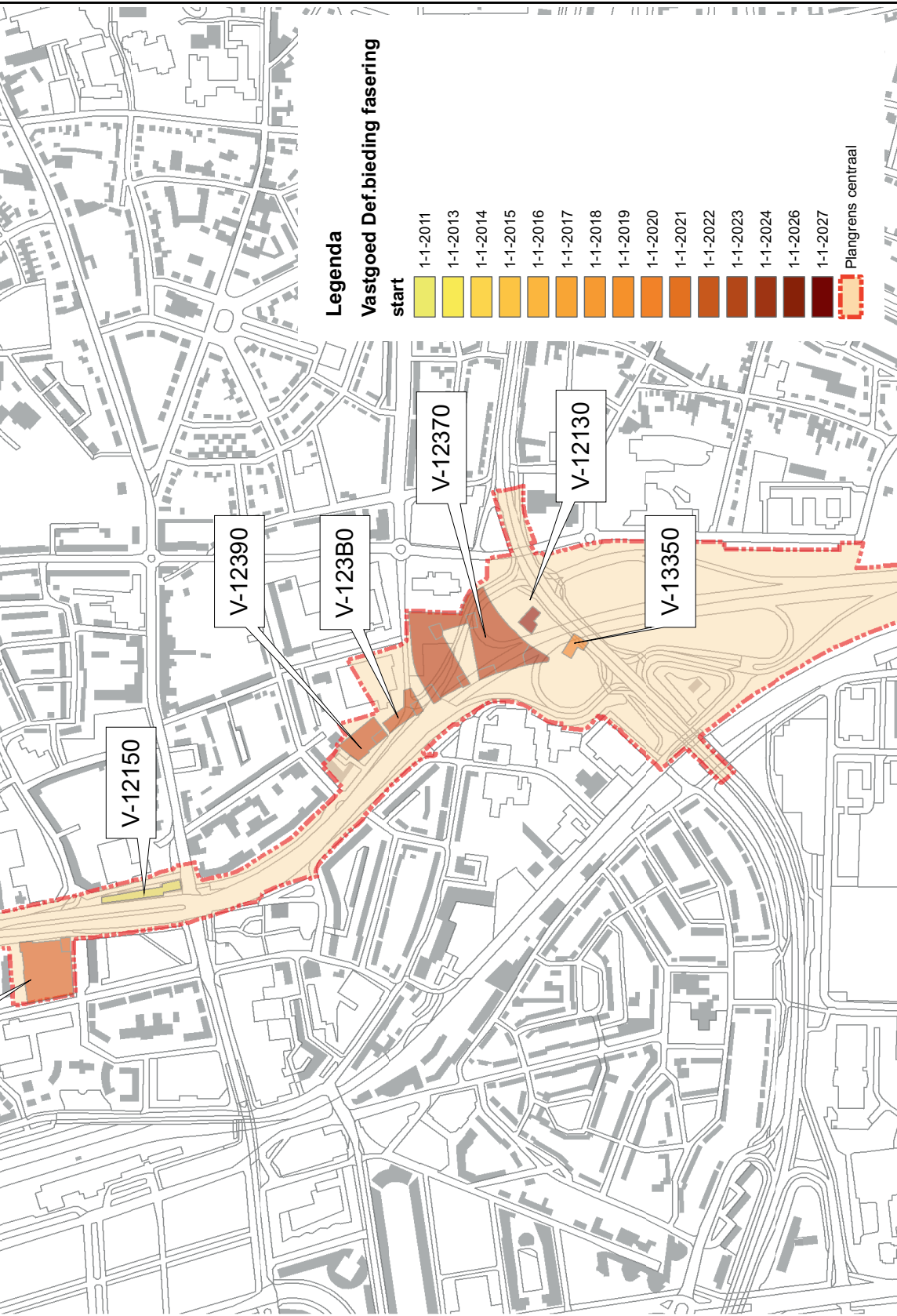
0360 Meters

m42stricht



## Programma vastgoed (wonen)





03 april 2009

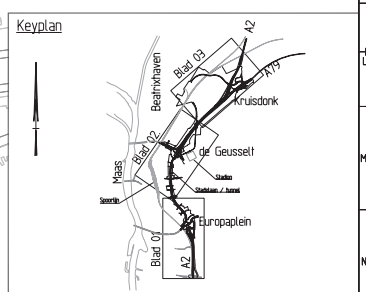
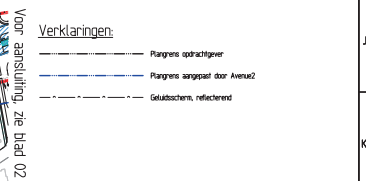
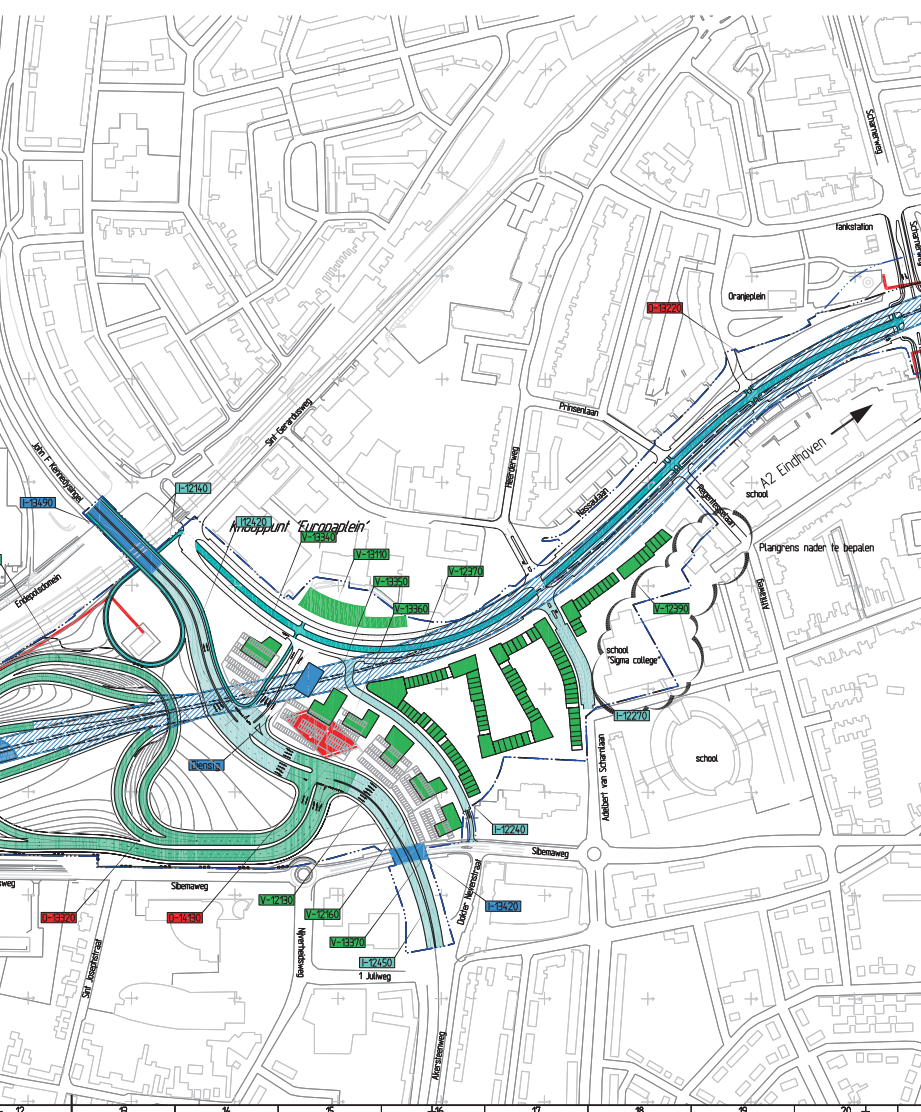
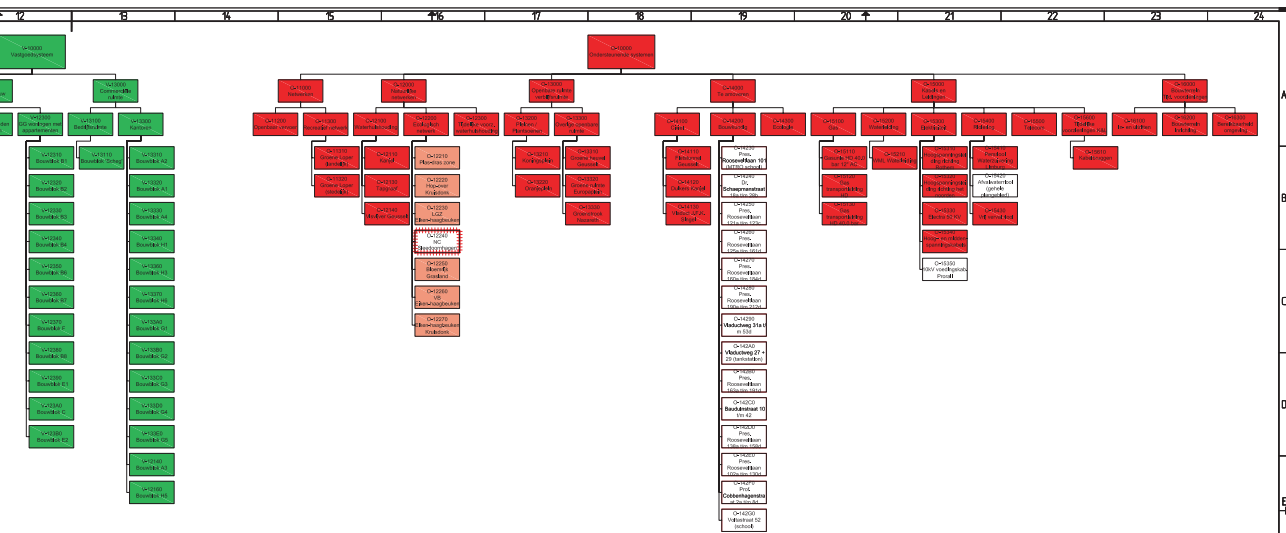
02040 Meters

m42stricht



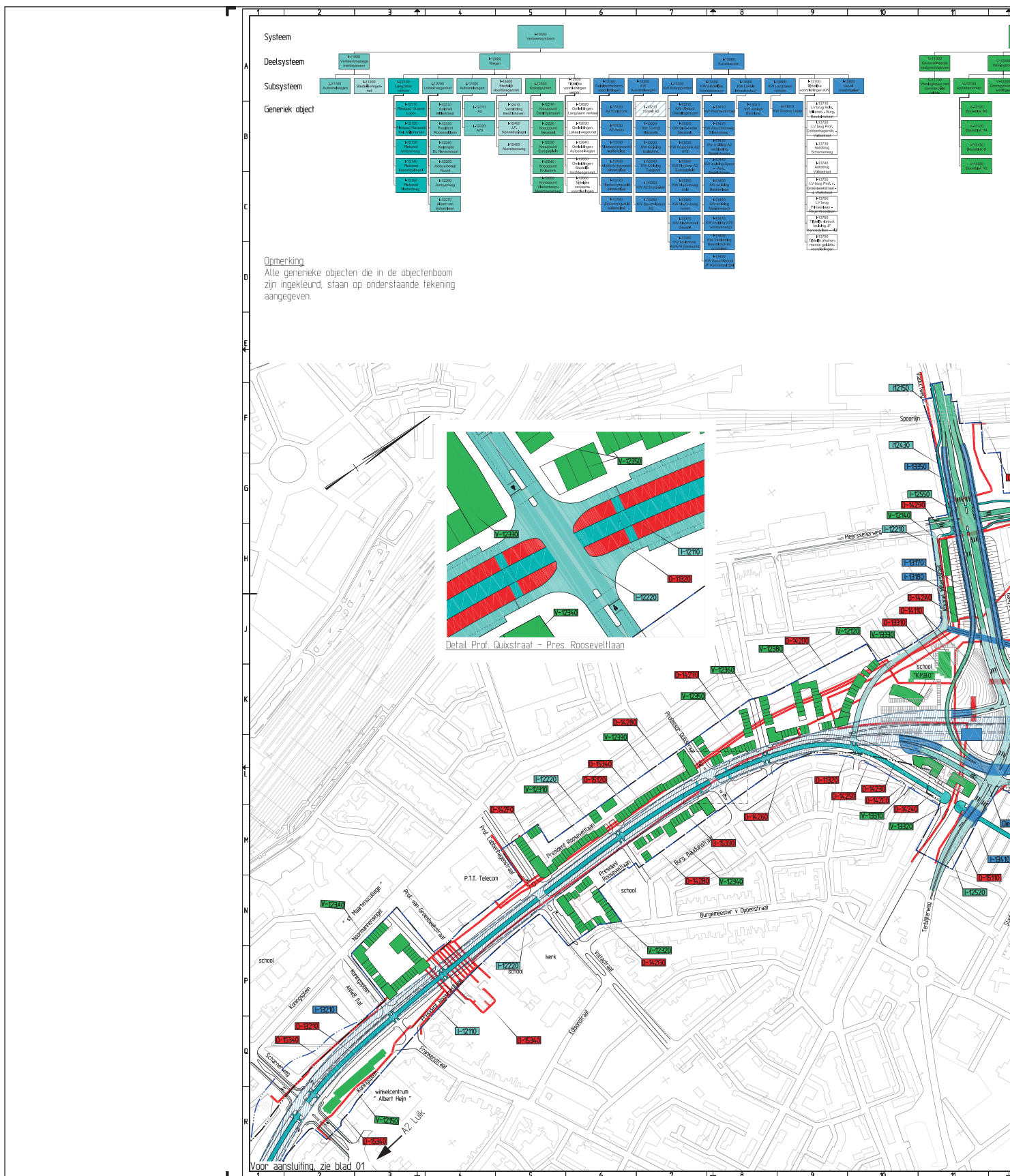


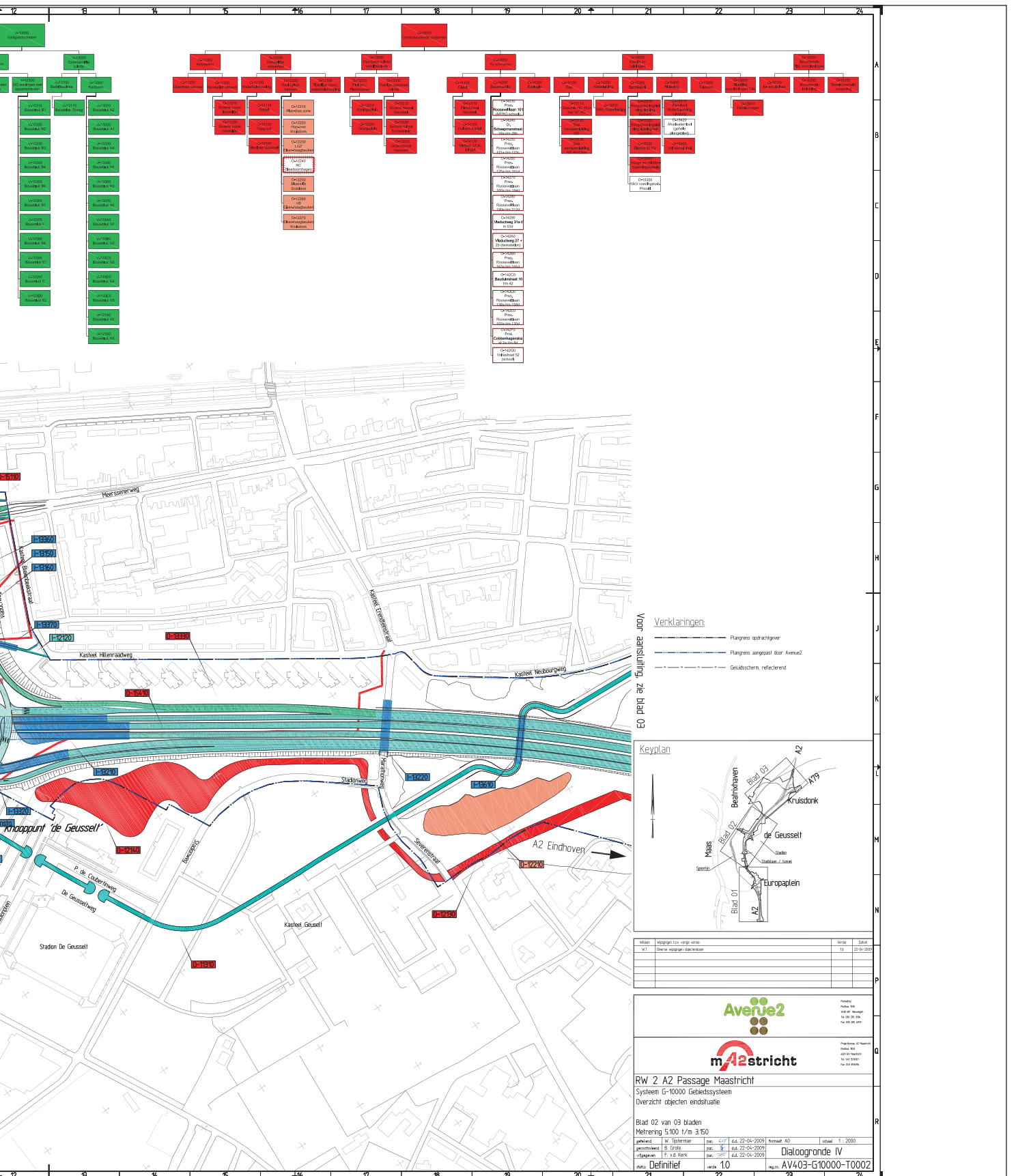




W1	Midden: Midden toe, verp. werk	Verb.	Dat.
	Onder: Midden afbreken	12	22-04-2009
RW 2 A2 Passage Maastricht System G-10000 Gebiedsysteem Overzicht objecten endsituatie			
Blad 01 van 03 bladen Metrening 7.190 (Beginn. werk) 1/m 5.100			
ontworpen	M. Timmermans	blz.	aa 22-04-2009
gecorrigeerd	B. Grote	per	aa 22-04-2009
aanv.	F. v.d. Merck	per	aa 22-04-2009
status	Definitief	vers	10
		aanv.	AV409-G10000-T0001

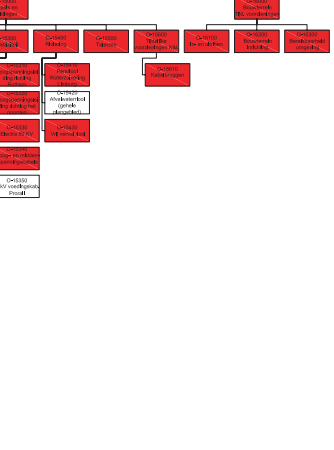
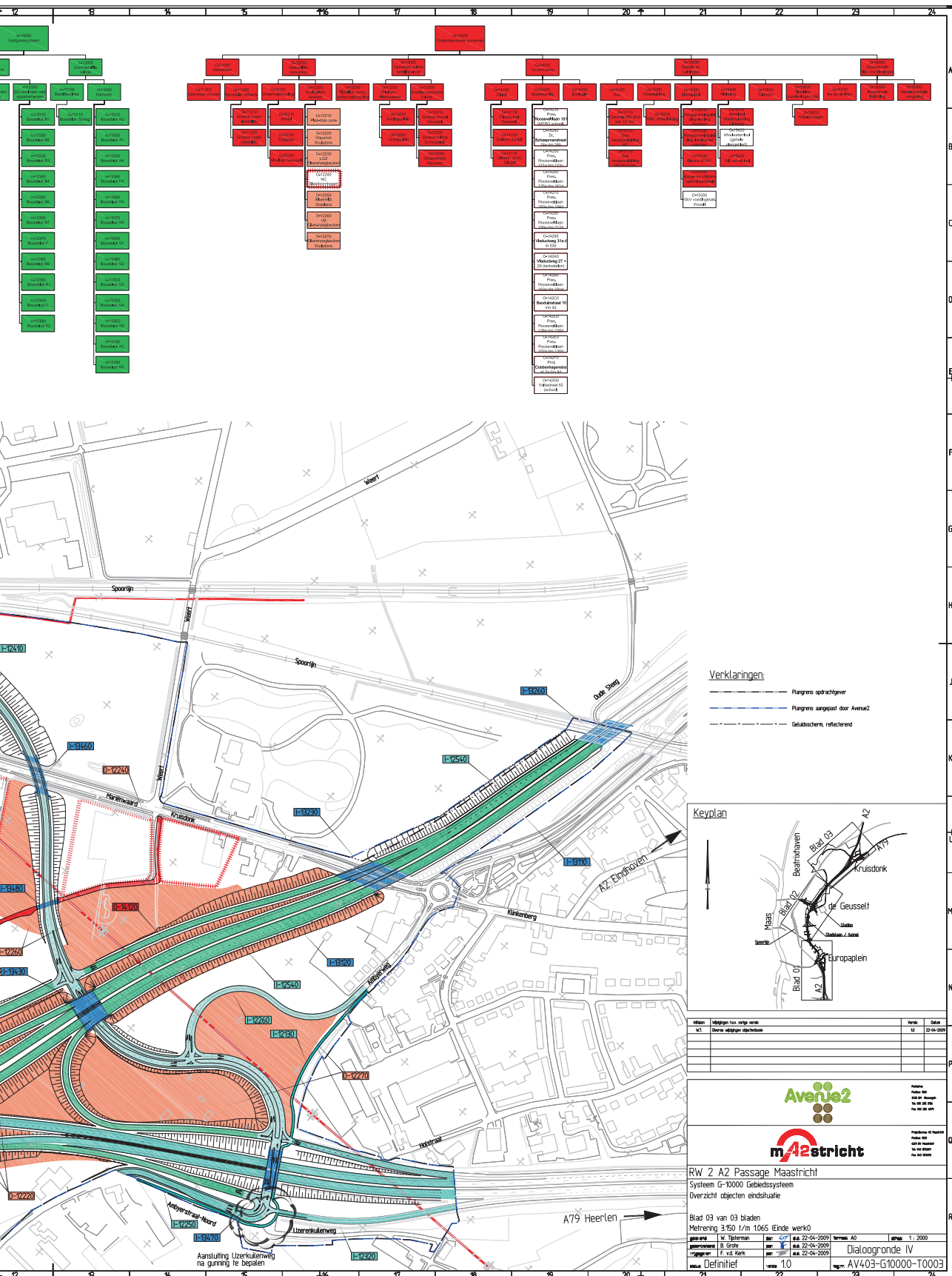
## Overzicht objecten





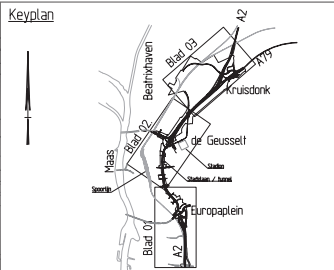






**Verklaringen:**

- Plangrens opdrachtgever
- Plangrens aangegeven door Avenue2
- Gelatsscherm, reflecterend



Wit	Midden: wijziging van ontwerp	Verst	Daar
Wit	Overig: wijziging ontwerp	Wit	22-06-2009

<b>Avenue2</b>		Project:	RD 100
<b>m2stricht</b>		Project:	RD 100
<b>RD 100</b>		Project:	RD 100
<b>RD 100</b>		Project:	RD 100

**RD 100 A2 Passage Maastricht**  
 System G-10000 Gebiedsysteem  
 Overzicht objecten eindsituatie

Blad 03 van 03 bladen  
 Metreling 3:50 1/m 1065 (Einde werk)

Wit	Midden: wijziging van ontwerp	Verst	Daar
Wit	Overig: wijziging ontwerp	Wit	22-06-2009

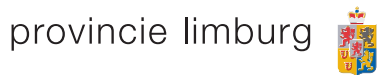
Projectleider: B. Groen  
 Projectleider: F. v.d. Meer  
 Projectleider: F. v.d. Meer  
 Projectleider: F. v.d. Meer

Definitief vers 10  
 AV409-G10000-T0003





Projectorganisatie A2 Maastricht  
bestaat uit Rijkswaterstaat, Provincie  
Limburg, Gemeente Maastricht en  
Gemeente Meerssen.



Dit project wordt medefinancierd door  
de EU – Fonds voor Trans Europese Netwerken.

Slechts de mening van de auteur wordt  
weergegeven: de Europese Commissie is niet  
aansprakelijk voor het gebruik dat eventueel  
wordt gemaakt van de in de publicatie  
opgenomen informatie.