

Jet-grouting: State of the Art



Auteurs:

Em. Prof. Jan Maertens (Jan Maertens BVBA)

Ir. Peter De Vleeschauer (Smet F&C)

Ing. Onno Langhorst (Movares Nederland BV)

Versie:

22 februari 2017



Belgische Groepering voor Grondmechanica en Geotechniek

Voorwoord

Op initiatief van Em. Prof. Jan Maertens (Jan Maertens BVBA) en met hulp van Ir. Peter De Vleeschauwer (Smet F&C) en Ing. Onno Langhorst (Movares Nederland BV) is dit boekwerkje “Jetgrouten, State of the Art” tot stand gekomen.

Volgens de auteurs biedt de jet-grouttechniek enorme mogelijkheden en worden er nog regelmatig nieuwe uitvoeringsmethodes ontwikkeld waarmee de techniek nog verder geoptimaliseerd kan worden.

Dit boekwerkje biedt een overzicht van een groot aantal mogelijkheden van de jet-grouting techniek.

Jet-grouting is een nog relatief jonge techniek en zoals wel meer gebeurt met jonge technieken wordt de techniek regelmatig overvraagd of niet volgens de regels van de kunst uitgevoerd. Als gevolg daarvan hebben er zich een aantal schadegevallen voorgedaan waardoor de techniek meerdere keren in een negatief daglicht is komen te staan.

Sinds 1997 bestaat er een Europese Norm en geeft de elementen weer waarover er een consensus bestaat. De aandachtige lezer zal al snel door hebben dat deze Europese Norm zeer weinig precieze informatie bevat. Dit heeft vooral te maken met het feit dat er heel wat ervaring beschikbaar is. Volgens de auteurs bestaat er een reëel gevaar dat er in de toekomst meer en meer aandacht zal besteed worden aan de deep mixing techniek en een aantal mogelijkheden van de jet-grouting techniek onbenut zullen blijven. Vandaar dit boekwerkje dat de State of the Art van jetgrouting technieken een overzicht van een groot aantal mogelijkheden weergeeft.

Samenvatting

Jet-grouting is een grondverbeteringstechniek die eind vorige eeuw tot volle ontplooiing gekomen. De jet-groutingstechniek bestaat erin om de grond in-situ te vermengen met een water – cementmengsel. Daarvoor wordt gebruik gemaakt van een jetstraal die verkregen wordt door het water – cementmengsel met een zeer grote druk (25 à 50 MPa) door zeer kleine openingen (2 à 5 mm) te pompen. De structuur van de grond wordt hierbij tot op een zekere afstand van de uitstromingopening nagenoeg volledig verbroken.

Jet-grouting is een nog relatief jonge techniek en zoals wel meer gebeurt met jonge technieken wordt de techniek regelmatig overvraagd of niet volgens de regels van de kunst uitgevoerd. Als gevolg daarvan hebben er zich een aantal schadegevallen voorgedaan waardoor de techniek meerdere keren in een negatief daglicht is komen te staan.

Sinds 1997 bestaat er een Europese Norm i.v.m. de uitvoering van jet-grouting, namelijk EN 12716: Execution of Special Geotechnical works = Jet-grouting. Deze Europese Norm werd opgesteld door een groep van specialisten ter zake en geeft de elementen weer waarover er een consensus bestaat. De aandachtige lezer zal snel door hebben dat deze Europese Norm zeer weinig precieze informatie bevat.

Bij het uitvoeren van jet-grouting is het van groot belang dat de werkomstandigheden goed verzorgd worden. Hierbij dienen de uitvoeringsplaatsen van de groutelementen goed gelokaliseerd te worden. Daarbij dienen de groutkolommen vanaf een stabiel werkplatform uitgevoerd worden en de afvoer van de boor- en retourspacie op een gecontroleerde wijze kan plaatsvinden.

Het uitvoeren van kernboringen is de meest geschikte techniek voor het controleren van de druksterkte van de verharde groutspacie. Daarnaast kunnen destructieve boringen, sonderingen en geofysische metingen uitgevoerd worden.

Jet-grouting techniek kan voor zeer veel verschillende toepassingen worden aangewend, te denken valt aan dragende elementen, grondkerende wanden, trekelementen, waterkerende wanden, horizontale afdichtingslagen en grondverbetering ten behoeve van tunnels.

Tijdens de uitvoering van jet-grouting kunnen zich heel wat problemen voordoen. Een voorbeeld hiervan is wegvallen of sterk verminderen van de retourstroom. Daarnaast kunnen afwijkingen ontstaan van de groutstangen ten opzichte van de theoretische positie, het niet realiseren van de vooropgestelde kolomdiameter en de tegenvallende druksterkte.

De jet-groutstechniek is geoptimaliseerd door een aantal speciale uitvoeringsmethodes, zoals: Very High Pressure – Lost Rod Palen, Super Jet-grouting, Collided jetting en Jet-grouting in combinatie met deep mixing.

Voor het verbeteren van de draagkracht van een bestaande fundering bestaan meerdere mogelijkheden zoals het ondermetzelen of onderschoeien met een nieuwe gewapende betonnen zool, het injecteren onder de bestaande funderingsaanzet, ondervangen met perspalen. Deze technieken hebben wel een aantal beperkingen waardoor micropalen en VHP-groutpalen het grootste toepassingsgebied vormen.

Tot slot worden drie cases met Jet-grouting technieken toegelicht, namelijk Sandwichwand Amsterdam Centraal station, Jetgroutfundering viaduct A27 te Amelisweerd en de lessen van de tramtunnel te Den Haag.

Inhoudsopgave

Voorwoord	1
Samenvatting	2
1 Inleiding	8
2 Algemeenheden	9
2.1 Historiek	9
2.2 Algemene principes	9
2.3 Specifiek materieel	14
2.3.1. <i>De groutstangen</i>	14
2.3.2. <i>De hoge-druk pomp</i>	16
2.3.3. <i>Het optrekmechanisme</i>	17
2.4 Dimensionering	17
2.4.1. <i>Afmeting van jet-groutelementen</i>	17
2.4.2. <i>Karakteristieken gerealiseerde jet-groutelementen</i>	20
3 Uitvoering	25
3.1 Voorbereidende werken	25
3.1.1. <i>Lokalisatie van de groutelementen</i>	25
3.1.2. <i>Stabiel werkplatform</i>	25
3.1.3. <i>Afvoer van boor- en retourspecie</i>	25
3.2 Op diepte brengen van de groutstangen	26
3.3 Het eigenlijke grouten	26
3.4 Afvoer van de retourspecie	27
3.5 Aanbrengen van een wapening	28
3.6 Navullen	28
4 Controle van de uitvoering	29
4.1 Voorafgaandelijke proeven.	29
4.2 Metingen tijdens het inbrengen van de groutstangen.	32
4.3 Controles tijdens eigenlijke grouten	34
4.4 Controles onmiddellijk na de uitvoering van een groutkolom	36
4.4.1. <i>Ontname monsters niet verharde groutspecie</i>	36
4.4.2. <i>Opmeten diameter</i>	37
5 Controles nadat de grout verhard is.	40
5.1 Algemeen	40
5.2 Kernboringen.	40
5.3 Destructieve boringen.	42
5.4 Sonderingen	43
5.5 Geofysische metingen.	43
6 Toepassingsmogelijkheden.	44
6.1 Algemeen	44
6.2 Dragende elementen	44
6.3 Grondkerende wanden.	46
6.3.1. <i>Langsheen bestaande funderingen</i>	46

6.3.2.	<i>Onder bestaande funderingen</i>	48
6.3.3.	<i>Cirkelvormige bouwputten</i>	49
6.4	Trekelementen	52
6.5	Waterkerende wanden	53
6.6	Horizontale afdichtingslagen	54
6.6.1.	<i>Hooggelegen afdichtingslagen</i>	55
6.6.2.	<i>Diepgelegen afdichtingslagen:</i>	55
6.6.3.	<i>Opmerking:</i>	56
6.7	Horizontale stempels	57
6.8	Grondverbetering ten behoeve van tunnels	57
6.8.1.	<i>Groutschermen</i>	57
6.8.2.	<i>Globale grondverbetering</i>	59
7	Mogelijke problemen bij de uitvoering van jet-grouting.	60
7.1	Algemeen	60
7.2	Vermindering retourstroom	60
7.3	Afwijkingen groutstangen	65
7.4	Afwijking van de vooropgestelde diameter	66
7.4.1.	<i>Wijziging groutparameters</i>	66
7.4.2.	<i>Samenstelling ondergrond</i>	66
7.4.3.	<i>Retourstroming</i>	67
7.4.4.	<i>Schaduwwerking</i>	67
8	Speciale uitvoeringsmethodes	69
8.1	Algemeen	69
8.2	Very High Pressure – Lost Rod Palen.	69
8.3	Super jet-grouting.	70
8.4	Collided jetting.	71
8.5	Jet-grouting in combinatie met deep mixing.	72
8.6	Metro – Jet System	73
9	VHP-Grouting: Funderingsherstel	75
9.1	Direct ondervangen bestaande funderingen	75
9.2	Probleemstelling	75
9.2.1.	<i>Micropalen</i>	75
9.2.2.	<i>V.H.P.-groutpalen</i>	76
9.2.3.	<i>Renovatiepalen grote draagkracht : VHP-LR</i>	80
9.3	Bouwputbeschoeiing	84
9.3.1.	<i>Special shapes</i>	84
9.3.2.	<i>Getrapte palen</i>	85
9.3.3.	<i>Sectorpalen</i>	85
9.4	Praktijkvoorbeelden	87
9.4.1.	<i>Aansluiten op een bestaande riolering</i>	87
9.4.2.	<i>Dichten van betonnen damplanken</i>	88
9.4.3.	<i>Onderschoeien van een bestaande gemene gevel</i>	89
9.4.4.	<i>Ondervangen van een ondergrondse structuur</i>	91
10	Besluit	94
11	Case: Sandwichwand Amsterdam Centraal station	95

11.1 Samenvatting	95
11.2 Inleiding	95
11.3 Globale grondbeschrijving	97
11.4 Het ontwerp van de sandwichwand	97
11.4.1. <i>Geometrische aspecten</i>	98
11.4.2. <i>Constructieve aspecten</i>	99
11.4.3. <i>Waterremmendheid en grond dichtheid van het wandstelsel</i>	99
11.5 Risicoprofiel	100
11.6 Van jetgroutproef naar definitief werk	101
11.7 Beheersing uitvoering definitieve werk	103
11.8 Uitvoering	104
11.9 Beoordeling kolommen	105
11.10 Beoordeling wand	106
11.11 Beoordeling sterkte	108
11.12 Aangepaste uitvoeringsorganisatie	110
11.13 Monitoring	110
12 Case: Jetgroutfundering viaduct A27 te Amelisseweerd	111
12.1 Samenvatting	111
12.2 Inleiding	111
12.3 Ontwerpaspecten	114
12.4 Jetgrouten	115
12.5 Van ontwerp naar jetgroutproef	115
12.6 Risico's	117
12.7 Uitvoering	117
13 Case: De lessen van de tramtunnel (artikel)	120
14 Case: Verdiepen van funderingszolen - Grand Barzar Groenplaats Antwerpen in 1992	128
14.1 Probleemstelling	128
14.2 Korte omschrijving van de bouwmethode	128
14.3 Nadere omschrijving van de verschillende onderdelen van het systeem	129
14.3.1. <i>VHP-palen</i>	129
14.3.2. <i>Stalen steunframe</i>	131
14.4 Voordelen van de gekozen werkwijze	132
14.5 Begeleiding van het ontwerp - controle	133
14.6 Besluit	134
15 Case: Waterremmende bodem in VHP-XL-palen	136
15.1 Algemeen	136
15.2 Grondprofiel	136
15.3 Concept bouwput	137
15.4 Voor- en nadelen	138
15.5 Proefprogramma	139
15.6 Verticale trekpalen	139
15.7 Fasering	140
15.8 Potentieel van VHP-bodems	140

16 Case: Proeven op jetgroutkolommen voor de HSL-tunnel Berchem-Antwerpen Centraal	141
16.1 Inleiding	141
16.2 De ondervanging van de bestaande bruggen	141
16.3 Proeven op jet groutkolommen	142
16.3.1. <i>Belastingsproeven op groutkolommen in situ</i>	142
16.3.2. <i>Belastingsproef van een groutkolom op ware grootte in laboratorium</i>	144
16.4 Besluit	145
17 Referenties	152
Colofon	154

1 Inleiding

Jet-grouting is een grondverbeteringstechniek die eind vorige eeuw tot volle ontplooiing gekomen is en die erin bestaat om de grond in-situ te vermengen met een water-cementmengsel. Ten opzichte van andere injectietechnieken biedt de jet-groutingstechniek het grote voordeel dat jet-grouting in omzeggens alle gronden kan worden toegepast.

Jet-grouting is een nog relatief jonge techniek en zoals wel meer gebeurt met jonge technieken wordt de techniek regelmatig overvraagd of niet volgens de regels van de kunst uitgevoerd. Als gevolg daarvan hebben er zich een aantal schadegevallen voorgedaan waardoor de techniek meerdere keren in een negatief daglicht is komen te staan.

Sinds 1997 bestaat er een Europese Norm i.v.m. de uitvoering van jet-grouting, namelijk EN 12716: Execution of Special Geotechnical works = Jet-grouting.

Deze Europese Norm werd opgesteld door een groep van specialisten ter zake en geeft de elementen weer waarover er een consensus bestaat. De aandachtige lezer zal snel door hebben dat deze Europese Norm zeer weinig precieze informatie bevat. Dit heeft vooral te maken met het feit dat er heel wat ervaring beschikbaar is i.v.m. de uitvoering van jet-grouting in een aantal grondsoorten en met welbepaald materieel, maar dat het helemaal niet duidelijk is in welke mate de in specifieke omstandigheden verkregen informatie kan worden veralgemeend.

Een ander belangrijk element is dat de knowhow i.v.m. de jet-groutingstechniek nagenoeg volledig in handen is van de aannemers. De meeste van hen hebben omvangrijke onderzoeksprogramma's uitgevoerd maar de resultaten ervan werden niet of slechts zeer fragmentair gepubliceerd.

I.v.m. de uitvoering van jet-grouting werd ook wat onderzoek uitgevoerd in het laboratorium maar de veralgemening van de verkregen resultaten is zeer moeilijk.

Dit alles heeft ervoor gezorgd dat er t.a.v. de jet-groutingstechniek bij heel wat besturen en studie bureaus een zekere achterdocht bestaat en dat de techniek als gevolg daarvan wellicht nog altijd niet ten volle wordt benut.

2 Algemeenheden

2.1 Historiek

Injectie onder hoge druk werd voor het eerst toegepast in de olie-industrie om de wanden van een boorgat dicht te maken. Voor het toepassen van deze techniek werden speciale pompen ontwikkeld welke het mogelijk maakten om een water-cementmengsel onder hoge druk te verpompen.

In de funderingstechniek werd cementinjectie onder hoge druk voor het eerst toegepast door Cementation Ltd. (Londen) rond 1960 voor de reparatie van het dichtingscherm van een stuwdam in Indië. In dezelfde periode werd de techniek ook enkele malen toegepast in Groot-Brittannië.

Vanaf 1965 werd de techniek in Japan verder ontwikkeld. Daarbij werd vooral aandacht besteed aan de ontwikkeling van aangepaste machines. De techniek werd in 1973 via Italië opnieuw in Europa geïntroduceerd.

Vooraf in de jaren '80 heeft de techniek zich over de ganse wereld verspreid en is snel uitgegroeid tot een volwaardige funderingstechniek. Sinds 1982 worden in de tunnelbouw horizontale groutkolommen toegepast.

In België wordt de techniek sinds het begin van de jaren '80 toegepast, eerst op beperkte schaal, daarna in een sterk toenemende mate. In Nederland dateren de eerste toepassingen van het einde van de jaren '80. De techniek heeft er nooit eenzelfde ontwikkeling gekend als in België.

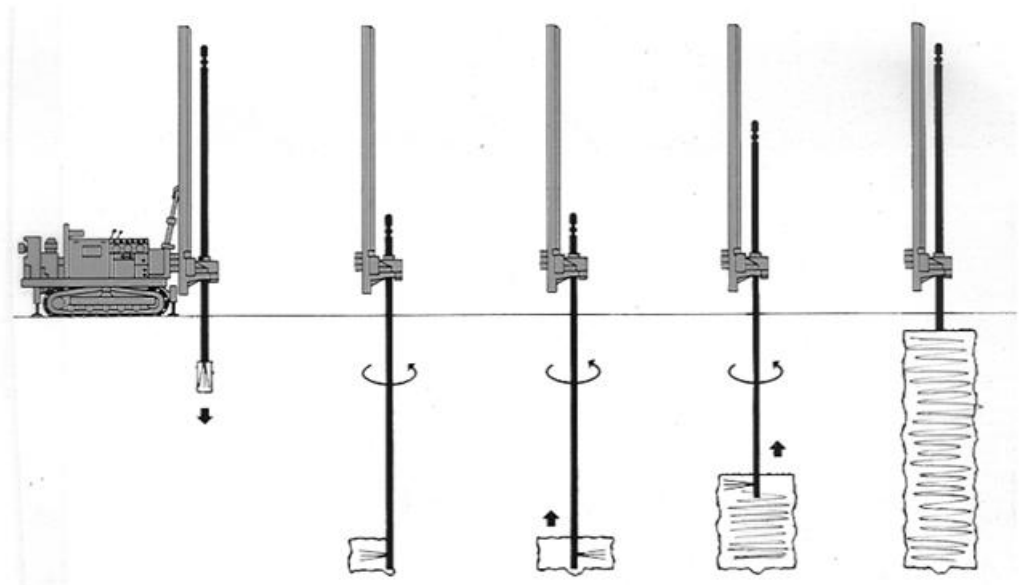
2.2 Algemene principes

De jet-groutingstechniek bestaat erin om de grond in-situ te vermengen met een water – cementmengsel. Daarvoor wordt gebruik gemaakt van een jetstraal die verkregen wordt door het water – cementmengsel met een zeer grote druk (25 à 50 MPa) door zeer kleine openingen (2 à 5 mm) te pompen.

Door de hoge energie van de straal wordt de structuur van de grond tot op een zekere afstand van de uitstromingopening nagenoeg volledig verbroken en wordt de losgemaakte grond vermengd met het ingebrachte water – cementmengsel.

De uitvoering van jet-grouting verloopt dan als volgt, cfr. figuur 2/1:

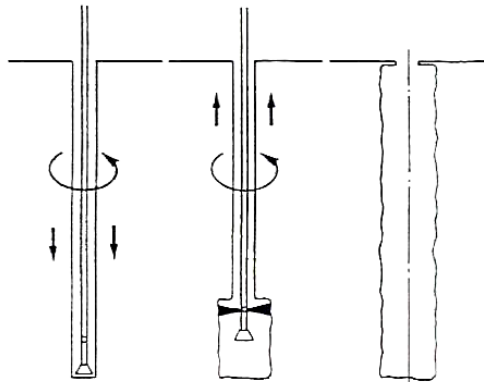
- In eerste instantie worden de groutstangen die onderaan voorzien zijn van één of meerdere openingen, tot op een zekere diepte in de grond gebracht;
- Wanneer de vooropgestelde diepte bereikt is wordt doorheen de openingen een water – cementmengsel onder zeer hoge druk gepompt en worden de groutstangen getrokken. In het algemeen worden de groutstangen roterend getrokken. Op deze wijze worden dan cilindrische groutkolommen gerealiseerd;
- Na de uitvoering van de groutkolom kan eventueel een wapeningsstaaf in de nog niet verharde groutspecie worden aangebracht.



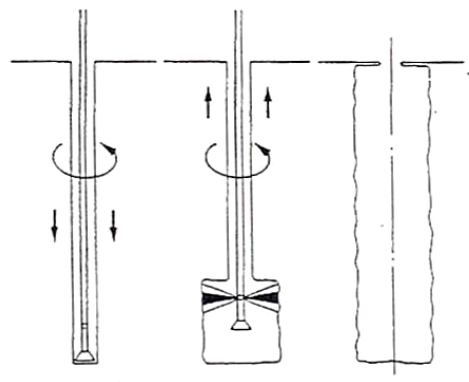
Figuur 2/1: Algemeen principe van jet-grouting.

Omdat de afstand tot waar de structuur van de grond met een gewone groutstraal volledig kan verbroken worden eerder beperkt is, heeft men naar hulpmiddelen gezocht om de reikwijdte van de groutstraal te vergroten. Momenteel onderscheidt men volgende technieken:

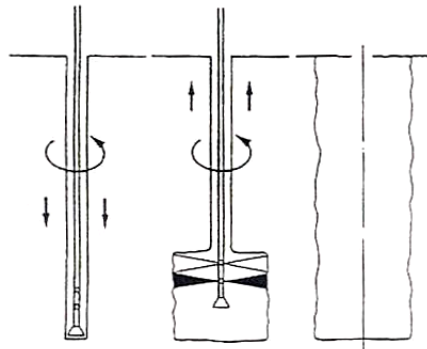
- a) Mono-jet of single system = de techniek waarbij alleen een gewone groutstraal (water – cementmengsel) wordt aangewend om de grond los te snijden en te vermengen, cfr. figuur 2/2a;
- b) Bi-jet grout-lucht of double (air) system = bij deze techniek wordt de groutstraal omhuld met een luchtmantel ten einde de wrijving tussen de groutstraal en het omringend medium zoveel mogelijk te beperken en aldus de reikwijdte van de straal te verhogen. De groutstraal wordt gebruikt om de grond los te snijden en te vermengen, cfr. figuur 2/2b;
- c) Bi-jet water-grout of double (water) system = bij deze techniek wordt de grond losgesneden met een hoge-druk waterstraal en op een ietwat lager niveau wordt een groutspecie ingebracht, meestal onder een relatief lage druk, cfr. figuur 2/2c;
- d) Tri-jet water-lucht en grout of triple system = bij deze techniek wordt de grond losgesneden met een hoge-druk waterstraal omhuld met een luchtmantel en op een ietwat lager niveau wordt een groutspecie ingebracht (meestal onder lage druk), cfr. figuur 2/2d.



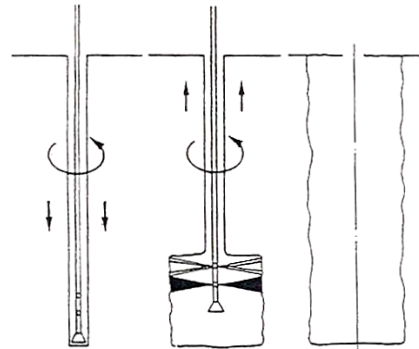
Figuur 2/2a Mono-jet.



Figuur 2/2b Bi-jet grout-lucht.

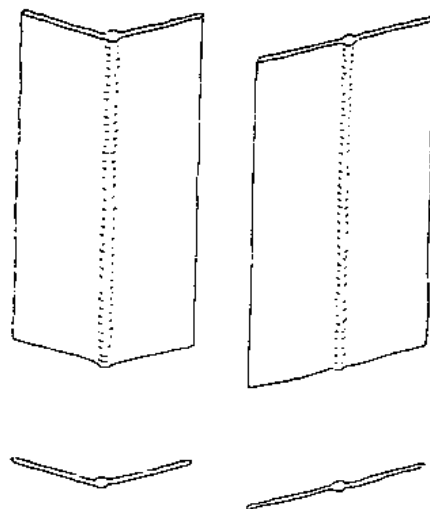


Figuur 2/2c Bi-jet grout-water.



Figuur 2/2d: Tri-jet.

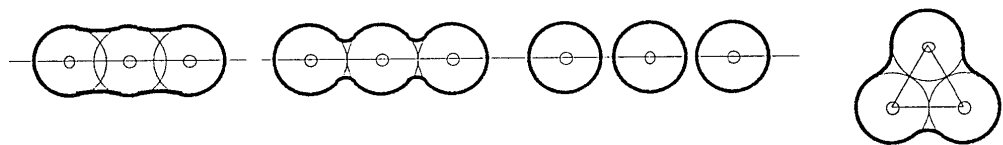
Wanneer de groutstangen bij het optrekken niet geroteerd worden maar over een beperkte hoek heen en weer bewogen dan worden in de grond panelen of lamellen gevormd, cfr. figuur 2/3.



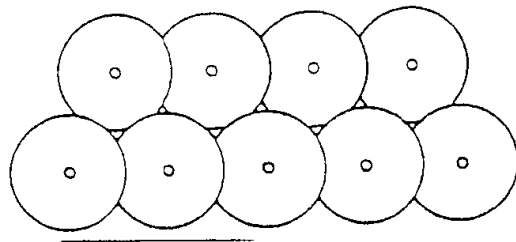
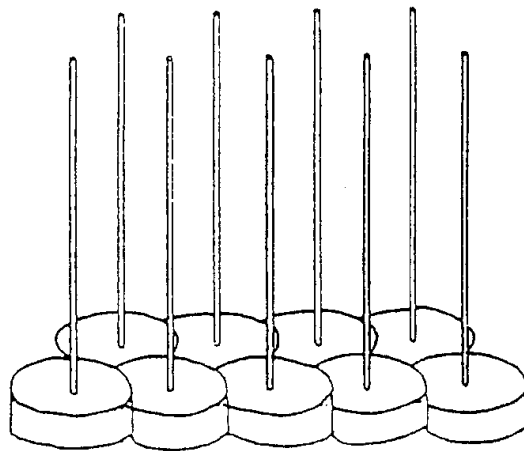
Figuur 2/3: jet-grout lamellen.

Jet-grouting kan worden uitgevoerd voor verschillende doeleinden, zoals het creëren van:

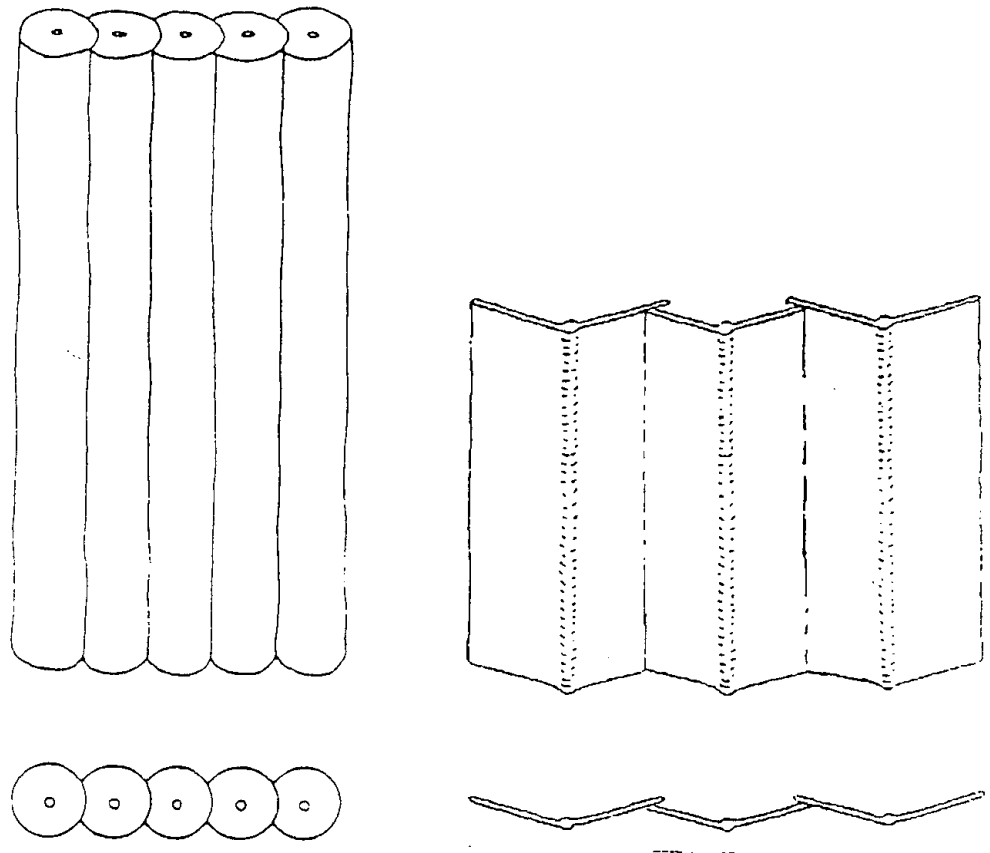
- Alleenstaande grondverbeteringselementen of dragende elementen gevormd door alleenstaande gROUTkolommen of alle mogelijke combinaties ervan, cfr. figuur 2/4a;
- Verticale grond en waterkerende wanden, gevormd door op elkaar aansluitende kolommen of lamellen, cfr. figuur 2/4b;
- Horizontale afdichtende lagen gevormd door het aanbrengen van op elkaar aansluitende gROUTkolommen met een beperkte hoogte, cfr. figuur 2/4c;
- Horizontale verstijvingslagen gevormd door het aanbrengen van gROUTkolommen met een beperkte hoogte die aaneensluitend zijn volgens de richting waarin de verstijving gewenst is;
- Een horizontale grondverbetering ten behoeve van het uitgraven van tunnels (kolommen of panelen), cfr. figuur 2/4d.



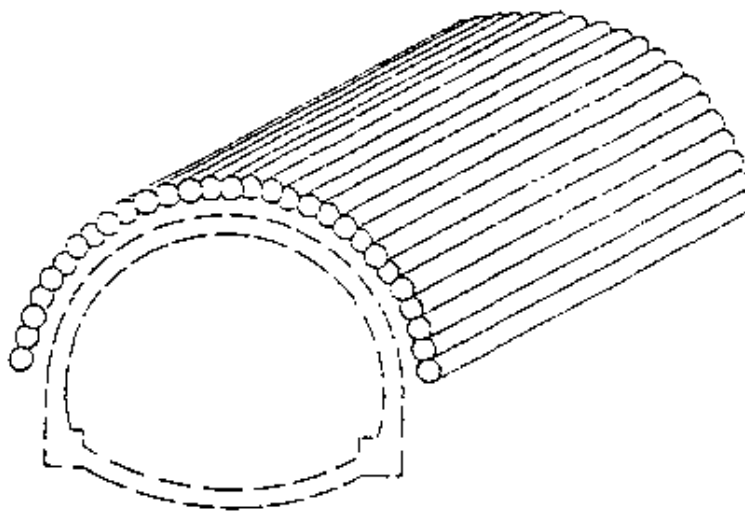
Figuur 2/4a: Mogelijke schikkingen van gROUTkolommen.



Figuur 2/4b: Horizontale afdichtende laag.



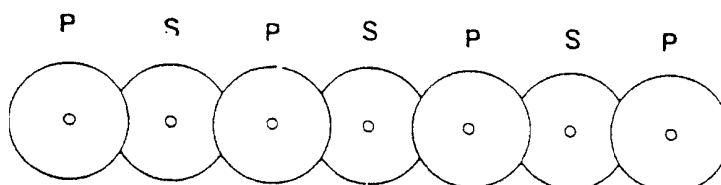
Figuur 2/4c: verticale grond en/of waterkerende wand.



Figuur 2/4d: groutboog omheen een tunnel.

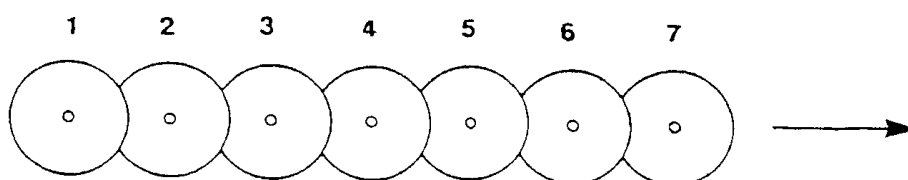
Wanneer op elkaar aansluitende groutelementen worden uitgevoerd kan er gewerkt worden met primaire en secundaire elementen of nat in nat.

Wanneer er gewerkt wordt met primaire en secundaire elementen worden eerst de primaire elementen uitgevoerd. De secundaire elementen worden dan eerst uitgevoerd na verharding van de primaire elementen, cfr. figuur 2/5a.



Figuur 2/5a: Uitvoering met primaire en secundaire kolommen.

Wanneer er nat in nat gewerkt wordt worden de naast elkaar gelegen elementen onmiddellijk na elkaar uitgevoerd, cfr. figuur 2/5b.



Figuur 2/5b: Uitvoering nat in nat.

2.3 Specifiek materieel

Het specifieke materiaal dat voor de uitvoering van jet-grouting gebruikt wordt bestaat uit:

- De groutstangen;
- De hoge-druk pomp;
- Het optrekmechanisme.

2.3.1. De groutstangen

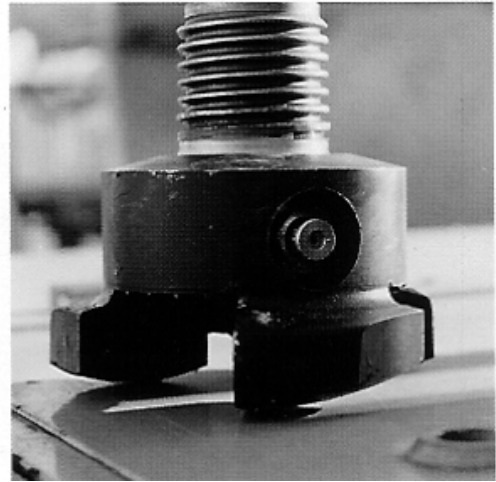
De stangen die voor de uitvoering van jet-grouting gebruikt worden zijn verschillend alnaargelang de toegepaste techniek (mono-jet, bi-jet of tri-jet). Alnaargelang de techniek bevatten de stangen afzonderlijke kanalen voor grout, water en lucht. De diameter van de groutstangen bedraagt meestal 85 mm, cfr. figuur 2/6a.

De groutstangen worden onderaan voorzien van een boorbeitel of -kroon en een monitor. De boorbeitel of -kroon wordt gebruikt voor het lossnijden van de grond bij het op diepte brengen van de groutstangen. De monitor bevat de openingen waardoorheen de grout, water en/of lucht geïnjecteerd worden, de zogenaamde düzen, cfr. figuur 2/6b.

Düzen zijn stukken van speciaal staal die een hoge weerstand hebben tegen de abrasiviteit van cement en een speciale vorm zodat de groustraal zo goed mogelijk gecentreerd blijft.



**Figuur 2/6a: groutstangen
Voor tri-jet**



**Figuur 2/6b: boorbeitel met
ingebouwde düze**

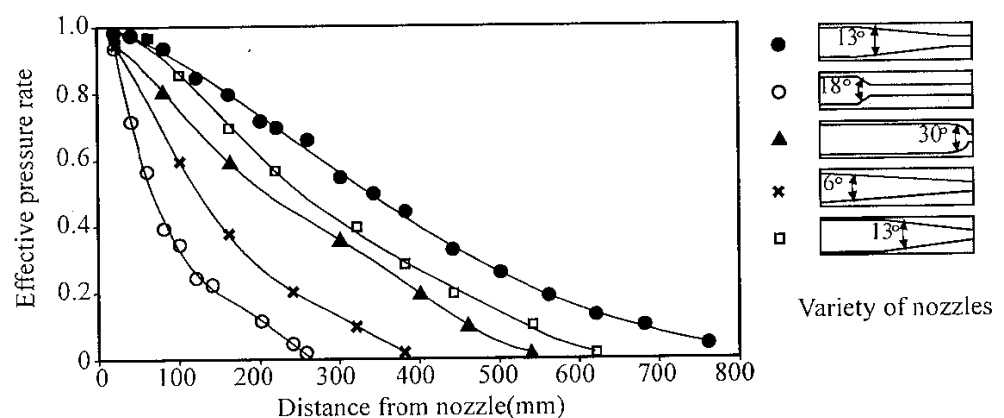
De aan te houden diameter van de düzen wordt bepaald door:

- Het aantal düzen (meestal 2);
- Het debiet van de pomp;
- De gewenste druk.

Indien de diameter van de düzen te klein gekozen wordt, wordt er meer weerstand opgebouwd dan nodig is. Als gevolg daarvan kan de gewenste druk wel geleverd worden maar niet het gewenste debiet. Indien de diameter van de düzen te groot gekozen wordt, wordt er te weinig weerstand opgebouwd. Zodoende kan het gewenste debiet wel verkregen worden maar niet de gewenste druk.

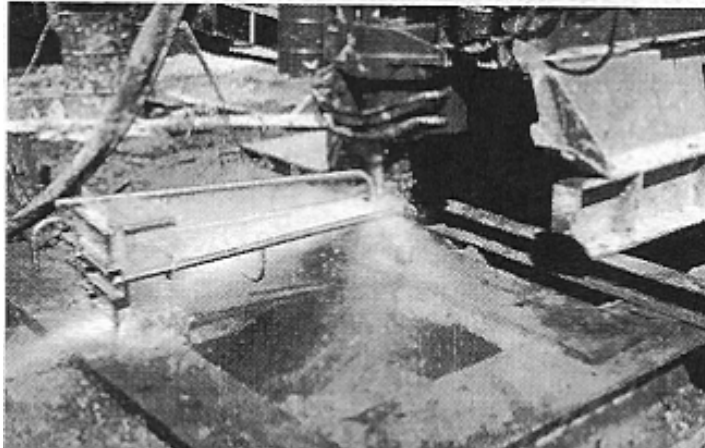
Bij de keuze van de diameter van de düzen moet er dus naar gestreefd worden dat zowel de gewenste druk als het gewenste debiet kan verkregen worden.

Laboratoriumproeven uitgevoerd in Japan hebben aangetoond dat de vorm van de opening in de düze een belangrijke invloed heeft op het verloop van de druk in de groutstraal, cfr. fig. 2/7.

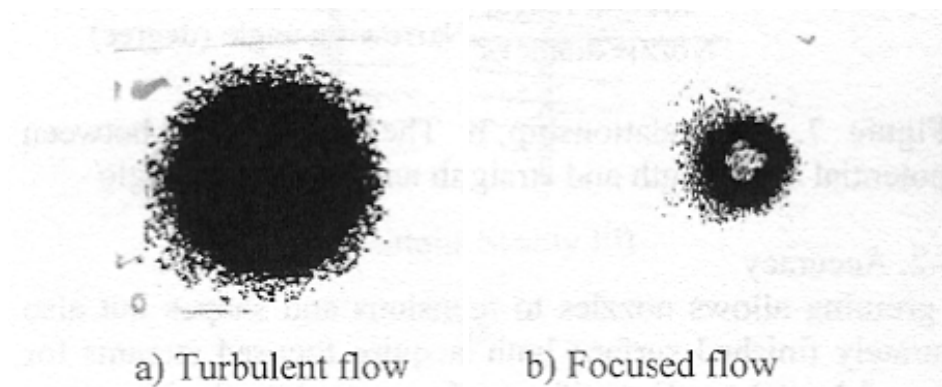


Figuur 2/7: Invloed van de vorm van de düze op de variatie van de druk in de groutstraal (Shibazaki, 2003).

In de Europese literatuur is zeer weinig informatie te vinden in verband met de mogelijke kwaliteit van de düzen. In Japan werd daaromtrent reeds heel wat onderzoek uitgevoerd en zouden er methodes beschikbaar zijn om op de werf de efficiëntie van de gebruikte düzen te controleren. Daarvoor wordt met de jetstraal gespoten op een drukgevoelige film, cfr. figuur 2/8. Uit de vorm van de drukfiguur kan dan de concentratie van de jetstraal worden afgeleid, cfr. figuur 2/9. Meer informatie daaromtrent is te vinden in het state of the art rapport van M. Shibazaki voor het Grout 2003 Congres.



Figuur 2/8: opstelling voor het controleren van de efficiëntie van de gebruikte düze (Shibazaki, 2003).



Figuur 2/9: Resultaten van de controle van de efficiëntie van een düze (Shibazaki, 2003).

2.3.2. De hoge-druk pomp

Voor de uitvoering van jet-grouting worden meestal zeer speciale pompen gebruikt waarmee een groutspecie onder hoge druk (meestal 40 à 50 MPa) kan verpompt worden. Alleen bij de bi-jet techniek water-grout en bij de tri-jet techniek is het mogelijk om de grout onder een lagere druk te verpompen.

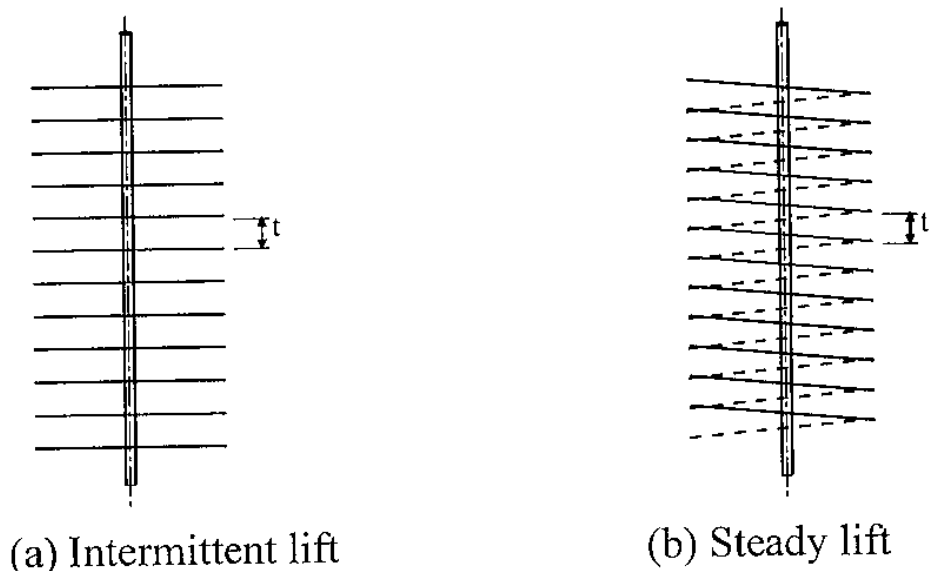
De gebruikte hoge-drukpompen zijn altijd zuigerpompen waarbij zeer speciale eisen gesteld worden aan de kleppen. Grout is immers zeer abrasief wanneer het onder hoge druk verpompt wordt. Deze kleppen moeten dan ook vervangen worden van zodra er een kleine lek ontstaat. Doet men dat niet dan kan er al zeer snel een ernstige beschadiging ontstaan niet alleen van de kleppen zelf, maar ook van de behuizing.

2.3.3. *Het optrekmechanisme*

Ten einde een zo homogeen mogelijke groutkolommen te verkrijgen moet het optrekken van de groutstangen zo regelmatig mogelijk worden uitgevoerd.

In de beginperiode van de jet-grouttechniek was het gebruikelijk om de groutstangen op te trekken in stappen (meestal van 4 cm), en om elke stap gedurende een zekere periode aan te houden, bvb. 4 sec., 6 sec. of 8 sec, cfr. figuur 2/10a. Daarbij werd de rotatiesnelheid van de groutstangen dan zodanig gekozen dat bij elke stap één of twee volledige omwentelingen van de groutstangen plaats vonden. Bij een optreksnelheid van 4sec per 4cm en een rotatiesnelheid van de groutstangen van 15 toeren per minuut geldt dan voor een klassieke uitvoering met 2 düzen dat de grond overal tweemaal aangesneden wordt.

Heden ten dage wordt er meer gewerkt worden met een constante optreksnelheid, cfr. figuur 2/10b. Daarbij wordt er dan wel voor gezorgd dat de stangen per omwenteling niet meer dan 4 cm worden opgetrokken. Er wordt dan van uitgegaan dat de groutstraal ter hoogte van de reikwijdte de grond over niet meer dan 4 cm kan wegsnijden. Ook hier moet dus bij het vastleggen van de optreksnelheid rekening worden gehouden met de rotatiesnelheid van de groutstangen.



Figuur 2/10: uitvoeringswijzen voor het optrekken van de groutstangen.

2.4 Dimensionering

Bij de dimensionering van jet-grout constructies moet rekening worden gehouden met:

- De afmeting van de groudelementen;
- De karakteristieken van de groudelementen (sterkte, vervormbaarheid, doorlatendheid).

2.4.1. *Afmeting van jet-groudelementen*

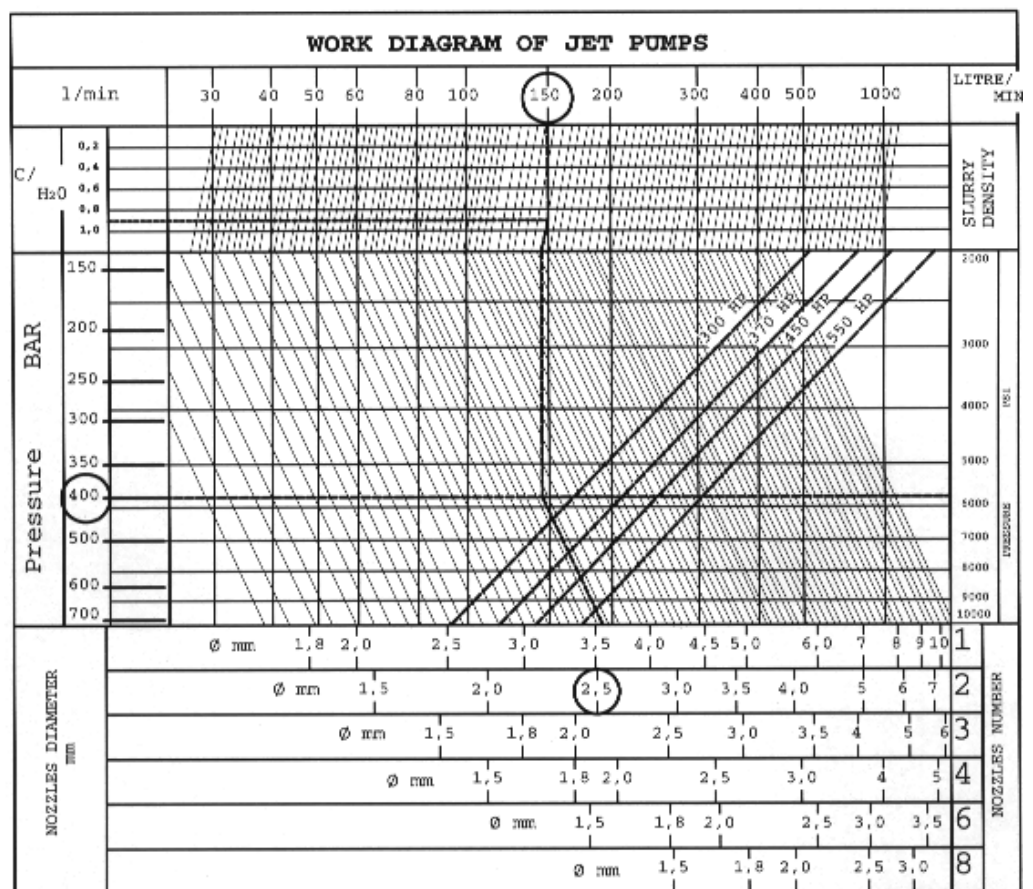
De afmetingen van de gerealiseerde jet-groudelementen worden bepaald door de reikwijdte van de gebruikte jet-straal (= groutstraal bij mono-jet en bi-jet-grout – lucht en = waterstraal bij bi-jet, water-grout en tri-jet).

De reikwijdte van de jet-straal wordt bepaald door:

- De injectiedruk;
- De diameter van de düzen;

- De verblijftijd van de injectiestraal;
- Het debiet van de pomp;
- De capaciteit van de pomp;
- De snelheid waarmee de groutstangen worden opgetrokken;
- De rotatiesnelheid van de groutstangen;
- De aard van de grond;
- De gebruikte techniek.

Er dient te worden opgemerkt dat de eerste 3 parameters niet volledig onafhankelijk omdat het injectiedebiet en de injectiedruk fysisch begrensd zijn door de pompcapaciteit. De mogelijk te realiseren waarden kunnen voor een bepaald type pomp worden afgelezen van de grafiek van fig. 2/11.



Figuur 2/11: verband tussen het aantal düzen, de diameter van de düzen, de injectiedruk en het injectiedebiet.

De verblijftijd van de injectiestraal op een gegeven punt wordt bepaald door:

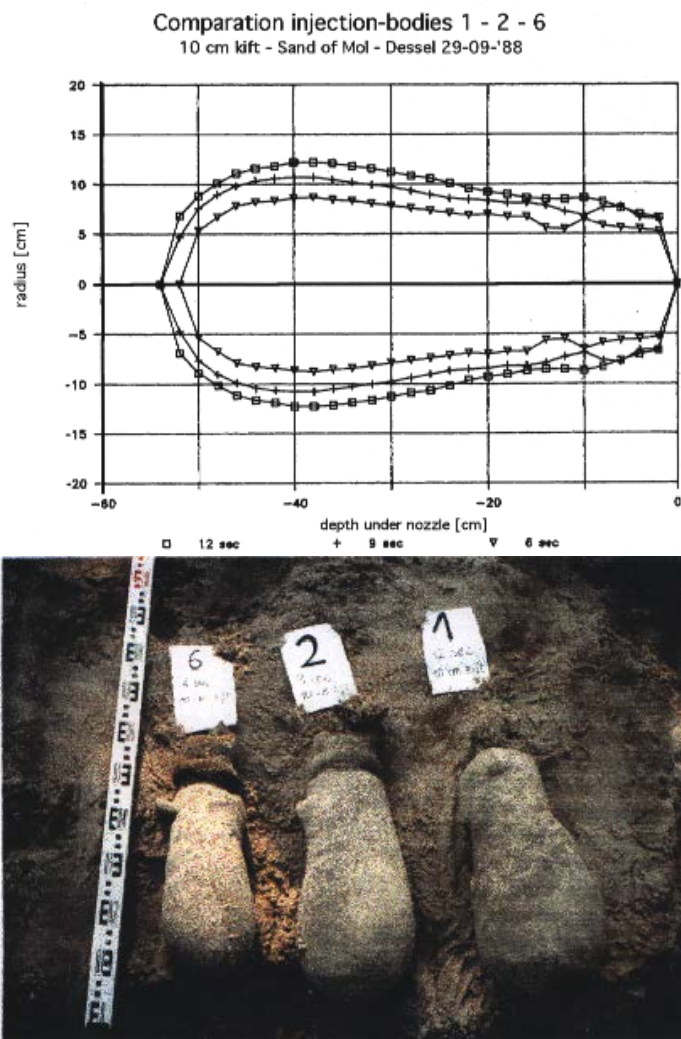
- Het aantal düzen;
- De snelheid waarmee de groutstangen worden opgetrokken;
- De rotatiesnelheid van de groutstangen.

In de praktijk wordt meestal het toerental geoptimaliseerd in functie van de optreksnelheid en het aantal injectieopeningen.

De verblijftijd beïnvloedt:

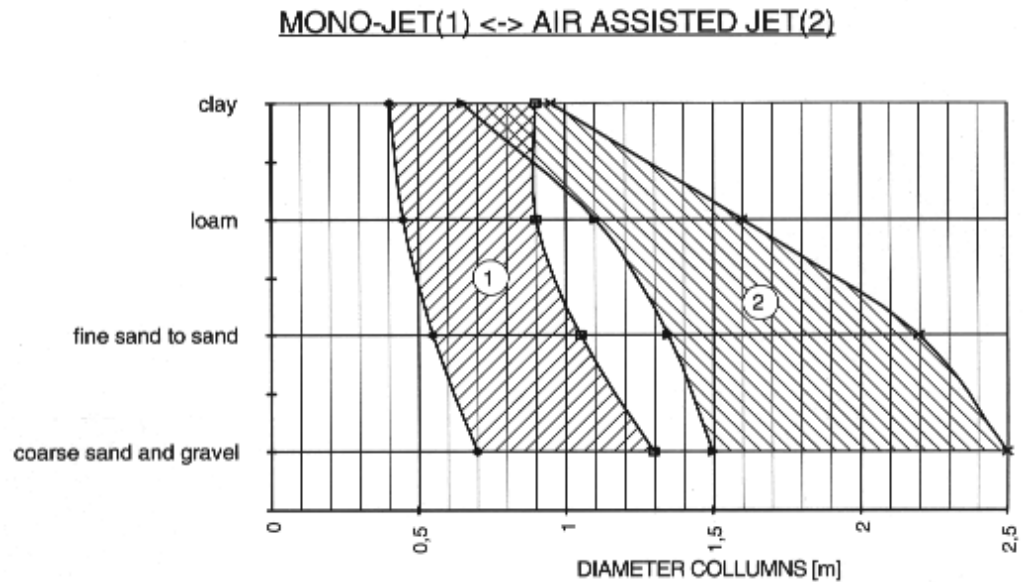
- In beperkte mate de indringingsdiepte van de injectiestraal (en dus ook de diameter van de gerealiseerde kolommen);
- In een belangrijke mate het cementgehalte van de gerealiseerde groutkolom (en dus ook de druksterkte van de verharde specie).

Aan het einde van de jaren tachtig werden in opdracht van Smet Boring laboratoriumproeven uitgevoerd aan de KU Leuven. Bij een van de proefopstellingen werd het tijdseffect bestudeerd aan de hand van een stationaire injectiedüze en werd met cement gespoten in zand van Mol. Van de verkregen resultaten kon worden afgeleid dat de indringingsdiepte maar in een beperkte mate werd beïnvloed door de injectietijd, cfr. figuur 2/12.



Figuur 2/12: Resultaten van laboratoriumproeven ter bepaling van de invloed van de injectietijd op de indringingsdiepte.

Ondanks het feit dat daaromtrent reeds heel wat onderzoek werd uitgevoerd is men er toch nog altijd niet in geslaagd om algemeen aanvaarde regels op te stellen voor het afleiden van de reikwijdte van een jet-straal. Zodoende moet men zich voor het inschatten van de reikwijdte van de jet-groutstraal nog altijd baseren op de beschikbare ervaringen, richtwaarden zoals aangegeven in fig. 2/13.



Figuur 2/13: Kolomdiameters welke in een aantal typische grondsoorten kunnen gerealiseerd worden.

Voor bepaalde grondsoorten en technieken zijn in de literatuur wel formules terug te vinden die toelaten om de invloed van bepaalde parameters na te gaan.

Voor belangrijke projecten blijft het toch aangewezen om voor de aanvang van de werken proefkolommen uit te voeren en om de diameter van deze kolommen op te meten. Dit kan best gebeuren door deze bloot te graven.

Bij het ontwerpen van groutconstructies dient men er terdege rekening mee te houden dat het zeer moeilijk is om de afmetingen van de gerealiseerde groutelementen tijdens de uitvoering of na de uitvoering ervan op te meten.

In de literatuur is aangegeven dat het in bepaalde gevallen mogelijk is om de diameter van de groutkolommen te controleren door het opmeten van de densiteit van de retourspacie, cfr. Morey en Campo, 1998. Bij de toepassing van deze methode op de werf voor de bouw van een tunnel te Berchem is evenwel gebleken dat dit alleen mogelijk is indien zeer gedetailleerde informatie beschikbaar is betreffende het volumegewicht van de grond in-situ en dat zeer geringe variaties van het volumegewicht van de grond in-situ leiden tot een belangrijke verandering van de verkregen diameter.

2.4.2. Karakteristieken gerealiseerde jet-groutelementen

De karakteristieken van de gerealiseerde jet-groutelementen zijn:

- Druksterkte;
- Elasticiteitsmodulus.

Druksterkte

Voor normale uitvoeringen geldt dat de druksterkte van de gerealiseerde groutkolom afneemt naarmate de diameter van de groutkolom toeneemt. Om een bepaalde druksterkte te verkrijgen heeft men een bepaald cementgehalte nodig in de achterblijvende massa.

Bij het jet-grouten worden de fijnste deeltjes geheel of gedeeltelijk uitgespoeld en vervangen door cement. Het gehalte aan fijne gronddeeltjes dat in de groutkolom achterblijft heeft een belangrijke invloed op de uiteindelijke druksterkte.

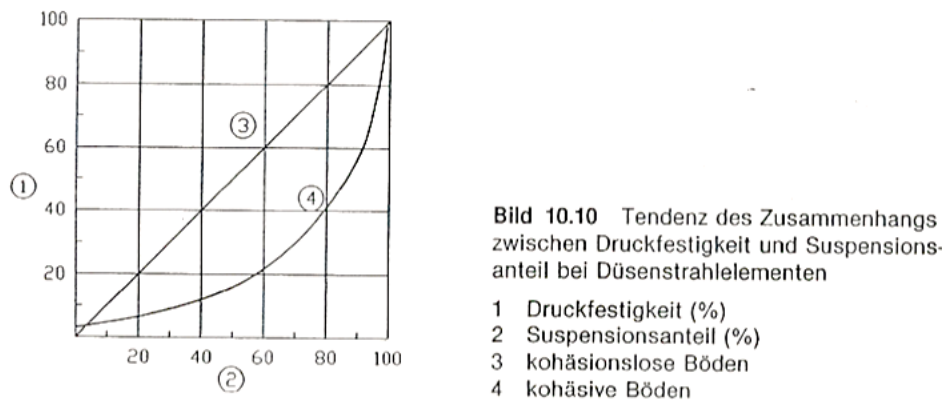
Om bij een kleihoudende grond toch een voldoende cementgehalte te verkrijgen moet meestal worden overgegaan op een gedeeltelijke (voorspoeling) of volledige substitutie (tri-jet). Bij tri-jet wordt de aanwezige grond volledig geërodeerd en wordt de aldus gecreëerde ruimte opgevuld met een groutspecie met bekende karakteristieken.

Voor mono-jet worden courant de volgende richtwaarden gehanteerd:

- Kleigronden: 4 N/mm²;
- Leemgronden: 6 N/mm²;
- Zandgronden: 8 tot 15 N/mm², in zuiver zand kunnen druksterktes tot 25 à 30 N/mm² verkregen worden.

Voor bi-jet moeten de hierboven aangegeven waarden meestal gehalveerd worden.

Door Kutzner (1991) worden de resultaten medegedeeld van een onderzoek waarbij voor zand en voor klei het verband werd bepaald tussen de druksterkte en het vervangingspercentage, cfr. figuur 2/14.



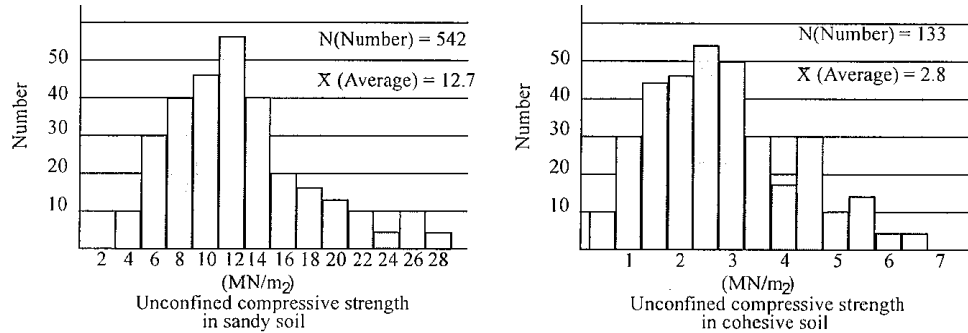
Figuur 2/14: Verband tussen de druksterkte en het vervangingspercentage (Kutzner, 1991).

Van de gegevens van figuur 2/14 kan worden afgeleid dat bij kleigronden alleen een belangrijke druksterkte kan worden verkregen door een grote hoeveelheid cement toe te voegen.

Een idee betreffende de mogelijks te verkrijgen druksterke kan worden verkregen door de in-situ aanwezige grond in het laboratorium te vermengen met welbepaalde hoeveelheden grout. Deze onderzoeksmethode wordt voor de deep-mixing techniek zeer veel toegepast en werd voor de uitvoering van een jet-groutwand onder de A15 te Barendrecht eveneens toegepast, cfr. van Duijnen en Huisman, 2003. De ervaring

opgedaan bij deep-mixing leert dat de resultaten van de laboratoriumproeven soms veel te optimistisch zijn.

Een probleem i.v.m. de druksterkte is dat de resultaten van drukproeven op uit groutkolommen ontnomen kernen altijd een zeer grote spreiding vertonen, cfr. figuur 2/15.



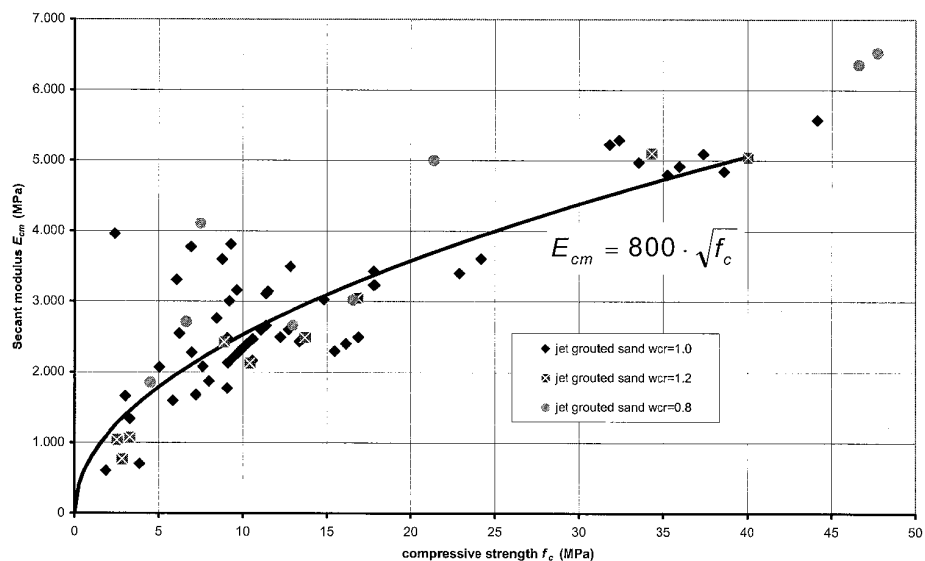
Figuur 2/15: Spreiding van de druksterktes verkregen in zand- en kleigronden.

Bij het vastleggen van een ontwerpwaarde voor de druksterkte van een groutconstructie moet altijd terdege rekening worden gehouden met de te verwachten grote spreiding van de gemeten druksterktes.

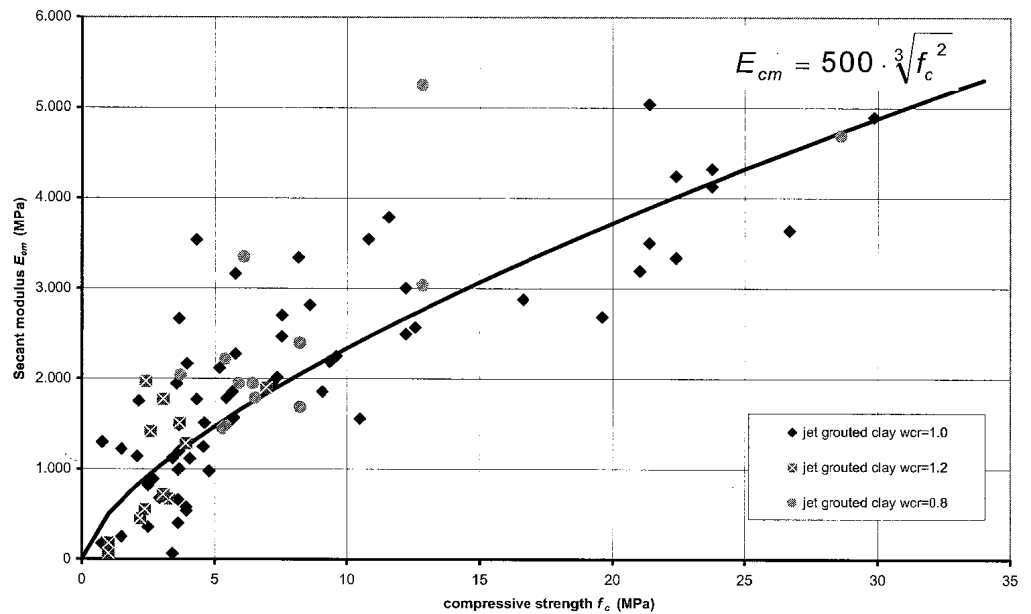
Elasticiteitsmodulus

In de literatuur is maar relatief weinig informatie terug te vinden i.v.m. de elasticiteitsmodulus van groutkolommen.

In Nederland werd bij de Praktijk Injectie Proef voor te Noord-Zuidlijn te Amsterdam ruim aandacht besteed aan de elasticiteitsmodulus van de gerealiseerde groutkolommen. Door van der Stoel werd het verband tussen de elasticiteitsmodulus en de druksterkte afzonderlijk bepaald voor de zand- en kleilagen, cfr. figuur 2/16.

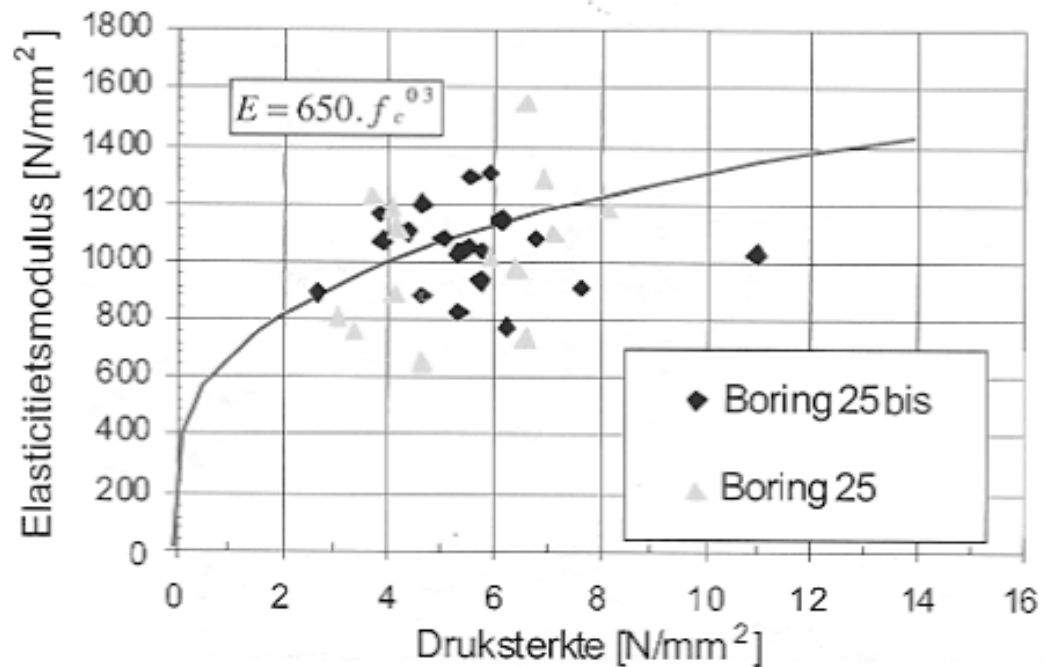


Figuur 16a: Verband elasticiteitsmodulus-druksterkte PIP A'dam voor de zandlagen (van der Stoel, 2001).



Figuur 16b: Verband elasticiteitsmodulus-druksterkte PIP A'dam voor kleilagen (van der Stoel, 2001).

Bij de uitvoering van een groutwand onder de A15 in Barendrecht werd een gelijkaardig verband verkregen, cfr. figuur 2/17. Het betrof een groutwand uitgevoerd in een sterk wisselende ondergrond bestaande uit zand, klei en veen.



Figuur 2/17: Verband elasticiteitsmodulus-druksterkte jet-groutwand A15 (van Duijnen en Huisman, 2003).

De bij de jet-groutwand onder de A15 verkregen waarde van de elasticiteitsmodulus is evenwel beduidend lager dan deze gevonden bij de PIP Noord-Zuidlijn.

3 Uitvoering

3.1 Voorbereidende werken

Bij het uitvoeren van jet-grouting is het van groot belang dat de werkomstandigheden goed verzorgd worden, d.w.z. dat:

- De uitvoeringsplaatsen van de groutelementen goed gelokaliseerd worden;
- De groutkolommen kunnen worden uitgevoerd vanaf een stabiel werkplatform;
- De afvoer van de boor- en retourspecie op een gecontroleerde wijze kan plaatsvinden.

Wanneer groutelementen moeten worden uitgevoerd doorheen bestaande funderingen of constructies worden er in het algemeen vooraf kernboringen uitgevoerd doorheen deze funderingen of constructies.

3.1.1. Lokalisatie van de groutelementen

Er bestaan veel methodes om de uitvoeringsplaatsen van de groutelementen te lokaliseren. Wat vooral van belang is, is dat de lokalisatie vaststaand is en dat er voldoende referentiepunten zijn om de uitvoeringsplaatsen opnieuw te materialiseren indien deze zouden verdwenen zijn of indien er daaromtrent twijfel zou ontstaan.

3.1.2. Stabiel werkplatform

Het is van groot belang dat de groutelementen kunnen worden uitgevoerd vanaf een stabiel werkplatform. Op deze wijze wordt voorkomen dat de positie van de machine verandert tijdens de uitvoering.

Indien het van belang is dat de groutkolommen volledig verticaal of onder een welbepaalde helling worden uitgevoerd, is het aangewezen om een betonplaat (al dan niet gewapend) aan te brengen als werkvloer. Zodoende kan worden voorkomen dat de helling van de boormast ten gevolge van het wegzakken van de machine wijzigingen ondergaat tijdens de uitvoering van een groutelement.

3.1.3. Afvoer van boor- en retourspecie

Tijdens de uitvoering van een groutelement moet er ten allen tijde voor gezorgd worden dat de afvoer van de boor- en retourspecie op een gecontroleerde wijze plaatsvindt.

- De gecontroleerde afvoer van de boorspecie is belangrijk omdat er moet worden voorkomen dat er boorspecie terecht komt in een eerder uitgevoerde groutkolom. Dit is zeker het geval wanneer de groutkolommen een belangrijke nazakking vertonen. Indien boorspecie terecht komt in een eerder uitgevoerde groutkolom zal de centrale kern ervan niet langer bestaan uit een homogeen grond – groutmengsel maar uit nagenoeg zuivere boorspecie. Indien niet kan worden vermeden dat boorspecie in een eerder gemaakte groutkolom kan terechtkomen, dan moet hij bij het op diepte boren van de groutstangen, grout worden aangewend als boorspecie en moet het boren voldoende traag worden uitgevoerd zodat de boorspecie voldoende cement bevat;
- Tijdens het eigenlijke grouten is het van belang dat de retourspecie op een regelmatige en continue wijze terug naar het werkvlak stroomt. Indien dit niet het geval is bestaat er een reëel gevaar dat de grond wordt opgelicht en/of dat de vooropgestelde afmetingen van de groutelementen niet gerealiseerd worden. De nodige maatregelen moeten dus worden getroffen om de continuïteit van de retourstroming te verzekeren. In bepaalde gevallen kan het nodig zijn om

voorafgaandelijk aan de uitvoering van de groutkolommen voerbuisen aan te brengen tot een zekere diepte.

3.2 Op diepte brengen van de groutstangen

Vroeger was het gebruikelijk om het op diepte brengen van de groutstangen uit te voeren volgens de spoelboormethode, d.w.z. de boorvloeistof wordt met een groot debiet en een lage druk doorheen de centrale opening in de groutstangen naar de boorput gebracht en stroomt dan samen met de losgemaakte grond terug naar het werkvlak. Na het bereiken van de vooropgestelde diepte werd een knikker in de groutstangen gegooid, die terecht kwam op een speciale zitting en aldus de openingen onderaan de groutstangen afsloot. Na het uitvoeren van iedere groutkolom moest die knikker dan gerecupereerd worden. Daarvoor moest dan telkens de boorpunt worden afgeschroefd, wat een niet te verwaarlozen tijdsverlies betekende.

Heden ten dage wordt bij het op diepte brengen van de groutstangen meestal water onder een relatief lage druk gepompt doorheen de düzen. Het op diepte brengen van de groutstangen moet dan wel voldoende traag gebeuren zodat er omheen de groutstangen een ringvormige ruimte met een voldoende dikte wordt gecreëerd. Deze ruimte is absoluut noodzakelijk om tijdens het eigenlijke grouten de afvoer van de groutspecie te kunnen verzekeren.

Indien de groutelementen moeten worden uitgevoerd doorheen bestaande funderingselementen of constructies zonder dat er voorafgaandelijk kernboringen doorheen deze funderingen of constructies werden uitgevoerd, dan moet ervoor gezorgd worden dat de gebruikte boorpunt of beitel een voldoende oversize heeft t.o.v. de eigenlijke stangen, zodat er over de hoogte van deze funderingen of constructies een ringruimte met een voldoende dikte ontstaat t.o.v. de buitenkant van de groutstangen.

De dikte van de nodige ringruimte omheen de groutstangen is functie van:

- De aard van de grond; kleibrokken stromen moeilijker naar het oppervlak terug;
- Het geïnjecteerde debiet;
- De stabiliteit van de bovenlagen.

In zandgronden is een ringruimte met een dikte van 3cm meestal voldoende. In kleigronden is daarentegen meestal een dikte van 5cm nodig om een vlotte afvoer van de retourspecie te bewerkstelligen.

3.3 Het eigenlijke grouten

Bij het eigenlijke grouten worden de groutstangen stapsgewijs of geleidelijk aan opgetrokken, terwijl er alnaargelang de gebruikte techniek grout, water en/of lucht geïnjecteerd wordt.

De groutparameters worden oordeelkundig gekozen zodat de vooropgestelde afmetingen zo goed mogelijk bereikt worden. Bij de keuze van de groutparameters moet ervoor gezorgd worden dat:

- De vooropgestelde reikwijdte gehaald wordt;
- Een voldoende vervangingspercentage bereikt wordt.

Volgende parameters kunnen veranderd worden:

- Het aantal düzen. Tot enige tijd geleden werd er nagenoeg altijd met twee düzen gewerkt, welke diametraal t.o.v. elkaar werden aangebracht. Op deze wijze werd dan voorkomen dat er een horizontale kracht op de groutstangen zou kunnen ontstaan. Heden ten dage wordt er evenwel regelmatig gegrout met 4 düzen (vooral in de VS) of met 1 düze.

Het aanwenden van 4 düzen biedt het voordeel dat de groutstangen dubbel zo snel kunnen worden opgetrokken. Het lossnijden van de grond geschiedt dan immers op meerdere niveaus.

Het aanwenden van slechts 1 düze biedt het voordeel dat een düze met een grotere diameter kan worden aangewend en dat zodoende de reikwijdte van de groutstraal kan verhoogd worden. Daartegenover staat dan wel dat er t.g.v. de eenzijdige plaatsing van de düze een horizontale kracht op de groutstangen wordt teweeggebracht. Indien de groutstangen onder invloed van deze horizontale kracht een belangrijke verplaatsing ondergaan kan het voordeel van de grotere reikwijdte aldus teniet gedaan worden;

- De diameter van de düzen: zoals eerder is aangegeven wordt de diameter van de düzen in een belangrijke mate bepaald door de capaciteit van de hoge drukpomp en de vooropgestelde druk. Deze parameter kan dus niet vrij gekozen worden;
- De groutdruk: in het algemeen wordt de groutdruk zo hoog mogelijk gekozen. Daarbij moet dan evenwel een zekere reserve in acht genomen worden t.o.v. de maximale met de pomp haalbare druk. Hoge drukpompen welke continu op hun maximum capaciteit werken verslijten immers zeer snel. In gevallen waarbij minder strenge eisen gesteld worden (bvb. kleine te realiseren kolomdiameter) zal meestal geopteerd worden voor lagere drukken, bvb. 25 à 35 MPa;
- De optreksnelheid: De optreksnelheid wordt enerzijds bepaald door het te bereiken vervangingspercentage en anderzijds doordat de grond telkens maar over een beperkte hoogte mag worden weggesneden, bvb. 4 cm.
Uit het te bereiken vervangingspercentage kan de maximum waarde van de aan te houden optreksnelheid worden afgeleid. De dikte van de lagen waarmee de grond wordt losgesneden wordt bepaald door de optreksnelheid en de rotatiesnelheid.

Tijdens het grouten moet ervoor gezorgd worden dat er op een continue wijze een voldoende hoeveelheid retourspecie (= mengsel van grond en grout) naar het werkvlak terugstroomt. De continuïteit van de retourstroming is van groot belang omdat er anders een reëel gevaar bestaat dat:

- De grond wordt opgelicht;
- De diameter van de gerealiseerde groutkolom kleiner is dan de vooropgestelde waarde.

3.4 Afvoer van de retourspecie

De afvoer van de retourspecie kan geschieden door:

- Deze op te zuigen ter hoogte van het uitstroompunt;
- Deze met een pomp op te pompen uit een verzamelput.

3.5 Aanbrengen van een wapening

Onmiddellijk na het uitvoeren van een groutkolom is het in het algemeen mogelijk om een centrale wapeningsstaaf of buis in de nog niet verharde groutspecie aan te brengen.

Het inbrengen van een wapeningsstaaf kan worden bemoeilijkt indien er in de lagen waarin de groutkolommen werden aangebracht stenen voorkomen. Dit is regelmatig het geval in aanvullingen en lagen waarin stenen of steenbanken voorkomen.

Het inbrengen van stalen buizen is meestal alleen maar mogelijk wanneer de densiteit van de groutspecie voldoende laag is. Omdat het inbrengen van stalen buizen regelmatig problemen oplevert werden technieken ontwikkeld waarbij de jet-grouting wordt uitgevoerd met stangen die ook als wapening dienst doen (cfr. Ischebeck en Lost Rod techniek).

Bij groutkolommen die onder een zekere helling worden uitgevoerd is het ook lang niet zeker dat de wapeningsstaven over de volledige lengte kunnen worden aangebracht.

3.6 Navullen

Wanneer groutelementen worden uitgevoerd in gronden die een zekere doorlatendheid hebben zal er in het algemeen gedurende een zekere periode een ontwatering plaatsvinden van het nog niet verharde grondgroutmengsel. Deze ontwatering zal des te belangrijker zijn naarmate de grond waarin het groutelement werd uitgevoerd meer doorlatend is en naarmate het werkvlak hoger boven het grondwaterpeil gelegen is. Als gevolg van deze ontwatering ontstaat er een trechtvormige holle ruimte in het centrum van het groutelement. Het ontstaan van een dergelijke holle ruimte wordt in het algemeen aangegeven als “nazakking”.

Om de continuïteit van het groutelement te kunnen verzekeren moet er worden vermeden dat er vreemde materialen in deze holle ruimte terecht komen.

Het is dan ook nodig dat groutelementen waarbij nazakking wordt vastgesteld regelmatig worden nagevuld. In het algemeen wordt daarvoor dezelfde groutspecie gebruikt als voor het eigenlijke jet-grouten. Wanneer de nazakking zeer belangrijk is kan het aangewezen zijn om na te vullen met een groutspecie met een hoger cementgehalte (lagere water-cementfactor).

4 Controle van de uitvoering

4.1 Voorafgaandelijke proeven.

Voorafgaandelijk aan de eigenlijke uitvoering van de groutkolommen worden regelmatig proefkolommen uitgevoerd. De bedoeling bestaat er dan meestal in om:

- De geplande uitvoeringsmethode uit te testen;
- De gerealiseerde diameter te controleren;
- De druksterkte van de groutkolom te controleren.

Het uitvoeren van proefkolommen is vooral interessant wanneer deze volledig kunnen worden uitgegraven. Wanneer dit niet het geval is moeten speciale meettechnieken worden toegepast om de diameter van de gerealiseerde kolom te controleren.

Bij de uitvoering van proefkolommen moet er altijd voor gezorgd worden dat de uitvoeringsmethode volledig representatief is, d.w.z. er moet zoveel mogelijk gebruik gemaakt worden van dezelfde boorapparatuur en groutapparatuur als voor het eigenlijke werk.

De proefkolommen moeten ook zoveel mogelijk in dezelfde omstandigheden worden uitgevoerd als de eigenlijke groutkolommen, d.w.z. proefkolommen voor een groutstempel of horizontale afdichtingslaag moeten op dezelfde diepte worden uitgevoerd als de kolommen van de groutstempel of horizontale afdichtingslaag.

Indien er in het werk groutkolommen met verschillende karakteristieken (diameter, sterkte, ...) moeten worden uitgevoerd is het aangewezen om van elk type één of meerdere proefkolommen uit te voeren.

Het uitvoeren van proefkolommen is altijd aangewezen wanneer geen ervaring is met de uitvoering van groutkolommen in dezelfde omstandigheden (= grondsoort, uitvoeringswijze, parameters, diepte ...).

Tijdens de uitvoering van de proefkolommen moeten volgende controles worden uitgevoerd:

- Registratie van de boorparameters;
- Opmeten van de helling van de groutlans indien van belang;
- Registratie van de groutparameters;
- Continuïteit van de retourspecie;
- Ontnemen van monsters van de retourspecie.

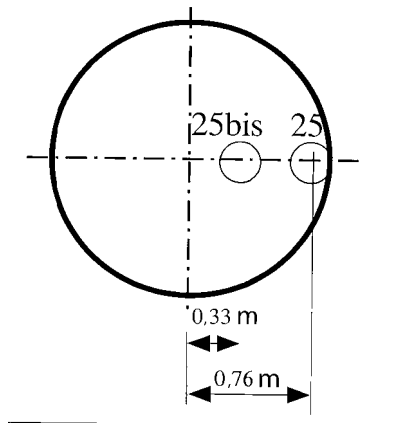
Onmiddellijk na de uitvoering van een proefkolom is het mogelijk om:

- Monsters te ontnemen van de nog niet verharde groutspecie;
- Een instrument in de niet verharde groutspecie neer te laten ten einde de diameter van de gerealiseerde groutkolom op te meten.

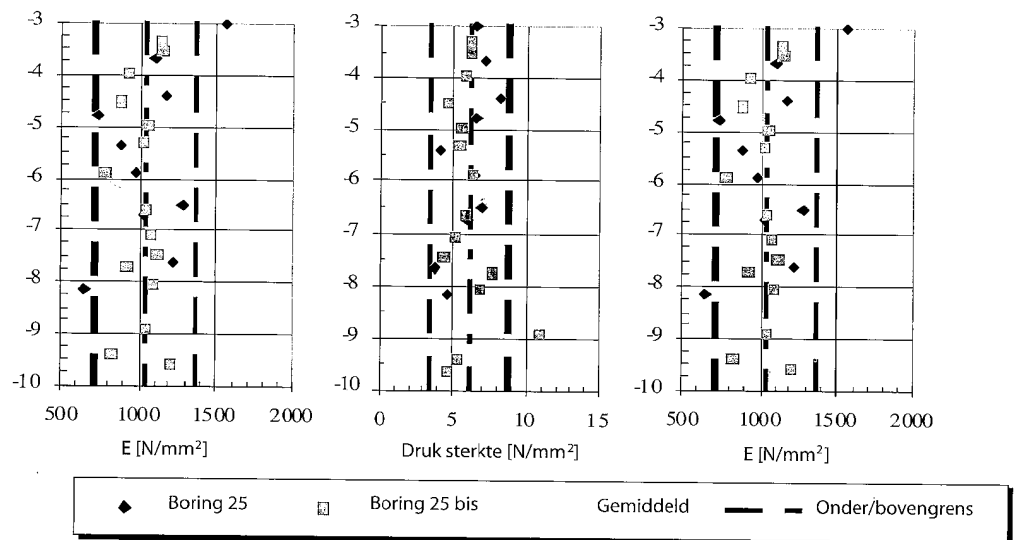
Na voldoende verharding van een proefkolom is het mogelijk om:

- Deze vrij te graven ten einde de afmetingen ervan te bepalen (bvb. diameter in functie van de diepte);
- Een kernboring uit te voeren ten einde de sterkte van de grout te controleren.

Ten behoeve van de uitvoering van een jet-groutwand onder de A15 te Barendrecht werden 26 proefkolommen gemaakt. De uitvoeringsparameters werden continu aangepast totdat een homogene massieve jetgroutkolom is verkregen met een diameter van 1,50m of groter. In 8 proefkolommen werden kernboringen uitgevoerd. In de kolom uitgevoerd met de uiteindelijk weerhouden parameters werden 2 kernboringen uitgevoerd, cfr. figuur 4/1. Op de kernen van deze boringen werd de druksterkte en de elasticiteitsmodulus bepaald, cfr. figuur 4/2.

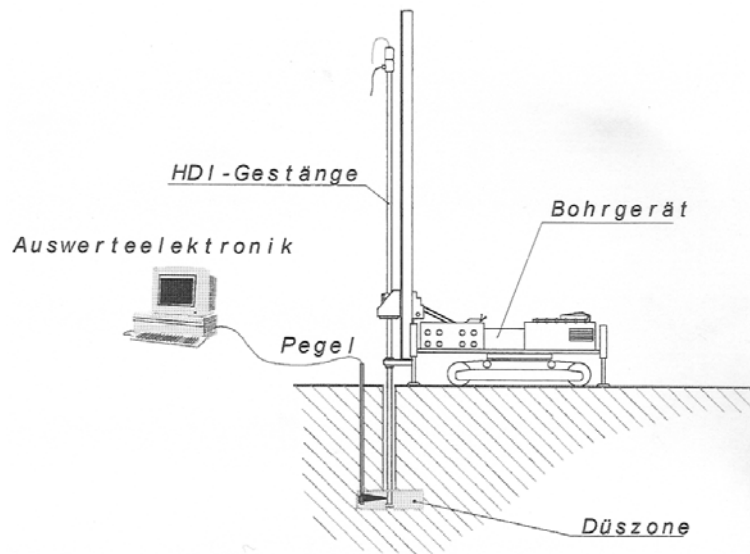


Figuur 4/1: Inplanting van kernboringen in de proefkolom uitgevoerd met de weerhouden parameters (van Duijnen en Huisman, 2003).



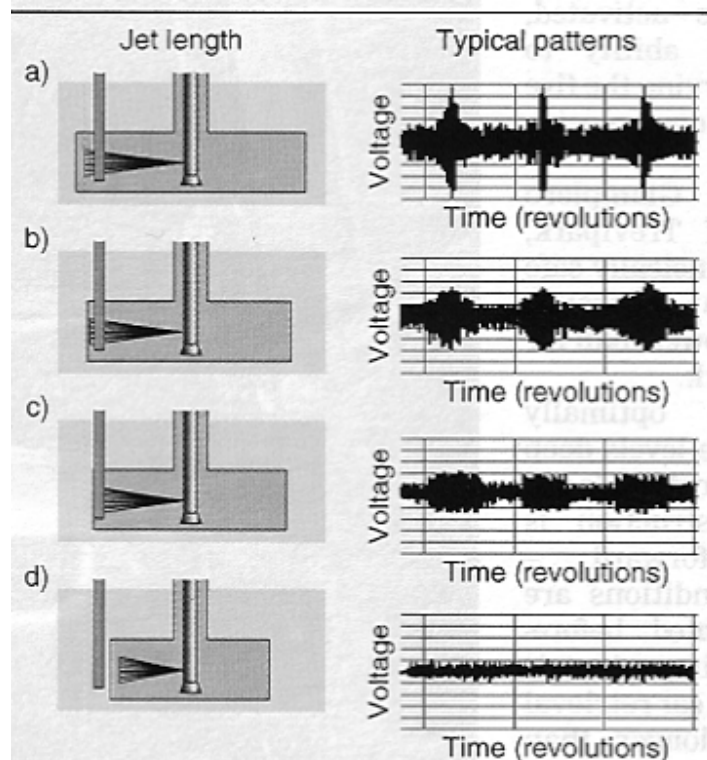
Figuur 4/2: Resultaten van laboratoriumproeven (van Duijnen en Huisman, 2003).

Wanneer de proefkolommen niet kunnen worden vrijgegraven is het mogelijk om informatie betreffende de gerealiseerde diameter te verkrijgen door voorafgaandelijk aan de uitvoering van de proefkolom stalen buizen in de grond aan te brengen op verschillende afstanden uit de as van de proefkolom (= hydrofoonmethode). Tijdens de uitvoering van de proefkolom worden dan in deze buizen geofonen opgehangen. Aan de hand van de met de geofonen opgemeten trillingen kan worden vastgesteld in welke mate deze buizen worden aangesneden door de groutstraal, cfr. figuur 4/3.



Figuur 4/3: Principe hydrofoonmethode (doc. Bilfinger en Berger).

Uit de vorm van het met de geofonen opgemeten signaal kan dan worden afgeleid in welke mate de meetbuizen door de groutstraal werden aangestraald, cfr. figuur 4/4.



Figuur 4/4: Typische resultaten van hydrofoonmetingen (European Foundations, 1997).

De hydrofoonmethode heeft het grote voordeel dat de groutparameters (bvb. druk optreksnelheid, ...) tijdens de uitvoering van de proefkolom kunnen worden aangepast en dat op deze wijze snel informatie kan worden verkregen i.v.m. de aan te houden parameters.

Om nauwkeurige informatie te kunnen verkrijgen is het dan wel nodig dat de exacte positie van de stalen buizen voorafgaandelijk wordt opgemeten. Daarvoor kan gebruik gemaakt worden van de methode beschreven in bijlage. Tijdens de uitvoering van de proefkolom is het dan ook aangewezen om de helling van de groutlans op te meten.

4.2 Metingen tijdens het inbrengen van de groutstangen.

Voorafgaandelijk aan het eigenlijke boren worden volgende controles uitgevoerd:

- Positie van de boorpunt:

In de meeste bestekken wordt aangegeven dat de positie van de boorpunt hoogstens 5cm mag afwijken van de theoretische positie. In bepaalde gevallen is het nodig om de afwijking van de boorpunt t.o.v. zijn theoretische positie in rekening te brengen bij de beoordeling van het uitgevoerde werk, bvb. bij horizontale afdichtende lagen;
- De helling van de boormast:

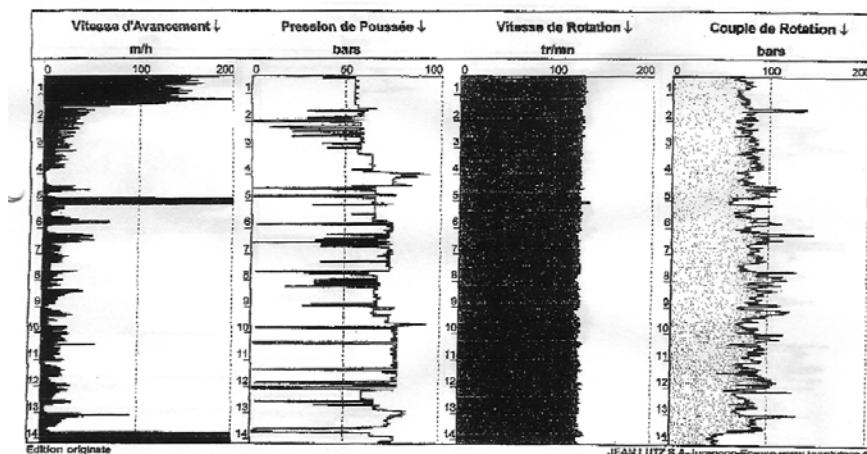
De controle van de helling van de boormast is belangrijk omdat elke afwijking t.o.v. de theoretische positie aanleiding geeft tot een afwijking van de positie van de groutstangen. In de meeste bestekken wordt gesteld dat de helling van de groutstangen maximaal 0,5° mag afwijken van de theoretische positie. Voor het opmeten van de helling van de boormast kan worden gebruik gemaakt van:

 - Een speciale waterpas. De meting wordt dan uitgevoerd op de groutstang;
 - Inclinometers volgens twee richtingen welke op de boormast zijn aangebracht.

Tijdens het op diepte boren worden in het algemeen de volgende grootheden continu geregistreerd:

- De diepte;
- De vooruitgangssnelheid;
- Een verticale kracht op de groutstangen;
- De rotatiesnelheid.

In sommige gevallen wordt ook het kappen of het debiet van de gebruikte boorvloeistof geregistreerd (water, lucht en/of grout), cfr. figuur 4/5.



Figuur 4/5: Voorbeeld registratie boorparameters.

De registratie van de boorparameters is vooral van belang om eventuele onregelmatigheden bij het op diepte brengen van de groutstangen op te sporen. Deze onregelmatigheden kunnen een gevolg zijn van:

- Problemen met de machine;
- Problemen tijdens de uitvoering, bvb. het wegvallen van de retourstroming;
- Afwijkingen van de samenstelling van de ondergrond.

De kennis van deze onregelmatigheden kan van belang zijn bij de beoordeling van het gerealiseerde werk.

Indien gewenst kan ook de helling van de groutlans worden opgemeten. Daarvoor kunnen volgende methodes worden aangewend:

- Na het bereiken van de vooropgestelde diepte wordt in de centrale opening van de groutstangen een speciale inclinometer neergelaten, welke is vastgezet op stangen welke rotatievast met elkaar verbonden worden. Deze methode heeft als voordeel dat de positie van de groutstangen gekend is vooraleer de groutkolom wordt uitgevoerd en dat indien noodzakelijk er nog corrigerende maatregelen kunnen genomen worden.
Daartegenover staat dat de metingen een onderbreking vormen van het uitvoeringsproces. Als gevolg daarvan is er een reëel gevaar dat de düzen verstopt raken en dat de groutstangen opnieuw moeten worden uitgebouwd.
- Onder de injectie openingen wordt in de groutstang een inclinometer ingebouwd. De met deze inclinometer opgemeten hellingen kunnen niet aan de machine worden afgelezen maar worden in de afleesapparatuur van de inclinometer gestockeerd. Deze methode heeft als voordeel dat er geen onderbreking van het uitvoeringsproces nodig is om de metingen uit te voeren. Daartegenover staat dan wel dat het nog altijd niet mogelijk is om een in de roterende groutstangen aangebrachte inclinometer on line op te meten. Als gevolg daarvan kunnen de meetgegevens alleen maar worden verkregen nadat de groutkolom reeds is uitgevoerd. De overdracht van de meetgegevens vindt dan meestal plaats met infraroodstralen, cfr. figuur 4/6. Het nemen van corrigerende maatregelen is daardoor veel moeilijker. Deze apparatuur werd aanvankelijk door de uitvoerders van jet-grouting op punt gesteld maar wordt nu ook aangeboden door de firma's die registratie apparatuur leveren of verhuren.

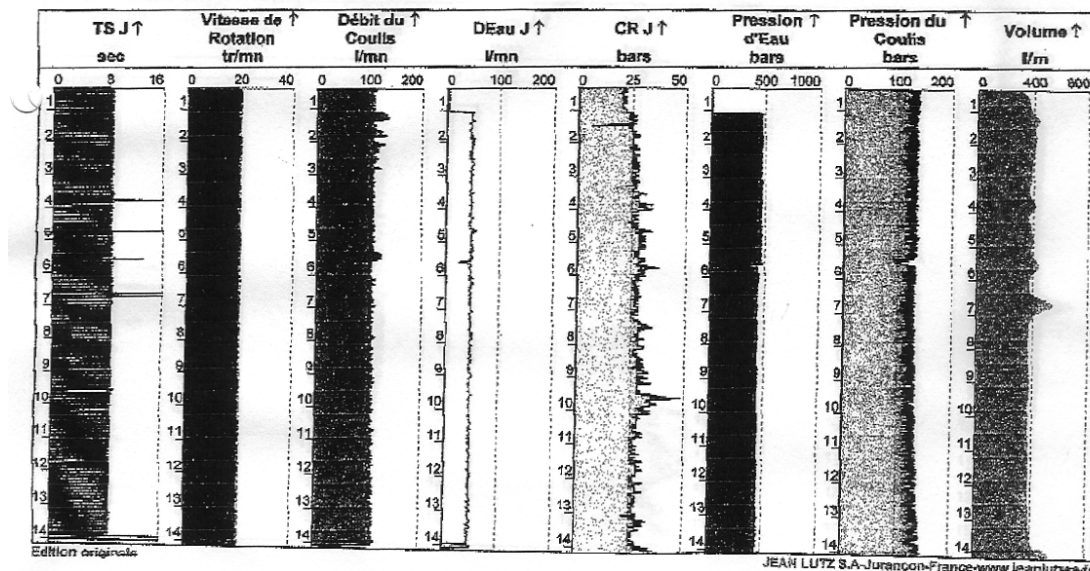


Figuur 4/6: Overdracht van de opgemeten helling van de groutlans (Doc. Bauer GmbH).

4.3 Controles tijdens eigenlijke grouten

Tijdens het grouten worden in het algemeen de volgende parameters continu geregistreerd, cfr. voorbeeld van figuur 4/7.

- De snelheid waarmee de groutstangen worden opgetrokken;
- De rotatiesnelheid van de groutstangen;
- Het injectiedebiet (grout, lucht en ev. water);
- De injectiedruk.



Figuur 4/7: Voorbeeld registratie groutparameters.

Van de optreksnelheid en het injectiedebiet kan het zogenaamd vervangingspercentage worden afgeleid. Het vervangingspercentage wordt berekend als het quotiënt van het geïnjecteerde volume groutspecie en het theoretisch volume van de groutkolom. Deze grootte wordt in het algemeen weergegeven in procenten. In zandgronden bedraagt het vervangingspercentage in het algemeen 30 à 70% en in cohesieve gronden 80 à 130%. De druksterkte van de verharde groutspecie wordt meestal in een belangrijke mate bepaald door het vervangingspercentage.

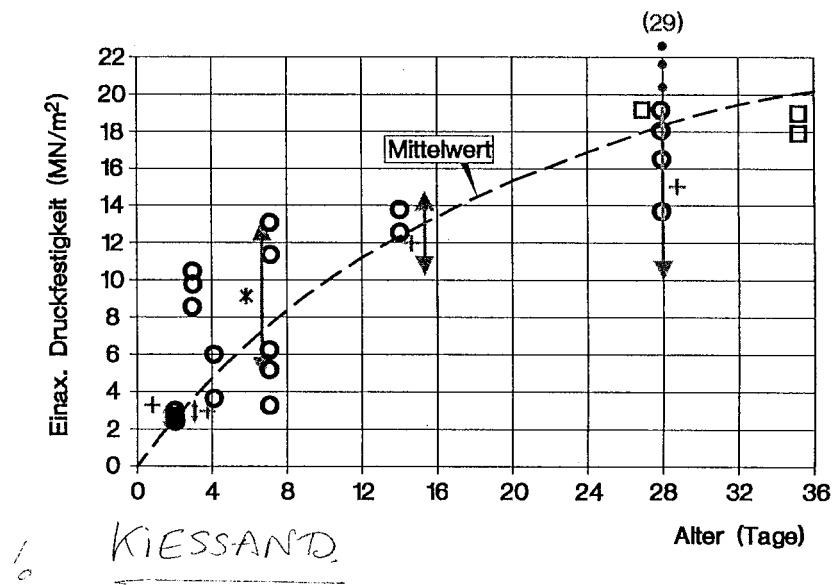
Tijdens het grouten is het ook nodig om de continuïteit van de retourspecie te controleren. Deze controle is van groot belang omdat een vermindering van het debiet van de retourspecie kan aanleiding geven tot oplichting van de grond en tot een afname van de diameter van de gerealiseerde groutkolom.

De controle van de continuïteit van de retourspecie is meestal beperkt tot een visuele controle. Wanneer een oplichting van de grond of een afname van de diameter ernstige gevolgen kan hebben is het aangewezen om de retourspecie door middel van een videocamera te registreren. Op deze wijze is in geval van twijfel een controle à posteriori mogelijk.

Indien de retourspecie wordt opgepompt is het mogelijk om het debiet van de pomp te registreren. Deze controle is evenwel weinig nauwkeurig en kan in feite alleen gebruikt worden om langdurige onderbrekingen van de retourspecie aan te geven, omdat eerst dan het opgepompte debiet in een belangrijke mate zal verminderen of wegvallen.

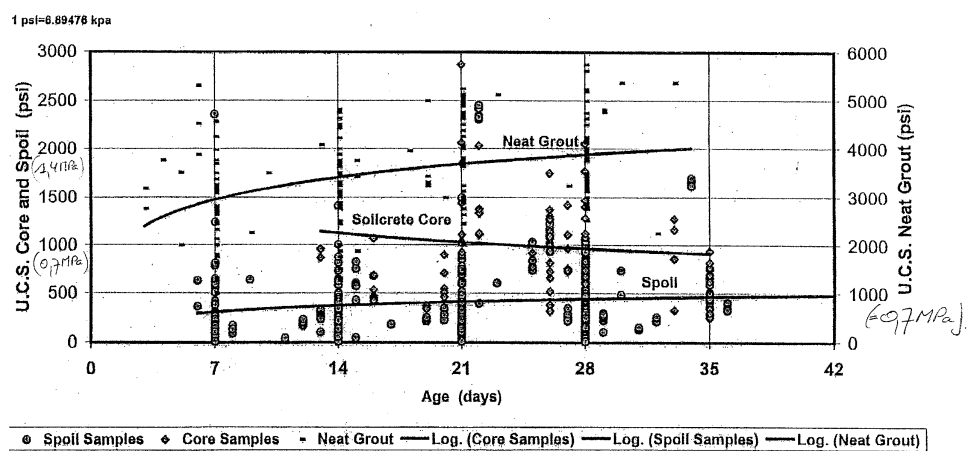
In bepaalde gevallen kan het ook nuttig zijn om op regelmatige intervallen monsters van de retourspecie te ontnemen ter hoogte van de uitstroomopening. Van deze monsters wordt in het algemeen de dichtheid bepaald. De mogelijkheid bestaat ook om cilindervormige monsters aan te maken en om daarvan de druksterkte te bepalen, bvb. na 7 dagen, 14 dagen of 28 dagen.

Uit de vergelijking van de druksterkte bepaald op de retourspecie en op uit de groutkolommen ontnomen kernen is gebleken dat de druksterkte bepaald op de retourspecie meestal aan de erg lage kant is en aldus eerder een ondergrens vormt van de te verwachten waarde, cfr. figuur 4/8.



	Rücklaufsuspension	Bohrkerne
Messetunnel Stuttgart	○	□
Tunnel B9 Bonn Bad Godesberg	*	+

Figuur 8a: Druksterkte bepaald op retourspecie en kernen (W. Witke et al., 2000).



Figuur 8b: Druksterkte bepaald op retourspecie en kernen (Burke et al., 2000).

Indien het volumegewicht van de ter plaatse aanwezige grond goed gekend is, is het mogelijk om uit de densiteit van de retourspecie een idee te verkrijgen betreffende de diameter van de gerealiseerde groutkolom. Deze afleidingsmethode is evenwel zeer gevoelig voor geringe variaties van het volumegewicht van de ter plaatse aanwezige grond en de verkregen resultaten dienen daarom met grote omzichtigheid te worden benaderd.

4.4 Controles onmiddellijk na de uitvoering van een groutkolom

Onmiddellijk na de uitvoering van een groutkolom is het mogelijk om:

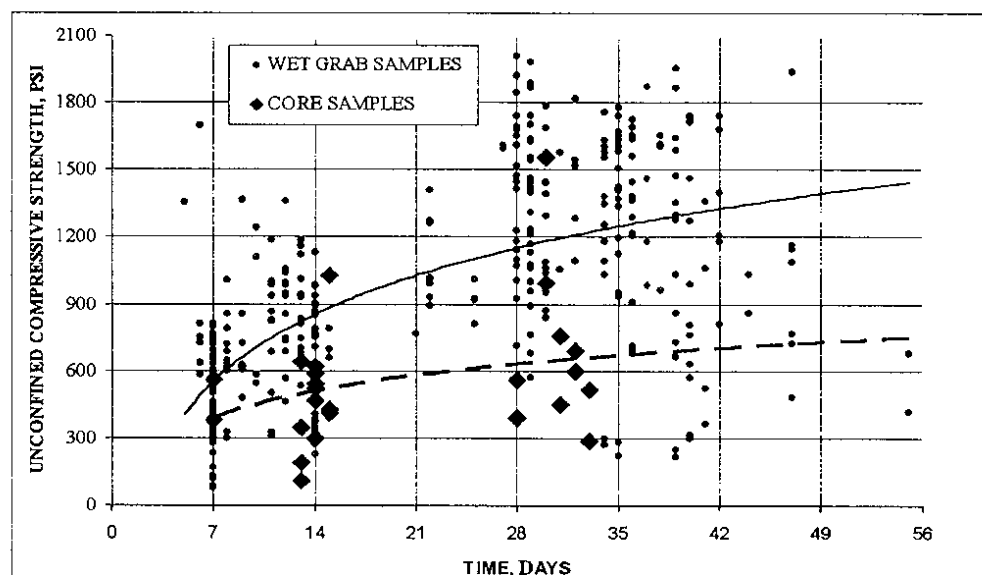
- Monsters van de nog niet verharde groutspecie te ontnemen;
- De diameter van de gerealiseerde groutkolom op te meten.

4.4.1. Onname monsters niet verharde groutspecie

Voor het ontnemen van monsters van de nog niet verharde groutspecie wordt gebruik gemaakt van speciale onnameapparatuur. Daarbij wordt er voor gezorgd dat het monster op een welbepaalde diepte wordt ontnomen. De gebruikte onnameapparaten bestaan daarom in het algemeen uit een stalen buis welke onder en/of bovenaan kan worden afgesloten met deksels die vanaf het grondoppervlak kunnen bediend worden.

Het ontnemen van monsters uit de nog niet verharde specie wordt regelmatig toegepast bij de uitvoering van deep mixing en heeft in de V.S. ook ingang gevonden bij de uitvoering van jet-grouting.

Monsters die op deze wijze worden ontnomen zouden volgens sommige literatuurgegevens meer representatief zijn dan de monsters van de retourspecie die aan de uitstroomopening worden ontnomen. Voorzichtigheid is hier zeker ook geboden. Zo werd bij de uitvoering van jet-grouting voor de Chesterfield Power Station in Virginia (V.S.) vastgesteld dat de druksterkte bepaald op in de kolommen ontnomen monsters veel hoger lag dan die bepaald op geboorde kernen, cfr. figuur 4/9.



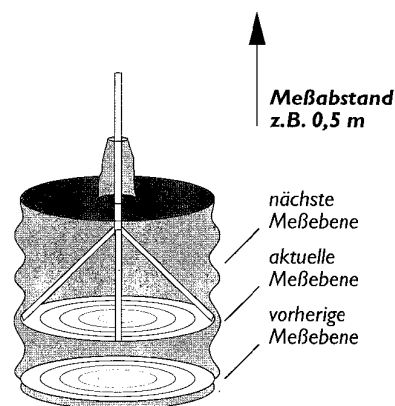
Figuur 4/9: Druksterkte bepaald op in de groutkolommen ontnomen monsters en op geboorde kernen (Bregola en Roberts, 2003).

4.4.2. Opmeten diameter

Voor het opmeten van de diameter van de gerealiseerde groutkolom wordt meestal gebruik gemaakt van speciaal daartoe ontwikkelde apparaten waarmee één of ander lichaam tegen het contactvlak grout - grond in-situ gebracht wordt. Daarnaast kunnen er in de nog niet verharde groutspecie ook geofysische metingen worden uitgevoerd.

Rechtstreekse metingen:

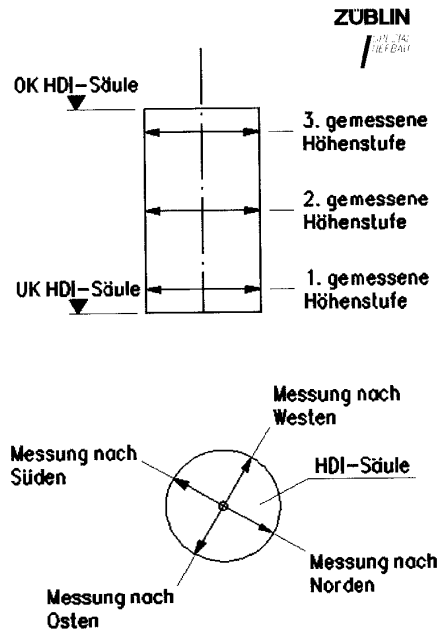
Het meest gebruikt is een apparaat met drie of vier armen die door middel van scharnieren zijn vastgemaakt op een centrale staaf. Door middel van een uitdrukmechanisme worden de uiteinden van de armen tot tegen de wand van de nog niet verharde groutkolom gebracht. Uit de hoekverdraaiing van de armen kan dan de diameter van de groutkolom worden afgeleid, cfr. figuur 4/10;



- *Messung in der frischen Soilcrete-Suspension*
- *3 Meßarme, hydraulisch angetrieben*
- *elektronische Erfassung der Armauslenkung*
- *mit Spüldüse am Gestänge geführt;*
- *Meßbereich 50 bis 180 cm; Einsatz bis 30 m Tiefe*

Figuur 4/10: Apparatuur voor het opmeten van de diameter van een groutkolom (Documentatie Keller).

In Oostenrijk werd een methode op punt gesteld waarbij een voelstaaf vanuit een centrale buis tot tegen de wand van de nog niet verharde groutkolom wordt gedrukt. De daarbij afgelegde afstand wordt dan door middel van een veersysteem opgemeten.



Figuur 4/11: Meetsysteem voor het opmeten van de diameter van een groutkolom (Pollath, 2000).

Het opmeten van de diameter van een groutkolom kan worden bemoeilijkt wanneer de groutspecie een hoge dichtheid heeft, stenen bevat of snel ontwatert (bvb. in droge zandgronden). In heel wat gevallen is het niet mogelijk om na de uitvoering van een groutkolom nog meetapparatuur tot onderin de groutkolom neer te laten. Het rechtstreeks opmeten van de diameter is dan niet mogelijk.

Voor groutkolommen die niet tot aan het grondoppervlak of werkvlak worden doorgetrokken is het uitvoeren van de hierboven beschreven controles in het algemeen slechts mogelijk wanneer vooraf een voerbuis werd aangebracht tot aan de bovenkant van de groutkolom. Alleen op deze wijze kan men zich ervan verzekeren dat de nodige apparatuur tot de gewenste diepte kan worden neergelaten.

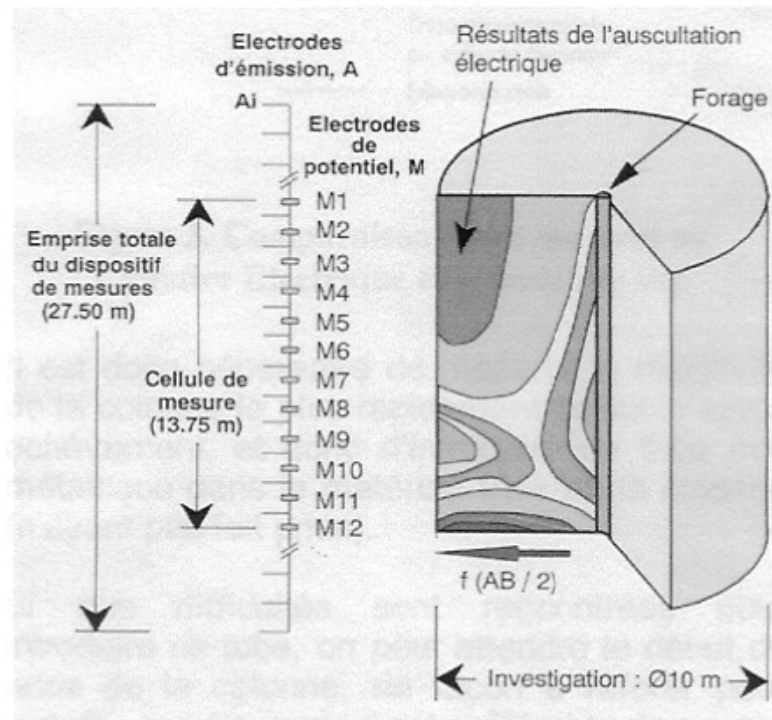
Geofysische methodes

Over de ganse wereld werd reeds zeer veel onderzoek uitgevoerd naar de mogelijkheid om door middel van geofysische metingen de afmetingen van een groutkolom te bepalen. Daarvoor wordt dan een sonde in de nog niet verharde groutspecie ingebracht. Tot op heden kon er echter nog geen methode worden op punt gesteld die volledig bevredigende resultaten oplevert. Dit heeft vooral te maken met het feit dat:

- Het verschil in dichtheid tussen de nog niet verharde groutspecie en de omringende grond soms zeer gering is;
- De eigenschappen van de niet verharde groutspecie slechts benaderend gekend zijn;
- De niet verharde groutspecie geen homogeen medium is.

In Frankrijk werd veel onderzoek uitgevoerd i.v.m. de aanwending van de zogenaamde cylindre électrique voor het bepalen van de diameter van een groutkolom. Bij een

door E.D.G. gebrevetteerde methode worden een ganse reeks zendelektrodes en 12 meetelektrodes in de groutkolom neergelaten, cfr. figuur 4/12. Het principe van de methode berust op het verschil in resistiviteit tussen de grout en de omringende grond. Aangezien de resistiviteit van de grout snel toeneemt moet er ofwel zeer snel gemeten worden ofwel nadat de kolom volledig verhard is. Gesteld wordt dat de diameter van een groutkolom kan worden bepaald met een nauwkeurigheid van ca. 10%. De met deze methode beschikbare ervaring is evenwel nog beperkt.



Figuur 4/12: Methode cylindre électrique (Documentatie E.D.G.).

Meer informatie i.v.m. het uitvoeren van geofysische metingen is te vinden in van der Stoel en van den Blick, 2001.

5 Controles nadat de grout verhard is.

5.1 Algemeen

Nadat de groutspecie verhard is, is het mogelijk om:

- Kernboringen;
- Destructieve boringen;
- Sonderingen;
- Geofysische metingen uit te voeren.

5.2 Kernboringen.

Het uitvoeren van kernboringen is de meest geschikte techniek voor het controleren van de druksterkte van de verharde groutspecie. Ten einde betrouwbare informatie te verkrijgen is het wel nodig dat de kernboringen met geschikte apparatuur worden uitgevoerd. In principe kunnen alleen dubbelwandige en drievoudige kernboren worden aangewend.

Bij het uitvoeren van kernboringen speelt ook de ervaring van de boormeesters een zeer belangrijke rol. Het komt regelmatig voor dat er twijfel ontstaat i.v.m. de kwaliteit van een groutkolom omdat alleen volledig verbrokkelde kernen worden bovengedaald en dat de verbrokkeling van de kernen alleen een gevolg is van de uitvoeringswijze van de kernboring.

Het uitvoeren van kernboringen is een zeer delicate materie omdat bij het invoeren van de kernboring een ringvormige ruimte moet worden weggeboord zonder dat daarbij een te grote krachtswerking op het te doorboren materiaal wordt uitgeoefend.

Wanneer sterk verbrokkelde kernen worden bovengedaald is een gedetailleerd onderzoek van de bovengedaalde kernen nodig om na te gaan of de verbrokkeling door de kernboring werd teweeggebracht dan wel reeds in de groutkolom bestond. Dergelijk onderzoek moet zo snel mogelijk na de uitvoering van de kernboring plaatsvinden.

In het algemeen leveren goed uitgevoerde kernboringen een opbrengst op van meer dan 90%.

Bij het uitvoeren van kernboringen is het altijd aangewezen om de volgende boorparameters continu te registreren:

- De vooruitgangssnelheid;
- De axiale kracht op de boor;
- De rotatiesnelheid;
- Het debiet van de boorvloeistof.

Op deze wijze kan dan informatie worden verkregen betreffende de homogeniteit van de doorboorde groutkolom. Dergelijke informatie kan belangrijk zijn wanneer de opbrengst van de kernboring aan de lage kant is, bvb. 70 à 80%.

Na het uitvoeren van de kernboring is het mogelijk om de exacte positie van het boorgat op te meten. Deze informatie is bvb. van belang wanneer vanaf een zekere diepte geen kernen meer worden bovengedaald en er moet worden nagegaan of dat een gevolg is van een vermindering van de diameter van de groutkolom of van een afwijking van de kernboring t.o.v. zijn vooropgestelde positie.

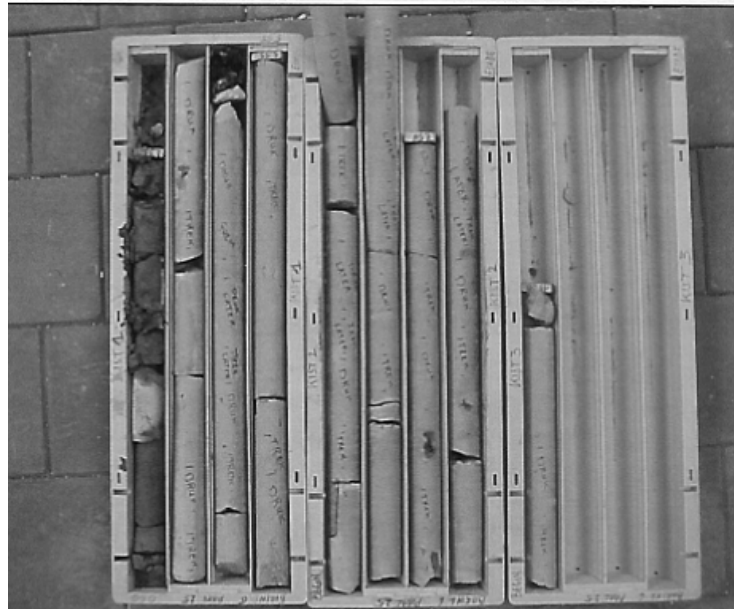
Kernboringen worden in het algemeen uitgevoerd op een zekere afstand uit de theoretische as van de groutkolom. Een afstand gelijk aan $\frac{2}{3}$ van de straal van de groutkolom is een veel gebruikte waarde.

Van de bovengehaalde kernen worden er in het algemeen foto's genomen, cfr. figuur 5/1. Verder wordt er meestal een beschrijving opgesteld en worden er een aantal deelmonsters ontnomen. Van deze deelmonsters worden in het laboratorium dan in het algemeen:

- Het volumegewicht;
- De druksterkte bepaald.

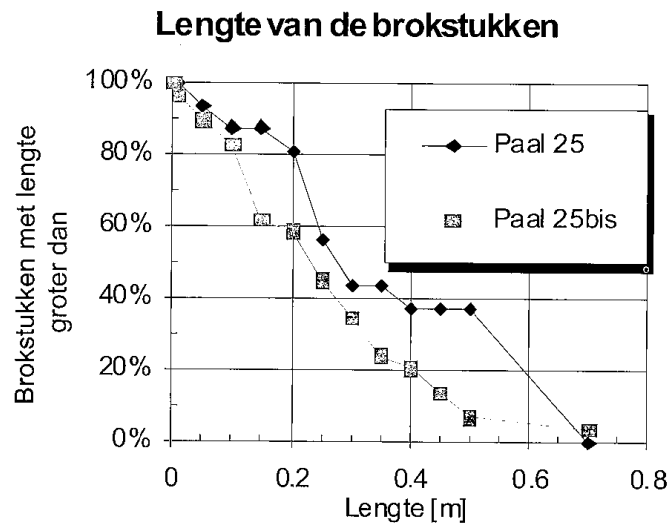
In sommige gevallen wordt ook de:

- Elasticiteitsmodulus;
- De doorlatendheid bepaald.



Figuur 5/1: Kernen ontnomen uit een groutkolom.

In sommige gevallen wordt een inventaris opgemaakt met de lengte van de brokstukken, cfr. figuur 5/2.



Figuur 5/2: Lengte van de brokstukken (van Duijnen en Huisman, 2003).

De groutkolom wordt dan aanzien als een vast gesteente en de voor vaste gesteenten bestaande criteria worden toegepast. Zo werd bij de uitvoering van een jet-groutwand onder de A15 te Barendrecht de Rock Quality Designation (RQD) waarde bepaald uitgaande van de lengte van de bovengehaalde kernen. De verkregen RQD-waarde bedroeg 80%, hetgeen betekent dat 80% van alle brokstukken een lengte had van meer dan 10cm.

5.3 Destructieve boringen.

Destructieve boringen zijn boringen waarbij de groutkolom op een destructieve wijze wordt doorboord. Dit gebeurt meestal met behulp van een rolbeitel. Tijdens het doorboren worden de volgende parameters opgemeten:

- De vooruitgangssnelheid;
- De verticale kracht op de boorstangen;
- De rotatiesnelheid;
- Het debiet van de boorvloeistof.

In het algemeen wordt de verticale kracht op de boorstangen, de rotatiesnelheid en het debiet van de boorvloeistof zoveel mogelijk constant gehouden zodat de vooruitgangssnelheid kan worden gebruikt als maat voor de homogeniteit van de groutkolom.

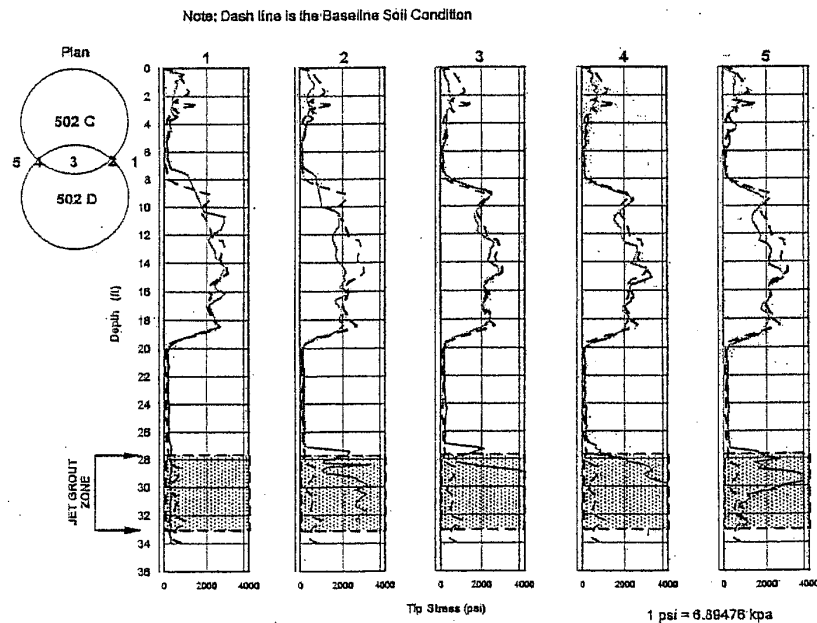
Destructieve boringen worden normaal gezien alleen maar uitgevoerd om de homogeniteit van groutkolommen of groutmassieven te controleren. Het is ook mogelijk om informatie betreffende de druksterkte van de grout te verkrijgen maar daarvoor moeten dan wel een groot aantal ijkingproeven worden uitgevoerd, d.w.z. de vooruitgangssnelheid van de destructieve boring moet voor een voldoende aantal locaties worden vergeleken met de druksterkte bepaald op kernen.

Omdat de resultaten van diafragieboringen (= boringen met registratie van de boorparameters) altijd sterk worden beïnvloed door de gebruikte apparatuur is het nodig dat de destructieve boringen altijd met volledig dezelfde apparatuur (boormachine, beitel ...) worden uitgevoerd.

5.4 Sonderingen

In West-Europa zijn geen voorbeelden bekend waarbij de afmetingen en of sterkte van groutlichamen werd gecontroleerd door middel van diepsonderingen.

In de Amerikaanse literatuur zijn wel voorbeelden te vinden waarbij de afmetingen van de kolommen van een groutstempel werden gecontroleerd door middel van diepsonderingen, cfr. figuur 5/3. Het betreft groutkolommen met een diameter van 4,27m (14ft.), uitgevoerd volgens de super-jetmethode.



Figuur 5/3: Resultaten van diepsonderingen uitgevoerd ter controle van de overlapping tussen groutkolommen van een groutstempel (Burke et al., 2000).

5.5 Geofysische metingen.

Er werden reeds zeer veel pogingen ondernomen om de afmetingen van een groutkolom te kunnen bepalen door middel van geofysische proeven. Daarbij werden verschillende technieken onderzocht:

- Geo-elektrische metingen;
- Seismische metingen;
- Geo-radar metingen.

De metingen werden ook uitgevoerd met verschillende opstellingen van de meetelementen (zender en ontvanger), namelijk:

- Beide in een in de groutkolom aangebrachte buis;
- Cross-hole metingen in buizen die langs weerskanten van te onderzoeken groutkolom zijn aangebracht;
- Cross-hole metingen waarbij één meetbuis in de as voor de groutkolom is aangebracht en één buis op een zekere afstand van de groutkolom.

Tot op heden hebben al deze proeven slechts beperkte resultaten opgeleverd zodat er van een veralgemeende inzetbaarheid van deze technieken zeker geen sprake kan zijn.

6 Toepassingsmogelijkheden.

6.1 Algemeen

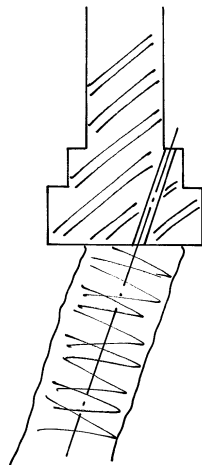
De jet-grout techniek kan voor zeer veel verschillende toepassingen worden angewend, zoals:

- Dragende elementen;
- Grondkerende wanden;
- Trekelementen;
- Waterkerende wanden;
- Horizontale afdichtingslagen;
- Grondverbetering ten behoeve van tunnels.

6.2 Dragende elementen

De jet-grout techniek wordt vooral toegepast voor het aanbrengen van dragende elementen onder bestaande funderingen, bvb. ten behoeve van de versteviging of verdieping van bestaande funderingen. In heel wat gevallen hebben deze dragende elementen ook een grondkerende functie. Alleen in speciale gevallen worden jet-groutkolommen aangebracht als alternatief voor klassieke funderingspalen, bvb. wanneer er moet gewerkt worden vanuit beperkte ruimten, bij een speciale samenstelling van de ondergrond (bv. veel stenen) of in seismische gebieden.

Bij de versteviging van bestaande funderingen bieden groutkolommen het grote voordeel dat de op de fundering aangrijpende belasting aan de groutkolom wordt overgedragen. Voor de uitvoering van de groutkolom is slechts een opening met beperkte diameter (150 à 200mm) nodig. Via deze opening kan dan een groutkolom met een diameter van 600 à 800mm worden aangebracht, cfr. figuur 6/1.

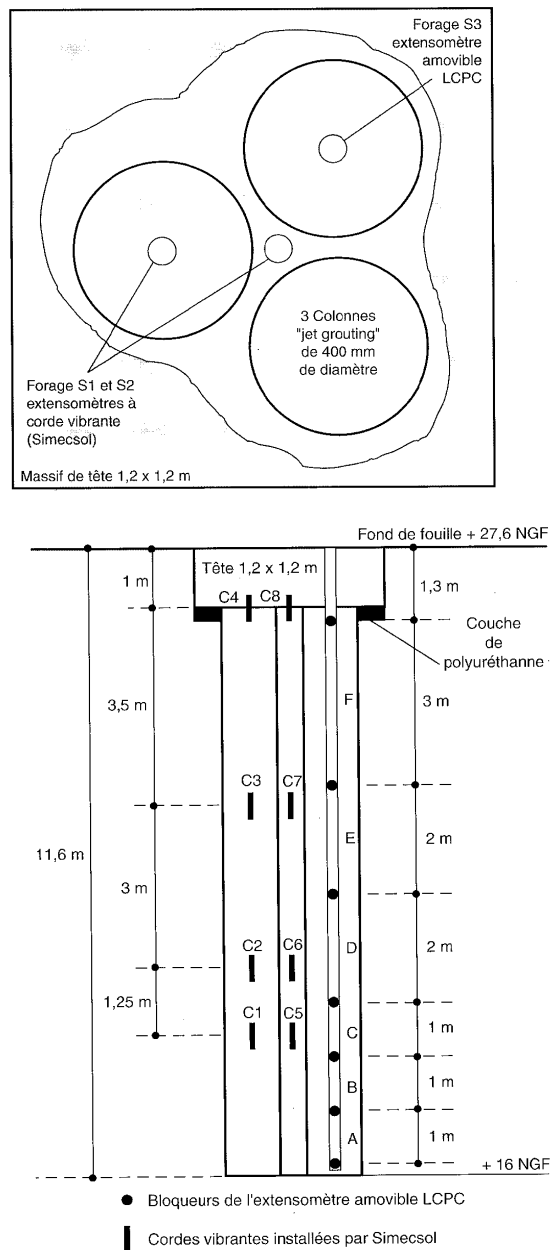


Figuur 6/1: Dragende elementen.

Doordat de fundering rechtstreeks op de groutkolom rust biedt de jet-grouting techniek t.o.v. de vroeger algemeen gebruikte micropalen het grote voordeel dat er nagenoeg geen rekening moet worden gehouden met de kwaliteit van de bestaande fundering. Bij micropalen is dat wel het geval omdat de krachtoverdracht van de fundering naar de micropaal dan plaats vindt via de schuifspanningen in het contactvlak tussen de micropaal en de fundering. De waarde van de toelaatbare schuifspanningen (en dus

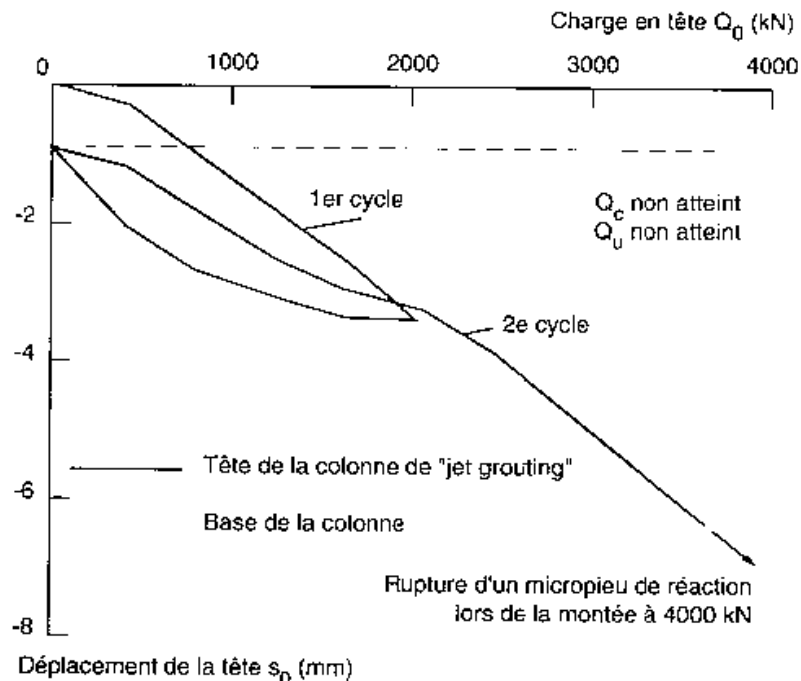
de nodige verankeringlengte van de micropaal in de fundering) wordt dan bepaald door de karakteristieken van de bestaande funderingen.

Het draagvermogen van de aldus gecreëerde dragende elementen kan worden gecontroleerd door het uitvoeren van paalbelastingsproeven. In Frankrijk werd een belastingsproef uitgevoerd op een groep van 3 groutkolommen waarin een recupereerbare extensometer en rekopnemers waren aangebracht, cfr. figuur 6/2.



Figuur 6/2: Instrumentatie van groutkolommen waarop een belastingsproef werd uitgevoerd (Bustamente, 1994).

Zoals voor gewone paalfunderingen als resultaat van de belastingsproef een last-zakkingsdiagramma verkregen, cfr. figuur 6/3.



Figuur 6/3: Last-zakkingsdiagramma afgeleid uit een belastingsproef op 3 gROUTkolommen (Bustamente, 1994).

6.3 Grondkerende wanden.

Grondkerende wanden kunnen op verschillende wijzen worden uitgevoerd, namelijk:

- Langsheen of op een zekere afstand van bestaande funderingen;
- Onder bestaande funderingen;
- Voor cirkelvormige bouwputten.

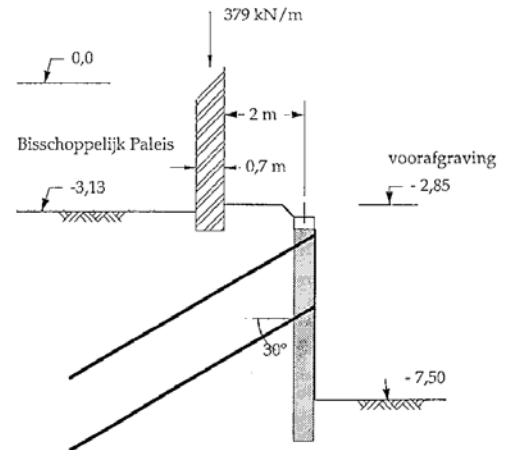
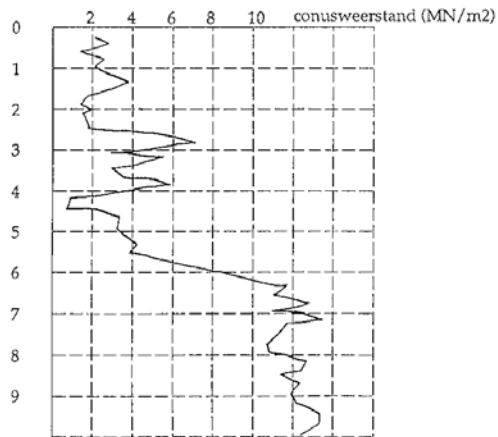
6.3.1. Langsheen bestaande funderingen

Tot enige tijd geleden werd de jet-grout techniek regelmatig toegepast voor het aanbrengen van grondkerende wanden langsheen bestaande funderingen, bvb. ten behoeve van het aanleggen van bouwputten of ter beperking van de mogelijke invloed van het boren van tunnels, figuren 6/4 en 6/5.

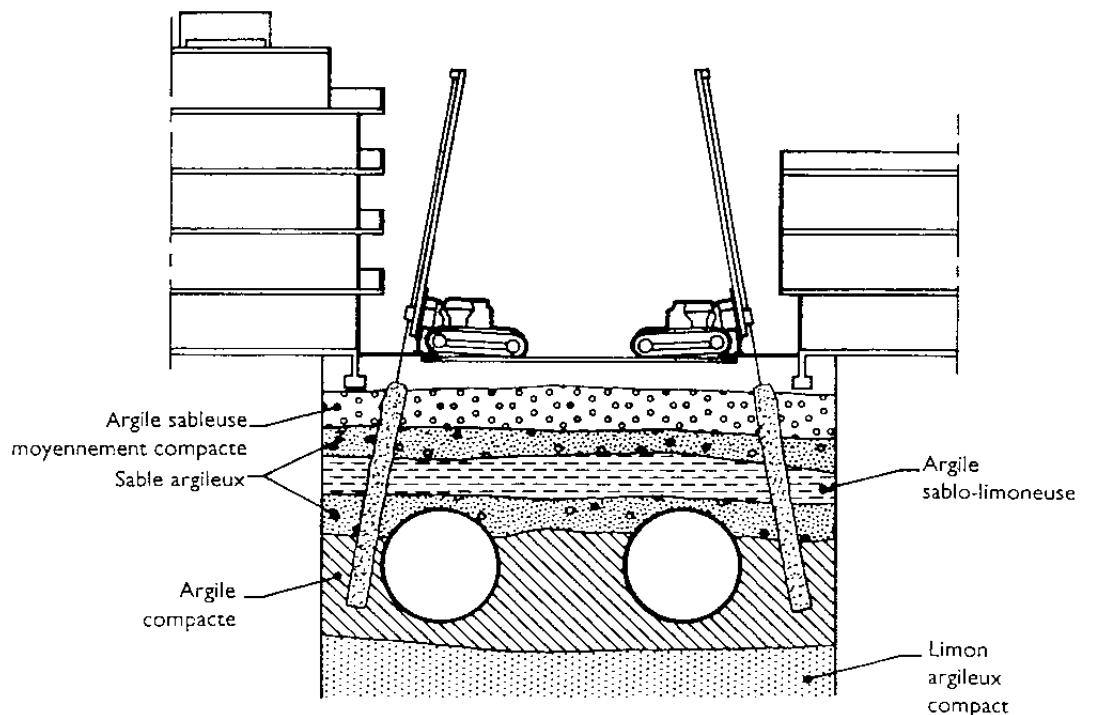


Project "Lombardia" te Antwerpen sneede C-D

Grondonderzoek: Labo Van Vooren
Dossier: 92/P607 sondering nr 5



Figuur 6/4: Voorbeeld van een grondkerende wand naast een bestaande fundering (Documentatie Smet-Boring).



Figuur 6/5: Voorbeeld van een groutwand om de invloed van de aanleg van tunnels tegen te gaan (Morey, 1992).

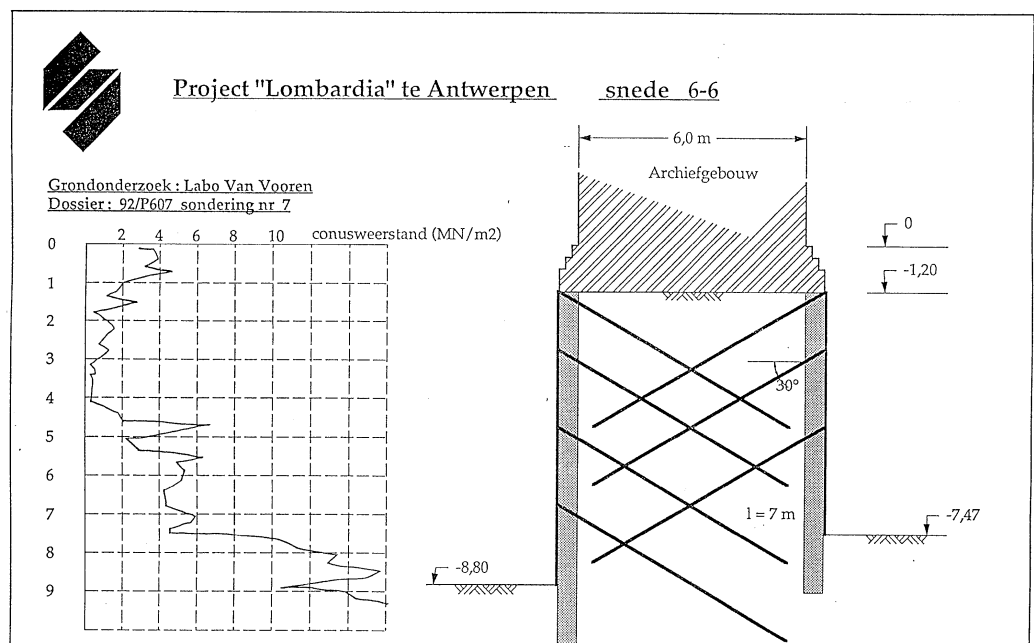
De laatste jaren worden voor dergelijke toepassingen evenwel meer en meer secanspalen met een beperkte diameter toegepast, dit althans voor zover de beschikbare werkhogte het toelaat.

De aldus aangebrachte groutkolommen worden dan van een centrale wapeningsstaaf of buis voorzien zodat de nodige momenten kunnen worden opgenomen.

6.3.2. Onder bestaande funderingen

Wanneer groutkolommen worden aangebracht onder een bestaande fundering kan er ofwel geopteerd worden voor een enkelvoudige rij groutkolommen ofwel voor een samengestelde wand.

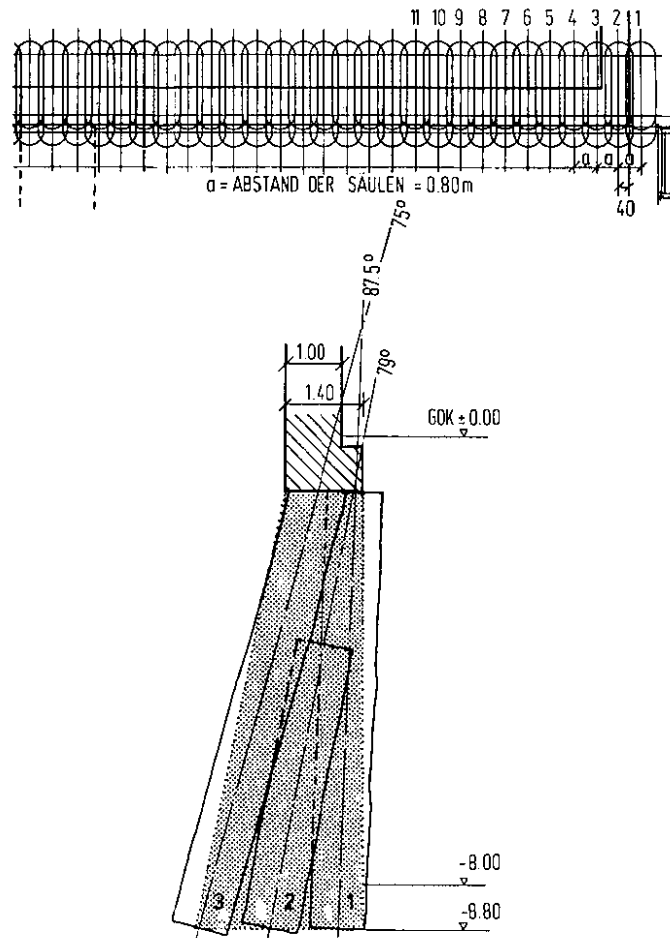
Het aanbrengen van een enkelvoudige rij biedt het grote voordeel veel eenvoudiger te zijn. Daartegenover staat dan wel dat aangezien de groutkolommen slechts een beperkt moment kunnen opnemen deze meestal op meerdere niveaus moeten worden verankerd of afgestempeld, cfr. figuur 6/6.



Figuur 6/6: Voorbeeld van een gronkerende wand aangebracht onder een bestaande fundering (Documentatie Smet-Boring).

De enkelvoudige rij groutkolommen wordt meestal onder een beperkte helling aangebracht ten einde de gecreëerde ondergrondse ruimte optimaal te kunnen benutten. Om te voorkomen dat in het bovenste gedeelte grote hoeveelheden grout moeten worden afgehakt kunnen de groutkolommen over een bepaalde hoogte segmenteel worden uitgevoerd. Bij de uitvoering van de groutkolommen worden de groutstangen dan niet volledig rondgedraaid maar over een zekere hoek heen en weer bewogen.

Het aanbrengen van een samengestelde wand heeft als groot nadeel dat de uitvoering complex is omdat er moet voor gezorgd worden dat er een goede aansluiting bestaat tussen de op elkaar gestapelde kolommen, cfr. figuur 6/7. Daartegenover staat dan dat meestal de horizontale ondersteuning op 1 niveau mogelijk is.



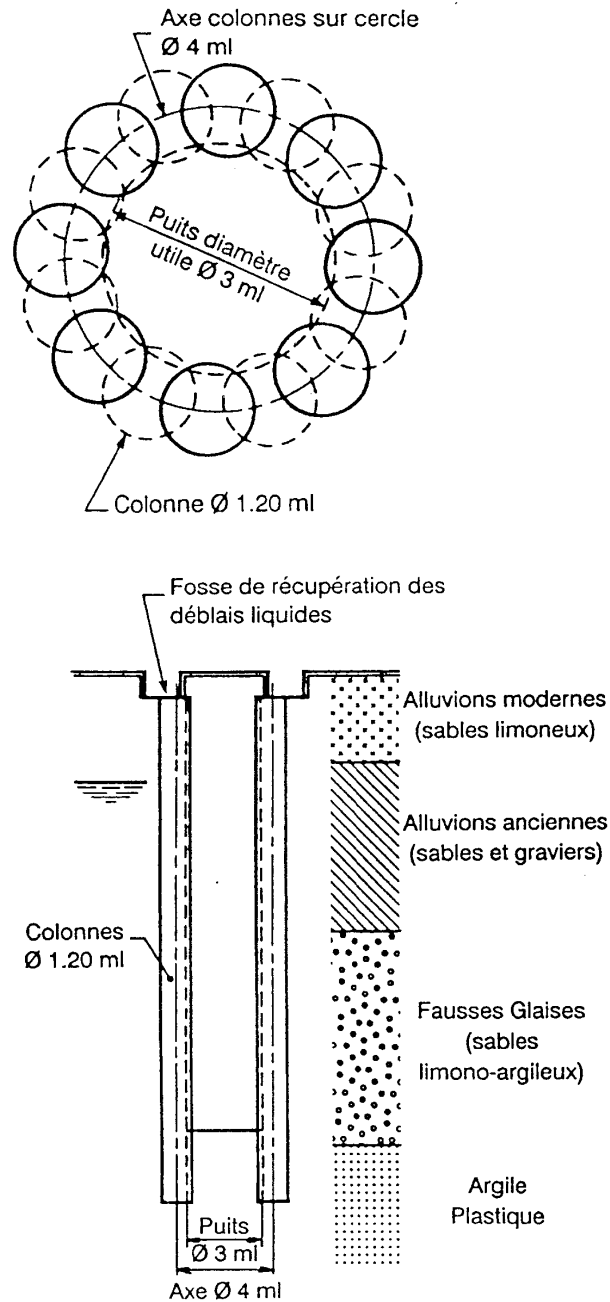
Figuur 6/7: Ondervangingsconstructie met op elkaar gestapelde groutkolommen.

Het aanbrengen van een samengestelde wand wordt zeer regelmatig toegepast in Duitsland en Oostenrijk. Dat het met de uitvoering van dergelijke groutwanden wel eens fout wordt duidelijk aangegeven in een artikel van Kluchert, 1996. Mogelijke oorzaken van fouten zijn:

- Te kleine diameter van de groutkolommen;
- Te kort uitgevoerde groutkolommen;
- Onnauwkeurige inplanting van de groutkolommen.

6.3.3. *Cirkelvormige bouwputten*

De jet-groutingstechniek wordt regelmatig aangewend voor het uitvoeren van cirkelvormige bouwputten. Daarbij worden de groutkolommen altijd overlappend uitgevoerd zodat de grond- en waterdrukken kunnen worden opgenomen door de ringwerking in de groutwand, cfr. figuur 6/8.

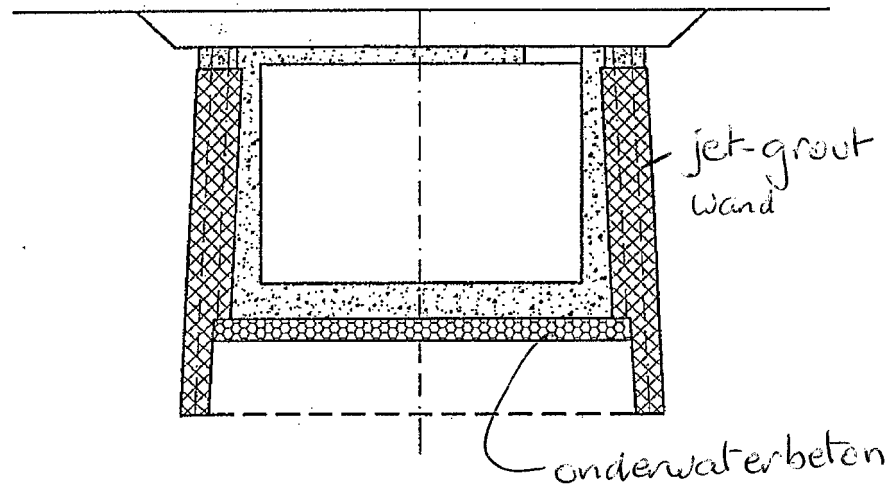


Figuur 6/8: Voorbeeld van een cirkelvormige bouwput (Morey, 1992).

In België worden cirkelvormige bouwputten regelmatig uitgevoerd voor vertrek- of aankomstschacht voor horizontale boringen. In sommige gevallen wordt de grond onder water uitgegraven en wordt een laag onderwaterbeton aangebracht zodat de bouwput zonder grondwaterverlaging kan gerealiseerd worden, cfr. figuren 6/9 en 6/10.



Figuur 6/9: Jet-grouting voor een cirkelvormige bouwput te Gent (Documentatie Denys).



Figuur 6/10: Voorbeeld van een cirkelvormige put uitgevoerd met een dubbele jet-groutwand en onderwaterbeton (Documentatie Denys).

6.4 Trekelementen

Doordat het oppervlak van de gerealiseerde groutkolommen nooit helemaal vlak is, is de jet-grout techniek uitermate geschikt voor het realiseren van trekelementen of verankerings-elementen.

Bij het uitvoeren van trekelementen wordt er meestal niet naar gestreefd om volledig cilindrische elementen te vormen. In het algemeen wordt dan ook een grotere optreksnelheid gehanteerd dan bij het uitvoeren van dragende of grondkerende elementen. Als gevolg daarvan ontstaat in de grond eerder een schroefvormig element.

Trekelementen kunnen zowel subhorizontaal als verticaal worden aangebracht.

Bij het aanbrengen van subhorizontale trekelementen wordt de jet-grouting meestal van boven naar onder toegepast i.p.v. van beneden naar boven zoals gebruikelijk is. De reden daarvoor is dat:

- De groutspecie een betere ondersteuning van de wanden van het boorgat verzekert dan wanneer er met water naar beneden wordt geboord;
- Er minder gevaar is dat er zich in het onderste gedeelte van de groutkolom bezinking voordoet en dat daardoor de wapening niet over de volledige lengte kan worden ingebracht.

De jet-grout techniek wordt voor de uitvoering van subhorizontale trekelementen vooral aangebracht wanneer de grond waarin de trekelementen moeten worden aangebracht weinig geschikt is voor een klassieke uitvoering van verankeringen, bvb. aangevulde gronden, losgepakte zanden, Door de grote afmetingen van de gerealiseerde verankerings-elementen kunnen in minder gunstige gronden toch nog verankeringen worden gerealiseerd via dewelke aanzienlijke krachten kunnen worden overgedragen aan de grond.

Verticale trekelementen worden regelmatig uitgevoerd volgens de jet-grout techniek, vooral dan wanneer de trekelementen moeten worden aangebracht in weinig weerstandbiedende gronden of in combinatie met een horizontale afdichtende laag.

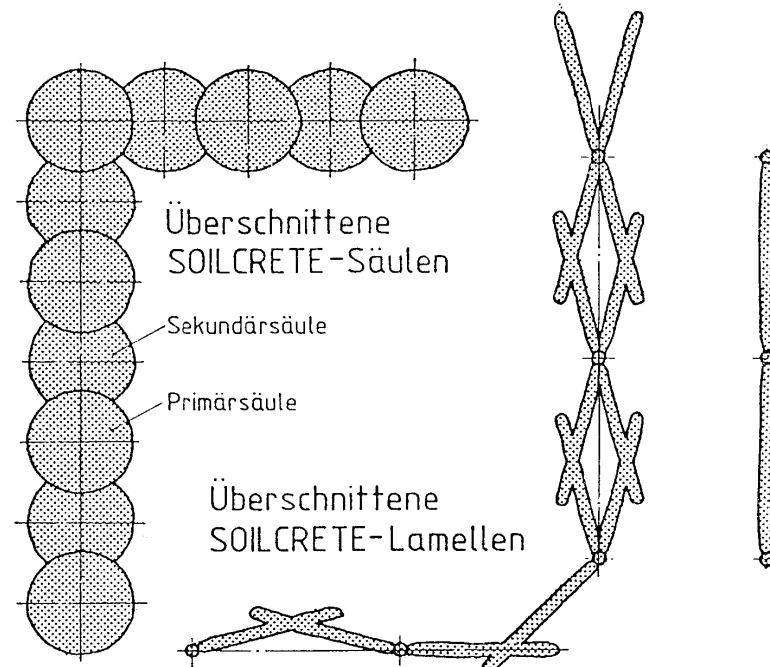
Door de firma Insond worden bij de uitvoering van verticale trekelementen de uitvoeringsparameters zodanig gekozen dat in de grond een schroefvormig element wordt verkregen, cfr. figuur 6/11. In het groutelement wordt nadien een GEWI staaf aangebracht.



Figuur 6/11: Vrijgegraven verticaal verankeringselement met speciale schroefvorm.

6.5 Waterkerende wanden

De jet-grout techniek wordt regelmatig aangewend voor het aanbrengen van waterkerende wanden. Dergelijke wanden worden zowel met op elkaar aansluitende kolommen als met lamellen gerealiseerd, cfr. figuur 6/12.



Figuur 6/12: Schikkingen van groutelementen voor verticale waterkerende wanden (Documentatie Keller).

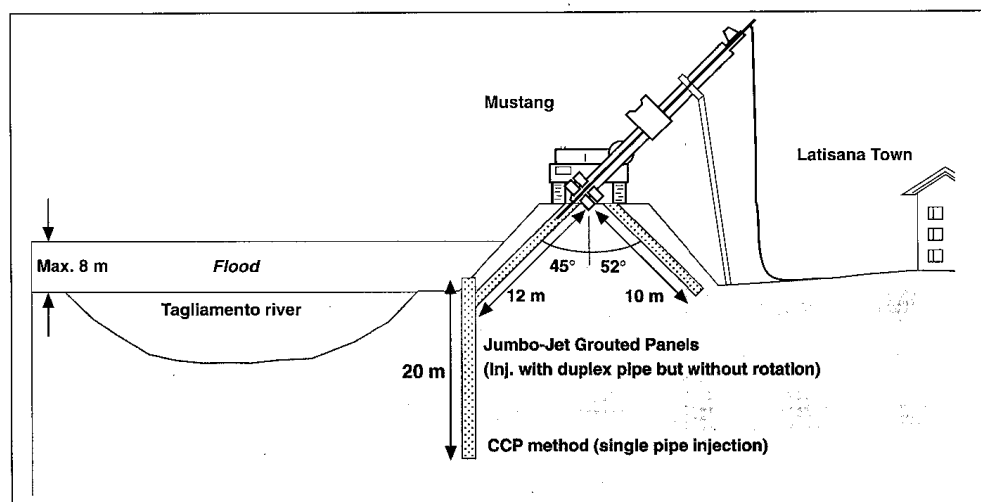
De doorlatendheid van een aldus gerealiseerde wand wordt bepaald door:

- De aard van de grond;
- De hoeveelheid ingebrachte groutspecie;
- De nauwkeurigheid waarmee de wand wordt uitgevoerd.

De ervaring heeft geleerd dat de jet-grout techniek goed geschikt is voor het realiseren van waterremmende schermen, d.w.z. wanden die een zeker niveauverschil van het grondwater moeten keren maar niet voor waterkerende wanden, d.w.z. wanden waarbij de voorkant van de wand wordt blootgelegd en waarbij op de achterkant van de wand een grote waterdruk aangrijpt. Doordat er in jet-groutwanden nagenoeg altijd lokale grondinsluitingen voorkomen of minder goede contacten tussen op elkaar aansluitende groutkolommen zal er zich snel in deze anomalieën terugschrijdende erosie voordoen waardoor dan water en grond doorheen de wand kan stromen.

Zelfs wanneer meerdere rijen groutkolommen aangebracht worden bestaat er nog altijd geen zekerheid i.v.m. de waterdichtheid. Dergelijke situatie doet zich bvb. voor bij dichtblokken die ten behoeve van het vertrek of de aankomst van boorschilden worden aangebracht. Voorzichtigheid is daarom altijd geboden.

Waterkerende wanden kunnen ook onder een zekere helling worden aangebracht, bv. voor de afdichting van dijken, cfr. figuur 6/13 of voor de afdichting van storten.



Figuur 6/13: Voorbeeld van schuine groutkolommen voor de afdichting van een dijk (Geodrilling Int., 1994).

6.6 Horizontale afdichtingslagen

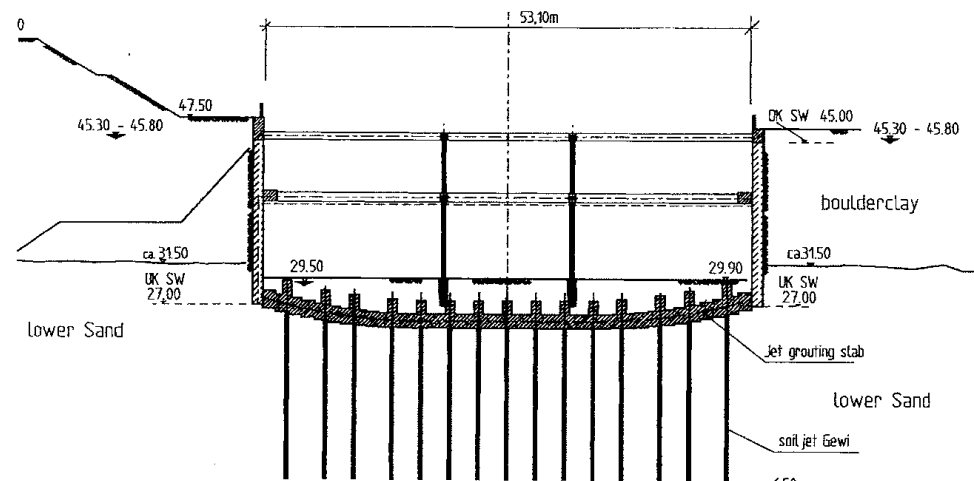
Wanneer het grondwaterpeil niet mag verlaagd worden kan een economische oplossing voor het aanleggen van een bouwput erin bestaan om onder de bodem van de bouwput een horizontale afdichtinglaag aan te brengen, die dan aansluit op de verticale grondwaterkerende wanden. Daarbij wordt een duidelijk onderscheid gemaakt tussen:

- Hooggelegen afdichtingslagen
- Diepgelegen afdichtingslagen.

6.6.1. *Hooggelegen afdichtingslagen*

Wanneer de afdichtinglaag op een relatief geringe diepte onder de bodem van de bouwput wordt aangebracht dient deze laag naar onder te worden verankerd ten einde het verticaal evenwicht van de afdichtinglaag te verzekeren. Een hooggelegen afdichtinglaag wordt nagenoeg altijd volgens de jet-grouttechniek uitgevoerd. De nodige verankerings-elementen worden dan meestal ook volgens de jet-grouting methode aangebracht. De ervaring opgedaan bij de tramtunnel in Den Haag heeft duidelijk aangetoond dat er een voldoende afstand (min. 1,5 à 2m) moet worden aangehouden tussen de bodem van de bouwput en de bovenkant van de afdichtinglaag zodat een eventuele stroming doorheen de afdichtinglaag geen aanleiding kan geven tot het ontstaan van terugschrijdende erosie.

Voor de bouw van een tweede sluis te Uelzen werd een hooggelegen waterkerende laag aangebracht, cfr. figuur 6/14.

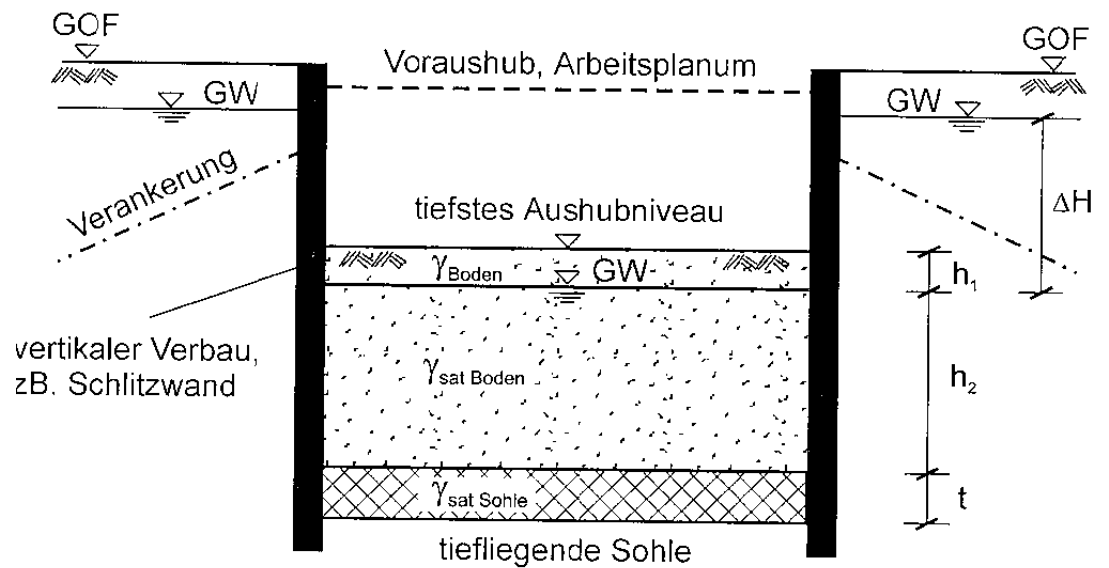


Figuur 6/14: Hooggelegen horizontale jet-groutlaag voor de bouw van de tweede sluis te Uelzen (Mayboom en Kayser, 2000).

Op deze figuur is duidelijk zichtbaar dat er bovenop de horizontale jet-groutlaag een aanzienlijke hoeveelheid grond gelaten wordt om te voorkomen dat er zich terugschrijdende erosie kan voordoen in geval van ondichtheden in de jet-groutlaag. Verder is duidelijk zichtbaar dat er ter plaatse van de verankering van het vertikaal trekelement in de jet-groutlaag een verzwaring wordt aangebracht. De bedoeling daarvan is om jet-groutlaag zo weinig mogelijk op trek te belasten en zoveel mogelijk op druk.

6.6.2. *Diepgelegen afdichtingslagen:*

Een andere mogelijkheid bestaat erin om de afdichtinglaag op een zodanige diepte aan te brengen dat het gewicht van de boven de afdichtinglaag gelegen grond groter is dan de op de afdichtinglaag aangrijpende opwaartse waterdruk, cfr. figuur 6/15.



Figuur 6/15: Voorbeeld van een diepelegen jet groutlaag.

Een nadeel van een diepelegen laag is dan wel dat de verticale grond en waterkerende wanden tot een veel grotere diepte moeten worden uitgevoerd.

Voor het aanbrengen van dieper gelegen afdichtingslagen wordt de jet-grout techniek regelmatig toegepast. In Berlijn werden verschillende bouwputten op deze wijze gerealiseerd.

6.6.3. Opmerking:

Bij de uitvoering van horizontale afdichtingslagen is de keuze van de schikking van de groutkolommen zeer belangrijk. Er dient dan immers voor te worden gezorgd dat er nagenoeg geen openingen tussen naast elkaar uitgevoerde groutkolommen kunnen ontstaan.

De mogelijke aanwezigheid van dergelijke openingen wordt bepaald door:

- De juiste positie van de groutkolommen;
- De diameter van de groutkolommen.

De positie van de groutkolommen wordt in een belangrijke mate bepaald door de mogelijke afwijking van de boorstangen t.o.v. de verticale. De onzekerheid i.v.m. de positie van de groutstangen kan in een belangrijke mate worden opgeheven door het systematisch opmeten van de helling van de groutstangen.

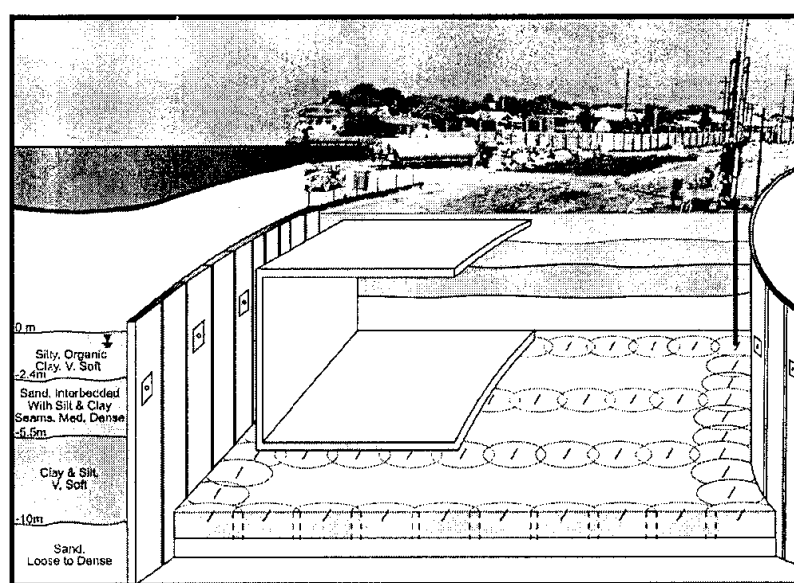
Op basis van de aldus verkregen informatie kunnen dan zones worden afgebakend waar mogelijke openingen kunnen bestaan. In deze zones kunnen dan controleboringen worden uitgevoerd of kunnen bijkomende kolommen worden aangebracht.

6.7 Horizontale stempels

Bij diepe bouwputten kunnen de te verwachten verplaatsingen in een belangrijke mate beperkt worden door onder de bodem van de te realiseren uitgraving een horizontale stempel aan te brengen.

Dergelijke maatregel is vooral interessant wanneer bouwputten moeten worden aangelegd in weinig weerstandbiedende gronden waarbij er voor de mobilisatie van de passieve weerstand een aanzienlijke verplaatsing nodig is.

Wanneer de stempel ook een waterkerende functie heeft wordt deze uiteraard volledig gesloten uitgevoerd. Wanneer de stempel alleen een ondersteunende functie moet vervullen worden meestal een soort balken aangebracht in combinatie met een verdeelbalk langs de wanden, cfr. figuur 6/16.



Figuur 6/16: Voorbeeld van afstempeling van verticale grondkerende wanden door middel van groutkolommen (Brill et al., 2003).

In het verre Oosten worden ter ondersteuning van verticale grondkerende wanden soms lokale steunmassieven aangebracht.

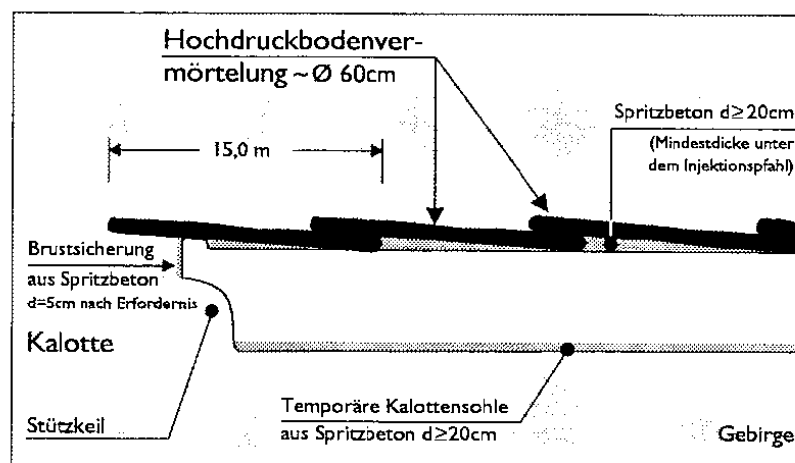
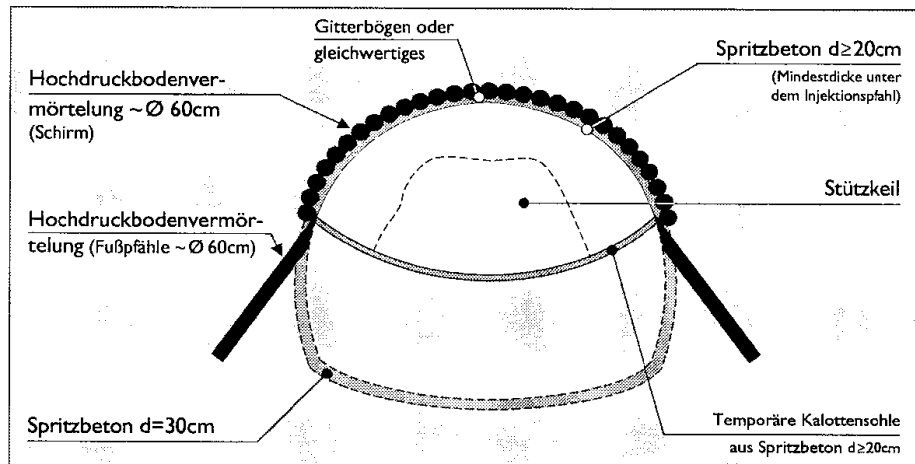
6.8 Grondverbetering ten behoeve van tunnels

Bij de uitvoering van tunnels wordt de jet-grouting techniek regelmatig onder verschillende vormen toegepast, onder andere:

- Voor het aanbrengen van een scherm omheen de te realiseren tunnel;
- Als globale grondverbetering omheen de te realiseren tunnel.

6.8.1 Groutschermen

Groutschermen bestaande uit op elkaar aansluitende horizontale groutkolommen worden regelmatig toegepast ten behoeve van de uitvoering van tunnels volgens de nieuwe Oostenrijkse methode (NATM). De groutkolommen dienen dan als een soort grondverbetering en tijdelijke ondersteuning. In sommige gevallen worden ter ondersteuning van het aldus gecreëerde gewelf nog groutkolommen aangebracht dwars op de as van de tunnel, cfr. figuur 6/17.

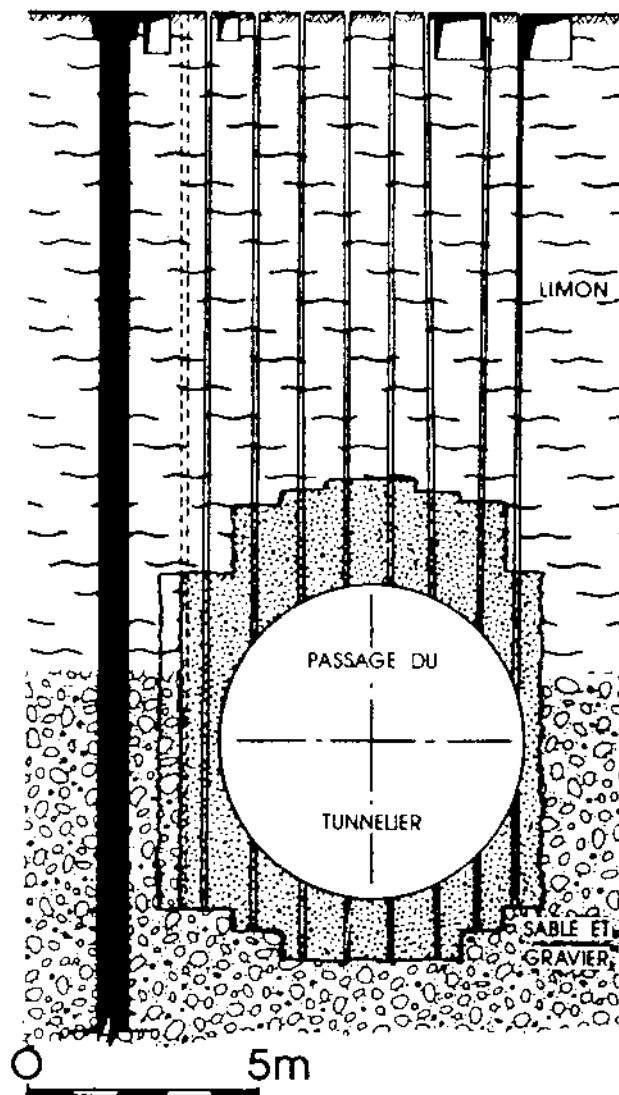


Figuur 6/17: Voorbeeld van een groutscherm omheen een tunnel (Documentatie Keller).

Voor de uitvoering van deze horizontale groutkolommen werden speciale machines ontwikkeld. De schermen worden altijd licht conisch en met een zekere overlapping uitgevoerd. Doordat de groutkolommen dan licht naar boven hellend worden uitgevoerd zijn er altijd speciale maatregelen nodig om te voorkomen dat de groutspecie na het uitvoeren van de kolom wegloupt. Deze speciale maatregelen bestaan er in het algemeen in dat de verticale tunnelwand wordt bekleed met spuitbeton waarin t.p.v. de te realiseren kolommen voerbuisjes worden aangebracht. Na het uitvoeren van een kolom wordt in het boorgat meestal een wig geklopt. In sommige gevallen wordt ook t.p.v. iedere kolom een sasconstructie aangebracht waar doorheen de groutkolom wordt uitgevoerd.

6.8.2. Globale
grondverbetering

Een globale grondverbetering wordt uitgevoerd wanneer de weerstand van de grond waarin de tunnel moet worden aangelegd dermate klein is dat deze niet met de normaal gebruikte middelen kan worden aangelegd. Door het uitvoeren van een algemene grondverbetering tot op een zekere afstand van de rand van de te bouwen tunnel kan dan een zodanige situatie worden gecreëerd dat de tunnel met de normaal gebruikte middelen kan worden aangelegd, cfr. figuur 6/18.



Figuur 6/18: Voorbeeld van een globale grondverbetering omheen een tunnel (Morey, 1992).

7 Mogelijke problemen bij de uitvoering van jet-grouting.

7.1 Algemeen

Tijdens de uitvoering van jet-grouting kunnen er zich heel wat problemen voordoen, bvb.:

- Het wegvallen of sterk verminderen van de retourstroom;
- Het afwijken van de groutstangen t.o.v. de theoretische positie;
- Het niet realiseren van de vooropgestelde kolomdiameter;
- De druksterkte is kleiner dan de vooropgestelde waarde.

7.2 Vermindering retourstroom

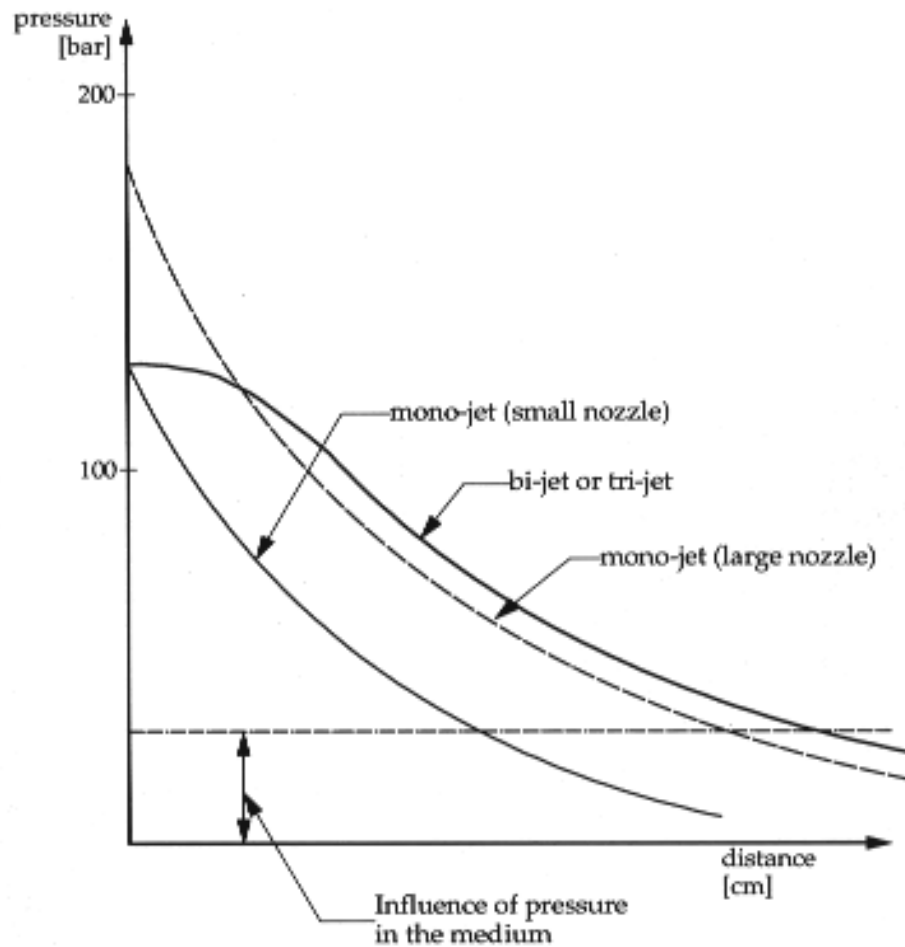
Tijdens het uitvoeren van jet-grouting komt het regelmatig voor dat de retourstroming wegvalt of sterk vermindert. Dit is bvb. het geval wanneer de ringruimte omheen de groutstangen door kleibrokken wordt geblokkeerd of wanneer de ringruimte omheen de groutstangen door de vervorming van weinig weerstandbiedende bovenlagen in sectie vermindert.

Het wegvallen van de retourstroming heeft tot gevolg dat er op een ongecontroleerde wijze groutspecie in de grond gepompt wordt. Als gevolg daarvan kan de grond t.p.v. de groutkolom worden opgelicht. Wanneer groutkolommen worden uitgevoerd onder of in de onmiddellijke nabijheid van bestaande funderingen kan er als gevolg daarvan schade ontstaan.

Bij de uitvoering van jet-grouting heeft er zich reeds meermaals schade voorgedaan omdat de grond werd opgelicht nadat de retourstroming was weggevallen.

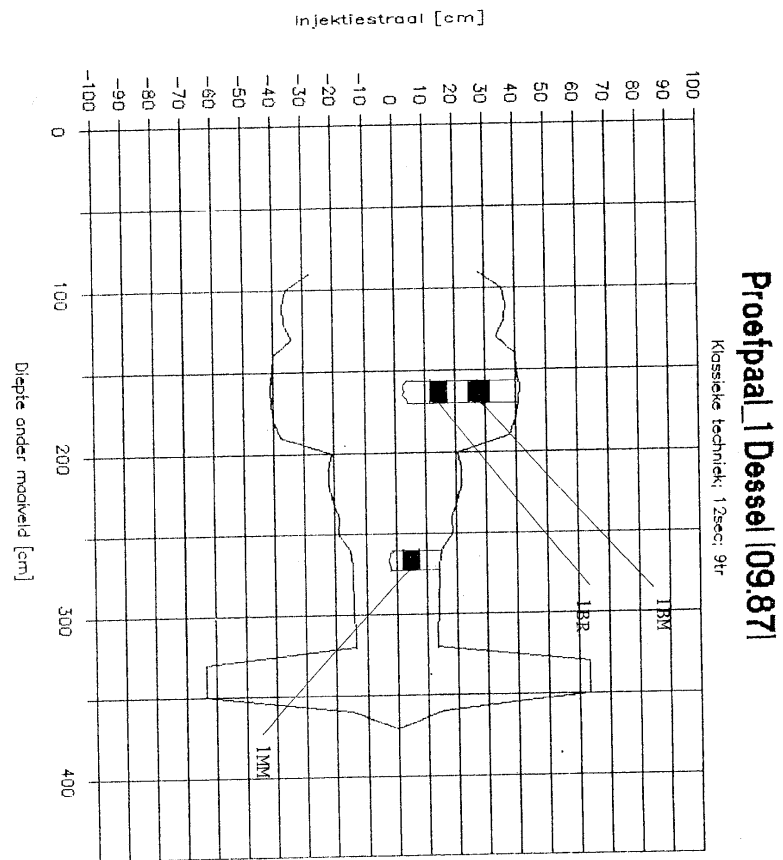
Wanneer de retourstroom wegvalt of sterk vermindert zal de diameter van de gerealiseerde groutkolom afnemen. Dit is het gevolg van het feit dat de druk in de groutspecie ter hoogte van de monitor dan toeneemt t.o.v. de normaal bestaande hydrostatische druk.

Als gevolg daarvan neemt ook de som van de in de grout bestaande druk en de druk die nodig is om de grond te eroderen toe. Aangezien deze totale druk in de groutstraal op een geringere afstand van de nozzle aanwezig is moet de diameter van de gerealiseerde groutkolom afnemen, cfr. figuur 7/1.



Figuur 7/1: Invloed van een overdruk in de groutspecie op de gerealiseerde diameter.

De afname van de diameter van de gerealiseerde groutkolommen werd proefondervindelijk onderzocht door Smet Boring op een proefterrein te Dessel in het kader van een door het IWONL gesponsord onderzoek. In een zandige ondergrond werden proefkolommen uitgevoerd waarbij de retourstroming moedwillig werd onderbroken door zand op de uitstroomopening te gooien. Zowel bij palen uitgevoerd volgens de mono-jet methode als volgens de bi-jet methode werd een duidelijke afname van de diameter vastgesteld over de hoogte waarover geen retourstroming plaats vond. De verkregen resultaten tonen duidelijk aan dat bij de bi-jet methode de retourstroming sneller herneemt t.g.v. de aanwezigheid van lucht. De hoogte waarover een kleinere diameter werd gerealiseerd is daardoor ook kleiner, cfr. figuur 7/2 en figuur 7/3.



Figuur 7/2: Proefpaal uitgevoerd te Dessel met mono-jet waarbij de retourstroming geblokkeerd werd (Rapport KU Leuven).



Figuur 7/3: Proefpaal uitgevoerd te Dessel met bi-jet waarbij de retourstroming geblokkeerd werd (Rapport KU Leuven).

Om zoveel mogelijk te voorkomen dat de retourstroming kan wegvallen is het van belang dat er een zo groot mogelijke ringruimte omheen de boorstangen wordt in stand gehouden. Mogelijke maatregelen zijn:

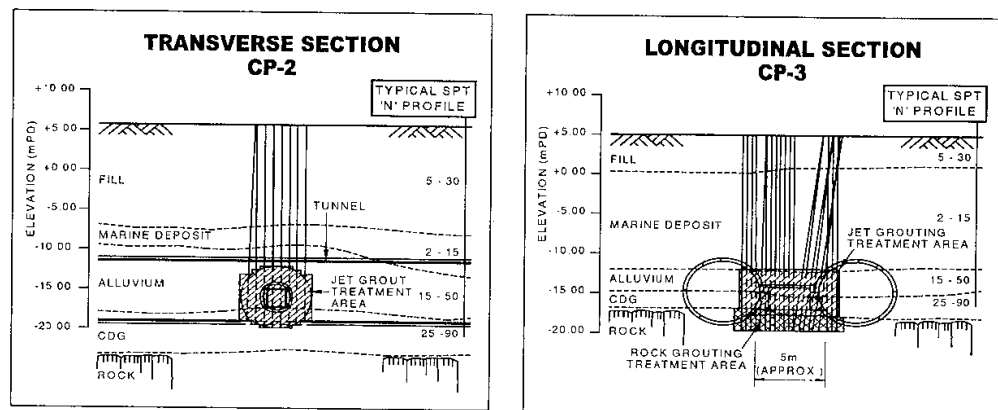
- Het maken van boorgaten met een grotere diameter doorheen bestaande funderingen. De te realiseren opening wordt bepaald door het debiet van de pomp en de aard van de grond. In kleigronden is de consistentie van de retourspecie in het algemeen vaster zodat de retourstroming meer weerstand ondervindt;
- Het creëren van een ringruimte met een voldoende dikte omheen de groutstangen door het aanwenden van een boorbeitel welke aanzienlijk groter is dan de stangen;
- Wanneer er doorheen slappe grond geboord wordt kan het aangewezen zijn om cementspecie aan te wenden als boorvloeistof i.p.v. water ten einde een betere ondersteuning van de wanden van het boorgat te verkrijgen;
- Wanneer de groutkolommen slechts tot op een zekere diepte moeten worden uitgevoerd, bvb. bij groutstempels of grondverbeteringen omheen tunnels kan het aangewezen zijn om voerbuizen met een voldoende diameter tot het niveau van de te realiseren groutkolommen.

Indien de retourstroming toch wegvalt of sterk afneemt is het aangewezen om de toevoer van groutspecie onmiddellijk af te sluiten en om de groutstangen volledig op te halen en daarna opnieuw op diepte te brengen tot een zekere diepte onder het niveau waarop de retourstroming is weggefallen. Dit is zeker het geval wanneer er gewerkt wordt onder of onmiddellijk naast bestaande funderingen. Indien er niet binnen de invloedszone van bestaande funderingen gewerkt wordt kan er eventueel gewacht worden tot de retourstroming terugkeert. Het is dan wel aangewezen om de

groutstangen daarna opnieuw te verlagen tot onder het peil waar de retourstroming is weggevallen.

Bij de uitvoering van jet-grouting in slappe kleien kan de grond over een aanzienlijke hoogte worden opgelicht zelfs wanneer er continu een retourstroming plaatsvindt.

Zo hebben er zich bij de uitvoering van jet-grouting ten behoeve van het maken van cross-passages in Hong-Kong belangrijke oplichtingen voorgedaan. Ter plaatse van de te realiseren cross-passages werden groutkolommen met een diameter van 1,50m uitgevoerd in zeer slappe kleien volgens de bi-jet methode, cfr. figuur 7/4.



Figuur 7/4: Grondverbetering voor de uitvoering van cross-passages in Hong-Kong (Storry et al, 2003).

Aanvankelijk werden er ter plaatse van de uit te voeren groutkolommen PVC-buizen met een diameter van 165mm geplaatst ten einde de afstroming van de retourspecie zoveel mogelijk te bevorderen. Tijdens de uitvoering werd de luchtdruk continu geregistreerd ten einde informatie te verkrijgen i.v.m. mogelijke oplichting van de grond. Toen al zeer snel een belangrijke oplichting werd vastgesteld, werden verschillende methodes uitgetest ten einde de oplichting zoveel mogelijk te beperken. Uiteindelijk heeft het voorafgaandelijk plaatsen van dunwandige PVC-buizen met een diameter van 219mm de beste resultaten opgeleverd. Uiteindelijk hebben er zich oplichtingen tot 300mm voorgedaan.

Wegens het risico op oplichting van de grond en van een afname van de diameter is het nodig om tijdens de uitvoering van jet-grouting voldoende aandacht te besteden aan de continuïteit van de retourstroming. Tot op heden is het alleen mogelijk om een visuele controle door te voeren. Voor zeer delicate werken is het ook mogelijk om de retourstroming door middel van een videocamera te registreren zodat nadien nog kan worden gecontroleerd of er zich al dan niet problemen hebben voorgedaan.

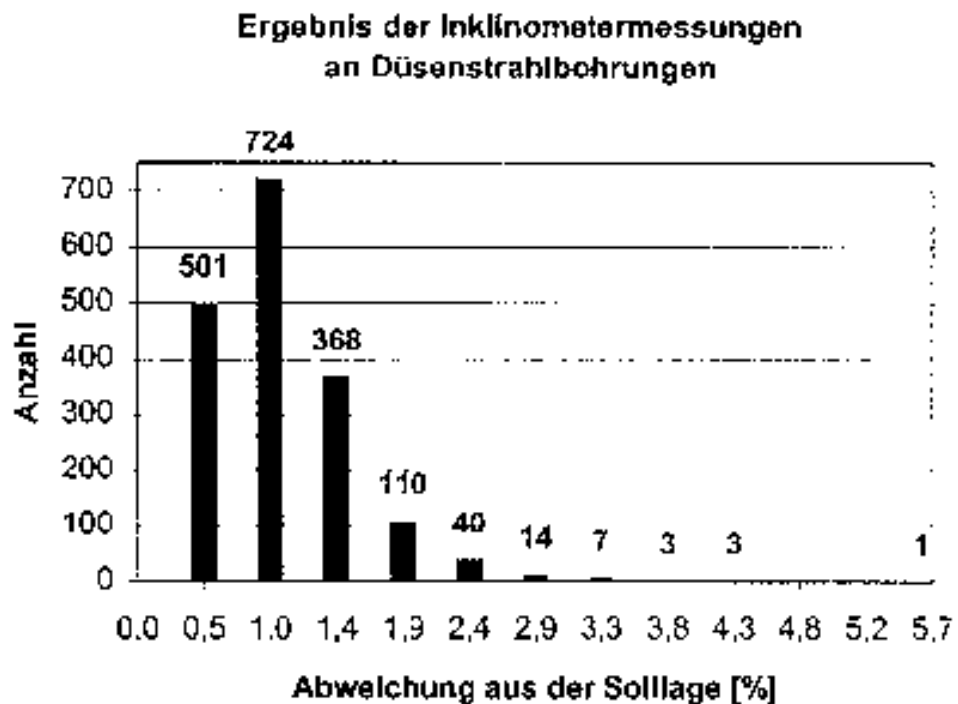
De mogelijkheid bestaat nochtans om de continuïteit van de retourstroom op een vrij eenvoudige wijze te controleren. Het volstaat daartoe om juist onder de nozzles een drukopnemer in de groutstangen in te bouwen en daarmee de druk in de groutspecie continu te registreren. Zoals bij het opmeten van de helling van de groutstangen zal het dan wel niet mogelijk zijn om de gemeten drukken aan de machine af te lezen. De gemeten drukken kunnen dan wel geregistreerd worden en worden ingelezen van zodra de monitor terug aan het oppervlak is. Door het uitvoeren van dergelijke metingen zou dan in ieder geval zeer gedetailleerde informatie kunnen verkregen worden i.v.m. de

drukken die in de groutkolom tijdens de uitvoering bestaan en i.v.m. de mogelijke variatie van deze drukken bij het wegvallen van de retourstroming of bij een vermindering ervan.

7.3 Afwijkingen groutstangen

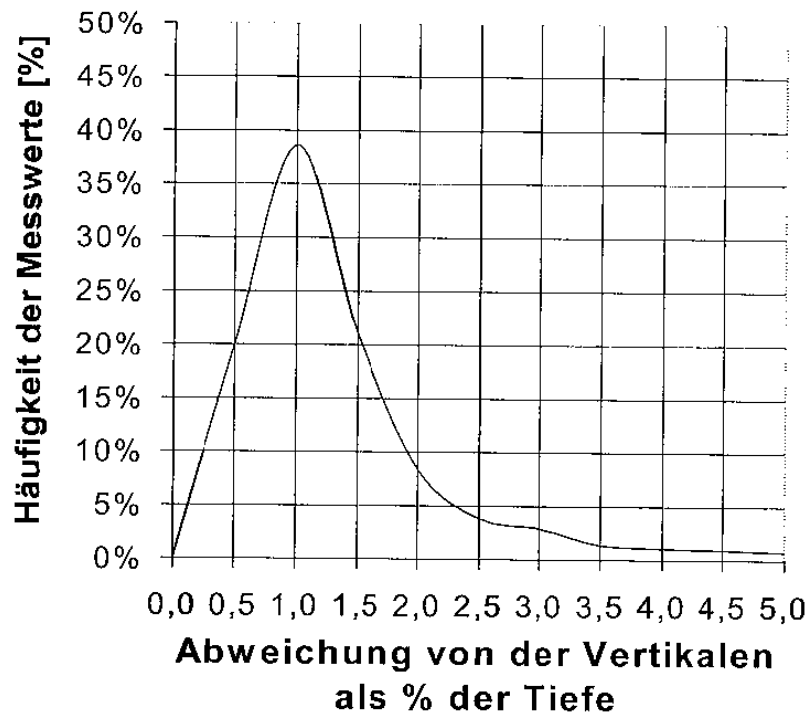
Sinds er meetapparatuur beschikbaar is waarmee de helling van de groutstangen kan worden opgemeten is heel wat informatie beschikbaar geworden i.v.m. de mogelijke afwijking van de groutstangen.

Uit de resultaten van uitgevoerde metingen is gebleken dat de groutstangen soms zeer belangrijke afwijkingen vertonen zonder dat daar een duidelijke verklaring kan voor gegeven worden. In figuur 7/5 wordt de maximum helling van de groutlans, gemeten bij 1771 groutkolommen gegeven. De diepte van de boringen bedroeg 21m. Daaruit kan worden afgeleid dat bij enkele groutkolommen de helling meer dan 3% bedroeg, dit is aanzienlijk meer dan de normaal vooropgestelde maximum afwijking van de groutlans van 1%.



Figuur 7/5: Afwijking van de helling van de groutlans opgemeten bij 1771 groutkolommen (Hoffmaan et al., 2000).

Bij de uitvoering van een diepgelegen afdichtingslaag voor een bouwput in Berlijn werden gelijkaardige metingen uitgevoerd. De resultaten zijn samengevat in figuur 7/6, die globaal genomen een zelfde beeld geeft als figuur 7/5. De diepte van de boringen bedroeg 18m. Gesteld wordt dat een gedeelte van de grote afwijkingen wellicht toe te schrijven is aan de aanwezigheid van funderingsresten in de ondergrond.



Figuur 7/6: Afwijking van de groutstangen opgemeten bij de uitvoering van een diepegelegen afdichtingslaag te Berlijn (Reichert et al.,2002).

7.4 Afwijking van de vooropgestelde diameter

Afwijkingen van de diameter van de groutkolommen kunnen door meerdere oorzaken ontstaan, bvb. door:

- Een verandering van de groutparameters;
- Een verandering van de samenstelling van de ondergrond;
- Het wegvallen of verminderen van de retourstroming;
- Schaduwwerking.

7.4.1. Wijziging groutparameters

Ten einde een onvoorziene verandering van de groutparameters te kunnen vaststellen is het noodzakelijk dat de uitvoeringsparameters continu en voor alle groutkolommen geregistreerd worden.

7.4.2. Samenstelling ondergrond

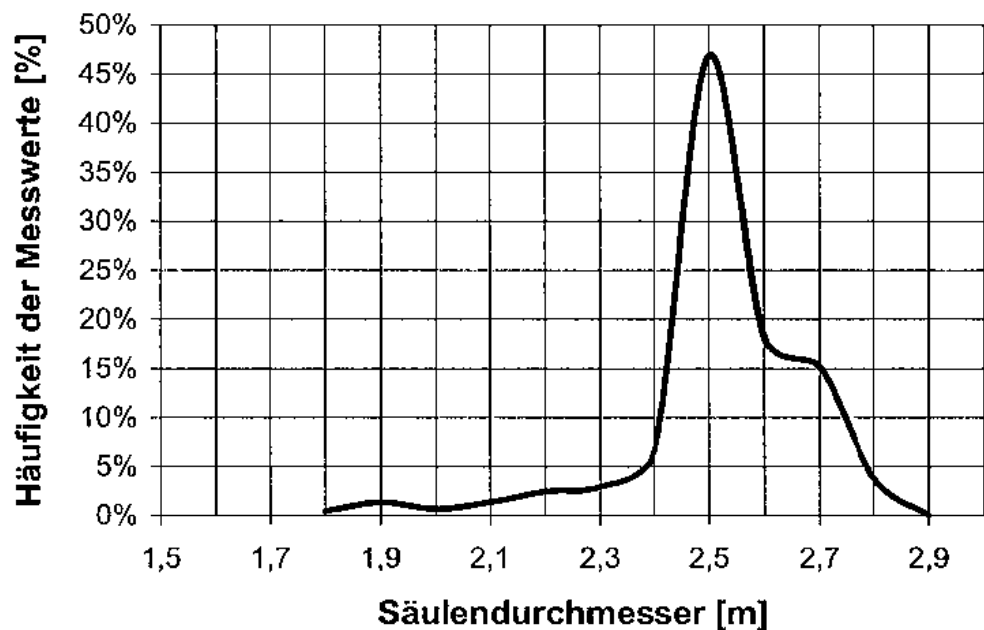
Veranderingen in de samenstelling van de ondergrond kunnen eventueel worden vastgesteld door het analyseren van de geregistreerde boorparameters. Doordat momenteel gebruikte boormachines sterk overgedimensioneerd zijn kan er zeer snel door alle grondsoorten geboord worden.

Dit heeft voor gevolg dat lokale variaties in de samenstelling van de grond moeilijk uit de boorparameters af te leiden zijn. De meest betrouwbare informatie i.v.m. de samenstelling van de grond kan worden verkregen door een visuele inspectie van de boorvloeistof (kleur, consistentie ...). Heden ten dage wordt daar evenwel maar weinig aandacht meer aan besteed. Door de meeste boormeesters worden ook geen nota's meer genomen. Lokale variaties van de samenstelling van de ondergrond worden dan ook zeer weinig vastgesteld.

7.4.3. Retourstroming

De mogelijke invloed van het wegvallen of verminderen van de retourstroming werd in het vorig punt besproken.

Bij de uitvoering van een diepgelegen afdichtingslaag voor een bouwput in Berlijn werd de diameter van een vrij groot aantal groutkolommen opgemeten met de door Insond ontwikkelde methode met een horizontale voelstaaf. De verkregen informatie is weergegeven in figuur 7/7. Wat opvalt is de grote spreiding van de opgemeten diameters. Voor het vastleggen van het raster werd uitgegaan van een kolomdiameter van 2,25m. De gemiddelde waarde van de opgemeten diameters bedroeg ca 2,5m.

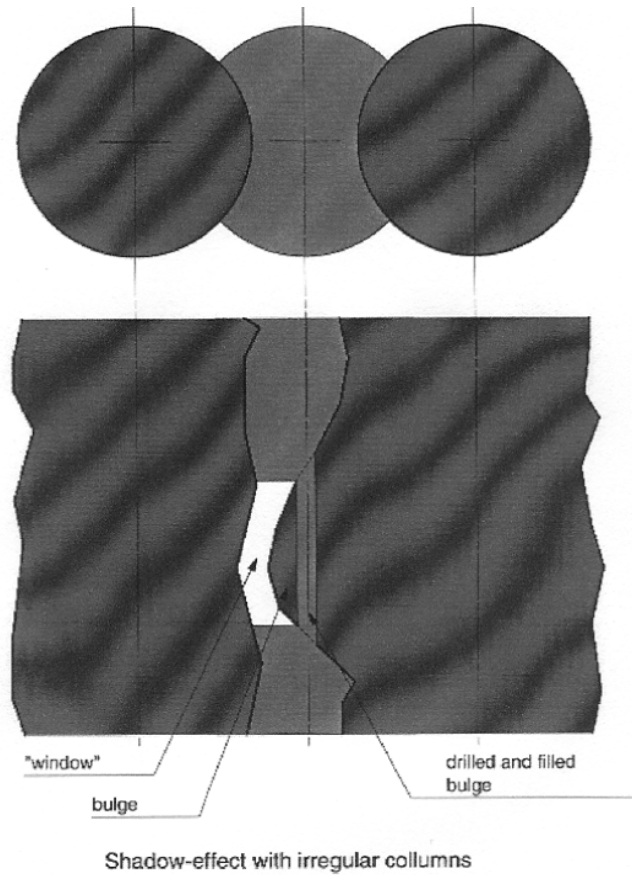


Figuur 7/7: Diameters van de kolommen van een diepgelegen afdichtingslaag in Berlijn (Reichert et al., 2002).

7.4.4. Schaduwwerking

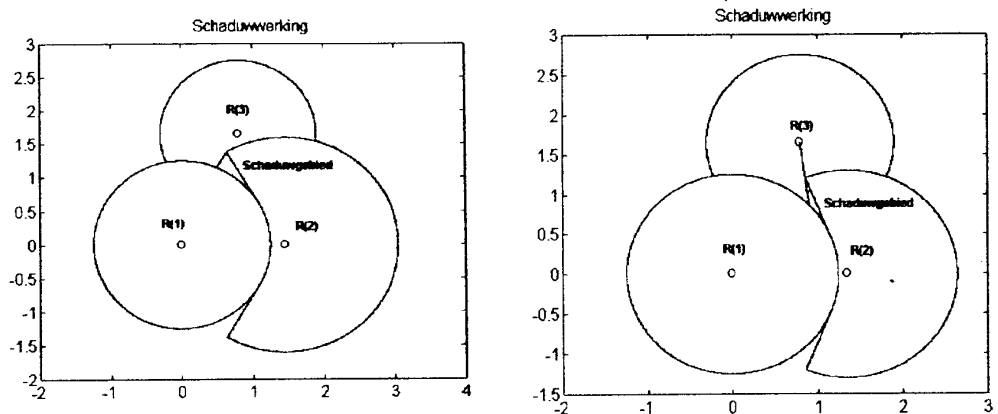
Schaduwwerking doet zich voor wanneer de groutstangen in een eerder uitgevoerde groutkolom zijn terechtgekomen of wanneer de groutstangen zich te dicht tegen een eerder uitgevoerde groutkolom bevinden.

Wanneer de groutstangen zich in een eerder uitgevoerde groutkolom bevinden is de reikwijdte uiteraard beperkt tot de diameter van het boorgat. Vooral bij wanden uitgevoerd met primaire en secundaire kolommen kan dat nogal eens problemen opleveren, cfr. figuur 7/8.



Figuur 7/8: Schaduwwerking wanneer de groutstang zich in een eerder uitgevoerde groutkolom bevindt.

Wanneer de groutstang zich te dicht bij een eerder uitgevoerde kolom bevindt kan er eveneens schaduwwerking ontstaan, cfr. figuur 7/9.



Figuur 7/9: Schaduwwerking doordat de groutstang zich te dicht bij een eerder uitgevoerde kolom bevindt.

8 Speciale uitvoeringsmethodes

8.1 Algemeen

Ten einde de efficiëntie van de jet-grouttechniek te optimaliseren werden er een aantal speciale uitvoeringsmethodes op punt gesteld, zoals:

- Very High Pressure – Lost Rod Palen;
- Super Jet-grouting;
- Collided jetting ;
- Jet-grouting in combinatie met deep mixing.

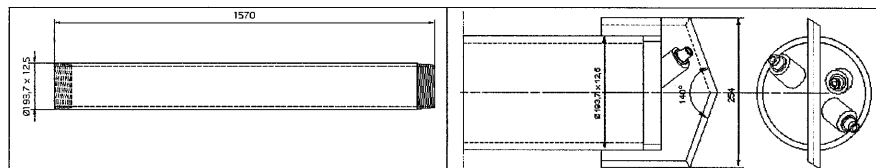
8.2 Very High Pressure – Lost Rod Palen.

Door Smet F & C werd een uitvoeringsmethode op punt gesteld waarbij stalen buizen in de grond gejet worden ten einde aldus een funderingspaal te vormen. De techniek werd voor de eerste maal op grote schaal toegepast bij de Beurs van Berlage.

De methode werd vooral op punt gesteld om vanuit een beperkte werkruimte palen met een aanzienlijk draagvermogen en stijfheid te kunnen realiseren.

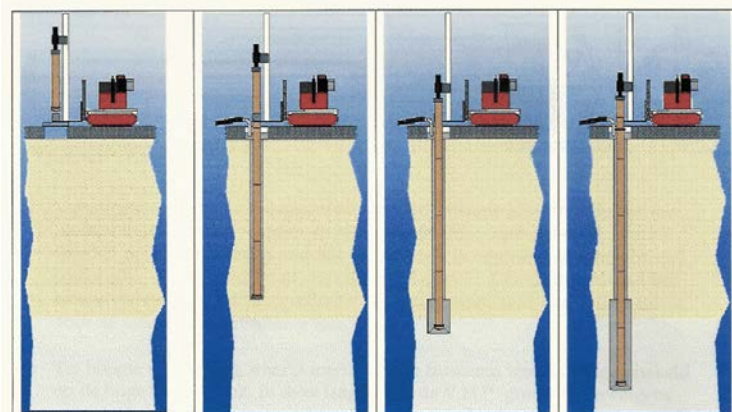
De uitvoering verloopt als volgt:

- De paal wordt gevormd met buiselementen die op elkaar geschroefd worden;
- Het onderste buiselement dat de paalpunt vormt wordt voorzien van een voetplaat, een snijshoof en injectieopeningen of düzen (meestal op zij en neerwaarts gericht), cfr. figuur 8/1;



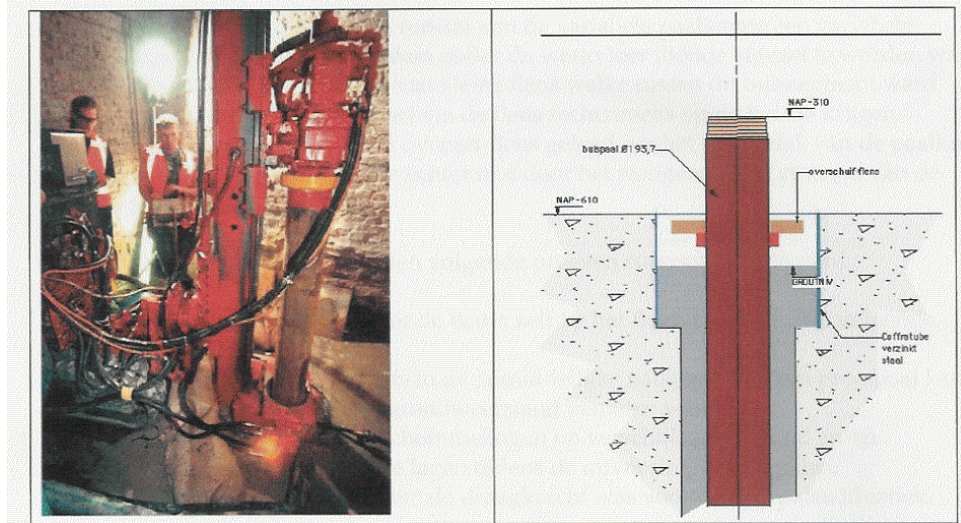
Figuur 8/1: Detail onderste buiselement

- Bij het op diepte boren wordt er in eerste instantie water geïnjecteerd. De druk wordt daarbij zodanig gekozen dat er een ringruimte met een voldoende breedte wordt verkregen omheen de buis;
- Wanneer de paalpunt de draagkrachtige laag bereikt, wordt er een water – cementspecie onder hoge druk (meestal 400 bar) geïnjecteerd ten einde omheen de paalpunt een groutkolom met voldoende afmetingen te realiseren, cfr. figuur 8/2.



Figuur 8/2: Principe uitvoering Very High Pressure – Lost Rod Paal.

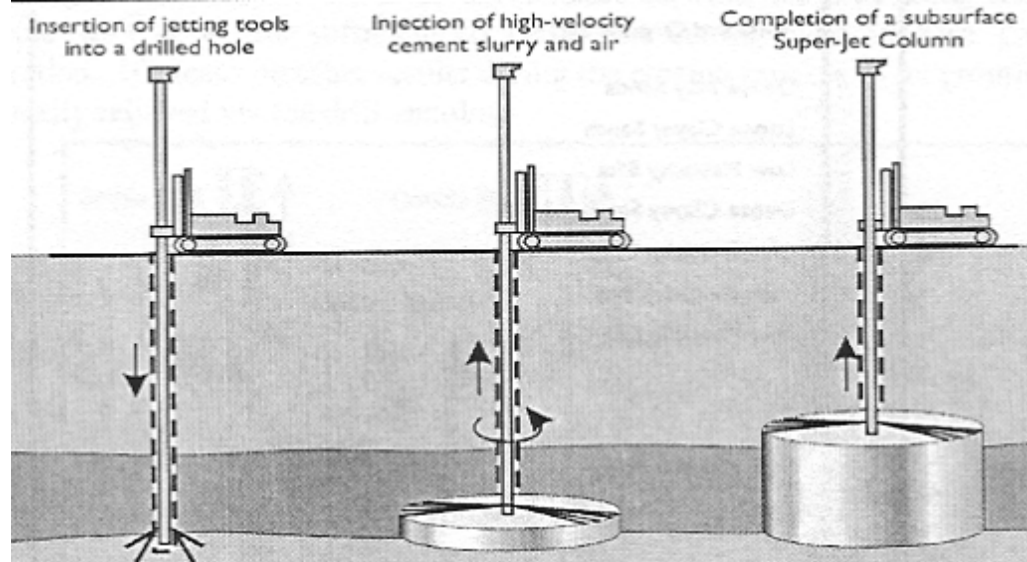
- Het bovenste paalement wordt meestal van een stalen ring voorzien via dewelke de verankering in de funderingsvloer of –balk wordt bewerkstelligd, cfr. figuur 8/3.



Figuur 8/3: Bovenste buiselement voor verbinding met bovenstructuur.

8.3 Super jet-grouting.

In Japan en de V.S. werden technieken op punt gesteld waarmee groutkolommen met een zeer grote diameter (d.w.z. tot 5m en meer) kunnen gerealiseerd worden, cfr. figuur 8/4.



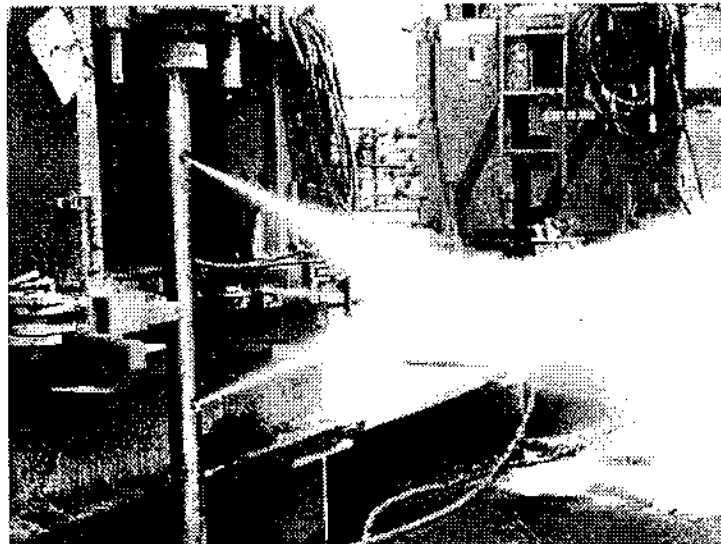
Figuur 8/4: Principe Super Jet Grouting (Brill et al., 2003).

De gebruikte techniek is de bi-jet methode. Dat groutkolommen met een dergelijk grote diameter kunnen gerealiseerd worden, wordt vooral toegeschreven aan het gebruik van sterk geoptimaliseerde düzen (1 stuk) en van pompen met een groot debiet.

De druksterkte van de aldus gerealiseerde groutkolommen is meestal beperkt, zodat deze groutkolommen eerder als een grondverbetering moeten aanzien worden.

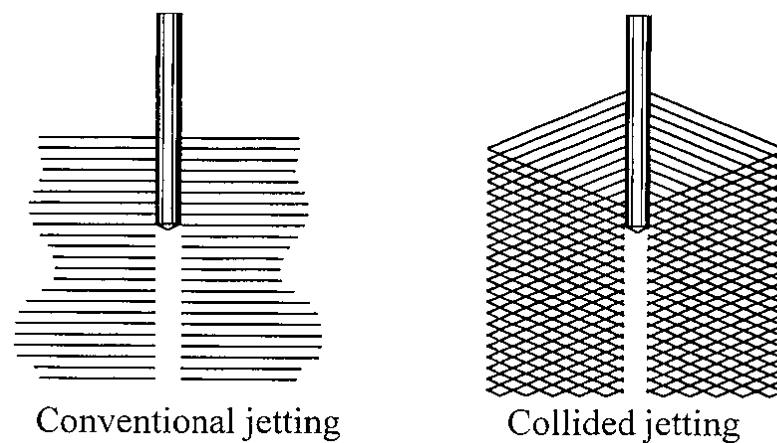
8.4 Collided jetting.

Bij collided jetting wordt er gebruik gemaakt van twee düzen die onder een zekere helling worden ingeplant, zodanig dat de aldus gecreëerde groutstralen elkaar snijden op een zekere afstand van de groutstangen, cfr. figuur 8/5.



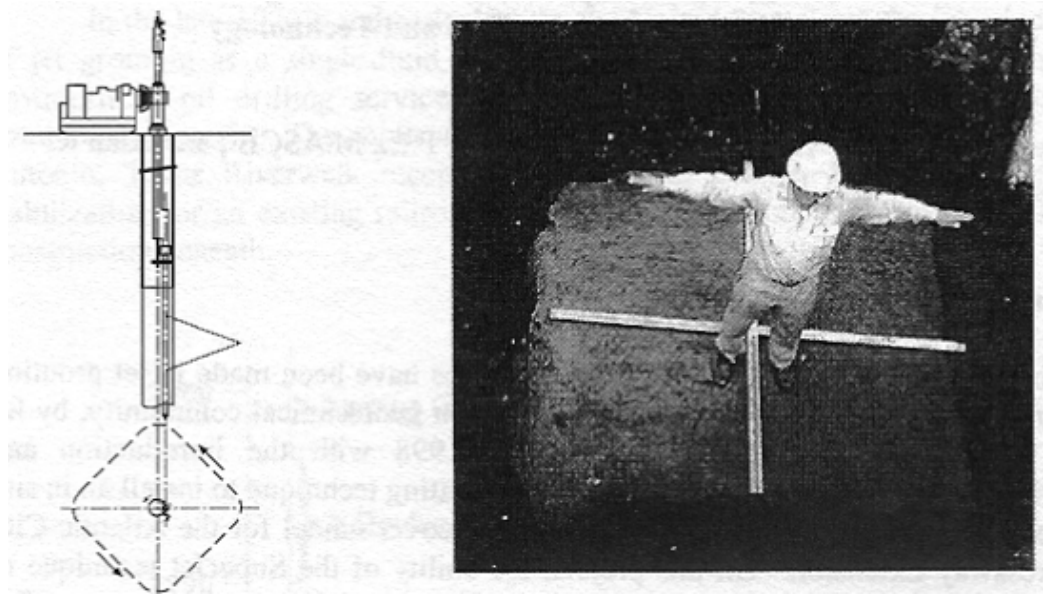
Figuur 8/5: Colliding jetting (Shibazaki, 2003).

De techniek werd op punt gesteld in Japan ten einde groutkolommen met een meer gelijkmatige diameter te kunnen realiseren, cfr. figuur 8/6.



Figuur 8/6: Colliding jetting = betere beheersing van de kolomdiameter (Shibazaki, 2003).

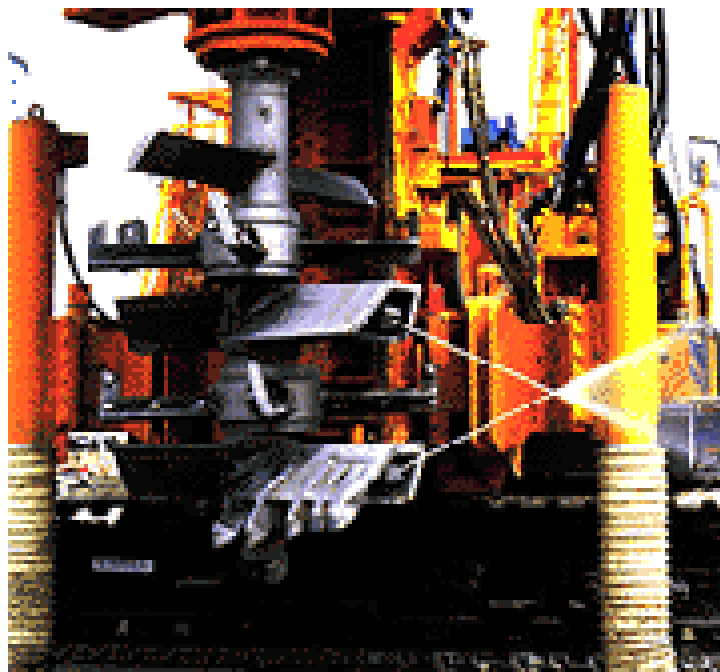
Momenteel wordt de techniek nog verder ontwikkeld door de düzen zodanig in de groutstangen vast te zetten dat de hoek t.o.v. de groutstangen kan variëren. Op deze wijze wordt het dan mogelijk om deze hoeken zodanig te laten variëren dat er vierkante groutkolommen gerealiseerd worden, cfr. figuur 8/7.



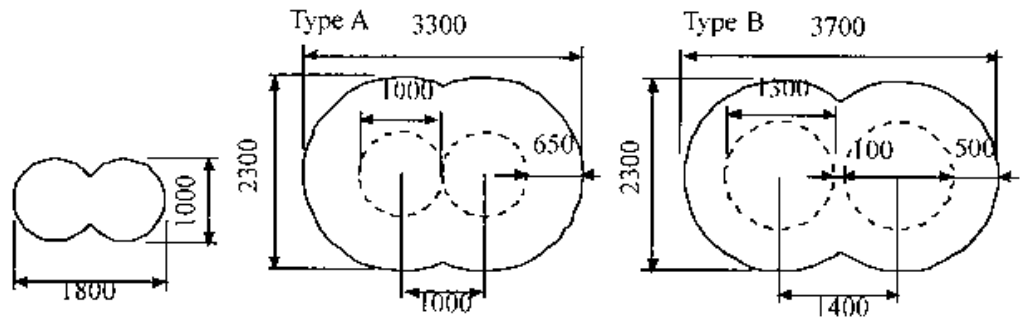
Figuur 8/7: Colliding jetting voor de uitvoering van vierkante gROUTkolommen.

8.5 Jet-grouting in combinatie met deep mixing.

Eveneens in Japan werd een grondverbeteringmethode op punt gesteld waarbij deep mixing en jet-grouting gelijktijdig worden uitgevoerd. Op deze wijze kan de efficiëntie verhoogd worden en kunnen zones met oppervlakten van 6,4 tot 7,2 m² in één behandeling verbeterd worden, cfr. figuren 8/8 en 8/9.



Figuur 8/8: Apparatuur voor combinatie deep-mixing en jet-grouting (Documentatie RAITO).



Figuur 8/9: Behandelde oppervlaktes met deep mixing en combinatie van deep mixing en jet-grouting (Shibazaki, 2003).

Bijkomend voordeel van deze methode is dat zodoende wordt verholpen aan een groot nadeel van deep mixing, namelijk dat er niet kan worden aangesloten op verticale grondkerende wanden, bvb. bij de uitvoering van stempels of horizontale afdichtende lagen.

8.6 Metro – Jet System

Eveneens in Japan werd een methode op punt gesteld om op grote diepten over grote afstanden te kunnen grouten doorheen een sasconstructie.

Bij het Metro – Jet System vindt de afvoer van de retourspecie plaats via de groutstangen. De diameter van de groutstangen bedraagt 140 mm. De afvoer van de retourspecie vindt plaats via een pompsysteem, dat het debiet van de retourspecie zodanig regelt dat de druk in de reeds uitgevoerde groutkolom binnen vooraf vastgelegde grenzen gehouden wordt. Daarvoor werd in de groutstangen op 0,20m onder de nozzle een drukopener ingebouwd, cfr. Figuur 8/10.

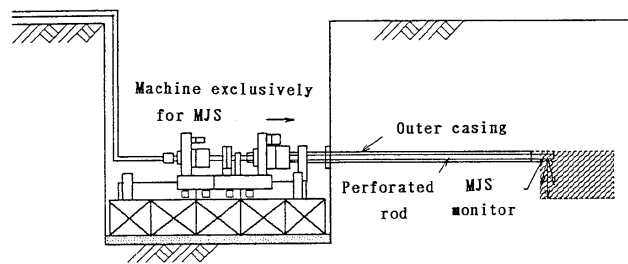


Figure 1. Work Profile of MJS Process (Horizontal Work)

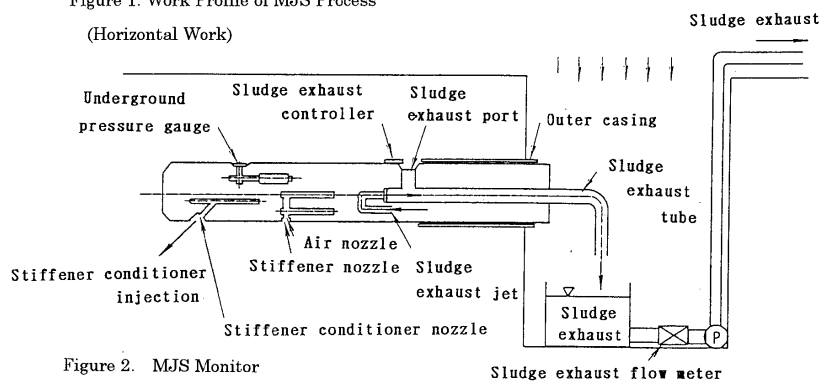


Figure 2. MJS Monitor

Figuur 8/10: Principe Metro – jet system.

Doordat de druk in de reeds gerealiseerde groutkolom binnen zekere grenzen wordt gehouden kan ervoor gezorgd worden dat de grond omheen de groutkolom noch ontspannen, noch opgedrukt wordt.

Aangezien de afvoer van de retourspecie via de groutstangen plaats vindt is er geen enkel probleem om doorheen een sasconstructie te werken. De stangen worden wel niet volledig rondgedraaid maar over een hoek van 360° heen en weer bewogen.

9 VHP-Grouting: Funderingsherstel

9.1 Direct ondervangen bestaande funderingen

Voor het verbeteren van de draagkracht van een bestaande fundering bestaan meerdere mogelijkheden:

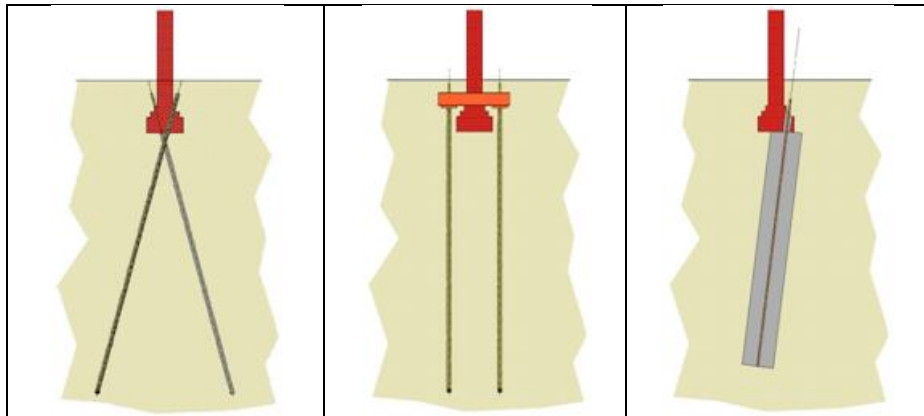
1. Ondermetselen of onderschoeien met een nieuwe gewapende betonnen zool;
2. Injecteren onder de bestaande funderingsaanzet;
3. Ondervangen met perspalen;
4. Micropalen;
5. HP-groutpalen.

Mogelijkheden één tot en met drie hebben duidelijke beperkingen. In dit kader behandelen we de twee mogelijkheden met het grootste toepassingsgebied: de micropalen en de VHP-groutpalen.

9.2 Probleemstelling

Bij het uitvoeren van palen bij funderingsherstel beschikt men eigenlijk slechts over twee mogelijkheden: Het uitvoeren van micropalen, of het uitvoeren van V.H.P.-groutpalen (jet grouting)

Laten we kort even de uitvoeringswijze en enkele typische eigenschappen en toepassingsmogelijkheden van beide gekende technieken samenvatten.



Figuur 9/1: Enkele typische eigenschappen en toepassingsmogelijkheden van beide gekende technieken.

9.2.1. Micropalen

Principe

Micropalen zijn alle paaltypes die voldoen aan de volgende vier voorwaarden:

1. Het zijn slanke palen. Hun diameter \leq lengte (vb. \varnothing 15 à 30 cm);
2. De krachtoverdracht gebeurt bijna uitsluitend via de (centrale) wapening welke kan bestaan uit (gekoppelde) wapeningsstaven of buizen of een uiterst slanke samenbundeling van betonijzer (wapeningskooi);

3. De krachtoverdracht naar de grond gebeurt hoofdzakelijk door de positieve zijdelingse wrijving langs de schacht (De uitvoering van de paalpunt wordt soms zelfs niet speciaal verzorgd; de paalpunt heeft immers ook slechts een geringe oppervlakte);
4. Om een maximale zijdelingse wrijving te ontwikkelen, moet elke ontspanning van de grond naast de paal vermeden worden. Daarom worden vaak boormethoden aangewend die in verhouding tot de paaldiameter relatief grote indrijfkrachten vergen.

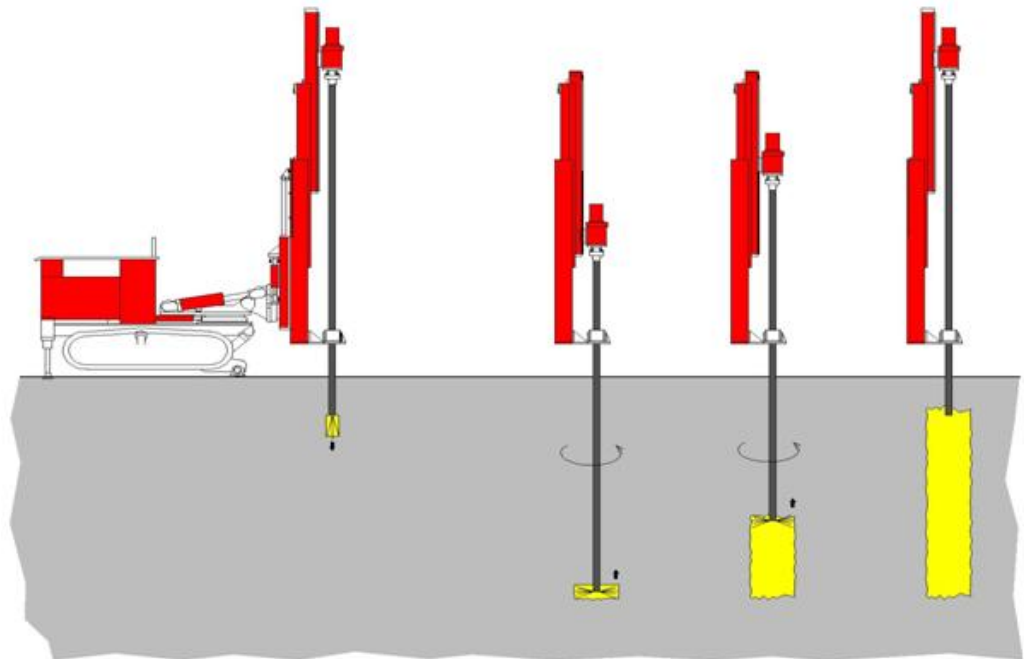
Voornoemde eigenschappen en beperkingen leveren dan ook voor de ontwerper en uitvoerder vaak volgend resultaat:

- Lange palen, maar met kleine diameter;
- Omslachtige en trage techniek, waarbij met de beschikbare (mechanische) indrijfkracht (koppel/pull-down) men slechts moeizaam (of zelfs niet) op diepte kan komen;
- Veel lichte palen i.p.v. enkele zwaardere palen vanwege beperkingen in draagkracht.

9.2.2. V.H.P.-grootpalen

Principe

VHP-grootpalen zijn palen die door toepassing van de jet-grout techniek (Mono-jet, bi-jet of tri-jet) in de grond gevormde injectiepalen vormen met een relatief grote diameter.



Figuur 9/2: VHP-grootpalen.

Het basisprincipe van uitvoering van een dergelijke kolom bestaat hierin dat een dikwandige boorstang van beperkte diameter ($\text{Ø } 90 \text{ mm}$) door middel van rotatie en groutspoeling tot op de gewenste diepte wordt gebracht.

Vervolgens worden de boorstangen langzaam roterend terug opgetrokken, waarbij door de zeer hoge uitstroomenergie van de toegepaste groutdruk een groutstraal met kleine diameter ($1,9 \text{ mm}$ à 4 mm) het korrelskelet van de grond uiteenrukt en vermengd met de geïnjecteerde specie.

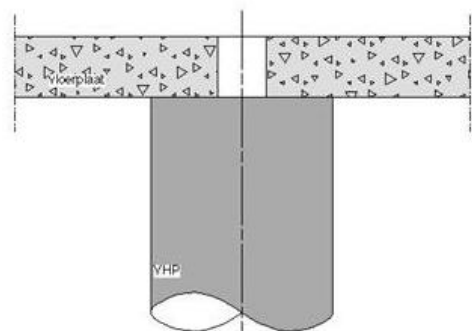
Nadien wordt eventueel een centrale wapening ingebracht.

Uitgaande van deze uitvoeringswijze voldoen groutpalen aan de volgende vier definities:

1. Het zijn palen met relatief grote diameter (vb. 60 à 120 cm);
2. De krachtoverdracht gebeurt bijna uitsluitend via de ("in situ") grout. De haalbare drukweerstand in de slappe grondlagen bepaald dus sterk de toelaatbare paalbelasting. Eventuele centrale wapening dient nadien geplaatst en bestaat meestal uit (gekoppelde) staven of profielen;
3. De krachtoverdracht naar de grond gebeurt hoofdzakelijk aan de paalpunt. Hierdoor dient vaak de paaldiameter aangepast aan de toelaatbare drukweerstand van het in situ-grout ter hoogte van de paalpunt;
4. Door de aanwending van de jet-cutting eigenschappen van de injectiestraal is het mogelijk om met zeer licht boorequipement tot op grote funderingsdieptes te geraken met grote diameters, zonder ontwikkeling van hoge (mechanische) indrijfkrachten.

Voorbeeld Baxter Ternat

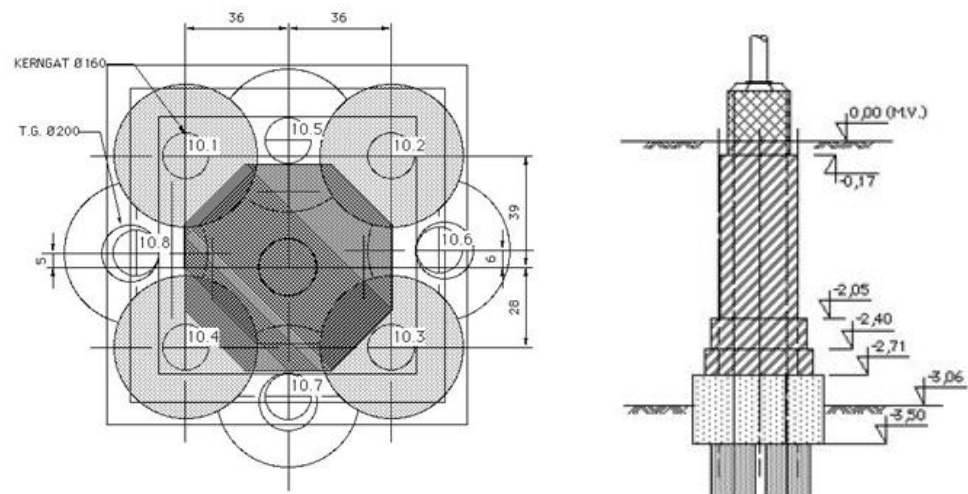
Als eerste voorbeeld kunnen we de ondervanging van een bestaande doorlopende funderingsplaat beschouwen, waarbij door de grote diameter van de Groutkolommen geen bijkomende wapening nodig is door het overgaan van een zoelfundering naar een fundering op palen. (Baxter Ternat).



Figuur 9/3: Voorbeeld Baxter Ternat.

Voorbeeld GB Groenplaat Antwerpen, Sidmar Gent, Gent Centraal station

Klassiek is ook de ondervanging van te verdiepen zoelfunderingen met zeer zware belastingen (GB Groenplaat Antwerpen, Sidmar Gent, Gent Centraal station).



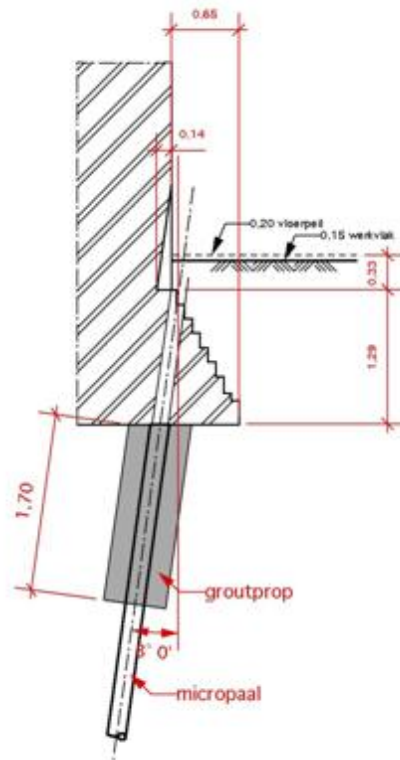
Figuur 9/4: Voorbeeld GB Groenplaat Antwerpen, Sidmar Gent, Gent Centraal station.

Voorbeeld O.L.Vrouwkerk in Doel

Speciaal is de funderingsversterking van de O.L.Vrouwkerk in Doel, waar enkel mits versterking van de bestaande fundering met VHP-Grouting een ondervanging met micropalen mogelijk was.

De kwaliteit en dikte van het ondergrondse metselwerk liet niet toe de krachtoverdracht van de micropalen naar de kerktoeren te verzekeren.

Door het lokaal verdiepen van de bestaande funderingsaanzet onder, en door het pre injecteren van het bestaande verweerde funderingsmetselwerk tijdens het doortrekken van de VHP-Grouting in dit metselwerk, werd deze krachtsoverdracht mogelijk.

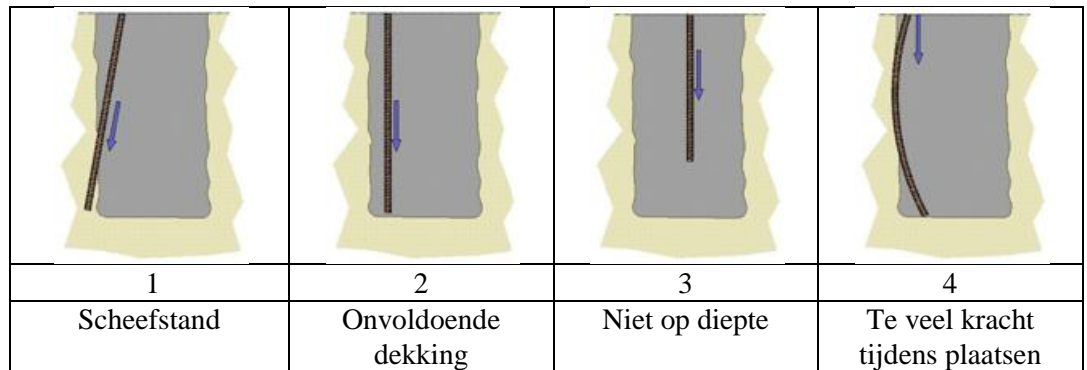


Figuur 9/5: VHP-Grouting in dit metselwerk.

Het is duidelijk dat in veel situaties de uitvoering van V.H.P.-grootpalen de voorkeur geniet, maar dat men dan ook geconfronteerd zou worden met volgende negatieve eigenschappen, welke men misschien niet, of niet zo sterk zou hebben bij de micropalen:

- Grote diameter-palen geven aanleiding tot veel negatieve kleeft in de "slappe" bodemlagen, zeker als de diameter automatisch lokaal vergroot als de laag "slechter" is;
- De lage kwaliteit van de groutspecie in de "slappe" lagen is bepalend voor de kwaliteit van de paal;
- Het inbouwen van een centrale wapening na het uitvoeren van een paal kan problemen opleveren zoals:
 - scheefstand wapening;
 - onvoldoende beton- of groutdekking;
 - uitknikken van wapening indien met teveel kracht ingebracht;
 - niet terug kunnen uitbouwen van wapening indien er een defect of onvolkomenheid wordt vastgesteld;

- o niet op volledige diepte krijgen van de wapening in lange palen of in palen doorheen meerdere zandlagen.

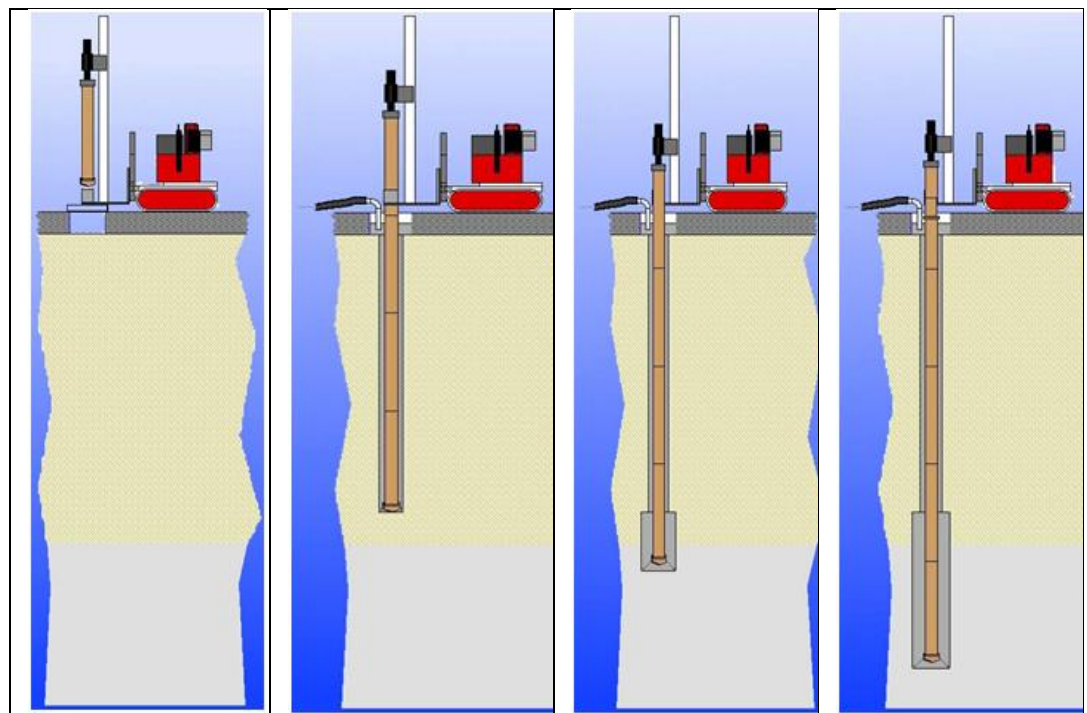


Figuur 9/6: Mogelijke paalproblemen.

9.2.3. *Renovatiepalen grote draagkracht : VHP-LR*

Principe

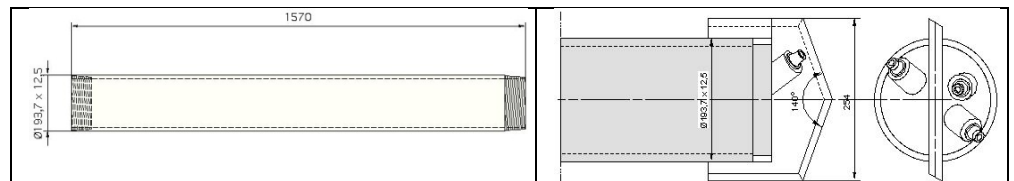
Het principe van den V.H.P.-LR-paal bestaat hierin dat men een stalen buiswapening trillingsvrij en centraal in een jet-groutinjectiekolom (met bewust variërende diameters) kan positioneren.



Figuur 9/7: Renovatiepalen grote draagkracht : VHP-LR.

1. Men kiest in functie van de op te nemen belasting een wapeningsbuis uit welke met voldoende veiligheid te allen tijde de belasting kan dragen en welke tijdens de uitvoeringsfase een vooropgezette (i.f.v. paaldiameter) hydraulische injectiedruk kan verdragen (injectiedrukken tot 400 BAR !);

2. Het onderste buissegment dat de paalpunt dient te vormen rust men uit met een voetplaat en boorpunt met oversize en enkele oordeelkundig gekozen slijtvaste (cement - water 400 BAR) injectieopeningen welke zowel zijdelings als neerwaarts worden gericht.
Zodoende zal de hoge-druk-injectiestraal niet enkel een bepaalde paaldiameter garanderen, maar tevens het neerlaten van de buis bewerkstelligen door middel van jet-cutting aan de bodem van het boorgat.
Hierdoor wordt het mogelijk zelfs grote diameter-buizen met gering boorkoppel op grote diepte te brengen.



Figuur 9/8: Renovatiepalen grote draagkracht : VHP-LR.

3. Vervolgens worden de buissegmenten onder continue groutinjectie met een geringe injectiedruk doorheen de zettingsgevoelige lagen geboord. Hierbij worden de buissegmenten middels een speciale hoogwaardige schroefdraad welke elke "fitting" voorkomt aan elkaar gekoppeld. Deze schroefdraad laat tevens een perfecte krachtoverdracht toe van buissegment naar buissegment voor de palen in de definitieve fase;
4. Ter hoogte van de laag waarin men wenst te funderen wordt overgeschakeld op de hoge injectiedruk. In deze laag wordt de V.H.P.-grouting vervolgens gecontroleerd van boven naar beneden uitgevoerd.
Het is belangrijk om bij de keuze van het aantal en de diameter van de injectieopeningen rekening te houden met het effect hiervan op het oplopend pompdebiet als men de druk opvoert. Immers, teneinde een voldoende krachtige straal en debiet te bekomen bij een relatief lage druk (50 à 100 BAR) in het "slanke" paallichaam, dienen de injectieopeningen niet al te klein te zijn; daarentegen teneinde een grote paaldiameter aan de voet (hoge injectiedruk noodzakelijk) te kunnen bekomen moet men het injectiedebiet zodanig hoog kunnen opvoeren dat men deze injectiedruk doorheen de relatief grote injectieopeningen kan opbouwen. Het is derhalve slechts met aanwending van zeer zware injectiepompen en met hoog debiet mogelijk deze techniek toe te passen.

Voordelen en toepassingsgebied van de V.H.P.-LR-paal

Het aanwenden van de mono-jetgrout techniek, welke toelaat in het even welke ondergrond injectiekolommen te maken met grote diameter, gecombineerd met het gelijktijdig inbrengen van de nodige wapening levert volgende rekenkundige, praktische en economische voordelen op:

Rekenkundig

- De paaldiameter kan naar believen aangepast over het verloop van de paal: negatieve kleef wordt geminimaliseerd, positieve kleef of zijdelingse wrijving in de draagkrachtige laag kan gemaximaliseerd worden;
- De groutkwaliteit in de "slappe" lagen wordt minder belangrijk (enkel t.b.v. anti-corrosie), omdat de centrale buiswapening alle kracht op zich reeds kan dragen;
- Een verbrede paalvoet staat garant voor een goede krachtoverdracht naar de draagkrachtige laag, door schachtwrijving of door puntweerstand. De groutkwaliteit is in draagkrachtige (zandige) lagen de facto steeds van goede kwaliteit;
- De ontwerpdiepte van de funderingsaanzet is niet meer beperkt doordat het oplopen van de indringingsweerstand bij het boren wordt vermeden door de hydraulische jet-cutting van de injectieopeningen;
- Ontspanning van de grond naast de palen wordt juist vermeden door toepassing van de V.H.P.-grouttechniek van boven naar onder. De boorgatwand wordt hierbij niet enkel hydrostatisch ondersteund, maar ook actief radiaal opgespannen door de impact van de zeer hoge kinetische energie en de wrijvingsverliezen in de opgaande retourspoeling van de "losgewoelde" grond-groutmassa in de (nauwere) ringruimte naast het buissegment. Hierdoor kunnen deze palen ook zeer dicht nabij bestaande funderingen en funderingspalen uitgevoerd worden;
- Door toepassing van "neergaande" groutinjectie wordt alle contact tussen twee gescheiden watervoerende grondwater tafels te allen tijde vermeden;
- De paalbelastingen zijn in principe quasi onbeperkt, omdat enerzijds het buissegment steeds voldoende zwaar en groot van diameter kan gekozen worden en anderzijds zowel de paaldiameter als paallengte zeer groot kan worden zonder dat zwaar boorequipment dient aangewend.

Praktisch

- Het in te zetten boor-equipment kan zeer licht en klein gekozen worden, ideaal om zonder al te veel afbraakwerken binnen in bestaande gebouwen te werken;
- Plaatsing van de wapening gebeurt gelijktijdig met het V.H.P.-grouten zelf (lost Rod of verloren boorstangen), met volgende voordelen:
 - ideale centrale plaatsing;
 - gegarandeerde plaatsing tot op volledige diepte;
 - geen trillingen of schokken nodig om wapening te plaatsen;
 - uitvoering volledige paal gaat veel sneller (2 bewerkingen in 1 fase) zodat rendement hoger ligt van de pompbezetting en minder benodigd personeel;
 - minder verbruik van groutspecie (en afvoer van overtollige) doordat in de - neergaande beweging wordt gegroot;
 - volledig trillingsvrij; geluidsarm en zettingsvrij.

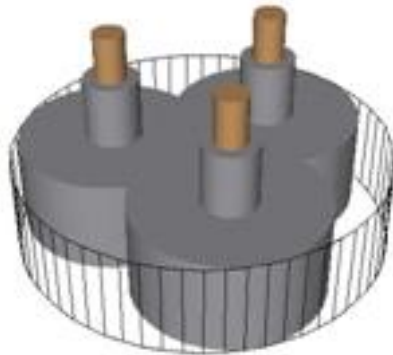
Economisch

- Een betere effectieve bezetting van de V.H.P.-groutinstallatie (geen fase meer voor het uitbouwen van boorstangen, waarbij de installatie niet productief is);
- Een veel kortere globale uitvoeringstermijn van eenzelfde project;
- Een prijstechnisch efficiënt ontwerp van individuele paalbelasting en paalaantal is mogelijk quasi onafhankelijk van de bodemopbouw.

Toepassingsmogelijkheden

- Funderingsherstel bestaande gebouwen (als variatie op micropalen of V.H.P.-groutpalen);
- Funderingsondervanging van bestaande constructies (bv. t.b.v. opvijzelen ervan);
- Gezien de palen tegen elkaar of zelfs overlappend kunnen uitgevoerd worden: grond- en waterkerend met opname van relatief grote buigmomenten.

Uitvoering van gecombineerde VHP-LR palen tot een gelijkwaardig alternatief op zeer grote diameter palen voor een hoge belasting.



Figuur 9/8: Gecombineerde VHP-LR palen.

Uitvoeren van trekpalen of ankers, waarbij de grondweerstand van de geïndiceerde draagkrachtige laag eerder gering is.

Uitvoering van zware funderingspalen op moeilijk toegankelijke plaatsen en zeer dicht nabij bestaande constructies met zeer kleine machines.

9.3 Bouwputbeschoeiing

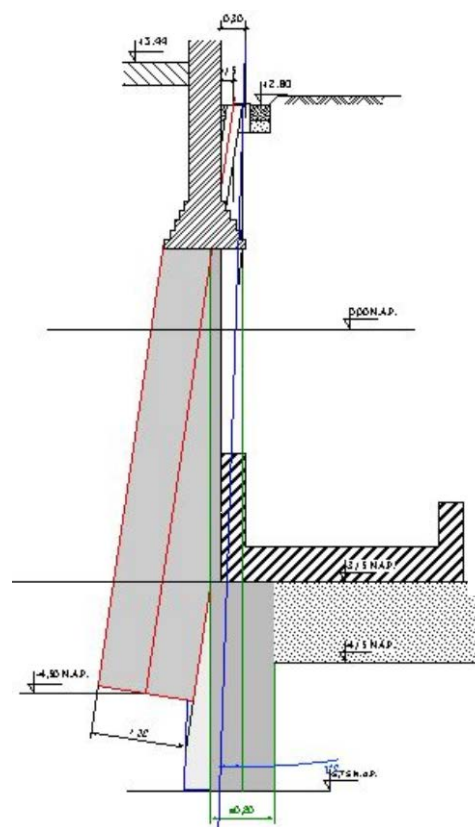
Het ondervangen van bestaande gevels zodanig dat er onmiddellijk naast deze gevel en gelijk met het dagvlak kan uitgegraven worden vereist een speciaal ontwerp.

9.3.1. Special shapes

Ofwel dienen er meerdere VHP-Groutpalen uitgevoerd met dezelfde diameter, maar met een verschillende hellingsgraad, zodat na afhakken van de uitstekende delen nog voldoende injectiewand overblijft om de ondervanging en de grondkering te realiseren, ofwel worden er VHP-Groutpalen gemaakt met een speciale vorm : de special shapes

Uitvoeringsvoorbeeld Museum te Utrecht

Uitvoering van meerdere palen achter elkaar welke nadien voor een belangrijk deel, zo niet helemaal dienen weggebroken.



Uitvoering van meerdere palen achter elkaar welke nadien voor een belangrijk deel, zo niet helemaal dienen weggebroken.

Figuur 9/9: Uitvoeringsvoorbeeld Museum te Utrecht.

Door het plots wijzigen van bepaalde jetgroutparameters is het mogelijk de invloedsstraal en vorm van een groutkolom drastisch te wijzigen.

De belangrijkste parameters die de invloedsstraal bepalen, bij een gegeven set van injectieopeningen, zijn:

- De injectiedruk/injectiedebiet;
- Omwentelingsnelheid of toerental;
- Optreksnelheid;

- Luchtparameters bij bi-jet.

Het is duidelijk dat met een bepaalde set van injectieopeningen, de variatie van de parameters beperkt is, mede door de beperkingen van de beschikbare hoge druk pompen.

9.3.2. *Getrapte palen*

De uitvoering van getrapte palen bestaat hierin dat door plotse verandering van hoger genoemde parameters de diameter van de goutkolom trapsgewijze op een vooraf bepaalde diepte veranderd. Diametervariaties die vaak worden gecombineerd zijn:

- Diameter 60 cm;
- Diameter 90 cm;
- Diameter 120 cm;
- Diameter 150 cm.

Bij een bepaalde helling met de verticale, zal op regelmatig toenemende diepte de diameter van de groutkolom aangepast worden, zodat een ongeveer verticale raaklijn kan getekend worden aan de groutkolom.

Deze raaklijn kan dan de loodlijn aan de bestaande te ondervangen gevel zijn.

Tussenliggende groutpalen, nodig om een gesloten bouputwand te realiseren, dienen slechts de naar onder toe vernauwende openingen tussen de getrapte palen te dichtten, en zijn daarom vaak het “spiegelbeeld” van de primaire getrapte palen.

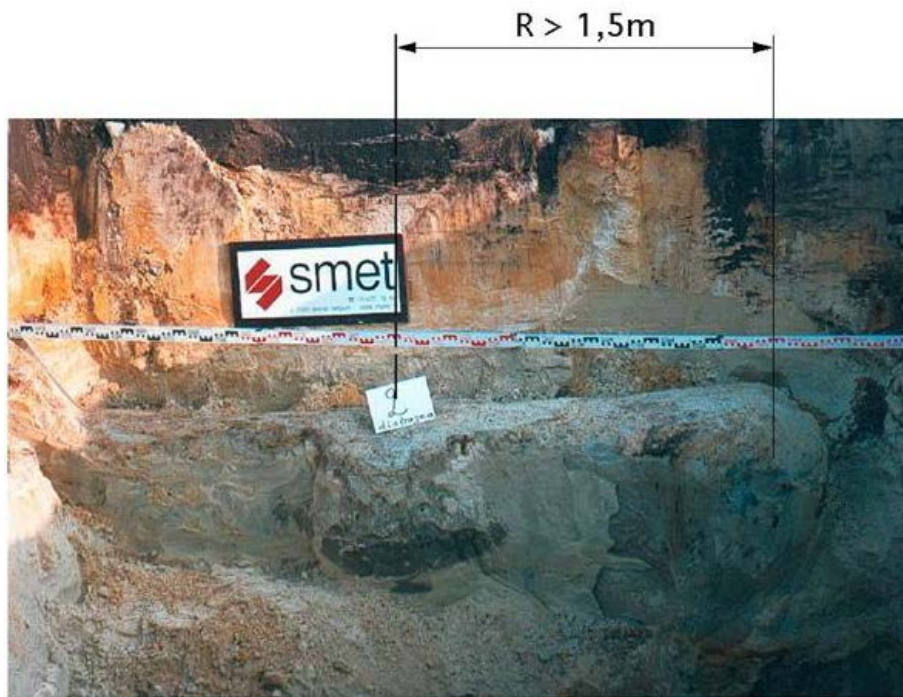
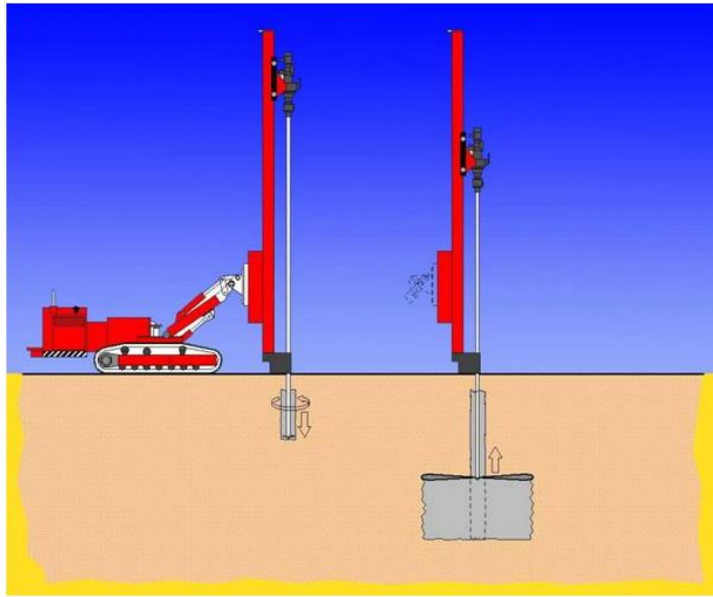
9.3.3. *Sectorpalen*

De uitvoering van sectorpalen bestaat hierin dat slechts over een vooraf ingestelde cirkelsector geïnjecteerd wordt in plaats van de boorstangen continu te laten ronddraaien.

Hierdoor is het niet enkel mogelijk om de injectie te richten in een vooraf ingestelde richting, maar door de injectieenergie te focussen op een bepaalde sector is het ook mogelijk om met gelijke energie veel verder en doeltreffender de beoogde zone te injecteren waar boren moeilijk of onmogelijk is.

Keuze van sectorpalen kan zo bepaalde injectie problemen helpen oplossen op een rendabele manier. Veel gebruikte vormen zijn hierbij:

- De halve of kwartpalen, met één injectieopening horizontaal pendelend;
- De diafragmapalen, met twee of meer injectieopeningen pendelend.



Figuur 9/10: Sectorpalen.

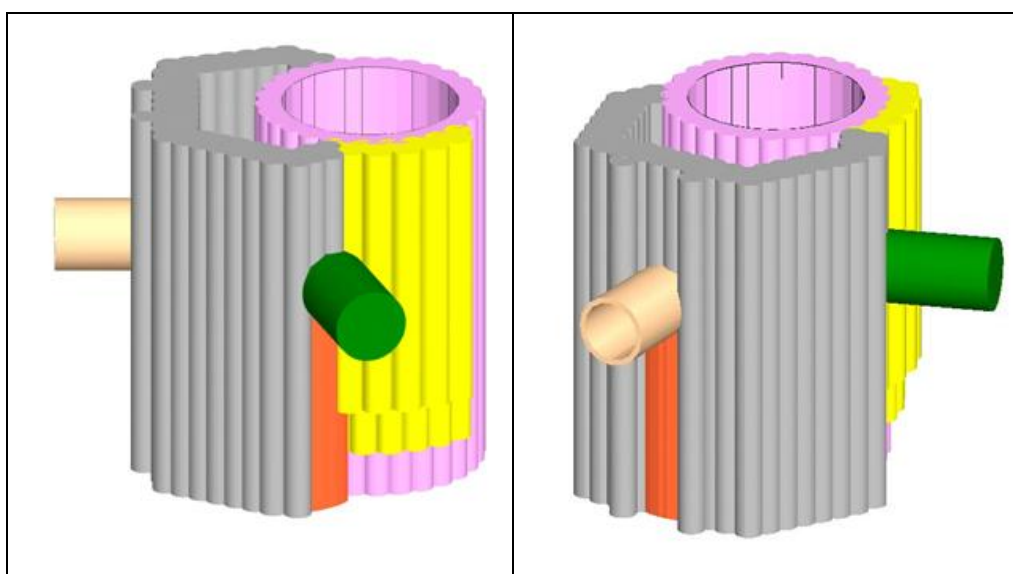
9.4 Praktijkvoorbeelden

Ten behoeve van het realiseren van een aansluiting op een bestaande riolering welke onder het grondwater ligt in een zettingsgevoelig gebied (bemaling niet toegelaten), is het vaak wenselijk om het jetgroutmassief uit te voeren boven en onder de bestaande collector zonder deze te doorboren, of buiten dienst te stellen.

9.4.1. Aansluiten op een bestaande riolering

Hierbij is het uitvoeren van lamellen vaak de enige rendabele oplossing

Door toepassing van de lamellen kan een veel grotere penetratiediepte en een betere aansluiting met de bestaande collector bekomen worden door de gerichte jetgroutstralen.



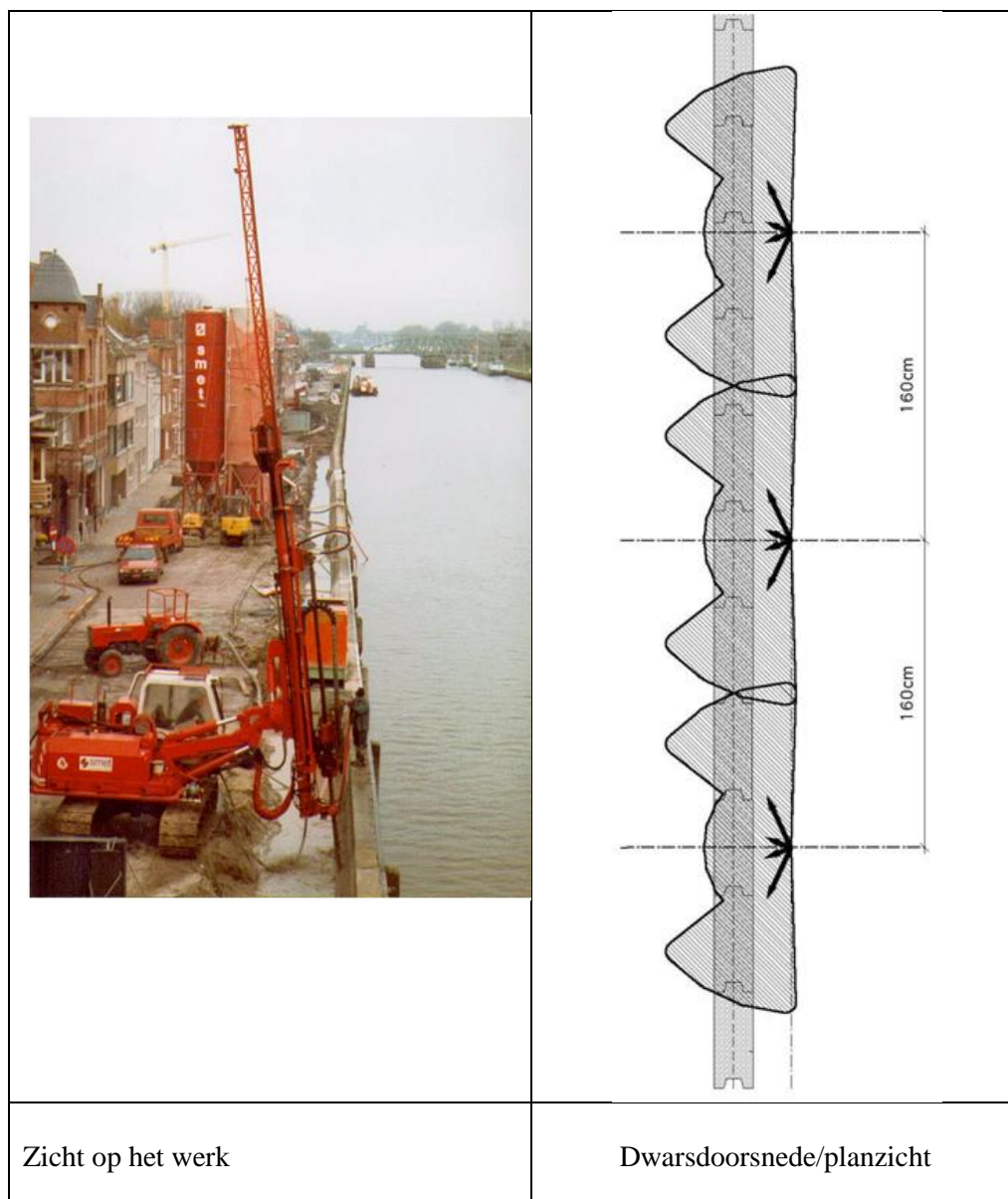
Figuur 9/11: Aansluiten op een bestaande riolering.

9.4.2. *Dichten van
betonnen
damplanken*

Door het toepassen van meerdere infectieopeningen van verschillende diameters, en het pendelen van de boorstagen binnen een zeer beperkte rotatiehoek (vb. 15°) is het mogelijk om een injectiemassief uit te voeren met een grote dwarse afmeting en tevens voldoende aansluiting te hebben met een bestaande constructie.

In Willebroek werden op deze wijze ca. 440 lm oude betonnen kaaimuren met openstaande voegen gerenoveerd tot een nieuwe en stevigere gronddichte constructie

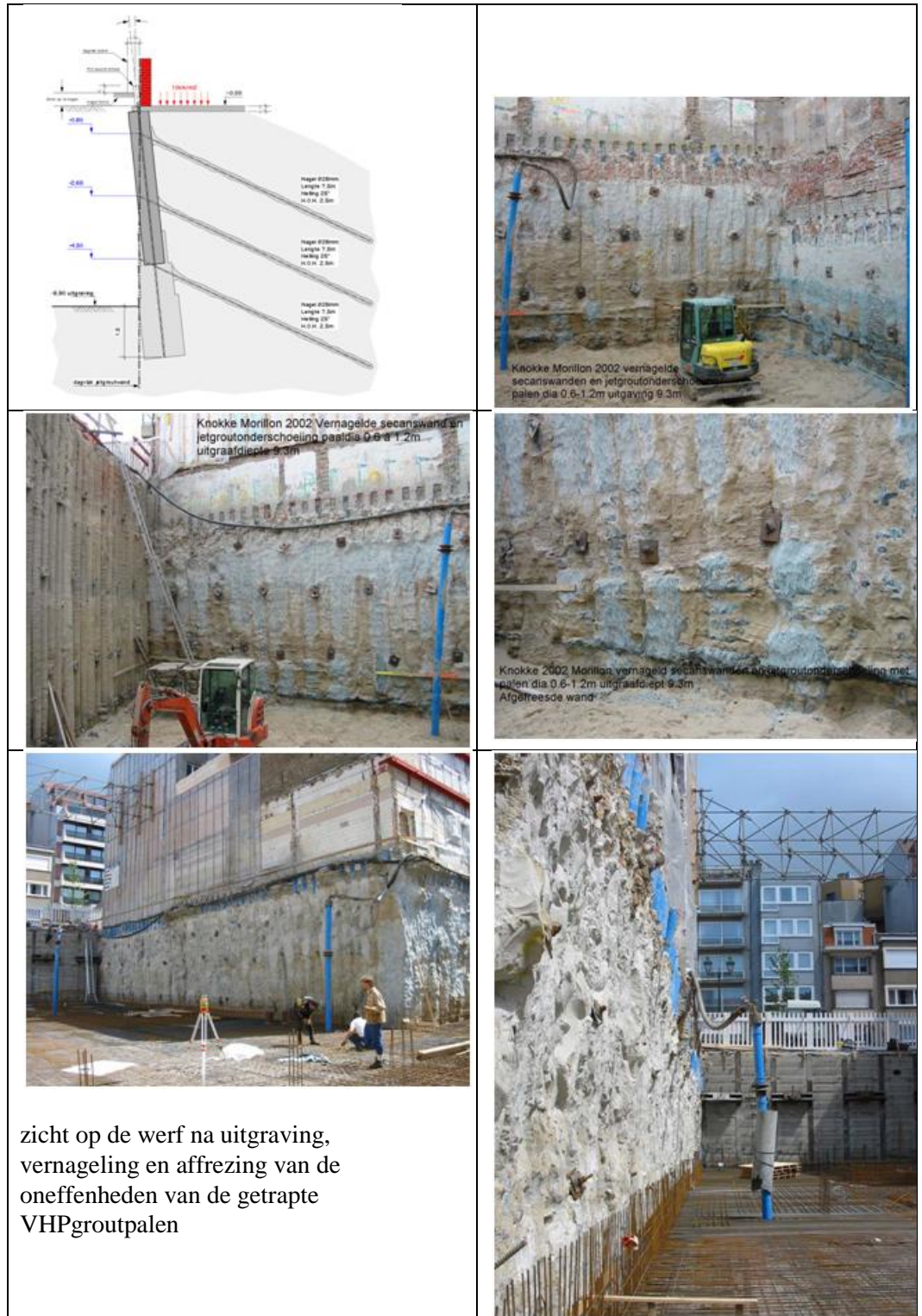
Controle kernboringen met duikers vanuit het water toonden de continuïteit van dit injectiescherm aan.



Figuur 9/12: Dichten van betonnen damplanken.

9.4.3. Onderschoeien van een bestaande gemene gevel

Met getrapte palen



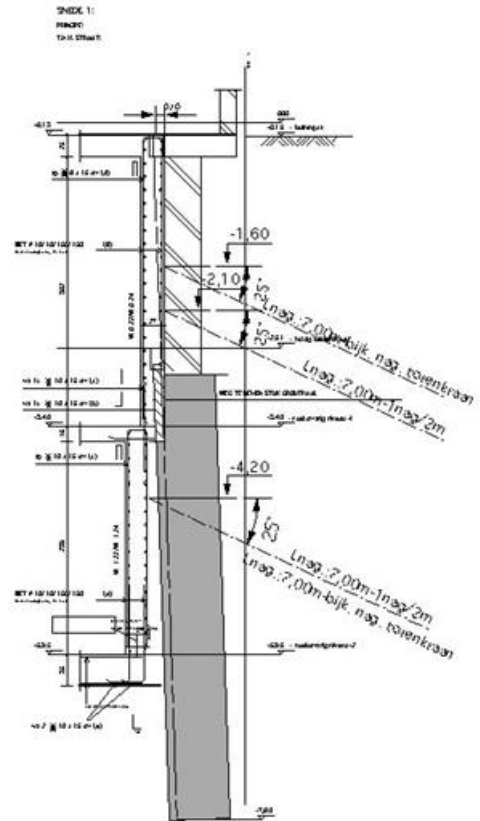
Figuur 9/13: Met getrapte palen.

Met sectorpalen



De halve (sector) VHPgroutpalen werden uitgevoerd van op de vroegere dakplaat kelder -1, waarbij de retourspecie in de bestaande oude kelderruimtes werden gebufferd en pas na uitharden als bouwpuin werd afgevoerd.

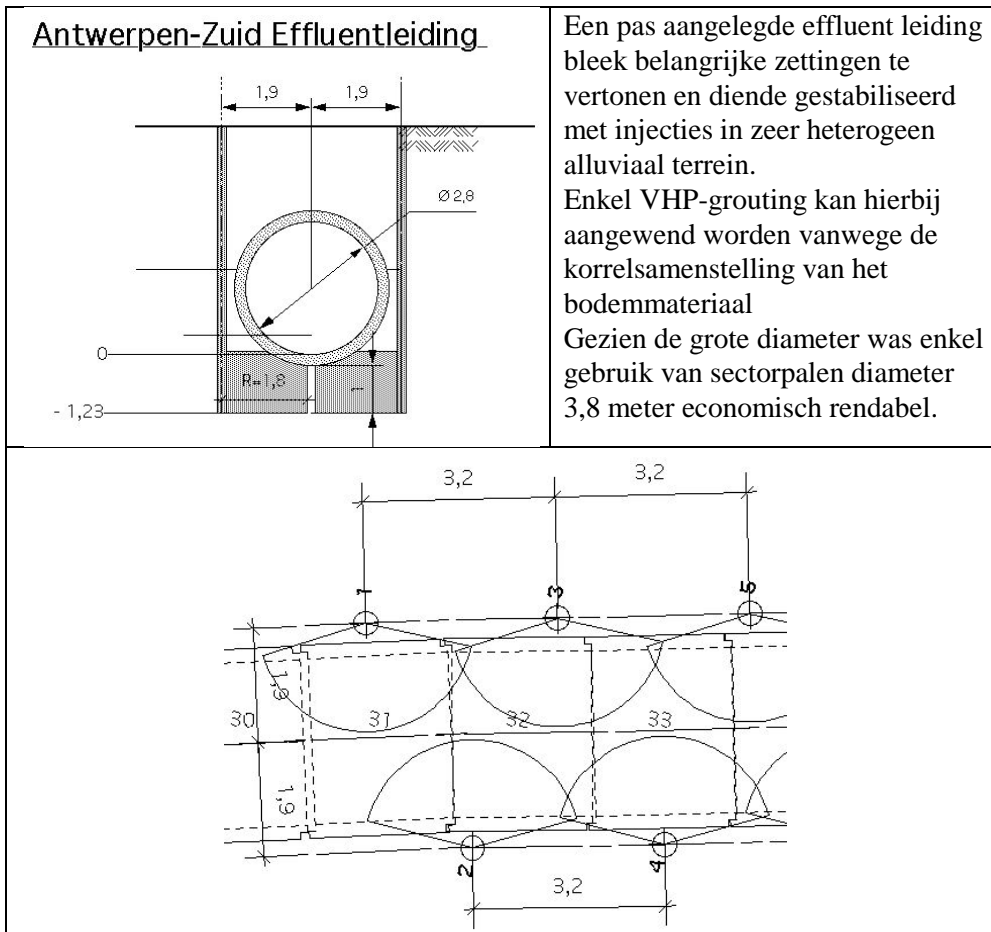
De sectorpalen ondervangen de (gemene) keldermuren, beschoeien tijdelijk de bouput kelder -2 en geven tevens de nodige fundering aan de nieuwe constructie



Figuur 9/14: Met sectorpalen.

9.4.4. Ondervangen van een ondergrondse structuur

Effluentleiding



Figuur 9/15: Effluentleiding.

Kolk sluis van Hasselt

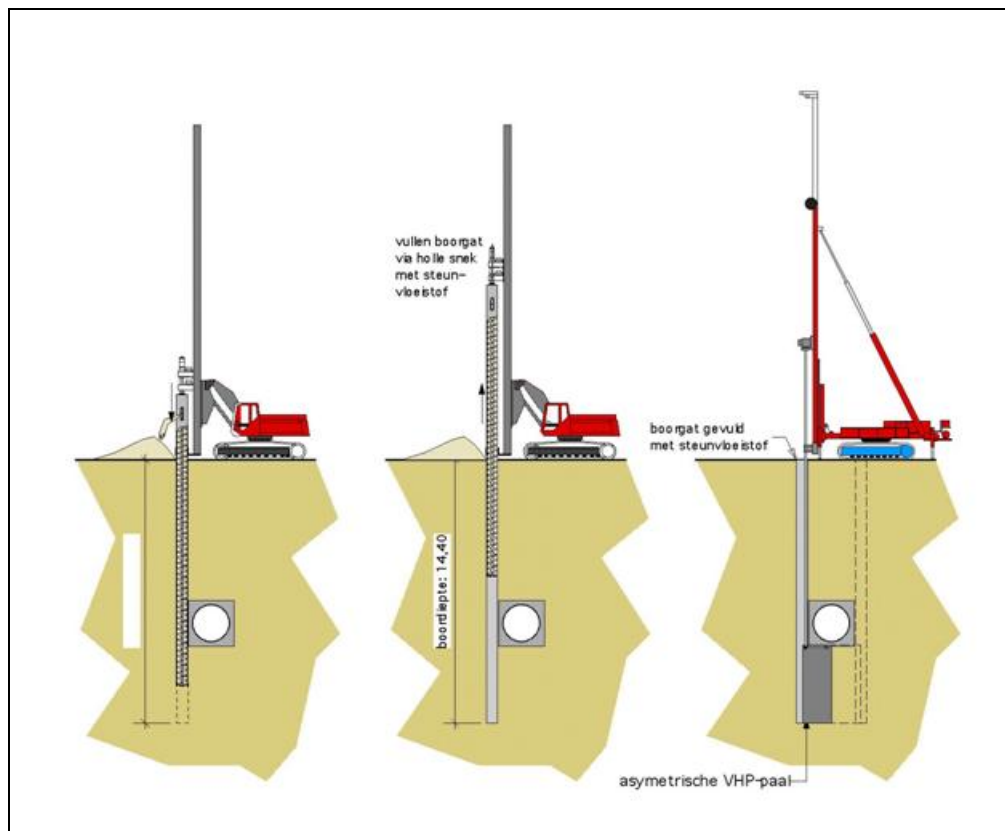
Het sluisencomplex van Hasselt bestaat uit verschillende sluisen naast elkaar, waarvan er sommige aangebracht zijn over de restanten van vorige sluisen.

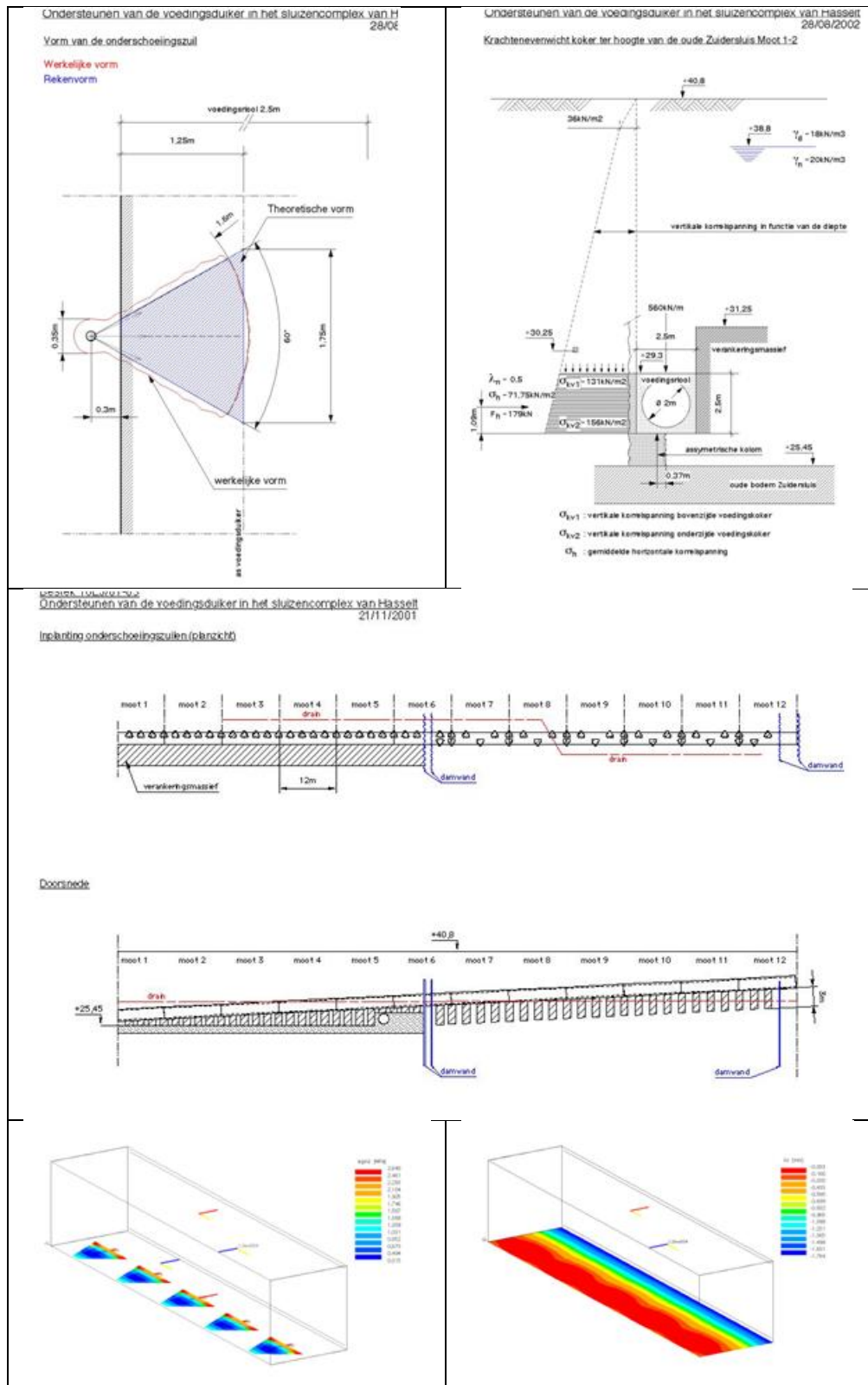
Ten behoeve van de ondervanging van de bestaande voedingsduiker in het sluisencomplex, bestond de beste oplossing hierin dat, waar mogelijk links en rechts van de voedingsduiker sectorpalen werden uitgevoerd.

Over een bepaalde lengte was de voedingsduiker echter niet bereikbaar langs beide zijden, omdat deze steunde tegen een (recenter) ander massief.

Hier was enkel uitvoering van sectorpalen mogelijk langs één zijde van de kolk.

Doorgedreven computerberekeningen toonde de uitvoerbaarheid aan.





Figuur 9/16: Kolk sluis van Hasselt.

10 Besluit

De jet-grouttechniek biedt enorme mogelijkheden voor zover de techniek op een correcte wijze wordt toegepast en de nodige controles worden uitgevoerd.

Er worden nog regelmatig nieuwe uitvoeringsmethodes op punt gesteld waarmee de techniek nog verder kan worden geoptimaliseerd.

Dat er ten aanzien van de jet-grouttechniek nog altijd een zekere achterdocht bestaat moet worden toegeschreven aan het feit dat veruit de meeste kennis i.v.m. de techniek in handen is van de aannemers – uitvoerders. Besturen en onderzoeksinstellingen hebben tot nu toe nog maar weinig interesse voor de techniek betoond. In Nederland is daar wel enige verandering in gekomen naar aanleiding van de problemen bij de Tramtunnel in Den Haag.

Een groot probleem i.v.m. de verdere ontwikkeling van de techniek is zeker ook dat wanneer er informatie wordt verstrekt i.v.m. een gerealiseerd project, deze nagenoeg nooit volledig is. Het is niet duidelijk of het achterhouden van zekere informatie gewild of ongewild gebeurt. Het gevolg is wel dat het daardoor niet mogelijk is om vergelijkende studies door te voeren, bijvoorbeeld i.v.m. de invloed van het vervangingspercentage op de druksterkte

Het lijkt absoluut noodzakelijk dat er t.a.v. de techniek wat meer openheid gecreëerd wordt. Indien men daar niet in slaagt, is er een reëel gevaar dat er in de toekomst meer en meer aandacht zal besteed worden aan de deep mixing techniek en een aantal mogelijkheden van de jet-grouting techniek onbenut zullen blijven. Dat zou toch wel erg jammer zijn.

11 Case: Sandwichwand Amsterdam Centraal station

11.1 Samenvatting

Onder het station Amsterdam Centraal wordt een bouwkuip aangelegd, waarbinnen een tunnelelement wordt afgezonken als onderdeel van het metrostation CS (perrondeel) van de Noord/Zuidlijn. Het gedeelte onder Amsterdam Centraal Station wordt gekenmerkt door de toepassing van bijzondere technieken in de vorm van o.a. de zogenaamde Sandwichwand. Dit is een samengestelde wand bestaande uit twee rijen Tubexpalen met daartussen een lichaam van jetgrout kolommen. Deze wand fungeert als bouwkuipwand en heeft constructief zowel in horizontale als in verticale richting een functie. Het aanbrengen van de wand, zowel Tubexpalen als jetgroutkolommen in deze specifieke omstandigheden (beperkte hoogte, kwetsbare historische bebouwing) binnen de gestelde ontwerpeisen qua uitvoeringstolerantie, water- en grond dichtheid kan als grensverleggend worden beschouwd. Op figuur 11/1 is de impressie van het nieuwe Amsterdam Centraal Station weergegeven.

Voor de beheersing van de uitvoering van het werk speelt de ‘observational method’ een wezenlijke rol. Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van (monitor)informatie over de uitvoering van de reeds gemaakte onderdelen ten behoeve van de nog te maken onderdelen. Na uitvoering van het merendeel van de groutkolommen is gebleken dat deze intensieve procesbeheersing zijn vruchten afwerpt.



Figuur 11/1: Impressie van het nieuwe Amsterdam Centraal Station.

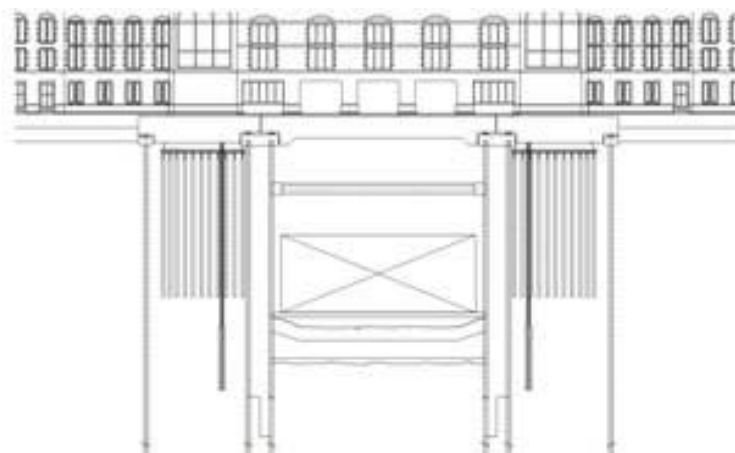
11.2 Inleiding

De nieuwe metroverbinding “Noord/Zuidlijn” verbindt Amsterdam- Noord en Amsterdam- Zuid/WTC met het stadscentrum. Op de figuur 11/2 is de ligging van de nieuwe metrolijn t.p.v. het IJ en het stationseiland aangegeven. Daarbij wordt onder het treinstation Amsterdam Centraal Station een nieuw metrostation aangelegd weergegeven. Als omgevingsvoorwaarde geldt dat de treinen dienen te blijven rijden, de overlast voor de reizigers tot een minimum beperkt dient te blijven en het monumentale station geen schade oploopt. De verbouwing vindt plaats op een relatief klein oppervlak van het grootste overstapstation van Nederland en maakt het project

zeer complex. Het stationsgebouw is omstreeks 1880 gebouwd op een, kort daarvoor, aangelegd eiland in het IJ. Het gebouw is gefundeerd op circa 9.000 houten palen; gedurende 100 jaar is circa 18 cm gebouwzetting opgetreden. In 2003 is een aanvang gemaakt met de sandwichwand met het trekken van de houten palen ter plaatse van de te maken sandwichwand; in 2004 zijn de stalen Tubexpalen voor de zuidelijke wanddelen geïnstalleerd. Vanaf mei 2005 is gestart met uitvoering van de sandwichwand waarbij naast de omschreven procesbegeleiding een uitgebreid meetprogramma opgesteld is om in uitvoering te kunnen bijsturen en de kwaliteit van het gerealiseerde product vast te kunnen stellen. Dit geldt voor zowel de afzonderlijke kolommen als voor het eindproduct, de sandwichwand. De meetresultaten worden per kolom verwerkt en geïnterpreteerd, waarbij per kolom wordt beoordeeld wat de invloed is op het nog te maken werk. Indien nodig worden preventieve dan wel correctieve maatregelen genomen om de gemeten invloed te beheersen of op te heffen. Onder het stationsgebouw wordt in verschillende bouwfaseringen de tunnel aangelegd zoals in figuur 11/3 is weergegeven.



Figuur 11/1: Ligging van de nieuwe metrolijn.



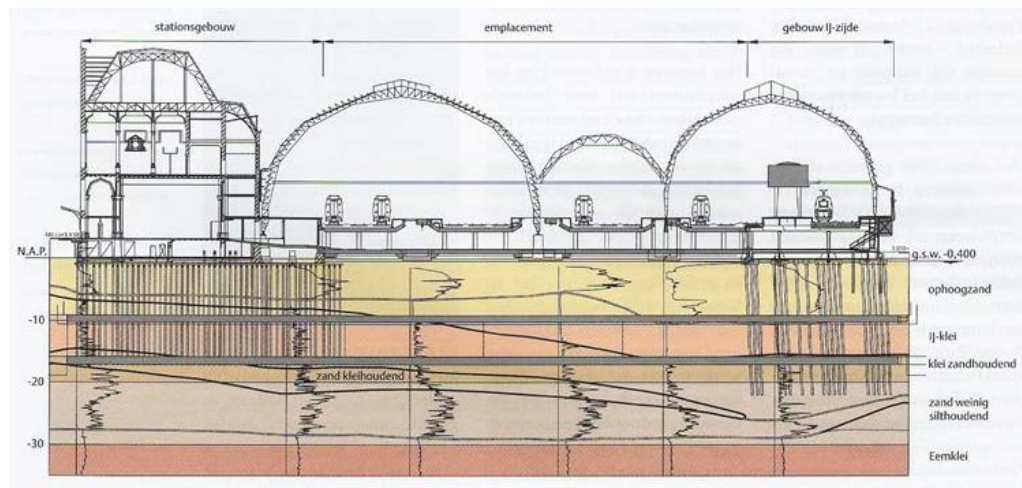
Figuur 11/2: Bouwfasering.

De tunnel wordt onder het stationsgebouw aangelegd, waarbij de volgende fasering is te onderscheiden:

1. Trekken houten palen en installeren Tubexpalen;
2. Aanbrengen sandwichwand;
3. Maken opvangconstructie stationsgebouw en verlagen grondwaterstand
4. Droog ontgraven;
5. Aanbrengen diep groutstempel;
6. Aanbrengen hoog stalen stempelraam;
7. Waterpeil verhogen;
8. Nat ontgraven;
9. Invaren en afzinken tunnel;
10. Aanvullen met grond.

11.3 Globale grondbeschrijving

De bodemopbouw direct onder het maaiveld (NAP +3 m) bestaat uit een ca. 8 m dikke laag ophoogzand (tot NAP -5 m). Hieronder komt tot ca. NAP -15 m een relatief slap lagenpakket voor bestaande uit "IJ-klei" en zandhoudende kleilagen. Vanaf dit niveau tot ca. NAP -28 m à NAP -29 m komt de 2e zandlaag voor, bestaande uit zand met weinig silt en zand met klei. Deze heeft lokaal een redelijk goede sterkte. Onder het niveau van ca. NAP -28 m à NAP -29 m komt tot ca. NAP -45 m een laag "Eemklei" voor. Op een niveau van NAP -45 m komt de circa 1 m dikke laag van Harting voor, dat is een relatief dunne veenlaag waarin methaangas kan voorkomen. Vanaf dit niveau tot ca. NAP -56m komt een laag "Glaciale klei" voor. De 3e zandlaag, met hoge conusweerstand, komt voor vanaf NAP -56 m, deze is sterk draagkrachtig tot minimaal de onderzochte diepte van NAP -70 m. De hoogst gemeten grondwaterstand bedraagt NAP -0,25 m, de stijghoogte in de 2e zandlaag bedraagt circa NAP -1,50 m en in de 3e zandlaag NAP -3,00 m. Het geotechnisch lengteprofiel is in figuur 11/4 weergegeven.



Figuur 11/4: Geotechnisch lengteprofiel ter plaatse van het station.

11.4 Het ontwerp van de sandwichwand

De sandwichwand is voor dit projectonderdeel ontwikkeld, afgestemd op de specifieke omstandigheden onder het Amsterdam Centraal Station. Bij die ontwikkeling heeft met name de bescherming van het stationsgebouw als nationaal monument voorop gestaan. Het concept van de sandwichwand berust op een zware stijve wand, die wordt opgebouwd uit kleinere componenten. Het benodigde equipment is daarbij relatief licht en is inzetbaar binnen het stationsgebouw zonder al te grote ingrepen in het gebouw.

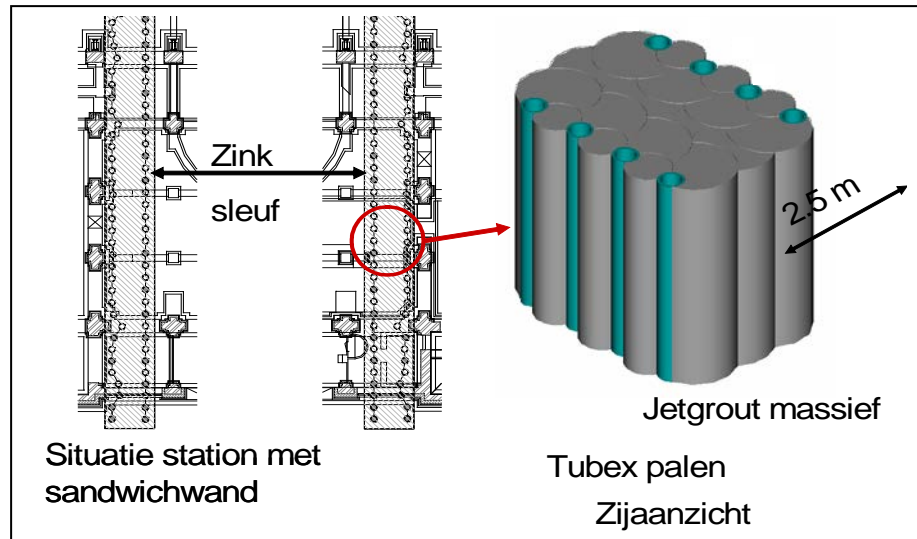
11.4.1. Geometrische aspecten

De sandwichwand bestaat uit twee rijen Tubexpalen met een diameter van 457 mm, een wanddikte van 25/16 mm en een lengte van 26 m (niveau onderkant jetgroutmassief tot 60 m(niveau draagkrachtige zandlaag)). De palen staan ca. 1,0 m hart op hart en de paalrijen staan ca. 2,5 m hart op hart. T.b.v. de samenwerking met het groutlichaam worden op de stalen Tubexpalen voorzien van ringen (32 mm). De palen worden geïnstalleerd in korte delen (2 – 5 m) m.b.v. een speciaal voor dit werk aangepaste Tubexmachine met verlengde makelaar (Topdrill). T.b.v. de voortgang van het werk is een speciale schroef-koppeling voor de verbinding van de paalsecties ontwikkeld. Op figuur 11/5 is het inbrengen van Tubexpalen met de Topdrill weergegeven.



Figuur 11/5: Inbrengen van Tubexpalen met de Topdrill.

Tussen de palen wordt de ruimte opgevuld door jetgroutkolommen met een diameter van 800 mm tot 1200 mm en een lengte van 28,5 m. Tussen de paalrijen wordt de ruimte opgevuld door twee rijen van groutkolommen met een diameter van 1.400 mm tot 2.200 mm en lengte van 26,0 tot 28,5 m (de rij aan de buitenzijde van de bouwkuip heeft een lengte van 26 m). De ter plaatse aanwezige houten palen dienen te worden getrokken onder gelijktijdig vullen van het paalgat met zand. In figuur 11/6 is de situatie van het station met de sandwichwand en het jetgroutmassief weergegeven.



Figuur 11/6: Situatie van het station met sandwichwand en jetgroutmassief.

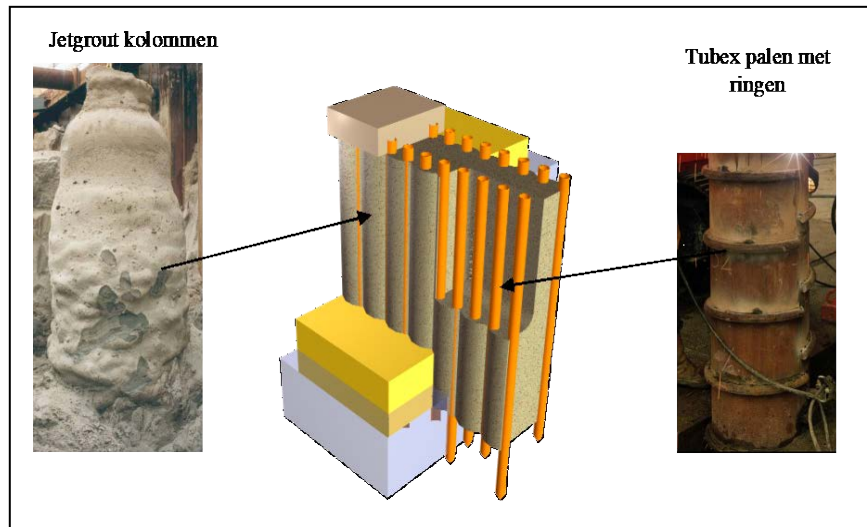
11.4.2. Constructieve aspecten

De kerende hoogte van de wand is circa 18 m, hierbij bedraagt het waterstandverschil over de wand 3 m. Het grootste waterstandverschil over de wand bedraagt circa 5 m in de fase dat het groutstempel wordt aangebracht vanaf een niveau van circa NAP – 4,5m. De horizontale stabiliteit van de wand wordt verzorgd door een constructieve samenwerking tussen de stalen Tubexpalen en het groutlichaam aangevuld met stempels op drie niveau's. Dit resulteert in een zeer stijve wand, waarbij de optredende vervormingen in orde van grootte 20 tot 30 mm zijn. De zakkingsgrog achter de wand is ca. 10 mm diep en strekt zich uit over een lengte van ca. 20 m. Deze vervormingen dienen te worden gecombineerd met de vervormingen als gevolg van het inbrengen van de wand (uitvoering), effecten van het overnemen van het gebouw op een nieuwe fundering (ter plaatse van de bouwput en direct naast de bouwput) en het autonome zettinggedrag van de Eemkleilaag. Met behulp van EEM-berekeningen waarin het gedrag van het metselwerkgebouw is geanalyseerd is uiteindelijk het ontwerp gecompleteerd met vizelinrichtingen waarmee optredende vervormingen kunnen worden gecompenseerd. De sandwichwand draagt de verticale belastingen als gevolg van opgevangen gebouwdelen ter plaatse van de bouwput, via de "brede" voet van het groutlichaam in combinatie met een aantal Tubexpalen in de Sandwichwand welke tot de 3e zandlaag reiken, naar de ondergrond af. Het gekozen wandsysteem is zeer stijf en gaat hierbij uit van de samenwerking tussen de Tubexpalen en het groutmassief, maar heeft als nadeel een relatief bros bezwijkgedrag. De gehanteerde veiligheidsniveaus zijn derhalve sterk verhoogd, waarbij als vangnet is ingebouwd dat de veiligheid tegen bezwijken wordt gegarandeerd door de sterkte van de twee rijen Tubexpalen (de horizontale vervormingen nemen dan wel sterk toe). Ter bescherming van het stationsgebouw zijn hulpconstructies uitgevoerd direct naast de bouwkuipwanden. Deze hulpconstructies dienen compensatie te bieden aan de verminderde draagkracht van de huidige fundering van het stationsgebouw als gevolg van uitvoering van de bouwkuipwanden.

11.4.3. Waterremmendheid en grondichtheid van het wandsysteem

De ontwerprandvoorwaarden kunnen worden samengevat tot waterremmend, grondkerend en een uitvoeringsproces waarbij de treinen blijven rijden en de overlast tot een minimum wordt beperkt. Uitwerking van deze voorwaarden in het ontwerp hebben tot de sandwichwand geleid. De bouwpraktijk leert dat de waterdichtheid van een jetgroutlichaam opgebouwd uit kolommen bijzonder gevoelig is voor variaties op het uitvoeringsproces. Hierdoor speelt de afstemming tussen de

ontwerprandvoorwaarden en het uitvoeringsproces een zeer belangrijke rol. In figuur 11/7 zijn de elementen van de Sandwichwand weergegeven.



Figuur 11/7: Elementen van de sandwichwand .

In het ontwerp van de sandwichwand is zo veel als mogelijk met bovengenoemde aspecten rekening gehouden, hetgeen zou moeten resulteren in een waterremmende en gronddichte wandconstructie met beperking van het waterstandsverschil over de wand tot maximaal 5 m in de fase dat het groutstempel wordt gemaakt en ca. 3 m in de fase dat de bouwput op diepte wordt gegraven. Er worden vier rijen groutkolommen toegepast, waarbij de buitenste rijen tussen de Tubexpalen worden gemaakt.

11.5 Risicoprofiel

Tijdens de ontwerpfase zijn uitgebreide risicoanalyses uitgevoerd voor deze bijzondere wand. In hoofdlijnen, zonder een volledig beeld te geven, kunnen de risico's worden teruggebracht tot drie hoofdgroepen, die verband houden met de constructieve functie, de waterremmende functie en de gronddichtheid. In de figuur 11/8 is het ontwerp risicoprofiel van de sandwichwand samengevat.

Risico / falen	Direct gevolg	Oorzaak
Constructief	Grote vervormingen wand (Bezijken wand niet aan orde tubexpalen alleen hebben voldoende sterkte)	Jetgroutsterkte te laag Onvoldoende aanhechting met Tubexpalen Ontbreken van grote groutvolumes (schaduwwerking / misboringen)
Waterdichtheid	Waterstandsverlaging buiten bouwput Waterstand binnen de put niet beheersbaar	Onvoldoende overlap tussen Tubex en jetgrout a.g.v.: - te kleine diameters van jetgroutkolommen - te grote afwijking in vertikaliteit jetgroutkolommen - te grote afwijking in vertikaliteit Tubexpalen - obstakels in ondergrond Onvoldoende overlap groutkolommen onderling: - te kleine diameters van jetgroutkolommen - te grote diameters van jetgroutkolommen (misboringen) - schaduwwerking door achtergebleven houten palen - te grote afwijking in vertikaliteit jetgroutkolommen - obstakels in ondergrond
Gronddichtheid	Waterstandsverlaging buiten bouwput Waterstand binnen de put niet beheersbaar Grondtransport	Zie oorzaken bij waterdichtheid

Figuur 11/8: Globaal ontwerp risicoprofiel.

Indirect gevolg van falen van het wandstelsel kan zijn schade aan het stationsgebouw van Amsterdam Centraal Station. Het is daarom van groot belang om de risico's zoveel als mogelijk te beperken en te beheersen. Als onderdeel van een groot onderzoek naar grondverbeteringstechnieken in het kader van de voorbereiding van de Noord/Zuidlijn is de techniek van jetgrouten nader onderzocht door middel van een jetgroutproef in Amsterdam Noord. Er zijn daarbij een aantal kolommen gemaakt t.b.v. het ontwerp van de sandwichwand, waarbij met name gekeken is naar de te bereiken eindsterktes en de minimaal te realiseren diameters in de Amsterdamse grondslag. Op basis van deze proef was voldoende bevestiging voor het ontwerp verkregen. Naar aanleiding daarvan zijn de ontwerp-eisen vastgesteld. In het ontwerp was uitgegaan van een afwijking t.o.v. de verticaal gemeten over de volledige lengte van de Tubexpaal van niet meer dan 0,5% van de beschouwde diepte t.o.v. de paalkop. Voor het jetgrouten geldt dat de afwijking ten opzichte van de theoretische verticaal van de groutlans kleiner of gelijk dient te zijn aan 200 mm over de bovenste 20 m (1%) en 300 mm over de totale lengte. De afwijking van de gerealiseerde diameter t.o.v. de theoretische diameter moet kleiner zijn dan 15% van de diameter voor diameters tot 1.000 mm en kleiner dan 10% van de diameter voor diameters groter dan 1.500 mm, voor tussenliggende diameters gelden lineair geïnterpoleerde percentages. De rekenwaarde voor de druksterkte is bepaald op 1,75 N/mm² na 28 dagen.

11.6 Van jetgroutproef naar definitief werk

Na de gunning van het werk is een 2e jetgroutproef op locatie (Voorplein) uitgevoerd. Het doel van de 2e jetgroutproef op het Voorplein was om de onderaannemer in staat te stellen om het proces op locatie in te regelen alvorens te starten in de sandwichwand, zijn expertise op het gebied van jetgrouten te bevestigen en om te komen tot een nog betere inkadering van de risico's. Tijdens de proef zijn de diameter en variaties in diameter door middel van spinmetingen en hydrofoonmetingen, vertikaliteit van de boring van de kolom en de sterkte van de groutkolom onderzocht. De resultaten van de proef op locatie bleken tegen te vallen. De beheersing van de diameter en de variatie daarop bleek onvoldoende; de sterkte maar juist toereikend. De grondgesteldheid op locatie bleek minder voorspelbaar dan die bij de proeflocatie in Amsterdam Noord en werd beschouwd als de belangrijkste oorzaak. Wel was het mogelijk om op basis van de verkregen informatie keuzes te maken voor de uitvoering van het definitieve werk. Ten behoeve van de werkzaamheden voor het definitieve werk heeft de jetgroutproef geleid tot technisch inhoudelijke (ontwerp en uitvoering) en procesmatige aandachtspunten. De technisch- inhoudelijke aandachtspunten zijn:

- Scheiding van de uitvoeringsdoelen diameter en sterkte. Hierbij wordt de voorsnijdfase gebruikt om de diameter te maken en de nasnijdfase voor het toevoegen van voldoende bindmiddel ten behoeve van de sterkte. Bij het voorsnijden wordt met een laag volumieke massa van de groutspecie de volledige diameter gesneden terwijl bij het nasnijden de kolom gehomogeniseerd wordt, waarbij het voorziene cementgehalte van de kolom wordt gerealiseerd;
- Kolommen in secties (van 5 tot 10 m) maken ter beperking van de tijdeffecten, m.a.w. fasering van de kolom in de diepte in verband met de grote uitvoeringsdiepte / kolomlengte van maaiveld tot NAP -28,5m;
- Beheersing van de sterktes door een betere kwaliteitsbewaking van de mengsels en dichtheden op het werk;
- Samenstelling bindmiddel beter afstemmen op de zeer heterogene bodemopbouw op locatie;

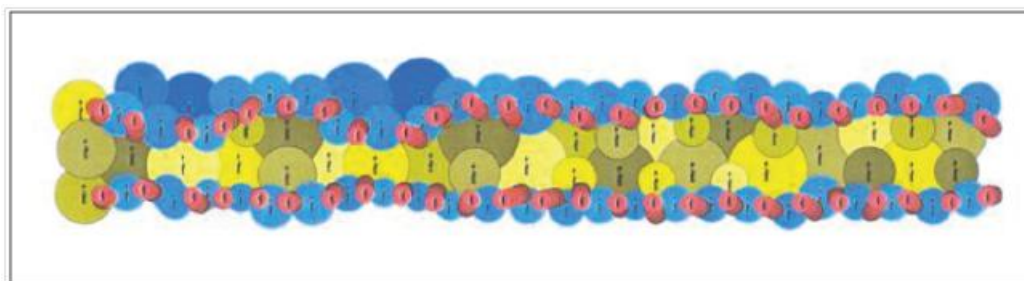
- Sterkte-eisen afstemmen op werkelijke situatie d.w.z. tijdstip van belasten en genuanceerde benadering van ontbrekende groutvolumes. De rekenwaarde van de druksterkte van groutspecie na 120 dagen dient 1,5 N/mm² te zijn en de rekenwaarde van de slijttreksterkte van groutspecie na 120 dagen 0,15 N/mm²;
- Meer marge in het ontwerp, waardoor een grotere afwijking op diameter toelaatbaar is. Het ontwerp is aangepast voor een variatie van +/- 20%, een marge als uitgangspunt, die volgens alle betrokken experts haalbaar is. Bij het ontwerp kolompatroon dient rekening te worden gehouden met de werkelijke positie van de reeds aangebrachte Tubexpalen en achtergebleven (delen van) houten palen.

De procesmatige wijzigingen zijn:

- Opzetten van een uitgebreid meetprogramma t.b.v. de uitvoering van het jetgrouten (registratie proces, diameter metingen met spin en hydrofoon metingen, sterktemetingen);
- Bij het patroon anticiperen op as built informatie (3D inmeting Tubexpalen, aanwezige houten paal(delen), successievelijke productie van jetgroutkolommen). Dit vergt een strak geregisseerde aanpak en begeleiding (→ Observational method), waarbij ontwerp en / of uitvoeringsparameters desgewenst bijgesteld moeten worden;
- Uitbreiding van de organisatie tijdens het jetgrouten d.m.v. :
 - instellen van een Stuurgroep / Uitvoeringsbegeleidingsteam;
 - controleur op de bouwplaats, die realtime controle uitvoert om menselijke fouten zoveel mogelijk uit te sluiten en zodoende een dubbele controle hebbend op de invoer op de machine;
 - As-built gegevens verwerking op de locatie.

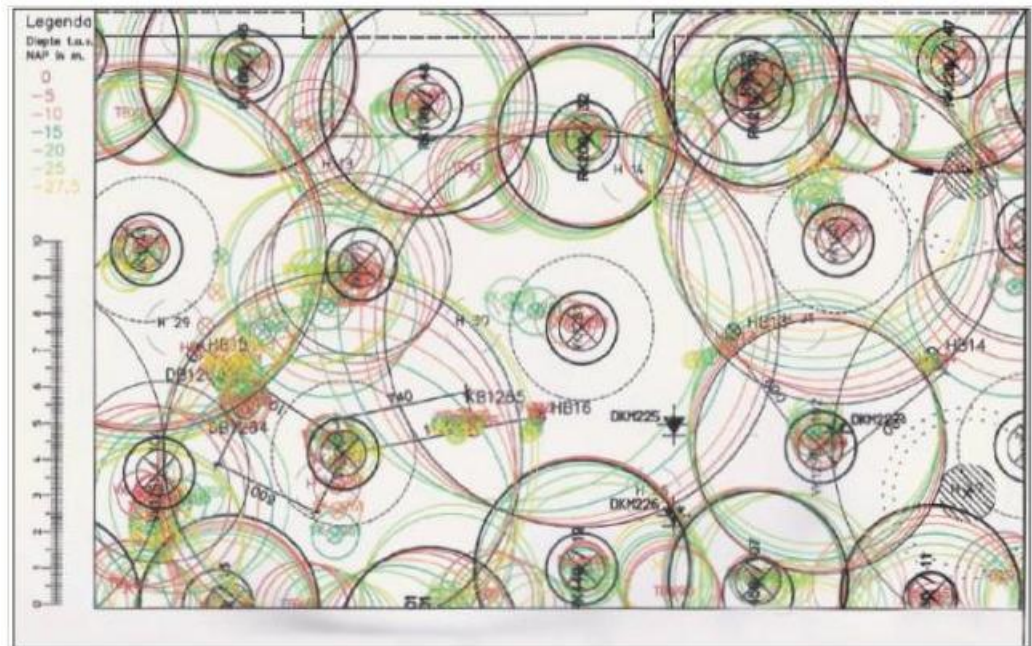
Daarnaast is door GeoDelft een model ontwikkeld, waarmee op basis van probabilistische analyses een indruk kan worden verkregen over de waterremmendheid en de sterkte van de wand. Voor alle elementen binnen de wand zijn afwijkingen cq. uitvoeringstoleranties gedefinieerd (Tubexpalen, groutkolommen en achtergebleven houten palen of paaldelen). Op basis van Monte Carlo analyse worden een groot aantal modellen doorgerekend en beoordeeld op het bestaan van lekwegen (de zogenaamde preferente paden) dan wel het ontbreken van groutvolumes. Daarbij wordt rekening gehouden met schaduwwerking, misboringen (boringen in reeds gemaakte kolommen), etc. Op basis van berekeningen met dit model en de stand van de Tubexpalen (reeds geplaatst) is het ontwerp voor het jetgroutlichaam op een enkele plaats nog aangepast. Gedurende de uitvoering kan het model op basis van de uitgevoerde metingen worden omgebouwd tot een pseudo deterministisch model op basis van waarvan de betrouwbaarheid voor wat betreft voorspellingen voor de aanwezigheid van lekwegen kan worden vergroot.

Bij de toepassing van de 'observational method' wordt gebruik gemaakt van informatie over de uitvoering van reeds gemaakte onderdelen ten behoeve van de nog te maken onderdelen. Bij aanvang van het jetgrouten houdt dit in dat het basis-jetgroutpatroon is afgestemd op de positie (en afwijking) van de reeds geïnstalleerde Tubexpalen, maar ook op de houten palen of paaldelen die niet getrokken konden worden. Bij het uitvoeren van het jetgrouten van de sandwichwand wordt zowel gestuurd op de deelproducten (afzonderlijke kolommen) als op het eindproduct (wandsysteem). Bij beide processen worden metingen uitgevoerd en mogelijkheden van verificatie en aanpassingen voorzien. Daarmee wordt in elke fase en bij elk onderdeel een maximaal mogelijke controle op het werk verkregen. In figuur 11/9 zijn in bovenaanzicht in rood de Tubexpalen aangegeven, in blauw de jetgroutrandkolommen en in geel/bruin de jetgroutvulkolommen. Uitgangspunt bij de toegepaste werkwijze is dat, als wordt voldaan aan de voorwaarde dat de onderdelen van de wand voldoen aan de gestelde eisen, de kans op falen van het wandsysteem (eindproduct) minimaal is.



Figuur 11/9: Bovenaanzicht van de jetgroutwand.

Om aan deze voorwaarde te kunnen voldoen, is het van belang dat alle afzonderlijke kolommen met een uiterste zorgvuldigheid worden gemaakt, waarbij iedere kolom apart behandeld wordt. Daartoe wordt voor iedere kolom een uitvoeringsplan opgesteld. Dit uitvoeringsplan kan worden gezien als een draaiboek voor de productie en bevat alle relevante informatie voor de uitvoering, zoals ontwerpgegevens, parameterplan, meetregime, risicotabel en uitvoeringsprotocollen (werkwijze bij gedurende de uitvoering geconstateerde afwijkingen). Tijdens de uitvoering van de kolom wordt zeer sterk gestuurd op de ingestelde parameters (op de machines) en bij afwijkingen op de vastgestelde uitvoeringsprotocollen. Daarnaast dienen de gerealiseerde kolommen qua diameter en sterkte zoveel als mogelijk in beeld te worden gebracht door middel van de geregistreerde machinedata (treksnelheden, rotatiesnelheden, pompdrukken en –debieten, etc.), uitgevoerde metingen (hellingmetingen, diametermetingen – spin en hydrofoon –, volumegewichten etc.) en logboeken van de uitvoering met daarin de van belang zijnde gebeurtenissen en de inzet van extra controleurs. Het resultaat wordt verwerkt in de 'as built' situatie ter vaststelling van de gerealiseerde kwaliteit om hiermee te kunnen beoordelen of aanpassingen in ontwerp en/of uitvoering nodig zijn en zo ja voorstellen hiervoor te doen (verificatie en aanpassing). In figuur 11/10 is een indruk gegeven hoe de 'as built' informatie op tekening wordt verwerkt en kan worden gebruikt voor de nog te maken kolommen; daarbij zijn de positie en de afmetingen van de jetgroutkolom per niveau (NAP, - 5, -10, -15, -20, -25 m) weergegeven.



Figuur 11/10: Bovenaanzicht van de jetgroutwand met as built informatie.

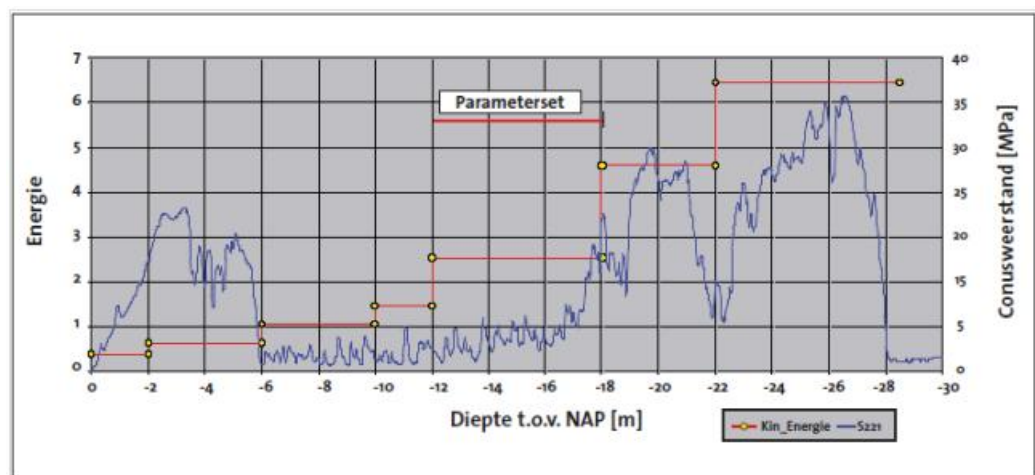
11.8 Uitvoering

De bepaling van de verschillende jetgroutparameters bleek voor dit project een moeilijke opgave gezien de complexe randvoorwaarden. Er moest rekening worden gehouden met:

- De grote diepte bij het jetten;
- Het zeer heterogene en wisselende karakter van de grond, zowel in de diepte als over de locatie. De aanwezige Tubexpalen en achtergebleven houten palen of paaldelen zijn daarbij complicerende factoren;
- De verschillende gewenste diameters met daarbij de voorwaarde dat de afwijkingen van de verticaliteit bij het boren deels zouden kunnen worden gecorrigeerd door aanpassing van de kolomdiameter tijdens het productieproces;
- Het inbrengen van de benodigde hoeveelheid cement voor het behalen van de gevraagde sterkte;
- Het bewerkstelligen van beperkte toleranties op de diameter (<20%) van de kolom om schaduwwerking bij het maken van de buurkolommen te voorkomen; • Het bepalen van de juiste volumieke massa's van de jetgroutspecie gebruikt bij het voor- en het nasnijden, om een vlotte afvoer van de retourvloeistof te garanderen en verstoppingen te vermijden;
- Het gebruiken van zo weinig mogelijk lucht om variaties in de waterspanning in de buurt te voorkomen (om beïnvloeding van het gebouw tot een minimum te beperken).

Er wordt gewerkt met het mono-jetsysteem voor de kleinere diameters 800 mm tot 1.200 mm en met het bi-jetsysteem voor de diameters 1.400 mm tot 2.200 mm. Anderzijds worden de kolommen gemaakt in twee operaties namelijk het voor- en het nasnijden. Bij het voorsnijden wordt met een lage volumieke massa van de groutspecie de volledige diameter gesneden, terwijl bij het nasnijden de kolom gehomogeniseerd wordt, waarbij het voorziene cementgehalte van de kolom wordt gerealiseerd. Belangrijk hierbij is de kolom te realiseren in secties, zodat het tijdsverloop tussen de

twee fasen wordt geminimaliseerd; uit de proef was gebleken dat met deze werkwijze het eindresultaat gunstig wordt beïnvloed. Om tegemoet te komen aan het zeer wisselende karakter van de bodem worden de plaatselijke laagscheidingen en de parametersets per laag vastgesteld. Op sommige plaatsen moesten tot 7 sets worden gedefinieerd voor één bepaalde diameter. Alles wordt vastgelegd voor de uitvoerders in uitvoeringsplannen en voor de te voorziene afwijkingen in protocollen. Voor deze afwijkende situaties worden aangepaste parameters voorzien in deze protocollen. De parameters werden getest in twee proeffases en tijdens de uitvoering en zondig bijgesteld naar aanleiding van de talrijke metingen. Ter controle werden daarbij diameterberekeningen uitgevoerd op basis van het soortelijk gewicht van de retourvloeistof. In figuur 11/11 is de specifieke kinetische energie per grondlaag en de indeling van de parameterset weergegeven.



Figuur 11/11: Kinetische energie per grondlaag en de indeling parameterset.

11.9 Beoordeling kolommen

Elke kolom wordt direct na uitvoering intensief beoordeeld; dit is nodig om te kunnen vaststellen of er conform het basis-jetgroutpatroon kan worden verder gewerkt en of er corrigerende maatregelen nodig zijn. Indien een kolom voldoet aan de ontwerpeisen zijn aanpassingen niet nodig en kan verder worden gewerkt conform het basis-groutpatroon. Indien de kolom niet voldoet aan de ontwerpeisen, kunnen corrigerende maatregelen noodzakelijk zijn. Corrigerende maatregelen kunnen worden genomen vanuit het ontwerp of de uitvoering. Bij incidentele of lokale afwijkingen zal de corrigerende maatregel veelal vanuit het ontwerp worden geïnitieerd. Voor een corrigerende maatregel wordt opnieuw een uitvoeringsplan opgesteld en kan worden gedacht aan het aanpassen van het kolompatroon, het bijplaatsen van een extra kolom of gerichte injectie achter de wand. Vanuit de uitvoering kan bijsturing plaatsvinden door het aanpassen van jetgroutparameters op basis van de verkregen informatie. De beoordeling heeft betrekking op de kwaliteit van de gemaakte kolom. De analyses bestaan uit verschillende onderdelen, te weten:

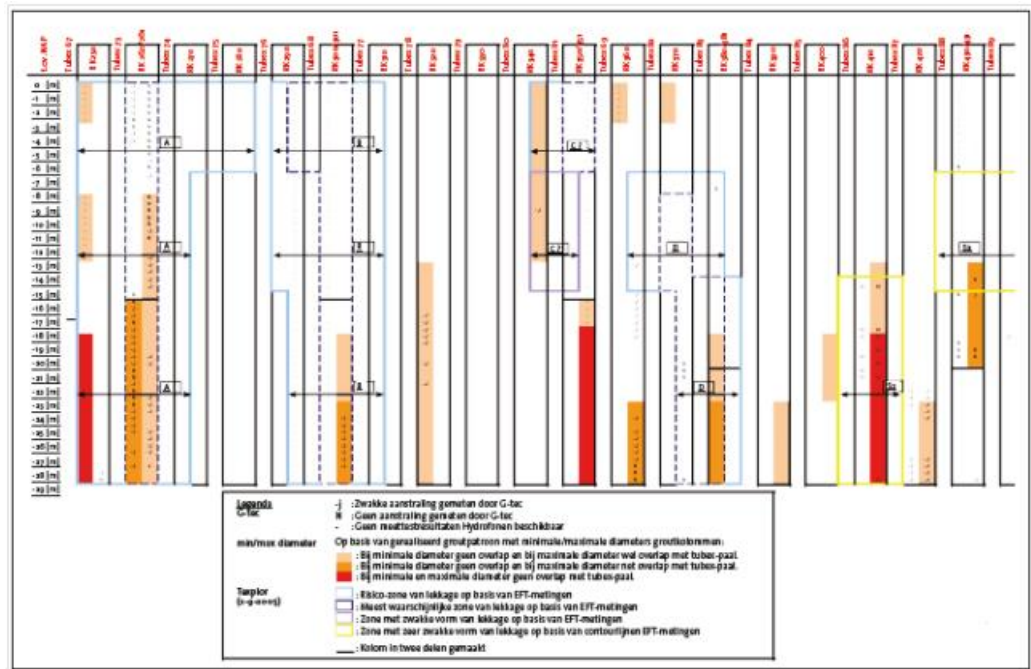
- Controle van het uitvoeringsproces; uitwerken van de geregistreeerde machinedata en controle hiervan met het vooraf vastgestelde uitvoeringsplan. Hiermee worden de 'as built' parameters vastgelegd en vindt er controle plaats of er afwijkingen in de uitvoering zijn ontstaan. Ter voorkoming van menselijke fouten in de uitvoering is een controleur aangesteld welke alle instellingen aan het jetgroupt equipment tijdens de uitvoering, op een afzonderlijke display, controleert;

- Analyse van het logboek, opgesteld door de controleur. Hierin worden de bijzonderheden in het uitvoeringsproces aangegeven;
- Analyse van de meetgegevens. De dichtheid van de retourspecie welke tijdens de uitvoering wordt gemeten, geeft een indicatie van de hoeveelheid ontgraven grond en dus een schatting van de diameter. • Controle en ijking van de toegepaste jetgroutparameters door vergelijking van de ingebrachte hoeveelheid energie per kolomvolume ten opzichte van het gerealiseerde kolomvolume;
- Analyse van de spinmetingen waarmee de diameter gemeten wordt;
- Analyse van de aanstralingsmetingen (hydrofoonmetingen) in Tubexpalen en speciale meetbuizen. Hiermee kan een diameterindicatie worden gegeven en/of worden vastgesteld of de groutstraal de Tubexpalen heeft geraakt (indirecte bepaling of er aansluiting is tussen de paal en het gemaakte groutlichaam);
- Controle van de druksterktes van de retourspecie uit de kolom (beproevingresultaten komen in een later stadium beschikbaar). Deze zijn niet van invloed op het patroon. Het is wel van belang om de resultaten tijdig beschikbaar te hebben om eventuele aanpassingen van de hoeveelheid bindmiddel te kunnen doorvoeren.

Ten behoeve van de analyse van de dichtheid van de retourspecie, de toegepaste jetgroutparameters, spinmetingen en druksterktes worden deze samengevat in grafiekvorm welke in de diepte worden uitgezet. Hiermee ontstaat een overzicht in de diepte waarmee ook een vergelijking met de laagopbouw, aan de hand van toegevoegde sonderingen, zichtbaar is.

11.10 Beoordeling wand

De monitoring op het eindproduct is vooral gericht op het functioneren van de wand als systeem, dat houdt in dat de controlemomenten en de daarbij behorende metingen meer gericht zijn op de waterremmendheid, de grondichtheid en de sterkte van de wand. Dat houdt in dat zo snel als mogelijk op deze aspecten wordt getoetst om binnen de uitvoering zo ver als nodig aanpassingen te doen. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de informatie die bij de uitvoering van de afzonderlijke kolommen beschikbaar is gekomen. Daarnaast worden lekdetectiemetingen uitgevoerd om eventuele gebreken in de wand op te sporen. In figuur 11/12 is in zijaanzicht een wand van de eerste rij gereedgekomen randkolommen weergegeven, waarbij op basis van de resultaten van lekdetectiemetingen, hydrofoonmetingen en geometrie een indruk is verkregen van de mogelijke imperfecties die door de achterliggende vulkolommen dienen te worden opgevuld. In rood zijn de mogelijke imperfecties aangegeven waar bij de minimale en de maximale diameter geen overlap is verkregen met de Tubexpalen; in oranje waar bij minimale diameter geen overlap en bij maximale diameter net aan overlap is verkregen en in lichtbruin waar bij minimale diameter geen overlap en bij maximale diameter wel overlap is verkregen. Texplor-metingen geven de meest waarschijnlijke zone van lekkage aan in de donkerblauwe zone, lichtblauw is een risicozone van lekkage, paars een zwakke vorm en geel een zeer zwakke vorm. De resultaten van de hydrofoonmetingen (G-tec) metingen zijn aangegeven middels zwakke aanstraling (-J) en geen aanstraling (N).



Figuur 11/12: Zijaanzicht wand eerste rij gereedgemaakte randkolommen.

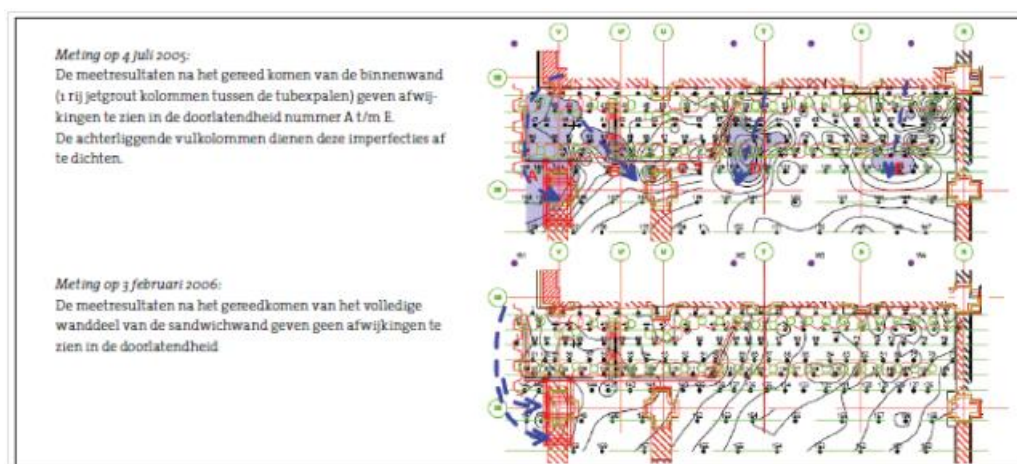
Waterremmendheid en grond dichtheid getoetst met lekdetectiesystemen. In dat kader worden lekdetectiemetingen met het systeem EFT van Texplor en pompproeven uitgevoerd. Met behulp van lekdetectiemetingen is de zone waarin zich een eventuele imperfectie bevindt, redelijk goed te lokaliseren.

De pompproeven geven vooral informatie over het al dan niet waterdicht zijn.

Ten behoeve van de lekdetectiemetingen wordt gebruikt gemaakt van het EFT (Electro Flux Tracking) systeem. Dit systeem houdt in dat een gecontroleerd en gedefinieerd elektrisch signaal in het grondwater aan de buitenzijde van de sandwichwand wordt ingebracht en middels een tegenpool naar de andere zijde van de constructie wordt geleid. Indien zich openingen in de waterdichte constructie bevinden, zal de elektrische energie hier door worden geleid. Ter plaatse wordt een verhoogd elektrisch potentiaal gemeten ten opzichte van de vloeistofdichte gedeelten. Er worden twee typen metingen uitgevoerd. Bij het eerste type meting wordt in elk van de drie vastgestelde grondlagen een elektrisch signaal ingebracht. De tegenpolen bevinden zich hierbij als een raster op het maaiveld aan de andere zijde van de sandwichwand. Op deze wijze worden per grondlaag de locaties met een verhoogde kans op een potentiële lekweg vastgesteld. De resultaten van de metingen worden per grondlaag weergegeven middels isolijnen (zie figuur 11/13). Het tweede type meting is een aanvullende meting op het eerste type. Hierbij wordt per grondlaag op een vooraf gedefinieerd niveau het elektrische signaal ingebracht. Aan de andere zijde van de sandwichwand wordt op hetzelfde niveau de tegenpool gehangen. Middels deze wijze van meten wordt getracht om aanvullend op de eerste metingen een nuancering aan te brengen in het niveau van de locaties met een verhoogde kans op imperfecties. Bovengenoemde metingen worden per wanddeel op de volgende momenten uitgevoerd:

- Zodra de rij jetgroutkolommen welke zich tussen de Tubexpalen bevindt (aan de binnenzijde van de sandwichwand) gereed is;
- Zodra het volledige wanddeel van de sandwichwand gereed is.

Tot op heden zijn voor zowel het wanddeel aan de oost- als de westzijde de metingen zoals genoemd onder 1) uitgevoerd. Het eerste type metingen geeft een beeld dat redelijk aansluit op de gegevens welke worden waargenomen middels de hydrofoonmetingen en de geometriemetingen. De aanvullende meting ter nuancering van de diepteligging van de plekken met een verhoogde kans op imperfecties heeft tot op heden nog slechts een beperkte toegevoegde waarde gehad. Nadat de volledige wand gereed is, worden nog pompproeven binnen de bouwput uitgevoerd. Indien op dat moment nog steeds substantiële imperfecties in de wand aanwezig zouden zijn, is het nog mogelijk om back-up maatregelen te nemen. Te denken valt aan lokaal vriezen, verder beperken van de waterstandsverschillen over de wand, etc.



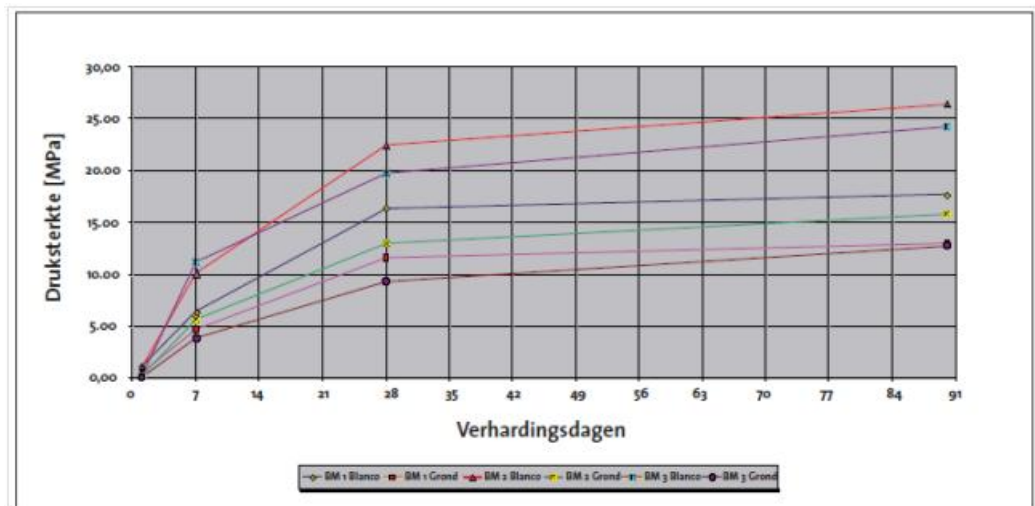
Figuur 11/13: Resultaten lekdetectiemetingen EFT Texplor.

11.11 Beoordeling sterkte

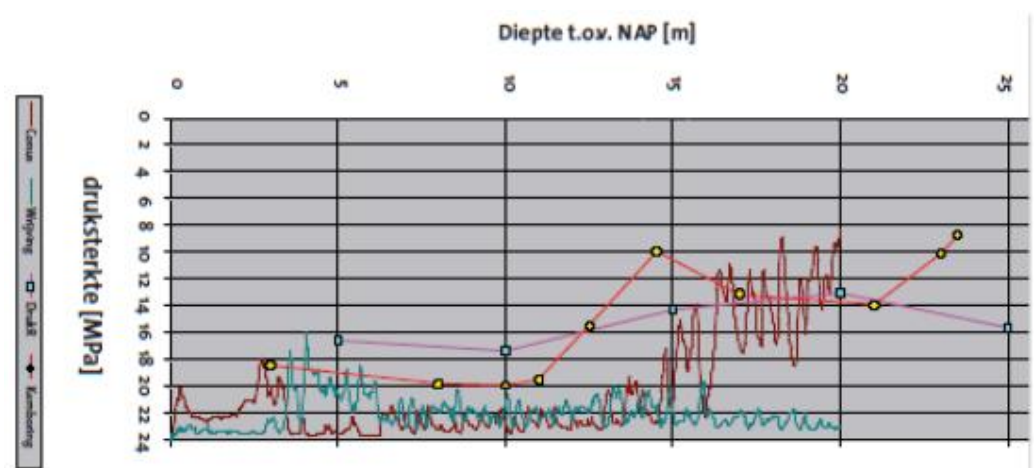
De sterkte van de wand wordt bewaakt door het nemen van talrijke monsters retourvloeistof monsters van elke kolom, kernboringen per aantal kolommen). Van deze monsters wordt middels drukproeven de sterkte bepaald. Indien voor het groutmassief niet aan de ontwerpeisen voor wat betreft sterkte wordt voldaan, kunnen back-up maatregelen worden genomen. Na uitvoering van de proefkuip bleek de sterkte van het groutmassief in de diepte te fluctueren en nauwelijks aan de vereiste sterkte te voldoen. Daarom is er een bindmiddelenonderzoek opgestarter optimalisatie van het groutmengsel. De zeer diverse bodemopbouw bleek veel invloed op de sterkteontwikkeling van het bindmiddel te hebben. Om de invloed hiervan te kunnen bepalen, zijn er op het Voorplein ter plaatse van de sandwichwand twee grondboringen uitgevoerd. In het laboratorium van de leverancier zijn de bodemmonsters van twee verschillende dieptes uitgezocht en in dezelfde verhouding als op het werk met het bindmiddel gemengd. Ter optimalisatie van het bindmiddel zijn er vier verschillende samenstellingen beproefd en vermengd met grond. Een puur groutmengsel heeft als referentiemengsel gediend. Nadat het bindmiddel vermengd was met grond, zijn er 72 proefmonsters gemaakt en geconditioneerd opgeslagen, om na 1-7-28-90 dagen beproefd te worden. Aan de hand van deze resultaten is besloten om het mengsel BM-2 (zie figuur 11/14) op het werk te gebruiken. In figuur 11/14 staat 'BM 1 Blanco' voor een puur groutmengsel en 'BM2 grond' voor een met grond vermengd groutmengsel. Om de druksterkte van de kolommen in het werk te bepalen, zijn er diverse kernboringen uitgevoerd. Hieruit is duidelijk te zien dat de bodemopbouw een grote invloed heeft op de sterkteontwikkeling (zie figuur 11/15). Aangezien de sterkte een belangrijke parameter is in het gedrag van de wand als geheel, is er tijdens de

uitvoering naar gestreefd om een zo constant mogelijke hoeveelheid bindmiddel per m³ te verwerken.

Zowel de druksterkte van de retourvloeistof als de kernboring geven ongeveer hetzelfde beeld: op ca. NAP -3 m een redelijke sterkte in het ophoogzand, hierna een afname in de klei. De klei gaat over in een zanderige laag (NAP -15 tot -20 m), waardoor de sterkte weer toeneemt. In de zandlaag tussen NAP -20 en -25 m neemt de sterkte weer toe. Na NAP -25 m neemt de sterkte weer af vanwege de invloed van de Eemklei. Voor de duidelijkheid is de bijbehorende sondering weergegeven met de conusweerstand en het wrijvingsgetal om een inzicht te hebben waar de echte kleilagen zitten. Uit recente proeven blijkt dat de sterkte tussen 28 dagen en 120 dagen met ongeveer 50% toeneemt, waarbij de sterkteontwikkeling nog niet geëindigd is. Op basis van de huidige inzichten kan voorlopig worden geconcludeerd dat aan de sterkte-eisen wordt voldaan.



Figuur 11/14: Druksterkte ontwikkeling bij diverse groutsamenstellingen



Figuur 11/15: Invloed bodemopbouw op druksterkte.

11.12 Aangepaste uitvoeringsorganisatie

Om het jetgroutproces met de daaraan gekoppelde hoge eisen voor kwaliteit en benodigde flexibiliteit tot tussentijds aanpassen adequaat te kunnen uitvoeren, dient de organisatie hierop te worden aangepast, waarbij de controle op het werk maximaal is en direct gereageerd kan worden op de resultaten van de uitvoering. Daartoe vormen de opdrachtgever, de aannemer en de onderaannemer gedurende het jetgroutproces een stuurgroep. De stuurgroep opereert op managementniveau en is verantwoordelijk voor de kwaliteit en voortgang van het jetgroutproces. In de stuurgroep zijn het Adviesbureau Noord/Zuidlijn en de VOF Stationseiland namens de gemeente vertegenwoordigd. Daarnaast zijn door de opdrachtgever internationaal erkende experts op het gebied van jetgrouten ingeschakeld. De hoofdaannemer CSO en de onderaannemer Smet Keller maken ook deel uit van de stuurgroep en brengen specifieke kennis in. Daarnaast wordt het werk op de bouwlocatie intensief bewaakt door een uitvoeringsbegeleidingsteam: een team samengesteld uit toezichthouders namens de opdrachtgever, uitvoerders namens de hoofdaannemer en productiebegeleiders namens de onderaannemer die zich speciaal bezighouden met het jetgrouten. Dit houdt o.a. de toepassing en bewaking van de uitvoeringsplannen in en het in werking stellen van de uitvoeringsprotocollen.

11.13 Monitoring

Het stationsgebouw wordt continu bewaakt tijdens de uitvoeringsfase, waarbij gebruik gemaakt wordt van drie onafhankelijke systemen, te weten:

- Geotechnische monitoring, waarbij een systeem van in de grond gebrachte meetinstrumenten grondwaterspanningen en gronddeformaties kunnen meten (inclinometers, extensometers, waterspanningsmeters);
- Flesjeswaterpassysteem om continu de bewegingen van de constructies te meten binnen in het gebouw;
- Gebouwmonitoring extern, waarbij de gevel van het stationsgebouw continu wordt gemeten met behulp van buiten het gebouw geplaatste “total stations” (onderdeel van het totale Noord/Zuidlijn monitoring plan).

Doordat deze meetsystemen onafhankelijk van elkaar opereren, wordt een optimale situatie van risicobeperking verkregen, waarbij de systemen controleren en elkaar bevestigen. Bovendien is uitval van één systeem niet van invloed op de voortgang van het werk, omdat het gebouw nog steeds kan worden bewaakt. Tijdens het jetgrouten is er bovendien een extra bewaking op lokale effecten als gevolg van bijvoorbeeld verstoppingen (taak van de controleur). Bewegingen in de ondergrond of van het gebouw worden op deze wijze snel opgemerkt.

12 Case: Jetgroutfundering viaduct A27 te Amelisweerd

12.1 Samenvatting

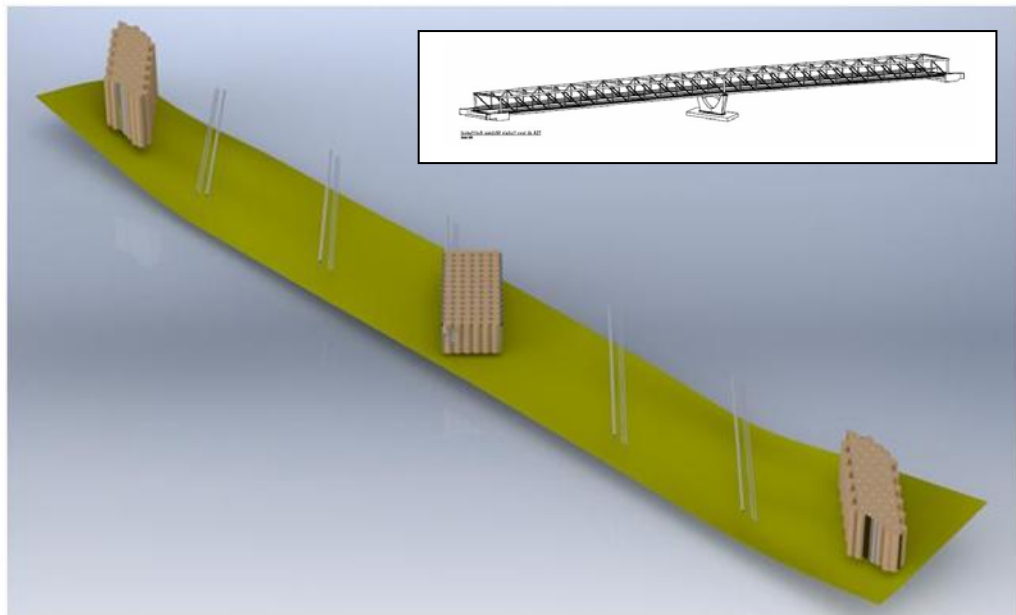
De spoorbaan Utrecht - den Bosch kruist de verdiepte rijksweg A27 met een spoorviaduct. Parallel aan dit spoorviaduct dient het huidige autoviaduct ook ingericht te worden voor spoorverkeer. Een daarnaast nieuw aan te leggen autoviaduct is daarom noodzakelijk. Gekozen is om deze te funderen op twee landhoofden en een middenpijler. De bijzonderheid is dat de A27 ter plaatse verdiept is aangelegd in een polderconstructie met een diepgelegen folie: het befaamde Amelisweerd-tracé. Onder de folie bevindt zich een draagkrachtige zandpakket, maar na verificatie blijkt deze boven de folieconstructie te ontbreken. De grondslag bestaat uit klei- en losgepakte zandlagen, die een fundering op staal in eerste instantie ongeschikt maken. Gezocht is naar een grondverbeteringstechniek om dit alsnog mogelijk te maken. Het maken van een jetgroutmassief bleek de optimale oplossing te zijn. Dit is inmiddels met succes toegepast al bleek de ondergrond nog wel wat verrassingen te herbergen.

12.2 Inleiding

In 2003 is een nieuw ontwerp voor een autoviaduct over de verdiepte A27 opgesteld. Dit viaduct komt parallel aan het spoorviaduct te liggen. De bestaande situatie is in figuur 12/1 weergegeven. Hierin is aangegeven dat de verdiepte ligging door middel van een folieconstructie een polder vormt. Een impressie van het nieuwe viaduct is weergegeven in figuur 12/2.



Figuur 12/1: Bestaande situatie.



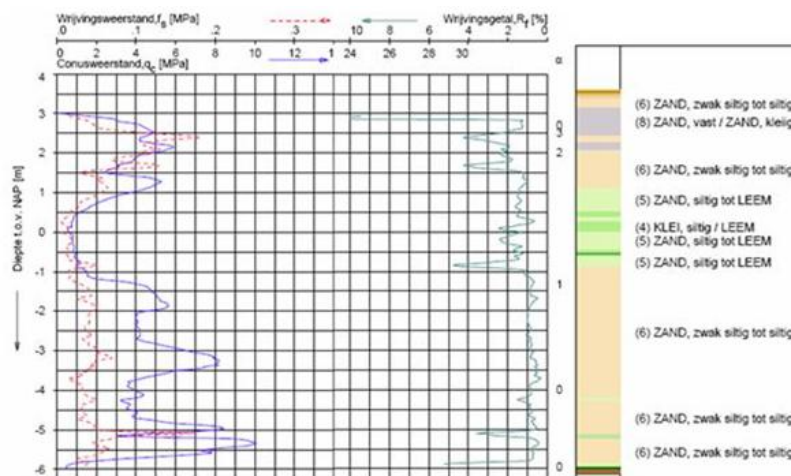
Figuur 12/2: Impressie nieuw viaduct.

Indertijd werd onderkend dat de folieconstructie aanvullende eisen stelt aan het ontwerp. Een significante ontgraving zal al snel leiden tot een opbarst belasting voor de folie en een paalfundering door het folie is –vanzelfsprekend- niet mogelijk. Er is toen gekozen voor een fundering op staal met een aanlegniveau zo hoog mogelijk boven het folie. Het uitgangspunt bij dit ontwerp is dat de polder tijdens de aanlegfase met zand zou zijn aangevuld. Echter bij de verificatie van de grondslag blijkt dat een aanzienlijke hoeveelheid klei in de aanvulling is verwerkt. Uit nadere studie is gebleken dat menggrond is teruggebracht vanuit de oorspronkelijke bovengrond of van elders middels hydraulisch grondverzet zoals in figuur 12/3 is weergegeven.



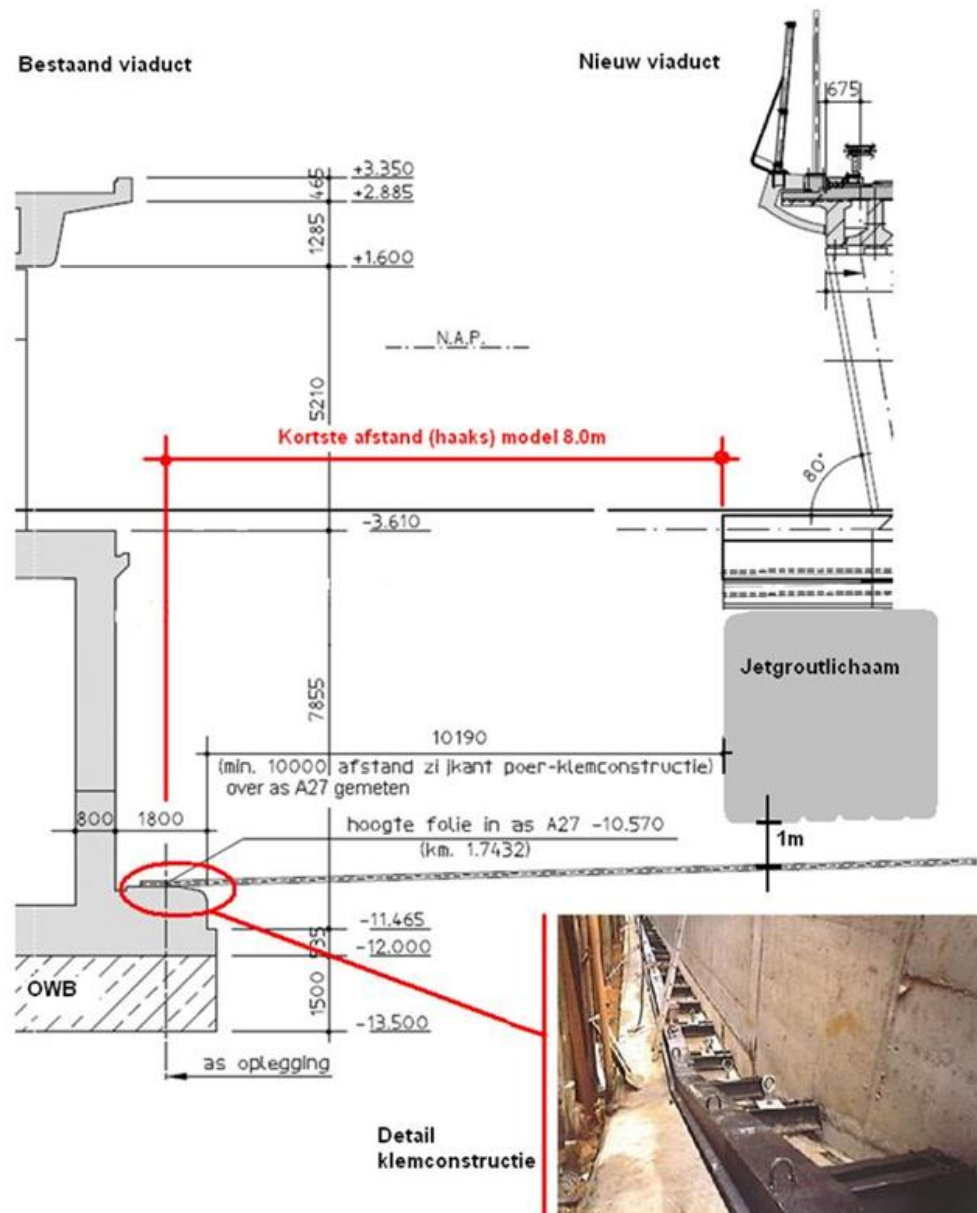
Figuur 12/3: Hydraulisch grondverzet bij aanleg verdiepte ligging A27.

In ieder geval betrof het een inhomogeen mengsel van zand en klei, waarbij mogelijk hierbij een scheiding is opgetreden ten gevolge van het verschil in sedimentatie snelheid tussen de grovere zanddelen en de fijne kleiige delen. Hierdoor is een sterk wisselende grondopbouw ontstaan met samendrukbare kleilagen. Een harde conclusie was dat de hoeveelheid kleilagen is dermate groot dat het ontwerp van een fundering op staal voor het nieuwe viaduct zonder aanvullende maatregelen niet meer mogelijk is! Het bodemonderzoek is vervolgens uitgebreid naar 3 boringen en 10 sonderingen per steunpunt. Vanwege het risico dat het onderzoek de folie beschadigd zijn alle onderzoeken uitgevoerd tot 1 meter boven het aanlegniveau van de folie. In figuur 12/4 is de grondopbouw weergegeven.



Figuur 12/4: Grondopbouw onder toekomstige pijler .

De folieconstructie ligt op 7,5m diep onder het huidige maaiveld en heeft betrekking op de bestaande situatie en is middels een klemconstructie waterdicht verbonden aan de onderbouw van het bestaande viaduct, zoals in figuur 12/5 is weergegeven.

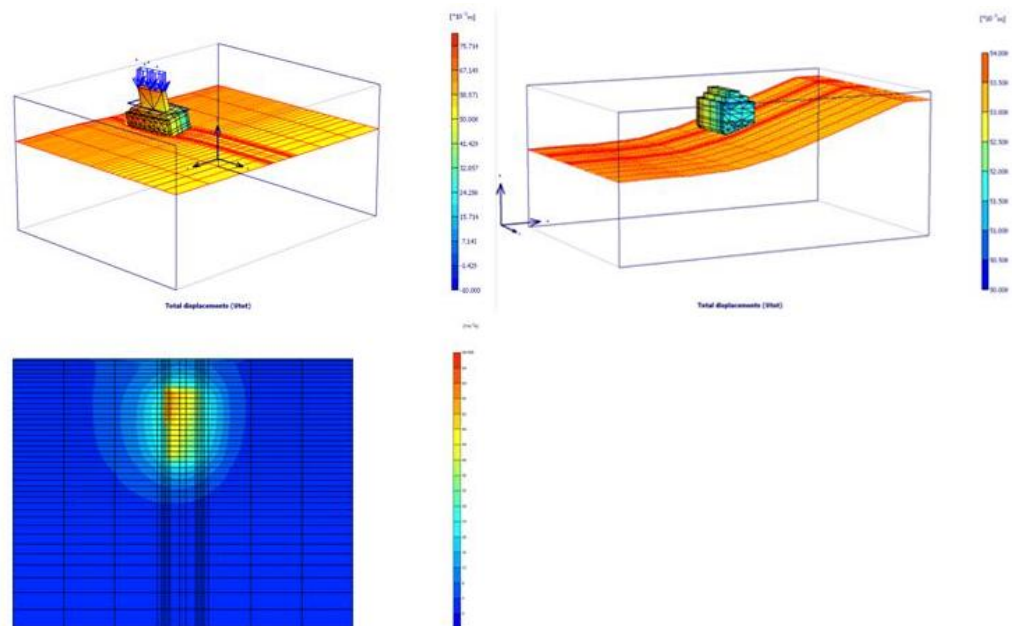


Figuur 12/5: Geometrie polder en funderingen inclusief detail klemconstructie.

De vliesconstructie bestaat uit een PVC folie. De betonnen poer onder de middenpijler heeft een afmeting van 6m x 15m. Ter hoogte van de landhoofden bedragen de afmetingen van de betonnen poer 5m x 10m. Onder deze funderingen dienen maatregelen getroffen te worden opdat er voldoende draagvermogen en stijfheid gerealiseerd wordt om een statisch onbepaald brugdek te dragen. Het brugdek bestaat uit twee overspanningen met een totale lengte van circa 125m. Om voor een dergelijke constructie een fundering mogelijk te maken dient een grondverbetering uitgevoerd te worden omdat de grondopbouw sterk wisselend is met samendrukbare kleilagen en zandlagen met lage conusweerstand.

12.3 Ontwerpaspecten

Ten gevolge van het jetgroutmassief worden de oplegkrachten dieper onder maaiveld overgebracht op de ondergrond. Dit heeft als voordeel dat het draagvermogen toeneemt en er minder samendrukbare lagen onder het aanlegniveau aanwezig zijn. Het nadeel van deze keuze is dat de grondspanningen ter hoogte van de folie minder gespreid zijn. Vanwege de kritieke functie van de folie is daarom gekozen om deze situatie met een 3D Eindige Elementen Model (EEM, Plaxis) berekening te beschouwen. In de EEM berekeningen is de klemconstructie zettingvrij gefundeerd en boven de folie bevindt zich een 1 m dikke grondlaag van onbekende samenstelling. Deze onbekende laag wordt in de berekeningen gevarieerd als zowel klei als zand. Onder de folie moet echter ook nog rekening worden gehouden met de mogelijkheid dat er een sliblaag gevormd was ten tijde van het aanbrengen van de folie (in den natte), waarvan de dikte ca 0,1 m bedraagt. Ook deze relatief dunne laag onder de folie is meegenomen als zijnde mogelijk zand dan wel slib. Deze variatie heeft geleid tot een viertal combinaties die doorgerekend zijn. Dit heeft tot doel enerzijds een prognose te krijgen van het draagvermogen en het zettinggedrag van de ondergrond en anderzijds om een idee te hebben van de maximale membraankracht. De te verwachten zetting ter plaatse van de middenpijler bedragen maximaal 5 à 6 cm (gedurende 6 jaar) en ter plaatse van de landhoofden circa 1 cm. In onderstaande figuur 12/6 zijn de vervormingen grafisch weergegeven ter plaatse van de middenpijler.



Figuur 12/6: Vervorming middenpijler en landhoofd onder extreme aanrijdbelasting en optredende membraankracht in de folie tijdens deze belasting.

Een andere variabele die sterk van invloed is op de membraankracht is de wrijving tussen de folie en de grond. Uit [8] volgt dat de wrijvingshoek bij zand 22° bedraagt en bij zandige klei 20° . Uit [9] volgt een wrijvingshoek van 18° voor klei. Bij het bepalen van de maximale foliekracht zijn de uitersten gemodelleerd. Uit de analyses volgde een maximale rek toename in de uiterste grenstoestand van 4.9% onder de pijler en circa 0.3% ter plaatse van de inklemming. Voor het ontwerp is in overleg met Rijkswaterstaat bepaald dat de toename in rek tot 10% acceptabel zijn. Ter hoogte van de klemconstructie is een aanzienlijk beperktere rek toegelaten omdat de onzekerheden

ten aanzien van de waterdichting onder toenemende rek hier erg groot zijn. Het resulterende ontwerp bevat een grote onzekerheid t.a.v. de te verwachten vervormingen doordat de onderste meter van de grond niet beproefd is. Derhalve dient het ontwerp van de bovenbouw te voorzien in deze onzekerheid. De stabiliteit onder de meest ongunstige bodemopbouw is in ieder geval gegarandeerd. Voor de bovenbouw, een statisch onbepaalde brug met drie steunpunten, is daarom voorzien dat het zettingsgedrag van het tussensteunpunt wordt gemonitord en dat het niveau van de opleggingen bijgesteld kan worden middels een vijzelconstructie.

12.4 Jetgrouten

Inmiddels zijn de laatste jaren uitgebreide ervaringen opgedaan met jetgrouten, onder andere in het kader van de Noord/Zuidlijn te Amsterdam. Ook op vele andere projecten is jetgrouten toegepast en is een grote dataverzameling opgebouwd van sterktes, E-moduli, productieparameters (treksnelheid, rotatie, druk, debiet, etc) in relatie tot grondsoort en diameter. Daarbij is onderscheid te maken in proces tussen één-, twee- en driefase(n) jetgrouten, voor- en nasnijden, cementgehalten, etc. Ten behoeve van het beoogde funderingsmassief is de vereiste karakteristieke druksterkte van 100 kN/m^2 van ondergeschikt belang omdat in dergelijke grondopbouw, bestaande uit klei en losgepakt zand, relatief eenvoudige druksterkten behaald worden van 2000 tot 10.000 kN/m^2 . De E-modulus verdient wel speciale aandacht omdat waarden van 1400 tot 1600 kN/m^2 moeilijker te realiseren zijn, met name in cohesieve lagen. Om dit te bereiken dient een cementgehalte te worden toegepast van ca. 300 kg/m^3 . Met 2-fasen groutkolommen (met toevoeging van lucht) kunnen grote diameters bereikt worden, maar is het nadeel dat zeer hoge wateroverspanningen in de ondergrond gegenereerd kunnen worden. Dit kan leiden tot zettingen ter plaatse van het wegdek van de rijksweg en ongewenste spanningsverhogingen nabij de folie. Met behulp van 1-fase jetgrouten is het proces in deze situatie beter beheersbaar uit te voeren maar worden kleinere diameters bereikt. Een realistische diameter in zandgrond bedraagt ca. 1,1 à 1,3 m, in cohesieve grondsoorten is dit doorgaans ca. 50% minder. Bij het maken van een massief is het dus van belang om het verschil in diameters in de diverse lagen te beheersen en/of een jetgroutpatroon te kiezen waardoor mogelijke verschillen een beperkte invloed hebben op het risico van te geringe overlap en schaduwwerking.

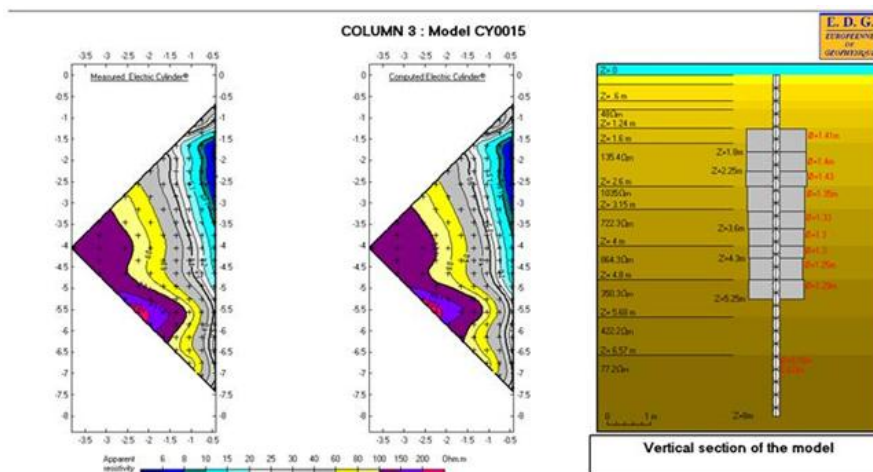
12.5 Van ontwerp naar jetgroutproef

Hierboven is aangegeven dat de grond de nodige variaties en onzekerheden geeft en dat daardoor nog geen eenduidige keuze in procesparameters kan worden gemaakt. Om deze redenen is besloten om eerst proefkolommen te fabriceren. Besloten is om deze ruim voorafgaand aan de grondverbetering uit te voeren. Dit is gedaan om het risico van stagnaties tijdens het werk te voorkomen. Het meten en beproeven van de jetgroutkolommen neemt enkele weken in beslag. Indien hieruit wijzigingen voor het ontwerp volgen geeft dit een extra onderbreking in de voortgang. Normaliter hoeft bij jetgrouten vaak enkel een diametercontrole plaats te vinden. Voor deze toepassing is dit echter niet voldoende. Daarnaast biedt het inpassen van een proefveld ook mogelijkheden om meer aspecten te onderzoeken, zoals risico zetting of rijzing omgeving. In juni 2011 is door VSF een uitgebreide jetgroutproef ter plaatse van het noordelijke landhoofd uitgevoerd. Hierbij zijn 6 afzonderlijke jetgroutkolommen en een mini massief bestaande uit 4 kolommen vervaardigd. Hierbij is gevarieerd in treksnelheid, groutsamenstelling, jetgroutmonitor en wel/niet voorsnijden. Tijdens de proef zijn onder andere de diameter en variaties in diameter door middel van spinmetingen (zie figuur 12/7) en geo-elektrische metingen (zie figuur 12/8) in relatie met de grondslag onderzocht. Met de geo-elektrische meetmethode kan het diameterverloop over de gehele hoogte van een groutkolom in beeld worden

gebracht. Door de bovenzijde van de kolommen vrij te graven konden de meetmethoden worden gekalibreerd en vergeleken. Gemiddeld genomen komen de meetmethoden goed met elkaar overeen. De geo-elektrische meting geeft in de meeste gevallen een grotere diameter van circa 5 cm aan ten opzichte van de spinmeting. De geo-elektrische meting komt goed overeen met bovenkant van de diameters van de jetgroutkolommen. De waarden uit de spinmeting zijn dan ook een conservatieve veilige waarde. Een frequente toepassing van een dergelijke geo-elektrische meetmethode zal niet haalbaar en praktisch zijn, maar voor bijzondere toepassingen heeft het zeker meerwaarde. Dit geldt met name voor kolommen tot grote diepte of in sterk wisselende grondlagen. Normaal gesproken verwacht men gereduceerde diameters in cohesieve grond. Deze proef liet echter redelijk gelijke diameters zien in de klei- en zandlagen. De verklaring hiervoor is moeilijk te geven. Waarschijnlijk komt dit omdat de opgebrachte grond hydraulisch aangebracht is en vooral de klei nog nauwelijks verdicht is en de kleideeltjes nog weinig samenhang hebben ontwikkeld waardoor de grond makkelijk te versnijden en goed te mengen is. Zowel uit monsters van de retourspoeling als uit de verse kolommen middels kernboringen verkregen proefstukken zijn sterktes en E-moduli bepaald. Van de kernen bedraagt de gemiddelde E-modulus bijna 4000 MPa met een acceptabele 17,5% onderschrijding van 1500 MPa. Binnen de ontwerputgangspunten is dit passend.



Figuur 12/7: Jetgroutproef spinmeting.



Figuur 12/8: Geo-elektrische metingen.

12.6 Risico's

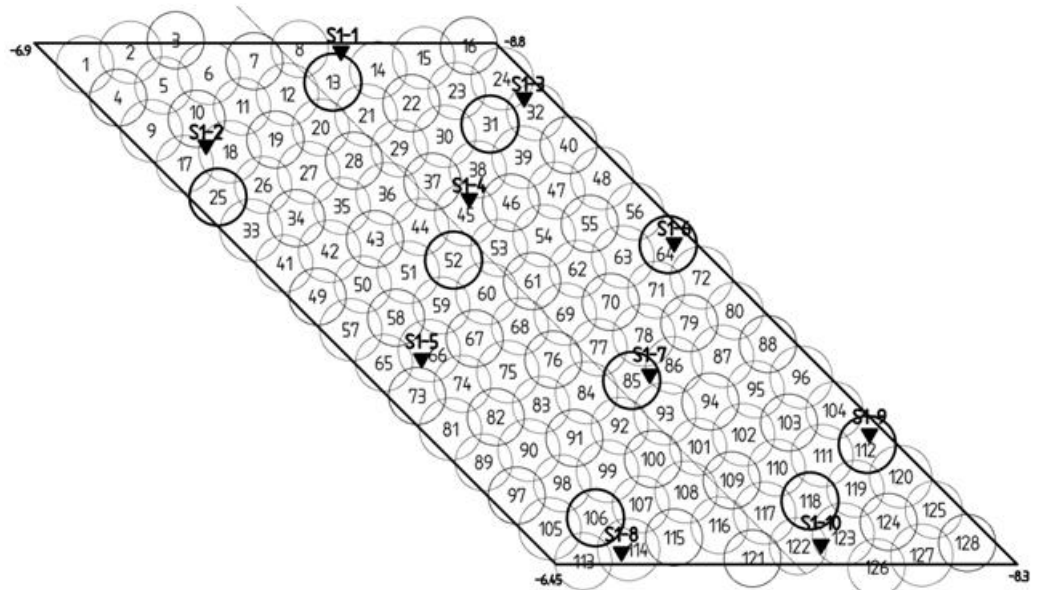
De technische risico's zijn voor het betreffende jetgroutproces beschouwd en zijn vereenvoudigd weergegeven in figuur 12/9.

Risico/falen	Direct gevolg	Oorzaak	Beheersmaatregelen
Onvolkomen heden in jetgrout massief	Zettingen te groot, draagkracht onvoldoende	Jetgroutsterkte te laag, te grote variaties jetgroutsterkte, discontinuïteiten jetgroutmassief	Proefkolommen, controle sterkte eigenschappen, beperken insluitingen/gaten < 30% (Ontwerp jetgroutpatroon)
		Ontbrekende grote jetgroutvolumes (schaduw werking, misboringen, etc)	Controle metingen uitvoering, flexibel bijsturen tijdens uitvoering
		Te kleine diameters, te grote variaties	Proefkolommen, diameter in relatie tot jetparameters
		Te grote afwijkingen in verticaliteit	Beperkte boordieptes, meten helling (<1%), beperken inboorsnelheid, boren met weinig aandruk
Folie	Beschadiging en lekkage	Jetdrukken, te diep boren, ongelijkmatige belastingspreiding	1 m boven folie blijven, fysieke begrenzing op jetgroutmachine, Plaxis beschouwing
Rijksweg	Zettingen / rijzing wegdek	Te grote wateroverspanning, drukopbouw in bodem t.g.v. verstopping boorgat	1-fase i.p.v. 2-fasen jetproces, visueel monitoren stroming retourvloeistof, bij verstopping direct jetgroutproces stoppen en boorgat vrijmaken/voorsnijden
Kabels & leidingen	Beschadiging, defect raken	Aanboren	Vrijgraven, tijdelijk omleggen
Horizontale drainage	Beschadiging, verstopt raken	Aanboren	Vrijgraven, tijdelijk omleggen

Figuur 12/9: Technische risico's

12.7 Uitvoering

Het ontwerp is verder in detail door de uitvoerende jetgroutaannemer VSF uitgewerkt. Het jetgroutpatroon is opgebouwd uit primaire jetgroutkolommen die als eerste worden vervaardigd. Daarna de secundaire en als laatste de tertiaire (vul) jetgroutkolommen. Richtdiameters van de primaire – en secundaire jetgroutkolommen bedragen 1,1 m en voor de tertiaire (vul) jetgroutkolommen 1,3 m. De kolommen worden in een driehoek stramien gepositioneerd waarbij de hart op hart afstand ca. 0,9 m bedraagt. De lengte van de jetgroutkolommen varieert van 4,04 m à 4,73 m ter plaatse van de middenpijler, 9,95 m à 7,68m ter plaatse van het landhoofd Noord tot 5,16 m 6,21 m ter plaatse van het landhoofd Zuid. Bovendien verloopt de folieconstructie in diepte niveau. In figuur 12/10 is het jetgroutpatroon van de landhoofden en pijler weergegeven. Gedurende het werk zijn in vele primaire kolommen spinmetingen uitgevoerd ter controle. Dit om afwijkingen in lokale afwijkingen te controleren. Ter plaatse van de middenpijler zijn daarop kleine aanpassingen doorgevoerd op de secundaire en tertiaire kolommen. Na vervaardiging van elk funderingsblok zijn kernboringen uitgevoerd als productcontrole. In figuur 12/11 is een impressie gegeven van de uitvoeringswerkzaamheden ter plaatse van de pijler in de tussenberm van de A27.



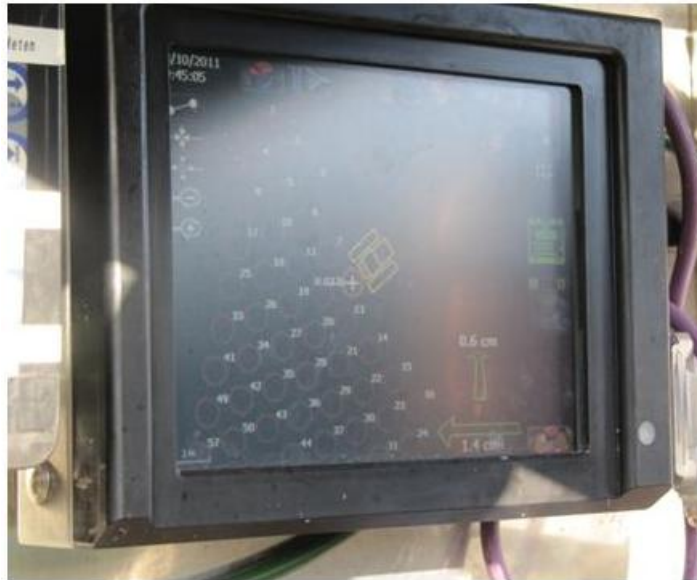
Figuur 12/10: Jetgroutpatroon.



Figuur 12/11: Impressie uitvoeringswerkzaamheden ter plaatse van de pijler in de tussenberm van A27.

Een geheel andere nieuwigheid is de toepassing van GPS-navigatie op de funderingsmachine voor de maatvoering (zie figuur 12/12). Normaalgesproken worden piketten of een bouwraam met spandraden toegepast. Bij grote bouwputten of werken op het water is maatvoering een lastige en intensieve bezigheid. Bij jetgrouten valt dat over het algemeen enigszins mee, maar de vele machinebewegingen in combinatie met

de retourstroming maken de kans op fouten wel groter. Om deze reden heeft VSF er voor gekozen voor een GPS-systeem, waarbij de Autocad-gegevens worden ingelezen. Hiermee kan de machine van punt naar punt worden genavigeerd. Nametingen tonen aan dat dit sneller is en minimaal zo nauwkeurig als de eerder genoemde systemen, maar met minder faalrisico.



Figuur 12/12: Beeldscherm GPS-navigatie voor funderingsmachine.

In onderstaande figuur 12/13 zijn de toegepaste en gemeten parameters samengevat.

Toegepaste parameters	Eenheid	Primaire en seculaire jetgroutkolommen	Tertiaire (vul) jetgroutkolommen
Cementgehalte	kg/m ³	≥ 300	≥ 300
Cementtype	-	Hoogoven CEM III B 42,5	
Wcf	-	0,9	0,9
Treksnelheid	cm/min	20	20
Druk	bar	450	480

Gemeten parameters primaire kolommen		Eenheid	Gemiddeld	Standaard deviatie
Diameter	Landhoofd zuid	m	1,19	0,13
	Landhoofd noord		1,03	0,20
	Pijler		1,55	0,18

Gemiddelde waarden	Druksterkten	Splijtreksterkte	E moduli
	MPa	MPa	MPa
Landhoofd zuid	15,73	2,03	5692
Landhoofd noord	21,47	2,46	6966
Pijler	9,46	1,15	3196

Figuur 12/13: Toegepaste en gemeten parameters

13 Case: De lessen van de tramtunnel (artikel)

Samenvatting:
De lessen van de Haagse
Tramtunnel

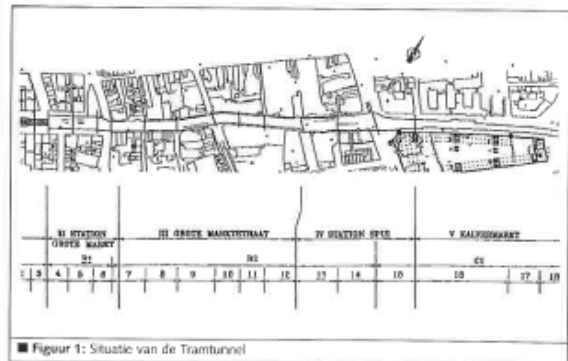
In het centrum van Den Haag wordt het Souterrain gerealiseerd, een ondergrondse light-rail verbinding met twee stations en parkeerfaciliteiten. In 1998 werd welvorming geconstateerd in de bouwputbodem. Toen dit leidde tot verzakkingen buiten de bouwput werd besloten het compartiment onder water te zetten. Voor het afbouwen van dit gedeelte is uiteindelijk de oplossing gekozen om af te bouwen onder verhoogde luchtdruk. Door de vertragingen ten gevolge van deze calamiteit ontstonden ook problemen met de bemaling in het Station Spui waardoor de bouwputbodem dreigde op te barsten. Door een uitgekiende timing van ontgraven en inschakelen van nieuwe bemalingspunten, alsmede nauwgezet monitoren van de optredende waterdrukken, is dit station uiteindelijk zonder problemen afgebouwd. Lessons learned zijn dat bij ondergronds bouwen robuust moet worden gedimensioneerd, dat wil zeggen met incasseringsvermogen; dat bij het ontwerp met afwijkingen in de bodem en in de gerealiseerde constructie moet worden gerekend; en dat maatregelen dienen te zijn voorbereid voor het geval toch falen optreedt.

42 | Geotechniek | januari 2004

DE LESSEN VAN DE HAAGSE TRAMTUNNEL

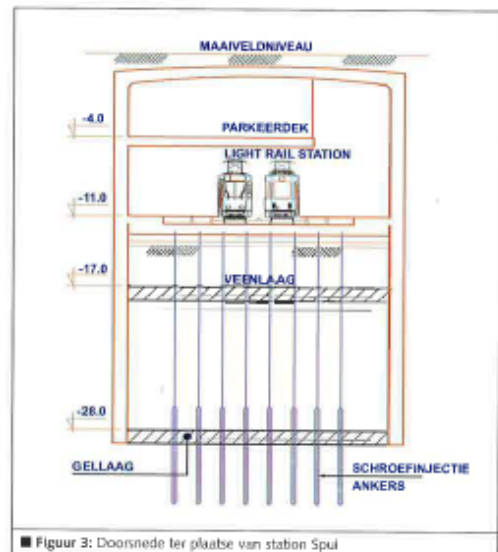
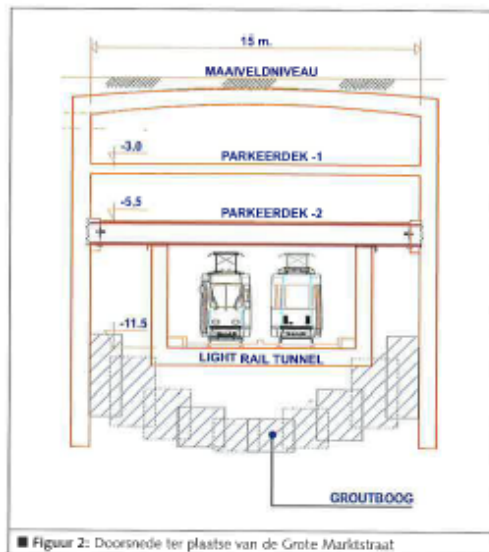
■ Prof. ir. A.F. van Tol, GeoDelft, ten tijde van het project werkzaam bij Gemeentewerken Rotterdam/ TU-Delft, hoogleraar Funderingstechniek, sectie Geotechniek

In het centrum van Den Haag wordt in opdracht van de Gemeente Den Haag het Souterrain gerealiseerd. Dit project omvat de bouw van een ondergrondse light-rail lijn met een lengte van 1250 m, waarin twee stations en parkeerfaciliteiten zijn opgenomen. In de tunnel worden twee parkeerdekken onder elkaar gerealiseerd, waaronder de tram op een diepte van 11 à 12 m onder het straatniveau rijdt. De breedte van de tunnel varieert van 15 m tot 25 m ter plaatse van de stations. De wanden van de bouwput zijn op zeer korte afstand, plaatselijk nauwelijks meer dan één meter, van de aangrenzende, voornamelijk op staal gefundeerde bebouwing gesitueerd. *Figuur 1* geeft de situering van de tunnel.



■ Figuur 1: Situatie van de Tramtunnel

De tunnel wordt gebouwd met de zogenaamde wanden-dak methode. De wanden worden over het grootste gedeelte, ter plaatse van de Grote Marktstraat en het Spui, gevormd door diepwanden en voor een kleiner gedeelte, ter plaatse van de Kalvermarkt, door stalen damwanden. Na het aanbrengen van de wanden en dakplaat was de hinder voor de omgeving tot een minimum beperkt. Over een aanzienlijke lengte is de bouwput aan de onderzijde voorzien van een groutboog die bestaat uit korte elkaar overlappende jetgroutkolommen, die de vorm van een boog hebben, zie *figuur 2*. De jetgroutboog functioneert in de bouwfase als waterkering,



verzekert het verticale evenwicht van de bouwputbodem door de opwaartse waterdruk naar de wanden te leiden en werkt als stempeling voor de wanden. Vanuit dit laatste oogpunt was het van belang de boog zo hoog mogelijk te positioneren, zodat de stempelfunctie optimaal was en de vervormingen van de wanden minimaal. Ter plaatse van de stations wordt de verticale stabiliteit en de waterkering in de bouwfase verzekerd door een diepliggende chemische injectielaag, bestaande uit softgel zie *figuur 3*. Vanwege de veel grotere breedte van de bouwputten ter plaatse van de stations was toepassing van een groutboog hier geen optie. De gellaag dient zodanig diep geïmponeerd te zijn dat het gewicht van de grond op de gellaag evenwicht maakt met de heersende waterdruk. Deze laatste oplossing is in Nederland, over het algemeen met succes, meerdere malen toegepast. In de definitieve fase is de verticale stabiliteit van station Spui verzekerd door een groot aantal schroef-injectieankers, die reeds vanaf het maaiveld werden aangebracht voordat het dak werd gestort. Een groutboog met de drie hierboven beschreven functies was nog niet eerder toegepast in Nederland. In het buitenland werden omstreeks dezelfde periode eveneens hooggelegen groutboogen en -lagen toegepast.

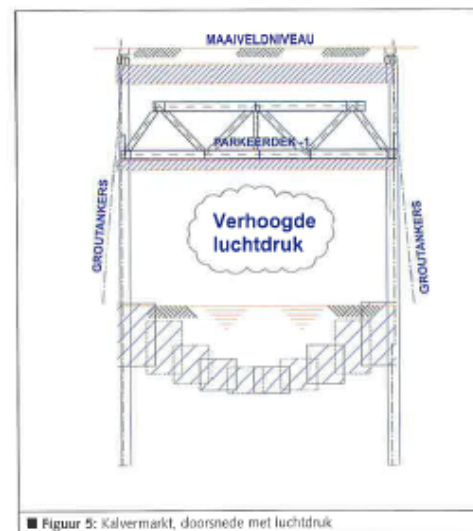
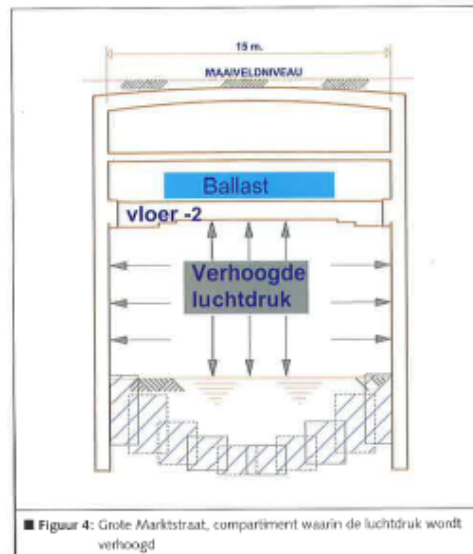
Zoals inmiddels bekend zijn er bij de bouw grote technische problemen opgetreden die de opdrachtgever uiteindelijk noopte het ontwerp aan te passen en op een andere contractvorm over te gaan. Met als gevolg een enorme vertraging van de bouw en verhoging van de bouwkosten. In dit artikel wordt ingegaan op "wat er mis ging", "hoe het is opgelost" en "wat er van geleerd kan worden"

voorzover dit (geo)technische aspecten betreft. Ondanks dat de Tramtunnel meerdere malen negatief in het nieuws is gekomen, is het goed om ook aandacht te besteden aan de vele zaken die bij dit gecompliceerde project in het drukste gedeelte van het centrum van Den Haag wel goed zijn gegaan. Ook daarvan kan geleerd worden. Eén van de zaken die in dit kader zeker genoemd dient te worden is de uitvoering van de diepwanden zonder dat hierbij noemenswaardige zakkingen van de belendingen optraden.

Wat ging er mis?

De bouw van de tramtunnel startte in maart 1996. In februari 1998 was de ontgraving ter plaatse van de Kalvermarkt bijna op diepte toen welvorming in de bouwputbodem werd geconstateerd. Na enkele pogingen de wellen te dichten door middel van injecteren, hetgeen aanvankelijk succes leek te hebben, nam het debiet toe en werd door het aanbrengen van geotextielen en ballast in de vorm van met zand gevulde "big bags" gepoogd de situatie te beheersen. Nadat enige tijd later naast de damwand een gat in de straat viel, werd besloten het drukverschil tussen binnen en buiten op te heffen door de bouwput onder water te zetten.

Deze situatie heeft ruim twee jaar geduurd. In deze periode werden verschillende alternatieven voor het veilig voortzetten van de bouw bezien. Uiteindelijk heeft dit, voor de gedeelten met een groutboog, geleid tot het afbouwen onder luchtoverdruk. In juli 2000 werd een "design and construct" contract ondertekend, waarbij de aannemer Tramkom de verantwoordelijkheid voor het inmiddels



gewijzigde ontwerp overnam voor die gedeelten waar een groutboog aanwezig was. Het ontwerp bureau SAT, dat tot dan toe verantwoordelijk was voor het ontwerp, werkte hierna verder in opdracht van de aannemer. Het Ingenieursbureau van Gemeentewerken Rotterdam trad verder op als adviseur van de Gemeente Den Haag. De overige bouwgedeelten, waaronder station Spui werden

volgens het oude contract afgebouwd. Gelijktijdig werd de ontgraving van station Spui voortgezet. In juli 2000 ontstond welvorming nabij het compartimentingsscherm tussen de bouwput Kalvermarkt, die nog onder water stond en de bouwput Spui. Enige uren hierna bezweek dit scherm en liep bouwput Spui onder water. Nadat dit scherm met een zware betonnen gording was verstevigd en grond was teruggevuld kon het water worden weggepompt. In de daarop volgende maanden werd gepoogd de bemaling van bouwput Spui op orde te brengen. Deze had gedurende de meer dan 2 jaar dat de bouwvertraging duurde doorgefunctioneerd, omdat bouwput Spui al die tijd gedeeltelijk ontgaven was. Het bleek echter dat deze bemaling niet meer functioneerde en bovendien dat elk nieuw filter dat werd geplaatst, na aanvankelijk een goede opbrengst te geven, binnen enkele dagen volledig verstopte. Door het niet kunnen bemalen van de lagen boven de gelaag bleef de waterspanning onder de veenlaag zo hoog dat de diepwand dreigde te worden overbelast en de veenlaag dreigde op te barsten.

Hoe is het opgelost?

Gedeelten met groutboog

Na de calamiteit ter plaatse van de Kalvermarkt zijn verschillende analyses gemaakt naar de betrouwbaarheid van de bestekoplossing met de groutboog. Het doel van die analyses was voornamelijk om na te gaan of de gebeurtenis aan de Kalvermarkt een incident was met een zeer kleine kans van voorkomen of dat onbeheersbare welvorming inherent was aan de in het bestek voorgeschreven bouwwijze. Uit faalkansanalyses, waarop hieronder nader wordt ingegaan, bleek dat de kans op meer gaten in de groutboog groot was. Verder bleek dat het ontgraven van een injectie-laag met gaten alleen veilig mogelijk is indien voldoende gronddekking op de laag aanwezig blijft. Aangezien in het geval van de Tramtunnel plaatselijk tot op de boog moest worden ontgraven werd het niet verantwoord geacht de bouwwijze volgens het bestek voort te zetten.

Grote Marktstraat

Nadat een groot aantal alternatieven was gezien en afgewezen werd gekozen voor het afbouwen van de gedeelten met een groutboog onder verhoogde luchtdruk. Figuur 4 geeft een doorsnede van de tunnel ter plaatse van de Grote Marktstraat met daarin aangegeven het compartiment dat onder verhoogde luchtdruk wordt geplaatst. De verhoogde luchtdruk bedraagt 1,14 bar, dat wil zeggen ruim 11 m waterkolom. Bij deze overdruk blijft er een gering drukverschil met de waterdruk onder de groutboog, maar de overdruk is voldoende om zandvoerende wellen te voorkomen. Het oorspronkelijke ontwerp diende voor het opnemen van de overdruk ingrijpend te worden aangepast. De vloer -2 werd veel zwaarder uitgevoerd, bovendien werd de verbinding met de diepwanden als een lijncharnier uitgevoerd om te grote buigende momenten in de diepwand te voorkomen.

Tot slot werd op deze vloer 15 kN/m² ballast geplaatst. Verder had het werken onder verhoogde luchtdruk grote consequenties, zoals het bouwen van sluisen voor mensen en voor materieel. Ook alle grond moest door de sluis worden afgevoerd. Er werd met elektrisch materieel gewerkt en de arbeidsdag was beperkt. Vanwege de hoge kosten van het werken onder verhoogde luchtdruk werd zo lang mogelijk onder atmosferische omstandigheden gewerkt, dat wil zeggen er werd voorzien om onder de vloer -2 eerst 3 m te ontgraven voordat de verhoogde luchtdruk werd aangebracht. In die situatie was de voorziening voor het aanbrengen van de verhoogde luchtdruk wel aanwezig en operationeel om in geval van welvorming het compartiment binnen enkele uren onder druk te brengen.

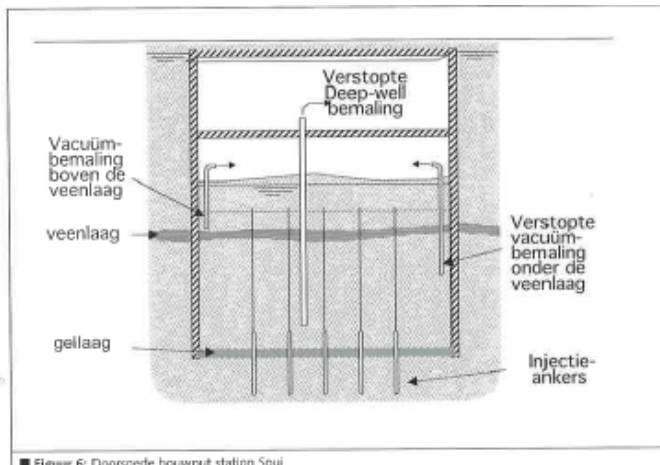
Kalvermarkt

Het verschil met de doorsnede ter plaatse van de Grote Marktstraat was dat hier de vloer -2 reeds was gestort, de bouwputwanden uit stalen damwanden bestonden en de ontgravingsdiepte enigszins geringer was. De noodzakelijke voorzieningen bestonden hier uit het aanbrengen van groutankers om het verticale evenwicht van de constructie onder verhoogde luchtdruk te borgen en een versteviging van de vloer -2, bestaande uit een zware staalconstructie, zie *figuur 5*.

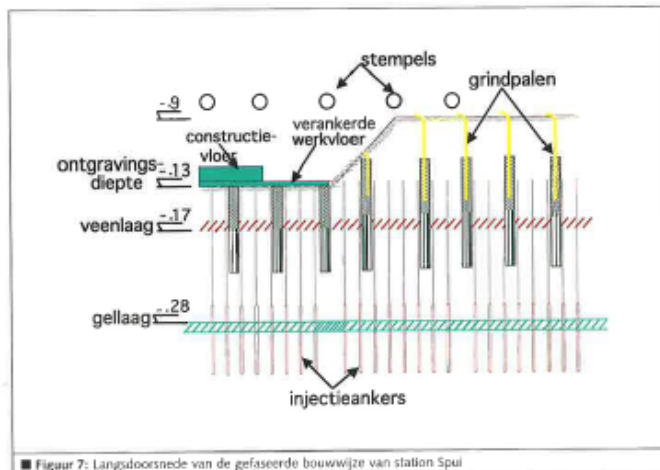
Station Spui

Figuur 6 laat een doorsnede over de bouwput van station Spui zien. Het niet naar behoren functioneren van de bemaling in de laag tussen de gellaag en de veenlaag had tot gevolg dat de veenlaag dreigde op te barsten met risico's voor zandvoerende wellen en dat de diepwand zou worden overbelast en daardoor meer zou vervormen dan was toegestaan. De oplossing die hier werd gekozen, bestond uit een combinatie van:

- een overmaat aan bemalingscapaciteit door het aanbrengen van grindpalen; één per 10 m²;



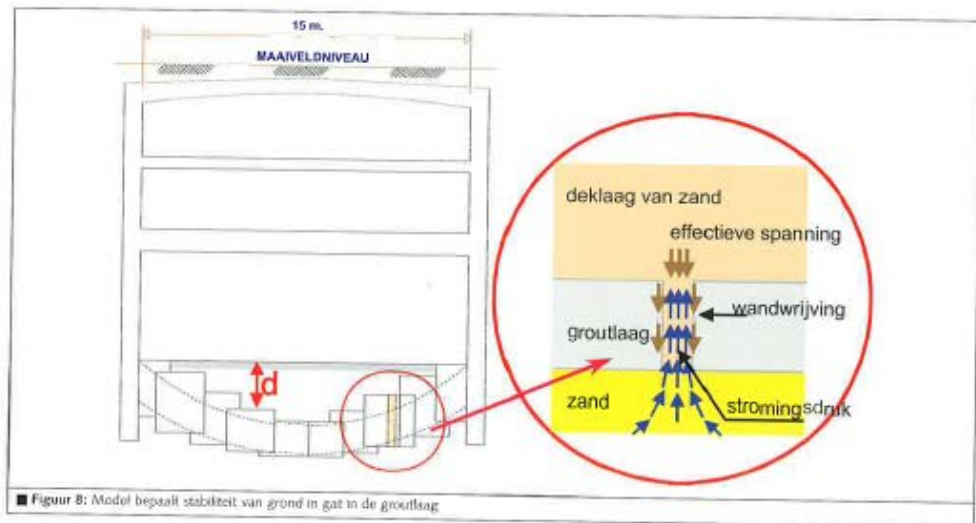
■ *Figuur 6*: Doorsnede bouwput station Spui



■ *Figuur 7*: Langdoorsnede van de gefaseerde bouwwijze van station Spui

- het ontgraven in sleuven van ca. 6 m over de breedte van de bouwput;
- het storten van een constructieve werkvloer over deze sleufbreedte die tevens als stempel kon werken;
- het verankeren van deze werkvloer met behulp van de schroefinjectieankers
- het storten van de constructievloer nadat 4 stroken werkvloer waren gestort.

Figuur 7 geeft een langdoorsnede van deze gefaseerde werkzaamheden. De grindpalen waren ter hoogte van de veenlaag afgestopt en daaronder voorzien van een filter, zodat een grindpaal "aan en uit" kon worden gezet. Op deze wijze



kon de bemalingsduur van de grindpalen worden gestuurd. De tijdsduur dat een bemaling voor een sectie van 6 m bij deze gefaseerde werkwijze benodigd was, bedroeg slechts drie weken. Door een uitgebreid systeem van waterspanningsmeters, voorzien van elektrische opnemers, was men tijdens de uitvoering in staat continue de stijghoogte onder de veenlaag te bewaken en desgewenst door het inschakelen van additionele grindpalen te reguleren.

Wat hebben we geleerd?

De lessen worden onderverdeeld in de problematiek van de jetgroutboog en van de gellaag. Als eerste komt het resultaat van ervaringen en onderzoek naar de betrouwbaarheid van jetgroutlagen aan de orde alsmede het gevolg van gaten en welvorming.

Jetgroutboog

Na het optreden van de niet beheersbare welvorming in de Kalvermarkt werd onderzoek uitgevoerd, zowel in opdracht van de Gemeente Den Haag als van Tramkom. Dit heeft geleid tot de volgende modellen:

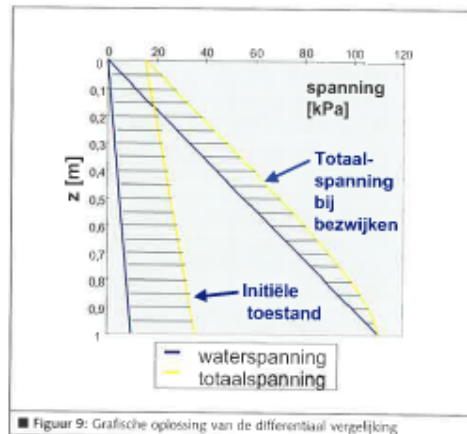
- een faalkansmodel voor een jetgroutlaag, uitgevoerd door de TU-Delft;
 - een stabiliteitsmodel voor een gat in een jetgroutlaag, uitgevoerd door de TU-Delft en GeoDelft;
 - een ontgrondingsmodel voor erosie onder de groutboog, uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium (WL).
- Voor een uitvoeriger beschrijving van het uitgevoerde onderzoek wordt verwezen naar de diverse publicaties (Van Riel et al., 2000; Koster et al., 2000; Van Tol et al., 2001a; Van Tol et al., 2001b; Mastbergen et al., 2003; Luger et al., 2003).
- Faalkansmodel*

Met het faalkansmodel kan de kans worden berekend dat in een jetgroutlaag een gat aanwezig is. Bovendien kan bij een bepaalde kans de grootte van het totale oppervlak van de gaten worden bepaald. Het model werkt als volgt: de vaste gegevens moeten worden ingevoerd zoals de diepte waarop de laag moet worden aangebracht en het injectiepatroon; vervolgens worden een aantal stochastische parameters ingevoerd. Dit zijn de uitvoeringsparameters zoals bijvoorbeeld de gemiddelde en de standaardafwijking van de kolomdiameter; de gemiddelde hellingshoek (afwijking van de verticaal) en de standaardafwijking etc.

Het programma berekent met behulp van een Monte Carlo simulatie de kans dat de kolommen elkaar niet overlappen; de kans op schaduwwerking en de kans dat in een eerder gemaakte kolom wordt geboord. Tabel 1 geeft de berekende kans op gaten in een jetgroutvak, zoals dat bij de Tramtunnel is uitgevoerd. De afmetingen van een vak zijn 15 x 80 m²; waarin 300 jetgroutkolommen werden gemaakt. Zoals uit de berekeningsresultaten blijkt, is de kans op het ontbreken van overlap en het boren in een bestaande kolom voldoende klein. De kans dat schaduwwerking optreedt, is echter gelijk aan 1. Volgens de berekening treedt dit fenomeen zelfs 60 keer op, waarbij de totale oppervlakte van de gaten 0,045 m² bedraagt.

Gebeurtenis	Kans	Opmerking
Geen overlap	10 ⁻⁴	
Boring in bestaande kolom	5 · 10 ⁻⁵	
Schaduweffect	1	60 keer, totaal gatoppervlak 0,045 m ²

■ **Tabel 1:** Berekende kans op gaten in de jetgroutlaag

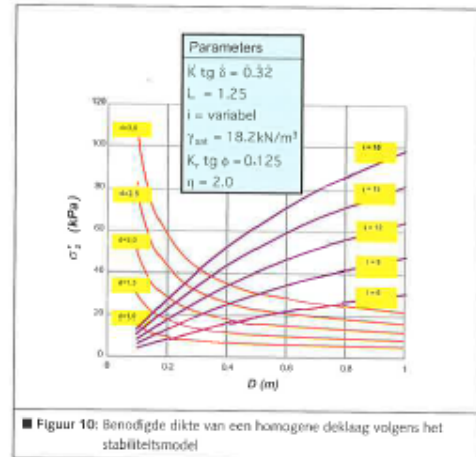


Uit de modelberekeningen blijkt dat de kans op gaten groot is; dit sluit overigens aan bij de praktijkervaringen van het injecteren in het algemeen. Met de huidige stand van de techniek is het niet mogelijk volledig waterdichte injectielagen te creëren. Met betrekking tot de resultaten moet wel worden opgemerkt dat de in de berekeningen aangehouden spreiding in de uitvoeringsparameters gebaseerd is op een relatief kleine steekproef. Het vergroten daarvan is zeer wenselijk.

Uit berekeningen met het ontwikkelde faalkansmodel blijkt dat het bij jetgroutlagen op grotere diepte, bijvoorbeeld 25 m onder het niveau van waaraf gewerkt wordt, nauwelijks meer mogelijk is een laag te formeren met een voldoende kleine kans op gaten, omdat de onnauwkeurigheid met de diepte toeneemt.

Stabiliteitsmodel

Het stabiliteitsmodel gaat uit van een gat in een jetgroutlaag en berekent de benodigde dikte d van een deklaag op de groutlaag opdat bij een bepaald verhang over de groutlaag de grond in het gat stabiel is c.q. niet uitspoelt, zie *figuur 8*. De analyse van de stabiliteit is gebaseerd op het evenwicht van de krachten die op een mootje grond in het gat werken. Dit zijn de omhoog gerichte stromingsdruk (de belasting) en de omlaag gerichte wrijving langs de wand van het gat en het eigen gewicht van het mootje (deze beide vormen de sterkte). Op basis van dit evenwicht kan een differentiaal vergelijking worden opgesteld waarvan de grafische oplossing in *figuur 9* is weergegeven. De onbekende parameters werden met behulp van experimenteel onderzoek vastgesteld. Uit de oplossing blijkt dat aan de bovenzijde van het gat altijd een zekere effectieve verticale spanning moet heersen om het evenwicht in het gat te behouden. Zodra de spanning aan de bovenzijde lager wordt, door bijvoorbeeld het

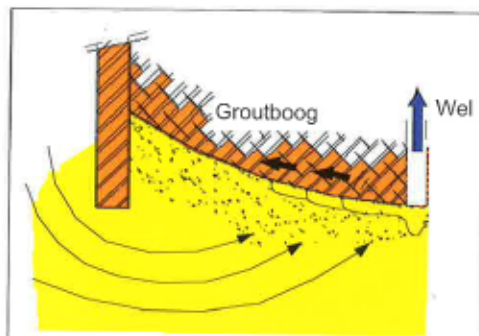


voortschrijden van de ontgraving van de laag op de groutboog, zal de grond in het gat als een prop omhoog worden gedrukt. In Koster (2000) wordt nader ingegaan op het experimentele onderzoek en de resultaten daarvan.

Figuur 10 geeft voor een 1,25 m dikke groutlaag de vereiste dikte van een homogene deklaag als functie van de diameter van het gat en het aanwezige verhang. Uit deze figuur blijkt dat zelfs bij zeer grote verhangen, orde 10 of hoger, een deklaag van enkele meters voldoende is bij een gatdiameter tot 0,20 m. In deze benadering is ervan uitgegaan dat het volledige verhang over de groutlaag plaatsvindt. Bij een klein gat en een homogene deklaag is dit een redelijke veronderstelling. Bij een gelaagde deklaag kunnen zich in de deklaag echter hogere waterspanningen opbouwen dan de hydrostatische. Dit kan leiden tot een aanmerkelijk grotere benodigde dikte van de deklaag dan volgens *figuur 10*. Bij de Tramtunnel was een dergelijke gelaagdheid aanwezig en trad bij het atmosferische ontgraven bij een grotere dikte van de deklaag toch reeds welvorming op. Het blijkt van groot belang dat de lagen boven een jetgroutlaag of -boog op het diepst mogelijke niveau worden ontwaterd opdat zich geen waterdruk kan opbouwen aan de bovenzijde van deze laag.

Ontgrondingsmodel

Het ontgrondingsmodel gaat ervan uit dat de grond uit het gat in de groutlaag of -boog is gespoeld en geeft een benadering voor de snelheid waarmee ontgroning onder de boog plaatsvindt. Dit model was gewenst om te kunnen nagaan hoeveel tijd beschikbaar was om, nadat een (zandvoerende) wel was geconstateerd (tijdens het atmosferische ontgraven onder vloer -2), de verhoogde luchtdruk effectief te laten zijn. De ontgroning onder de boog mocht in de periode voordat de wel gestopt was niet

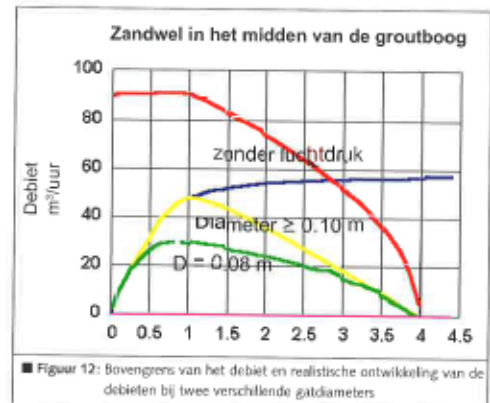


■ Figuur 11: Voortschrijdende ontgronding

buiten de bouwputwanden reiken om het risico op verzakkingen naast te bouwput te minimaliseren. Het Waterloopkundig Laboratorium heeft in eerste instantie twee uitersten beschouwd:

- onder de grotboog bevindt zich een oneindige hoeveelheid water (zwembad)
- onder de grotboog bevindt zich zand met een bepaalde doorlatendheid,

In deze twee uiterste toestanden is het debiet door een gat met een diameter van 0,10 m berekend. Er is gerekend dat het drukverschil gedurende het eerste uur gelijk blijft in verband met de benodigde reactietijd na het ontstaan van een wel en dat vervolgens in 3 uur de volledige verhoogde luchtdruk wordt opgebouwd. Het debiet neemt in het eerste geval van 90 m³/uur af tot nihil na 4 uur. In het tweede geval wordt het debiet volledig gedomineerd door de doorlatendheid van het zand onder de boog. Door een gat met een diameter van 0,10 m waaronder zich zand met een doorlatendheid van 5 m/dag bevindt, stroomt een te verwaarlozen hoeveelheid water. Door het grote verhang start in het zand echter een radiaal uitbreidende ontgronding onder de boog. De voortschrijding van deze ontgronding is vergelijkbaar met processen die optreden bij zandwinning en zanddepositie: het zogenaamde bressen. Voor de snelheid waarmee dergelijke bressen zich uitbreiden is een analytische oplossing ontwikkeld (Van den Berg et al., 2002). Door deze groeiende ontgronding ontstaat onder de boog een veel groter oppervlak dat water levert. Figuur 11 geeft een impressie van de voortschrijdende ontgronding. Het debiet dat in eerste instantie nihil was, neemt dan ook door dit proces snel toe. Figuur 12 laat de bovengrens van het debiet zien en de toenemende debieten als gevolg van het bressen bij een gatdiameter gelijk aan 0,08 en 0,10 m. Het blijkt dat in het laatste geval het maximale debiet na 1 uur optreedt en bijna 50 m³/uur bedraagt en vervolgens afneemt. De hoeveelheid zand die door een wel kan worden afgevoerd bedraagt ongeveer 30% van de hoeveelheid water. Het blijkt dat uiteindelijk onder de boog



■ Figuur 12: Bovengrens van het debiet en realistische ontwikkeling van de debieten bij twee verschillende gatdiameters

afhankelijk van de positie van de wel een bepaald evenwichtsprofiel ontstaat; de berekende evenwichtsprofielen blijken juist binnen de diepwand te blijven,

De conclusies van dit onderzoek wijzen uit dat:

- het goed verklaarbaar is dat in geval van welvorming in korte tijd grote hoeveelheden water en zand de bouwput in stromen;
- dit reeds bij kleine diameters van gaten, in de orde van 0,08 m het geval is;
- het proces van bressen de hoeveelheid water en zand bepaalt;
- de doorlatendheid van het zand onder de boog een dominante parameter is; bij doorlatendheden in de orde kleiner dan 1 m/dag nemen de debieten sterk af.

Verstopping bemaling Spui

Een afdoende verklaring voor het verstoppingsfenomeen bij de bemaling boven de gellaag zoals zich dat bij de bouwput voor station Spui voordeed, heeft enige tijd op zich laten wachten, omdat de verstopping niet bleek te worden veroorzaakt door vaker geconstateerde verschijnselen zoals het dichtslibben van het filter of het neerslaan van ijzer- of andere oxiden of de groei van biomassa rond de filters van de bemaling. Na het nodige onderzoek werd geconstateerd dat deze fenomenen hier niet waren opgetreden. Uit het uitgevoerde onderzoek, dat bestond uit doorlatendheidsproeven, chemische analyses van grond en grondwater volgde uiteindelijk de volgende verklaring. Het grondwater dat door de gellaag omhoog stroomt, initieert een proces waarbij het surplus aan natriumhydroxide dat in de gellaag aanwezig is, wordt opgelost. Hierdoor neemt niet alleen de doorlatendheid van de gellaag langzaam toe, maar neemt de zuurgraad (pH) in de bodem boven de gellaag ook langzaam toe. Door de uitzonderlijk lange periode, ten gevolge van de vertragingen in de bouw, dat de gellaag functioneerde was de pH boven de gellaag zo hoog, in de

orde van 12, dat organisch materiaal in het grondwater oploste. Op hogere niveaus, op het niveau van de filters, was de pH slechts in geringe mate verhoogd. De hypothese was dat in die zones het opgeloste organisch materiaal weer neersloeg en daarmee het zand rond de filters verstopte. Laboratoriumexperimenten bevestigden deze hypothese. Een belangrijke vraag, die nog niet afdoende kan worden beantwoord, is wanneer treedt dit effect wel en wanneer niet op. Veel gellagen hebben immers naar behoren gefunctioneerd. Belangrijke factoren zijn de periode waarover een gellaag moet functioneren en de oorspronkelijke doorlatendheid van de te bemalen lagen boven de gellaag. Omdat dit soort softgellagen alleen in de bouwfase wordt toegepast is de periode dat de laag in bedrijf moet blijven meestal niet langer dan 2 jaar. Bij meerdere bouwputten in Rotterdam werden gellagen toegepast en werden de bovenliggende zandlagen zonder problemen bemalen. Dit betroffen echter steeds matig tot grove zandformaties met een aanzienlijk grotere doorlatendheid dan bij de Tramtunnel het geval was. Resumerend lijkt het er op dat het toepassen van gellagen voor een periode die aanmerkelijk langer is dan 2 jaar, moet worden afgeraden zonder nader onderzoek naar mogelijke verstopping door het hier beschreven fenomeen. Zeker in gevallen waarbij de te bemalen lagen boven de gellaag bestaan uit fijne zanden is toepassing niet aan te bevelen.

Conclusies

1. In injectielagen, zoals groutlagen en gellagen, die bestaan uit overlappende bollen of kolommen zullen met de huidige stand van de techniek altijd gaten aanwezig zijn. Modelberekeningen bevestigen dit en bieden de mogelijkheid het ontwerp zodanig te optimaliseren dat de kans op gaten zo klein mogelijk wordt. Het beter vastleggen van de uitvoeringsparameters en de spreiding daarin kan tot een verbetering van het model leiden.
2. Hooggelegen waterkerende of -remmende injectielagen, dat wil zeggen dicht onder het ontgravingsniveau, zijn als gevolg van aanwezige gaten, in niet-cohesieve lagen riskant vanwege het gevaar op zandvoerende wellen. Om dit gevaar te voorkomen moet op een injectielaag een grondlaag met voldoende dikte aanwezig blijven. Er is een model ontwikkeld waarmee de vereiste dikte van de deklaag kan worden bepaald in geval van een homogene deklaag. In geval van stoorlagen in de deklaag moet met een hogere dan hydrostatische waterdruk boven de groutlaag rekening worden gehouden. Bovendien moet de deklaag direct boven de groutlaag worden ontwaterd met behulp van een bemaling.

3. Modelberekeningen bevestigen dat als eenmaal een zandvoerende wel ontstaat ontgronding onder de groutlaag plaatsvindt waardoor het debiet zo sterk toeneemt dat binnen enkele uren tientallen kubieke meters water en zand de bouwput kunnen instromen. Eventuele beheersmaatregelen dienen dus binnen een tijdsduur van enkele uren effectief te zijn.

4. Softgellagen worden als waterremmende laag alleen toegepast voor de in de tijd beperkte duur van de bouwfase. Het blijkt dat bij toepassingen die aanmerkelijk langer duren dan 2 jaar verstopping van de bronnen van de bemaling van de lagen boven de gellaag kan optreden. Organisch materiaal juist boven de gellaag blijkt door de verhoogde pH te kunnen oplossen en vervolgens weer neer te slaan in de zone rond de filters van de bemaling. De combinatie van het langdurig doorstromen van de gellaag en fijne zandlagen boven de gellaag lijkt in dit verband het meest risicovol.

5. Meer algemeen bevestigen de ervaringen met de bouw van de Tramtunnel in Den Haag de volgende eisen die aan ondergronds bouwen moeten worden gesteld:
- ondergronds dient robuust te worden gedimensioneerd, dat wil zeggen met incasseringsvermogen: als een onderdeel faalt mag het niet zo zijn dat de constructie alleen tegen hoge kosten en met veel vertraging kan worden afgebouwd;
 - reeds bij het ontwerpen dient niet alleen rekening te worden gehouden met afwijkingen in de bodem, maar zeker ook met afwijkingen in de gerealiseerde constructies en funderingswerken; dit geldt in het bijzonder voor technieken waarbij het resultaat zich aan het oog onttrekt en waarbij geen betrouwbare controlemiddelen voorhanden zijn;
 - de consequenties van het falen van onderdelen van de constructie dienen te worden nagegaan;
 - in geval deze consequenties ernstig zijn, dienen maatregelen te zijn voorbereid (dat wil zeggen op de plank te liggen) die direct genomen kunnen worden in geval van falen.

14 Case: Verdiepen van funderingszolen - Grand Bazar Groenplaats Antwerpen in 1992

14.1 Probleemstelling

Om een winkelruimte te kunnen onderbrengen in de kelders van een bestaand gebouw diende de keldervloer te worden verlaagd en dienden de funderingszolen op een lager niveau te worden aangezet. Daarvoor was het nodig om de bestaande zwaar belaste kolommen tijdelijk te ondervangen, de bestaande funderingen te slopen en nieuwe funderingen te realiseren op een lager niveau. Alle aannemersactiviteiten gebeurden uitsluitend in de kelderruimte. De andere verdiepingen konden normaal verder worden gebruikt: de voorraden van de GB-supermarkt waren op de benedenverdieping opgeslagen, die niet toegankelijk was voor aannemerspersoneel. Deze weerhouden uitvoeringswijze liet een verdere normale uitbating van het gebouw toe. De kolommen waren zeer zwaar belast: de meest belaste kolom torste 5.000 kN tijdens de bouwfase en 10.000 kN bij de uiteindelijke toestand.

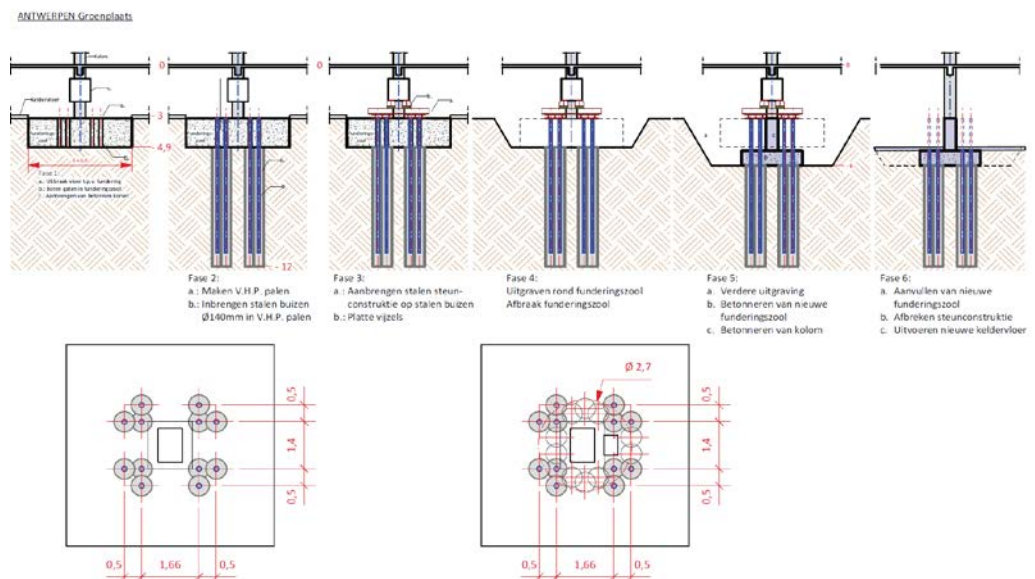
14.2 Korte omschrijving van de bouwmethode

De methode bestond erin om met de VHP groutkolommen aan te brengen voor het ondervangen van de bestaande kolommen en als fundering voor de nieuwe kolommen.

1^e fase: Vooraleer de groutkolommen werden uitgevoerd, werden er door de bestaande funderingen boorgaten gemaakt. Om zoveel mogelijk trillingen te vermijden werden deze boringen uitgevoerd als kernboringen. De diameter van het boorgat bedroeg 160 mm. Rond de bovenzijde van elke kolom wordt er een betonnen keurslijf aangebracht.

2^e fase: Doorheen de boorgaten worden groutkolommen gemaakt, welke voorzien werden van een dikwandige centrale wapeningsbuis, bestaande uit buiselementen, aaneengezet b.m.v. een schroefloze mofverbinding die neerwaartse krachten en buigmomenten kon overdragen.

Per kolom werden er t.b.v. de belasting tijdens de bouwfase minstens 12 groutkolommen aangebracht, die in 4 groepen van 3 werden ingedeeld; in functie van de definitieve belasting werden ook bijkomende tussenliggende groutkolommen uitgevoerd.



3e fase: Tussen de onderkant van het keurslijf en de 12 stalen buizen werd een dubbel stalen frame aangebracht met tussenin 4 platte vijzels. Door het onder druk zetten van die vijzels werd de belasting van de kolom integraal naar de 12 VHP-palen overgedragen.

4e fase: De oude fundering werd gesloopt en de nieuwe funderingszool werd boven op de VHP-palen gebetonneerd.

5e fase: Tussen de nieuwe funderingszool en de onderkant van de oude kolom, werd een verbindingskolom gebetonneerd.

6e fase: Nadat het betonvoldoende verhard was, werd de druk in de vijzels afgelaten en steunde de kolom rechtstreeks op de nieuwe fundering. Tenslotte werd het stalen steunframe en het betonnen keurslijf rond de oude kolommen verwijderd.

14.3 Nadere omschrijving
van de verschillende
onderdelen van het
systeem
14.3.1. VHP-palen

Uitvoering van de groutkolommen zelf

De groutkolommen werden uitgevoerd doorheen de openingen welke vooraf werden geboord in de bestaande funderingszolen. Door gebruik te maken van de techniek van de jet-grouting kan gewerkt worden met uiterst kleine en lichte boormachines, vermits de benodigde energie geleverd wordt door de 500 pk sterke hogedrukpomp welke buiten het gebouw opgesteld werd.

In een eerste fase werden de boorstangen tot op de gewenste diepte gebracht. Op de vooropgestelde diepte, hier ongeveer 7 m onder de bovenkant van de bestaande funderingszolen, werd het boren stopgezet en werd een vooraf bereid mengsel van water en cement via twee heel kleine openingen (diameter 2 à 2,5 mm) onder hoge druk in de grond geïnjecteerd.

Door het langzaam optrekken van de roterende boorstangen wordt aldus in de grond een homogene kolom gevormd bestaande uit de geïnjecteerde specie en de grofste elementen van de aanwezige grond. Na verharding bedraagt de druksterkte van het materiaal van de groutkolom minstens $8,0 \text{ N/mm}^2$.

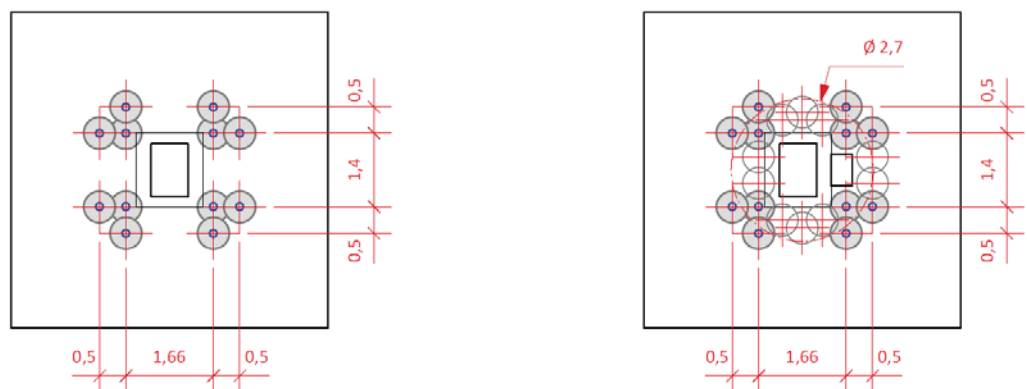


Voorziene schikking en lengte van de kolommen

Ter hoogte van de bestaande zolen werd telkens minimaal een 12-tal VHP-groutkolommen uitgevoerd en voorzien van een buiswapening. Dit in verband met de toegankelijkheid bij afbraak van de bestaande zolen en de stabiliteit van de tijdelijke steunconstructie. De inplanting van deze 12 VHP-groutkolommen is principieel weergegeven in fig. 1.

In functie van de definitief op te nemen krachten werden tevens een aantal bijkomende VHP-groutkolommen uitgevoerd.

Deze inplanting is zodanig zijn dat hierdoor eigenlijk 1 groot groutmassief ontstaat. Op deze wijze is de krachtoverdracht van de zool naar de groutkolommen een zuivere opleggingsreactie.



Draagvermogen van de VHP-palen

Bij de berekening van het draagvermogen van de VHP-palen worden de opgegeven belastingen van de definitieve toestand beschouwd (final loads). Als voorbeeld worden volgende 2 types beschouwd, nl. :

- Final load tot 3320 kN : uitvoering van 4 groepen van 3 groutkolommen.
- Final load tot 9520 kN : uitvoering van 4 groepen van 3 groutkolommen + 10 tussenliggende zoals weergegeven op fig. 1

Inbrengen van de stalen buizen

Onmiddellijk na het uitvoeren van de groutkolommen werd in de nog niet verharde specie een stalen buis neergelaten. Gezien de geringe werkhogte werden deze buizen aangevoerd in lengtes van 2 meter en ter plaatse bij het inbouwen aan elkaar gezet met een steekmof-verbinding.

Per kolom werden er 12 stalen buizen aangebracht:

- Buitendiameter van de buis is 139,7 mm.
- Wanddikte is 12,5 mm.

Veiligheidshalve werden de drie buizen van dezelfde groep onderling verbonden door een driehoeksvakwerk, waarvan de wandstaven aan de buizen werden vastgelast naargelang de afbraak- en de graafwerken vorderden en de buizen vrij kwamen. Dit leverde een bijkomende veiligheid op bij de uitvoering van de nodige grondwerken, en loste tevens de mogelijke problemen van excentriciteit en scheefstand van de buizen op.

Na verharding van de grout kon de buis de belasting overbrengen op de verharde VHP-paal, dankzij de kleefspanning van de verharde grout op de buitenoppervlakte van de buis. De toegelaten kleefspanning bedroeg 500 kN per m² hetzij 220 kN per meter buis in de grout gedompeld.

Het betonnen keurslijf rondom de bovenzijde van de kolom

De buitenoppervlakte van het bovenste deel van de kolom werd over een hoogte van 1,60 m door afbikken extra ruw gemaakt. De dwarse afmetingen van de bestaande kolom bedroegen 100 cm bij 70 cm.

De betonnen ommanteling was voorzien van een spleetwapening, die continu was over de volledige omtrek. De betondikte van de ommanteling bedroeg 25 cm.

De functie van het keurslijf bestond er in om de volledige kolombelasting tijdens de bouwfase over te brengen naar het onder het keurslijf aangebracht stalen steunframe. De krachtoverdracht gebeurde volledig door de schuifweerstand tussen het oud en nieuw beton. De schuifspanningen bedroeg tot 800 kN per m².



14.3.2. Stalen steunframe

Het stalen steunframe diende om de totale kolombelasting gelijkmatig over de 12 dikwandige stalen buizen te verdelen.

Het stalen frame bestond uit een stapeling van vier verschillende onderdelen, die hierna van onder naar boven worden beschreven.

Kapsels

Er waren vier kapsels per kolom. Zij droegen elk één kwart van de totale kolombelasting en waren op een bepaalde afstand van de hoekpunten van de kolom opgesteld. Deze kapsels bestonden uit zware profielen in T-vorm en steunden op de 3 stalen buizen van dezelfde groep. Deze stalen buizen werden altijd in de hoekpunten van congruente, gelijkbenige rechthoekige driehoeken geplaatst. De rechthoekszijde bedroeg 50 cm, de hypothenusa 70 cm.

Eén been van de T-vorm lag volgens de hypothenusa, het andere been volgens de hoogtelijn op de hypothenusa (Profielen HEB 300 versterkt met 15 mm dikke platen).

Primaire balken

De twee primaire balken werden volgens de korte zijden van de kolommen opgesteld en namen steun in het zwaartepunt van de kapsels. Zij droegen elk de helft van de totale kolombelasting en waren samengesteld uit versterkte HEB-profielen (320 of 340 of 400 naargelang de belasting en de overspanning).



Platte vijzels

Op elke primaire balk werden er twee ronde platte vijzels geplaatst, d.w.z. 4 vijzels per kolom. Iedere vijzel neemt een vierde van de kolombelasting op.

Afmetingen van de platte vijzel:

- 1600 kN hefvermogen diameter 420 mm slag 45 mm
- 1100 kN hefvermogen diameter 350 mm slag 40 mm

14.4 Voordelen van de gekozen werkwijze

- Algemene voordelen van de VHP-grouting methode:
 - de grond werd op geen enkel ogenblik ontspannen;
 - de werkwijze was volledig trillingsvrij;
 - de schikking van de groutkolommen kon worden aangepast in functie van de op te nemen belastingen;
 - de uitvoering kon geschieden met speciaal voor het werk aangepaste uiterst kleine machientjes.
- Voordelen t.o.v. een gelijkaardige oplossing met micropalen :
 - Na het realiseren van de gewenste verdieping werd de belasting van de nieuwe zool rechtstreeks via de groutkolommen overgedragen aan de ondergrond, daarna werden de buizen gewoon afgebrand ter hoogte van de bovenkant van de nieuwe funderingszool.
 - Het realiseren van een overdrachtsconstructie tussen de reeds belaste buizen en de nieuwe funderingszool was daardoor niet nodig.



14.5 Begeleiding van het ontwerp - controle

Het volledig ontwerp en de uitvoering van de VHP-groutkolommen werd opgevolgd door het controlebureau Seco, dat daardoor intens heeft bijgedragen tot het welslagen van deze moeilijke ondervanging.

Voor de aanvang van de werken werden op elke kolom 2 meetpunten aangebracht en de hoogte ervan opgemeten met een nauwkeurigheid van 0,02 mm. Deze metingen waren de nulmetingen.

Tijdens het opvijzelen werd de relatieve verplaatsing tussen de nieuwe fundering en de kolom, permanent gevolgd teneinde tijdig te kunnen ingrijpen bij het optreden van een te grote vervorming. De maximum vervorming werd voorafgaandelijk in overleg met het Ingenieursbureau Arcade en met het Controleorganisme Seco, als volgt bepaald : het opvijzelen werd beperkt tot 90 % van de berekende belasting. Indien voor het bereiken van de 90 % belastingsgrens, een vervorming optrad van 2 mm, werd het opvijzelen op dat belastingsniveau gestopt.

Uit de meetresultaten bleek dat bv. voor :

- * Kolom 5 : bij 90 % van de berekende last een vervorming optrad van 0,8 mm;
- * Kolom 7 : bij 2/3 van de berekende last de maximum vervorming van 2 mm reeds werd bereikt.

Tijdens het verder verloop van de opvijzeloperatie werd vervolgens op regelmatige tijdstippen het vervormingsgedrag van de reeds opgevijzelde kolommen opnieuw opgemeten, teneinde de onderlinge beïnvloeding van de verschillende kolommen eveneens te kunnen opvolgen. Hierbij werd een kleine nazetting vastgesteld van de nieuwe fundering (VHP-palen). Na het slopen van de oude fundering, werden nauwelijks bijkomende zettingen genoteerd. Deze zettingen waren zeer gering zodat bijkomende maatregelen niet noodzakelijk waren. Verder bleek telkens een kleine opwaartse verplaatsing op te treden bij alle kolommen rondom de kolom die opgevijzeld werd.

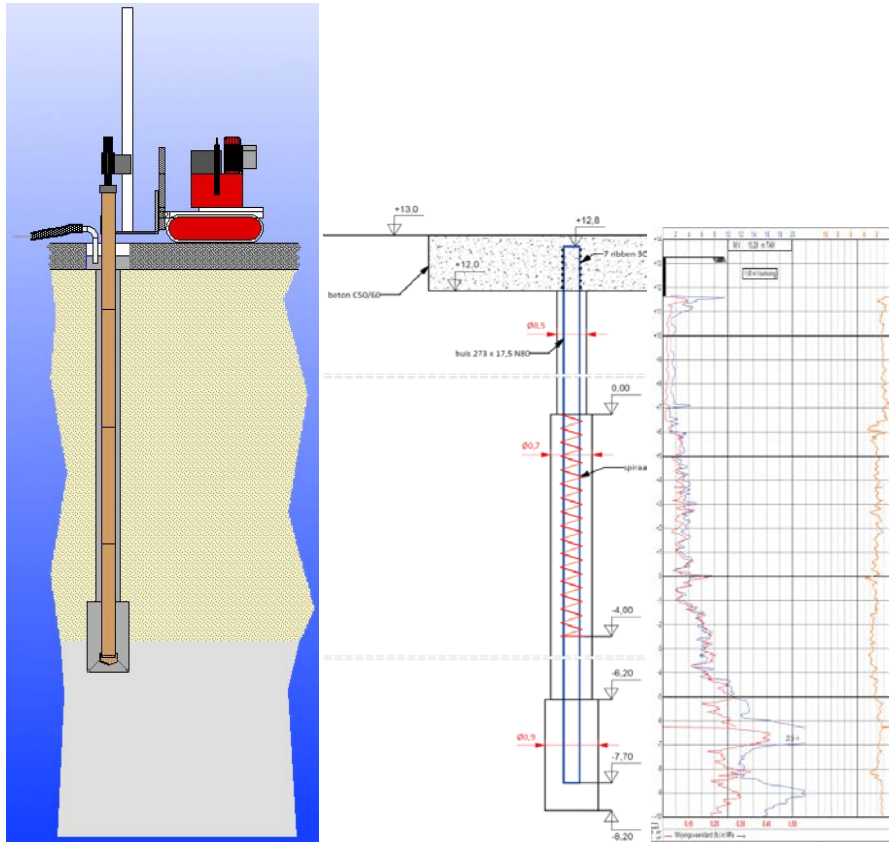


14.6 Besluit

In 2016 zou de oplossing van dit funderingsprobleem nog steeds ongeveer hetzelfde zijn. De diameters van de VHP groutkolommen zouden mogelijk groter kunnen zijn, en het aantal VHP-groutkolommen geringer. De spanning en draagkracht per groutkolom, maar ook per buiswapening zouden dan wel aanzienlijk hoger dienen te zijn.

Om deze reden zou de uitvoering van de goutpalen geschieden met behulp van de techniek van de VHP-LR palen (Very High Pressure Lost Rod.) omdat bij deze techniek de buiswapening machinaal met de boormachine wordt ingebouwd tijdens het realiseren van de goutkolom zelf.

Op deze wijze kunnen zwaardere buizen met grotere nauwkeurigheid aangebracht. Eén enkele VHP-LR paal is heden reeds uitgevoerd en beproefd tot een proefbelasting van 4.300,- kN. De vervorming aan de kop van deze VHP-LR paal bedroeg slechts 20 mm bij dienstlast, wat eenvoudig met een platte vijzel is op te vangen. De buiswapening bestond uit een diameter 273 mm met een wanddikte van 17.5 mm (N 80).

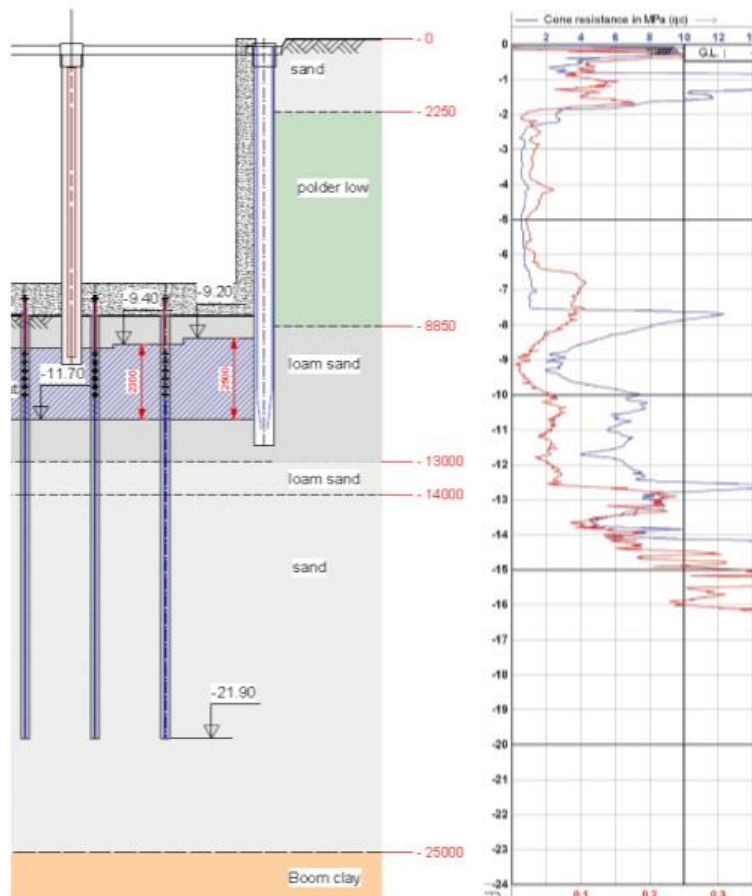


15 Case: Waterremmende bodem in VHP-XL-palen

15.1 Algemeen

Op de site van Total Fina in de haven van Antwerpen, diende in 2010 een kelder gemaakt te worden voor de ondergrondse opslag van een product in 3 tanks. Midden tussen de productie-eenheden was een ruimte vrijgemaakt voor de bouwput van 16m bij 17m en 8,5m diepte. Een secanspalenwand, geschoord op de kop, vormt samen met een bodem in jetgroutpalen de beschoeiing, zodat hierbinnen in den droge kon uitgegraven worden.

De werken werden uitgevoerd in opdracht van Total Fina. De studieopdracht was voor Jacobs. Strabag trad op als hoofdaannemer. Smet-F&C werkte het ontwerp van de beschoeiing uit en boorde de palen. Seco deed de controle van het ontwerp en de uitvoering.



15.2 Grondprofiel

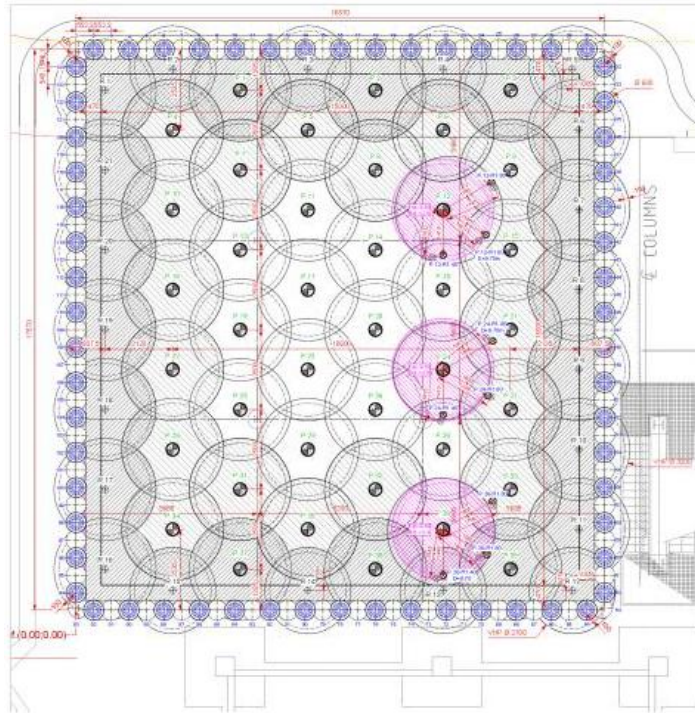
De sonderingen van de site tonen volgend grondprofiel: De bovenste meters zit er opgespoten zand, daaronder de lagen van de oude polder, nl. zandhoudende leem of klei, die op 8m diepte overgaat naar leemhoudende zand en vanaf 14m diepte dichtgepakte zand. De Boomse klei bevindt zich hier op 25m diepte.

Randvoorwaarden

Volgende 2 randvoorwaarden waren bepalend voor het ontwerp van de beschoeiing:

- Het grondwater bevindt zich op 1m onder het maaiveld. Om zettingen te vermijden van de slappe poldergrond mocht het grondwater niet verlaagd worden in de omgeving.

- Grondankers mochten niet onder de aanpalende productie-eenheden geboord worden. De wanden hebben een definitieve grondkerende functie. Door de grootte van de later te plaatsen tanks in de put, is er enkel een schoring mogelijk door de funderingsplaat en dakplaat.



15.3 Concept bouwput

In de nabijheid was geen ruimte voor een retourbemaling. De wanden van de bouwput uitvoeren tot in de Boomse klei was een optie, maar niet haalbaar met betonnen secanspalen o.w.v. de afwijking in de diepte.

De wanden worden zwaar belast, waardoor een soilmixwand tot in de klei niet weerhouden wordt.

Een waterremmende bodem met onderwaterbeton was dan de evidente keuze. Bodems met jetgroutpalen of chemische injecties werden minder frequent toegepast.



15.4 Voor- en nadelen

Een bodem opgebouwd met jetgroutpalen had toch enkele doorslaggevende voordelen: De bodem werd uitgevoerd aan de voet van de korte secanspalenwand. In één beweging werden zowel de VHP-palen van de bodem als de verticale trekkers nodig voor het opdrijvenwicht geboord.

Een eenvoudige filterbemaling kon de put in één keer leeg trekken en kon er in den droge uitgegraven worden.

Bovendien vormt de bodem een steun vanaf de 1e uitgraving, waardoor het buigend moment van de wand gereduceerd wordt. Dit betekent een lichter wapeningskorf om in te bouwen.

Voor de stabiliteit dient niet op de passieve gronddruk gerekend te worden, dus kon de wand ter hoogte van de onderzijde van de bodem aangezet worden.

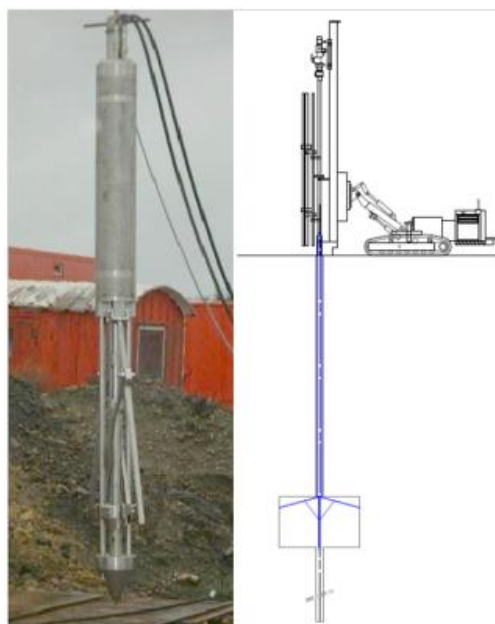
Minpunten aan deze uitvoeringswijze zijn de grote hoeveelheid boorspecie, de (ogenschijnlijk) lange uitvoeringstermijn en het risico van de bodem.

De boorspecie die aan het oppervlak vrijkomt en dient afgevoerd te worden is een veelvoud van het volume van de injectiebodem. Deze retourspecie werd afgezogen, waarna het op een nabijgelegen terrein kon uitharden. Zo werd het volume sterk gereduceerd.

Op ca 1m onder uitgravingspeil vormen zestig jetgroutpalen met een diameter van 3,2m samen de bodem met een dikte variërend van 2,2m in het midden tot 2,5m aan de randen. Het boren van deze palen in combinatie met de trekpalen nam al gauw een maand in beslag. De planning kon weer ingelopen worden door vereenvoudiging van het verdere bouwproces nl.: De put werd in den droge uitgegraven en door de vrije beschikbare verkregen hoogte van 7m konden de voorzetwanden in 1 fase gestort worden.

Het concept op zich van een bodem uit jetgroutpalen hield belangrijke risico's in. Deze werden vooraf goed in kaart gebracht. Zo kan een afwijking tijdens het boren of een te kleine paaldiameter een lek in de bodem veroorzaken. Een uitgebreid proefprogramma en plan van aanpak anticipeerden hierop.

Smet voert sinds 2000 reeds VHP-XL palen uit met diameters variërend van 2 tot 3,5m. Deze techniek werd voor de aanleg van de metrostations in Amsterdam ook ingezet voor bodems.



15.5 Proefprogramma

Ter controle van de diameter werden 3 proefkolommen op de site geboord. Voorafgaand werden op verscheidene afstanden controlebuizen geboord. Wanneer de jet de buis aanstraalt op 9m diepte geeft dit aan het maaiveld signaal, die zo tijdens het jetten zelf onmiddellijk de bereikte diameter aangeeft. De paal wordt met water en met grout in combinatie met lucht gejet (bi-jet). De grond wordt zo door een jet met 440bar meermaals aangestraald.

Een spintoestel werd vervolgens in de nog vloeibare kolom neergelaten om de diameter te meten: paal 1 Ø3,4m, paal 2 Ø3,1m en paal 3 Ø3,4m.

De verticaliteit van de boring werd gemeten door een inclinometer doorheen de stangen in te bouwen: paal 1 0,7% afwijking, paal 2 0,5% en paal 3 1,4% ten gevolge van een hindernis. In het ontwerp was rekening gehouden met een diameter van 3,2m en een toelaatbare afwijking van 1%.

Op basis van deze proeven werden de boorparameters voor het werk vastgelegd. Voor elke paal worden de druk van het jetten, daal- en optreksnelheid, rotatiesnelheid en debiet automatisch in functie van de diepte en tijd geregistreerd en geverifieerd t.o.v. de vooropgestelde boorparameters. Wanneer tijdens het boren een hindernis werd vastgesteld werd een extra inclinometing uitgevoerd.

Op verschillende boordieptes werden densiteitsmetingen uitgevoerd van de retourspecie en grout. Op basis van de metingen bij de proefpalen kon zo een indicatieve diameter afgeleid worden en in plan uitgezet. De controle van de diameter aan de hand van densiteitsmetingen werd bij de uitvoering van de palen voor de stations in Amsterdam uitgewerkt. Voor palen die in 2 fasen worden gejet, is deze methode omslachtig en meer vatbaar voor afwijkende resultaten.

15.6 Verticale trekpalen

Onmiddellijk na het jetten van de grote paal werd de verticale trekpaal verder tot 22m diepte geboord. De wapening werd in deze paal op diepte neergelaten, zodat de kop ter hoogte van de definitieve funderingsplaat gereed zit. De paal werkt tevens mee voor het opdrijfvenwicht van de groutbodem in tijdelijke fase, en is hiervoor voorzien van een aantal nokken. Hierdoor zijn deze trekpalen al voorgespannen alvorens de definitieve vloer te storten.



15.7 Fasering

Op de kop van de secanspalenwand werd een ringbalk gegoten. Samen met de balken van de dakplaat en enkele tijdelijke stutten, vormen deze de schoring van de bouwput. Een bemaling werd binnen de put opgestart met enkele filters tot op de bodem. Buiten de bouwput werd geen grondwaterverlaging vastgesteld. De put werd drooggetrokken, zodat de bemaling kon stilgelegd worden. Na de kerstvakantie bleek de put nog steeds volledig droog te zijn en de bodem dus waterdicht.

Als laatste controle werden nog enkele kernen uit de bodem geboord voor de sterkte te bepalen van de grout. Met de behaalde druksterkte van 6 à 10N/mm² kon de bodem de krachten weerstaan.

Na al deze tests kon de hoofdaannemer Strabag vol vertrouwen starten met de grondwerken, het betonneren van de vloeren en wanden. Enkele maanden later kon Total Fina de tanks in de nieuwe kelder plaatsen.

15.8 Potentieel van VHP-bodems

Na uitvoering van de bodems voor de stations in Amsterdam en deze ervaring past Smet de techniek van de jetgroutbodem veelvuldig toe voor projecten waar water in de omgeving niet mag dalen o.w.v. vervuiling in de omgeving, zettingsgevoelige gronden of waar het voor hoge lozingskosten / zuiveringskosten een oplossing kan bieden.

16 Case: Proeven op jetgroutkolommen voor de HSL-tunnel Berchem-Antwerpen Centraal

16.1 Inleiding

Voor de realisatie van de noord-zuidverbinding tussen Brussel en de Nederlandse grens wordt onder Antwerpen een spoorwegtunnel gegraven. Het zuidelijke gedeelte van de tunnel, tussen het station van Berchem en Antwerpen-Centraal, wordt onder de bestaande spoorwegviaduct gegraven. Deze ophoging is aangelegd tussen geklasseerde steunmuren. Ter hoogte van de Belgiëlei en de Plantin-Moretuslei bevinden zich in deze ophoging respectievelijk een stalen driescharnierboog en een gewelf van metselwerk.

Om de graafwerken voor de tunnel mogelijk te maken, worden deze bruggen en steunmuren ondervangen. Voor de tijdelijke ondervanging in de bouwfase wordt voornamelijk gebruik gemaakt van jetgroutkolommen.

Gelet op het belang van de uit te voeren werkzaamheden werd een vrij omvangrijke onderzoekscampagne doorgevoerd teneinde het gedrag van de te realiseren groutkolommen zo nauwkeurig mogelijk vast te leggen. Daarmee werd vooral beoogd om de beschikbare capaciteit van de groutkolommen zoveel mogelijk te kunnen benutten.

Alvorens nader in te gaan op deze onderzoekscampagne en haar resultaten, verduidelijken we eerst de manier waarop de bruggen ter hoogte van Belgiëlei en de Plantin-Moretuslei ondervangen werden.

16.2 De ondervanging van de bestaande bruggen

De bruggen over de Belgiëlei en de Plantin-Moretuslei worden beiden volgens hetzelfde principe ondervangen.

In eerste instantie wordt de fundering van de landhoofden ondervangen met tijdelijke jetgroutkolommen. Deze jetgroutkolommen zijn in elkaar verankerd tot groutschermen (zie fig 1a).

Een eerste langse groutscherm wordt gemaakt onder het front van het landhoofd. Op dit langse groutscherm zijn dan verschillende dwarsschermen gemaakt. De groutkolommen zijn aangezet op 4m onder het onderste uitgravingspeil in deze fase van de werken. Lokaal worden de kolommen 2 m dieper, t.t.z. 6m onder het onderste uitgravingspeil, aangezet.

Na het aanbrengen van de groutschermen wordt zowel voor als achter ieder landhoofd de nieuwe fundering van de brug gemaakt. Deze fundering bestaat uit beschoeide sleuven en ter hoogte van de Belgiëlei uit na-geïnjecteerde boorpalen. Ter hoogte van de Plantin-Moretuslei werden de boorpalen vervangen door micropalen. De micropalen worden doorheen een vooraf gemaakte beschoeide sleuf gemaakt. Deze beschoeide sleuf vormt tevens de definitieve wand van de latere tunnel. De beschoeide sleuven, de boorpalen en de micropalen worden op grote diepte aangezet, zodat deze bij het graven van de tunnel nog voldoende draagkracht overhouden.

Op de nieuwe funderingen voor en achter de landhoofden worden een kokerliggers gebouwd. De kokerliggers die aan de voorzijde van de landhoofden gemaakt worden, worden samen met de dakplaat van de tunnel tussen de twee landhoofden gebetonneerd.

Voor de constructie van de kokerliggers achter de landhoofden worden de landhoofden van de brug eerst afgestempeld op twee tijdelijke diepwanden (zie fig. 1b). Hierdoor worden de landhoofden volledig geïmmobiliseerd. Na verder ontgraven achter de landhoofden worden ook daar kokerliggers gemaakt.

Tussen de kokerliggers voor en achter het landhoofd worden onder de oude fundering van de landhoofden een betonplaat gemaakt. Hiervoor wordt tussen de eerder gerealiseerd groutschermen een gefaseerde uitgraving tot onder de oude fundering van de brug uitgevoerd.

Tenslotte worden de vier kokerliggers, de dakplaat van de tunnel tussen de landhoofden van de brug en de betonplaten onder de oude fundering van de brug met elkaar verbonden m.b.v. voorspanning. Bij het aanbrengen van de voorspanning wordt de volledige last van de brug overgebracht op de nieuwe funderingen.

Om de zettingen van de bruggen zoveel mogelijk te beperken worden tussen de nieuwe fundering van de brug en de aangebrachte kokerliggers vijzels geplaatst. Samen met het aanbrengen van de voorspanning worden deze vijzels onder druk gebracht.

16.3 Proeven op jet groutkolommen

Teneinde het vervormingsgedrag van de groutkolommen na te gaan werden belastingsproeven in situ uitgevoerd op voorafgaandelijk uitgevoerde groutkolommen.

Daarnaast werden, ter controle van de gerealiseerde diameter van de groutkolom, een aantal groutkolommen uitgegraven. Om het breukgedrag van de groutkolommen te bepalen, werd op één van dergelijke kolommen een drukproef uitgevoerd in het laboratorium van Magnel.

16.3.1. Belastingsproeven op groutkolommen in situ

Proefprogramma voor de belastingsproeven

In het totaal werd op 6 voorafgaandelijk uitgevoerde groutkolommen een belastingsproef uitgevoerd. De kenmerken van deze groutkolommen zijn weergegeven in tabel 1.

Tabel 1 : Kenmerken van de beproefde groutkolommen

Kolomnr.	L _{Kwartair} (m)	L _{F. van B.} ¹ (m)	L _{Totaal} (m)	Φ _{paal} (m)
1	3	4	7	0,51
2	3 (vrij)	6	9	0,54
3	3 (vrij)	4	7	0,58
4	3 (vrij)	4	7	0,62
5	3 (vrij)	6	9	0,65
6	3	6	9	0,51

¹ : Formatie van Berchem

Bij het beproeven werden de kolommen 1 en 6 op trek belast, terwijl de kolommen 2-5 op druk belast werden.

Teneinde tijdens de belastingsproeven een situatie te verkrijgen welke zoveel mogelijk overeenkomt met de werkelijk situatie van de groutkolommen die aangebracht worden onder de bestaande funderingen, werden de groutkolommen, die op druk belast worden (paal 2-5), voorafgaandelijk aan de belastingsproeven over drie meter vrijgegraven en van een vrijstaande mantelbuis voorzien. Op deze wijze werd ervoor gezorgd dat er

door de groutkolommen over de bovenste 3 meter geen belasting kon worden overgedragen aan de omringende grond.

Samenstelling van de ondergrond ter plaatse van de beproefde groutkolommen

In de onmiddellijke omgeving van de beproefde groutkolommen werd er een diepsondering uitgevoerd als ook een aantal boringen. De resultaten van de uitgevoerde sondering zijn opgenomen in fig. 2. Op deze figuur is eveneens de positie van de lange en korte groutkolommen aangegeven.

De ondergrond ter plaatse bestaat uit :

- Kwartaire bovenlaag : Dikte ca. 3m (peil +7,8 – 5) ;
- Formatie van Berchem : Dikte ca. 23m (peil +5 - -20) ;
- Formatie van Boom : Dikte >60m (peil –20 - ...).

Resultaten van de uitgevoerde belastingsproeven

De proeven werden uitgevoerd volgens de procedure van het LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) waarbij de belasting aangebracht wordt in 8 stappen en waarbij iedere belastingsstap 1 uur wordt aangehouden. De proef werd doorgevoerd tot 2 maal de nuttige belasting van de kolommen.

In figuren 3a en 3b wordt de proefopstelling schematisch weergegeven.

Tijdens het uitvoeren van de proeven worden, binnen de verschillende belastingsstappen en op vastgelegde tijdstippen, de verplaatsingen van de paalkop gemeten.

Uit de gemeten verplaatsingen in de verschillende belastingsstappen worden 3 grafieken gedestilleerd :

- Een kruipdiagram : hierin worden de verplaatsingen van de paalkop in functie van de tijd binnen de belastingsstap weergegeven (fig. 4a);
- Een lasthellingsdiagram : Hierin wordt de helling van de kruipcurven uitgezet i.f.v. de aangebrachte belasting (fig 4b);
- Een lastzakingsdiagram : hierin wordt de aangebrachte belasting uitgezet i.f.v. de verplaatsing van de paalkop op het einde van iedere belastingsstap (fig. 4c);

Uit het knikpunt in het lasthellingsdiagram wordt dan de vloeivaarde van de groutkolom bepaald. Hieruit wordt dan met een veiligheidscoëfficiënt van 1,25 de dienstlast van de groutkolom berekend.

In tabel 2 wordt een overzicht gegeven van de resultaten die na interpretatie van de grafieken verkregen worden.

Tabel 2 : Overzicht van de resultaten voor de beproefde groutkolommen

Kolomnr.	Belastingstype	Vloeiwaarde		Dienstwaarde	
		Verplaatsing (mm)	Vloeilast Q_c (kN)	Verplaatsing (mm)	Dienstlast Q_d (kN)
1	Trek	6,88	930	4,43	744
2	Druk	6.95	>1400	5.63	>1120
3	Druk	4.47	920	3.45	736
4	Druk	4.47	850	3.32	680
5	Druk	7.80	>1400	5.35	>1120

Bij de belastingsproef op de groutkolommen 2 en 5 (beiden 9m lang) werd geen vloeiwaarde vastgesteld. Bij de dienstlast van de groutkolommen blijft de verplaatsing van de paalkop beperkt tot ca. 5.5mm, wat overeenkomt met $\pm 1\%$ van de diameter van de groutkolom.

Problemen opgetreden tijdens de belastingsproeven

Bij het uitvoeren van de belastingsproeven op druk werd bij de kolommen 4 en 5 een maximale belasting van 1500 kN aangebracht. Bij deze last is telkens een plotse breuk in het bovenste gedeelte van de groutkolom vastgesteld. Op dat ogenblik heerste er in de groutkolom een gemiddelde spanning van ca. 5N/mm².

Naderhand werden op de brokstukken van deze kolommen proeven uitgevoerd ter bepaling van de druksterkte. De aldus verkregen minimale druksterkte van de grout bedroeg 11N/mm². De breuken hebben zich dus voorgedaan bij 45% van de min. druksterkte van de grout. De druksterkte van de grout lag dus zeker niet rechtstreeks aan de basis van de vastgestelde breuken.

Om de plotse breuken te kunnen verklaren werd een belastingsproef van een groutkolom op ware grootte uitgevoerd in het laboratorium.

16.3.2. *Belastingsproef van een groutkolom op ware grootte in laboratorium*

Algemeen

Om een idee te krijgen van de manier waarop de breuken van de kolommen 4 en 5 ontstaan zijn, werd een groutkolom uitgegraven en beproefd in het laboratorium.

De beproefde groutkolom heeft een gemiddelde diameter van 0,67m (min. $\Phi = 0,60m$) en een lengte van 2,70m.

Uitvoering van de proef

De groutkolom werd in verschillende stappen naar een maximale belasting van 2700kN gebracht. Elk van deze stappen werd gedurende 10 min aangehouden. De axiale verkorting van de paal werd gedurende het hele verloop van de proef opgemeten.

Fig. 5 geeft een foto van de proefopstelling.

Bij een belasting van 2700kN werd de vorming van een eerste scheur vastgesteld. Deze scheur is ontstaan onder de bovenste betonsokkel. Door propagatie van deze scheur en het brosse karakter van de grout is de kolom bezwaken.

Fig. 6 geeft een foto van de groutkolom na bezwijken. In de kern van de kolom was onder de bovenste betonsokkel duidelijk een lens van zandinsluitels vast te stellen. Deze lens heeft een dikte van ongeveer 3mm en is conisch van vorm. In het centrum onder de betonsokkel is tevens een omgekeerde kegel merkbaar.

Naderhand werden uit de brokstukken de nodige kernen genomen en beproefd. Deze kernen zijn verspreid over de diameter en de hoogte van de kolom genomen zodat een globaal beeld van de sterkte van de grout uit de groutkolom kan verkregen worden.

Interpretatie van de proef

Met betrekking tot het bezwijkmechanisme kan het volgende besloten worden :

- Zolang er geen scheur ontstaat in de buitenste schil van de groutkolom, is het gedrag van de kolom normaal.
- De eerste scheur in de kolom ontstaat ter hoogte van de spanningsconcentraties, daar waar de paal het onregelmatigst is van samenstelling en van vorm.
- Bij het ontstaan van de eerste scheur wordt de omgekeerde kegel in de groutkolom gedrukt en slijt de kolom open. Gelet op het brosse karakter van de groutkolom gebeurt dit zeer snel.

De resultaten van de drukproeven op de genomen kernen tonen aan dat:

- de spreiding van de druksterkte van de grout volgens de diameter van de paal vergroot naarmate men zich hoger in de paal bevindt.
- De druksterkte van de grout in het midden van de paal is lager dan de druksterkte van de grout op de rand van de paal.
- De min. druksterkte bedraagt 7,0 N/mm², terwijl de paal bezwaken is bij een belasting van 7,66 N/mm².

Uit het verloop van de verkorting van de paal op het einde van iedere belastingsstap, weergegeven in fig. 7, kan de elasticiteitsmodulus van de gehele groutpaal bepaald worden. Deze bedraagt 8 990 N/mm².

16.4 Besluit

Het uitvoeren van de belastingsproeven op de groutkolommen in situ hebben nuttige informatie opgeleverd betreffende het vervormingsgedrag en de draagkracht van de groutkolommen. Bij het uitvoeren van de belastingsproeven op kolommen 4 en 5 is in het bovenste gedeelte van de kolom een plotse breuk voorgekomen. Deze breuken hebben geleid tot het uitvoeren van een bijkomende proef in het laboratorium.

Om dergelijke breuken zoveel mogelijk te vermijden, moet voldoende aandacht besteed worden aan de aansluiting tussen de paalkop en de funderingszool en moet de paalkop voldoende diep in de funderingszool gebetonneerd worden.

Daarnaast moet een minimale veiligheid van 2 à 3 op de sterkte van de grout voorhanden zijn.

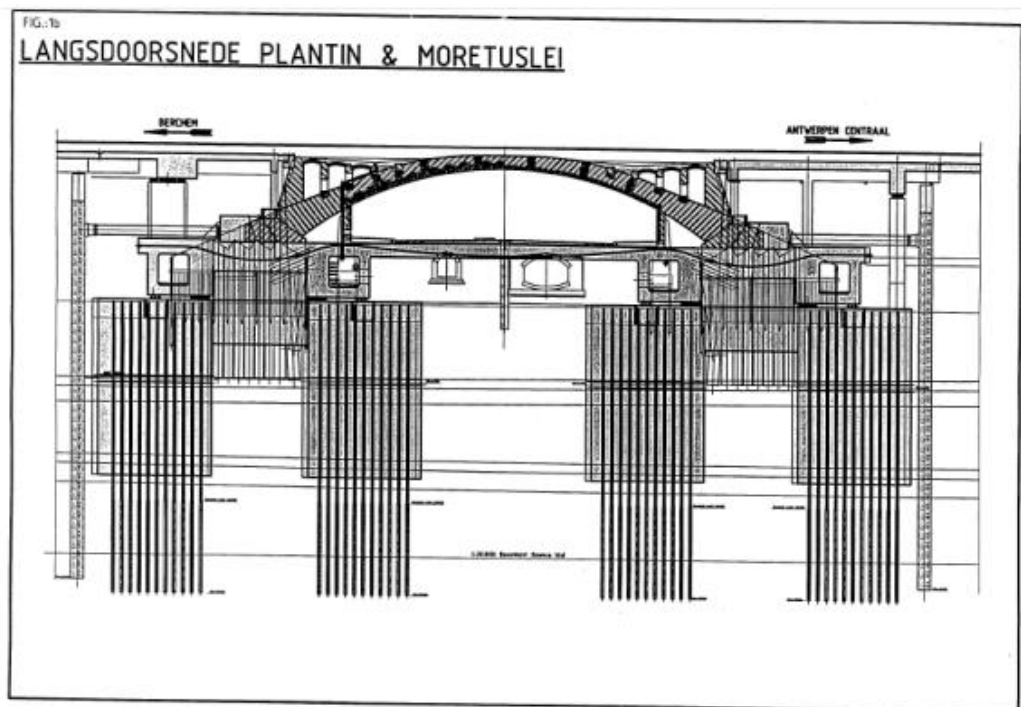
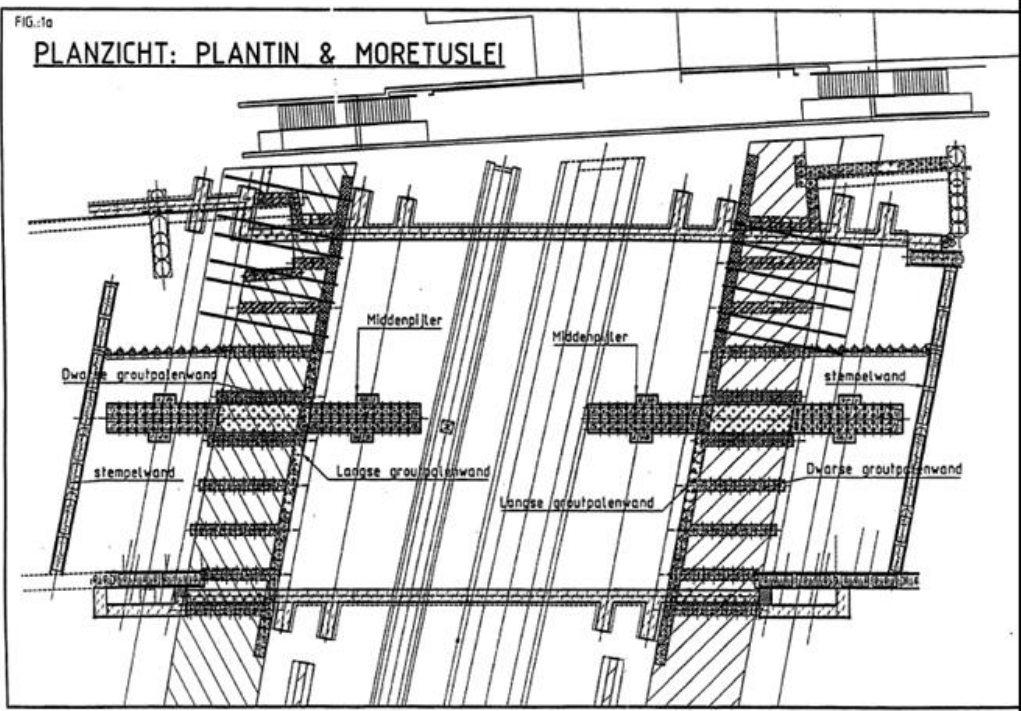


Fig 2 : Sondering ter plaatse van de belastingsproeven

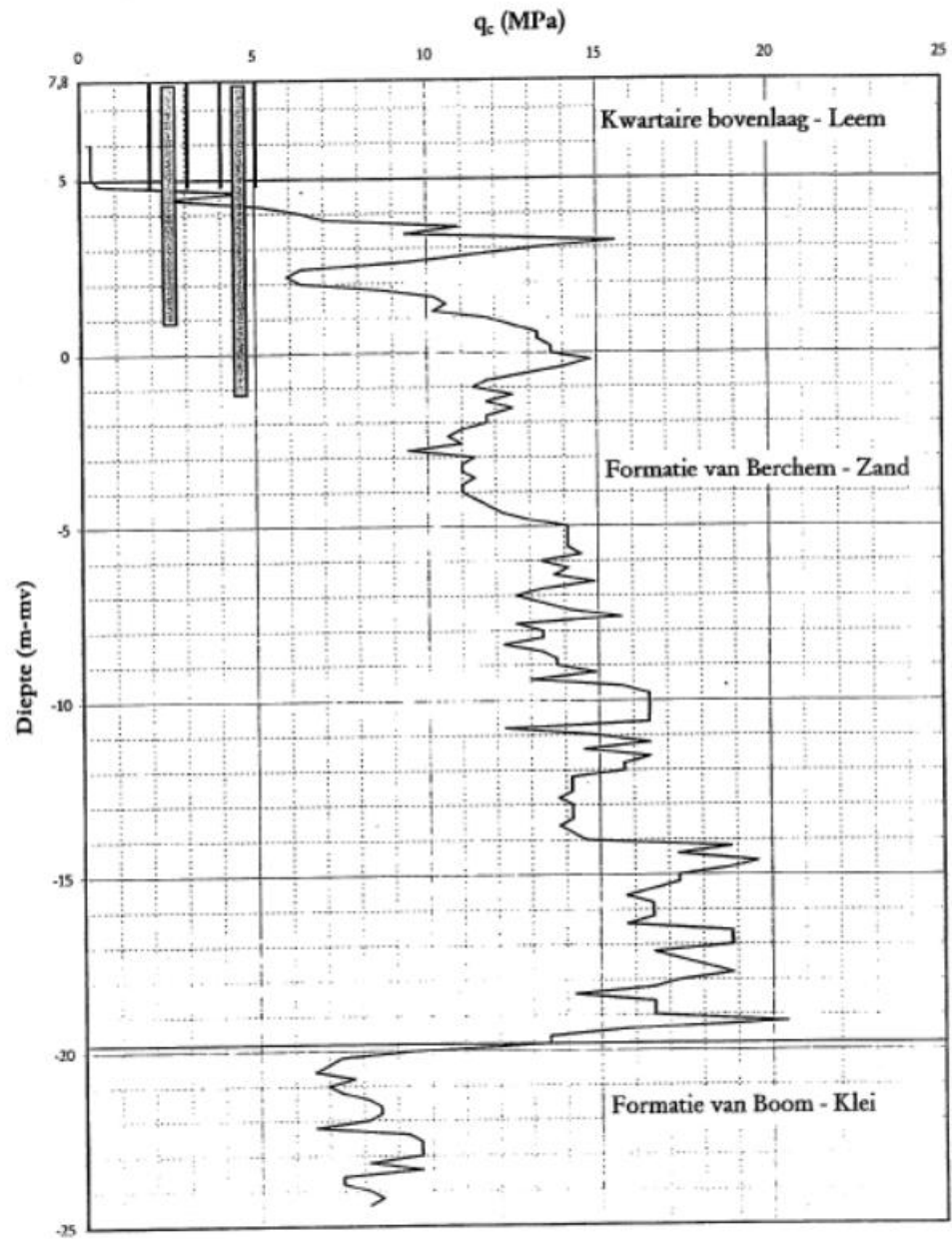


Fig 3a : Principeschets drukproef

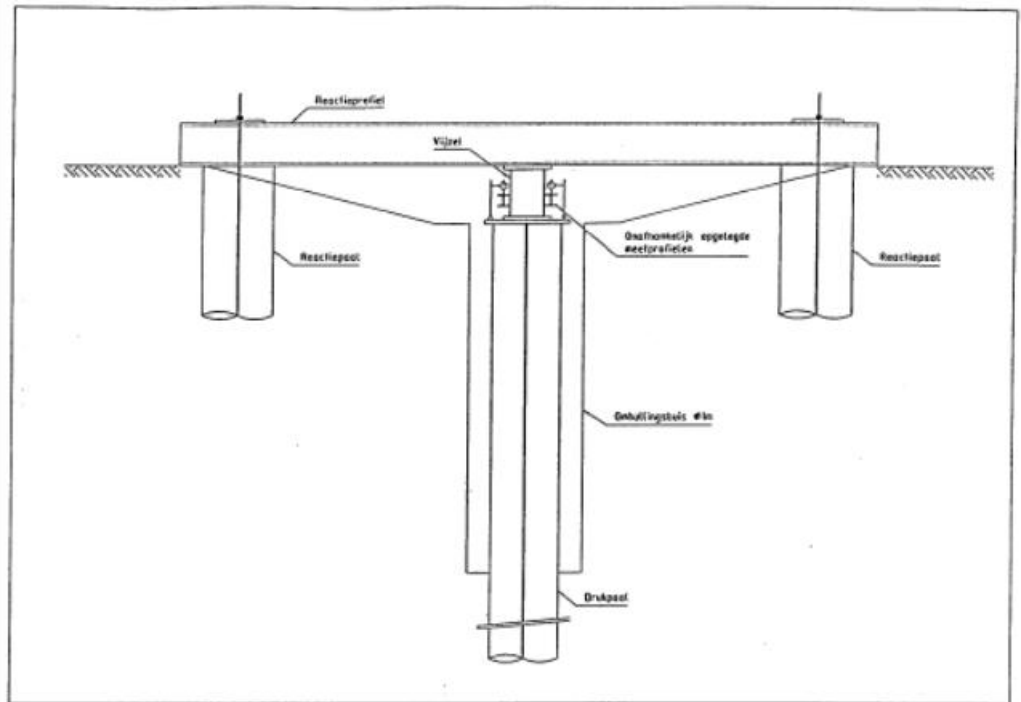


Fig 3b : Principeschets trekproef

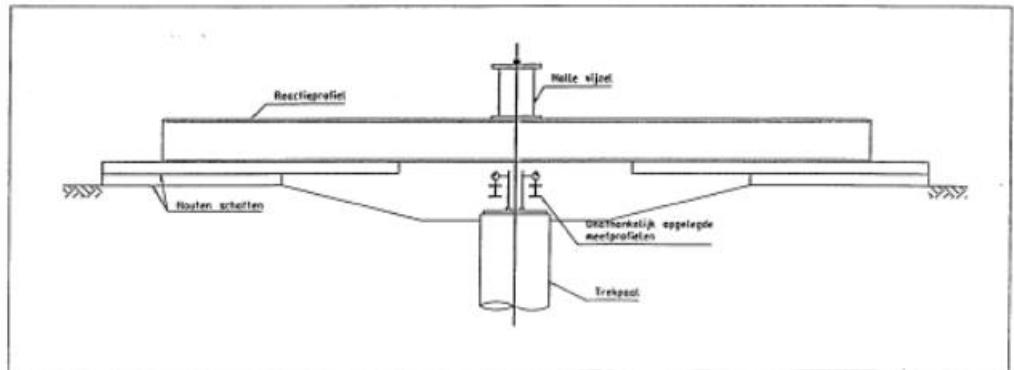


Fig. 4a : Interpretatie van de belastingsproef - Trekproef - Paal 1
Tijd-zakkingsdiagram

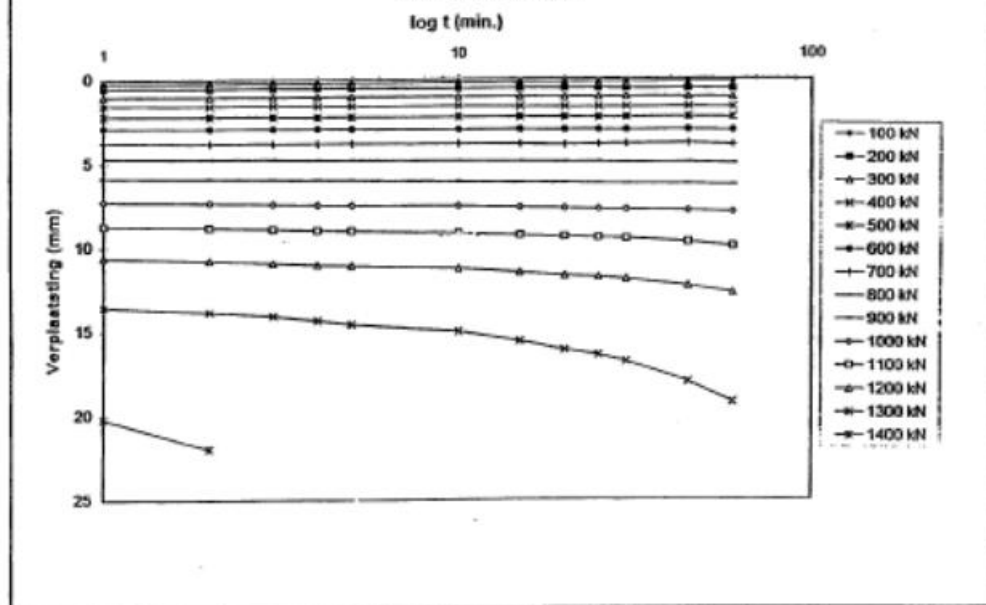
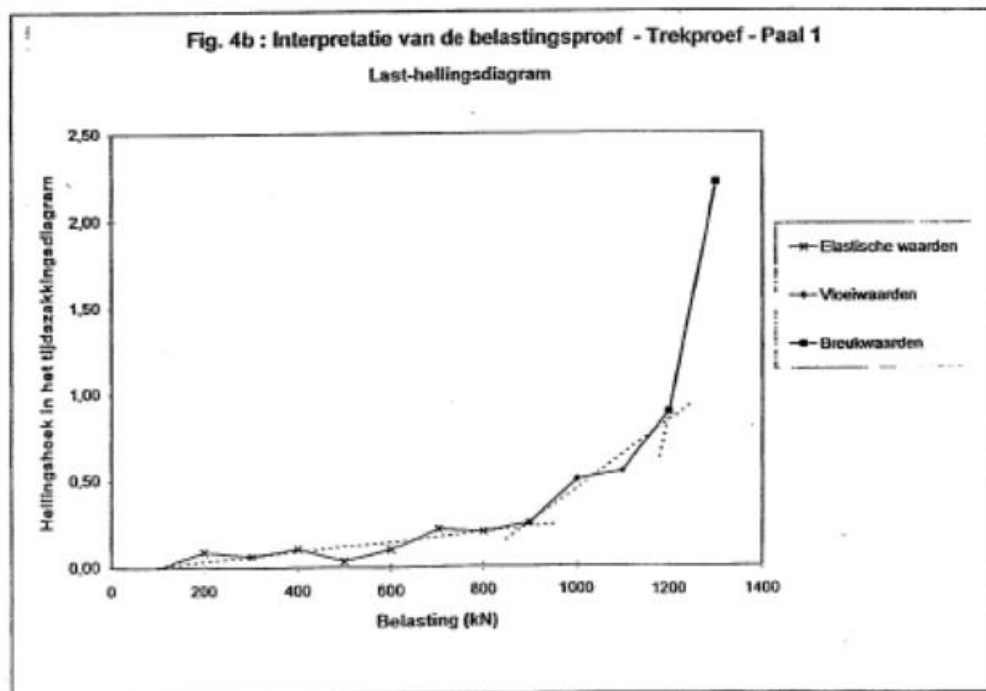


Fig. 4b : Interpretatie van de belastingsproef - Trekproef - Paal 1
Last-hellingsdiagram



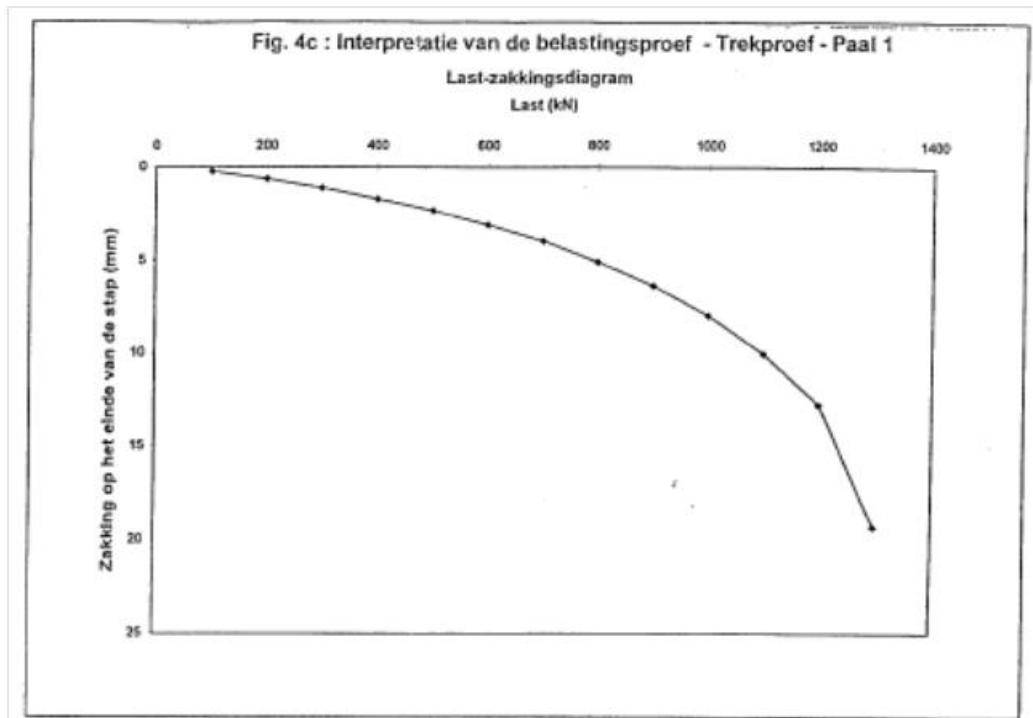


Fig 5 : Opstelling van de proefpaal in laboratorium



Fig 6 : Breuk van de proefpaal in laboratorium

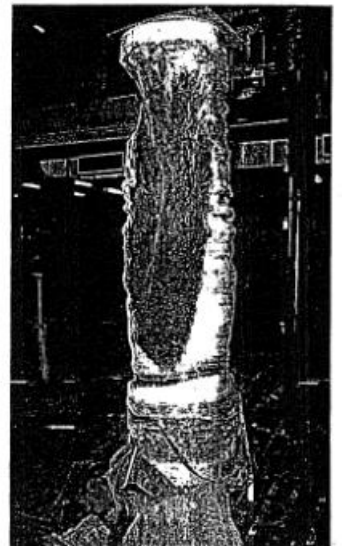
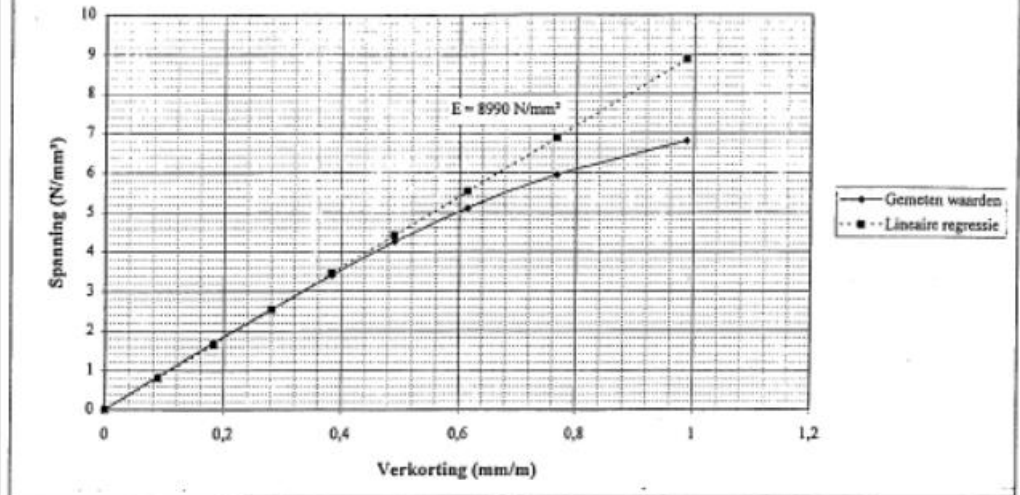


Fig 7 : Het verloop van de aangebrachte spanning i.f.v. de verkorting van de paal -
Groutpaal diam. 670 mm



17 Referenties

An., (1997), Accurate grout forecast, European Foundations, Summer, p. 25.

An., (1994), Jet-grouting, Geo Drilling International, Juni, pag. 5.

Brill G., Burke G. en Ringers A. (2003), A ten-year perspective of Jet-grouting: Advances in Applications and Technology, Proc. of the 3th Int. Conf. on Grouting and Ground treatment, ASCE, Geotechnical Special Publication nr. 120, pp. 218-235.

Burke G., Cacoilo D. en Chadwick K, (2000), Super Jet-grouting, a new technology for in-situ Ground Improvement, Proc. of Transportation Research Board Annual Meeting, Washington DC.

Bustamente M. en Gianceselli L., (1994), Portance d'un groupe de colonnes de sol traité par jet-grouting, sous charge verticale axiale, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, nr. 189, jan. - febr. , pp. 47-57.

De Vleeschauwer P. (2001), Principe van de Very High Pressure – Lost Rod Palen (VHP-LR), ingezet o.a. bij de Beurs van Berlage te Amsterdam, KVIV Innovatieforum 2001, Antwerpen.

De Vleeschauwer P. en Maertens J. (1991), VHP-grouting, aanwinst voor funderingstechniek, Cement nr. 12, pp 24-31.

De Vleeschauwer P. en Maertens J. (1999), Jet-grouting: Hoever staan we? , Geotechniek, juli, pp. 17-22.

EN 12716, Execution of special geotechnical works – Jet grouting, CEN, mei 2001.

Hoffmann H., Katzenbach R., Quick H. en Weidle A., (2000), Überlegungen zum Risk Assessment beim Düsenstrahlverfahren auf der Basis aktueller Entwicklungen, Beiträge zum 15. Christian Veder Kolloquium, pp. 31-46.

Kutzner, C., (1991), Injektionen im Baugrund, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.

Maybaum G. en Kayser J., (2000), Jet-grouting for a large and watertight building pit, Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Building Information Ltd, Helsinki.

Mengé P. en Maertens J. (2000), Renovation of the lock at Olen, Belgium: Some examples of the use of grouting techniques, Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Building Information Ltd, Helsinki.

Morey J., (1992), Les domaines d'application du Jet-grouting, Revue Française de Géotechnique, nr. 61, december, pp. 17-30.

Pollath K., (2000), Baugube Schleuze Uelzen II, Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., pp. 79-86.

Reichert D., Armbruster R. en Kuncke F., (2002), Baugurbe Domaquarée, Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., pp. 249-255.

Shibazaki, M., (2003), State of Practice of Jet-grouting, Proc. of the 3th Int. Conf. on Grouting and ground treatment, ASCE, Geotechnical Special Publication nr. 120, pp 198-217.

Storry R., Richely A., Nelson E. en Licuanan D., (2003), Ground treatment associated with the construction of Cross-Passages for the Knowloon – Cantoan Railway Corporation (KCRC) West Rail Phase I, Kwai Tsing Tunnels in Hong Kong, Proc. of the 3th Int. Conf. on Grouting and Ground treatment, ASCE, Geotechnical Special Publication nr 120, pp. 342-353.

van der Stoel A., (2001), Grouting for Pile Foundation Improvement, Delft University Press, Delft.

van Duijnen P.G. en Huisman C, (2003), Dive under, ontwerp van een gewapende jetgroutwand, Geotechniek, Juli , pp. 68-77.

Wittke W., Pierau B. en Ericksen C., (2000), Der Einsatz von Hochdruckinjektionen zur Baugrundverbesserung und für den Tunnelbau im Lockergestein, Beitrage zum 15 Christian Veder Kolloquium, pp. 155-183.

J.C.W.M. de Wit, P.J.Bogaards, O.S. Langhorst, B.J. Schat, R.D. Essler, J. Maertens, B.K.J Obladen, C.F. Bosma, J.J. Sleuwaegen, H. Dekker: Uitvoering van de sandwichwand onder Amsterdam Centraal Station, Geotechniek juli 2006, nr 3, blz 28-33.

J.C.W.M. de Wit, P.J.Bogaards, O.S. Langhorst, B.J. Schat, R.D. Essler, J. Maertens, B.K.J Obladen, C.F. Bosma, J.J. Sleuwaegen, H. Dekker: Ontwerp van de sandwichwand onder Amsterdam Centraal Station, Geotechniek april 2006, nr 2, blz 26-31.

O.S. Langhorst, G.M Kaptein, B.J. Admiraal, G.A. van Zwieten: Jetgroutfundering viaduct A27 in de polderconstructie van folie te Amelisseweerd.

Prof. ir. A.F. van Tol, GeoDelft, de lessen van de tramtunnel, Geotechniek nr 1, januari 2004.

ir. W. Maekelberg, ir. J. Maertens, Dienst Geotechniek TUC RAIL N.V.

Proeven op jetgroutkolommen voor de HSL-tunnel Berchem-Antwerpen Centraal.

ir. Nele Vermeiren en ir. Peter de vleeschauwer , Smet-F&C n.v. Waterremmende bodem in VHP-XL-palen.

Ir. Jan Maertens, ir. Peter De Vleeschauwer - Smet Boring, ir. P. Bouquet - Van Laere Case Study : Verdiepen van funderingszolen - Grand Barzar Groenplaats Antwerpen in 1992.

Colofon

Versie 22 februari 2017

Em. Prof. Jan Maertens (Jan Maertens BVBA)
Ir. Peter De Vleeschauwer (Smet F&C)
Ing. Onno Langhorst (Movares Nederland BV)



Belgische Groepering voor Grondmechanica en Geotechniek

www.bggg-gbms.be