



**XIOS HOGESCHOOL LIMBURG
DEPARTEMENT TOEGEPASTE INGENIEURSWETENSCHAPPEN**

PAALBELASTINGSPROEVEN OP VHP-GROUTING PALEN

Toon DE JONG

Afstudeerwerk ingediend tot het behalen van het diploma van
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Promotoren: ir. Y. Sleuwaegen (Smet-Boring N.V.)
ir. lic. B. Van Zegbroeck (XIOS Hogeschool Limburg)

Academiejaar 2009 - 2010

WOORD VOORAF

Bij het begin van dit eindwerk zou ik graag mijn dank betuigen aan iedereen die mij geholpen heeft met het volbrengen van mijn stage en eindwerk.

In de eerste plaats wil ik de directie van Smet-Boring N.V. bedanken om mij de mogelijkheid te bieden mijn stage bij hen te lopen. In het bijzonder dank ik mijn externe begeleider, de heer Y. Sleuwaegen voor zijn deskundig advies en hulp tijdens het volbrengen van mijn eindwerk. Daarnaast dank ik werfleider de heer U. Liesenborghs voor zijn interessante uitleg op de werf. Ook bij andere collega's van Smet-Boring N.V. kon ik steeds terecht voor een woordje uitleg.

Daarnaast wil ik ook mijn interne begeleider, de heer B. Van Zegbroeck bedanken voor de begeleiding en opvolging van mijn eindwerk.

Ik wil ook mijn medestudenten van de XIOS Hogeschool Limburg bedanken voor de aangename sfeer tijdens de fijne jaren die ik met hen beleefd heb.

Tenslotte zou ik ook mijn ouders willen bedanken. Ik dank hen niet enkel voor het nalezen van mijn eindwerk, maar ook voor de jarenlange steun en het vertrouwen in mij tijdens mijn studies.

INHOUD

ABSTRACT.....	7
LIJST GEBRUIKTE AFKORTINGEN EN SYMBOLEN	8
INLEIDING	10
1 VOORSTELLING STAGEBEDRIJF	11
1.1 Smet-G.W.T. N.V.....	11
1.2 Smet-Tunneling N.V.	12
1.3 Smet-F&C N.V.....	12
2 PROJECTOMSCHRIJVING	13
2.1 Geschiedenis	13
2.2 Herbestemming	13
2.3 Problemen in kaart gebracht	14
2.3.1 Grondonderzoek	15
2.3.2 Funderingsonderzoek	17
2.3.3 Schade	18
2.4 Noodzakelijk herstel	20
3 VHP PALEN	23
3.1 Techniek.....	23
3.1.1 Mono-jet.....	25
3.1.2 Bi-jet.....	25
3.1.3 Tri-jet.....	25
3.2 Uitvoering	25
3.3 Wapening.....	25
3.4 Uitvoeringsparameters	26
3.5 Beperkingen en grenzen van het jetgrouten.....	26
3.5.1 Beperking door grondsoort	26
3.5.1.1 Cohesieve grond	27
3.5.1.2 Niet-cohesieve grond.....	27

	4
3.5.2	Organisch materiaal28
3.5.3	Zeer sterke heterogeniteit van de bodem28
3.5.4	Beperkingen door druksterkte28
4	VHP-LOST ROD PALEN.....30
5	INJECTIES31
6	DIMENSIONERING PALEN32
6.1	VHP paal type I.....33
6.1.1	Belasting.....33
6.1.2	Bezwijken van de staalsectie.....33
6.1.3	Grondmechanisch bezwijken34
6.1.3.1	Schachtdraagvermogen.....34
6.1.3.2	Puntdraagvermogen34
6.1.4	Overschrijden van de groutspanning.....38
6.1.5	Knik.....38
6.1.6	Besluit39
6.2	VHP paal type II40
6.2.1	Bezwijken van de staalsectie.....40
6.2.2	Grondmechanisch bezwijken41
6.2.3	Overschrijden van de groutspanning.....41
6.2.4	Knik.....41
6.2.5	Besluit42
6.3	VHP-LR paal.....42
6.3.1	Belasting.....42
6.3.2	Bezwijken van de staalsectie.....43
6.3.3	Grondmechanisch bezwijken43
6.3.4	Overschrijden van de groutspanning.....43
6.3.5	Knik.....44
6.3.6	Besluit44
7	UITVOERINGSPLAN.....45

8	PAALBELASTINGSPROEVEN.....	46
8.1	Doel.....	46
8.2	Proefopstelling.....	46
8.3	Locatie.....	48
8.4	Injecties.....	48
8.4.1	Opstelling boormachine.....	48
8.4.2	Boring.....	49
8.4.3	Injectie.....	50
8.5	Ankers.....	51
8.5.1	Grindlaag.....	52
8.5.2	Krijtlaag.....	52
8.5.3	Berekening.....	53
8.5.4	Wapening.....	54
8.5.5	Uitvoering.....	55
8.6	Uitvoering VHP-LR paal.....	56
8.7	Uitvoering VHP paal.....	59
8.8	Profielen.....	61
8.8.1	Capaciteit.....	61
8.8.1.1	Langsliggers.....	61
8.8.1.2	Dwarsliggers.....	61
8.8.2	Doorbuiging.....	61
8.9	Beproeving VHP-LR paal.....	63
8.9.1	Meetapparatuur VHP-LR.....	63
8.9.1.1	Vijzel.....	63
8.9.1.2	Referentiefame.....	64
8.9.1.3	Paalkopverplaatsing.....	64
8.9.1.4	Paalvoetverplaatsing.....	65
8.9.1.5	Groutlichaam.....	65
8.9.1.6	Registratie.....	66
8.9.2	Verloop belastingsproef VHP-LR.....	67
8.9.3	Resultaten VHP-LR.....	67
8.10	Nieuwe proef VHP-LR.....	70
8.11	Beproeving VHP paal.....	71

9	HERSTELWERKZAAMHEDEN	73
9.1	Staketsel ter ondersteuning van de koepel	73
9.2	Ondervanging kolommen	74
	BESLUIT	75
	BIJLAGE 1: PROEFOPSTELLING	76
	BIJLAGE 2: VERSLAG BORING INJECTIE	77
	BIJLAGE 3: VERSLAG INJECTIE	78
	BIJLAGE 4 : SONDERING DZ58	79
	BIJLAGE 5: BEREKENING ANKERS OP BASIS VAN DZ58	80
	BIJLAGE 6: BEREKENING VAN DE PROEFLIGGERS	81
	BIJLAGE 7: RESULTATEN PROEF VHP-LR 1	82
	BIJLAGE 8: GRAFIEK KRACHT - VERPLAATSING VHP-LR 1	83
	BIJLAGE 9: LASTZAKKINGSDIAGRAM VHP-LR 1	84
	BIJLAGE 10: GRAFIEK KRACHT - VERPLAATSING VHP-LR 2	85
	BIJLAGE 11: GRAFIEK KRACHT - VERPLAATSING VHP	86
	BIJLAGE 12: LASTZAKKINGSDIAGRAM VHP	87
	LITERATUURLIJST	88

ABSTRACT

De St. Lambertuskerk is een imposant gebouw gelegen in Maastricht, Nederland. De bijna 100 jaar oude kerk is door gebrek aan kennis en ervaring tijdens de bouw ervan en de jarenlange leegstand al snel in onbruik gekomen. In het kader van een renovatieproject dringt een ondervanging van de bestaande fundering zich steeds meer op.

Het is deze versterking van de bestaande fundering die het onderwerp vormt van deze masterproef. Na uitgebreid onderzoek van de bodem en de bestaande fundering, is er gekozen voor een speciaal type van paalfundering: de VHP en de VHP-LR paal, welke uitgevoerd zal worden door de Belgische aannemer Smet-Boring N.V.

In deze masterproef wordt eerst het project beschreven en komen de verschillende funderingstechnieken aan bod. Hierna worden de palen ontworpen conform de Eurocode en de Nederlandse Norm voor het berekenen van drukpalen voor fundering: NEN 6743.

Alvorens deze palen meteen toe te passen, moesten op vraag van de Nederlandse bouwheer de twee typen palen eerst onderworpen worden aan een paalbelastingsproef om hun capaciteit te bewijzen en hun zakkingsgedrag in kaart te brengen. Het is de uitwerking van deze paalbelastingsproef en de interpretatie van de resultaten die het hoofddoel van deze masterproef is.

Een paalbelastingsproef bestaat erin om op de paal een gecontroleerde belasting aan te brengen en daarbij de paalkop- en paalvoetzetting nauwkeurig op te meten. Bij deze proef wordt er gebruik gemaakt van metalen liggers die verbonden zijn met ankers om samen de reactiekracht op te vangen van de vijzel die drukt op de paalkop. Deze ankers, alsook de metalen liggers, worden gedimensioneerd in dit werk.

Een eerste proef in maart 2010 is vroegtijdig moeten afgebroken worden omdat bij een belasting van ongeveer 165 ton één van de vier trekankers uit de grond is getrokken. Bij latere trekproeven op de andere ankers bleken er ook drie anderen niet te voldoen aan de vooropgestelde eis. Als oorzaak van het falen, worden enkele mogelijkheden besproken waarvan geen enkele met zekerheid als hoofdoorzaak kan worden aangeduid.

De metingen die geregistreerd zijn tot vlak voor het bezwijken van het anker, geven wel een zeer goede indruk van het gedrag van de paal. De resultaten hebben zich ook verder gezet bij de nieuwe proef in april 2010 waarbij het tegengewicht gerealiseerd werd door een statische belasting. De zetting van de paalkop en paalvoet zijn zeer beperkt gebleven. Dit bevestigt dat de palen zullen voldoen aan de vooropgestelde eisen en geschikt zullen zijn als nieuwe paalfundering onder de St. Lambertuskerk.

LIJST GEBRUIKTE AFKORTINGEN EN SYMBOLEN

<u>Afkorting</u>	<u>Verklaring</u>	
N.A.P.	nieuw Amsterdams peil	
GGT	gebruiksgrenstoestand	
UGT	uiterste grenstoestand	
h.o.h.	hart-op-hart	
-MV	aantal meters onder maaiveld	

<u>Symbool</u>	<u>Verklaring</u>	<u>Eenheid</u>
\emptyset	diameter	m
$F_{s,d}$	rekenwaarde van de kracht of belasting	N
$F_{r,d}$	rekenwaarde van de weerstand	N
A_s	staalsectie	mm ²
σ_d	rekenwaarde van de staalspanning	N/mm ²
$F_{r,max;i}$	maximale draagkracht paal bij sondering i	N
$F_{r,max;punt;i}$	maximale puntdraagkracht paal bij sondering i	N
$F_{r,max;schacht;i}$	maximaal schachtdraagkracht paal bij sondering i	N
A_p	sectie van de paal	mm ²
$p_{r,max;punt;i}$	maximale puntweerstand	N
α_p	paalklassefactor	/
β_s	paalvoetvormfactor	/
s	invloedsfactor vorm verbrede paalvoet	/
$q_{c,I;gem}$	gemiddelde waarde conusweerstand over traject I	MPa
$q_{c,II;gem}$	gemiddelde waarde conusweerstand over traject II	MPa
$q_{c,III;gem}$	gemiddelde waarde conusweerstand over traject III	MPa
D_{eq}	equivalente diameter van de paal	m
ξ	invloedsfactor stijf reageren van de constructie	/
$F_{r,rep}$	representatieve waarde van de kracht of belasting	N
σ_{rep}	representatieve waarde van de staalspanning	N/mm ²
$F_{r,knik;krit}$	kritische kniklast	N
c_u	ongedraineerde schuifsterkte van de grond	MPa
EI_{paal}	buigstijfheid paal	Nmm ²
q_{c-gem}	gemiddelde conusweerstand	MPa

E	elasticiteitsmodulus	N/mm^2
\varnothing_p	diameter paal	m
σ_{max}	maximaal toegelaten spanning	N/mm^2
D_e	equivalente diameter van de paal	m
q_s	wrijvingsweerstand	MPa
q_c	conusweerstand	MPa
F_d	maximaal opneembare ankerkracht	N
α	factor afhankelijk van grondsoort en type anker	/
d	diameter boorgat anker	m
γ	veiligheidscoëfficiënt	/

INLEIDING

De St. Lambertuskerk is een imposant gebouw gelegen in Maastricht, Nederland. Door gebrek aan kennis en ervaring tijdens de bouw ervan en de jarenlange leegstand, dringt een renovatie voor hergebruik van het gebouw zich steeds meer op.

Ik heb de mogelijkheid gekregen om samen met mijn stagebedrijf Smet-Boring N.V. te werken aan het renovatieproject voor de kerk. Meer bepaald staat Smet-Boring N.V. in voor het construeren van een nieuwe paalfundering met behulp van de VHP-grouting techniek.

Alvorens deze palen te kunnen construeren, moet er een paalbelastingsproef worden uitgevoerd. Deze testprocedure, van opstart tot interpretatie van de resultaten, is het hoofddoel van mijn eindwerk.

Eerst heb ik het algemeen kader van het project besproken en de verschillende technieken die aan bod komen van naderbij bekeken. Dan komt de proefopstelling aan bod. Ik heb de testresultaten geïnterpreteerd om alzo een besluit te kunnen formuleren over de palen. Tenslotte worden de herstelwerkzaamheden een voor een besproken.

1 VOORSTELLING STAGEBEDRIJF

In 1900 begon de heer Alfons Smet met het slagen van waterputten. Al snel vond hij de oude methode met de voorhamer te primitief. Hij ontwierp een stelling, zodat hij de waterputten kon slagen met een valblok. Een nieuwe firma was ontstaan.

Door de jaren heen is de firma verder geëvolueerd. De laatste grote evolutie was in 1992. Toen werd Smet-Boring N.V. opgesplitst in werkfirma's: Smet-Ground Water Technics N.V. (Smet-G.W.T. N.V.), Smet-Tunneling N.V. en Smet-Foundation & Consolidation N.V. (Smet-F&C N.V.). Bij deze laatste heb ik mijn stage gelopen.

De werkfirma's hebben elk hun specifiek werkdomein. Vaak werken ze samen op een werf en dragen ze zo bij tot een totaaloplossing. De werkfirma's worden ondersteund door moederbedrijf Smet-Boring N.V. Deze ondersteuning is enerzijds administratief door de centrale administratie en anderzijds technisch door de werkplaats van Smet-Boring N.V. Het grote voordeel van deze splitsing is dat elke werkfirma zich nog meer kan specialiseren in één bepaalde richting. (De Witte, 2007)

1.1 SMET-G.W.T. N.V.

Deze werkfirma heeft als hoofdactiviteit droogzuigen, diepe boringen en elektromechanische toepassingen. Enkele toepassingen hiervan zijn te vinden in:

- plaatselijk verlagen van grondwaterniveau voor het uitgraven van bouwputten of aanleggen van riolering;
- boringen voor het realiseren van waterwinningsputten;
- boringen om de geologische samenstellingen van de bodem te onderzoeken;
- bouwen van elektromechanische installaties zoals waterwinning, waterbehandeling, afvalwatertransport, enz.

1.2 SMET-TUNNELING N.V.

Deze werkfirma heeft als hoofdactiviteit horizontale boringen uitvoeren. Dit vindt zijn toepassing in o.a.:

- doorpersen van rioolbuizen onder drukke verkeersaders of kanalen die niet onderbroken mogen worden;
- boren van tunnels onder de grond, zelfs onder het grondwaterniveau.

1.3 SMET-F&C N.V.

Deze werkfirma houdt zich bezig met technieken voor fundering en consolidatie.

Toepassingen hiervan zijn:

- funderingen van bestaande gebouwen en constructies versterken;
- realiseren van wanden van bouwputten;
- wanden en vloeren van bouwputten verankeren;
- grondverbetering.

2 PROJECTOMSCHRIJVING

2.1 GESCHIEDENIS

De St. Lambertuskerk is gelegen aan het Koningin Emmaplein te Maastricht en is gebouwd tussen 1914 en 1916. De kerk is door architect J.H.H. van Groenendael ontworpen in neoromaanse stijl op kruisvormige plattegrond. Het was de eerste kerk van Maastricht die buiten de stadswallen werd gebouwd. (Servatius, s.d.)



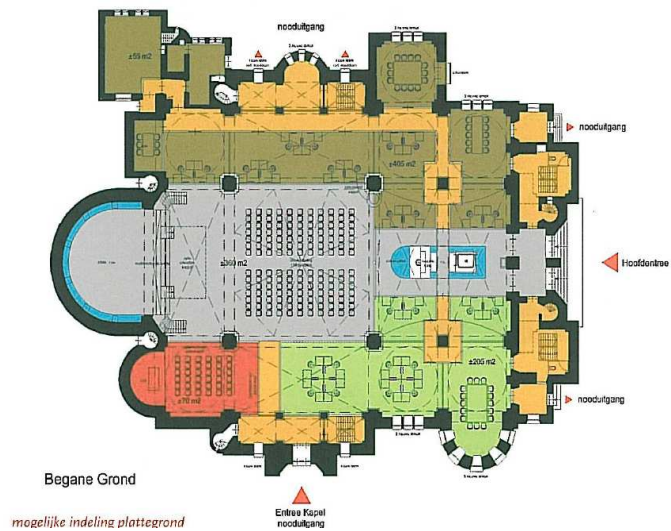
Figuur 2.1 St. Lambertuskerk

Al meteen na de voltooiing in 1916 traden de eerste gebreken op. Er ontstonden scheuren in de gewelven door de verzakking van de ondergrond en fundamenteën. In de periode rond 1930 werden er al maatregelen getroffen om de kerk te herstellen. Het effect van de provisoire herstelwerkzaamheden aan de ringbalken die toen werden uitgevoerd, is beperkt gebleven en rond 1970 traden er opnieuw gebreken op. Er was melding van verzakkingen van bouwdelen, nieuwe scheuren, loszittend metselwerk en vallende stenen. Ook hebben de trillingen ten gevolge van de alsmaar toenemende verkeersstroom de kerk geen goed gedaan. Al deze gebreken leidden ertoe dat de afdeling Bouwen & Wonen van Maastricht de kerk in 1985 definitief liet sluiten wegens instortingsgevaar. (Claassen, Telkamp, 2009)

2.2 HERBESTEMMING

Om de sloop van dit imposante bouwwerk te voorkomen, werd de kerk door de gemeente Maastricht als monument aangewezen. Verscheidene partijen hadden elk hun eigen idee over de herinrichting van de kerk en dienden hun voorstellen in 2004 in. Uiteindelijk werd in 2005 door de gemeenteraad en het kerkbestuur uit al deze voorstellen het plan van woningstichting

Servatius gekozen. Recentelijk werd de kerk dan ook doorverkocht aan Servatius. Deze wil de kerk volledig herinrichting met kantoren, een kapel en ruimte voor culturele activiteiten zoals tentoonstellingen, kleinschalige concerten, toneeluitvoeringen, enz. Hierbij wordt er ook een kelder verwezenlijkt. Ook het gebied rond de kerk wordt opnieuw ingericht. Hierbij wordt er vooral gelet op de parkeermogelijkheden in de nabijheid van de kerk. (Servatius, s.d.)



Figuur 2.2 De indeling van de kerk na renovatie

De herinrichting is tot op heden nog niet gestart. Door het lange wachten op het al dan niet toekennen van subsidies door de Rijksdienst voor Archeologie, Cultuurlandschap en Monumenten heeft de planning al sterke vertraging opgelopen. Tot driemaal toe werd een subsidie geweigerd, voor het laatst in mei 2008. Toen werd er bekend gemaakt dat het subsidiebedrag voorgesteld door Servatius en de gemeente Maastricht te hoog was.

2.3 PROBLEMEN IN KAART GEBRACHT

In de voorbereiding naar de herinrichting en uit noodzaak voor het aanvragen van subsidies, werd al heel wat onderzoek verricht naar de actuele bouwkundige staat van het gebouw. Servatius gaf opdracht aan Fugro Ingenieursbureau B.V. om een materiaalkundig en geotechnische onderzoek te doen. Ook werd de werkelijke maatvoering van het gebouw met behulp van een digitale laserscanner in kaart gebracht. Uit de combinatie van deze laserscans, sonderingen en kernboringen door funderingselementen ontstond een goed beeld van de situatie. Hiermee kwamen heel wat problemen aan het licht.

2.3.1 GRONDONDERZOEK

Er zijn de afgelopen jaren heel wat sonderingen uitgevoerd door Fugro Ingenieursbureau B.V.:

- februari 2006: 53 sonderingen waarvan 3 met plaatselijke wrijvingsweerstand;
- augustus – oktober 2007: 11 diepzware sonderingen rondom de kerk. Om meer inzicht te krijgen in de samenstelling en draagkracht van de in de diepere ondergrond aanwezige kalksteen zijn tevens een tweetal (kern)boringen tot 10 meter in de kalksteen uitgevoerd waarvan er één is afgewerkt met 2 peilbuizen;
- april – mei 2008: 45 elektrische sonderingen met meting van de plaatselijke wrijvingsweerstand en seismische testen tijdens de uitvoering. Ter verkenning van de diepere ondergrond in de kerk zijn nabij een aantal hoofdkolommen tevens 11 zware slagsonderingen uitgevoerd.

In tabel 2.1 wordt een overzicht gegeven van de globale bodemgesteldheid in en rond de kerk.

Tabel 2.1 Bodemopbouw in en rond de kerk

Diepte in m +NAP	Bodembeschrijving
64,78 à 65,88	Maaiveld.
64,78 à 65,88 tot 63,5 à 59,0	Aanvulling (deels oude vesting gracht)
63,5 à 59,0 tot 54,5 à 47,0	Leem, matig vast tot vast
54,5 à 47,0 tot 47,0 à 45,5	Grind en Silex, matig vast tot zeer vast gepakt, plaatselijk nauwelijks aanwezig (D59!)
47,0 à 45,5 tot 30,7	Kalksteen (Mergel), lokaal 0,1 tot 1,0 m hoge holruimtes (karst)
30,7	Maximaal verkende diepte

Uit de tabel blijkt dat de bodemopbouw sterk varieert qua opbouw en vastheid. Onder een groot deel van de kerk is tot diepten van 6 m onder het maaiveld een sterk variërende aanvulling van slappe en los gepakte grondsoorten en puin aangetroffen. Hierin kan een eerste reden voor de verzakkingen en scheuren gevonden worden aangezien in deze ondergrond van zeer slechte kwaliteit de oude fundering deels aangezet is (zie later). Uit bronnen blijkt dat de slechte laag in de ondergrond ontstaan is door het opvullen van een oude vestigingsgracht.

Onder deze aanvulling is er natuurlijke (matig) vaste leem aanwezig tot op een diepte van ongeveer 16 m. Vervolgens wordt tot ongeveer een diepte van 18 à 20 m een laag Maasgrind en vuursteen (Silex) aangetroffen. Deze laag varieert sterk in diepte, dikte en vastheid. Hieronder is tenslotte een laag kalksteen of mergel aanwezig.

Ook is de stand van de grondwaterspiegel onderzocht. Deze varieert vermoedelijk met de seizoenen en de waterstanden in de rivier de Maas. Bij het opstellen van het bodemrapport bevond de grondwaterspiegel zich ongeveer ter hoogte van de bovenkant van de kalksteenlaag. Er wordt vermoed dat deze zich in het verleden over langere perioden op grotere diepte bevond.

Uit de sonderingen en kernboringen is nog een ander opmerkelijk verschijnsel aan het licht gekomen. In de kernboringen is duidelijk te zien dat er holtes voorkomen in de kalksteen (30 m tot 45 m N.A.P.). In de sondering vertaalt zich dat in een terugval van de conusweerstand tot zeer kleine waarden en zelfs 0 MPa. Dit verschijnsel van holruimtes in de kalksteen staat bekend als karstvorming. Dit is een fenomeen dat de nodige aandacht vereist om de stabiliteit van de ondergrond te garanderen. Afgezien van vuursteenlagen bestaat de kalksteen voor meer dan 90% uit kalk, dat gevoelig is voor oplossing door water. Karstvorming doet zich voor boven de grondwaterspiegel en gaat continu door zolang de deklagen boven de mergel geen kalk meer bevatten. Als de leem boven de mergel nog genoeg kalk bevat, treedt er geen karst op, maar na verloop van tijd kan de kalk uit de leem zijn opgelost waardoor er oplossing van de kalksteen en dus karst kan optreden. Het is niet bekend of nu ter plaatse van de St. Lambertuskerk oplossing van de kalksteen plaatsvindt. In ieder geval is dit echter voor een periode van enkele honderden jaren niet relevant, omdat het oplossingsproces langzaam is en zich afspeelt binnen een geologische tijdschaal. Door oplossing is ter plaatse van de St. Lambertuskerk het bovenste deel van de kalksteen al verdwenen, met achterlating van de niet-oplosbare vuursteen aan de top.

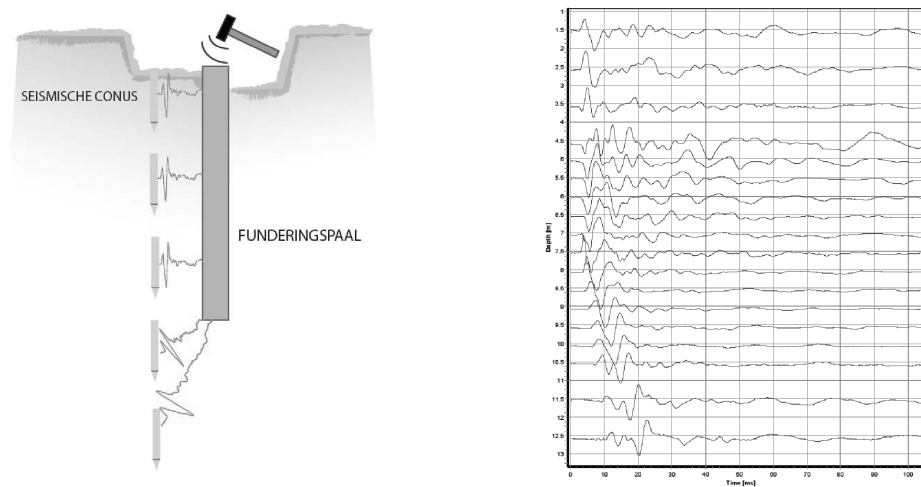
Volgens een studie van dr. R.F. Bekendam van GeoControl kan er besloten worden dat deze karstholttes zich onder de gehele kerk kunnen bevinden. Omdat karst een langzaam proces is, zal in ieder geval in de komende honderd jaar geen significante vergroting optreden van de open ruimtes in de kalksteen ten gevolge van karst. De open ruimtes die tot nu toe aanwezig zijn, kunnen opgevuld worden met vulmiddelen.

2.3.2 FUNDERINGSONDERZOEK

Het nieuwe project van Servatius dat een uit meerdere bouwlagen bestaande kantoorunit inhoudt, zal voor extra belasting zorgen. Om de kerk te behouden en veilig te maken voor toekomstig gebruik, moet de toestand van de huidige fundering in kaart worden gebracht.

Uit het rapport van Fugro Ingenieursbureau B.V. blijkt dat de fundering van de kerk zich in een constructief zeer slechte staat bevindt. De kwaliteit van het beton laat te wensen over. Het bevat lokaal gewonnen kalk, vuursteen, maaskeien (i.p.v. grind) en puin. Bovendien is er tevens geen of zeer beperkte wapening aangetroffen in de ringbalken en verticale funderingskolommen. De techniek van het bouwen met en in beton was in 1914 redelijk nieuw en de lokale aannemer had er waarschijnlijk geen ervaring mee.

Ook het aanzetpeil van de fundering werd in kaart gebracht. Hiervoor is gebruik gemaakt van een snelle en relatief eenvoudige techniek waarbij er een sondering met speciale seismische conus wordt uitgevoerd direct naast de ondergrondse constructie.



Figuur 2.3 Seismische metingen

In figuur 2.3 wordt het principe voorgesteld. Door geluidsgolven van bovenaf in de constructie te brengen en de seismische conus dicht langs de paal naar beneden te sonderen, kan de lengte van de paal bepaald worden aan de hand van de tijd dat het signaal erover doet om de afstand tussen de paal en de conus te overbruggen. Zolang de seismische conus zich naast de paal bevindt, zal de geluidsgolf zonder significante vertraging de conus bereiken. Zodra de conus voorbij de paal is, zal het geluidssignaal een grotere afstand door de bodem

moeten afleggen en zal het dus langer duren voordat de seismische ontvanger een signaal ontvangt. Deze verandering in tijd van aankomst van signaal geeft het einde van het funderingselement weer. Dit is te zien op de grafiek in figuur 2.3. Enige interpretatie is hier nodig.

Door Fugro Ingeniebureau B.V. is er een nauwkeurigheid van 50 cm gehaald omdat er elke 50 cm een meting is gedaan. Er moet immers een compromis gevonden worden tussen nauwkeurigheid en snelheid. De eerste metingen zijn succesvol bevestigd door boringen die eerder door de fundering waren gemaakt. Het succes van de methode hangt af van de ondergrond, de kwaliteit van de paal en de afstand tussen de conus en het element. Als de fundering zeer broos is, of uit geconsolideerd onregelmatig puin bestaat, zal de kwaliteit van de geluidsgolf minder zijn. Als de afstand tussen de conus en het element te groot wordt, zal het signaal ook minder duidelijk worden.

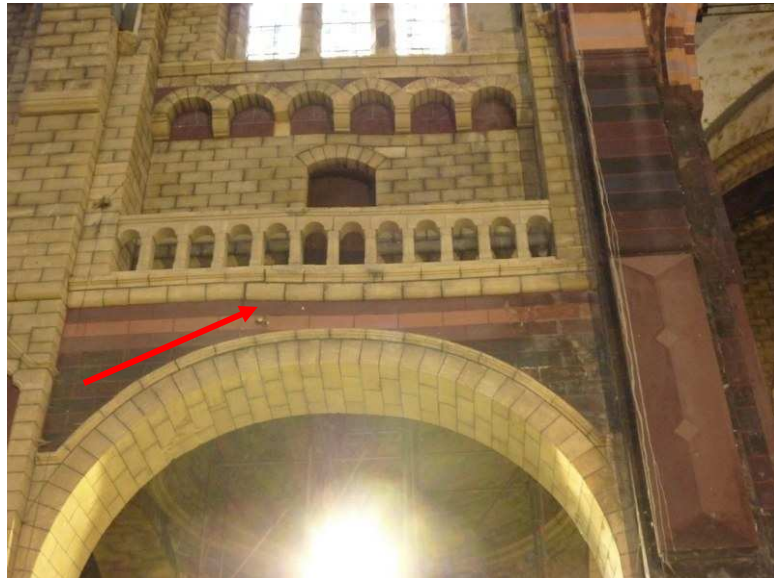
Uit metingen blijkt dat het aanzetpeil van de fundering varieert van 2 tot 8 m onder het maaiveld. De laag waarop de fundering steunt kan bijgevolg dus aanvulling of leem zijn.

2.3.3 SCHADE

Uit bovenstaande grond- en funderingsonderzoeken kan een combinatie van verschillende mogelijke oorzaken afgeleid worden voor de schade die is opgetreden. Onderstaande vaststellingen uit het onderzoek geven aanleiding tot ontoelaatbare zettingen:

- verschillende aanzetniveaus funderingen;
- sterke variatie in funderingsbelasting;
- veel te hoge funderingsdrukken;
- gefaseerde bouw van schip en torens;
- slechte funderingsconstructie;
- geen dilatatie in constructie.

Bovendien is de ondergrond die bestaat uit lagen van opgevulde grachten en leem geen goede draagkrachtige grond voor zulke belastingen. De heterogeniteit van fundering en ondergrond zorgen dan ook voor een bedenkelijke stabiliteit. De uiterlijke gebreken zijn duidelijk te zien. Bij een bezoek aan de kerk in november 2009 was duidelijk te zien dat één van de vier hoofdpilaren een significante zakking heeft ondergaan. Dit is af te leiden uit het verzakken van de hieraan gekoppelde balustrade, zie figuur 2.4.



Figuur 2.4 Duidelijke verzakking

Bovendien is naast de schade door verzakking ook schade opgetreden door leegstand en verkrotting. Op vele plaatsen ontbreken leien en noklood wat zorgt voor insijpelen van regenwater met verrotting tot gevolg. Dit is duidelijk te zien op figuur 2.5.



Figuur 2.5 Verrotting en inzakking van het dak door insijpelend regenwater

2.4 NOODZAKELIJK HERSTEL

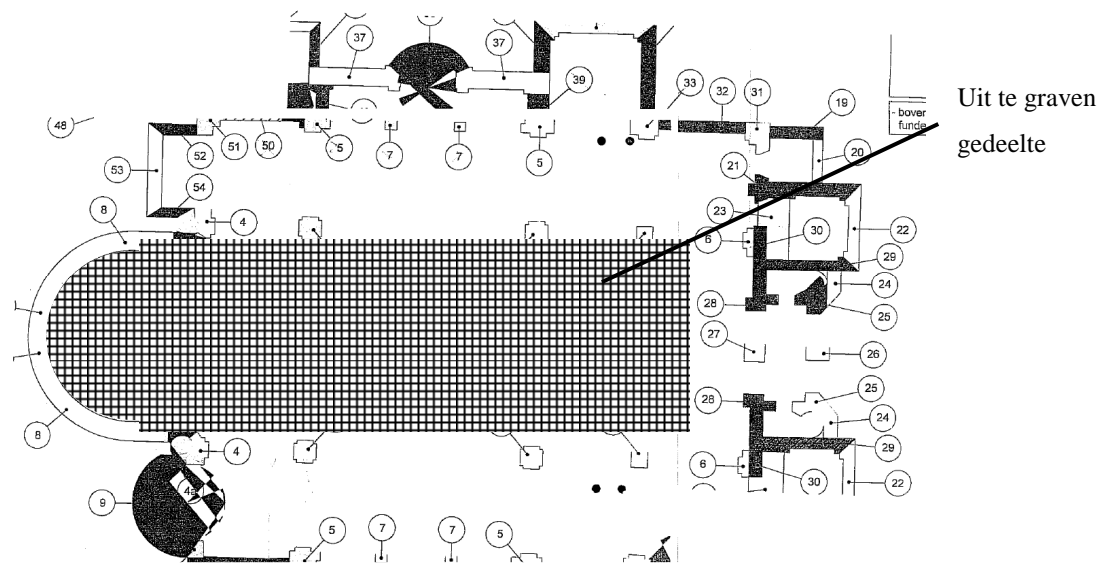
Voor het realiseren van het plan van Servatius, zijnde een kantoorunit van meerdere bouwlagen en een kelder, moet de bestaande constructie volledig worden ondervangen. In de huidige toestand beschikt de fundering van de kerk over het algemeen over voldoende draagkracht om de kerk recht te houden. Door allerlei invloeden kan het echter nog steeds dat er nieuwe vervormingen optreden en het gevaar voor constructief bezwijken is er nog steeds. Op enkele funderingselementen zijn de belastingen immers dermate groot dat er getwijfeld kan worden of hier een minimaal veiligheidsniveau haalbaar is.

Om de fundering van de kerk te herstellen, zijn in principe twee mogelijke oplossingen voor handen, nl.:

- de gehele kerk wordt voorzien van nieuwe paalfunderingen waarbij de totale belasting wordt opgenomen door deze nieuwe fundering, getoetst aan de huidige regelgeving;
- het toepassen van funderingsversterking waarbij de huidige fundering wordt ontlast en het grootste deel van de belastingen door de nieuwe fundering wordt gedragen.

De eerste optie stelt zeer hoge eisen aan de fundering. Dergelijke oplossing is doorgaans moeilijk haalbaar en erg kostbaar. De tweede optie is technisch en economisch gezien beter haalbaar aangezien hier nog kan gerekend worden op een zekere draagkracht van de bestaande fundering.

Bij het dimensioneren zal er echter moeten worden bepaald in welke mate de oude fundering nog bijdraagt tot de draagkracht. Hier wordt bij de St. Lambertuskerk onderscheid gemaakt tussen twee zones: de niet uit te graven zones en de uit te graven zones. In de uit te graven zones wordt er met een hogere veiligheid gewerkt. In figuur 2.6 is te zien welke zone in de kerk ontgraven wordt.



Figuur 2.6 Het uit te graven gedeelte

Er wordt gerekend als volgt: in de zone waar niet wordt uitgegraven, kan er gerekend worden op de oude fundering die daar nog kan dragen op de grond. Daarom wordt er gerekend met veiligheidsfactoren gelijk aan 1. In de zone die uitgegraven dient te worden, zal de oude fundering niet meer kunnen rekenen op de volle draagkracht van de grond aangezien deze uitgegraven wordt. Daarom wordt er in deze zone gerekend met veiligheidscoëfficiënten gelijk aan 1,35.

Op gebied van paalfundering, zijn er heel wat typen palen op de markt. Voor de toepassing van een paalfundering in dit geval zijn er toch enkele voorwaarden waar ze moeten aan voldoen:

- de palen moeten binnen de kerk in de aanwezige grondslag geïnstalleerd kunnen worden tot op voldoende diepte;
- vanwege de slechte staat en gevoeligheid van de bestaande fundering dient de ontspanning van de grond tijdens de werkzaamheden zoveel mogelijk voorkomen te worden;
- wederom vanwege de slechte staat en gevoeligheid van de bestaande fundering moeten trillingen voorkomen worden. Het paaltype moet bijgevolg trillingsarm zijn;

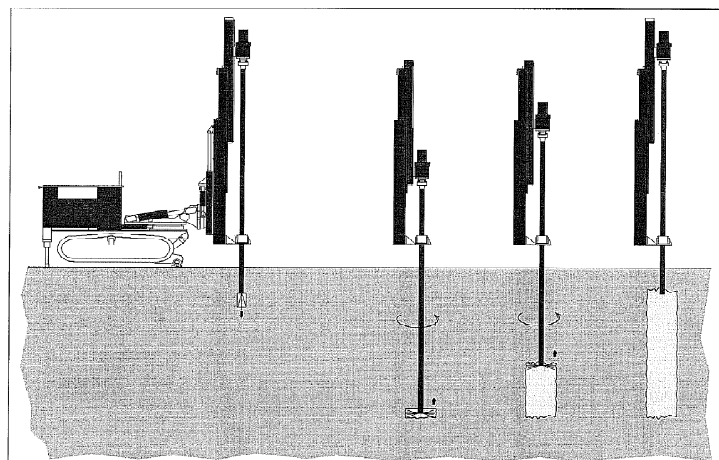
- bij het installeren van de palen moet plaatselijk rekening gehouden worden met in de ondergrond aanwezige puin- en funderingsresten wat mogelijk leidt tot zwaar boorwerk.

Naast deze voorwaarden voor de palen zelf is er ook nog de beperkte ruimte in de kerk waarover de machinerie beschikt voor het uitvoeren van de palen. Met alle opgelegde voorwaarden in acht genomen, is er beslist om te opteren voor VHP en VHP-LR palen. Deze paaltypes worden uitvoerig in volgende hoofdstukken besproken.

3 VHP PALEN

3.1 TECHNIEK

De techniek die zal gebruikt worden om de kerk te ondervangen, heet VHP-grouting of Very High Pressure-grouting. In het buitenland is deze techniek ook beter bekend als jet-grouting. Het is een relatief jonge techniek die pas begin jaren '80 voor het eerst in België werd uitgevoerd. (Maertens, 2008)



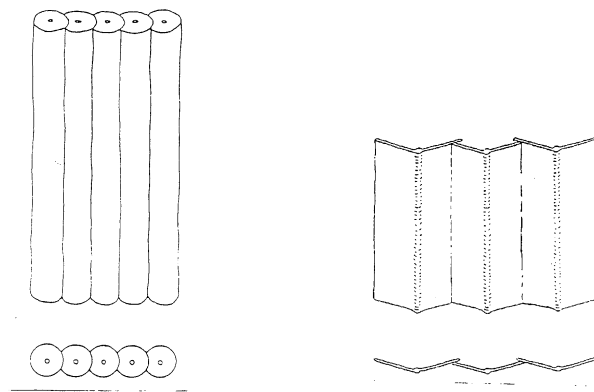
Figuur 3.1 VHP-grouting

De uitvoering gebeurt in twee fasen (zie figuur 3.1). In een eerste fase wordt er een boorbuis in de grond gebracht tot op de gewenste diepte. In een volgende fase wordt er grout, een mengsel van water en cement, geïnjecteerd door een aantal kleine openingen onderaan de boorstang. Deze openingen of spuitkoppen worden ook wel düzen genoemd. De energie van de groutstraal die uit de düzen komt, is hierbij zo groot dat de omliggende grondkorrels uit hun verband worden gerukt en vermengd worden met de groutspecie. Hiervoor zijn hogedrukpompen nodig die een druk van 450 bar en debieten tot 500 l/min kunnen leveren. Door tegelijkertijd de boorstang langzaam roterend op te trekken, ontstaat er een groutkolom. Het eventueel overtollige water-grond-cement-mengsel dat uit het boorgat naar boven vloeit, wordt naar de retour-specieopvang gestuurd.

Wanneer er geen retourstroming van specie plaatsvindt naar het maaiveld doordat de ringvormige ruimte om de boorstangen verstopt is, ontstaat er een drukverhoging ter hoogte van de spuitkoppen. Het gevolg daarvan is dat het terrein kan opgelicht worden of dat de

vooropgestelde afmeting van de groutkolom niet kan worden gerealiseerd. Daarom kan het nodig zijn om het grouten te hernemen op een lager peil dan bij het wegvallen van de retourspecie.

Tijdens het proces worden alle boorparameters elektronisch geregistreerd en waar nodig bijgestuurd door de boormeester. Na het vormen van de groutkolom kan in de nog verse specie wapening worden ingebracht.



Figuur 3.2 Palenwand en lamellenscherm gevormd door VHP-grouting

Deze techniek kan ook gebruikt worden om andere vormen te creëren dan vrijstaande funderingskolommen, zoals te zien in figuur 3.2. Wanneer de boorstang niet roterend wordt opgetrokken, worden er lamellen gevormd. Dit kan zijn toepassing hebben in het maken van afdichtingen, horizontaal en verticaal. Wanneer er meerdere palen aansluitend worden uitgevoerd, ontstaat een palenwand.

De diameter van de kolom wordt bepaald door de injectiedruk, het debiet, de diameter van de spuitkoppen, de optreksnelheid, de rotatiesnelheid, het bodemmateriaal en de uitvoeringsmethode. Er is aangetoond dat de verblijftijd van de groutstang in de grond niet zozeer de indringingdiepte van de injectiestraal (en dus de diameter) beïnvloedt maar in belangrijke mate het cementgehalte en dus de druksterkte van de groutkolom.

Voor het uitvoeren van de jet-grouting techniek worden drie verschillende methoden onderscheiden: de mono-jet, bi-jet en tri-jet methode.

3.1.1 MONO-JET

Bij deze uitvoeringsmethode gebeurt het losmaken en vermengen van de grond door een continue beweging van het onder hoge druk inbrengen van het water-cement mengsel of grout-mengsel. De uittreedsnelheid van het grout bedraagt minimaal 100 m/s. Deze uitvoeringsmethode wordt toegepast bij kleine en middelgrote diameters.

3.1.2 BI-JET

Deze techniek is analoog aan de mono-jet met dit verschil dat de water-cementstraal omhuld wordt door een luchtmantel (bi-jet grout-lucht) of met een waterstraal (bi-jet grout-water). Dit heeft als doel de invloedsstraal en zo de diameter van de kolom te vergroten. Ook hier bedraagt de uittreedsnelheid van het grout minimaal 100 m/s. De bi-jet techniek wordt toegepast bij lamellenwanden, ondervangingen en waterremmende lagen.

3.1.3 TRI-JET

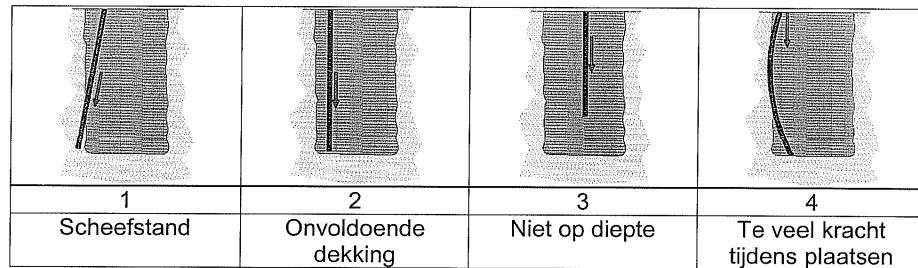
Bij deze techniek wordt eerst de grond losgesneden met een waterstraal onder hoge druk, omhuld met een luchtmantel. Via een tweede spuitmond, die zich onder de waterspuitmond bevindt, wordt de gecreëerde ruimte opgevuld met een water-cementmengsel onder relatief lage druk.

3.2 UITVOERING

Het is belangrijk dat voor de werken starten de exacte plaats van de te vormen kolommen weergegeven is op een plan. Er is een stabiel werkplatform nodig voor de machine. Er moet bovendien voor gezorgd worden dat de retourspecie niet terecht kan komen in eerder gevormde boorgaten.

3.3 WAPENING

Onmiddellijk na het grouten kan een wapeningsstaaf of wapeningsbuis worden ingebracht. Hierbij moet er voldoende aandacht besteed worden aan de juiste plaatsing van de wapening. Enkele voorkomende fouten bij het plaatsen van de wapening zijn weergegeven in figuur 3.3.



Figuur 3.3 Foute plaatsing van de wapeningsstaven in de VHP palen

3.4 UITVOERINGSPARAMETERS

Tijdens het boren, worden volgende parameters geregistreerd: diepte, vooruitgangssnelheid, verticale kracht op de boorstang, rotatiesnelheid en eventueel het debiet. Zo kan een fout t.g.v. problemen met de machine of een afwijking van de grondsamenstelling snel opgemerkt worden.

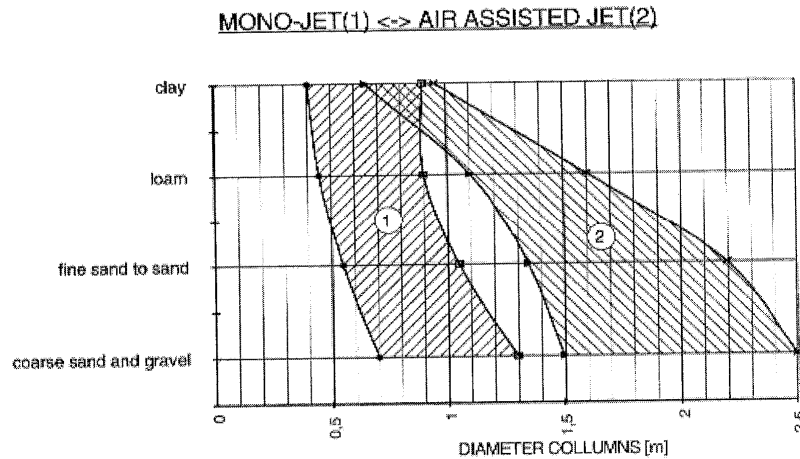
Ook de helling van de groutlans kan gemeten worden met een inclinometer. Deze wordt na het bereiken van de vooropgestelde diepte, in de groutstangen neergelaten. De helling van de groutlans is vooral van belang bij het maken van horizontale en verticale afdichtingslagen.

3.5 BEPERKINGEN EN GRENZEN VAN HET JETGROUTEN

3.5.1 BEPERKING DOOR GRONDSOORT

Er is al heel wat onderzoek verricht naar de mogelijk te realiseren diameter in verschillende grondsoorten. Toch zijn er nog geen algemeen aanvaarde regels opgesteld voor het afleiden van de reikwijdte van de jet-straal. Voor het inschatten van de reikwijdte kan men zich baseren op de beschikbare ervaringsgegevens of resultaten uit proeven.

De kolomdiameter welke in een aantal typische grondsoorten kunnen worden gerealiseerd, zijn weergegeven op figuur 3.4.



Figuur 3.4 Mogelijke diameters van de kolommen voor verschillende grondsoorten

3.5.1.1 COHESIEVE GROND

Cohesieve gronden bieden door hun klei-gehalte relatief veel weerstand aan erosie. Hierdoor kunnen groutkolommen met een grote diameter alleen worden gerealiseerd wanneer zeer veel energie wordt gebruikt. Om deze reden worden vaak de volgende technieken toegepast:

- Uitvoeren van een voorspoeling (prélavage): hierbij wordt de grond eerst losgewoeld en gedeeltelijk weggespoeld met behulp van een waterstraal of met water in combinatie van een luchtstraal. Pas in een tweede injectiefase wordt dan het eigenlijke groutmengsel ingebracht. Dit gebeurt door dezelfde injectie-openingen.
- Toepassen van de bi-jet of tri-jet methode. De snijkraft van de injectiestraal wordt zo verhoogd en door het air-lift-effect van de geïnjecteerde lucht wordt de opwaartse afvoer van relatief grote en zware klei-cuttings vergemakkelijkt. Zo wordt voorkomen dat er te veel klei- of leemresten in de groutspecie achterblijven en daarmee de druksterkte van de verharde specie afneemt.

3.5.1.2 NIET-COHESIEVE GROND

In volstrekt niet-cohesieve gronden worden zeer snel grote diameters en zeer hoge druksterktes verkregen. Indien echter de korrelgrootte van het bodemmateriaal zodanig groot wordt dat de injectiestraal door loutere penetratie van het korrelskelet in de bodem kan dringen, kunnen zich volgende problemen voordoen:

- gebrek aan retourspoeling wat zeer moeilijk boren en terreinoplifting kan teweegbrengen;
- ongecontroleerd specieverlies en diametertoename.

Deze ongecontroleerde diametertoename kan hinder opleveren bij het uitvoeren van naastgelegen injectiekolommen.

3.5.2 ORGANISCH MATERIAAL

De uitvoering in veen of veenhoudend materiaal wordt hoofdzakelijk bemoeilijkt door de aanwezigheid van relatief grote stukken veen in de retourspoeling. Deze grote, samenhangende stukken materiaal kunnen zeer moeilijk versneden worden. Als voorzorgsmaatregel kan men de boorstangen regelmatig snel op en neer bewegen. Ook wordt er soms gebruik gemaakt van gecomprienteerde lucht als air-lift. Een andere goede oplossing is het tri-jet systeem. Hierbij verdrijft de zware injectiemortel onder lage druk de lichtere veenbrokken naar boven toe.

3.5.3 ZEER STERKE HETEROGENITEIT VAN DE BODEM

Wanneer er zeer grote verschillen bestaan tussen twee opeenvolgende grondlagen, kunnen problemen ontstaan omdat bepaalde parameters tijdens de uitvoering van een groutkolom niet meer gewijzigd kunnen worden eenmaal begonnen. Zo ligt het aantal en de diameter van de düzen en het injectiesysteem (mono-, bi-, tri-jet) vast. Om een eventuele stoorlaag te overbruggen, kan er gekozen worden om de kolom in twee verschillende fases uit te voeren. Daarbij wordt het bovenste gedeelte van de kolom eerst uitgevoerd en wordt er in een tweede fase door de eerder gevormde kolom geboord om zo het onderste gedeelte uit te voeren.

3.5.4 BEPERKINGEN DOOR DRUKSTERKTE

De druksterkte van de groutkolom wordt bepaald door het cementgehalte. Bij VHP-grouting worden de fijnste fracties bodemmateriaal uitgespoeld en vervangen door cement. Om bij sterk kleihoudende grond toch voldoende cementgehalte te kunnen realiseren, zal er soms een gedeeltelijke substitutie (voorspoeling) of volledige substitutie (tri-jet) moeten gebeuren.

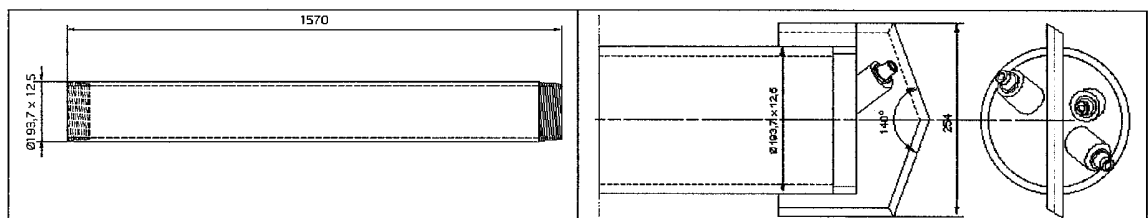
Hierbij wordt de geërodeerde ruimte opgevuld met een specie met bekende karakteristieken.
De volgende druksterktes kunnen met mono-jet gerealiseerd worden:

- kleigronden: 4 N/mm²;
- leemgronden: 6 N/mm²;
- zandgronden: 8 tot 15 N/mm² (zuivere zandgronden: 25 tot 30 N/mm²)

4 VHP-LOST ROD PALEN

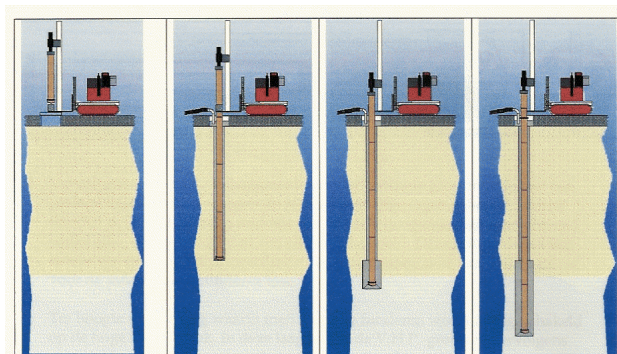
Een meer specifiek type van VHP palen die op de meest belaste plaatsen aangewend zullen worden, zijn de VHP-LR palen of Very High Pressure Lost Rod palen. Bij dit type paal wordt de wapeningsbuis zelf gebruikt voor de jet-grouting. De palen bestaan uit groutkolommen die in de bovenlagen een beperkte diameter hebben en over een bepaalde hoogte in het onderste, dragende deel een variabele afmeting krijgen.

De paal wordt gevormd met buiselementen die op elkaar worden geschroefd. Hierbij is het onderste buiselement voorzien van een voetplaat, een snijschoen en injectieopeningen. Zo'n onderste buiselement is te zien in figuur 4.1. (Maertens, 2008)



Figuur 4.1 Detail van het onderste buiselement

Bij het op diepte boren, wordt er eerst water geïnjecteerd. Zo ontstaat er een ringruimte waardoor de buis zo in de grond wordt ge-jet. Wanneer de buis de bovenkant van de draagkrachtige laag bereikt, wordt een water-cementmengsel geïnjecteerd. Vanaf nu wordt er een groutkolom met aanzienlijke diameter gerealiseerd. Dit is te zien in figuur 4.2.



Figuur 4.2 Uitvoering van een VHP-LR paal

5 INJECTIES

Zoals eerder besproken, zijn er in de loop der eeuwen holtes in de onderliggende krijtlaag ontstaan door karstvorming. Om de stabiliteit van deze laag en de grindlaag hierboven te verhogen, is er beslist om alvorens de palen te maken, het terrein te injecteren met een mortel en grout. Deze techniek wordt uitgebreid besproken in het hoofdstuk over de paalbelastingsproeven, aangezien ook het proefveld geïnjecteerd zal worden.

6 DIMENSIONERING PALEN

Om de palen te dimensioneren vertrekt men van een bepaald paaltype met vooropgestelde afmetingen. Met deze afmetingen wordt het draagvermogen van de paal berekend. Als blijkt dat het type paal niet voldoet, moeten de afmetingen worden aangepast en wordt er opnieuw gerekend. Er wordt vertrokken van volgende typen palen:

- VHP paal type I:
 - centrale buiswapening $\varnothing = 88,9$ mm met wanddikte 10,5 mm en staalkwaliteit S460NHS;
 - verzwaarde paalvoet $\varnothing = 700$ mm over 4,0 m;
 - schacht $\varnothing = 300$ mm.
- VHP paal type II:
 - centrale buiswapening $\varnothing = 101,6$ mm met wanddikte 12,0 mm en staalkwaliteit S460NHS;
 - verzwaarde paalvoet $\varnothing = 800$ mm over 4,0 m;
 - schacht $\varnothing = 300$ mm.
- VHP-LR paal:
 - buizen $\varnothing = 193,7$ mm met wanddikte 12,5 mm en staalkwaliteit S355;
 - verzwaarde paalvoet $\varnothing = 1000$ mm over 4,0 m;
 - schacht $\varnothing = 350$ mm.

Elke paal bestaat uit een groutlichaam en een wapening. Er moet dus ten eerste gecontroleerd worden op het bezwijken van de wapening en ten tweede op het grondmechanisch bezwijken. Ten derde blijkt uit ervaringgegevens dat ook de drukspanning in het grout moet nagekeken worden om verbrijzeling van het grout te voorkomen. Tenslotte moet ook de knikstabiliteit van de palen worden nagekeken. In elk van deze vier gevallen kan de maximale belasting berekend worden, waarbij de minimale bepalend is.

Na bepalen van het draagvermogen moet, naar algemene filosofie van de Eurocode, onderstaande vergelijking steeds gelden:

$$F_{s,d} \leq F_{r,d}$$

met:

- $F_{s,d}$: rekenwaarde van de kracht of belasting;
- $F_{r,d}$: rekenwaarde van de weerstand.

6.1 VHP PAAL TYPE I

6.1.1 BELASTING

De VHP palen type I worden gebruikt in de minder belaste zones. Er is beslist dat in de halve cirkelboog vooraan in de kerk één paal per kolom moet komen. Na onderzoek blijkt dit te resulteren in een GGT-belasting van 392 kN per paal. Aangezien het eigengewicht van de betonpijlers hier niet is bijgeteld, worden de palen ontworpen voor een draagvermogen van 600 kN in GGT. Cfr. de Eurocode moet op deze waarde in GGT nog een ponderatie gebeuren. Aangezien de belasting hier zo goed als volledig uit vaste belasting bestaat, wordt een factor 1,35 toegepast, wat resulteert in een rekenwaarde van de belasting van 810 kN in UGT.

6.1.2 BEZWIJKEN VAN DE STAALSECTIE

De door de wapening op te nemen kracht is eenvoudig te berekenen als het product van de staalsectie met de toelaatbare spanning. Cfr. de Eurocode moet op de representatieve waarde van de staalspanning een partiële veiligheidsfactor van 1,15 voor constructiestaal worden toegepast. Dit geeft volgende maximale toelaatbare belasting:

$$F_{s,d} = A_s \times \sigma_d$$

$$F_{s,d} = \frac{(88,9^2 \text{ mm} - (88,9 - 21)^2 \text{ mm}) \times \pi}{4} \times \frac{460 \text{ N/mm}^2}{1,15}$$

$$F_{s,d} = 1034 \text{ kN}$$

6.1.3 GRONDMECHANISCH BEZWIJKEN

De VHP palen die toegepast zullen worden, worden ontworpen op basis van de NEN 6743, zijnde de Nederlandse Norm voor het berekenen van drukpalen voor fundering. In dit geval worden de palen begroot op basis van de resultaten uit de sonderingen en moet er als volgt gerekend worden:

De maximum draagkracht van de paal bij sondering i wordt bepaald met formule 6.1.

$$F_{r,max;i} = F_{r,max;punt;i} + F_{r,max;schacht;i} \quad \text{Formule 6.1}$$

De totale draagkracht is dus de som van het puntdraagvermogen en het schachtdraagvermogen van de paal.

6.1.3.1 SCHACHTDRAAGVERMOGEN

Bij overleg tussen de verschillende partijen van het project rond de St. Lambertuskerk, is er beslist om de palen te laten aanzetten op de top van de grindlaag, ca. + 49 N.A.P, waarbij er géén rekening gehouden moet worden met positieve schachtwrijving.

6.1.3.2 PUNTDRAAGVERMOGEN

Het totale draagvermogen wordt dus opgevangen door het puntdraagvermogen, gegeven door formule 6.2.

$$F_{r,max;punt;i} = A_p \times p_{r,max;punt;i} \quad \text{Formule 6.2}$$

Hierin wordt de maximumpuntweerstand in GGT bepaald door formule 6.3.

$$p_{r,max;punt} = \frac{1}{2} \times \alpha_p \times \beta_s \times s \times \left(\frac{q_{c;I,gem} + q_{c;II,gem}}{2} + q_{c;III,gem} \right) \quad \text{Formule 6.3}$$

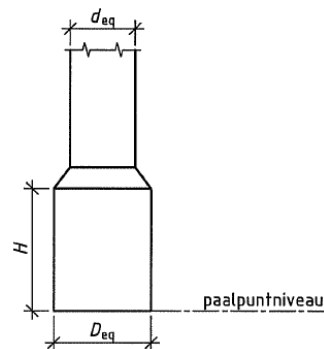
met :

- α_p : paalklassefactor

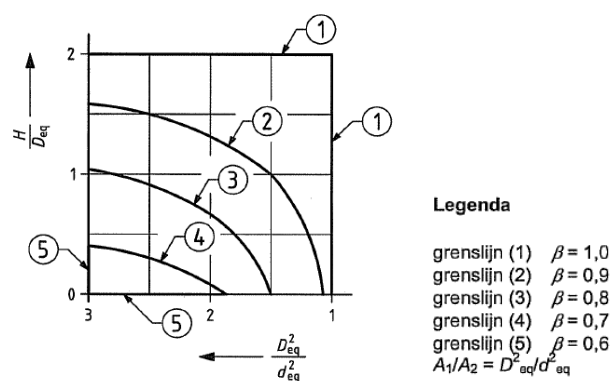
Deze factor wordt afgelezen uit de tabel in de NEN 6743 en wordt bevestigd door het resultaat van paalproeven uit het project “Beurs van Berlage” in Amsterdam. Hij wordt begroot op 0,8.

- β_s : factor die de invloed van de paalvoetvorm in rekening brengt

Dit gebeurt met behulp van figuur 6.1 en 6.2. Hieruit is af te leiden dat wanneer de verhouding tussen de hoogte van de verzwaarde paalvoet en de diameter van de paalvoet groter is dan twee, wat hier het geval is, $\beta_s = 1$.



Figuur 6.1 Equivalente diameter van de paal

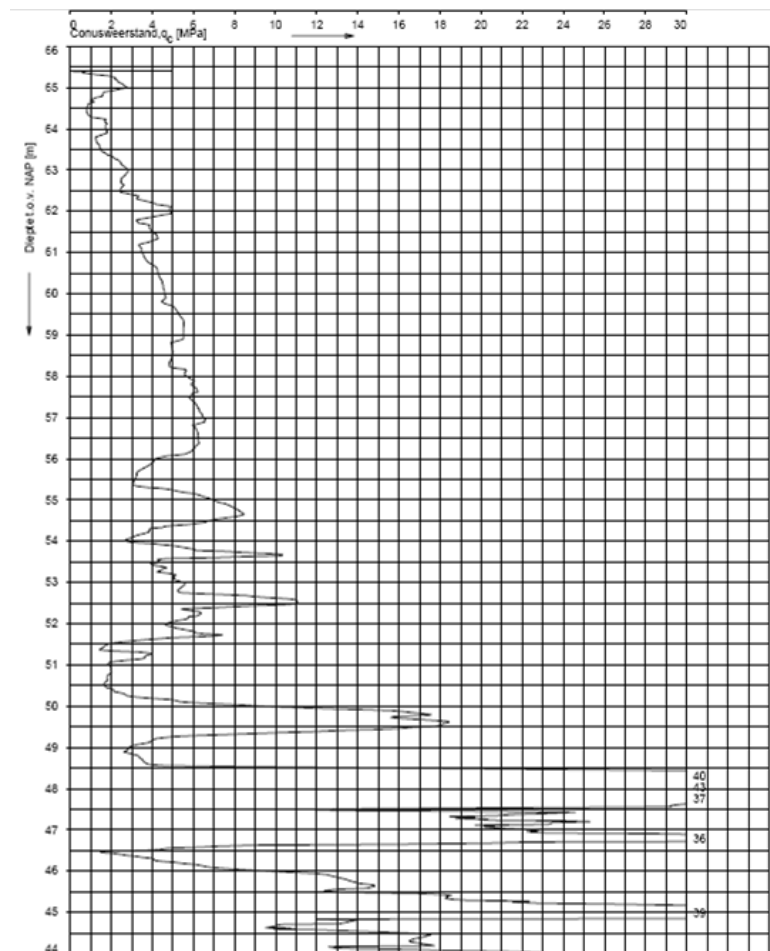


Figuur 6.2 Afleiden van de paalvoetvorm-factor

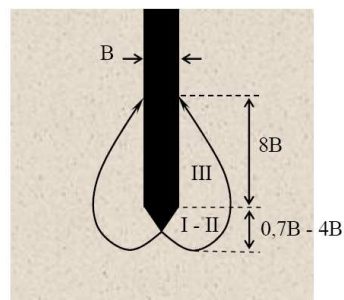
- s : factor die de invloed van de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet in rekening brengt

Indien de paalvoet een ronde sectie heeft, mag voor deze factor 1 genomen worden.

- $q_{c,I,gem}$: de gemiddelde waarde van de conusweerstand in MPa over het traject I
Het traject I loopt vanaf het paalpuntniveau tot een niveau dat ten minste $0,7 \times D_{eq}$ en ten hoogste $4 \times D_{eq}$ dieper ligt zodat de bekomen waarde minimaal is. Uit sondering DZ1 (zie figuur 6.3) kan een waarde van 20 MPa worden afgeleid. Enige interpretatie is hier mogelijk.



Figuur 6.3 Sondering DZ1



Figuur 6.4 De verschillende trajecten rond de paalvoet

- $q_{c,II,gem}$: de gemiddelde waarde van de conusweerstand in MPa over het traject II
Het traject II loopt vanaf het eindpunt van traject I naar het paalpuntniveau, waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde. Uit de sonderingen kan een waarde van 12 MPa worden afgeleid. Hiermee wordt rekening gehouden met de zwakkere zones in de grindlaag die zullen opgevuld worden met voorafgaandelijke injecties.
- $q_{c,III,gem}$: de gemiddelde waarde van de conusweerstand in MPa over het traject III
Het traject III loopt van het paalpuntniveau naar boven tot een niveau dat $8 \times D_{eq}$ hoger ligt waarbij de in rekening te brengen waarde voor de conusweerstand nooit hoger mag zijn dan de eronder liggende waarde, te beginnen met de laagst in rekening gebrachte waarde van de conusweerstand over traject II. Uit de sonderingen kan een waarde van 2 MPa afgeleid worden.

Met al deze gegevens en formule 6.3 kan de maximumpuntweerstand berekend worden. Deze bedraagt 7,2 MPa in GGT.

De NEN 6743 schrijft nog een extra in rekening te brengen factor ξ voor. Deze houdt rekening met het al dan niet stijf reageren van de constructie. In dit geval kan er aangenomen worden dat de constructie niet stijf zal reageren. In tabel 1 uit de NEN 6743 wordt dan een factor afgelezen voor één paal op basis van één sondering: $\xi = 0,72$. De nieuwe maximumpuntweerstand wordt dan gelijk aan $7,2 \text{ MPa} \times 0,72 = 5,184 \text{ MPa}$ in GGT.

Om de maximumpuntweerstand in UGT of de rekenwaarde te kennen, moet het bovenstaande resultaat nog gepondereerd worden met een factor die terug te vinden is in tabel 3 van NEN 6740 voor op druk belaste palen gedimensioneerd a.d.h.v. sonderingen. Deze factor is 1,25 wat resulteert in een maximumpuntweerstand van $5,184 \text{ MPa} / 1,25 = 4,147 \text{ MPa}$ in UGT.

Het totale punt draagvermogen en bijgevolg het totale draagvermogen van de paal is dan gelijk aan:

$$F_{r,d} = \frac{0,700^2 \text{ m} \times \pi}{4} \times 4,147 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$F_{r,d} = 1596 \text{ kN}$$

6.1.4 *OVERSCHRIJDEN VAN DE GROUTSPANNING*

Uit ervaring in de praktijk blijkt dat de toelaatbare groutspanning in GGT maximaal 2 N/mm² mag bedragen. Met dit gegeven kan wederom de maximaal toelaatbare belasting worden berekend. Dit gebeurt eerst in GGT:

$$F_{r,rep} = A_p \times \sigma_{rep}$$

$$F_{r,rep} = \frac{700^2 \text{ mm} \times \pi}{4} \times 2 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{r,rep} = 770 \text{ kN}$$

In UGT geeft dit een rekenwaarde van $F_{s,d} = F_{r,rep} \times 1,35 = 1039 \text{ kN}$.

6.1.5 *KNIK*

Bij slanke elementen die op druk worden belast en weinig zijdelingse ondersteuning hebben, bestaat het gevaar op knik. De VHP palen zijn relatief slanke elementen die in bepaalde delen van de ondergrond weinig horizontale weerstand vinden. Dit is het geval in de slappe bovenlagen boven de krijt- en grindlagen.

Er bestaan verschillende methoden om de knikstabiliteit van palen te onderzoeken. Een eenvoudige analytische methode is de rekenmethode van Shields. Hier wordt de kritische kniklast bepaald door formule 6.4.

$$F_{r;knik;krit} = (8 \text{ à } 14) \times \sqrt{c_u \times EI_{paal}} \quad \text{Formule 6.4}$$

met :

- c_u : de ongedraineerde schuifsterkte van de grond;
- EI_{paal} : buigstijfheid van het stalen element of van de gezamenlijke doorsnede staal – grout.

In de originele wiskundige formulering is de factor gelijk aan 19. De lagere waarden houden echter rekening met initiële excentriciteiten zoals scheefstand, heterogene grondcondities,

onregelmatige dikte groutschil, ... In volgende berekening wordt het gemiddelde van 8 en 14, nl. 11 aangehouden.

Het verband tussen ongedraineerde schuifsterkte en conusweerstand wordt gegeven door de empirisch relatie:

$$c_u = \frac{q_{c-gem}}{15}$$

Het knikgevaar gaat dus bijgevolg het grootst zijn in de lagen met de laagste conusweerstand. Er is wel aangetoond dat het knikverschijnsel pas aandacht vereist wanneer deze lagen een dikte van meer dan 2,0 m hebben. Na het bestuderen van de sondeerverslagen, blijkt dat sondering DKM53 en DZ25 de meest negatieve waarden inzake knik geven. Hier is een laag van 3,0 m te zien met een gemiddelde conusweerstand van 0,8 MPa. Dit resulteert in een $c_u = 0,0533$ MPa.

Om de kritische kniklast te berekenen, wordt eenvoudig het traagheidsmoment van een holle cilinder berekend en wordt gesteld dat $E = 210000$ N/mm²:

$$F_{r;knik;krit} = 11 \times \sqrt{0,0533 \text{ N/mm}^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 2022638 \text{ mm}^4}$$

$$F_{r;knik;krit} = 1656 \text{ kN}$$

Volgens een recent rapport van de CUR-Commissie moet er op deze waarde nog een extra modelfactor van 1,5 worden toegepast. Zo bekomt men een waarde van 1104 kN.

6.1.6 BESLUIT

Onderstaande tabel 6.1 vat de toelaatbare belastingen in UGT en GGT op basis van de verschillende bezwijkmechanismen samen. Het draagvermogen in GGT is niets anders dan het draagvermogen in UGT, gedeeld door een factor 1,35.

Tabel 6.1 Overzicht van de toelaatbare belastingen in UGT en GGT voor VHP paal type I

Bezwijkmechanisme	UGT [kN]	GGT [kN]
Staalsectie	1034	766
Grondmechanisch	1596	1182
Groutspanning	1039	770
Knik	1104	818
MINIMAAL	1034	766

Het draagvermogen bepaald op basis van de staalsectie blijkt bepalend te zijn. Toch is de toelaatbare belasting van 1034 kN in UGT nog steeds groter dan de optredende belasting van 810 kN in UGT.

6.2 VHP PAAL TYPE II

Uit tabel 6.1 blijkt dus dat de maximaal toelaatbare belasting bepaald wordt door de staalsectie en niet door het grondmechanisch draagvermogen. Vanuit dit standpunt kan er geredeneerd worden als volgt: bij het gebruik van een zwaardere wapening, kan er meer draagkracht gemobiliseerd worden, zonder de rest van de paal noemenswaardig te verzwaren. Om in sommige zones van de kerk meer draagkracht te voorzien, kan dit paaltype handig zijn.

De berekeningen verlopen volledig analoog met de berekeningen bij VHP paal type I.

6.2.1 BEZWIJKEN VAN DE STAALSECTIE

De maximaal toelaatbare belasting wordt hier:

$$F_{s,d} = A_s \times \sigma_d$$

$$F_{s,d} = \frac{(101,6^2 \text{ mm} - (101,6 - 24)^2 \text{ mm}) \times \pi}{4} \times \frac{460 \text{ N/mm}^2}{1,15}$$

$$F_{s,d} = 1351 \text{ kN}$$

6.2.2 GRONDMECHANISCH BEZWIJKEN

De maximumpuntweerstand blijft gelijk. Het totale punt draagvermogen en bijgevolg het totale draagvermogen van de paal wijzigt licht door de aanpassing van de diameter:

$$F_{r,d} = \frac{0,800^2 \text{ m} \times \pi}{4} \times 4,147 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$F_{r,d} = 2085 \text{ kN}$$

6.2.3 OVERSCHRIJDEN VAN DE GROUTSPANNING

Ook bij dit criterium wijzigt het draagvermogen licht:

$$F_{r,rep} = A_p \times \sigma_{rep}$$

$$F_{r,rep} = \frac{800^2 \text{ mm} \times \pi}{4} \times 2 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{r,rep} = 1005 \text{ kN}$$

In UGT geeft dit een rekenwaarde van $F_{s,d} = F_{r,rep} \times 1,35 = 1357 \text{ kN}$.

6.2.4 KNIK

De kritische kniklast wijzigt door de verandering in diameter:

$$F_{r;knik;krit} = 11 \times \sqrt{0,0533 \text{ N/mm}^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 3450532 \text{ mm}^4}$$

$$F_{r;knik;krit} = 2162 \text{ kN}$$

Met de toepassing van de modelfactor van 1,5 wordt dit 1442 kN.

6.2.5 *BESLUIT*

Onderstaande tabel 6.2 vat de toelaatbare belastingen in UGT en GGT op basis van de verschillende bezwijkmechanismen samen. Het draagvermogen in GGT is niets anders dan het draagvermogen in UGT, gedeeld door een factor 1,35.

Tabel 6.2 *Overzicht van de toelaatbare belastingen in UGT en GGT voor VHP paal type II*

Bezwijkmechanisme	UGT [kN]	GGT [kN]
Staalsectie	1351	1001
Grondmechanisch	2085	1544
Groutspanning	1357	1005
Knik	1442	1068
MINIMAAL	1351	1001

Het draagvermogen bepaald op basis van de staalsectie blijkt bepalend te zijn, nl. 1351 kN in UGT.

6.3 VHP-LR PAAL

6.3.1 *BELASTING*

De VHP-LR palen worden gebruikt in de zwaarbelaste zones van de kerk. Meer bepaald zorgen ze o.a. voor de ondervanging van de vier hoofdkolommen onder de centrale koepel van de kerk. Na onderzoek blijkt dit te resulteren in een GGT-belasting van 5362 kN per kolom. Aangezien er vier palen per kolom worden voorzien, zorgt dit voor een GGT-belasting van 1341 kN per paal. Aangezien het eigengewicht van de betonpijlers hier niet is bijgeteld, worden de palen ontworpen voor een draagvermogen van 1500 kN in GGT. Cfr. de Eurocode moet op deze waarde in GGT nog een ponderatie gebeuren. Aangezien de belasting hier zo goed als volledig uit vaste belasting bestaat, wordt een factor 1,35 toegepast, wat resulteert in een rekenwaarde van de belasting van 2025 kN in UGT.

De verdere berekening is analoog met de berekening van de VHP palen (zie 6.1 en 6.2).

6.3.2 *BEZWIJKEN VAN DE STAALSECTIE*

De maximaal toelaatbare belasting wordt hier:

$$F_{s,d} = A_s \times \sigma_d$$

$$F_{s,d} = \frac{(193,7^2 \text{ mm} - (193,7 - 25)^2 \text{ mm}) \times \pi}{4} \times \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,15}$$

$$F_{s,d} = 2197 \text{ kN}$$

6.3.3 *GRONDMECHANISCH BEZWIJKEN*

De maximumpuntweerstand blijft gelijk. Het totale puntdraagvermogen en bijgevolg het totale draagvermogen van de paal wijzigt door de aanpassing van de diameter:

$$F_{r,d} = \frac{1,0^2 \text{ m} \times \pi}{4} \times 4,147 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$F_{r,d} = 3257 \text{ kN}$$

6.3.4 *OVERSCHRIJDEN VAN DE GROUTSPANNING*

Ook bij dit criterium wijzigt het draagvermogen licht:

$$F_{r,rep} = A_p \times \sigma_{rep}$$

$$F_{r,rep} = \frac{1000^2 \text{ mm} \times \pi}{4} \times 2 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{r,rep} = 1571 \text{ kN}$$

In UGT geeft dit een rekenwaarde van $F_{s,d} = F_{r,rep} \times 1,35 = 2121 \text{ kN}$.

6.3.5 KNIK

De kritische kniklast wijzigt door de verandering in diameter:

$$F_{r;knik;krit} = 11 \times \sqrt{0,0533 \text{ N/mm}^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times 29343122 \text{ mm}^4}$$

$$F_{r;knik;krit} = 6306 \text{ kN}$$

Met de toepassing van de modelfactor van 1,5 wordt dit 4204 kN.

6.3.6 BESLUIT

Onderstaande tabel 6.3 vat de toelaatbare belastingen in UGT en GGT op basis van de verschillende bezwijkmechanismen samen. Het draagvermogen in GGT is niets anders dan het draagvermogen in UGT, gedeeld door een factor 1,35.

Tabel 6.3 Overzicht van de toelaatbare belastingen in UGT en GGT voor de VHP-LR paal

Beziijkmechanisme	UGT [kN]	GGT [kN]
Staalsectie	2197	1627
Grondmechanisch	3257	2413
Groutspanning	2121	1571
Knik	4204	3114
MINIMAAL	2121	1571

Het draagvermogen bepaald op basis van de groutspanning blijkt bepalend te zijn, nl. 2121 kN in UGT, wat nog steeds groter is dan de belasting van 2025 kN in UGT.

7 UITVOERINGSPLAN

Om op een verantwoorde en veilige wijze de kerk te renoveren met het oog op behoud in de toekomst, dient er een plan van aanpak te worden opgesteld. Hierin moet o.a. duidelijk zijn wat de werkvolgorde en de te treffen maatregelen en voorzieningen zijn.

De planning ziet er als volgt uit:

- injecties ter plaatse van de proefpalen;
- ankers boren voor de proefopstelling;
- proefpalen boren;
- er moet vervolgens 28 dagen gewacht worden alvorens de proef aan te vatten;
- in deze 28 dagen kan begonnen worden met de injecties op de rest van het terrein;
- als de 28 dagen verstreken zijn, kan de proef beginnen;
- de proef moet geïnterpreteerd en besproken worden, pas hierna kan er verder gewerkt worden;
- plaatsen van meetapparatuur in de kerk om eventuele zettingen of spanningstoenames te registreren;
- funderingspalen voor het metalen stutstaketsel binnenin de kerk maken;
- staketsel wordt opgebouwd terwijl de palen aan de buitenzijde van de kerk geboord worden;
- als het staketsel staat, kunnen ook de binnenpalen gemaakt worden;
- hierna moet er nog een berlinerwand, een VHP-wand en ankers worden gemaakt.

8 PAALBELASTINGSPROEVEN

8.1 DOEL

Om het exacte gedrag van de gebruikte palen onder invloed van belasting te kennen, moeten deze palen eerst beproefd worden. Door een statische belastingsproef kan de zetting van de paal in kaart worden gebracht. Daarnaast wordt ook het draagvermogen van de paal bepaald. Er wordt één VHP-LR paal en één VHP paal beproefd.

8.2 PROEFOPSTELLING

Een statische belastingsproef bestaat erin om op de paal een gecontroleerde belasting aan te brengen en daarbij de paalkop- en paalvoetzakking nauwkeurig op te meten. Ten behoeve deze meting wordt de proefpaal voorzien van meetapparatuur.

De kracht op de paalkop wordt aangebracht met behulp van een hydraulische vijzel. Deze vijzel wordt afgedrukt tegen een metalen ligger. Deze laatste is op zijn beurt via dwarsprofielen verbonden met trekpalen, uitgevoerd door ankers. In de trekkracht van deze ankers vindt de vijzel zijn reactiekracht om alzo een drukkracht uit te oefenen op de paal.

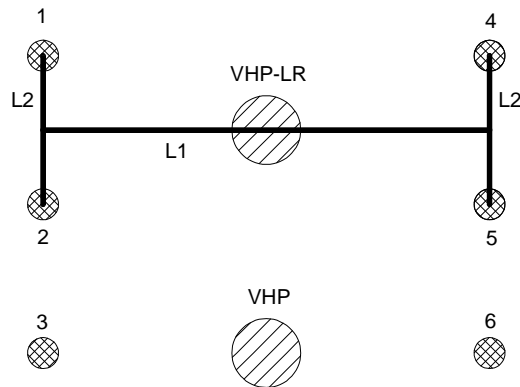
Om te voorkomen dat de door de trekankers uitgeoefende krachten een onaanvaardbare invloed zouden hebben op de spanningstoestand rond de proefpaal, dient er altijd een minimumafstand gerespecteerd te worden tussen de proefpaal en de trekpalen. Door de werkgroep nr. 5 van de Nationale Commissie over Paalfunderingen werd voor deze afstand volgende minimumwaarde vooropgesteld:

Maximale waarde van volgende twee waarden:

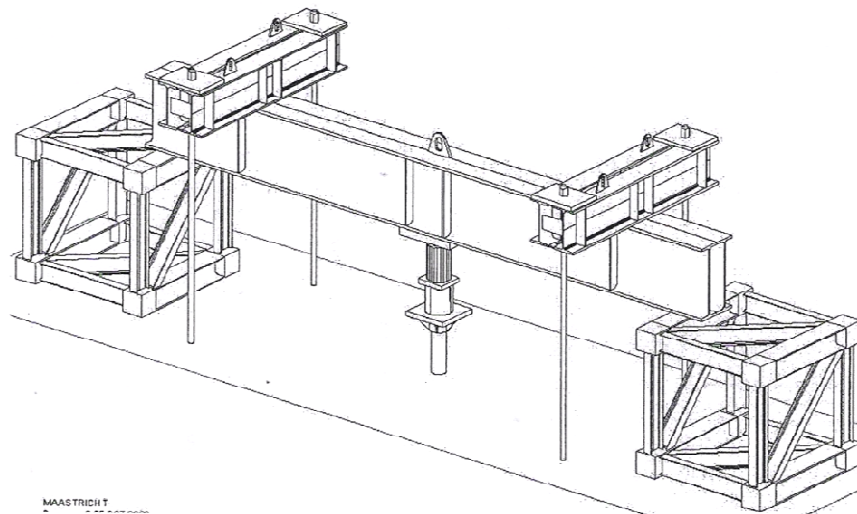
- 1,50 m;
- $3 \times D_e$ (met D_e de equivalente diameter van de paal of van de verbrede paalvoet).

In het kader van dit project worden twee soorten palen beproefd: een VHP-LR paal met voetdiameter $\varnothing 1000$ en een VHP paal met voetdiameter $\varnothing 800$. Dit heeft als gevolg dat de tussenafstand tussen de proefpaal en de trekpaal respectievelijk minimum 3 m en 2,4 m moet

zijn. Figuur 8.1 geeft een schematische weergave van de proefopstelling. In figuur 8.2 is de 3D-voorstelling van de proefopstelling gegeven. Voor elke proefpaal worden vier trekankers gebruikt. Trekankers 2 en 5 worden voor beide palen gebruikt. In bijlage 1 is een plan van de proef weergegeven.



Figuur 8.1 Inplanting van de proefpalen en de trekpalen



Figuur 8.2 Proefopstelling in 3D

In de volgende hoofdstukken wordt elke stap van de proef besproken. Eerst wordt de opbouw van de proefopstelling toegelicht samen met de dimensionering van de verschillende onderdelen. Daarna wordt het verloop van de proef besproken en worden de resultaten geanalyseerd.

8.3 LOCATIE

De proef wordt uitgevoerd op het terrein vlak naast de kerk. Dit om betrouwbare gegevens af te leiden uit de proef. Aangezien de afstanden tussen de proefpalen en ankers gerespecteerd moeten worden om latere problemen te vermijden, wordt de locatie van de verschillende elementen uitgezet door een landmeter die op de exacte posities houten piketten plaatst. Nu kan de opbouw van de proefopstelling beginnen.

8.4 INJECTIES

Zoals eerder uitgelegd, zal het terrein eerst geïnjecteerd moeten worden om de stabiliteit van de onderliggende lagen te verhogen. Omdat deze injectie het gedrag van de palen gaat beïnvloeden, is het noodzakelijk om ook ter hoogte van de proefopstelling de ondergrond te injecteren. Dit gebeurt met een boormachine met dubbele stangen.

8.4.1 OPSTELLING BOORMACHINE

Als boormachine wordt een hydraulische boormachine type Klemm 806 gebruikt, zoals in figuur 8.3. Deze wordt in positie gebracht zodat de mast zich ter hoogte van het voorziene piket bevindt. Vervolgens wordt de mast waterpas gezet zodat een loodrechte boring gegarandeerd is. Voor de proef worden zes injecties uitgevoerd met een h.o.h. afstand van 2,5 m.



Figuur 8.3 *Hydraulische boormachine type Klemm 806*

8.4.2 BORING

De boring zelf gebeurt door dubbele stangen om de invloed van het boren in de leemlagen tot een minimum te herleiden. De stangen hebben een lengte van 2,0 m en zijn boven- en onderaan voorzien van schroefdraad om ze aan elkaar te kunnen koppelen. Deze schroefdraad wordt voor de boring ingevet om een goede aansluiting te garanderen.

De buitenstangen zijn rechtsdraaiend en hebben een diameter van 114 mm. De binnenstangen zijn linksdraaiend en hebben een diameter van 63 mm. De eerste binnenstang is voorzien van een boorkop zoals te zien in figuur 8.4. Om het boren nog vlotter te laten verlopen, wordt er geboord met water. De retourvloeistof wordt via de tussenruimte tussen binnen- en buitenstangen omhoog gepompt waar het terecht komt in een tijdelijke buffer van zandzakken (zie figuur 8.5). Hier wordt het dan onmiddellijk weer weggepompt naar een bezinkput. Tijdens het boren worden de parameters zoals toerental en diepte geregistreerd door de boormachine en wordt het retourmengsel nauwkeurig in het oog gehouden door de boormeester. Wanneer de retourspoeling wegvalt, impliceert dit de aanwezigheid van een holte in de ondergrond waarin het water verloren gaat. Deze gegevens worden genoteerd door de boormeester. In bijlage 2 is een verslag van een injectieboring voor het proefveld terug te vinden. Hier is duidelijk de opbouw van de ondergrond te zien en de aanwezigheid van eventuele holtes. Een kleine holte kenmerkt zich door minder retourspoeling, een grote holte met helemaal geen retourspoeling.



Figuur 8.4 Buiten- en binnenstangen waarvan de eerste is voorzien van een boorkop



Figuur 8.5 Het koppelen van de verschillende stangen

Er wordt geboord tot op een diepte van 30 m, wat wilt zeggen dat er 15 stangen de grond in geboord worden. Eenmaal op diepte kunnen de binnenstangen terug naar boven gehaald worden. Nu kan de eigenlijke injectie starten.

8.4.3 INJECTIE

Er wordt geïnjecteerd met een mortel of met grout. In de krijtlagen zijn grote holtes te verwachten. Om het verbruik van de injectiespecie te beperken, is hier geopteerd voor een mortel. Deze bestaat uit zand, cement en water. In de grindlagen erboven is het de bedoeling om een grotere invloedsstraal te bereiken met de injectie. Dit zal gerealiseerd worden door een meer vloeibare specie te gebruiken, nl. een groutmengsel wat bestaat uit enkel cement en water.

Terwijl de buitenstangen getrokken worden, wordt er geïnjecteerd. Normaal gezien zijn de holtes reeds vastgesteld bij het boren. De locatie van de holtes kan ook vastgesteld worden doordat tijdens de injectie het verpompte morteldebiet stijgt terwijl de injectiedruk niet verhoogt. Wanneer dit zich voordoet, wordt er gestopt met het trekken van de boorstangen. Terwijl nu de holtes worden opgevuld, zal de injectiedruk stilaan stijgen. Bij het bereiken van 5 bar wordt er gestopt met injecteren en worden de buitenstangen opnieuw getrokken. Als er per 50 cm meer dan 3 m³ wordt geïnjecteerd, zal gestopt worden met injecteren en moet men in principe de volgende dag verder gaan met de injectie.

De injecties gaan door tot in de grindlaag. Eens in de leemlaag gekomen, wordt het injecteren gestopt en worden de binnenstangen getrokken zonder te pompen. Het boorgat wordt wel steeds tot aan het maaiveld volgehouden met grout.

In bijlage 3 is een verslag te vinden van een injectie van het proefveld. Hier is duidelijk op te zien dat van een diepte van 30 m tot 19,5 m –MV, wat overeenkomt met de krijtlaag, er geïnjecteerd wordt met een mortelmengsel. Van een diepte van 19,5 m tot 16 m –MV, wat overeenkomt met de grindlaag, wordt er geïnjecteerd met een groutmengsel. Er kan ook opgemerkt worden dat op een diepte van 23 m –MV gestopt is bij het bereiken van een injectievolume van 3000 l. In het boringsverslag is te zien dat op deze diepte de retourspoeling wegviel en er een grote holte aanwezig is.

8.5 ANKERS

De ankers worden berekend op basis van de sondering die het dichtst bij de proefopstelling is gebeurd en die diep genoeg gaat om een nauwkeurig beeld te krijgen van de opbouw van de ondergrond. Deze sondering DZ58 en de berekening op basis van DZ58 is terug te vinden in respectievelijk bijlage 4 en 5. De berekening gebeurt conform “Tirants d’Ancrages 95”.

Er wordt gewerkt met ankers met een eenmalige, globale injectie: IGU-ankers. Ze worden uitgevoerd met een boordiameter van 0,152 m.

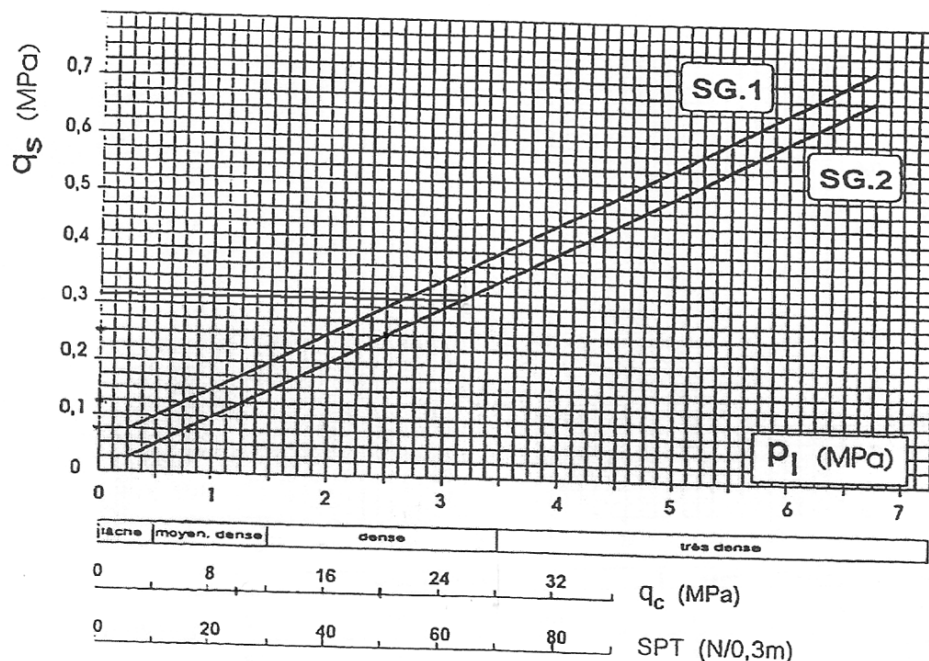
De VHP-LR paal zal tijdens de proef het meest belast worden en dit met een kracht tot bijna 2200 kN. Per anker resulteert dit in een op te vangen trekkracht van 550 kN. Deze trekkracht haalt het uit de wrijvingsweerstand van de lagen waarin het anker geplaatst is. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de aanvullingslaag en de leemlaag geen positieve wrijving mobiliseren. De onderliggende grindlaag, die soms van zeer beperkte dikte is, zorgt voor een eerste wrijving. Maar het grootste deel van de wrijving, komt uit de onderliggende krijtlaag. Die wrijving wordt bepaald uit de conusweerstand uit de sonderingen. De omzetting van deze conusweerstand naar wrijving gebeurt met een empirische factor die anders is voor elk soort grond. Deze factor wordt gevonden via diagrammen uit “Tirants d’Ancrages 95”.

8.5.1 GRINDLAAG

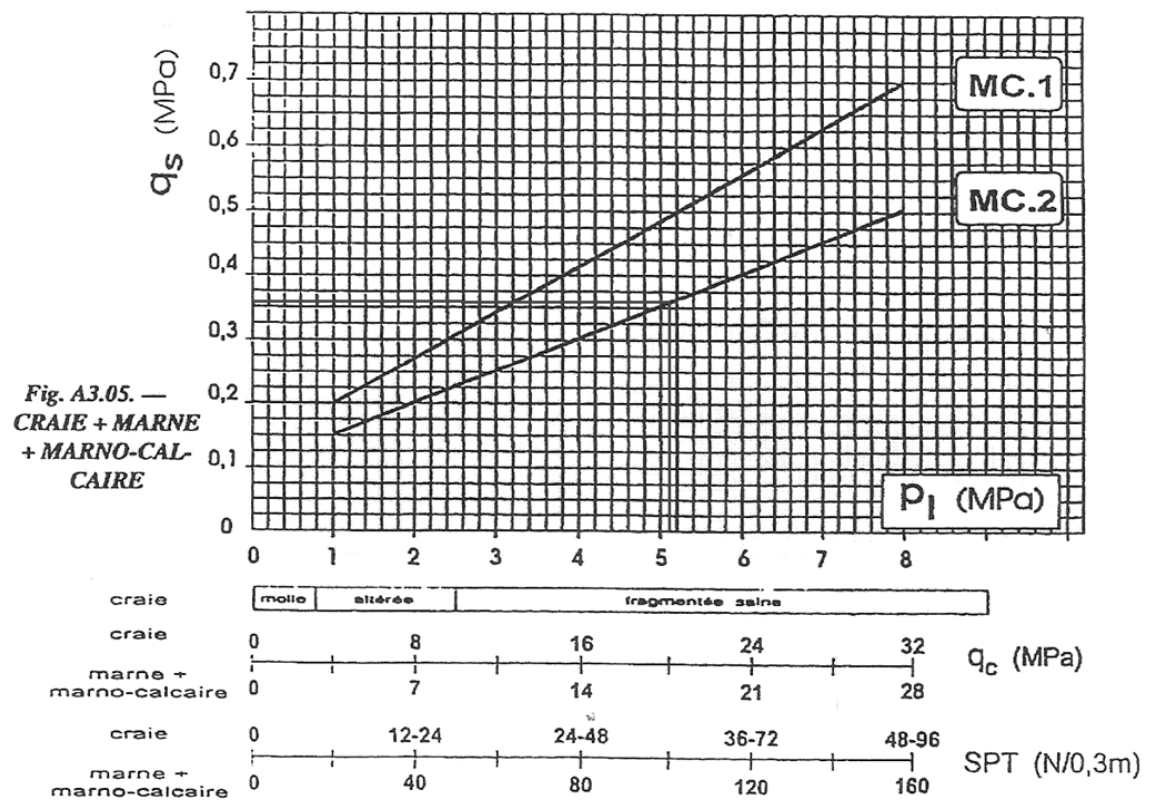
De conusweerstand van de grindlaag kan, zoals te zien is in de sonderingen, soms oplopen tot 50 MPa. Toch wordt voor de berekening van de wrijving gerekend met een conusweerstand die afgeknot wordt op 25 MPa. Anders zou een onrealistisch grote waarde van de wrijvingsweerstand worden bekomen. Vervolgens wordt in het diagram voor grind (zie figuur 8.6) op de lijn SG.2 (IGU-anker) de waarde van de wrijving q_s afgelezen bij een conusweerstand q_c van 25 MPa. Zo bekomt men een wrijving van 0,32 MPa voor de grindlaag.

8.5.2 KRIJTLAAG

De conusweerstand van de krijtlaag wordt geschat uit de sondering. Hiervoor wordt een gemiddelde genomen over heel de krijtlaag. Dit schommelt, afhankelijk van de plaats van sonderen, rond de 20 MPa. Zo wordt met behulp van figuur 8.7 een wrijving q_s van 0,355 MPa verkregen. Ook zijn er zones met een conusweerstand van 14 MPa. Hiervoor wordt een wrijving q_s van 0,300 MPa verkregen.



Figuur 8.6 Diagram voor zand en grind



Figuur 8.7 Diagram voor kalk en krijt

8.5.3 BEREKENING

Met bovenstaande gegevens kan de totale opneembare kracht van het anker bepaald worden.

De totale kracht die het anker kan opnemen wordt bepaald met formule 8.1.

$$F_d = \frac{\sum \alpha_i \times d_i \times \pi \times l_i \times q_{si}}{\gamma}$$

Formule 8.1

met :

- F_d : maximaal opneembare kracht van het anker;
- α : factor afhankelijk van de grondsoort en het type anker;
- d : diameter van het boorgat;
- l : lengte van het anker;
- q_s : wrijvingsweerstand;

- γ : veiligheidscoëfficiënt.

Voor α wordt een factor 1,2 aangehouden. Deze waarde is een goed gemiddelde van alle α -waarden van de grondsoorten en wordt teruggevonden in “Tirants d’Ancrages 95”. De diameter van het boorgat wordt 0,152 m groot. In dit geval zijn het tijdelijke ankers. Hierbij wordt een algemene veiligheid van 1,8 in acht genomen. De totaal opneembare kracht moet gelijk zijn aan 550 kN.

In het rekenblad in bijlage 5 worden alle gegevens ingevuld en vervolgens wordt de lengte van het anker in de krijtlaag verhoogd tot het voldoet aan de gestelde eis van 550 kN. Uit de berekening blijkt dat de vereiste ankerlengte 22 m is. Maar voor deze lengte als aanvaardbaar te beschouwen, moet er opgemerkt worden dat er terugvallen in de conusweerstand in de sondering zijn op te merken. Om met deze holten waar het anker geen weerstand ondervindt, rekening te houden, moet het anker langer worden uitgevoerd dan eerst berekend. Om met een zekere veiligheid te werken, zal een lengte van 30 m in de praktijk zeker volstaan.

Naast de trekkracht moet er ook worden nagezien of er voldoende kluitgewicht is opdat het anker niet uit de grond zou worden getrokken. Hiervoor kan het gewicht van de grondkegel rond het anker worden berekend. Dit moet in elk geval groter zijn dan de optredende trekkracht in het anker. Aangezien de ankers hier een zeer grote lengte hebben, zal aan deze eis ruim voldaan zijn.

8.5.4 WAPENING

Ook het staafanker zelf moet nog begroot worden. Hiervoor wordt onderstaande vergelijking gebruikt die ten allen tijde moet gelden:

$$F_{s,d} \leq F_{r,d}$$

met:

- $F_{s,d}$: rekenwaarde van de kracht in UGT;
- $F_{r,d}$: rekenwaarde van de weerstand in UGT.

Aangezien de belasting bijna volledig uit vaste belasting bestaat, moet er op de ankerkracht van 550 kN een veiligheid van 1,35 worden genomen worden. Op de weerstand moet een ponderatie van 1,50 gebeuren. Er worden GEWI-staven met een kwaliteit van 560 N/mm² gebruikt. Nu kan alles in onderstaande vergelijking worden ingevuld.

$$A_{\min} \geq \frac{F_{S,d}}{\sigma_d} = \frac{550000 \text{ N} \times 1,35}{\frac{560 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 1988,8 \text{ mm}^2$$

In principe zou hier een GEWI-staaf met diameter 50 mm volstaan. In de praktijk zullen GEWI-staven van 63,5 mm diameter gebruikt worden om een zekere overcapaciteit te voorzien.

8.5.5 UITVOERING

Ook de positie van de ankers is nauwkeurig gemarkeerd door de landmeter. Het boren verloopt op gelijkaardige wijze als het boren van de injecties. Ook hier wordt er met dubbele stangen geboord, weliswaar met een grotere diameter. De buitenstangen hebben een diameter van 152 mm en de binnenstangen een van 89 mm. Ook hier wordt er geboord met water. Na het boren van 15 stangen tot op een diepte van 30 m, worden de stangen vol grout gezet. Nu kunnen de binnenstangen getrokken worden. Vervolgens worden de ankers met behulp van een hefwerktuig ingebracht. Op figuur 8.8 is duidelijk te zien dat de buitenstangen volledig met grout gevuld zijn. De ankers hebben een lengte van 6 m en worden onderling gekoppeld door een mof (zie figuur 8.8). Zo worden er vijf ankers neergelaten die telkens gekoppeld worden voor ze zakken in het grout.



Figuur 8.8 De ankers worden neergelaten in de buitenstangen en onderling gekoppeld door moffen

Eenmaal alle ankers op diepte, kan begonnen worden met het trekken van de buitenstangen. Terwijl dit gebeurt, wordt er opnieuw grout onder druk van ongeveer 5 à 10 bar ingebracht. Het trekken van de buitenstangen verliep niet vlot op de werf. Zeker de eerste stangen kwamen moeilijk los. De koppeling van de stangen verwarmen en bewerken met een hamer bood de oplossing.

Nu alle stangen getrokken zijn, rest er enkel nog een laatste anker van 4 m bovengronds aan te brengen op de laatste mof. Dit deel van het anker zal gebruikt worden om de verbinding te maken met de stalen ligger.

De belastingsproef mag pas starten als de ankers voldoende uitgehard zijn. Dit houdt in dat er minimum 28 dagen gewacht moet worden na het uitvoeren van de ankers. Zo heeft het cement voldoende de tijd om uit te harden.

8.6 UITVOERING VHP-LR PAAL

De exacte positie van de VHP-LR paal is aangeduid door de landmeter. De boormachine wordt op de goede positie geplaatst en de boormast wordt perfect verticaal gezet.

De wapeningsbuis, die ook gebruikt wordt voor het jetgrouten zelf, is een buis met een uitwendige diameter van 193,7 mm, een wanddikte van 12,5 mm en een staalkwaliteit van S355. Ze bestaat uit acht buissegmenten van telkens 2 m die onderling op elkaar geschroefd

worden. Zo wordt een totale lengte van 16 m bekomen. Het onderste element is voorzien van een snijschoen en twee spuitkoppen of düzen, zie figuur 8.9.



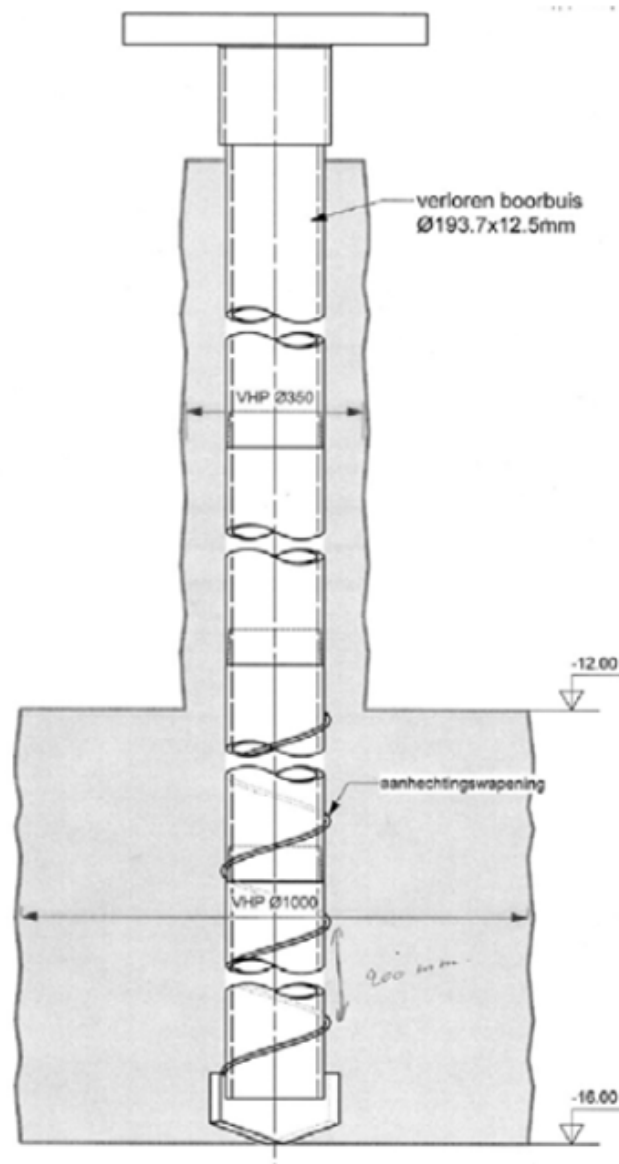
Figuur 8.9 Snijschoen en spuitkop van de VHP-LR

Om een optimale verbinding te realiseren tussen het grout en het staal worden de onderste twee buissegmenten voorzien van een stalen spiraal van 8 mm met een spoed van 200 mm, wat ook te zien is in figuur 8.9. Wanneer het eerste buissegment geplaatst is in de boormachine, kan er begonnen worden met boren. Hiervoor wordt er, afhankelijk van de diepte, water of grout door de düzen gespoten, zie figuur 8.10. De retourvloeistof wordt hierbij tijdelijk gebufferd door zandzakken en afgevoerd naar een bezinkbekken.



Figuur 8.10 De düzen van de VHP-LR in actie

Het jetgroutlichaam zelf heeft een diameter van 350 mm over de bovenste 8,0 m van de paal en een diameter van 1000 mm ter hoogte van de verzwaarde paalvoet, zijnde de onderste 4,0 m (zie figuur 8.11). Om dit te realiseren, wordt de druk beperkt tot 150 bar voor de diameter van 350 mm en zal de druk opgevoerd worden tot 250 bar om de diameter van 1000 mm te realiseren. Ook wordt bij deze laatste de daalsnelheid en het toerental bijgesteld.



Figuur 8.11 VHP-LR paal

Indien bij het boren de retourstroming wegvalt, wordt de injectiedruk verlaagd en dient de buis op en neer bewogen te worden totdat de retourstroming terug plaatsvindt. Het grouten moet dan hernomen worden op een hoogte van minimum 0,5 m boven het stopzetten van de injectie.

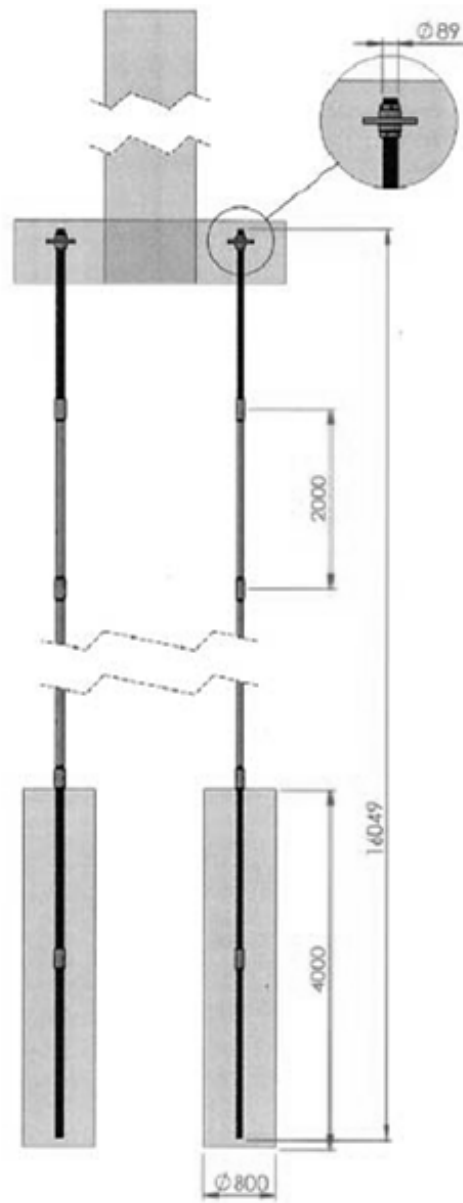
Wanneer de verzwaarde paalvoet gerealiseerd wordt, moet het groutmengsel dat als retourvloeistof boven komt, gecontroleerd worden. Hiervoor wordt een metalen cilinder met gekende massa en inhoud elke halve meter gevuld met de retourvloeistof en gewogen, zie figuur 8.12. Zo kan de dichtheid van het groutmengsel exact bepaald worden.



Figuur 8.12 *Controle van de dichtheid van het groutmengsel*

8.7 UITVOERING VHP PAAL

De VHP paal wordt uitgevoerd met monojetstangen. Na het grouten, wanneer de stangen getrokken zijn, wordt met behulp van een boormachine de definitieve wapening ingebracht. Bij de VHP-proefpalen bestaat deze uit een stalen buiselement met een uitwendige diameter van 101,6 mm, een wanddikte van 12 mm en een staalkwaliteit S460NHS. De elementen van telkens 2 m lengte worden met elkaar verbonden door middel van moffen. De onderste twee elementen worden voorzien van een schroefdraad om de hechting tussen het grout en het staal te optimaliseren. Ook het bovenste element wordt voorzien van schroefdraad om er later een drukplaat met moer op te plaatsen (zie figuur 8.13). Het jetgroutlichaam zelf heeft een diameter van 800 mm en een lengte van 4,0 m. De totale lengte van de paal bedraagt 16,0 m.



Figuur 8.13 VHP paal

8.8 PROFIELEN

Er wordt eerst gekeken naar de beschikbare profielen om het budget te drukken. Daarna kan er gerekend worden of deze profielen voldoen aan de gevraagde capaciteit. Ook moet nagekeken worden of de doorbuiging die zal ontstaan niet ontoelaatbaar groot is. Eventueel moet met deze doorbuiging rekening gehouden worden bij de interpretatie van de resultaten.

8.8.1 CAPACITEIT

In UGT is de maximaal toelaatbare puntlast relatief eenvoudig te bepalen. Hiervoor wordt een rekenblad opgesteld (zie bijlage 6). De liggers worden hiervoor beschouwd als liggers op twee steunpunten met een puntlast in het midden.

8.8.1.1 LANGSLIGGERS

Het blijkt dat er twee HEM1000 profielen beschikbaar zijn. Deze profielen moeten een afstand van 6 m overbruggen waar ze gesteund worden door de dwarsprofielen. Uit het rekenblad blijkt dat de maximaal toelaatbare puntlast gelijk is aan 3900 kN, wat ruim voldoet aan de kracht van ongeveer 2200 kN die opgelegd gaat worden.

8.8.1.2 DWARSLIGGERS

Voor de dwarsliggers is geopteerd om twee keer twee HEB600 profielen te kiezen. Met dit type wordt in het rekenblad de maximaal toelaatbare puntlast berekend bij een overspanning van 2,5 m waar de liggers hun reactie in de ankers vinden. Het blijkt dat een puntlast van maximaal 3700 kN toelaatbaar is. Dit is ruim voldoende aangezien de reactiekracht op de dwarsliggers de helft van de opgelegde puntlast op de langsliggers zal bedragen.

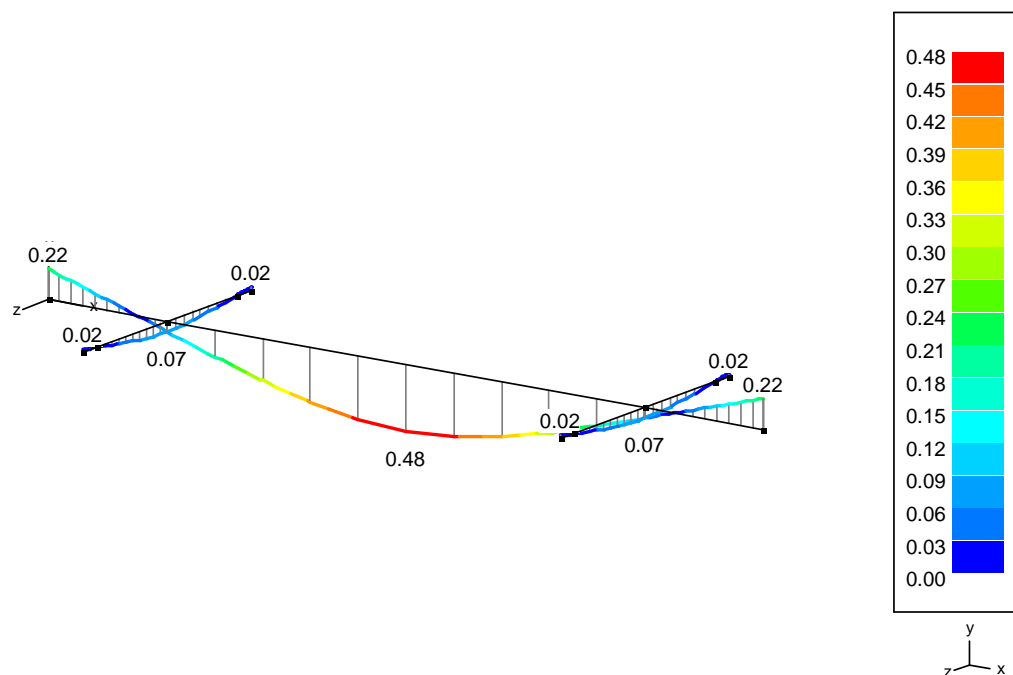
8.8.2 DOORBUIGING

Onder invloed van de opgelegde kracht gaan de liggers doorbuigen. Wanneer deze doorbuiging niet verwaarloosbaar klein is, moet deze meegerekend worden bij de interpretatie van de testresultaten. Om de exacte doorbuiging te bepalen, wordt er gebruik gemaakt van het computerprogramma PowerFrame. Hier kan de structuur van de ligger nauwkeurig worden nagetekend en wordt de doorbuiging automatisch berekend bij het opleggen van een belasting.

De structuur wordt getekend en aan elke ligger wordt een type toegewezen. Zowel de HEM1000 als de HEB600 worden dubbel uitgevoerd. De steunpunten van de dwarsliggers op de ankers worden als scharnier verondersteld die geen enkele verplaatsing zullen ondergaan.

Zoals later besproken zal worden, wordt de proefbelasting in negen stappen aangebracht. Maar alvorens de proef aan te vatten, wordt een kracht van 10 kN aangebracht om eventuele spelingen uit de proefopstelling te halen. Deze kracht van 10 kN zal in PowerFrame aangebracht worden als permanente last. Hierna wordt er een bijkomende last aangebracht die gedurende de proef toeneemt tot een maximale waarde van bijna 2200 kN.

Deze belastingen, die later verklaard zullen worden, worden aangebracht op de HEM1000 als puntlast. De doorbuiging wordt vervolgens berekend en geplot om een duidelijk beeld te krijgen. Figuur 8.14 geeft een voorbeeld van de doorbuiging van de liggers onder invloed van een belasting.



Figuur 8.14 Doorbuiging van de liggers van de proefopstelling

Onderstaande tabel 8.1 geeft een overzicht van de doorbuiging van de ligger bij elke belastingsstap.

Tabel 8.1 Doorbuiging in functie van de opgelegde kracht op de proefpalen

Belastingstap	Kracht (kN) op VHP-LR	Doorbuiging (mm) VHP-LR	Kracht (kN) op VHP	Doorbuiging (mm) VHP
F ₀	10	0,06	10	0,06
F ₁	253	0,49	160	0,33
F ₂	496	0,91	310	0,59
F ₃	739	1,33	460	0,85
F ₄	982	1,74	610	1,10
F ₅	1225	2,16	760	1,36
F ₆	1468	2,57	910	1,62
F ₇	1711	2,99	1060	1,87
F ₈	1954	3,40	1210	2,13
F ₉	2196	3,82	1351	2,37

Er kan besloten worden dat de doorbuiging van de liggers beperkt blijft en geen significante invloed zal hebben op de resultaten van de paalproef.

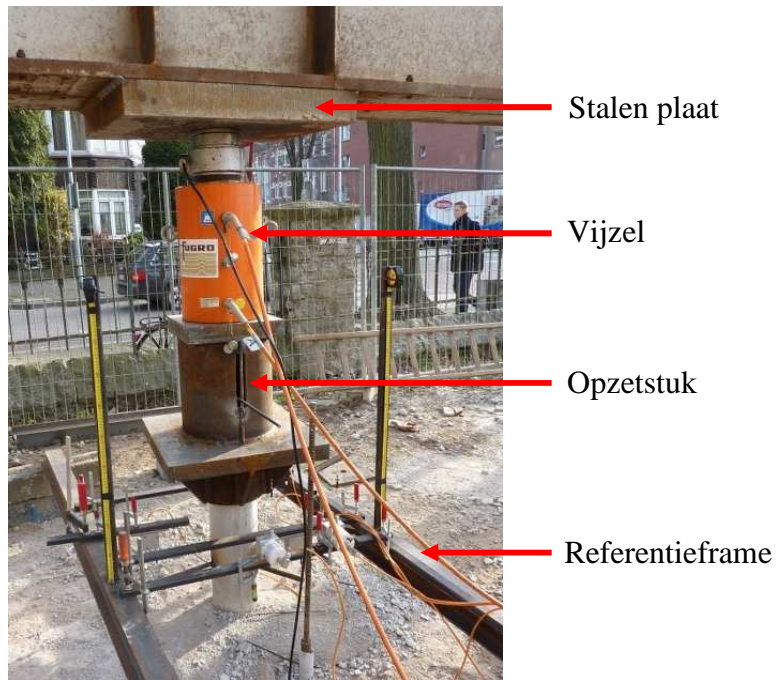
8.9 BEPROEVING VHP-LR PAAL

8.9.1 MEETAPPARATUUR VHP-LR

De proefpaal wordt voorzien van allerhande meetapparatuur om de nodige karakteristieken af te leiden. Om hiervoor de nodige meetapparatuur te voorzien en hieruit realistische waarden af te leiden, moeten er enkele voorzieningen worden getroffen die hieronder een voor een besproken worden.

8.9.1.1 VIJZEL

Om de kracht van de vijzel gelijkmatig op de paalkop aan te brengen, wordt er gebruik gemaakt van een metalen opzetstuk. Dit past precies op de paalkop. De vijzel wordt hier centraal op geplaatst zodat een stabiel platform gegarandeerd is. Waar de vijzel wordt afgedrukt tegen de metalen ligger, wordt een versteviging d.m.v. een stalen plaat aangebracht om de belasting te spreiden. Alle onderdelen zijn aangeduid op figuur 8.15.



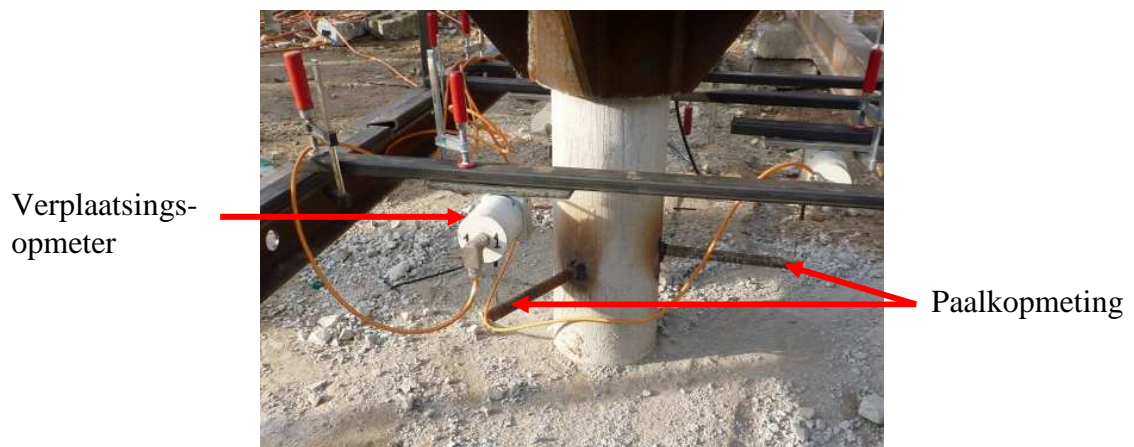
Figuur 8.15 De installatie van de vijzel en het referentiefraam

8.9.1.2 REFERENTIEFRAME

Het referentiefraam (zie figuur 8.15) bestaat uit een rechthoekige structuur van metalen liggers die rond de paalkop geplaatst worden. Hier worden alle meettoestellen op bevestigd. Het is dus ook van groot belang dat het frame niet beïnvloed wordt door de beweging van de paal. Om dit te controleren, wordt steeds het niveau van het frame gecontroleerd bij het overgaan naar een volgende belastingstrap.

8.9.1.3 PAALKOPVERPLAATSING

Een eerste meting gebeurt op de paalkop zelf. Om niet enkel de verplaatsing te meten maar ook de eventuele scheefstand na belasting, wordt de paalkopzetting via drie meettoestellen gemeten. Zoals te zien op figuur 8.16 gebeurt dit d.m.v. drie metalen staven rondom te lassen op het uitstekende deel van de VHP-LR buis. Deze staven worden vervolgens met een meetdraad verbonden met de verplaatsingsopmeters op het frame.



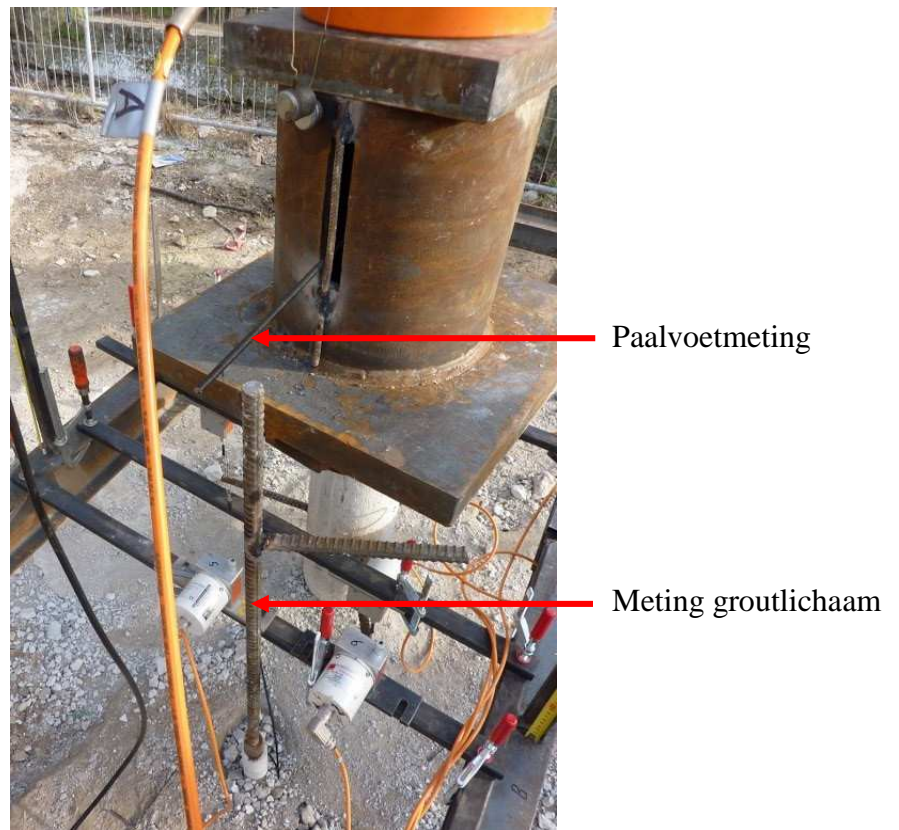
Figuur 8.16 Meting van de paalkopzetting en scheefstand

8.9.1.4 PAALVOETVERPLAATSING

Ook de verplaatsing van de paalvoet wordt gemeten. Ten behoeve hiervan, is bij het maken van de VHP-LR paal een casing binnenin de centrale wapening aangebracht. Hierin is vervolgens een metalen staaf tot aan de paalvoet ingebracht. Doordat deze staaf vrij van de casing kan bewegen, volgt zij de verplaatsing van de paalvoet. Via een hulpstuk (stalen draadstang) wordt ook deze beweging met een meetdraad gevolgd en opgemeten (zie figuur 8.17).

8.9.1.5 GROUTLICHAAAM

Een derde meting bestaat erin de verplaatsing van het groutlichaam te meten. Onder het groutlichaam wordt verstaan: de verbrede voet onderaan de paal over een lengte van 4,0 m met een diameter van 1,0 m. Om dit te realiseren is naast de paal een casing geboord met een vrijstaande metalen staaf erin. Deze staaf reikt tot aan de verbrede paalvoet. Ook hier wordt de verplaatsing met een meetdraad en een verplaatsingsopmeter geregistreerd. De installatie is te zien in figuur 8.17.



Figuur 8.17 Meting van de paalvoet- en de groutlichaamverplaatsing

8.9.1.6 REGISTRATIE

De gegevens van de vijzel en de verplaatsingsopnemers worden via een datalogger naar een PC doorgestuurd. Zo wordt de kracht van de vijzel in kN en de verplaatsingen in mm eenmaal per seconde geregistreerd. Er worden acht parameters geregistreerd:

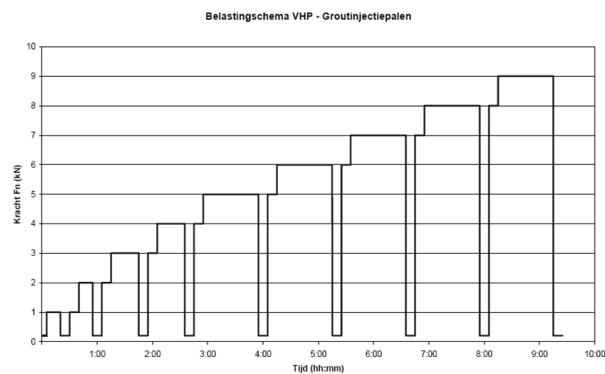
- 3 verplaatsingen van de paalkop;
- 1 verplaatsing van de paalvoet;
- 1 verplaatsing van het groutlichaam;
- de gemiddelde paalkopverplaatsing;
- de gemiddelde paalkopverplaatsing over het afgelopen uur;
- de kracht van de vijzel.

Alle draadverplaatsingsopnemers hebben een meetnauwkeurigheid van 0,06 mm binnen de meetnauwkeurigheid zoals voorgeschreven in de NEN 6745-2.

8.9.2 VERLOOP BELASTINGSPROEF VHP-LR

De proef verloopt conform NEN 6745-1. De proefbelasting wordt in negen stappen aangebracht. Alvorens de proef aan te vatten, wordt een kracht van 10 kN, de 0-kracht of F_0 , aangebracht om eventuele spelingen uit de proefopstelling te halen. Op dit moment kan het nulpunt van de verplaatsingsopmeters ingesteld worden.

Het verloop van de proefbelasting is weergegeven in figuur 8.18. Bij de lage belastingsstappen (tot stap 4) wordt de belasting steeds 30 minuten aangehouden, op voorwaarde dat er gedurende 10 minuten geen verplaatsing wordt gemeten. Bij de hogere belastingsstappen wordt de belasting 60 minuten aangehouden. Na de belasting wordt de kracht steeds teruggebracht tot F_0 voor 10 minuten. Daarna loopt de kracht op tot de volgende belastingsstap. Maar vóór de totale kracht van de volgende belastingsstap aan te brengen, wordt er 10 minuten lang de vorige belastingswaarde aangehouden.



Figuur 8.18 Belastingsverloop proef

De proef wordt beëindigd indien de vijzel onder constante kracht de doorgaande vervorming van de paal niet meer kan volgen of indien de maximale testbelasting is bereikt en deze minimaal een uur kan worden vastgehouden.

8.9.3 RESULTATEN VHP-LR

In bijlage 7 kunnen de resultaten van de proef in tabelvorm worden teruggevonden. Hierin staat vermeld:

- nummer van de kracht;
- tijdstip van iedere belastingsstap;
- waarde van de kracht;
- verplaatsing paalkop;
- verplaatsing paalvoet;
- verplaatsing groutlichaam;
- eventuele opmerkingen.

In de praktijk is de proef niet volledig uitgevoerd kunnen worden. Bij het opvoeren van de kracht naar $F_7 = 1711$ kN, is bij 1652 kN de geregistreerde druk plots weggevallen. De reden hiervoor werd snel ontdekt: één van de vier trekankers werd 131 mm uit de grond getrokken. Op figuur 8.19 is duidelijk te zien dat het anker uit de grond is getrokken met een scheefstand van het dwarsprofiel tot gevolg.



Figuur 8.19 Scheefstand van de profielen na het falen van het anker

De proef is meteen stilgelegd omdat verdere metingen geen enkele significante waarde meer zouden geven.

Achter de oorzaak van het bezwijken is het gissen. Het anker is berekend voor 550 kN terwijl het bezwiken is bij $1652/4 = 413$ kN. Bovendien zijn de ankers overgedimensioneerd in de berekeningen en uitgevoerd volgens de regels van de kunst. Een eventuele oorzaak kan gevonden worden in de moffen die de koppelingen maken tussen de verschillende ankerdelen. Dit is echter te betwijfelen aangezien deze hun kwaliteit eerder al hebben bewezen.

Een andere oorzaak kan de overschatting van de onderliggende krijtlaag met de injecties zijn. Wanneer er niet genoeg druk wordt opgelegd bij het trekken van de buitenstangen bij de uitvoering van de ankers, kan het zijn dat eventuele holtes en dus ook verlies van cementspecie niet opgemerkt wordt.

De ankers zijn, wegens omstandigheden, langer uitgevoerd op de werf dan berekend. Op zich lijkt dit geen enkel probleem, maar de mogelijkheid bestaat dat dit de oorzaak is van het falen. Door het langer uitvoeren van de ankers kan het zijn dat een breukvlak in de krijtlaag doorboord is waardoor al de cementspecie verloren loopt naar onderliggende holtes. Dit is echter niet waarschijnlijk.

Dit zijn natuurlijk allemaal veronderstellingen die niet met zekerheid bevestigd kunnen worden. Misschien is het wel een combinatie van de verschillende oorzaken. Om te controleren of het enkel dit gefaalde anker is dat niet voldoet aan zijn berekend trekvermogen, wordt er op de vijf andere ankers een trekproef uitgevoerd. Uit de resultaten blijkt dat ook enkele andere ankers niet voldoen aan de vooropgestelde eis. Een fout in de uitvoering is hiermee eerder uitgesloten en een mogelijke fout heeft wellicht een structurele oorzaak.

De proef is weliswaar maar tot 1468 kN van de 2196 kN uitgevoerd, maar toch kunnen er enkele conclusies worden getrokken. Het geslaagde deel van de proef is normaal verlopen en de verplaatsingen waren niet buitensporig. Alle belastingsstappen zijn nauwkeurig opgevolgd en er hebben zich geen problemen voorgedaan. Er heeft zich wel een kleine stroompanne van twee minuten voorgedaan, maar dit heeft geen invloed gehad op de resultaten.

Uit de resultaten in bijlage 7 blijkt dat de paalkopverplaatsing duidelijk groter is dan de paalvoetverplaatsing. Dit kan verklaard worden door de elastische samendrukking van de paal. De voetverplaatsing bij de laatste belasting van 1468 kN bedroeg 1,59 mm, wat bijzonder weinig is. Hoewel de maximale belasting van 2196 kN niet bereikt is, kan toch verwacht worden dat de paal ruimschoots voldoet aan het gestelde criterium. De toegelaten zetting is immers 10% van D_{eq} , zijnde 10,0 cm, wat naar alle waarschijnlijkheid nooit bereikt zal worden bij de zwaarste belasting.

In bijlage 8 is een grafiek terug te vinden die een overzicht geeft van de verschillende meetresultaten i.f.v. de tijd. Hier worden bovenstaande conclusies bevestigd. Het krachtsverloop verloopt zoals het hoort, met tussenstappen en ontlasting. Er wordt pas naar de

volgende belastingsstap overgegaan wanneer de paalkopzetting voldoende gestabiliseerd is. Deze zetting verloopt grotendeels evenwijdig met het krachtsverloop. Het falen van het anker is hier ook goed te zien. Bij het bereiken van 1652 kN valt de kracht plots weg tot ongeveer 1000 kN.

De voetverplaatsing begint zich bij een kracht van 1000 kN te stabiliseren op 1,59 mm en verandert niet meer, ook niet bij ontlasting. Dit doet het groutlichaam wel. Er is duidelijk te zien dat de verplaatsing van het groutlichaam wisselvalliger is en bij ontlasting verandert. Bovendien is de zakking van de paalvoet groter dan de zakking van het groutlichaam, waar niet meteen een verklaring voor is. Dit is echter wel maar een miniem verschil.

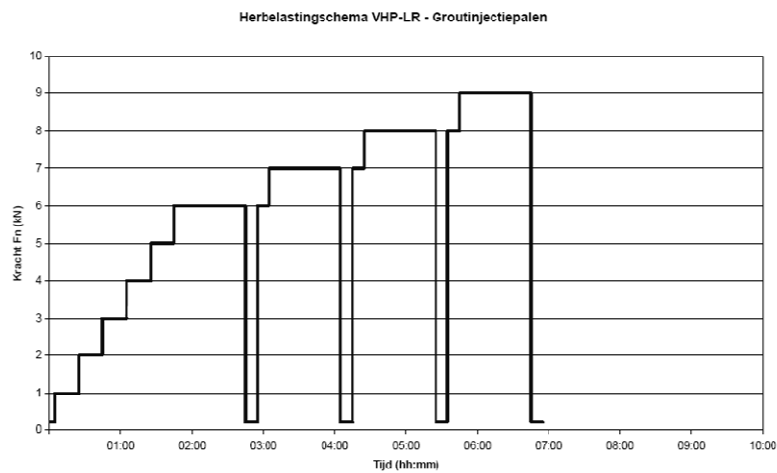
Ook in het lastzakkingsdiagram van de VHP-LR paal in bijlage 9 worden bovenstaande conclusies bevestigd. Er is een mooi egaal verloop van de paalkopzetting te zien bij belasting en ontlasting met een maximale waarde van bijna 8,0 mm.

Om de paalbelastingsproef opnieuw uit te voeren en dus te vervolledigen, is beslist om te werken met een statische belasting. Deze zal bestaan uit blokken beton die op een stalen bed worden gestapeld en zo voor de reactiekracht van de vijzel zorgen.

8.10 NIEUWE PROEF VHP-LR

Voor de nieuwe proef is een nieuw belastingsschema opgesteld dat stap 1 t.e.m. 5 versneld uitvoert. Vanaf stap 6 wordt opnieuw het bestaande schema aangehouden. Het nieuwe verloop is te zien op figuur 8.20.

Op figuur 8.21 is te zien hoe bij deze nieuwe proef het tegengewicht voor de vijzel is gerealiseerd. Op het stalen bed van 30 ton worden betonnen elementen met een stalen casing gestapeld tot een totaal contragewicht van ongeveer 270 ton, wat genoeg is om de totale 220 ton aan drukkracht op te vangen.



Figuur 8.20 Nieuwe belastingsverloop van de proef



Figuur 8.21 De statische belasting bij de nieuwe proef op de VHP-LR paal

Zoals verwacht, liggen de resultaten bij de zwaardere belastingsstappen in de lijn van deze bij de mislukte proef. De grafiek met alle grootheden is terug te vinden in bijlage 10. Bij de laatste en zwaarste belasting van 2196 kN bedroeg de paalvoetzetting amper 0,6 mm en de groutverplaatsing 1,25 mm.

8.11 BEPROEVING VHP PAAL

De VHP paal wordt op volledig analoge wijze beproefd. Enkel het nodige contragewicht is hier lager en bedraagt zo'n 170 ton. De grafiek van de resultaten van de proef op de VHP paal zijn terug te vinden in bijlage 11.

Hierbij moet wel opgemerkt worden dat de proef op de VHP paal uitgevoerd is in twee fasen. De eerste fase bevat acht van de negen belastingsstappen, maar is vroegtijdig beëindigd doordat bij belastingsstap acht de paal excentrische werd belast door een scheefstand van de vijzel. Omdat dit geen representatieve waarden voor de verplaatsing meer gaf, is de proef de volgende dag hervat, met een correct opgestelde vijzel. Dit verklaart het tweedelig karakter van de grafiek in bijlage 11 en het lastzakkingsdiagram in bijlage 12.

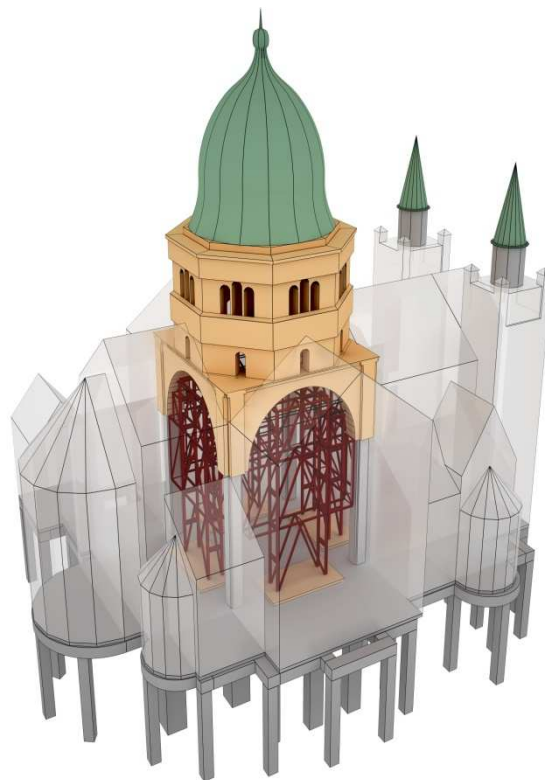
De resultaten van de VHP paal zijn uitstekend met een zakking van de paalvoet en het groutlichaam van allebei minder dan één millimeter en een paalkopzetting van 11,6 mm bij de zwaarste belasting.

9 HERSTELWERKZAAMHEDEN

Na het einde van de definitieve proef en de interpretatie van de testresultaten, kan er overgegaan worden naar het werkelijke herstel van de kerk. Dit gebeurt volgens de opgestelde planning in hoofdstuk 7.

9.1 STAKETSSEL TER ONDERSTEUNING VAN DE KOEPEL

Alvorens te beginnen met de uitvoering van de palen ter ondersteuning van de vier kolommen van de grote koepel, dient er een steunstructuur te worden opgebouwd. Deze bestaat uit een stalen frame, zoals te zien in figuur 9.1. (Servatius, 2009). Dit biedt voldoende steun aan het koepelgewelf tijdens de werkzaamheden aan de voet van de vier kolommen.

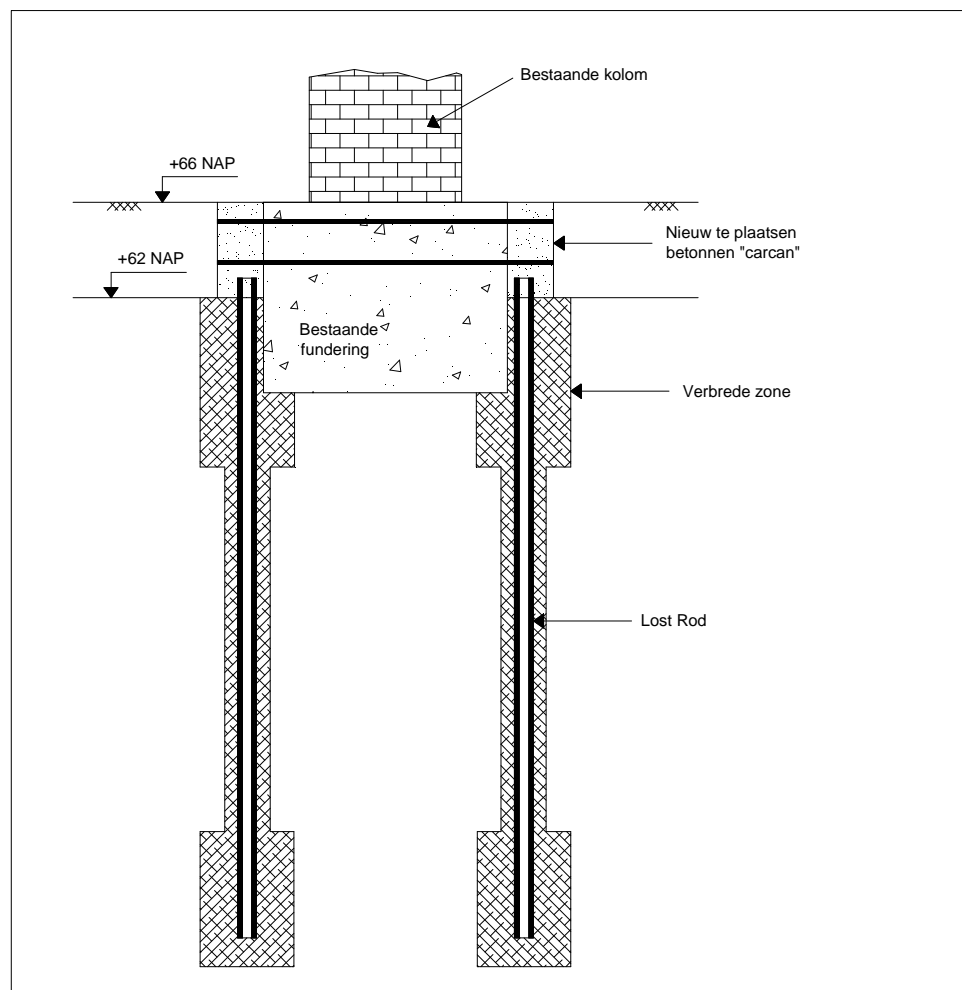


Figuur 9.1 Stutconstructie koepel

9.2 ONDERVANGING KOLOMMEN

De oude fundering van de kolommen wordt aangevuld met nieuwe paalfunderingen die zullen zorgen voor een stabiel geheel. Om de overdracht van de kolom naar de nieuwe paalfunderingen te garanderen, moet er gewerkt worden zoals weergegeven in figuur 9.2.

De VHP-LR palen worden in principe naast de bestaande fundering uitgevoerd. Ze krijgen niet enkel een verbrede paalvoet voor een verhoogd draagvermogen maar ook een verbrede zone aan de kop van de paal. Dit om de oude fundering goed te ondersteunen en alzo een bijkomende veiligheid te nemen op de overdracht van kolomkracht naar palen. Bovendien wordt er rond de bestaande fundering een betonnen carcan gestort. Door het aanbrengen van wapening doorheen de bestaande fundering en deze carcan, wordt de overdracht van de belasting op de onderstaande paalfundering gegarandeerd.



Figuur 9.2 Ondervangingsmethode van een kolom met de VHP-LR

BESLUIT

Eerst komt de algemene projectomschrijving aan bod. Hier is de geschiedenis van de kerk van naderbij bekeken en zijn de oorzaken van de schade aan het gebouw belicht. Daarna is de techniek voor het construeren van de nieuwe paalfundering besproken. De palen zijn daarna ook gedimensioneerd.

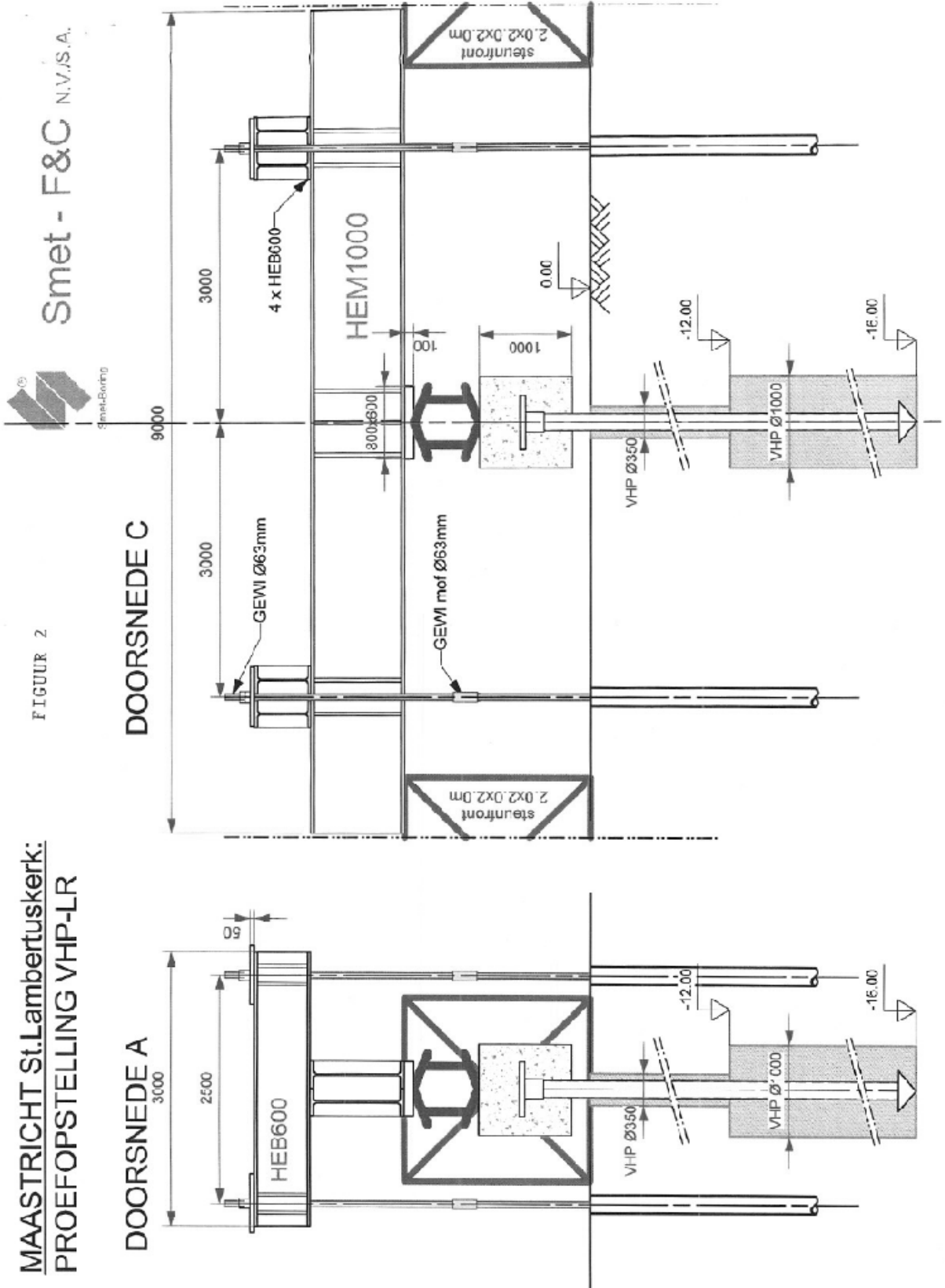
Vervolgens is de paalbelastingsproef uitvoerig besproken. Eerst wordt de injectie van het proefveld toegelicht. Ten tweede worden de ankers gedimensioneerd en wordt de uitvoering in de praktijk besproken. Ook de uitvoering van de twee proefpalen komt aan bod. Ten slotte worden ook de metalen liggers gedimensioneerd.

In een volgende stap komt de echte proef aan bod. Een eerste proef in maart 2010 is echter mislukt omdat één van de vier trekankers bezwaken is. Er is wat dieper ingegaan op de mogelijke oorzaken hiervan, maar met zekerheid een hoofdoorzaak aanduiden is niet mogelijk.

De metingen die geregistreerd zijn tot vlak voor het bezwijken van het anker, geven wel een zeer goede indruk van het gedrag van de paal. De resultaten hebben zich ook verder gezet bij de nieuwe proef in april 2010 waarbij het tegengewicht gerealiseerd werd door een statische belasting. De zetting van de paalkop en paalvoet zijn zeer beperkt gebleven. Dit bevestigt dat de palen zullen voldoen aan de vooropgestelde eisen en geschikt zullen zijn als nieuwe paalfundering onder de St. Lambertuskerk.

BIJLAGE 1: PROEFOPSTELLING

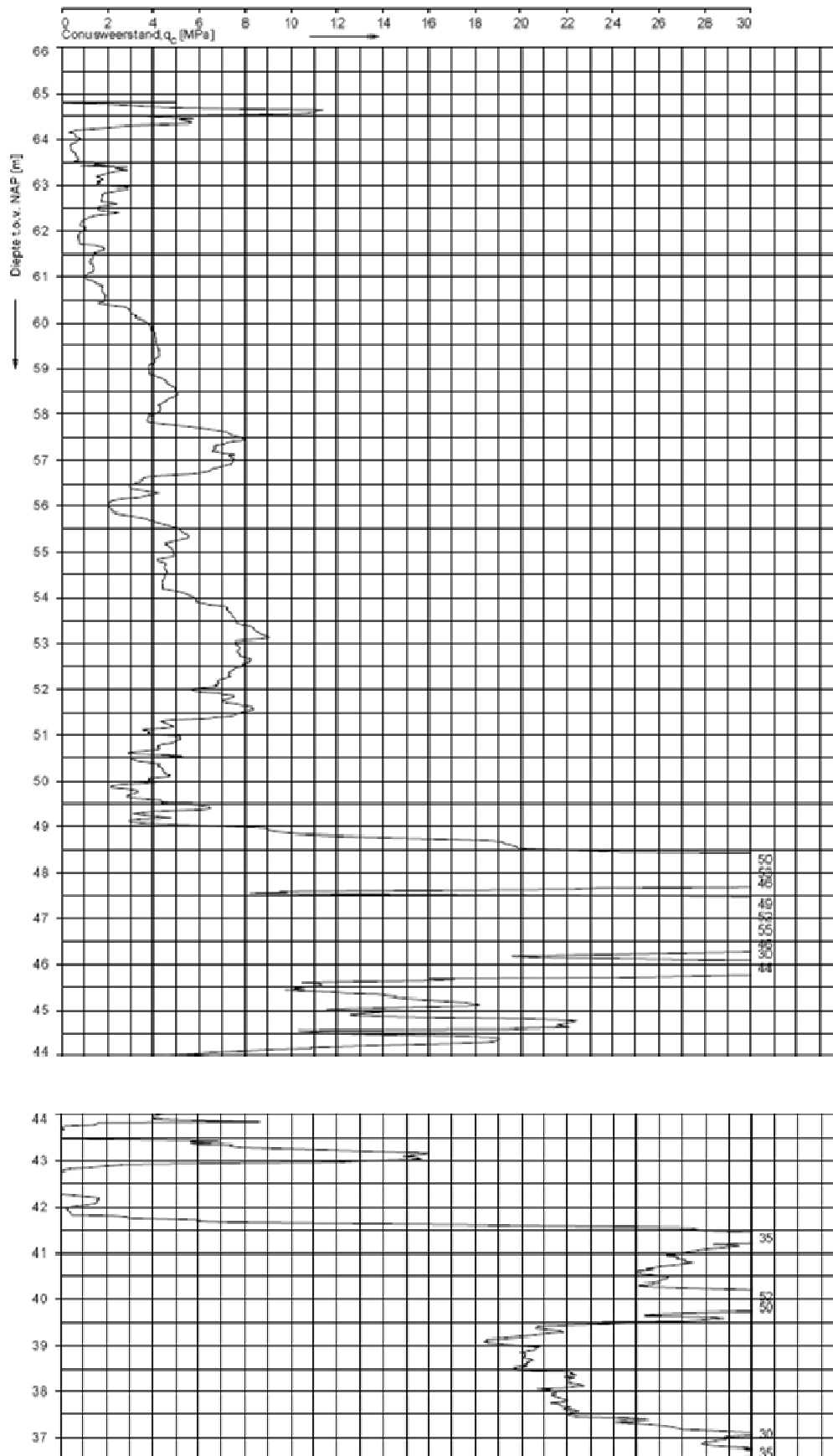
MAASTRICHT St.Lambertuskerk:
PROEFOPSTELLING VHP-LR



FIGUUR 2

 Smet - F&C N.V./S.A.

BIJLAGE 4 : SONDERING DZ58



BIJLAGE 5: BEREKENING ANKERS OP BASIS VAN DZ58

Berekeningsnota trekankers proefopstelling									
St.-Lambertuskerk									
1. Grondonderzoek									
Sondering									
Rapport	FUGRO								
Nummer	DZ58								
2. Gegevens anker									
α	1,2								
Diameter	0,152 m								
Type	IGU								
Veiligheid	1,8								
3. Gegevens belasting									
Trekkracht	550 kN								
4. Berekening									
Lagen	N.A.P.		Dikte laag	Grondsoort	q_c	q_s	F_k	F_d	
			[m]		[N/mm ²]	[kN/m ²]	[kN]	[kN]	
1	65,0	60,5	4,5	Aanvulling	1,0	0,0	0,0	0,0	
2	60,5	49,0	11,5	Leem	5,0	0,0	0,0	0,0	
3	49	46	3,0	Grind	25,0	320,0	550,1	305,6	
4	46	43	3,0	Krijt	14,0	300,0	515,7	286,5	
Totaal op te nemen kracht					$F_d =$	592,1	kN		
Voldoet						OK			
Totale lengte					$L_{tot} =$	22,0	m		

BIJLAGE 6: BEREKENING VAN DE PROEFLIGGERS

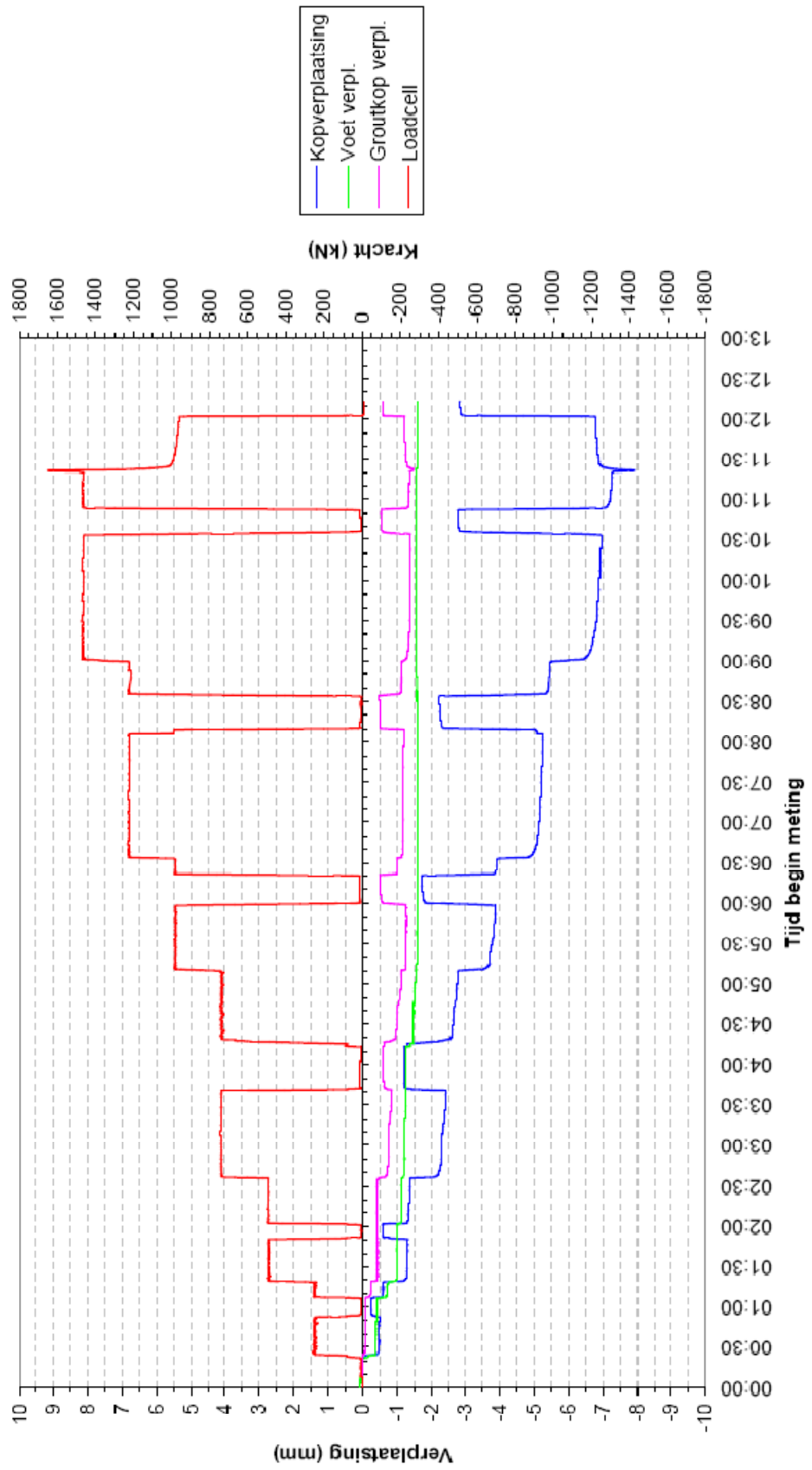
Berekeningsnota liggers proefopstelling			
St.-Lambertuskerk			
1. Langsliggers			
<u>Ligger</u>			
Staalkwaliteit	S	235	N/mm ²
Veiligheid	γ	1,15	
Overspanning	L	6,0	m
Aantal	n	2	liggers
Type		HEM 1000	
	h	1008	mm
	I_y	722300	cm ⁴
<u>Belasting</u>			
Puntlast	F_d	3900	kN
<u>Berekening</u>			
Moment	M_d	5850	kNm
Spanning	σ	204,10	N/mm ²
		OK	
RESULTAAT LIGGER			
Type	HEM 1000		
Aantal	2		
1. Dwarsliggers			
<u>Ligger</u>			
Staalkwaliteit	S	235	N/mm ²
Veiligheid	γ	1,15	
Overspanning	L	4,5	m
Aantal	n	2	liggers
Type		HEB600	
	h	600	mm
	I_y	171000	cm ⁴
<u>Belasting</u>			
Puntlast	F_d	2050	kN
<u>Berekening</u>			
Moment	M_d	2306,25	kNm
Spanning	σ	202,30	N/mm ²
		OK	
RESULTAAT LIGGER			
Type	HEB600		
Aantal	2		

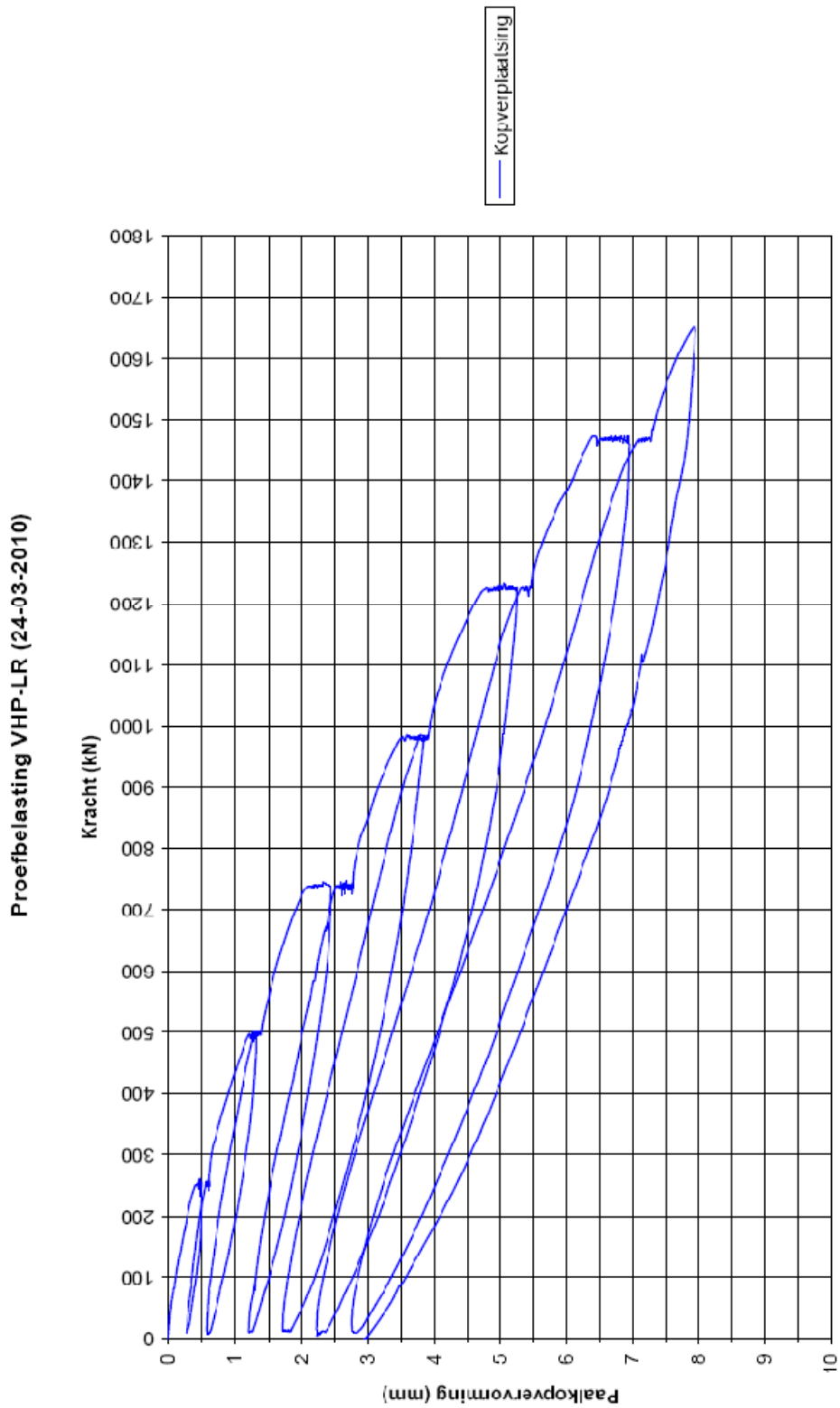
BIJLAGE 7: RESULTATEN PROEF VHP-LR 1

Controleproef VHP-LR paal						
St. Lambertuskerk Maastricht						
24/mrt/10						
Nr.	Tijd	Kracht	Deformatie paalkop	Deformatie paalvoet	Deformatie groutlichaam	Opmerkingen
-	-	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	
F ₀	8.50u	-1,72	0,00	-0,05	0,00	
F ₁	9.35u	255,10	0,50	0,45	0,09	
F ₀	9.50u	9,50	0,28	0,45	0,09	
F ₁	10.02u	246,88	0,60	0,76	0,26	
F ₂	10.35u	495,05	1,32	1,03	0,43	
F ₀	10.45u	8,48	0,58	1,03	0,41	
F ₂	11.20u	496,25	1,40	1,16	0,45	
F ₃	12.25u	739,12	2,45	1,29	0,85	
F ₀	12.57u	10,13	1,22	1,29	0,61	
F ₃	13.54u	744,64	2,78	1,56	1,13	
F ₄	14.42u	983,15	3,85	1,60	1,27	
F ₀	15.05u	11,09	1,73	1,60	0,50	
F ₄	15.17u	984,53	3,93	1,60	1,00	
F ₅	16.50u	1226,23	5,26	1,59	1,21	
F ₀	17.17u	5,01	2,24	1,59	0,47	17.30u: stroomuitval van 2 min
F ₅	17.44u	1224,91	5,48	1,59	1,14	
F ₆	19.13u	1464,55	6,96	1,59	1,40	
F ₀	19.36u	11,09	2,77	1,59	0,54	
F ₆	20.04u	1464,68	7,29	1,59	1,36	
F ₇	20.15u	1652,00	-	-	-	20.15u: anker uit de grond getrokken, proef wordt gestopt
F ₀	-	-	-	-	-	
F ₇	-	-	-	-	-	
F ₈	-	-	-	-	-	
F ₀	-	-	-	-	-	
F ₈	-	-	-	-	-	
F ₉	-	-	-	-	-	
F ₀	-	-	-	-	-	

BIJLAGE 8: GRAFIEK KRACHT - VERPLAATSING VHP-LR 1

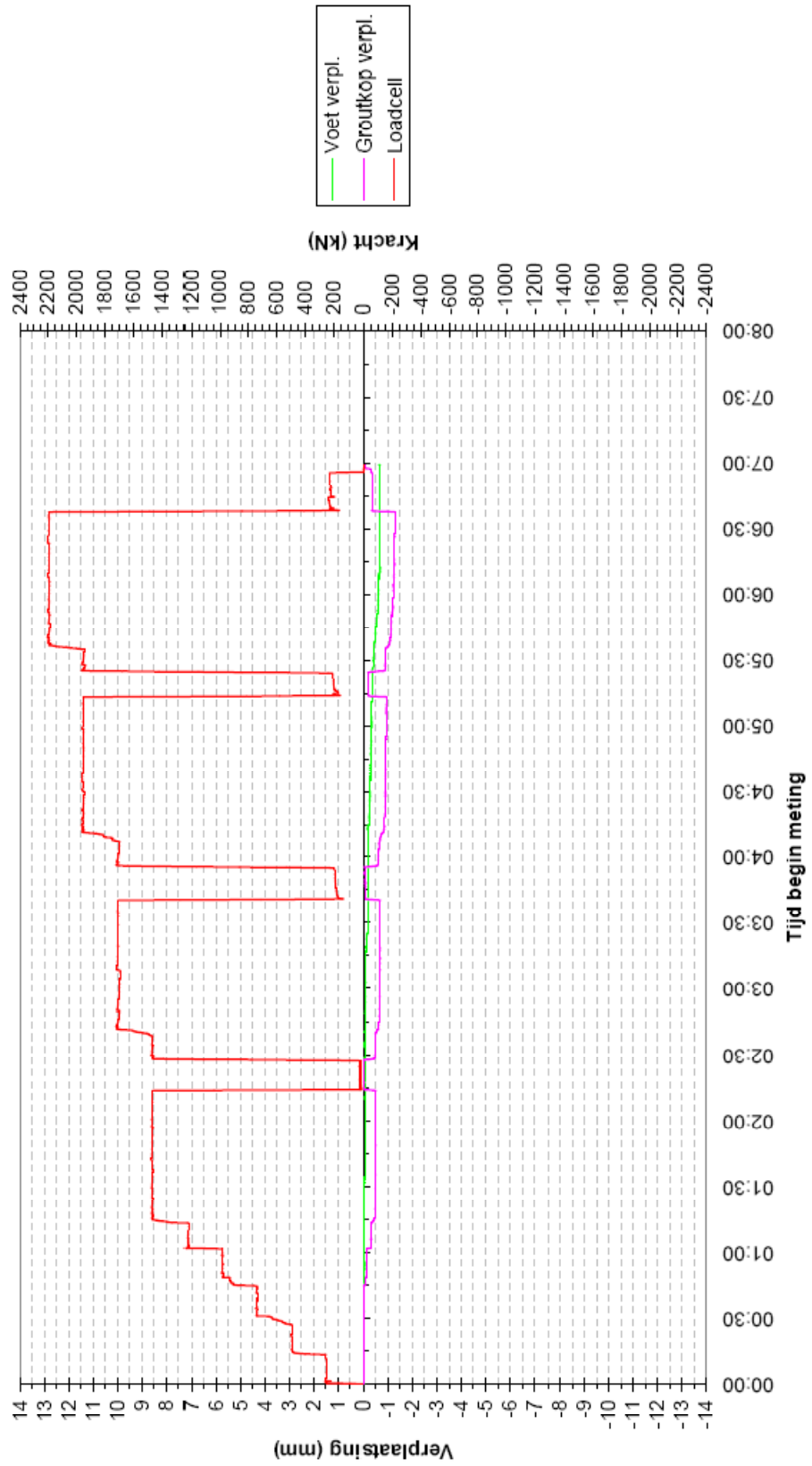
Proefbelasting VHP-LR (24-03-2010)



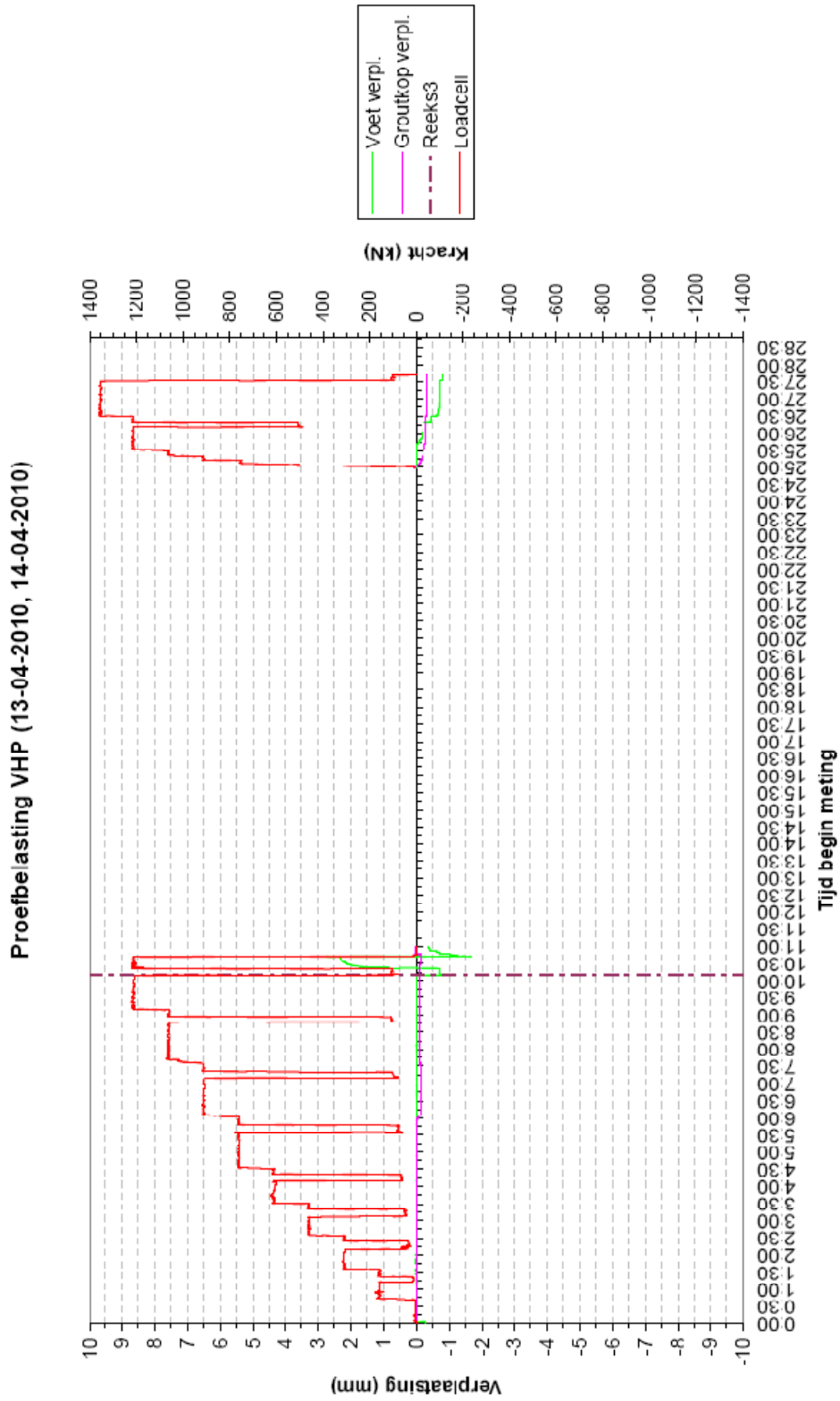
BIJLAGE 9: LASTZAKKINGSDIAGRAM VHP-LR 1

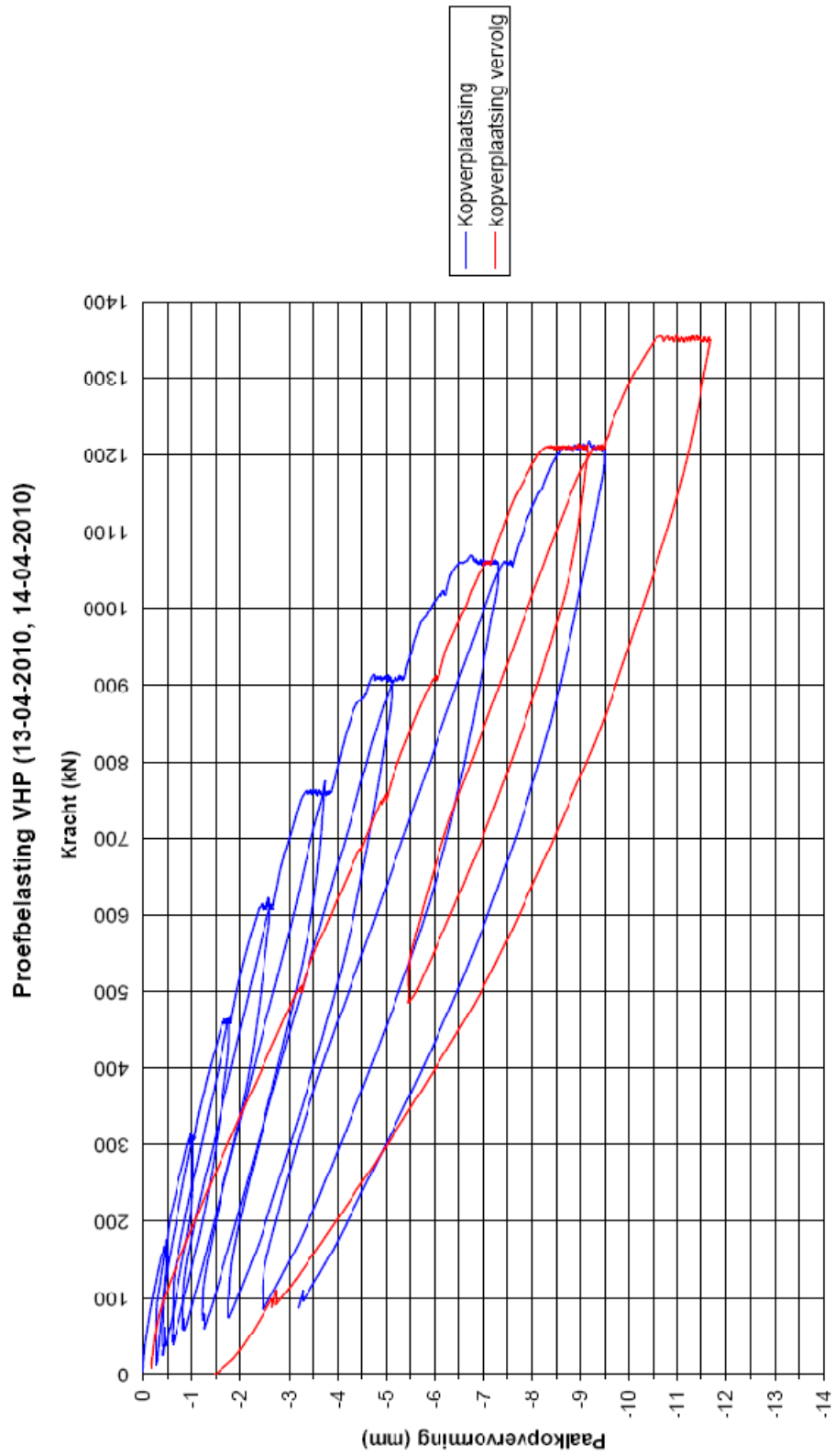
BIJLAGE 10: GRAFIEK KRACHT - VERPLAATSING VHP-LR 2

Proefbelasting VHP-LR (15-04-2010)



BIJLAGE 11: GRAFIEK KRACHT – VERPLAATSING VHP



BIJLAGE 12: LASTZAKKINGSDIAGRAM VHP

LITERATUURLIJST

E. Claassen, B. Telkamp, *Sacre coeur van Maastricht geeft geheimen prijs*, 16/11/2009
http://www.fugro-nederland.nl/info/2006_10/10_2006_1234.asp

F. De Smedt, *Grondmechanica*, Brussel: Vrije Universiteit Brussel, 2007

Fugro Ingenieursbureau B.V., *Rapport nr. 7206-0039-004.R02.*, Weert, 02/12/2008

J. Maertens, *Jet-grouting: State of art*, PowerPoint Presentatie, 13/04/2008

Keller, *Publications 2008/09* [Dvd], Offenbach, Germany, 2009

P. De Vleeshauwer, J. Maertens, *Jet-grouting: Hoever staan we?* Geotechniek, 1999

Redengevende omschrijving Rijksdienst voor de Monumentenzorg, 16/11/2009
<http://www.kerkgebouwen-in-limburg.nl/view.jsp?content=681>

R.F. Bekendam, *GeoControl Notitie M00709*, Maastricht, 12/10/2007

S. De Witte, *Alternatief voor de dataregistratie bij jet-grouting*. Eindwerk KHK, Campus Geel, 2007

Servatius Ontwikkeling, *Nieuwsbrief Lambertuskerk*, Maastricht, s.d.

Servatius, Bureau Boosten Rats, *Presentatie Lambertuskerk*, PowerPoint Presentatie 11/02/2009

Smet-Boring N.V., 13 september 2009 en doorgaans gebruikt gedurende mijn stage:
www.smetboring.be