



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

1 / WERKPLAN

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

1 / WERKPLAN

Rick Spiering
07081235

Datum:
04 februari 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

Dit afstudeerproject is tot stand gekomen in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V., adviesafdeling Geotechniek, en zal mij helpen de beroepscompetenties aan te tonen en de afronding van mijn opleiding tot een succes te maken.

Het werkplan, zoals het nu voor u ligt, is bedoeld als duidelijke omkadering van het afstudeerproject en is daarom gericht aan de afstudeercoördinator van de Haagse Hogeschool: ing. M.G.M. Pat. Tijdens het afstudeerproces kan dit werkplan als leidraad gehanteerd worden en is dit een document om op terug te vallen in het geval van stagnatie van het proces. Tevens dient dit werkplan om duidelijk de *scope* van het afstuderen vast te stellen, met andere woorden: wat valt er wel en wat valt er niet binnen de afstudeer werkzaamheden.

Den Haag, januari 2010

Rick Spiering

SAMENVATTING

Dit rapport is een als draaiboek voor het afstuderen van Rick Spiering voor de opleiding Civiele Techniek, aan de Haagse Hogeschool. Zijn afstudeerproject is een opdracht van Fugro Ingenieursbureau B.V., waarbij het proces begeleid wordt door docentenbegeleiders van de Haagse Hogeschool. Vanuit Fugro is de afstudeerbegeleider dhr. Nohl. Daarnaast is de heer Broersma van Ingenieursbureau Broersma bereid om het afstuderen mede te begeleiden m.b.t. algemene en constructieve aspecten. Vanuit de HHS zullen de heren De Vos en Wiegers als docentbegeleiders optreden.

De afstudeeropdracht komt neer op het maken van een onderbouwde keuze voor een bepaald type diepe ondergrondse parkeergarage in de dichtbebouwde Haagse binnenstad. Gezien de differentiatiekeuze en persoonlijke voorkeur zal de nadruk vooral liggen op de achterliggende geotechniek, terwijl er ook in samenwerking met ingenieursbureau Broersma gekeken zal worden naar de dimensionering van de gekozen variant. De omkadering van het afstudeerproject wordt in dit rapport besproken; zo zullen er in totaal zes rapporten worden uitgebracht (waarvan dit werkplan er één is) en zal het afstudeertraject worden afgesloten met een openbare afstudeerpresentatie op 22 juni 2010. Deze zes producten zijn:

<i>Rapport 1:</i>	<i>Werkplan</i>
<i>Rapport 2:</i>	<i>Literatuurstudie</i>
<i>Rapport 3:</i>	<i>Programma van eisen</i>
<i>Rapport 4:</i>	<i>Variantenstudie</i>
<i>Rapport 5:</i>	<i>Multi Criteria Analyse</i>
<i>Rapport 6:</i>	<i>Ontwerp</i>

Het doel van het afstuderen is het aantonen van ten minste vier beroepsspecifieke competenties. Ten behoeve van dit afstudeerproject is gekozen voor de competenties B01 t/m B04:

<i>B01:</i>	<i>Programma van eisen opstellen en ontwerpen hieraan toetsten</i>
<i>B02:</i>	<i>Alternatieven en varianten opstellen</i>
<i>B03:</i>	<i>Alternatieven en varianten beoordelen en kiezen</i>
<i>B04:</i>	<i>Detailleren, berekenen en tekenen</i>

Deze competenties zijn in overeenstemming met de op te leveren producten gekozen, zodat de vaststelling of aan deze competenties is voldaan vergemakkelijkt wordt. Tevens is aan elk rapport een percentage toegekend, waardoor de voortgang tijdens de tussen- en eindpeiling gemakkelijk te controleren is, waarna eventueel in de planning bijgestuurd kan worden. Het werkplan telt niet mee in deze percentage toekenning, omdat dit niet een onderdeel van het afstuderen vormt, maar behoort tot het semester ervoor. De percentages voor rapporten 2 t/m 5 zijn respectievelijk: 10%, 20%, 25%, 15% en 30%.

Het afstudeertraject beslaat officieel 20 weken en zal starten op 8 februari 2010. Echter, bij het opstellen van de planning is uitgegaan van 79 effectieve werkdagen die besteedt kunnen worden aan bovengenoemde rapporten. De overige beslaan feestdagen, persoonlijke vrije dagen of voorbereiding van de eindpresentatie.

In onderstaande opsomming is vermeld hoeveel werkdagen ingepland zijn voor de verschillende rapporten:

<i>Rapport 1:</i>	<i>0 werkdagen</i>	<i>(valt binnen semester 7)</i>
<i>Rapport 2:</i>	<i>8 werkdagen</i>	
<i>Rapport 3:</i>	<i>15 werkdagen</i>	
<i>Rapport 4:</i>	<i>20 werkdagen</i>	
<i>Rapport 5:</i>	<i>11 werkdagen</i>	
<i>Rapport 6:</i>	<i>23 werkdagen</i>	

De opgestelde planning dient als richtlijn; hiermee wordt bedoeld dat per week bekeken wordt in hoeverre het afstudeerproject nog op koers ligt, waarna er eventueel in de planning geschoven kan worden met deadlines.

MOTIVATIE

Na overleg met de afstudeercoördinator is er besloten dat er een motivatie geschreven moet worden voor de keuze van dit afstudeerproject, omdat dit zijnsinzien niet een waterbouwkundig afstudeerproject is en daarom niet binnen mijn specialisatie Waterbouw zou vallen.

In de gehele waterbouw is grondtechniek een zeer belangrijk en terugkerend aspect. Om deze reden is grondtechniek een groot onderdeel van de specialisatie Waterbouw op de Haagse Hogeschool (groter dan bij de overige specialisaties). Ik heb gekozen voor deze afstudeeropdracht in de veronderstelling dat juist deze grondtechniek, welke een heel belangrijk aspect is bij het ontwerp van een ondergrondse parkeergarage, perfect aansluit bij mijn specialisatie. Hierbij valt te denken aan het ontwerpen van ankers om het opdrijven van de ondergrondse constructie als gevolg van grote waterdrukken te voorkomen of het zodanig dimensioneren van de wanden dat deze niet onder de enorme gronddrukken bezwijken.

Ik ben van mening dat er tussen de specialisaties Waterbouw en Constructies een grijs gebied zit. Dit blijkt wel uit de lessen OCW van de waterbouwspecialisatie (waarbij een aquaduct volledig is doorgerekend, zoals: wanddiktes, wapeningspercentage, wapeningstekeningen, etc.) en uit de afgelopen waterbouwminor. Ten behoeve van deze minor heb ik me bezig gehouden met het ontwerpen van een kadewand, waarbij uiteraard ook constructieve elementen zijn behandeld. Ik probeer hiermee te zeggen dat ik vind dat er een dunne lijn of grijs gebied is tussen beide specialisaties en dat beiden nauw samenhangen in de praktijk. Om deze reden ontkomt een student er naar mening bijna niet aan om zich ook met constructieve vraagstukken bezig te houden ten behoeve van het aantonen van competentie *B04: Detailleren, berekenen en tekenen*.

Vooral grondtechniek heeft mij vanaf het eerste studiejaar al geboeid; ik vind het een interessant, divers en imponerend werkveld, daarnaast vind ik het zeer specialistisch en typerend voor de civiele techniek. Ik vind het een vakgebied waarbij het aankomt op ruimtelijk inzicht en logisch nadenken; iets wat ik zoveel mogelijk probeer na te streven en waardoor het mij zo aanspreekt. Het lijkt mij daarom ontzettend interessant en leerzaam om juist dit civieltechnische vakgebied met mijn afstuderen te kunnen combineren.

Het geeft mij veel vertrouwen dat dit afstudeerproject in samenwerking met Fugro en Ingenieursbureau Broersma is; beide toonaangevende bedrijven in respectievelijk grondtechniek en constructies. Ik heb er alle vertrouwen in dat ik voor begeleiding en ondersteuning bij dit afstudeerproject goed terecht kan bij de vele specialisten van beide bedrijven, om zodoende dit project tot een positief en kwalitatief hoogwaardig einde te brengen. Ook heb ik bewust gekozen voor de heren J. de Vos en Wiegers als docentbegeleiders, in verband met hun grond- en constructiekennis.

Na de afgelopen jaren op de Haagse Hogeschool kan ik niet wachten om te beginnen aan deze afstudeeropdracht. De motivatie hiervoor ligt dan ook erg hoog en ik ben van plan dit serieus en professioneel aan te pakken. Daarnaast vind ik dit een zeer interessant en divers onderwerp, waarbij veel civieltechnische aspecten betrokken zijn en wat er ook echt toe doet. De gesprekken bij Fugro hebben mij een goed gevoel gegeven en ik heb het idee dat we op één lijn zitten voor wat betreft de afstudeeropdracht en de werkzaamheden. Dit heeft mij alle vertrouwen en motivatie gegeven om te starten met het afstudeertraject.

Rick Spiering.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	COLOFON	2
2.1	Opdrachtgever	2
2.2	Onderwijsinstelling	2
2.3	Student	2
3	AFSTUDEERPROJECT	3
3.1	Projectlocatie	3
3.2	Probleemomschrijving	5
3.2	Probleemstelling	5
3.3	Opdracht	5
3.4	Doelstelling	5
4	COMPETENTIES	6
5	PRODUCTEN	7
6	DIEPGANG	9
7	PLANNING	10
8	AFSPRAKEN	11
	BIJLAGEN	
1.1	Planning	

1 INLEIDING

Het werkplan betreft een vooraf opgesteld plan waarin de toekomstige werkzaamheden worden uitgestippeld. Ook uit de volgende definities van het woord 'werkplan' is duidelijk op te maken wat het doel van dit rapport is.

'schematisch plan voor de uit te voeren werkzaamheden.'

[<http://www.encyco.nl>]

'overzicht van de organisatie van werkzaamheden, waaruit o.a. blijkt door wie, waar en wanneer de verschillende activiteiten worden uitgevoerd.'

[<http://www.woorden-boek.nl>]

'draaiboek, planning, schema'

[<http://www.mijnwoordenboek.nl>]

Behalve een duidelijke omschrijving en bebakening van de afstudeerwerkzaamheden, dient dit werkplan ook als een soort startdocument waarin ook allerlei belangrijke (contact)gegevens en een planning zijn opgenomen.

De contactgegevens van de betrokken partijen zijn te vinden in het eerste hoofdstuk: het colofon. In het volgende hoofdstuk wordt al de informatie betreffende het afstudeerproject zelf besproken, zoals een duidelijke omkadering van het civieltechnische probleem, de *scope of work* en het beoogde doel. Hierna worden de beroepsspecifieke competenties besproken die tijdens het afstuderen zullen worden belicht. De op te leveren producten zijn afgestemd op deze competenties en zullen in hoofdstuk 5 besproken worden. Aan deze producten/rapporten zijn percentages toegekend, zodat de voortgang van het afstuderen gemonitord kan worden. Vervolgens wordt in hoofdstuk 6 de diepgang van de producten besproken; het ene rapport zal immers een andere diepgang kennen dan het andere. Hierna wordt besproken welke afspraken er, ten behoeve van de voortgang en de kwaliteitsbewaking van het project, met zowel de afstudeer- en docentbegeleider worden gemaakt. Als laatste treft u de planning aan; in deze planning wordt de afstudeerperiode in weken opgedeeld, waarbij belangrijke deadlines en opleverdata zijn ingepland.

2 COLOFON

2.1 Opdrachtgever

Afstudeerbedrijf : *Fugro Ingenieursbureau B.V.*
· *Adviesafdeling-Geotechniek*
Adres : *Veurse Achterweg 10*
Postbus 63
2260 AB Leidschendam
Telefoon : *070-311 13 33*



Afstudeerbegeleider : *ing. W.A. Nohl*
Functie : *Principal consultant*
Telefoon : *070-311 11 98*
E-mailadres : *w.nohl@fugro.nl*

Getekend: _____

Mede-afstudeerbedrijf : *Broersma Ingenieursbureau*
voor Beton- en staalconstructies
Adres : *Groot Hertoginnelaan 33*
2517 EB Den Haag
Telefoon : *070-360 29 07*



Mede-afstudeerbegeleider : *ir. A. Broersma*
Functie : *Directeur*
E-mailadres : *a.broersma@burobroersma.nl*

Getekend: _____

2.2 Onderwijsinstelling

Onderwijsinstelling : *De Haagse Hogeschool*
· *Academie voor Technology & Environment*
· *Opleiding Civiele Techniek*
Adres: *Johanna Westerdijkplein 75*
2521 EN Den Haag
Telefoon : *070-445 87 20*



Afstudeercoördinator : *ing. M.G.M. Pat*
Telefoon : *070-445 89 75*
E-mailadres : *m.g.m.pat@hhs.nl*

Getekend: _____

1^o docentbegeleider : *ing. J. de Vos*
Functie : *Docent grondtechniek*
Telefoon : *070-445 87 39*
E-mailadres : *j.devos@hhs.nl*

Getekend: _____

2^o docentbegeleider : *ir. M.W. Wiegers*
Functie : *Docent constructies*
Telefoon : ...
E-mailadres : ...

Getekend: _____

2.3 Student

Naam : *Rick Spiering*
Adres : *Vrederustlaan 23^D*
2543 SJ Den Haag
Telefoon : *06-13 15 3992*
E-mailadres : *rick_spiering@hotmail.com*
Studentnummer : *07081235*

Getekend: _____

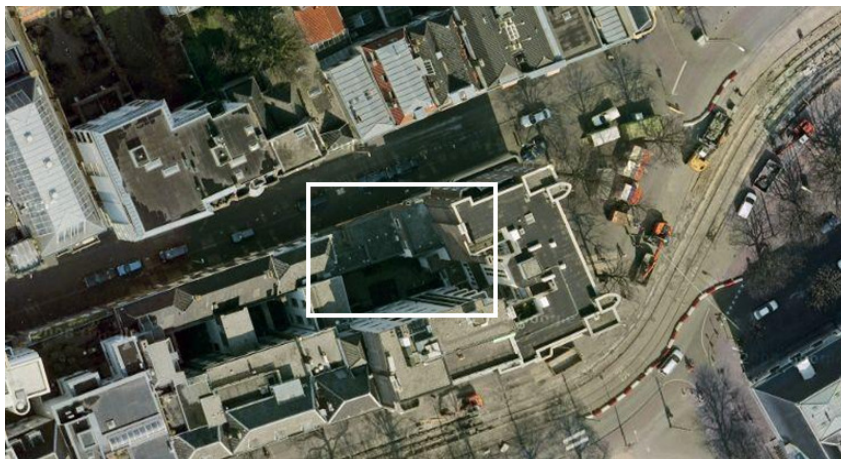
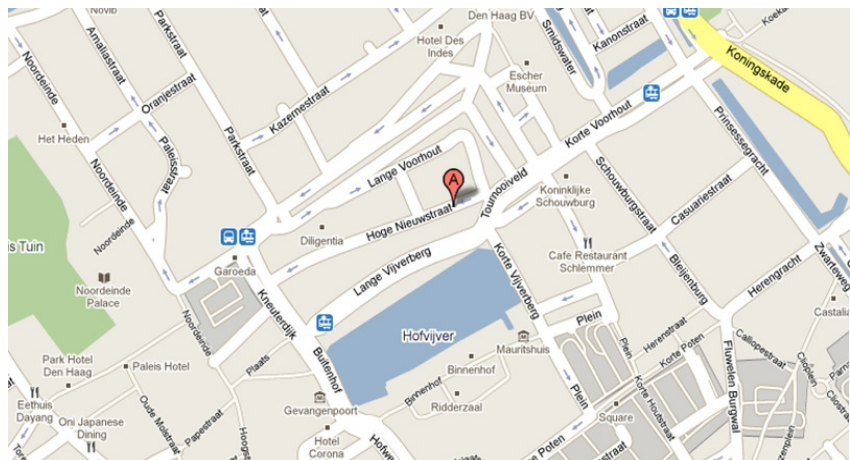
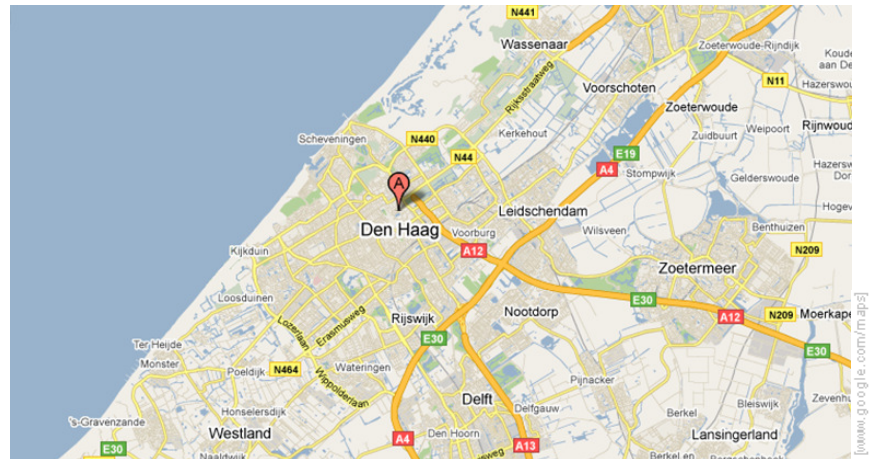
3 AFSTUDEERPROJECT

Dit hoofdstuk bestaat uit een omschrijving van het probleem, een probleemstelling, een duidelijke omschrijving van de opdracht en het beoogde doel. Deze onderwerpen zullen in de volgende paragrafen besproken worden.

3.1 Projectlocatie

Het project (in de volgende paragrafen nader toegelicht) zal plaatsvinden aan de Hoge Nieuwstraat 31-33, te Den Haag. Deze straat ligt midden in de Haagse binnenstad, parallel tussen de Lange Vijverberg en het Lange Voorhout, op een steenworp afstand van de Hofvijver.

De afbeeldingen op deze en de volgende pagina geven een duidelijk beeld van de projectlocatie:





3.2 Probleemomschrijving

Op de projectlocatie staat momenteel een pand dat in de toekomst gesloopt zal worden. Er zal op deze locatie een nieuw (kantoor-)pand gebouwd worden. Aangezien parkeren een groot probleem op en rond de locatie is, zal er onder het nieuwe (kantoor-)pand een parkeergarage gemaakt moeten worden als eigen parkeervoorziening. Deze garage is alleen bestemd voor de gebruikers van het nieuwe (kantoor-)pand en zal daarom niet openbaar toegankelijk zijn. Dit project kent een aantal kenmerken; de garage moet bijvoorbeeld gerealiseerd worden op een zeer klein terreinoppervlakte, tussen naastliggende, oude bebouwing. Dit zal grote gevolgen hebben voor het ontwerp; denk bijvoorbeeld aan zettingeisen, maar ook de beschikbare uitvoeringsruimte, of juist het gebrek eraan. Al dit soort kenmerken dienen in ogenschouw genomen te worden bij het zoeken naar een passende oplossing voor de onderstaande probleemstelling.

3.3 Probleemstelling

Na de realisatie van het nieuwe (kantoor-)pand op de projectlocatie dient er voldoende parkeergelegenheid voor de toekomstige gebruikers van het pand beschikbaar zijn.

3.4 Opdracht

Maak een onderbouwde keuze tussen verschillende varianten van ondergrondse parkeergarages voor de realisatie ervan op de aangegeven projectlocatie, rekeninghoudend met de specifieke lokale eigenschappen en eisen, en werk dit gekozen ontwerp nader uit, waarbij met computerprogramma's de optredende geotechnische verschijnselen inzichtelijk gemaakt worden.

3.5 Doelstelling

Door middel van (literatuur-)onderzoek dient inzicht verkregen te worden in de diverse technieken voor het bouwen van ondergrondse garages, waarna in een Programma van eisen diverse eisen en randvoorwaarden vastgelegd dienen te worden, op basis waarvan verschillende varianten opgesteld kunnen worden. Deze varianten dienen afgewogen te worden volgens de Multi Criteria Analyse methode, waarna er een gefundeerde keuze gemaakt kan worden en het gekozen ontwerp tot slot verder uitgewerkt en de optredende geotechnische verschijnselen onderzocht worden.

4 COMPETENTIES

Het onderwijs van de opleiding Civiele Techniek aan de Haagse Hogeschool is ingericht als zogenaamd competentie-onderwijs. Hierbij worden een aantal soorten competenties onderkend, die elke afgestudeerde hbo-er dient te bezitten. Er worden vier soorten onderkend, namelijk:

- *Algemene hbo competenties;*
- *Sociaal communicatieve competenties;*
- *Zelfsturende competenties;*
- *Beroepsspecifieke competenties.*

Deze hoofdgroepen bestaan elk uit meerdere onderdelen, die elk gedurende de opleiding gestimuleerd, getraind en getoetst/beoordeeld worden. Bij het afstuderen draait het om de beroepsspecifieke competenties. De student kiest namelijk vier naastliggende beroepsspecifieke competenties die hij of zij tijdens het afstudeerproject aantoon op afstudeerwaardig niveau.

De verschillende beroepsspecifieke competenties zijn:

- B01: Programma van eisen opstellen en ontwerpen hieraan toetsten*
- B02: Alternatieven en varianten opstellen*
- B03: Alternatieven en varianten beoordelen en kiezen*
- B04: Detailleren, berekenen en tekenen*
- B05: Contractdocumenten opstellen
- B06: Begroting opstellen
- B07: Uitvoeringsplan opstellen
- B08: Planning opstellen
- B09: Projectgebonden kwaliteitsbewaking beschrijven
- B10: Directie voeren
- B11: Plan opstellen voor beheer en onderhoud van infrastructuur

Voor het project 'Parkeergarage Hoge Nieuwstraat 31-33' heb ik gekozen voor de eerste vier naastliggende beroepsspecifieke competenties, namelijk B01 t/m B04 (schuingedrukt), omdat deze logischerwijs het beste passen bij het oplossen van de probleemstelling. Het beheersen van deze competenties zal doormiddel van rapporten en een eindpresentatie worden aangetoond, waarna de opleiding oordeelt of deze van het minimaal vereiste afstudeerniveau zijn.

5 PRODUCTEN

De onderstaande tabel geeft een overzicht van de op te leveren producten. Deze producten zijn in rapportvorm en genummerd. Tevens is aangegeven welke competentie (zie vorig hoofdstuk) het rapport behelst en hoeveel procent het deel uitmaakt van het totale afstudeerwerk. Deze percentages zijn vooral belangrijk om de voortgang te kunnen controleren, eventuele stagnatie te signaleren en tijdens de tussen- en eindpeiling de koers van het afstuderen te bepalen.

<i>Rapport</i>	<i>Titel</i>	<i>Competentie</i>	<i>Percentage</i>
1	Werkplan	-	-
2	Literatuurstudie	-	10%
3	Programma van eisen	B01	20%
4	Variantenstudie	B02	25%
5	Multi Criteria Analyse	B03	15%
6	Ontwerp	B04	30%
		Totaal:	100%

Rapport 1: Werkplan

Het werkplan betreft een vooraf opgesteld plan waarin de toekomstige werkzaamheden worden uitgestippeld (voor een toelichting op dit rapport wordt verwezen naar de inleiding in hoofdstuk 1).

Rapport 2: Literatuurstudie

Om een goed inzicht te krijgen in de technieken voor het bouwen van ondergrondse parkeergarages, is het van belang om te beginnen met een literatuurstudie. De bevindingen van zowel de bestudeerde literatuur, als soortgelijke projecten, zullen in dit rapport verwoord worden. Op deze manier zal een (technisch) kenniskader gevormd worden en wordt er inzicht verkregen in de diverse aspecten van dit specialistische civieltechnische vakgebied.

Rapport 3: Programma van eisen

Voor elk project is het essentieel om de eisen en voorwaarden van de opdrachtgever goed in kaart te brengen. Dit zal gebeuren door middel van het opstellen van een Programma van Eisen; dit PvE vormt de basis van de verschillende op te stellen varianten en zal in overleg met de opdrachtgever en in overeenstemming met de wettelijk geldende normen opgesteld worden. Dit proces zal in samenwerking met dhr. Broersma worden toegepast aan de daadwerkelijke door de klant aangegeven randvoorwaarden.

Rapport 4: Variantenstudie

Op basis van de inmiddels vergaarde kennis uit voorgaande rapporten en de wensen van de opdrachtgever, zoals vastgelegd in het PvE, zullen een aantal verschillende varianten opgesteld worden als oplossing van de probleemstelling. Deze varianten zullen tot op globale schaal worden uitgewerkt; waarbij het vooral draait om de onderlinge verschillen aangezien deze in het volgende rapport tegen elkaar afgewogen zullen worden.

Rapport 5: Multi criteria analyse

De varianten uit het vorige rapport zullen door middel van een Multi Criteria Analyse (MCA) getoetst worden aan een aantal toetsingscriteria. Daarnaast zullen er weegfactoren aan deze criteria toegekend worden, waardoor het mogelijk wordt om bepaalde criteria zwaarder te laten wegen dan andere. Dit gehele proces tot het komen van een weloverwogen variantkeuze zal in dit rapport nauwkeurig vastgelegd worden.

Rapport 6: Ontwerp

In het laatste rapport, het ontwerprapport, zal de gekozen variant nader uitgewerkt worden. Hierbij zullen onder technische specificaties zoals de benodigde dimensies en wapening, aan de hand van berekeningen en tekeningen, bepaald worden. De constructieve aspecten met betrekking tot sterkte en stijfheid van betonnen constructies in dit onderdeel zullen mede worden beoordeeld door dhr. Broersma.

6 DIEPGANG

In dit hoofdstuk zal de beoogde diepgang beschreven worden. Dit zal wederom gebeuren aan de hand van de op te leveren rapporten, zodat er meteen duidelijk is hoe diepgaand de rapporten zullen worden.

Rapport 2: Literatuurstudie

Op een beschrijvende manier worden de hedendaagse technieken van ondergrondse garagebouw besproken, waarbij onder andere gekeken zal worden naar de constructie, uitvoeringsmethoden, toepasbaarheid en dergelijke. Het doel blijft vooral om inzicht te krijgen in de mogelijkheden en toegepaste technieken. Behalve literatuur zal er ook onderzoek gedaan worden naar reeds uitgevoerde soortgelijke projecten, om zodoende reële praktijkvoorbeelden te vergaren.

Rapport 3: Programma van eisen

Het Programma van Eisen zal op een professioneel niveau worden opgesteld, zoals gebruikelijk voor soortgelijke civieltechnische bouwprojecten. Hierbij zullen zoveel mogelijk eisen en randvoorwaarden, in overleg met Ingenieursbureau Broersma, worden opgesteld en vastgelegd in het rapport. Het PvE zal zo compleet en professioneel mogelijk worden, naar voorbeeld van hedendaagse toegepaste PvE's van het afstudeerbedrijf.

Rapport 4: Variantenstudie

Er zullen een aantal verschillende varianten worden opgesteld en globaal worden uitgewerkt. Hierbij wordt er nog niet al te diepgaand gedacht, maar simpelweg gekeken wat de (meest logische) opties zijn voor oplossingen van de probleemstelling.

Rapport 5: Multi criteria analyse

Ten behoeve van de Multi criteria analyse zal er volledig gewerkt worden volgens de regels die gelden voor deze selectiemethoden. Eventueel zal er contact worden opgenomen met dhr. Heusinkveld, de vakdocent van de Haagse Hogeschool betreffende de MCA-methode. De gekozen varianten zullen nader onderzocht worden, met als doel de diverse parameters te verkrijgen die in de MCA tabellen in te voeren zijn. Deze parameters worden door middel van weegfactoren (verkregen door gegevens uit het PvE en in overleg met de opdrachtgever) verzwaard, waardoor er een onderbouwde keuze gemaakt kan worden.

Rapport 6: Ontwerp

Ten behoeve van de uitwerking van het gekozen ontwerp, zal er samen gewerkt worden met Fugro en Ingenieursbureau Broersma. Door middel van het computerprogramma Plaxis 2D zullen, op de methode zoals deze vandaag de dag door ingenieursbureaus wordt toegepast, diverse zaken zoveel mogelijk worden uitgewerkt. Hierbij valt te denken aan het inzichtelijk maken van de geotechnische verschijnselen en eventueel toe te passen maatregelen om zetting van belendingen te voorkomen of beperken. Het programma zullen worden gebruikt als middel om verschijnselen zichtbaar te maken door diverse doorsneden te genereren waarin duidelijk de invloed van de constructie op de omringende grond zichtbaar wordt gemaakt.

7 PLANNING

Ten behoeve van het afstudeer project 'Ondergrondse parkeergarage Hoge Nieuwstraat 31-33 Den Haag' is een planning opgesteld. Dit hoofdstuk staat in het teken van deze planning en alles wat daarmee te maken heeft.

De officiële startdatum van de afstudeerperiode is maandag 8 februari 2010. Het afstuderen zal duren tot en met de dag van de eindpresentatie op dinsdag 22 juni 2010. Om alle werkzaamheden tussen beide data door goede banen te leiden is een zo reëel mogelijke planning opgesteld. Deze planning is als bijlage terug te vinden achterin dit werkplan.

Het effectieve aantal werkdagen dat besteed kan worden aan de rapporten komt uit op slechts 79 werkdagen. Aan de hand van dit aantal werkdagen is berekend hoeveel tijd de producten op basis van hun toegekende percentage theoretisch in beslag zouden moeten nemen. Op deze wijze zijn de deadlines voor de producten in de planning verwerkt.

Er zijn een aantal door de opleiding opgelegde deadlines, namelijk:

- 16 april 2010: Tussenpeiling

Deze datum is een moment van controle op de voortgang van het afstudeerproces; waarbij gecontroleerd wordt of er minimaal 55% van het totale afstudeerwerk afgerond is en of de student alle voorgaande ECTS-en in zijn of haar bezit heeft. Het is dus van groot belang om eventuele herkansingen voor deze datum af te ronden. Wordt aan één van eerdergenoemde eisen niet voldaan; dan zal dit onherroepelijk tot een vertraging van minimaal drie maanden leiden.

- 3 juni 2010: Eindpeiling

Bij de eindpeiling wordt het afstudeerwerk door de beoordelaars van de opleiding beoordeeld. Eventuele verbeterpunten en op- of aanmerkingen worden door de beoordelaars gemaakt, waarna de student tot de uiterlijke inleverdatum de tijd heeft de rapporten aan te passen.

- 11 juni 2010: Uiterlijke inleverdatum

Op deze datum is het de bedoeling het werk definitief in te leveren. Inleveren is mogelijk tot 16:00u; drie exemplaren in hard-copy en één exemplaar digitaal op CD-rom. De tijd tussen de eindpeiling en de uiterlijke inleverdatum is bedoeld om eventuele fouten uit de rapporten te halen en opmerkingen/aantekeningen te verwerken alvorens deze definitief in te leveren. Het afstudeerrapport wordt voor $\frac{3}{6}^e$ beoordeeld op kwaliteit en voor $\frac{2}{6}^e$ op kwantiteit.

- 22 juni 2010: Openbare afstudeerpresentatie

Gedurende deze 20 minuten durende presentatie is het de bedoeling dat de student zijn of haar afstudeerproject presenteert. Deze presentatie is openbaar en daardoor voor iedereen toegankelijk, zoals familieleden van de afstudeerder of andere extern geïnteresseerden. Ondanks het openbare karakter van deze presentatie, dient deze gericht te zijn naar mensen van een gelijk (technisch) hbo-niveau. Na de presentatie krijgen de beoordelaars de gelegenheid om kritische vragen aan de afstudeerder te stellen. De beoordeling van deze presentatie telt voor $\frac{1}{6}^e$ van het eindcijfer mee. Na deze presentatie kan het afstudeereindcijfer vastgesteld worden; hierbij wordt ook het advies van het afstudeerbedrijf over de afstudeerder in ogenschouw genomen.

Belangrijk is te beseffen dat de planning (op de gestelde deadlines na) een flexibel document is. Hiermee wordt bedoeld dat deze gedurende het afstudeertraject continu aangepast kan en zal worden. Afhankelijk van de voortgang van het project kan door stagnatie, of juist een sneller verloop dan verwacht, de planning worden aangepast. Het verloop wordt zowel door de afstudeerbegeleider als de docentbegeleider nauwlettend in de gaten worden gehouden; hierover in hoofdstuk 8 meer.

8 AFSPRAKEN

Met zowel de interne en externe begeleiders zal op een vast tijdstip contact plaatsvinden ten behoeve van het monitoren van de voortgang en het bespreken van eventuele problemen.

Begeleiding docentbegeleiders Haagse Hogeschool:

Met de interne begeleiders (docentbegeleiders) zal op driewekelijkse basis contact onderhouden worden. Het oogmerk van deze contactmomenten is het monitoren, en indien nodig bijsturen, van de voortgang en het kwaliteit van de afstudeeropdracht.

Dit contact zal in de regel plaatsvinden op de Haagse Hogeschool. Desgewenst kan de bijeenkomst georganiseerd worden bij het afstudeerbedrijf Fugro, te Leidschendam; dit zal van te voren overeengekomen worden. De planning van de afspraken is als volgt:

Datum	Tijdstip	Locatie	Bijzonderheden
17 februari 2010	13:00	HHS	-
10 maart 2010	13:00	HHS	-
31 maart 2010	13:00	HHS	-
16 april 2010	13:00	HHS	Tussenpeiling
12 mei 2010	13:00	HHS	-
3 juni 2010	13:00	HHS	Eindpeiling
22 juni 2010	n.n.b.	HHS	Afstudeerpresentatie

De student zorgt ervoor dat de docentbegeleiders (een deel van) het afstudeerwerk, minimaal een dag van te voren opgestuurd krijgen; op deze wijze kunnen de docentbegeleiders een inschatting maken van de voortgang en kwaliteit van het afstudeerproject. Hierdoor zal er tijdens de contactmomenten zo effectief mogelijk gewerkt kunnen worden en de schaarse afstudeertijd optimaal benut worden.

Begeleiding afstudeerbegeleider Fugro:

Iedere maandag zal er een werkoverleg plaatsvinden, waarbij de afstudeerbegeleider op de hoogte wordt gehouden van de vordering van het afstudeerproject. Daarnaast kan op elk moment van de dag langsgelopen worden voor adviezen en begeleiding.

Naast dit vaste contactmoment (om vooral de voortgang te monitoren), kan er bij ongeveer 25 specialisten binnengestapt worden voor adviezen. Deze specialisten hebben grote invloed op de kwaliteit van het werk en staan open voor vragen; dit maakt het inwinnen van advies erg laagdrempelig, waardoor het vooral aankomt op het initiatief van de afstudeerder.

In het nevenstaande overzicht is de planning te zien voor de afspraken met de afstudeerbegeleider.

Datum	Tijdstip	Locatie	Betreft
8 februari 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
15 februari 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
22 februari 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
1 maart 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
8 maart 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
15 maart 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
22 maart 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
29 maart 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
6 april 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
12 april 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
19 april 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
26 april 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
3 mei 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
10 mei 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
17 mei 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
25 mei 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
31 mei 2010	13:30	Fugro	Voortgangsbespreking
22 juni 2010	n.n.b.	HHS	Afstudeerpresentatie

BIJLAGEN

Bijlage 1.1: *Planning*



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

2 / LITERATUURSTUDIE

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

2 / LITERATUURSTUDIE

Rick Spiering
07081235

Datum:
16 februari 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

Dit afstudeerproject is tot stand gekomen in samenwerking met Fugro Ingenieursbureau B.V. (adviesafdeling Geotechniek), in samenwerking met Broersma Ingenieursbureau en zal mij helpen de benodigde beroepscompetenties aan te tonen en de afronding van mijn opleiding tot een succes te maken.

Deze literatuurstudie is uitgevoerd met als doel inzicht te krijgen in de wereld van ondergrondse bouwwerken, de mogelijk bouwtechnieken en het ontwerptraject in zijn geheel. Dit rapport is dan ook voornamelijk voor mijzelf bedoelt als kenniskader.

De bestudeerde literatuur heb ik onder andere te danken aan de bibliotheek en oud rapporten van Fugro. Bij deze mijn dank voor het beschikbaar stellen van deze documenten.

Den Haag, februari 2010

Rick Spiering

SAMENVATTING

Ondergronds bouwen is steeds vaker noodzakelijk in Nederland, vooral in de steeds groter wordende dichtbevolkte steden. Om die reden is het COB opgericht, het Centrum voor Ondergronds Bouwen, dat als onderzoeksorgaan het doel heeft om deze ondergrondse bouwtechniek steeds verder te ontwikkelen.

Bij het ondergronds bouwen komen vele aspecten kijken, de meeste zijn van toepassing op elk soort bouwwerk, sommigen echter zijn vooral belangrijk bij ondergrondse bouw. Deze aspecten zijn: ruimtelijke ordening, omgeving, economie en processen, beleving en veiligheid (erg belangrijk bij ondergrondse bouwwerken), archeologie en explosieven en technologie. Bij elk soort ondergronds bouwwerk hebben deze aspecten invloed op het ontwerp en de realisatie ervan.

Alle soorten ondergrondse bouwwerken kunnen worden ingedeeld in één van de volgende zes categorieën: tunnels, opslag, stations, kabels en leidingen, winkelcentra en parkeergarages. Met name de categorie 'opslag' is een vrij onbekend begrip; hierbij kan men denken aan grond en/of regenwaterbuffers om te voorkomen dat zuiveringsinstallaties overbelast raken bij hevige regenval, of om als reserve te houden bij droge perioden. Ook vrij nieuw is de koude- en warmteopslag (WKO) waarbij warmte of kou uit de aarde wordt opgeslagen, zodat deze gebruikt kan worden om gebouwen te verwarmen dan wel te koelen.

Voor dit afstudeerproject is de categorie ondergrondse parkeergarages van belang. Hiervan worden drie typen onderscheiden:

1. Parkeergarage met hellingbanen: *dit is het meest voorkomende type garage, waarbij het hoogte verschil wordt overbrugd door middel van hellingbanen.*
2. Parkeergarage met autolift: *het hoogteverschil wordt overbrugd door middel van een autolift, waarna de automobilist zelf zijn voertuig parkeert.*
3. Volautomatische Auto Berging: *de VAB is relatief nieuw en werkt volledig autonoom: de automobilist parkeert zijn auto in een autolift, waarna een geautomatiseerd systeem van transporters, verticale- en horizontale liften het voertuig in een 'schap' parkeert.*

Om een ondergrondse parkeergarage te bouwen, zijn er vele bouwtechnieken beschikbaar. De één conventioneel dan de ander, de één met meer beperkingen dan de ander. Een bekende en trillingsvrije methode om bouwkuipwanden te construeren is door middel van diepwanden. Hierbij worden sleuven (gevuld met bentoniet steunvloeistof) gegraven, waarna een wapeningskorf wordt ingehangen en de sleuf van onderaf met een stortkoker wordt volgestort met beton. Op deze manier ontstaan panelen die elkaar elke keer iets overlappen.

Een bijzondere methode is caissonbouw. Vrijwel de gehele ondergrondse constructie wordt op de projectlocatie, op het maaiveld, gebouwd. De constructie wordt zodanig gebouwd, dat het op snijranden staat, die zich door de ondergrond 'snijden' zodra de grond onder de constructie (de zogenaamde werkkamer) wordt afgegraven. De grond verliest hierdoor draagkracht, waardoor de constructie onder zijn eigen gewicht (eventueel met extra ballast), met behulp van de snijranden, de grond in zakt. De wandwrijving kan hierbij verminderd worden door middel van bentonietinjecties. Zodra de constructie zijn ontwerpdiepte heeft bereikt, wordt de werkkamer volgestort met beton en is de constructie gereed voor verdere bewerkingen.

De Cutter Soil Mix methode werkt volgens het principe mixed-in-place. Dit houdt in dat een speciale groutinjectie plaatsvindt terwijl de grond door ronddraaiende cutterwielen wordt omgewoeld. Hierdoor wordt een paneel gevormd waarbij het zand in de ondergrond wordt vermengd met de injectiesuspensie. Wapening kan bestaan uit stalen profielen die worden ingebracht als het paneel nog 'nat' is. Net als bij diepwanden zullen de panelen elk iets overlappen, waardoor een zo waterdicht mogelijk geheel ontstaat.

Vrij innovatief is de Vertical Shaft Sinking Machine, kortweg: VSM. Het principe van deze techniek is vrijwel gelijk aan dat van horizontale tunnelboormachines (TBM's). Een graaf unit graaft de ondergrond door middel van een boorkop op een zwenkarm weg, waarna de graaf unit dieper in de schacht gelaten kan worden. Dit is mogelijk aangezien de graafmachine aan kabels hangt en door het *lifting/lowering* systeem op het maaiveld omhoog of omlaag gebracht kan worden. Zodra er een stuk gegraven is, kan de *shaft lining unit* aan de slag met het bekleden van de schachtwand. Ook hiervoor zijn diverse technieken, zoals prefab betonnen ringsegmenten, stalen elementen of door middel van stalen matten en spuitbeton.

De meest bekende en vaakst voorkomende techniek voor het bouwen van een bouwkuip, is door middel van damwandprofielen. Deze kunnen volledig bestaan uit damplanken of in combinatie met buispalen, in dit laatste geval spreekt men over combiwanden. De stalen profielen kunnen de grond in worden getrild, geheid of gedrukt. Dit laatste gebeurt door middel van een zogenaamde Silent Piler en kent beperkingen (zoals harde grondlagen). Aangezien damwandprofielen flexibele constructies zijn, worden ze vaak verankerd of gestempeld uitgevoerd. Stempels zijn niet meer dan op druk belaste profielen die tussen twee damwanden worden aangebracht. Logischerwijs kunnen deze een grote belemmering vormen voor de werkzaamheden in de bouwput. Ankers zijn op trek belaste elementen die hun trekkracht ontleenen aan het grondmassief aan de passieve kant van de keerwand.

Over het algemeen kennen alle (civieltechnische) bouwwerken een aantal fasen. Met uitzondering van de gebruikers- en afwikkelingsfase zijn deze:

- *initiatiefase;*
- *definitiefase;*
- *voorontwerpfase;*
- *ontwerpfase;*
- *besteksfase;*
- *aanbestedingsfase*
- *uitvoeringsfase.*

Elk project kent een aantal randvoorwaarden, waarmee tijdens het ontwerpproces rekenen gehouden moet worden. Deze randvoorwaarden kunnen bijvoorbeeld betrekking hebben op eventuele wegafsluitingen of grondwaterstandverlagingen. Deze voorwaarden worden opgenomen in het Programma van Eisen.

Ook is het van belang om bij het ontwerp van de (ondergrondse) constructie het verticaal evenwicht te garanderen. Hierbij zijn een aantal aspecten van invloed, zoals het opdrijven van de constructie ten gevolge van grondwaterdruk, het evenwicht tussen de trekpalen en het kluitgewicht en de draagkracht van de palen. In alle gevallen speelt grondwater een grote rol; er zijn dan ook diverse maatregelen voor handen om deze invloed te verkleinen/weg te nemen. Enkele voorbeelden hiervan zijn: bemaling aanbrengen, grondkerende wanden doortrekken tot in slecht doorlatende lagen, een onderwaterbetonvloer aanleggen en de put leegpompen, door middel van luchtdruk het grondwater wegdringen, et cetera.

De bouwkuipwand zelf heeft ook een aantal karakteristieke eigenschappen waarmee rekening gehouden moet worden. Het waterkerend vermogen van een wand is in veel gevallen maatgevend; daarnaast dient rekening gehouden te worden met de mogelijke wandverplaatsing als gevolg van het afgraven van de put. Zoals reeds vermeld dient ook bepaald te worden of er gebruik gemaakt moet worden van stempels of ankers. Het graven van diepwanden en bouwputten levert altijd vervormingen op; inmiddels is echter uit de praktijk gebleken dat diepwanden in harde zandgronden geconstrueerd kunnen worden zonder dat dit noemenswaardige maaiveldzakkingen met zich meebrengt.

Als laatste moet de mogelijke invloed van ontgravingen en trillingen op het ontwerp in kaart gebracht worden. Beiden kunnen namelijk bepalend zijn voor de toegepaste bouwmethode; het kan namelijk voorkomen dat gestelde zettings- en trillingseisen overschreden worden en er maatregelen getroffen moeten worden. Belendende bebouwing wordt in categorieën van kwetsbaarheid ingedeeld, waarna bepaalde grenswaarden gesteld kunnen worden om zodoende de kans op schade aan gebouwen ten gevolge van zetting voorkomen/verkleind wordt. Eenzelfde soort grenswaarde wordt opgesteld voor de geluidshinder toelaatbare voor omwonende, winkeliers, et cetera.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	ONDERGRONDS BOUWEN	2
2.1	Algemeen	2
2.2	Aspecten	3
2.3	Categorieën	6
3	ONDERGRONDSE PARKEERGARAGES	7
3.1	Parkeergarages met hellingbanen	7
3.2	Parkeergarages met autolift	8
3.3	Volautomatische Auto Berging (VAB)	9
4	BOUWTECHNIEKEN	11
4.1	Diepwanden	11
4.2	Pneumatische caissons	13
4.3	Cutter Soil Mix-wanden (CSM)	15
4.4	Vertical Shaft Sinking Machine (VSM)	17
4.5	Damwanden/Combi-wanden	19
4.6	Polygonale afzinkschacht	21
5	ALGEMENE ONTWERPASPECTEN	22
5.1	Inleiding	22
5.2	Randvoorwaarden	23
5.3	Verticaal evenwicht	24
5.3.1	Algemeen	24
5.3.2	Opdrijven	24
5.3.3	Kluitgewicht	25
5.3.4	Draagkracht trekpalen	25
5.3.5	Maatregelen	26
5.4	Bouwkuipwanden	27
5.4.1	Inleiding	27
5.4.2	Waterkerende functie	27
5.4.3	Wandverplaatsing bij ontgraven	27
5.4.4	Stempels en ankers	28
5.4.5	Vervormingen bij diepwanden	28
5.5	Ontgravingen	28
5.5.1	Zwel	28
5.5.2	Heiwerk	29
5.6	Trillingen	30
5.6.1	Toelaatbare trillingen	30
5.6.2	Trillingsproblematiek voorkomen	31
6	BRONVERMELDING	32

1 INLEIDING

Om het afstudeerproject goede invulling te kunnen geven, is het erg belangrijk om kennis op te doen over het betreffende onderwerp. Om deze reden is besloten om in te lezen in de toepasbare technieken en methoden van soortgelijke projecten, waarbij gebruik is gemaakt van informatie uit soortgelijke projecten en van literatuur uit de geotechnische bibliotheek van het afstudeerbedrijf.

Ondanks dat deze literatuurstudie slechts een klein deel (10%) van het gehele afstudeerproject vormt, is het een belangrijke stap in het proces; het vormt namelijk de basis van de volgende rapporten. Bij het bestuderen van de projecten en literatuur is gericht te werk gegaan; zodoende zijn de belangrijkste aspecten eruit gefilterd die op dit afstudeerproject van toepassing zijn.

Allereerst is bekeken wat voor soort ondergrondse bouwwerken gerealiseerd worden en hoe deze worden onderverdeeld. Vervolgens is dieper ingezoomd op verschillende soorten ondergrondse parkeergarages. Hierna is bekeken welke uitvoeringsmethoden gebruikt kunnen worden voor het uitvoeren van de ondergrondse parkeergarage en hoe het ontwerpproces over het algemeen voor een civieltechnisch bouwwerk eruit ziet.

2 ONDERGRONDS BOUWEN

2.1 Algemeen

Dit hoofdstuk staat geheel in het teken van het ondergronds bouwen, waarbij er onder andere is gekeken naar de verschillende soorten ondergrondse bouwwerken en de bijbehorende karakteriserende eigenschappen.

Het Centrum Ondergronds Bouwen (COB) is een Nederlands onderzoeksinstituut dat bestaat uit diverse particuliere bouwbedrijven (waaronder Fugro) en overheidsinstanties. Het COB bestaat 15 jaar en doet voornamelijk vraaggestuurde onderzoeken; in de beginjaren vooral gericht op geboorde tunnels, maar inmiddels beslaat het het gehele scala aan ondergrondse ruimtegebruik. Het doel is om door middel van deze privaatpublieke samenwerking de kennis over dit onderwerpen verder te ontwikkelen, aangezien ondergronds bouwen een steeds vaker toegepaste oplossing is voor het ruimte gebrek in steden en het landschapsbehoud erbuiten.



Afb. 1: Logo Centrum Ondergronds Bouwen

2.2 Aspecten

Bij het bouwen van ondergrondse bouwwerken zijn diverse aspecten van belang. Deze aspecten hebben allemaal invloed op de realisatie, maar ook op de acceptatie door de bevolking, van een ondergronds bouwproject.

Ordering

Aangezien de ondergrond steeds vaker als bouwterrein fungeert en het een multifunctioneel karakter heeft, wordt het van steeds groter belang om deze bouwwerkzaamheden goed te ordenen. Het zal steeds vaker voorkomen dat verschillende functies kunnen gaan conflicteren, vooral in dichtbevolkte gebieden zoals de Randstad. Het is daarom steeds belangrijker om ook de ruimtelijke ordening van de ondergrond integraal te benaderen om zodoende een duurzaam gebruik van de ondergrond te kunnen waarborgen.



Afb. 2: Goed voorbeeld van ruimtelijke ordening: de spoortunnel en garage in Delft.

Omgeving

Tijdens de realisatie van elk bouwproject ondervindt de omgeving enige vorm van overlast. Hoewel dit bij ondergrondse bouwwerken niet anders is, ondervindt de omgeving in de gebruikersfase beduidend minder overlast. Een groot voordeel van ondergronds bouwen is dat het een minder groot effect op het milieu en de natuur heeft en het beduidend minder landschapsvervuilend is dan bouwwerken op het maaiveld. Hoewel dit goede argumenten zijn voor het ondergronds bouwen, zijn het begrippen die slecht in geld uit te drukken zijn.

Bij de realisatie van dergelijke ondergrondse bouwwerken, zijn er diverse belangrijke regels en wetgeving waaraan het ontwerp moet voldoen. Een voorbeeld hiervan is de milieuwetgeving die zowel het milieu en de mens zoveel mogelijk beschermt; hierin staan bijvoorbeeld saneringseisen in het geval van aangetroffen verontreinigingen op de projectlocatie.

Daarnaast wordt er gestreefd om duurzaam te bouwen; de invloed op de omgeving moet zowel in de realisatiefase als de gebruiks- en eindfase zo laag mogelijk zijn. Dit houdt in dat het een duurzaam ontwerp moet zijn, het milieubewust gebouwd dient te worden en ecologisch verantwoord wordt. Bij het ontwerpen van ondergrondse bouwwerken moet rekening gehouden worden met deze milieuaspecten en de mate waarin deze beïnvloed zullen worden door het toekomstige bouwwerk.

De omgeving ondervindt vaak veel overlast door trillingen. Tijdens de bouwphase worden trillingen veelal veroorzaakt om damwandplanken en/of (funderings-)palen op diepte te brengen door middel van heien of trillen. Ook tijdens de gebruiksfase kan de omgeving echter trillingsoverlast ondervinden, bijvoorbeeld als een constructie onderhevig is aan trillingen veroorzaakt door rail- en wegvervoer in de nabijheid. Vooral in dichtbebouwde steden is trillingshinder een invloedrijk aspect, er zijn hiervoor dan ook duidelijke richtlijnen opgesteld.

Bij het bepalen van de omgevingsbeïnvloeding speelt de projectlocatie een grote rol. Het ontwerp en het daarmee samenhangende omgevingsbeïnvloeding is sterk afhankelijk van deze locatie; een ondergronds bouwwerk in landelijk gebied op grote afstand van bebouwing, zal minder invloed op de omgeving hebben, dan hetzelfde bouwwerk midden in een drukke binnenstad. Een goed praktijkvoorbeeld is een vergelijking tussen Groende Hart Tunnel en de Noord-Zuidlijn in Amsterdam;

een uitvoeringsfout in de Amsterdamse binnenstad heeft veel grotere gevolgen dan dezelfde fout in landelijk gebied.

Het voorbeeld van de Amsterdamse Noord-Zuidlijn brengt ons op een volgend zeer belangrijke omgevingsaspect, namelijk: deformatie van de grond. De ondergrond kan ten gevolge van bouwwerkzaamheden zowel horizontaal- als verticaal deformeren. Indien de grond verticaal deformeert is er sprake van omlaag gerichte 'zetting' (ook wel: verzakking) of omhoog gerichte 'zwell'. Horizontale deformatie wordt aangeduid als 'squeezeing'. Deze deformaties zijn sterk afhankelijk van de plaatselijke grondeigenschappen, het grondwatergehalte, de initiële belasting (ijsbelasting in de IJstijd) en de opgelegde belasting.

Zetting wordt veroorzaakt wanneer lucht en water uit de poriën in de ondergrond geperst worden; hierdoor zal de korrelspanning toenemen en het maaiveld verzakken. Zwell is eigenlijk het omgekeerde proces: als gevolg van ontgravingen ontspant de grond zich, waardoor het zal uitzetten (er komt immers meer ruimte tussen de korrels). Dit verschijnsel komt regelmatig voor bij natte bouwputten: zodra de vloer van onderwaterbeton gestort is en de put wordt leeggepompt, valt de tegendruk grotendeels weg waardoor de naastliggende grond zich ontspant. Dit laatste geval hangt sterk samen met het verschijnsel 'opdrijven' van de bouwput als gevolg van de waterdruk onder de bouwputvloer.

Zoals reeds vermeld zijn zettingen in landelijk gebied vaak acceptabel; in de dichtbebouwde binnenstad kunnen (ongelijke) verzakkingen echter grote problemen opleveren in de vorm van gebouwschade. Het is daarom van groot belang in stedelijk gebied de bouwtechnieken aan te passen en door middel van rekenkundige risicoanalyses de mogelijke gevolgen van door trilling veroorzaakte zettingen in kaart te brengen. Ook wordt aangeraden om tijdens de bouwfase door middel van een lasergestuurde metingen de belendende bebouwing te monitoren op zakking, zodat er vroegtijdig en adequaat ingegrepen kan worden zodra er onacceptabele vervormingen dreigen plaats te vinden.

Economie en processen

In de regel is ondergronds bouwen duurder dan bouwen op het maaiveld. Juist omdat de grote voordelige aspecten (zoals milieu, natuur en landschapsbehoud) slecht in geld uit te drukken zijn en de mogelijke risico's in verhouding hoger zijn, deinzen financiers vaak terug voor ondergrondse bouwwerken. Daarnaast is het ondergronds bouwen op de hedendaagse schaal in vergelijking met bouwen op het maaiveld, nog relatief nieuw en dit brengt bepaalde risico's met zich mee. Zo wordt er nog veel geleerd van fouten in de praktijk (bijvoorbeeld de lekkages in de Tramtunnel in Den Haag en de verzakkingen rondom de Noord-Zuidlijn in Amsterdam), waardoor veel beslissers sceptisch zijn over ondergrondse oplossing.



Afb. 3: Veel schade als gevolg van de aanleg van de Noord-Zuidlijn in Amsterdam

Beleving en veiligheid

Ondergrondse bouwwerken hebben een grote invloed op het gedrag van de gebruikers ervan; het verandert de manier werken, winkelen, recreëren en transporteren. Dit heeft vooral gevolgen voor de veiligheid van de bouwers en de uiteindelijke gebruikers. Hierbij moet gedacht worden aan zaken zoals: sociale veiligheid en beveiliging, bereikbaarheid voor hulpdiensten, brandveiligheid, nooduitgangen, communicatiemiddelen voor noodgevallen, luchtzuiveringsinstallaties, toegankelijkheid van spoorwegtunnels voor hulpvoertuigen, hygiëne van de openbare ruimten, het vermijden van nauwe ruimten en doorgangen en het voorzien in goede verlichting.

Archeologie en explosieven

Een belangrijk aspect bij ondergronds bouwen is de mogelijkheid tot het doen van archeologische vondsten of explosieven uit de Tweede Wereldoorlog. Van veel gebieden is bekend dat er kans op het aantreffen van deze voorwerpen uit de oudheid is en zal er in het Programma van Eisen duidelijk omschreven worden wat er in dat geval gebeuren moet. Veelal zal besloten worden de bouwwerkzaamheden stil te leggen om zodoende archeologen of de Explosieven Opruimingsdienst (EOD) de gelegenheid te geven om de voorwerpen veilig te stellen.



Afb. 4: Tweede Wereldoorlog explosieven aangetroffen op bouwterrein in Meerhovens

Technologie

Het is vanzelfsprekend dat er een grote portie technologie noodzakelijk is voor de realisatie van een ondergrondse constructie. Behalve technieken voor de realisatie van het bouwwerk zelf (hierover meer in hoofdstuk 4), zijn er ook speciale technieken noodzakelijk voor bijvoorbeeld de luchtvoorziening en -circulatie, verlichting en andere elektronische en beveiligingssystemen, het opsporen van kabels en leidingen in de ondergrond op de projectlocatie, het op peil houden van de grondwaterstand, et cetera.

2.3 Categorieën

Aangezien 'ondergrondse bouwwerken' een ruim begrip is, kunnen de diverse bouwwerken in de volgende categorieën worden ingedeeld:

Tunnels

Tunnels verbinden twee punten door middel van een kunstmatig aangelegde onderdoorgang met elkaar, waarbij meestal een hindernis wordt gepasseerd. Deze hindernissen zijn meestal verkeerswegen, spoorlijnen, waterwegen of een natuurlijk obstakel, zoals een berg. De grootste reden voor de aanleg van tunnels is verkorting van de reistijd en de daarmee samenhangende verlaging in de transportkosten. In sommige gevallen worden tunnels gebruikt om voornamelijk hinder te verminderen, bijvoorbeeld door het boren van een tunnel onder de binnenstad door.

Opslag

Steeds vaker worden ondergrondse opslagfaciliteiten gerealiseerd. Een voorbeeld hiervan is het bergen van water in periode van hevige regenval. Dit werkt tweeledig: de afvalwaterzuiveringsinstallatie wordt niet overbelast, omdat er gedoseerd water getransporteerd kan worden en het water kan eventueel opgeslagen worden voor het geval dit later nodig is in een droge periode.

Een andere vorm van ondergrondse opslag is het relatief nieuwe fenomeen Koude- en warmteopslag (KWO). Hierbij wordt energie uit de aarde in de berging opgeslagen, zodat hiermee gebouwen verwarmd of afgekoeld kunnen worden. Dit principe wordt ook steeds vaker toegepast in de tuinbouwsector.

Stations

Een van de bekendste vormen van ondergronds bouwen is de aanleg van stations. Deze ondergrondse openbaar vervoer terminals, vaak dichtbij het centrum van een stad, hebben vooral te maken met de veiligheids- en belevingsaspecten zoals in de vorige paragraaf beschreven. Behalve de traditionele ondergrondse stations voor trein en metro, worden er tegenwoordig steeds vaker ondergrondse spoorlijnen en stations aangelegd voor lightrailvoertuigen, zoals de RandstadRail.

Kabels en leidingen

Ontzettend veel kabels en leidingen worden ondergronds aangebracht. De reden hiervoor is voornamelijk veiligheid, daarnaast zorgt het voor meer ruimte bovengrond en wordt hierdoor de landschapsvervuiling beperkt. Veel belangrijke producten, in verschillende vormen, worden door ondergrondse kabels en leidingen vervoerd: drink- en afvalwater, elektriciteit en data, gas, olie, et cetera. De bodem ligt vol met dit soort kabels en leidingen in allerlei formaten; daarom is het erg belangrijk om, alvorens een bouwproject te starten, deze ondergrondse infrastructuur goed in kaart te brengen en zodoende schade te voorkomen.

Winkelcentra

In stedelijk gebied wordt er soms gekozen om een winkelcentrum ondergronds te bouwen. Dit is vooral interessant bij voetgangerspassages, waardoor de schaarse ruimte boven grond gespaard blijft. Een bijkomstig voordeel is dat hiermee de onaantrekkelijke achterzijde van de winkels uit het zicht verdwijnt; dit heeft echter weer consequenties voor de bevoorrading van de winkels. Het kan erg voordelig zijn om een ondergronds winkelcentrum te combineren met andere ondergrondse faciliteiten (zoals een metrostation en parkeergarages) tot een multifunctioneel geheel.

Parkeergarages

Gezien het afstudeeronderwerp is er een apart hoofdstuk aan deze categorie toegewijd, zie het volgende hoofdstuk.

3 ONDERGRONDSE PARKEERGARAGES

Een ondergrondse parkeergarage is niets meer dan een voorziening om auto's te bergen onder het maaiveld. Er wordt onderscheid gemaakt tussen openbare en private garages, of een combinatie daarvan. Openbare parkeergarages zijn toegankelijk voor het publiek (meestal tegen betaling), terwijl private garages alleen toegankelijk zijn voor een bepaalde groep gebruikers (bijvoorbeeld vergunninghouders, bewoners of werknemers van het bijhorende pand). Er worden drie soorten ondergrondse parkeergarages onderkend: standaard, met autolift en volautomatisch.

3.1 Parkeergarage met hellingbanen

Onder dit type vallen de meest voorkomende garages, namelijk garages waarbij het diepteververschil wordt overbrugd door middel van op- en afritten. Vanaf het maaiveld is er een hellingbaan aangelegd die toegang biedt tot de garage. Deze ingang tot de parkeergarage is meestal beveiligd door middel van slagbomen (soms door garagedeuren, vouwhekken of een obstakel uit de vloer), waar men zich identificeert door het scannen van een vergunningspas of het ophalen van een uitrijkaart. Het hoogteverschil binnenin de garage wordt eveneens overbrugd door middel van hellingbanen. De automobilist rijdt zijn voertuig over de interne rijbanen, op zoek naar een parkeerplaats. Eenmaal geparkeerd, stapt de automobilist uit en zal door middel van een lift of trappenhuis zijn weg naar het maaiveld vinden.

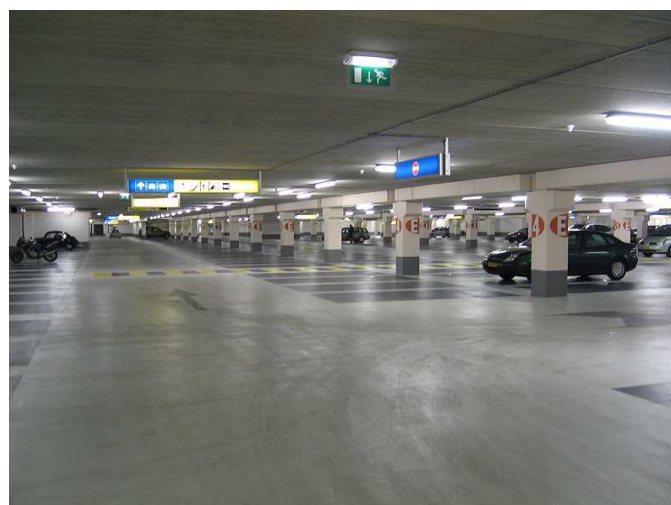
Het uitrijden gebeurt in omgedraaide volgorde, waarbij er ook controle bij de uitrit plaatsvindt. De automobilist moet de (betaalde) uitrijkaart insteken of vergunningspas scannen, waarna deze kan uitrijden.



Afb.5: Ingang parkeergarage Muzenplein, te Den Haag

De aanlegkosten van dit type parkeergarage ligt relatief laag door de simpele technieken (in verhouding met de overige soorten) die worden toegepast. Het is door de hellingbanen vrijwel altijd mogelijk de auto's op te halen uit de garage, men is hiervoor niet afhankelijk van gevoelige techniek. Dit maakt dit type garages erg betrouwbaar.

Er is relatief veel grondoppervlakte nodig om een dergelijke parkeergarage te realiseren. De reden hiervoor is voornamelijk te vinden in de ruimte-inname door de in- en uitrit, de interne op- en afritten, de interne rijbanen en de relatief ruime parkeervakken (ten behoeve van het uitstappen van de automobilist). Tevens nemen de voorzieningen om de voetgangers na het parkeren van hun voertuig, weer terug naar het maaiveld te brengen en omgekeerd (zoals liften en trappenhuisen), veel extra ruimte in. Dit alles heeft uiteraard effect op de kosten totale kosten (grondprijis).



Afb. 6: Ruime rijbanen en parkeervakken in parkeergarage Zuidpoort, te Delft.

3.2 Parkeergarage met autolift

In feite is dit type parkeergarage een gemoderniseerde versie van de standaard parkeergarage. Het hoogteverschil in de garage wordt bij dit type namelijk niet overwonnen door hellingbanen, maar door een autolift. Toegang tot de garage is mogelijk door de auto te parkeren in de autolift, waarbij de automobilist in de auto kan blijven zitten en de garagedeur van de autolift gesloten wordt. De lift brengt het voertuig naar de gewenste verdieping, waarna de deur weer opengaat. De automobilist kan uitrijden en via de interne rijbanen een parkeervak opzoeken. De automobilist parkeert zijn voertuig en zal te voet door middel van lift of trappenhuis de parkeergarage verlaten.



Afb. 7: Autolift inrijden



Afb. 8: Verdieping kiezen



Afb. 9: Autolift uitrijden

Aangezien dit systeem meer tijd vergt voor het overbruggen van het hoogteverschil (in tegenstelling tot het gebruik van hellingbanen) en de gevoeligheid van het systeem, wordt dit veelal uitsluitend toegepast bij private parkeervoorzieningen voor vergunninghouders.

Door het toepassen van een autolift wordt de betrouwbaarheid van de garage in het geheel lager; in geval van buitenwerking stelling (ten gevolge van onderhoud of storing) is het namelijk onmogelijk de voertuigen uit de garage naar het maaiveld te halen en vervult de garage niet zijn functie.

De grondkosten van dit type garage zullen lager liggen dan die van het standaardtype; door de afwezigheid van de hellingbanen is er minder grondoppervlakte nodig. In plaats hiervan kunnen er relatief meer parkeervakken gerealiseerd kunnen worden, waardoor er meer (betalende) vergunninghouders gebruik kunnen maken van de parkeervoorziening. Echter, de aanlegkosten van de autolift en het periodieke onderhoud ervan zullen een verhogend effect op de kosten hebben.

3.3 Volautomatisch Auto Berging (VAB)

De modernste soort ondergrondse parkeergarage, is de zogenaamde Volautomatische Auto Berging. Dit systeem is volledig geautomatiseerd en parkeert de auto voor de automobilist. De automobilist parkeert zijn voertuig in een autolift, stapt uit en loopt naar buiten. Vervolgens zal de garagedeur sluiten en de auto volledig automatisch de ondergrondse parkeergarage inzakken. Op de juiste verdieping (door het systeem zelf bepaalt) zal de auto van de lift worden gehaald. Hiertoe wordt er een zogenaamde transporter onder het voertuig geschoven, die de auto bij zijn banden optilt. Vervolgens wordt de auto van de lift afgerold en op een horizontale lift geplaatst. Deze horizontale lift zal zich vervolgens verplaatsen naar een lege parkeerplaats; deze zijn een stuk kleiner dan parkeervakken, er hoeft immers niemand uit te stappen. De transporter zet de auto in de parkeerplaats en zal deze weer op zijn banden laten zakken.



Afb. 10: Toegangsgebouw tot autolift



Afb. 11: Verticale autolift

Bij het ophalen van het voertuig wordt er in omgedraaide volgorde gewerkt. De automobilist geeft bij de autolift op het maaiveld aan dat hij zijn auto op wilt halen (bijvoorbeeld door het scannen van zijn vergunningskaart of uitrijdkaart). Het systeem heeft geregistreerd in een database waar het voertuig is weggezet, waarna de horizontale lift naar de betreffende parkeerplaats verplaatst. De transporter rolt onder de auto, tilt deze bij de banden op en rolt het voertuig op de horizontale lift. Deze verplaatst zich naar de verticale autolift, zodat de transporter de auto hierop kan plaatsen. De transporter laat het voertuig op zijn banden zakken en rolt weer onder de auto vandaan. De autolift brengt het voertuig omhoog naar het maaiveld, waarna de garagedeur opengaat en de automobilist kan instappen en uitrijden.



Afb. 12: Autolift met roterende functie

Dit systeem overbrugt dus zowel de verticale, als horizontale afstanden door middel van volledig geautomatiseerde liften. Dit betekent dat er geen ruimte verloren gaat aan grote hellingbanen, brede rijbanen en ruime parkeervakken en er zodoende meer effectieve ruimte overblijft voor de primaire functie van de garage: auto's bergen.



Afb. 13: Horizontale autolift

Een VAB is voor zijn functie vervulling volledig afhankelijk van computer- en sensorgestuurde automatiseringsprocessen. Dit houdt in dat de garage zijn functie niet kan vervullen, als deze systemen niet naar behoren werken. Dit kan bijvoorbeeld gebeuren als het systeem buiten werking is voor onderhoudswerkzaamheden of wanneer er een storing plaatsvindt. Tevens zijn er strenge eisen aan de voertuigen voor het gebruik van dit systeem. Naast de voor de hand liggende maximale breedte, hoogte en lengte van de auto, zijn er ook minimale eisen voor wat betreft de bodemvrijheid (in verband met de transporter die eronder moet passen) en de wielbasis (in verband met het hefsysteem). Hierbij moet vermeldt worden dat de meest gangbare personenauto's geschikt zijn.



Afb. 14: De auto's netjes in schappen geparkeerd

Het geautomatiseerde systeem is kostbaar om aan te leggen en vergt tijdens de gebruiksfase periodiek onderhoud. Echter, de manier van auto's bergen is zeer effectief: op een zeer klein oppervlakte kunnen veel auto's geparkeerd worden door het gebruik aan loze ruimten, wat uiteindelijk weer geld oplevert. Tevens kan er flink bespaart worden op de afwerking van de (ondergrondse) constructie, aangezien deze niet te zien zal zijn voor de gebruikers.

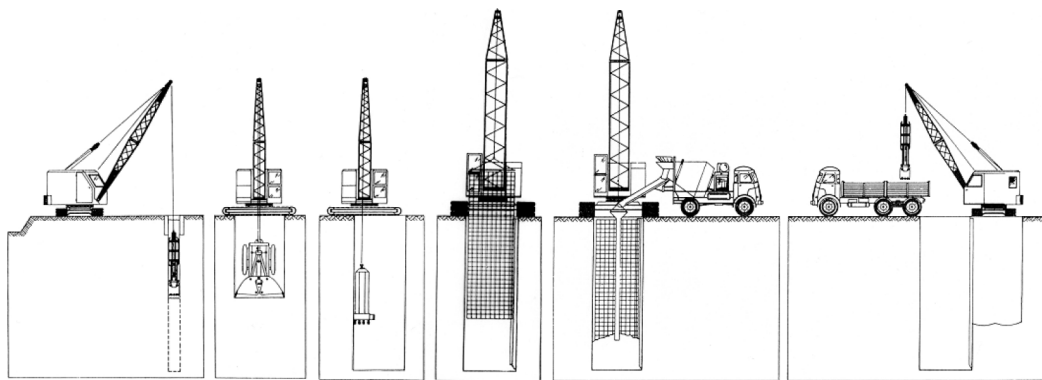
Voor krappe locaties waar geen ruimte is voor hellingbanen, of waar op een klein oppervlakte een relatief groot aantal voertuigen geborgen moeten worden, is de VAB een goede uitkomst. Aangezien er maar één voertuig tegelijk verplaatst kan worden, wordt het systeem vooral toegepast voor privaat gebruik (bijvoorbeeld onder een bedrijfspan) of door vergunninghouders die een abonnement kunnen aanschaffen.

4 BOUWTECHNIEKEN

Voor het vervaardigen van ondergrondse bouwwerken bestaan diverse technieken. Elke techniek heeft zijn eigen karakteriserende kenmerken waardoor deze technieken in verschillende situaties toepasbaar zijn. Ten behoeve van deze literatuurstudie wordt er onderscheid gemaakt tussen: stalen damwanden, diepwanden, caissons, cuttersoilmix-wanden (ook wel bekend als 'CSM' of 'Mixed-in-place') en boorpalenwanden. Deze verschillende bouwtechnieken worden in de onderstaande paragrafen nader besproken.

4.1 Diepwanden

Een diepwand is een in de grond gevormde verticale betonwand, die na voltooiing kan functioneren als grond- en/of waterkering. Er worden met een speciale grijper sleuven gegraven, die door de toevoeging van een bentoniet suspensie tegen instorten wordt beschermd. Voordat de grijper aan de slag kan, is het belangrijk om een geleidewerk te fabriceren zodat de machine nauwkeurig kan graven en de gevoelige sleuf minder belast wordt.



Afb. 15: Uitvoeringsprincipe van diepwanden

Afhankelijk van de vereiste sterkte en stijfheid kunnen de sleuven de volgende dimensies hebben:

<i>sleufdikte:</i>	0,40 / 0,60 / 0,80 / 1,00 / 1,20 / 1,50	[m]
<i>lengte:</i>	2,50 tot 11,00	[m]
<i>diepte:</i>	> 100,00	[m]

Als de sleuf de gewenste diepte heeft bereikt, wordt de inmiddels sterk verzande bentoniet suspensie gefilterd en vervangen door een gezuiverde suspensie. Dan worden de wapeningskorven en het voegprofiel aangebracht. De wapeningskorven bestaan, vanwege hun omvang, vaak uit meerdere delen en zijn voorzien van afstandhouders zodat de minimale dekking gewaarborgd wordt.



Afb. 16: het graven van de paneelsleuven

Het voegprofiel kan diverse vormen hebben. Voorbeelden zijn het Franse voegprofiel met kunststofafdichting of het Duitse voegprofiel, waarbij een prefab betonnen profiel met ingestorte kunststof profiel in de kopse kant van de sleuf wordt ingestort.



Afb. 17: Frans voegprofiel (l) en Duits voegprofiel (r)

Binnenin de wapeningskorf wordt een stortkoker aangebracht, waardoor het beton op de bodem van de sleuf gestort wordt. Gelijktijdig wordt de uittredende bentoniet suspensie aan de bovenzijde weggezogen, terwijl de koker langzaam omhooggetrokken wordt. De opgevangen bentoniet suspensie wordt op de projectlocatie gefilterd door middel van een zuiveringsinstallatie, zodat het hergebruikt kan worden bij volgende sleuven.

Als de sleuf is gestort (vanaf nu aangeduid als 'paneel'), kan de volgende/tussenliggende sleuf gegraven worden. Dit gebeurt volgens hetzelfde principe, waarbij nu extra zorg uitgaat naar het schoonmaken van het voegprofiel dat bloot is komen te liggen. Ook in deze sleuf wordt gewerkt met bentoniet en zal wapening worden aangebracht. Op deze wijze wordt de wand opgebouwd uit meerdere panelen, die onderling waterdicht zijn verbonden door ingestorte voegprofielen.



Afb. 18: Het storten van de diepwanden

Gezien de grote inbrengdiepte en hoge draagkracht is de diepwandmethode op veel projecten toepasbaar, zoals: kelderwanden van grote gebouwen, als funderingselementen voor diverse doeleinden of als bouwputomsluiting. Dit laatste is vooral interessant in een bebouwde omgeving; het systeem is namelijk geluidsarm en trillingsvrij. Daarnaast biedt het een uitkomst bij zeer harde zandlagen, waardoor het heien of trillen van damwanden onmogelijk is en behoeft de wand na voltooiing geen verdere afwerking.

Een nadeel van de diepwandmethode kan zijn de hoeveelheid ruimte die benodigd is voor allerlei zaken, zoals bentoniet tanks of –bassins, de bentonietontzandingsinstallatie en opslagruimte voor onder andere wapeningskorven, voegprofielen en betonmixers. Hiernaast is de productiesnelheid relatief laag en zijn de kosten relatief hoog.

4.2 Pneumatische caissons

Caissonbouw is een methode waarbij niet open ontgraven wordt. Het komt er globaal op neer dat de constructie op de projectlocatie wordt gebouwd, waarna de grond onder de constructie wordt weggegraven. Hiertoe wordt onder de constructie een zogenaamde werkkamer aangelegd; deze kamer staat onder verhoogde luchtdruk waardoor het grondwater uit de kamer blijft en de constructie als gevolg van zijn eigen gewicht afzinkt. Dit principe wordt aangeduid als 'pneumatisch afzinken' en werkt volgens het duikerklok-principe. Deze constructiemethode wordt vooral toegepast bij grote en/of diepe kelderconstructies, brugpijlers, start- en eindschachten van tunnels, gemalen, sluishoofden en kadeconstructies.

Allereerst wordt de vloer van de constructie op het maaiveld geconstrueerd. Hiertoe wordt het maaiveld dusdanig gevormd (grondmodel), zodat het betonnen prefab vloerelement er perfect op gelegd kan worden. Dit prefab element bevat de vormen van de snijranden (circa twee meter hoog), die rondom de constructie geplaatst zijn.

De volgende stap is het storten van de keldervloer, die constructief verbonden is met het vloerelement. In de vloer zal een uitsparing vrijgehouden worden; deze zal in een later stadium nodig zijn voor de installatie van de hydraulische luchtsluis. De ruimte die gevormd wordt onder de vloer en tussen de snijranden, wordt aangeduid als werkkamer en zal toegankelijk zijn via de hydraulische luchtsluis.

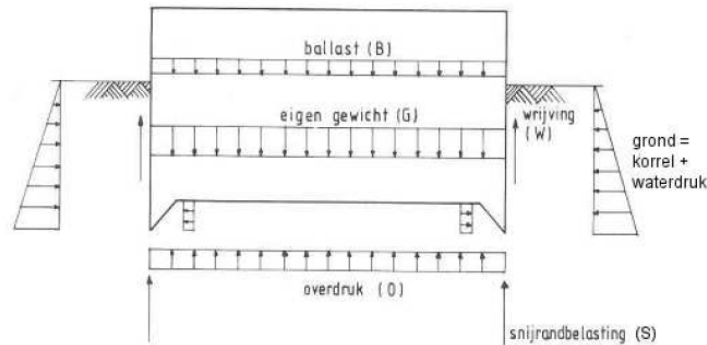
Zodra de vloer klaar is, kunnen de wanden, kolommen en de diverse kelder dekken gebouwd worden. Op deze wijze wordt de gehele constructie recht boven de projectlocatie, op het maaiveld gebouwd. Als laatste wordt de luchtsluisinstallatie geïnstalleerd en is de constructie gereed om af te zinken.



Afb. 19: Caisson klaar om afgezonden te worden.

De constructie rust op de snijranden; door de vorm van deze randen (gladde overgang met de wand erboven) wordt voorkomen dat tijdens het afzinken de omliggende grond ontspant. Werkers kunnen de werkkamer bereiken via de luchtsluis, waar zij de grond weggraven en afvoeren door dezelfde hydraulische luchtsluis. De graafwerkzaamheden vinden, afhankelijk van de dimensies, plaats door middel van kleine graafmachines, spuitlansen en/of zandpompen. Door de graafwerkzaamheden zou de werkkamer, onder grondwaterstand, vollopen met water. Om te zorgen dat er toch 'in den droge' gewerkt kan worden, wordt er in de werkkamer gezorgd voor een overdruk. Deze overdruk duwt het grondwater omlaag, waarna er verder afgegraven kan worden en de caisson verder zakt.

Door de graafwerkzaamheden zal de zwaartekracht de constructie doen zinken. Om te zorgen dat de wanden niet te veel wrijving veroorzaken, en zo de snijranden belemmeren goed in de ondergrond te penetreren, kan er gekozen worden voor een bentonietinjectie. Deze kan via een leiding tussen de caissonwand en de grond gepompt worden, waardoor de langs de wanden de wrijving verminderd wordt.



Afb. 20: Principe werking van afzinkbare caisson.

Eventuele correcties van scheefstand is tijdens het afzinkproces beperkt mogelijk. Hierdoor zijn pneumatisch afgezonken caissons redelijk nauwkeurig te plaatsten; een afwijking van maximaal 5 [cm] is hierdoor haalbaar. In veel gevallen fungeert de afgezonken caissonconstructie als fundering voor een later te bouwen bovenconstructie. Zodra de afgezonken caisson zijn ontwerpdiepte heeft bereikt, zal de werkkamer gevuld worden met (ongewapend) beton.

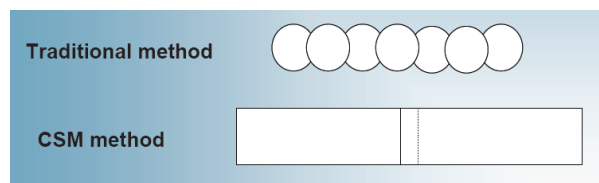
Een groot voordeel van dit systeem is dat het trillings- en geluidsarm is. Daarnaast kan de afgezonken caisson fungeren als fundering voor de bovenconstructie (zoals het geval is bij een garage onder een kantoorpand) en kan zelfs op vooraf ingebrachte palen gezet worden. Bemalen van de projectlocatie is tevens niet aan de orde; dit levert ook een groot voordeel ten aanzien van zettingen van belendingen.

Het systeem kent uiteraard ook een aantal nadelen; zo moet de ontgraven grond opgevangen en afgevoerd worden. Dit kan door de afgegraven (met water vermengde) grond op te vangen in een spoelbak of baggerdepot, of door het zand eruit te scheiden met een ontzandinstallatie en dit afzonderlijk af te voeren. Het is ook een vrij dure constructiemethode. De reden hiervoor zit in het feit dat het zeer gespecialiseerd en gevaarlijk werk is. De werknemers dienen allemaal opgeleid te zijn voor het werken onder druk, in een brand- en explosiegevaarlijke omgeving (bijvoorbeeld door las- en brandwerkzaamheden in de werkkamer); waardoor allerlei kostbare veiligheidsvoorzieningen aanwezig dienen te zijn. Ook wordt vaak de constructie overgedimensioneerd in verband met het nauw luisterende krachtenspel tussen de omlaag gerichte zwaartekracht en omhoog gerichte grond- en waterdruk. Uiteraard heeft ook dit effect op de totaalkosten van het project.

4.3 Cutter Soil Mix-wanden (CSM)

CSM werkt volgens het 'mixed-in-place' principe, waarbij grondverbetering plaatsvindt als gevolg van bodeminjecties. Deze injecties hebben als doel de grondeigenschappen te wijzigen zodat deze een constructieve functie krijgt. Dit principe kan op verschillende manieren toegepast worden, zoals: dijkversterking, grondverbetering, fundering en grond- en/of waterkering. En het geval van dit laatstgenoemde spreekt men over Cutter Soil Mix-wanden. Deze kunnen worden opgebouwd volgens een traditionele palenwandmethode, of volgens een innovatieve panelenmethode.

Bij de palenmethode worden om en om palen in de grond gevormd volgens het mixed-in-place principe, waarbij de tussenliggende palen door middel van overlapping worden gemaakt. Het gevolg is dat er veel overlappingen zijn, waarmee de kans op lekkage aanzienlijk groter is.

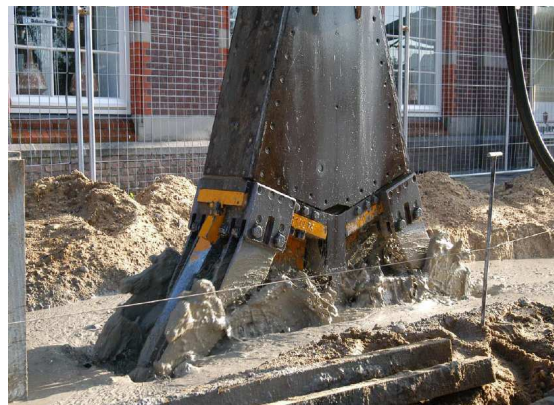


Afb. 21: Groot verschil in aantal overlappingen tussen palen- en CSM-methode.

Een andere, meer innovatieve, oplossing is door te werken met panelen. De Cutter Soil Mix machine heeft een rechthoekig gevormde graafmachine met twee onafhankelijk van elkaar draaiende cutterwielen. Deze machine wordt in de grond gedrukt, waarbij een 'sleuf' van grond wordt omgewoeld. De omgewoelde grond wordt niet (zoals bij diepwanden) naar het maaiveld gebracht en afgevoerd; in plaats daarvan vinden er tijdens het omwoelen bodeminjecties plaats.



Afb. 22: De twee cutterwielen.



Afb. 23: CSM-machine in werking.

Deze injecties bestaan uit een specifiek samengestelde groutsuspensie, bestaande uit een mengsel van cementgrout, microcement en bentoniet ('dämmer'). Afhankelijk van de grondeigenschappen op de projectlocatie wordt dit mengsel geoptimaliseerd. Het injectiemengsel zal onder druk in de grond worden geperst, waar het door de cutterwielen goed worden vermengd wordt met het omgewoelde zand.



Afb. 24: Wapeningsprofiel inbrengen

Voordat de 'sleuf' uitgehard is, kunnen stalen wapeningsprofielen worden aangebracht. Omdat de grond in de sleuf op dit moment erg drassig is, kunnen de profielen simpelweg in de grond gezakt worden. Zodra de grond is uitgehard is er sprake van een 'paneel'. Aangezien deze panelen veel groter gemaakt kunnen worden dan de afzonderlijke palen volgens de traditionele methode, zijn er veel minder stortnaden waardoor de kans op lekkage enorm verkleind wordt. Tevens zal er minder betonverlies optreden, aangezien de effectieve diepte van de wand kleiner is en er minder voegen noodzakelijk zijn, in vergelijking met een palenwand.

Het volgende paneel wordt gevormd door een het voorgaande paneel te overlappen met circa 20 [cm]. Hiertoe wordt er een stuk van het vorige paneel afgegraven door de cutterwielen, zodat het nieuwe paneel vastgestort kan worden en een waterdicht geheel gevormd wordt. Dit systeem behoeft derhalve geen voegconstructie, waardoor het een egaal eindresultaat oplevert en de benodigde afwerking beperkt is.



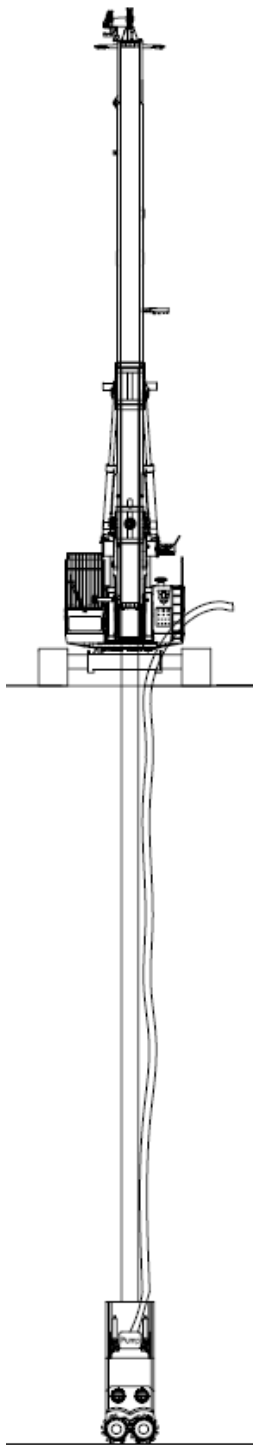
Afb. 25: Egaal en effen eindresultaat



De sleuven kunnen een lengte bereiken van 2,20 tot 2,80 [m] bereiken, terwijl de breedte kan variëren tussen de 0,50 en 1,20 [m]; deze maten zijn afhankelijk van de toegepaste freesmachine. Er zijn reeds projecten uitgevoerd tot een diepte van > 15,0 [m]. Hoewel het systeem in Nederland nog vrij nieuw is, is er in het buitenland (in verband met de andere, meer gunstige, grondcondities) al jaren ervaring mee. Het is daardoor een beproefd systeem en heeft zijn functionaliteit inmiddels meer dan bewezen.

Het grote voordelen van dit systeem is dat er in verhouding met andere methoden, relatief weinig toevoer van bouwmaterialen noodzakelijk is. De wand wordt niet alleen *in* de grond gevormd, maar vooral ook *met* de grond; dit levert een grote ruimtebesparing op de projectlocatie. Voorzieningen voor de groutsuspensietoevoer dienen getroffen worden; daarnaast zal er opslagruimte noodzakelijk zijn voor de wapeningsprofielen.

Ook is het een systeem met een relatief hoge productiesnelheid; de panelen kunnen namelijk ook om en om gevormd worden, waardoor deze tegelijkertijd kunnen uitharden, alvorens het tussenliggende paneel gevormd gaat worden. Deze manier van werken levert een aanzienlijke tijdsbesparing op.



Afb. 26: De CSM-installatie

4.4 Vertical Shaft Sinking Machine (VSM)

Een zeer innovatieve bouwmethode is de zogenaamde Vertical Shaft Sinking Machine (VSM). Het principe van de werking van de machine is sterk vergelijkbaar met dat van de horizontale tunnelboormachines (TBM), waarbij door één machine een schacht wordt ontgraven en de zijanten worden bekleedt met bijvoorbeeld betonnen ringelementen. Een groot voordeel van het systeem is dat het moeiteloos en trillingsvrij dieptes kan bereiken van 160 meter en diameters van 20 meter. In het buitenland is de techniek al meerdere malen, met groot succes, toegepast. De VSM bestaat uit drie componenten: de '*lifting/lowering unit*', de '*shaft lining unit*' en de '*excavation unit*'.



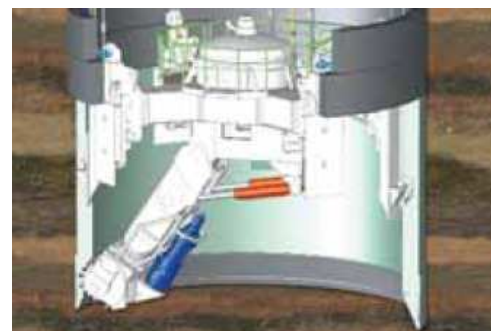
Afb. 27: De VSM-installatie.

Op het maaiveld wordt de *lifting/lowering unit* gezet. Zoals de naam doet vermoeden is dit de machine die de *excavation unit* omhoog en omlaag kan takelen. Door middel van een systeem van kabels en lieren is deze graafmachine verbonden aan de *lifting/lowering unit*.



Afb. 28: De lifting/lowering unit.

De *excavation unit* graaft grond en stenen weg, die vervolgens afgevoerd worden. De unit bestaat uit een roterende zwenkarm, met aan het uiteinde een kop met geharde beitels. Deze beitels knabbelen de aarde onder de machine weg, waarbij de arme constante zwenkbewegingen maakt en zodoende het gehele oppervlakte bestrijkt. De graaf unit is volledig onder water gezet, waardoor het mogelijk is om het afgegraven materiaal (in oplossing) door een leiding naar het maaiveld te pompen, waar het verder verwerkt zal worden.



Afb. 29: De excavation unit.



Afb. 30: De boorkop.

De *excavation unit* heeft drie hydraulische, telescopische poten ('strand-jacks') die worden uitgeschoven tegen de ringelementen. Op deze manier kan de graafmachine goed worden uitgelijnd en ontstaat er een stabiel aangrijpingspunt door de ronddraaiende boor. Zodra de graafkop zijn maximum heeft bereikt en niet verder kan graven, dan worden de strand-jacks ingetrokken en de gehele boor door de *lifting/lowering unit* dieper in de schacht afgedaald. Door het herhalen van dit proces zal de schacht steeds dieper worden.

Als er een stuk is weg gegraven is het de beurt aan de *shaft lining unit*. Deze machine bekleeft, wederom net als bij TBM's, de wanden en zorgt daarmee voor de stabiliteit van de uiteindelijke schacht. Afhankelijk van de lokale omstandigheden en gestelde eisen kan de wand worden gemaakt van verschillende materialen, waaronder: geprefabriceerde betonnen elementen, in situ beton, stalen elementen en (indien onder freatisch vlak) verankerde stalen matten in combinatie met spuitbeton.

De bovenstaande handelingen zullen elkaar blijven opvolgen, waardoor de verticale tunnel steeds dieper zal worden, tot de gewenste diepte is bereikt. Het systeem is al veel toegepast voor onder andere het boren van verticale vlucht-/ventilatietunnels van horizontale verkeerstunnels en toegangsschachten voor diepgelegen rioleringen.



Afb. 31: De installatie op het maaiveld; de strand-jacks zijn goed zichtbaar.

4.5 Damwanden/Combi-wanden

Een damwandconstructie bestaat uit grondverdringende elementen die in de bodem worden gebracht. Deze elementen kunnen vervaardigd zijn van staal, beton, kunststof of hout; het hangt hierbij vooral af van de grootte van de kerende hoogte. Ten behoeve van dit literatuurstudie wordt alleen de stalen variant besproken. De elementen kunnen diverse vormen en maten hebben (afhankelijk van de vereiste sterkte en stijfheid) en kunnen zijn opgebouwd uit een combinatie van verschillende elementen. Een voorbeeld van dit laatstgenoemde is de combiwand; hierbij worden damwandplanken gecombineerd met buispalen, waardoor de constructie zich stijver zal gedragen.

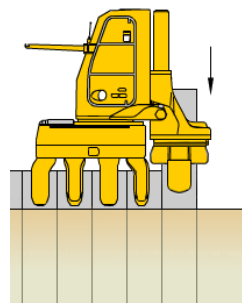


Afb. 32: Combiwand

De elementen kunnen op verschillende manier in de grond worden aangebracht. Meest voorkomend is door middel van trillen of heien, maar deze leveren beide trillings- en geluidsoverlast. Een andere optie is de damwandplanken de grond in te drukken, door middel van een 'Silent Piler'. De hydraulische heilmachine klemt zich vast aan reeds geplaatste damwandplanken, waardoor deze een reactiekracht leveren voor het indrukken van een nieuwe plank. De eerste elementen worden trillend ingebracht (als dit toegestaan is) of de grond wordt ontspannen door middel van boringen of fluidaties, waarna deze elementen er met behulp van een machine ingedrukt kunnen worden. Silent Piler kan een oplossing bieden voor sommige projecten, echter de techniek is sterk afhankelijk van vele locatie factoren (zoals grondopbouw en beschikbare drukkracht).



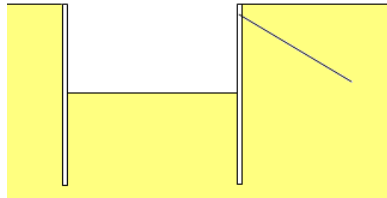
Afb. 33: Damwandplanken inbrengen d.m.v. trilblok.



Afb. 34: Silent Piler.

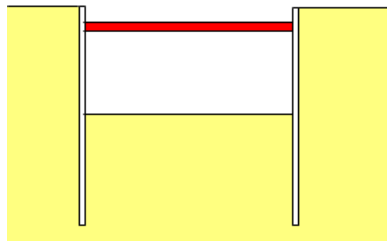
De damwandplanken of -palen worden onderling verbonden door middel van een slot. In het geval van een combiwand worden eerst de palen, met behulp van een geleideraamwerk, in de grond gebracht, waarna de damwandplanken (ook wel: tussenplanken) in het slot van de palen worden geheid/getrild. Hoewel de waterdichtheid van een damwandconstructie vrij groot is, bestaat de kans de elementen 'uit het slot' lopen waardoor een kier ontstaat. Dit heeft negatieve effecten op de stijfheid en waterdichtheid; het is om die reden dan ook erg belangrijk om de planken goed te plaatsen.

Damwandconstructies worden beschouwd als slanke en flexibele constructies; dit houdt in dat ze erg gevoelig zijn voor verplaatsing. Met andere woorden: de actieve gronddruk van het hoge maaiveld zal de wandconstructie doen verplaatsen richting de bouwput. Om dit effect te verkleinen en binnen de gestelde verplaatsingseisen te houden, kunnen ankers of stempels worden toegepast.



Afb. 35: Principe verankerde damwand

Ankers worden bevestigd aan de damwandconstructie en door het grondmassief van de actieve zijde aangebracht. Het anker ontleend houdkracht aan de grondmoot waarin het is aangebracht; dit kan op veel verschillende manieren. Veel toegepast zijn groutankers, waarbij aan het uiteinde van de (voorgespannen) ankerstang grout wordt uitgerst. Zodoende wordt er aan het uiteinde een groutklomp in de grond gevormd, waardoor er houdkracht aan het grondmassief wordt ontleend en de optredende trekkracht ten gevolge van verplaatsing van de wandconstructie opgenomen kunnen worden.



Afb. 36: Principe gestempelde damwand

Een andere wijze om de verplaatsing te verkleinen, is door het toepassen van stempels. Dit wordt vaak toegepast in relatief smalle bouwputten, waarbij er tussen twee overstaande damwanden stempels worden aangebracht. Ook kunnen deze stempels diagonaal in de hoek van twee damwanden geplaatst worden. Stempels worden vaak als tijdelijke oplossing toegepast (bijvoorbeeld voor het storten van een bouwputvloer) en kunnen, gezien de vaak grote diameters als gevolg van de grote drukkrachten, een grote belemmering vormen voor de overige werkzaamheden in de bouwput.

Damwanden worden zeer veel toegepast en bieden een relatief goedkope oplossing, met een hoge productiesnelheid en een grote waterdichtheid. Het kent echter ook een aantal nadelen: de trillings- en geluidsoverlast zijn voornamelijk in de bebouwde omgeving vaak onacceptabel, het is door de sloten en ankers een vrij gevoelig systeem en daarnaast behoeft een damwand intensieve afwerking (in de vorm van coatings en ingewikkelde bovenbouwconstructies). Het kan ook voorkomen dat de grondlagen dusdanig hard zijn, dat de profielen niet ingebracht kunnen worden.



Afb. 37: Combiwand met verankering

4.6 Polygonale afzinkschacht

Het Belgische bedrijf Socea heeft een modulair en flexibel segmenten systeem ontwikkeld, waarmee veel nadelen van klassieke en bestaande uitvoeringstechnieken weggenomen worden. Het betreft hier een betonnen 12-hoekige schacht, opgebouwd uit segmenten, die door middel van vijzels in de grond wordt gebracht (afgezonken/gedrukt/getrokken).

De elementen zijn 2,4 meter hoog, waarbij de zijden kunnen variëren waardoor een schachtdiameter tussen 6 en 12 meter mogelijk is. De voegen tussen de elementen worden voorzien van een dubbel styreen butadeen rubberprofiel, waardoor een waterdichte verbinding ontstaat; de elementen zelf worden prefab gebouwd van C50-60 beton (wanddikte 250 mm) en worden onderling verbonden door middel van bouten.

Als er een doorgang door de wand van de schacht gerealiseerd moet worden, wordt er een volledig stalen segment geplaatst waardoor dit mogelijk is. In combinatie met een opgelast waterslot, kan de schacht op deze wijze doorperst worden.

Door middel van geautomatiseerde sturing worden de samengevoegde segmenten, met behulp van zes in de grond verankerde vijzels, in de grond afgezonken. Deze automatische sturing zorgt er tevens voor dat de verticaliteit van de schacht gegarandeerd wordt en daardoor het risico op vastklemmen vrijwel weggenomen wordt.

Om te zorgen dat het eerste ringelement soepel de bodem in kan en de wrijving enigszins verminderd wordt, wordt dit eerste element voorzien van een snijrand: 'snijschoen' genaamd. Op het maaiveld zal de schacht telkens verlengd worden door het opbouwen van een nieuw ringelement. Tijdens de afzinkprocedure kan de binnenzijde van de schacht in den natte worden afgegraven.

Zodra de schacht de ontwerpdiepte heeft bereikt, kan er ter afsluiting een verankerde onderwaterbeton vloer worden gestort en de schacht worden leeggepompt.

5 ALGEMENE ONTWERPASPECTEN

5.1 Inleiding

In landelijk gebied kan, gezien de relatief lage kosten, ervoor gekozen worden om taluds toe te passen om het boogde hoogte/diepte verschil te behalen. In stedelijk gebied wordt er echter vrijwel altijd gekozen voor een verticale wand om een bouwkuip horizontaal te begrenzen. In dit geval dient er goed rekening gehouden te worden met de omgeving. Het ontgraven van een bouwkuip en/of het plaatsen van de wandconstructie heeft namelijk ten gevolg dat er een spanningsveranderingen plaats vinden; dit kan resulteren in horizontale en verticale verplaatsingen.

Het bouwproces van dergelijke (ondergrondse) civieltechnische bouwwerken, kent de volgende fasen:

Fasen	Werkzaamheden/producten
Initiatiefase:	<i>haalbaarheidsonderzoek</i> <i>globaal Programma van Eisen</i>
Definitiefase:	<i>definitief Programma van Eisen</i>
Voorontwerpfase:	<i>globaal voorontwerp van een aantal varianten</i> <i>keuze uit varianten maken (MCA)</i>
Ontwerpfase:	<i>definitie ontwerp</i>
Besteksfase:	<i>Bestek</i> <i>bouwtekeningen</i> <i>contractdocumenten</i> <i>vergunningen</i>
Aanbestedingsfase:	<i>aanbesteding van het werk</i>
Uitvoeringsfase:	<i>uitvoeren van het ontwerp</i>

Tab. 1: Bouwfasen

Na deze fasen volgt de gebruiksfase waarin de opdrachtgever zijn bouwwerk opgeleverd krijgt en het zijn functie dient te vervullen.

Voor bouwkuipen in stedelijk gebied gelden veel strenge eisen en randvoorwaarden, die allemaal in het Programma van Eisen vastgelegd moeten worden. Hierbij valt te denken aan trillingseisen, verplaatsingseisen, de routes voor het zware materieel, de aanvoer van materialen, et cetera. Het is van groot belang dat er overlegd wordt met betrokken instanties, omwonende, winkeliers; opdat iedereen van te voren weet wat er te wachten staat (bijvoorbeeld qua overlast). Tevens dienen goede risicoanalyses uitgevoerd te worden, waarmee de eventuele constructieve en financiële schade in kaart gebracht kunnen worden. Als reactie hierop dienen zoveel mogelijk voorzorgsmaatregelen genomen te worden, om de kans op letsel en (financiële) schade te beperken.

5.2 Randvoorwaarden

Naast vele technische eisen die aan een ontwerp worden gesteld, worden vaak ook veel randvoorwaarden vastgesteld. Deze zijn voornamelijk een gevolg van de plaatselijk grondopbouw, grondwaterstand en eventuele belendende bebouwing. Dit laatste aspect is vrij relatief; wat is immers 'in de nabijheid' van de projectlocatie. Een en andere hangen sterk af van de toegepaste bouwmethode en bemalingstype en zijn vaak nog niet bekend in de initiatief- en definitiefase.

Ten behoeve van de voor- en definitieve ontwerpen is het zeer belangrijk een goed beeld van de bodem te hebben. Hiervoor wordt een uitvoerig grondonderzoek gedaan, bestaande uit veld- en laboratoriumonderzoek. Bij het veldonderzoek worden sonderingen en boringen op de locatie gemaakt, waaruit onder andere de grondsoorten, grondwaterstand en stijghoogte te bepalen zijn. Grondmonsters worden vervolgens in het laboratorium verder onderzocht om de typerende grondparameter, zoals sterkte- en vervormingseigenschappen, te bepalen. De belangrijkste parameter is de grondsterkte, deze bestaat uit de hoek van inwendige wrijving tussen de korrels (ϕ') en de onderlinge cohesie (c'). Op basis van dit grondonderzoek kan een representatief geotechnisch profiel worden opgesteld.

Aangezien het grondwater een grote belasting op de bouwkuipconstructie zal vormen, is dit een zeer belangrijke parameter om goed te onderzoeken. Om de uitvoering te vergemakkelijken (door in den droge te kunnen werken) en de invloed ervan op de (tijdelijke) bouwkuipconstructie te verlagen, is het erg interessant om de grondwaterstand (ook wel: freatisch vlak) of stijghoogte te verlagen door middel van bemaling. Echter, er is strenge regelgeving voor het toepassen van bemalingen aangezien dit grote gevolgen kan hebben voor de omgeving. Hierom bestaan er wettelijke richtlijnen in de Grondwaterwet en worden vergunningen niet zomaar verleend.

De oorzaak voor deze voorzichtigheid ligt in het feit dat er grote (financiële) schade kan optreden, als er niet bewust wordt omgegaan met geohydrologische veranderingen. Enkele voorbeelden zijn:

- *houten paalfunderingen kunnen droog komen te staan, met rot tot gevolg;*
- *zettingen van samendrukbare grondlagen kunnen optreden, wat schade kan toebrengen aan staalgefundeerde gebouwen, wegen, kabels en leidingen;*
- *paalfunderingen kunnen zakken met een te lage veiligheid.*

In verband met de mogelijkheid op zakkingen van belendende bebouwing, is het belangrijk om (literatuur)onderzoek uit te voeren naar de funderingen deze gebouwen. Op deze manier kan er onderscheid gemaakt worden in de kwetsbaarheid van deze bebouwing zodat deze ingedeeld kunnen worden in schadecategoriën:

Schadecategorie	Mate van schade	Aard van schade
0	verwaarloosbaar	haarscheurtjes kleiner dan 0,1 [mm]
1	zeer gering	scheurwijdte tot 1 [mm]; eventueel nabehandeling uit esthetische overwegingen
2	gering	scheurwijdte tot 5 [mm]; eenvoudig te dichten; eventueel oppervlaktebehandeling met het oog op gewenste waterdichtheid
3	matig	scheurwijdte tussen 5 en 10 [mm]; grondige behandeling van de scheuren, verzekeren van waterdichtheid, herstel van het uiterlijk (verlaag of metselwerk)
4	ernstig	scheurwijdte tussen 15 en 25 [mm]; grondige reparatie en gedeeltelijke vervanging
5	zeer ernstig	scheurwijdte groter dan 25 [mm]; gedeeltelijke of volledige sloop; gevaar voor instabiliteit

Tab. 2: Schadecategoriën

Bij het ontgraven van bouwkuipen treden zowel verticale als horizontale verplaatsing op. De horizontale component hiervan levert trekspanningen op de naastliggende funderingen, met verticale doorbuiging en soms schuifspanningen tot gevolg. De literatuur is niet erg eenduidig voor wat betreft deze toelaatbare grenswaarden, dit in tegenstelling met de grenswaarden voor de verticale vervormingen als gevolg van het eigen gewicht van een constructie.

5.3 Verticaal evenwicht

5.3.1 Algemeen

Een bouwkuip wordt aangelegd zodat het mogelijk is om in den droge, maar toch onder het freatisch vlak, te kunnen werken. De keuze voor het type bouwkuip hangt van veel aspecten af, zoals: de bodemopbouw, de grondwaterstijghoogte, de diepte ten opzichte van het freatisch vlak, de tijdsduur van de tijdelijke bouwkuip en het budget.

In West-Nederland bevindt zich over het algemeen een 10 tot 15 meter dik pakket van slecht waterdoorlatende klei- en veenlagen (in Den Haag is deze laag slechts ca. 2 m). Bij het ontgraven moet er in deze situatie nagegaan worden of de stijghoogte van het water in de doorlatende laag eronder niet hoger wordt dan het gewicht van de resterende grondlagen erboven. In dit geval kunnen de resterende klei- en veenlagen geen tegendruk bieden tegen het grondwater eronder en zal de bouwkuipbodembodem opbarsten en vollopen.

De waterdruk verminderen door het toepassen van een tijdelijke spanningsbemaling is een methode om zodoende de verticale stabiliteit van de droge ontgraving te verzekeren.

Ten behoeve van de dimensionering van de diverse onderdelen van de bouwput, dienen diverse berekeningen te worden uitgevoerd. Hiertoe moeten onder andere de belastingen en belastingfactoren bepaald worden; deze zijn veelal te vinden in NEN (6702) normen.

5.3.2 Opdrijven

Het opdrijven van de bouwkuip als gevolg van grote grondwaterdruk, is een verschijnsel dat voorkomen moet worden. Daarom moet de bouwkuip en constructie aan bepaalde verticale evenwichtsvoorwaarden voldoen. De opwaartse belasting wordt geleverd door de waterdruk. De rekenwaarde hiervan wordt bepaald volgens onderstaande formule.

Opwaarts:

$$W_d = \gamma_{f,g} \cdot W_{rep} = \gamma_{f,g} \cdot z_1 \cdot \gamma_w$$

Waarin: $\gamma_{f,g}$ = belastingsfactor : 1,0 [-]
 γ_w = volumegewicht water : 10,0 [kN/m³]
 z_1 = diepte maaiveld-onderkant kleilaag : ... [m]

De neerwaarts gerichte belasting bestaat uit het gewicht van de tussenliggende (klei)lagen. De rekenwaarde van deze belasting wordt bepaald volgens onderstaande formule.

Neerwaarts:

$$G_d = G_{rep} / \gamma_{m,g} = (z_1 - z_0) \cdot \gamma_{g,rep;1} / \gamma_{m,g}$$

Waarin: $\gamma_{g,rep;1}$ = representatief volumegewicht grondlaag 1 : ... [kN/m³]
 $\gamma_{m,g}$ = materiaalfactor (NEN 6740) : 1,1 [-]
 z_0 = ontgravingsdiepte : ... [m]

Het geheel is (zonder verdere maatregelen) in stabiliteit als de opwaartse waterdruk kleiner is dan de neerwaartse gronddruk, oftewel:

Stabiliteit:

$$\begin{array}{lll}
 \text{waterdruk} & < & \text{gronddruk} \\
 W_d & < & G_d \\
 \gamma_{f,g} \cdot z_1 \cdot \gamma_w & < & (z_1 - z_0) \cdot \gamma_{g,rep;1} / \gamma_{m,g} \\
 z_1 / (z_1 - z_0) & < & \gamma_{g,rep;1} / 1,1
 \end{array}$$

5.3.3 Kluitgewicht

Wanneer de betonvloer in de bouwput is verbonden met de trekpalen en het geheel is gestort, moet bepaald worden of er na het afgraven van de put er stabiliteit heerst. De grond rondom de palen vormt een kluit die een positief effect op de neerwaartse belasting heeft. Om te bepalen hoe diep de trekpalen in de ondergrond moeten reiken om evenwicht te maken, moet de volgende berekening gemaakt worden.

Opwaarts:

$$W_d = \gamma_{f,g} \cdot W_{rep} = \gamma_{f,g} \cdot z_2 \cdot \gamma_w$$

Waarin:

$\gamma_{f,g}$	= belastingsfactor	: 1,0	[-]
γ_w	= volumegewicht water	: 10,0	[kN/m ³]
z_2	= diepte maaiveld-onderkant trekpalen	: ...	[m]

Neerwaarts:

$$G_d = \frac{d_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f + G_{rep}}{d_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f + (z_1 - z_0) \cdot \gamma_{g,rep;1} / \gamma_{m,g} + (z_2 - z_1) \cdot \gamma_{g,rep;1} / \gamma_{m,g}}$$

Waarin:

γ_b	= volumegewicht beton	: 23,0	[kN/m ³]
γ_f	= bel. factor voor gunstig werkende belasting	: 0,9	[-] ($\approx 1 / \gamma_{m,g}$)
d_b	= dikte onderwaterbetonvloer	: ...	[m]

Om de minimale inbrengdiepte van de trekpalen te bepalen, kan door middel van onderstaande evenwichtsvergelijking de minimaal benodigde inbrengdiepte van de trekpalen bepaald worden.

Evenwicht:

$$z_2 < (\gamma_{g,rep;2} \cdot z_1 - \gamma_b \cdot d_b - \gamma_{g,rep;1} \cdot (z_1 - z_0)) / (\gamma_{g,rep;2} - 11)$$

5.3.4 Draagkracht trekpaal

Het is van belang de grondmechanische draagkracht van de trekpalen te bepalen. In feite wordt hiermee de rekenwaarde van de trekbelasting, oftewel de belasting die nodig is voor het uit de grond trekken van een trekpaal, bepaald.

Deze rekenwaarde van de trekbelasting op de palen wordt bepaald aan de hand het krachteenwicht op de onderkant van de onderwaterbetonvloer (z_0).

$$F_{s;t;d} = \gamma_{f,g} \cdot A \cdot z_0 \cdot \gamma_w - \gamma_{f,g} \cdot A \cdot d_b \cdot \gamma_b$$

Waarin:

A	= invloedsoppervlak per paal	: ...	[m ²]
$\gamma_{f,g}$	= voor waterdruk	: 1,2	[-]
	= voor onderwaterbeton	: ...	[-]

De rekenwaarde van de grondmechanische draagkracht van de trekpalen is dan met de volgende formule te bepalen.

$$F_{r;t;d} = \xi \cdot F_{r;t;gem} / \gamma_{m;b4}$$

Waarin:

ξ	= statische factor (NEN 6743)	: 0,82-0,92	[-]
$F_{r;t;gem}$	= gemiddeld te leveren trekkracht van een trekpaal in een groep	: ...	[kN]
$\gamma_{m;b4}$	= materiaalfactor trekvermogen gebaseerd op sonderinge	: 1,4	[-]

Op deze wijze kan de grondmechanische draagkracht per afzonderlijke paal berekend worden.

Voor het vaststellen van de grondmechanische draagkracht $F_{r,t,gem}$ van een trekpaal in een groep, kan de onderstaande rekenregel worden toegepast.

$$F_{r,t,gem} = \int_0^L (q_{c;z} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_t) dz$$

Waarin:	L	= lengte paal in de laag waarover schachtwrijving wordt berekend	: ...	[m]
	$q_{c;z}$	= conusweerstand op diepte z , rekening houdend met reductie van q_c t.g.v. ontgraving	: ...	[kN/m ²]
	f_1	= effect t.g.v. installeren van de palen (zie CUR)	: ...	[-]
	f_2	= effect t.g.v. ontspannen door trek (zie CUR)	: ...	[-]
	α_t	= schachtwrijvingscoëfficiënt (zie CUR)	: ...	[-]

De corrigerende reductie als gevolg van de ontgraving kan op twee manieren worden bepaalt, afhankelijk van de manier van inbrengen van de palen.

Als de palen vóór de ontgraving ingebracht zijn, blijven na de ontgraving relatief hoge horizontale spanningen aanwezig. De conusweerstand inclusief reductie wordt dan:

$$q_{c;z;cor.} = \sqrt{(\sigma'_{v;z} / \sigma'_{v;z;i})} \cdot q_{c;z;0}$$

Wanneer de palen ná de ontgraving (in de bouwput) worden geheid, zal de grond worden losgeschud en verloopt de reductie anders, namelijk:

$$q_{c;z;cor.} = (\sigma'_{v;z} / \sigma'_{v;z;i}) \cdot q_{c;z;0}$$

Waarin:	$q_{c;z;cor.}$	= gecorrigeerde conusweerstand op diepte z	: ...	[kN/m ²]
	$q_{c;z;0}$	= oorspronkelijk conusweerstand op diepte z	: ...	[kN/m ²]
	$\sigma'_{v;z}$	= verticale effectieve spanning ná ontgraven	: ...	[kN/m ²]
	$\sigma'_{v;z;i}$	= verticale effectieve spanning vóór ontgraven	: ...	[kN/m ²]

5.3.5 Maatregelen

Een groot gedeelte van de bouwkuipkosten gaan uit naar de waterwering ervan. Er zijn diverse methodes om het water uit de bouwkuip/-put te houden, waaronder:

- door middel van bemalingstechnieken en gebruikmakend van het gewicht van waterremmende lagen, de stijghoogte van het freatisch vlak verlagen;
- de grondkerende wanden doortrekken tot in slecht doorlatende grondlagen, waardoor er een natuurlijke waterdichte vloer ontstaat;
- de bouwkuip in den natte ontgraven en door middel van onderwaterbeton een kunstmatige waterdichte vloer aanleggen in combinatie met verankering tegen opdrijven;
- aanbrengen van een verankerde chemische injectielaag;
- werken met luchtoverdruk om de waterstand te verlagen;
- een prefab constructie pneumatisch afzinken, waarbij het water wordt weggedrukt.

Deze bovenstaande uitvoeringsmethoden hebben elk zijn eigen karakteristieken waardoor de ene methode beter toepasbaar is op een bepaald project, dan de andere. Voor een project is het daarom erg belangrijk om een goede keuze te maken tussen de verschillende bouwmethoden, zodat de beste oplossing uitgevoerd zal worden en onnodige kosten bespaard blijven.

5.4 Bouwkuipwanden

5.4.1 Inleiding

Een bouwkuipwand heeft een grond- en waterkerende functie, waarbij het horizontale evenwicht verzekerd moet zijn. Daarnaast worden er strenge eisen gesteld aan de toelaatbare verplaatsing van de wand, zowel bij het ontgraven van de kuip, als eventueel bij het verwijderen ervan. Deze eisen zijn dienen te worden vastgelegd in het Programma van Eisen; vooral in dichtbebouwd stedelijk gebied gelden hoge eisen voor wat betreft de waterdichtheid en toelaatbare verplaatsingen van de wand.

Elk type grondkerende constructie kent een bepaalde waterdoorlatendheid, terwijl de wijze waarop de wand wordt ingebracht, de stijfheid ervan en het aantal ankers en/of stempels de optredende verplaatsingen bepaald. Uiteraard spelen beide aspecten ook een grote rol in het kostenplaatje.

Een aantal belangrijke factoren voor de keuze van een type wandconstructie worden hieronder besproken.

5.4.2 Waterkerende functie

Wanneer er als eis wordt gesteld dat de grondwaterstand niet verlaagd mag worden, dan moet de wandconstructie volledig gesloten zijn. Damwanden en diepwanden voldoen aan deze eis. Echter, bij damwanden bestaat het risico dat de planken 'uit het slot' lopen, waardoor er een kier ontstaat tussen de planken of palen. Uiteraard verliest de constructie dan zijn waterkerend vermogen. Dit verschijnsel kan plaatsvinden als er te slappe profielen worden gebruikt, of als er tijdens de uitvoering fouten worden gemaakt (zoals een verkeerde hei- of trilvolgorde).

Boorpalenwanden (dit werkt volgens het principe van diepwanden, maar dan door middel van gewapend betonnen palen) hebben een verhoogde kans op lekkage. De bepalende factor hierin is de mate van overlapping. Hoe kleiner deze overlap, hoe groter de kans op lekkage. Preventief kan dit verholpen worden door het aanbrengen van extra chemische injecties om zodoende een extra kerende laag aan te brengen.

Indien het te keren water met zand is vermengd, moet er extra worden opgelet. Dit zandmengsel kan in de bouwkuip stromen, want betekent dat de grond erachter ontzand wordt. Er zal zich dan een krater vormen die al snel tot aan het maaiveld komt. Als dit proces niet snel wordt gestopt (door het oplossen van een stalen plaat vanuit de bouwkuip, of door het plaatsen van een tweede waterkerende wand aan de grondzijde), bestaat de kans dat de waterstand in de gehele omgeving verlaagd wordt. Dit kent natuurlijk diverse nadelige effecten, zoals: ongelijkmatige zakkingen, schade aan gebouwen, drooglegging van houten funderingspalen, et cetera.

5.4.3 Wandverplaatsing bij ontgraven

De stijfheid van een wandconstructie bepaalt de verplaatsingen achter de wand. Echter, hoe stijf de constructie ook is, verplaatsingen zijn onvermijdelijk. Toch zijn er middelen om de verplaatsingen te beperken, namelijk:

- *het toepassen van stempels/verankeringen op meerdere niveaus;*
- *een stijvere wandconstructie toepassen;*

Door middel van ervaringen vastgelegd in literatuur kan in de voorontwerp fase een indruk verkregen worden van de te verwachten zakking en verplaatsing van de wandconstructie. Over het algemeen geldt dat bij de betere grondsoorten (zoals in West-Nederland te vinden is) de horizontale verplaatsing bij stijve keerconstructies, zoals diepwanden en combiwanden, ongeveer 0,2% van de kerende hoogte bedraagt, terwijl dit 0,5% bij flexibele constructies (damwanden) is.

Deze indruk is niet voldoende voor het definitieve ontwerp; daarom zal er voor een meer nauwkeurige schatting gebruik gemaakt moeten worden van geavanceerde rekenprogramma's. Hiermee kan tevens voorspellingen gedaan worden over de kans op schade aan omliggende bouwwerken en infrastructuur.

5.4.4 Stempels en ankers

Kleinere bouwkuipen worden meestal gestempeld. Tot een breedte van 15 meter kunnen dubbele INP-profielen volstaan; terwijl tussen 15 en 30 meter buizen gebruikt worden. Voor grotere overspanningen kan eventueel nog gebruik gemaakt worden van buizen in combinatie van (onderheide) knikverkorters; dit principe is al toegepast bij breedtes van ruim 50 meter. Veelal is het echter economisch interessanter om in deze gevallen ankers toe te passen. Het grote voordeel van ankers ten opzichte van stempels, is dat ankers een volledig vrije toegang tot de bouwkuip garandeert, terwijl stempels de werkzaamheden in de bouwkuip al snel belemmeren.

5.4.5 Vervormingen bij diepwanden

Vervormingen ten gevolge van de uitvoering van diepwanden hangen sterk af van de stabiliteit van de sleuven en een aantal uitvoeringsaspecten. Er bestaan 2D modellen om deze vervormingen te bepalen; deze zijn echter erg onnauwkeurig. 3D modellen zijn daarentegen weer ontzettend bewerkelijk en tijdrovend. Uit literatuurstudies zijn diverse modellen opgesteld met daarin praktijkwaarden van optredende zettingen bij reeds uitgevoerd projecten.

Enkele voorbeelden hieruit is een maaiveldzakking van 5 à 15 mm bij een 20 meter diepe diepwand en een zakking van 10 à 20 mm bij de bouw van de Willemsspoortunnel in Rotterdam (paneelbreedte 6 meter, diepte 35 meter). Een bijzonder voorbeeld is de Haagse Tramtunnel, waarbij erg dicht langs de staalgefundeerde bebouwing gebouwd is (minder dan 1,5 meter). Om te zorgen voor minimale grondontspanning zijn kleine paneelbreedtes toegepast (1,5 meter) en is het bentoniet niveau ten minste 1,5 meter boven de grondwaterstand gehouden. Het gevolg van deze maatregelen is dat de zakkingen bijzonder klein gebleven zijn, namelijk 5 à 8 mm: een hele knappe prestatie.

Uit de ervaringen met de Haagse Tramtunnel is geconcludeerd dat het mogelijk is om zonder noemenswaardige zakkingen een diepwand te bouwen in zeer dichtgepakte zandgronden. Hierbij moet dan wel een veiligheidsfactor van minimaal 1,3 worden gehanteerd.

5.5 Ontgravingen

Ten gevolge van het ontgraven van de bouwkuip, treedt er een aantal verschijnselen op waarmee rekening gehouden moet worden.

5.5.1 Zwel

Als de bouwput na het installeren van de keerwanden wordt afgegraven (zowel in den natte, als in den droge), vindt er ontspanning van de ondergrond plaats. Het gevolg hiervan is dat de waterspanning zal afnemen. Door deze onderdruk wordt grondwater uit de poriën in de omgeving weggezogen, waardoor een omgekeerd consolidatieproces in gang wordt gezet. Wanneer de onderdruk afneemt, zal het volume van het grondpakket weer toenemen; dit verschijnsel wordt aangeduid als 'zwel' en treedt alleen op bij klei- en veenlagen.

Door middel van laboratoriumonderzoek (vergelijkbaar als het onderzoek naar samendrukking) van ongeroerde grondmonsters kan inzicht verkregen worden in de mate en snelheid waarmee de grond zal zwellen. Hoewel elke grondsoort zwellen vertoont, verschilt de mate hiervan per grondsoort; veen het meest, zand het minst.

5.5.2 Heiwerk

Heipalen kunnen in een bouwkuip worden ingebracht vóór het afgraven of ná de afgraving; in het eerste geval wordt er gebruik gemaakt van een verlengstuk ('oplanger'), in het tweede geval kan er gebruik gemaakt worden van een traverse of een drijvende installatie indien de kuip onder water staat. Indien de paal door een kunstmatig aangelegde afsluitende laag moet (bijvoorbeeld een injectielaag of onderwaterbeton), spreekt het voor zich dat de palen voor het installeren van de vloer geheid moeten worden. De keuze of het voor of na het ontgraven zal plaatsvinden, hangt af van het draagvermogen, de optredende trekspanningen en de vervormingen.

Draagvermogen

Doordat de bovenbelasting wordt ontgraven, is de grond in de bouwkuip overgeconsolideerd. Hierdoor is de horizontale korrelspanning (K-waarde) in verhouding met de normale situatie hoger. Deze verhoogde korrelspanning zal met de diepte afnemen tot zijn normale waarde.

Bij cohesieve ondergronden zal deze verhoogde horizontale korrelspanning zich langzaam aanpassen, waardoor de spanning weer afneemt.

Bij niet-cohesieve, korrelige gronden is het verhoogde spanningsverloop blijvend. Echter, zodra er trillingen plaatsvinden (zoals het inheien van palen) zal het korrelskelet losgeschud worden; hierdoor zullen de spanningen alsnog afnemen. Door dit verschijnsel is het begrijpelijk dat de palen die vóór het ontgraven zijn geïnstalleerd een aanzienlijk grotere draagkracht hebben, dan de palen die erna zijn ingebracht.

Trekspanning

Palen die vóór de ontgraving zijn ingebracht hebben een remmende werking op het optredende zwefeffect. Ze zorgen ervoor dat de bouwkuipbodem als het ware gespalkt is en zich stijf gedraagt, waardoor het moeilijk wordt om opwaarts te zwellen. De palen worden hierdoor blootgesteld aan trekkrachten; als de ondergrond veel kleef op de palen uitoefent en deze ver uit elkaar geplaatst worden kunnen de trekkrachten op de palen erg groot worden. De maximale trekkracht op het totaal aantal palen is gelijk aan het effectieve gewicht van de ontgraving. Aangezien de bodem met palen zich stijf gedragen ten opzichte van de zwellende grond, zal de opwaarts gerichte wrijving volledig worden geactiveerd als de bouwkuipbodem ten gevolge van zwelling slechts een klein stukje omhoogkomt.

Als gevolg op dit verschijnsel dienen voorzorgsmaatregelen genomen te worden. Het is in de praktijk al vaker voorgekomen dat palen ten gevolge van zwelling scheurden, of boven de draagkrachtige laag 'op getild' zijn. Om dit te voorkomen moeten de palen zijn voorzien van voldoende schachtwapening en voldoende diep in de draagkrachtige laag zijn ingebracht, om zodoende de gevolgen van zwel aan te kunnen.

Een andere oplossing is natuurlijk de palen pas aan te brengen als de kuip ontgraven is. Meestal is de bodem namelijk al volledig uitgezweld, alvorens de palen worden geïnstalleerd; hierdoor zal er dus in verhouding minder trek op de palen treden. Door het inheien van prefab palen zal er als gevolg van de trillingen een wateroverspanning optreden. Deze overspanning compenseert de aanwezige onderspanning (als gevolg van de ontgraving), waardoor er uiteindelijk nauwelijks zwelling van de grond en trekkrachten aan de palen zullen plaatsvinden.

Vervormingen

Als gevolg van het heien of trillen van palen kunnen er zich verplaatsingen van de Bouwkuipwanden voordoen. Door het inbrengen ontstaat er een wateroverspanning in de cohesieve grondlagen aan de passieve zone, waardoor de passieve weerstand afneemt en vervormingen plaats kunnen vinden.

Als er zich niet-cohesieve grondlagen (zandlagen) in deze passieve zone bevindt en er wordt in of nabij deze zone geheid of getrild, ook dan kunnen er wateroverspanningen optreden met horizontale vervormingen als gevolg. Het verschil is echter dat het overspannen water in de niet-cohesieve laag, door rangschikking van het korrelskelet als gevolg van de trillingen, weer weg kan vloeien en zal afnemen. Ook dit verschijnsel zal een horizontale verplaatsing veroorzaken.

5.6 Trillingen

Trillingen zijn en blijven een euvel bij bouwprojecten. Het komt regelmatig voor dat de trillingen die tijdens de uitvoering van een werk optreden, vele malen groter zijn dan vooraf was ingeschat. Het is ook mogelijk dat ze als veel hinderlijker worden ervaren door bijvoorbeeld omwonenden, dan vooraf was voorzien. Als het gaat om trillingen zijn er een aantal aspecten van belang, namelijk de toelaatbare en daadwerkelijk optredende trillingen en in hoe de trillingsproblemen aangepakt/voorkomen kunnen worden.

5.6.1 Toelaatbare trillingen

Er bestaan diverse richtlijnen die betrekking hebben op de toelaatbare grenswaarden voor trillingen. Deze grenswaarden hebben betrekking op het verminderen of voorkomen van hinder of schade aan belendende bebouwing, omwonenden/omstanders, infrastructuur of apparatuur. Voor de bepaling van deze grenswaarden zijn onder andere de volgende aspecten van belang:

- *type bebouwing:* belendende bebouwing wordt in klassen ingedeeld, afhankelijk van hun kwetsbaarheid voor trillingen. De volgende drie categorieën worden onderkend:
 - Categorie 1: *in goede staat verkerende draagconstructies en onderdelen van gebouwen in gewapend beton of staal;*
 - Categorie 2: *in goede staat verkerende draagconstructies en onderdelen van gebouwen in metselwerk;*
 - Categorie 3: *in slechte staat verkerende gebouwen en oude en monumentale gebouwen met een grote culturele waarde.*
- *controlemetingen:* als er tijdens de uitvoering veel controlemetingen plaatsvinden, kan de negatieve invloed van de trillen nauwkeurig gemonitord worden en eventueel snel worden ingegrepen.
- *frequentie:* er wordt onderscheid gemaakt tussen continue trillingen, kortdurende trillingen en herhaalde kortdurende trillingen. Bouwkuipen vallen onder de categorie herhaalde kortdurende trillingen. Deze categorisering hangt samen met de uitgebreidheid van metingen, waarbij geldt: hoe meer metingen er plaatsvinden, hoe nauwkeuriger de trillingsgrenswaarde vastgesteld kunnen worden en hoe minder de grenswaarde gereduceerd dient te worden.
- *grenswaarden:* voor de bovenbouwconstructie is er een grenswaarde voor de optredende scheurvorming als gevolg van trillingen. De grenswaarde van funderingen hebben betrekking op de schade die veroorzaakt kan worden door zakking van de ondergrond als gevolg van de trillingen.

5.6.2 Trillingsproblematiek voorkomen

Als het ontwerp van een bouwkuip zal bestaan uit stalen damwandprofielen, dan zijn in de ontwerpfase moeten kijken of installatie door middel van trillen mogelijk is. Dit is immers een bijzonder snelle en goedkope manier op de keerwand te installeren. Echter, het kan zijn dat dit te veel overlast veroorzaakt en daarom niet relevant is. Om een goed beeld te schetsen van het optredende trillingsniveau, kan men volgens onderstaande aanpak te werk gaan:

- *Toepassen van een model:* CUR heeft een rekenmodel opgesteld om trillingshinder te voorspellen. Indien dit model aangeeft dat er geen schade te verwachten is, kan er getrild worden.
- *Uitvoeren modelproef:* als het rekenmodel geen uitkomst heeft geboden, kan een valproef worden uitgevoerd. Hierbij laat men een gewicht van 1000 kg op het maaiveld vallen, waarbij men tegelijkertijd de trillingen op het maaiveld in en belendende bebouwing meet. De voorspellingen die hieruit opgemaakt kunnen worden zijn een stuk nauwkeuriger dan die van het rekenmodel.
- *Uitvoeren praktijkproef:* Als laatste bestaat er de mogelijkheid om een damwand bij wijze van proef op de projectlocatie in te trillen en tegelijkertijd metingen te verrichten. Dit is een kostbare optie en zal alleen in bijzondere gevallen worden toegepast, bijvoorbeeld als het trillingsniveau bepalend is voor de type wandconstructie.

6 BRONVERMELDING

Informatiebronnen:

- Bron 1: <http://www.cob.nl/>
Bron 2: <http://www.wikipedia.nl/>
Bron 3: *PAO-cursus Damwandconstructies en Bouwputten*, Ontwerpaspecten van diepwanden
Ir. G. Hannink, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
Bron 4: Fugro rapport: "VAB Veenkade/Noordwal te Den Haag, opdrachtnummer: 1308-0048-001"
Bron 5: 'Handboek Ondergronds Bouwen, deel 2: Bouwen vanaf het maaiveld'
Centrum Ondergronds Bouwen, A.A. Balkema, Rotterdam, 2000
Bron 6: <http://www.vsf.nl/>
Bron 7: <http://herrenknecht.com/>

Afbeeldingsbronnen:

- Afb. 1: http://www.cob.nl/fileadmin/images/COB-Logo-15-jaar_sRGB.jpg
Afb. 2: [http://www.spoorzonedelft.nl/Render/doorsnede-spoortunnel%20\(3\)_W472_H223_CRCenter95.jpg](http://www.spoorzonedelft.nl/Render/doorsnede-spoortunnel%20(3)_W472_H223_CRCenter95.jpg)
Afb. 3: <http://www.dag.nl/wp-content/uploads/2009/02/fouten-gemeente-aanleg-noord-zuidlijn.jpg>
Afb. 4: http://www.ed.nl/multimedia/archive/01019/bom_1019183b.jpg
Afb. 5: <http://www.muzenplein71.nl/parkeergarage%20ingang.jpg>
Afb. 6: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/8/8a/Parkeergarage_Delft.jpg/800px-Parkeergarage_Delft.jpg
Afb. 7: http://aardingparkingsystems.nl/files/website/Image/Referenties/Autolift_Groningen_Fortuna/Autolift,%20parkeerlift%20Groningen,%20Fortuna%2002.jpg
Afb. 8: http://aardingparkingsystems.nl/files/website/Image/Referenties/Autolift_Groningen_Fortuna/Autolift,%20parkeerlift%20Groningen,%20Fortuna%2003.jpg
Afb. 9: http://aardingparkingsystems.nl/files/website/Image/Referenties/Autolift_Groningen_Fortuna/Autolift,%20parkeerlift%20Groningen,%20Fortuna%2005.jpg
Afb. 10: 'Handleiding gebruik autoberging apeldoornselaan', Gemeente Den Haag
Afb. 11: 'Handleiding gebruik autoberging apeldoornselaan', Gemeente Den Haag
Afb. 12: <http://www.movares.nl/NR/rdonlyres/9E0FD1B4-87C3-4946-BE46-7D870856923A/0/VABDenHaagParkeersyteem.jpg>
Afb. 13: http://www.movares.nl/NR/rdonlyres/B959C45B-A8E6-4A43-B91C-B5AB578AE31A/0/IMG_0710.jpg
Afb. 14: Gemeente Den Haag RIS169119c_17-DEC-2009
Afb. 15: 'Ontwerpaspecten van diepwanden', Ir. G. Hannink, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
Afb. 16: http://www.vsf.nl/html/IMAGES/Constructies/FT%20dichtingswanden/Sleuf%20met%20dichtingswandgrijper_website%20groot.jpg
Afb. 17: 'Ontwerpaspecten van diepwanden', Ir. G. Hannink, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
Afb. 18: 'Ontwerpaspecten van diepwanden', Ir. G. Hannink, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
Afb. 19: http://www.vsf.nl/html/IMAGES/Constructies/FT%20pneumatisch%20afzinken/pres3_website%20groot.jpg
Afb. 20: Bouwdienst Rijkswaterstaat, Afdeling civiele techniek, ROBK versie 6
Afb. 21: www.gaiaccontractors.com
Afb. 22: <http://www.hoffmangroep.com/>
Afb. 23: <http://www.hoffmangroep.com/>
Afb. 24: <http://www.hoffmangroep.com/>
Afb. 25: <http://www.hoffmangroep.com>
Afb. 26: <http://www.hoffmangroep.com>
Afb. 27: http://www.herrenknecht.com/fileadmin/redaktion/PDF_Downloads/HK0238_RB_VSM7000_StPetersburg.pdf
Afb. 28: http://www.herrenknecht.com/fileadmin/redaktion/PDF_Downloads/HK0238_RB_VSM7000_StPetersburg.pdf
Afb. 29: http://www.herrenknecht.com/fileadmin/redaktion/PDF_Downloads/HK0238_RB_VSM7000_StPetersburg.pdf
Afb. 30: <http://www.herrenknecht.com/products/vertical-drilling/shaft-sinking-machines.html>
Afb. 31: http://www.herrenknecht.com/fileadmin/projektdatenbank-bilder/V-001/11_587x336.jpg
Afb. 32: <http://www.arcelorprojects.com/>
Afb. 33: <http://www.voorbijfunderingstechniek.nl/include/makeThumbnail.asp?id=790>
Afb. 34: http://www.arcelorprojects.nl/NL/driving_equipment/giken.htm
Afb. 35: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/13/BouwkuipAnker.png>
Afb. 36: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/91/BouwkuipStempel.png>
Afb. 37: http://www.vsf.nl/html/IMAGES/Constructies/FT%20combiwanden/650-combiwand%20met%20ankerstangen_website%20groot.jpg

Tabelbronnen:

- Tab. 1: 'Handboek Ondergronds Bouwen, deel 2: Bouwen vanaf het maaiveld'
Centrum Ondergronds Bouwen, A.A. Balkema, Rotterdam, 2000
Tab. 2: 'Handboek Ondergronds Bouwen, deel 2: Bouwen vanaf het maaiveld'
Centrum Ondergronds Bouwen, A.A. Balkema, Rotterdam, 2000



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

3 / PROGRAMMA VAN EISEN

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

3 / PROGRAMMA VAN EISEN

Rick Spiering
07081235

Datum:
10 maart 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

Dit rapport is het derde van het afstudeerproject 'Ondergrondse Parkeergarage Hoge Nieuwstraat 31-33 Den Haag' en bevat het Programma van Eisen. De afstudeeropdracht behelst het maken van een onderbouwde keuze tussen bouwmethoden (gebaseerd op dit PvE) en het uitwerken van een definitief ontwerp.

Als afronding van mijn HBO-opleiding Civiele Techniek aan de Haagse Hogeschool voer ik deze afstudeeropdracht uit bij Fugro Ingenieursbureau, in samenwerking met Ingenieursbureau Broersma. Fugro verzorgt hierbij de geotechnische expertise, Bureau Broersma de constructieve aspecten.

Dit laatste rapport is bedoeld voor zowel de opleiding als de begeleiders van beide bedrijven; bij deze wil ik hen en de overige collega's bedanken voor de hulp bij de totstandkoming van dit rapport.

Rick Spiering

SAMENVATTING

Rapport 3 bevat de eisen en randvoorwaarden die gelden voor het ontwerp van de ondergrondse parkeergarage aan de Hoge Nieuwstraat 31-33, te Den Haag.

Op de projectlocatie wordt een tweelaags pand gesloopt en zal, ter uitbreiding van het naastliggende pand, een nieuw kantoorpand worden gebouwd; onder dit nieuwe pand zal de parkeergarage gerealiseerd moeten worden. Gezien de beperkte ruimte op de projectlocatie, is reeds in overleg met de opdrachtgever besloten dat een Volautomatische Autoberging (VAB) zal worden toegepast.

Tevens worden ter beeldvorming enkele referentieprojecten (zoals de VAB aan de Apeldoornselaan te Den Haag) omschreven, waardoor een duidelijk beeld geschept worden van de toekomstige VAB op de projectlocatie.

De randvoorwaarden en uitgangspunten bij het ontwerp zijn in het rapport beschreven en hebben vooral een omschrijvende functie voor het ontwerp, zoals:

- *functionaliteit boven esthetica;*
- *parkeergemak voor de gebruiker;*
- *onderhoudsvriendelijkheid;*
- *type voertuigen*

Aan het ontwerp worden ook enkele stedenbouwkundige voorwaarden gesteld. De inrijdgarage moet zich bevinden in het nieuw te bouwen bovenstaande pand en integreren in het straatbeeld zoals deze ter plekke is. Tevens dient er bij het ontwerp nagedacht te worden over de ontsluiting van de garage aan de Hoge Nieuwstraat, waarbij filevorming vermeden moet worden.

Qua functionele eisen is er vastgelegd dat er per ondergrondse parkeerlaag minimaal 10 voertuigen (met uitzondering van de eerste laag in verband met de inrijdconstructie) geborgen moeten kunnen worden. Hierbij gaat het om normale personenauto's, waarbij de Mercedes-Benz E-klasse Limousine als maatgevend voertuig (bovengrens) wordt beschouwd. De maximale doorrijdhoogte voor de VAB is 2,20 [m] en het gewicht mag maximaal 2.500 [kg] per voertuig bedragen.

Bij wijze van vooronderzoek heeft er een sondering op de projectlocatie plaatsgevonden en is het project in de volgende categorieën ingedeeld:

- *geotechnische categorie (GC)* : 3
- *CUR 166 (materiaalfactoren)* : III
- *NEN 6702 (belastingfactoren)* : 3

Hoofdstuk 6 behandelt de diverse technische eisen die gerespecteerd dienen te worden in de ontwerpfase. Onder andere is vastgelegd dat de ruwbouwconstructie volledig grond- en waterkerend moet zijn, de belendende bebouwing is ingedeeld in de gevoeligste categorie (3) en de pleistocene zandlaag is voldoende draagkrachtig wordt beschouwd voor het funderen van de constructie. Tevens zijn de dimensies van de parkeervakken vastgelegd, is de maximale verticale maaiveldzetting vastgesteld op 10 [mm] en de maximaal acceptabele rotatie van belendingen op 1:750. Voor wat betreft trillingen moet er rekening gehouden worden met schade aan de naastliggende gebouwen en de hinder voor personen; hierbij gelden de richtlijnen van het SBR als uitgangspunt. Bemalingen zijn niet toegestaan en voor de funderingsdruk van de belendingen geldt 15 kN/m² per verdieping. De verkeersbelasting van de Hoge Nieuwstraat is vastgesteld op 10 kN/m². Als laatste is er vastgelegd hoe te handelen als er op het projectterrein verontreinigingen in de grond of het grondwater aangetroffen worden.

Het rapport eindigt met een opsomming van enkele relevante normen en richtlijnen die van toepassing zijn op het ontwerp, zoals die van het Nederlandse Normalisatie Instituut (NEN) en de Stichting Bouwresearch (SBR).

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Projectinformatie	1
1.3	Garageprincipe	2
1.4	Referentieprojecten	3
1.5	Opbouw PvE	
2	RANDVOORWAARDEN	4
2.1	Algemene uitgangspunten	4
2.2	Ontwikkeling tot ontwerp	4
2.3	Gebruik	4
2.4	Archeologie	4
2.5	Categorisering belendingen	5
2.6	Bemalingen	5
2.7	Verontreinigingen	5
3	STEDENBOUWKUNDIGE INPASSING	6
3.1	Locatie	6
3.2	Entreegarage	6
3.3	Ontsluiting VAB	6
4	FUNCTIONELE EISEN	7
4.1	Capaciteit	7
4.2	Maatgevend voertuig	7
5	VOORONDERZOEK	8
5.1	Categorie project	8
5.2	Sondering	8
5.3	Grondwater en stijghoogte	8
6	TECHNISCHE EISEN	9
6.1	Grondkerend vermogen	9
6.2	Waterkerend vermogen	9
6.3	Fundering	9
6.4	Maximale doorrijdhoogte	9
6.5	Maximale voertuiggewicht	9
6.6	Dimensies parkeervakken	9
6.7	Bovenbelasting	9
6.7.1	<i>Nieuw te bouwen bovenstaande pand</i>	9
6.7.2	<i>Belendende gebouwen</i>	9
6.7.3	<i>Verkeersbelasting</i>	10
6.8	Vervormingen	10
6.8.1	<i>Zetting</i>	10
6.8.2	<i>Rotatie</i>	10
6.9	Trillingen	10
6.9.1	<i>Schade aan bebouwing</i>	10
6.9.2	<i>Hinder voor personen in gebouwen</i>	10
6.9.3	<i>Storing aan apparatuur</i>	10

7	NORMEN EN RICHTLIJNEN	11
8	BRONVERMELDING	12
	BIJLAGEN	13
	Bijlage 1: <i>Overzichtsafbeelding projectlocatie</i>	
	Bijlage 2: <i>Sondeerdiagram</i>	
	Bijlage 3: <i>Dimensies Mercedes-Benz E-Klasse Limousine</i>	

1 INLEIDING

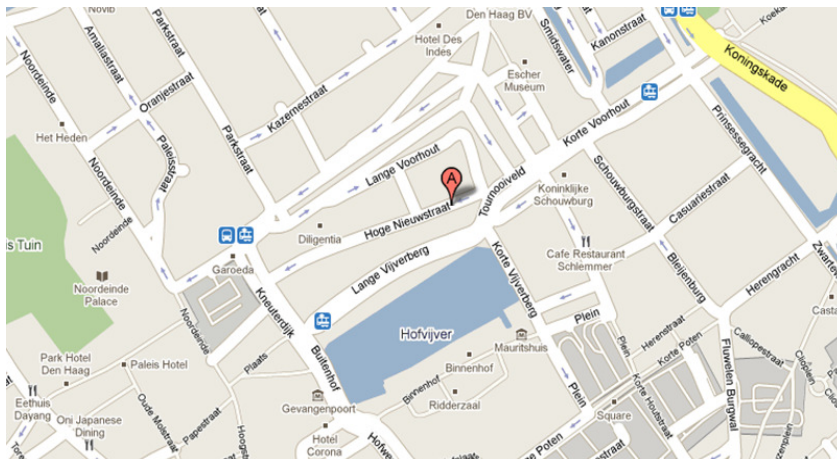
1.1 Algemeen

Dit Technische PvE voor het afstudeerproject 'Ondergrondse Parkeergarage Hoge Nieuwstraat 31-33 Den Haag' bevat diverse eisen en wensen van de opdrachtgever betreffende het te realiseren bouwwerk. Hierbij concentreert dit rapport zich uitsluitend tot de constructieve ruwbouw van het te realiseren project en is te beschouwen als tekstueel concept van het uiteindelijk gewenste resultaat. Op basis van dit PvE zullen een aantal varianten (VO) opgesteld kunnen worden voor de toe te passen bouwmethodiek, waarvan er uit eindelijk één wordt uitgewerkt op DO niveau.

Overige wensen en eisen van de opdrachtgever dienden te worden vastgelegd in aparte rapporten, zoals: een Werktuigbouwkundig PvE en/of een Elektrotechnisch PvE.

1.2 Projectinformatie

De projectlocatie bevindt zich aan de Hoge Nieuwstraat 31-33, te Den Haag. Deze straat ligt midden in de Haagse binnenstad, parallel tussen de Lange Vijverberg en het Lange Voorhout, op een steenworp afstand van de Hofvijver.



Afb. 1: Projectlocatie

De eigenaar van de kavel is tevens eigenaar van het naastliggende (5-laagse) pand aan de linkerkant. Het pand (gedeeltelijk 1- en 2-laags) op de projectlocatie zal worden gesloopt, waarna er een ondergrondse parkeergarage gebouwd moet worden. Op deze garage zal uiteindelijk een nieuw (kantoor-)pand komen. Beide naastliggende panden zijn relatief oud en gefundeerd op staal. De achterzijde van de kavel grenst aan een monumentaal, 6-laags, eveneens op staal gefundeerd pand aan de Lange Vijverberg.



Afb. 2: Het te slopen pand

1.3 Garageprincipe

Door het gebrek aan ruimte is het niet reëel om een conventionele hellingbaanparkeergarage of halfautomatische parkeergarages met een autolift en interne rijbanen in beschouwing te nemen bij de keuze van het type garage.

In overleg met de opdrachtgever is om deze reden overeenstemming bereikt voor het voortzetten van de ontwerpwerkzaamheden in de vorm van een Volautomatische Auto Berging. Dit PvE richt zich derhalve op de invulling van de wensen en eisen van de opdrachtgevers van de garage in deze vorm, betreffende de constructieve ruwbouw.

1.4 Referentieprojecten

In Nederland is de ondergrondse Volautomatische Auto Berging een vrij nieuwe manier van parkeermanagement. Echter, in het buitenland is deze techniek al vaker toegepast. Bovengrondse VAB's zijn daarentegen al veelvuldig toegepast (denk bijvoorbeeld aan de bekende Smart-torens of de parkeertorens van de Volkswagenfabriek in Wolfsburg, Duitsland).

In 2006 is in Den Haag de eerste ondergrondse VAB geopend aan de Apeldoornselaan. Deze garage herbergt ruim 120 voertuigen door middel van een systeem van roterende autoliften in combinatie met horizontale transportliften, waarbij de voertuigen volautomatisch in 'schappen' worden geplaatst. De VAB bevindt zich op ongeveer 12 meter van de bebouwing en is uitgevoerd als tweelaags garage. Bovenop de garage is tramrails gelegd ten behoeve van de RandstadRail.



Afb. 3: VAB aan de Apeldoornselaan.



Afb. 4: Entreegarage VAB Apeldoornselaan.

De gemeente Den Haag heeft plannen om ook onder de Noordwal-Veenkade een ondergrondse VAB te plaatsen met een capaciteit van ongeveer 160 voertuigen. In verband met het terugbrengen van de gracht aldaar, is besloten om onder deze watergang de garage aan te brengen. De VAB bevindt zich op minstens 10 meter van de belendende bebouwing en zal worden uitgevoerd met twee parkeerlagen. Het plafond van de garage zal dienen als vloer voor de terug te brengen gracht. Voor eind 2013 staat de ingebruikname van de VAB gepland.



Afb. 5: Impressie eindsituatie VAB onder terug te brengen gracht.



Afb. 6: Entreehuisje toekomstige VAB aan de Veenkade.

In Cesena (Italië) is een cilindrische ondergrondse volautomatische parkeergarage gebouwd. Deze garage, met een capaciteit van 108 voertuigen, maakt gebruik van een 360° roterende autolift die door het middelpunt van de silo afdaalt en de voertuigen wegzet op een parkeerplaats. De silo is opgebouwd uit zes parkeerlagen die elk ruimte biedt aan 18 voertuigen en is gesitueerd midden op een groot plein.



Afb. 7: Inrijd constructie VAB



Afb. 8: Parkeersilo tijdens bouw



Afb. 9: Doorsnede

1.5 Opbouw PVE

Bij het opstellen van de verschillende varianten gelden een aantal randvoorwaarden; deze randvoorwaarden zijn terug te vinden in het volgende hoofdstuk.

De wensen omtrent de stedenbouwkundige inpassing van de ondergrondse parkeergarage worden toegelicht in het daaropvolgende hoofdstuk; hoofdstuk 3.

Functionele eisen hebben betrekking op het functionele gebruik van de constructie en hebben een beschrijvend karakter van de zaken die de constructie moet 'kunnen' in de gebruiksfase. Deze functionele eisen zijn te vinden in hoofdstuk 4.

Het vooronderzoek dat heeft plaatsgevonden op het projectterrein staat centraal in het volgende hoofdstuk.

De technische wensen en eisen die de opdrachtgever aan de ruwbouwconstructie stelt, hebben betrekking op het bouwwerk zelf (bijvoorbeeld de bouwmaterialen en eigenschappen) of op de ondergrondeigenschappen, zoals: de funderingswijze, omgevingsinvloeden tijdens de bouw en dergelijke. Deze informatie is te vinden in hoofdstuk 6.

2 RANDVOORWAARDEN

2.1 Algemene uitgangspunten

De algemeen geldende uitgangspunten bij het project zijn:

Functionaliteit boven esthetica:

Het betreft een volautomatische ondergrondse parkeergarage, waarbij de gebruiker op het maaiveld blijft. Een mooie afwerking van de ruwbouw en interne (werktuigbouw-)kundige installaties is derhalve niet van belang. De garage waar men het voertuig inrijdt op de autolift ('entreegarage') dient uiteraard wel netjes te worden afgewerkt, zowel van binnen als de gevelzijde.

Parkeergemak voor de gebruiker:

De parkeergarage en zijn systemen moeten zo gebruikersvriendelijk mogelijk is. Hierbij wordt gewerkt naar een 'park-and-forget' principe, waarbij de automobilist zijn auto op de autolift parkeert en alleen het systeem in werking te zetten door een druk op de knop. Hellingbanen en interne rijbanen zijn hierdoor overbodig.

Onderhoudsvriendelijkheid:

Zowel de ondergrondse constructie als de diverse installaties dienen zoveel mogelijk gebouwd te worden van onderhoudsvriendelijke materialen. Installaties dienen te worden opgeleverd met een onderhoudsplan van de fabrikant.

Type voertuigen:

De ondergrondse garage moet geschikt zijn om normale personenauto's in te kunnen stallen.

2.2 Ontwikkeling tot ontwerp

Ten behoeve van het afstudeerproject zal de afstudeerder, op basis van dit PvE een aantal voorontwerpen (VO) van varianten opstellen. Deze varianten verschillen in bouwmethode en zullen onderling worden afgewogen, waarna een onderbouwde keuze gemaakt kan worden voor de bouwmethoden van de constructieve ruwbouw van de ondergrondse parkeergarage. Deze variant zal door de afstudeerder worden doorontwikkeld tot een definitief ontwerp (DO) van de geotechnische constructie, met bijbehorende berekeningen en tekeningen.

Tijdens het ontwerpproces zal er regelmatig contact en terugkoppeling plaatsvinden tussen de afstudeerder/ontwikkelaar en de opdrachtgevers om zodoende in overleg eventuele wijzigingen en aanpassingen te maken en op tijd sturing te geven; hierdoor heeft dit PvE een dynamische karakter.

2.3 Gebruik

De gebruikers van de garage bestaan uit de werknemers van het nieuw te bouwen bovenstaande (kantoor-)pand en de werknemers van het naastliggende pand. Hierdoor is de VAB geen openbare parkeergarage, maar alleen toegankelijk voor eerdergenoemde vergunninghouders.

2.4 Archeologie

In het geval dat er tijdens de sloop- en bouwwerkzaamheden archeologische relikwieën in de bodem worden aangetroffen, dienen alle werkzaamheden gestaakt te worden. De vinder is verplicht melding te doen bij het Rijksinstituut Oudheidkundig Bodemonderzoek (R.O.B.), te Amersfoort. Dit instituut stelt de verder te nemen maatregelen en/of voortgang van het bouwproject vast. De eventuele archeologierapportage valt buiten de scope van dit project.

2.5 Categorisering belendingen

Gezien de technische staat van de belendende bebouwing en het feit dat deze is opgebouwd als gemetselde stapelbouw, worden alle omliggende gebouwen ingedeeld in categorie 3 (SBR 'Trillingen: meet- en beoordelingsrichtlijnen, schade aan gebouwen, deel A). De gebouwen voldoen aan de volgende beschrijving uit de eerder genoemde SBR richtlijn:

- *Onderdelen van oude en monumentale gebouwen met grote cultuurhistorische waarde;*
- *In slechte staat verkerende gebouwen uit metselwerk of in slechte staat verkerende onderdelen van gebouwen.*

2.6 Bemalingen

De Gemeente Den Haag stelt dat er in beginsel geen bemaling mag worden toegepast en er door middel van gesloten bouwkuipen gewerkt moet worden in de ondergrond. Slechts in bijzondere gevallen wordt er een vergunning vrijgegeven voor bemalingen, waarbij hoge eisen gesteld worden aan te nemen maatregelen (zoals retourbemaling, etc.).

2.7 Verontreinigingen

Indien er tijdens de uitvoerwerkzaamheden verontreinigingen in de bodem of het grondwater worden aangetroffen, dienen de werkzaamheden stilgelegd te worden en is men verplicht melding van de verontreiniging te doen.

De verontreiniging dient volgens de daarvoor geldende wettelijke bepalingen te worden onderzocht, waarna afhankelijk van de aard van de verontreiniging besloten zal worden tot welke actie overgegaan moet worden (bijvoorbeeld sanering of isolering).

3 STEDENBOUWKUNDIGE INPASSING

3.1 Locatie

De Hoge Nieuwstraat is een smalle enkelbaansstraat met één richtingsverkeer vanaf het Toernooiveld in westelijke richting naar de Kneuterdijk. Deze straat wordt voornamelijk gebruikt door bestemmingsverkeer; de doorgaande routes bevinden zich aan de Lange Vijverberg en het Lange Voorhout.

De kavel bevindt zich direct aan het begin van de straat, aan de linkerzijde. Bijlage 1 geeft een overzicht van de locatie en het projectterrein.

3.2 Entreegarage

De entree tot de ondergrondse VAB zal inpandig in het nieuwe (kantoor-)pand verwerkt moeten worden. De toegangspoort tot de entreegarage dient zoveel mogelijk in de stijl van het nieuw te bouwen pand te worden, waardoor deze zo min mogelijk in het straatbeeld opvalt en zich zodoende als het ware met de gevel en het straatbeeld vermengt.

3.3 Ontsluiting VAB

Aangezien de Hoge Nieuwstraat een vrij nauwe eenrichtingsstraat is (ongeveer 11 meter breed) met aan de linkerzijde (langs-)parkeerplaatsen, zal de entreegarage alleen bereikbaar zijn door een inritconstructie in de stoep. Zowel tijdens de uitvoeringsfase, als in de gebruikersfase, dient de doorgang van het verkeer in de Hoge Nieuwstraat zo veel mogelijk gewaarborgd te worden/blijven.

4 FUNCTIONELE EISEN

Dit hoofdstuk staat in het teken van de functionele eisen waaraan het ontwerp dient te voldoen; ze zeggen dus welke functie de toekomstige gebruiker kan verwachten van het bouwwerk. Onderstaande paragrafen behandelen deze functionele eisen.

4.1 Capaciteit

Per ondergrondse parkeerlaag moeten 10 voertuigen gestald kunnen worden. Er dienen zes ondergrondse parkeerlagen gebouwd te worden, waardoor 60 voertuigen geborgen kunnen worden.

4.2 Maatgevend voertuig

De VAB moet ontworpen worden voor normale personenauto's, waarbij de Mercedes-Benz E-Klasse als maatgevend voertuig wordt aangenomen. Dit voertuig is de bovengrens; er moet rekening gehouden worden met het feit dat het perceel taps toeloopt waardoor de maximaal toelaatbare lengte van het voertuig per parkeerplaats varieert.

Per parkeerlaag dienen ten minste vier stuks van het maatgevende voertuig te kunnen worden gestald; de overige parkeervakken mogen als (als gevolg van de geometrie van de ruwbouw) een kleinere lengte hebben.

5 VOORONDERZOEK

Ten behoeve van de vaststelling van de bodemeigenschappen en -kenmerken heeft er een grondonderzoek van de projectlocatie plaatsgevonden. Onderstaande paragrafen geven een overzicht van de resultaten van dit onderzoek.

5.1 Categorisering project

Geotechnische categorie:

Ten behoeve van onderzoek kunnen bouwwerken worden ingedeeld in drie Geotechnische Categorieën (GC), afhankelijk van het type en afmeting van het bouwwerk, omgevingsinvloeden en mogelijke risico's.

De VAB op deze locatie wordt ingedeeld in GC: 3

CUR 166:

De categorisering van CUR heeft betrekking op de materiaalfactoren en wordt derhalve ingedeeld in klasse III.

NEN 6702:

De categorisering van NEN heeft betrekking op de belastingfactoren en wordt derhalve ingedeeld in klasse 3.

5.2 Sondering

Bij wijze van vooronderzoek heeft er op de locatie een diepsondering plaatsgevonden tot op 25 m - NAP; de sondeerdiagram is achterin terug te vinden als bijlage 2.

5.3 Grondwater en stijghoogte

Het ontwerpniveau van het freatisch vlak is vastgesteld op NAP -0,50 [m]; de ontwerpstijghoogte van het grondwater is eveneens vastgesteld op NAP -0,50 [m].

6 TECHNISCHE EISEN

Bij het ontwerpen van VO's en DO's dienen zoveel mogelijk de richtlijnen en normen van de relevante NEN en SBR normen in ogenschouw te worden genomen. Zie hoofdstuk 7 voor een opsomming van enkele van deze normen. Dit hoofdstuk geeft technische eisen, vanuit de opdrachtgever en/of de lokale overheid (Gemeente Den Haag), waaraan het definitieve ontwerp dient te voldoen.

6.1 Grondkerend vermogen

De geotechnische ruwbouwconstructie dient volledig grondkerend te zijn.

6.2 Waterkerend vermogen

De geotechnische ruwbouwconstructie dient volledige waterkerend te zijn.

6.3 Fundering

De wijze van fundering van de ruwbouwconstructie gebeurt op dien wijze die de geotechnische eigenschappen oplegt en/of mogelijk maakt en toepasbaar zijn op het ruwbouwontwerp. De pleistocene zandlaag is hiervoor als voldoende draagkrachtig beschouwd.

6.4 Maximale doorrijdhoogte

De maximale vrije doorrijdhoogte tot de entreegarage bedraagt 2,20 [m].

6.5 Maximaal voertuiggewicht

Het maximaal toelaatbaar gewicht van de toegestane voertuigen bedraagt 2.500 [kg].

6.6 Dimensies parkeervakken

Het grootste type parkeervak moet het grootste maatgevend voertuig kunnen herbergen. Dit voertuig (Mercedes-Benz E-klasse) heeft de dimensies zoals in bijlage 3 is weergegeven. Het profiel van vrije ruimte en daarmee de minimale dimensies van het parkeervak voor dit voertuig is:

lengte	: 5300 [mm]
breedte	: 2400 [mm]
hoogte	: 2300 [mm]

Gezien de taps toelopende vorm van de kavel zal de lengte van de parkeervakken variëren, waarbij het bovengenoemde voertuig als maximale grootte dient te worden aangehouden.

6.7 Bovenbelasting

6.7.1 Nieuw te bouwen bovenstaande pand

De ondergrondse parkeergarage fungeert tevens als fundering voor het nieuw te bouwen (kantoor-) pand. Aangezien deze bovenbouw een aanzienlijke invloed zal hebben op mogelijke oprijfverschijnselen dient deze bovenbouwbelasting in beschouwing te worden genomen. De bovenbouw zal bestaan uit een vierlaags pand en oefent een druk van 15kN/m² per laag uit op de geotechnische constructies.

6.7.2 Belendende gebouwen

Vastgelegd is dat de funderingsbelasting van belendende gebouwen als volgt is:

belending oostzijde (5-laags)	: 75,0 [kN/m ²]
belending zuidzijde (6-laags)	: 90,0 [kN/m ²]
belending westzijde (3-laags)	: 45,0 [kN/m ²]

6.7.3 Verkeersbelasting

Voor de belasting van het verkeer op het maaiveld in de Hoge Nieuwstraat (noordzijde projectterrein) wordt een waarde van 10 [kN/m²] aangenomen (CUR 166), zonder gedefinieerde breedte.

6.8 Vervormingen

6.8.1 Zetting

Aan ongelijkmatige maaiveld zettingen worden strenge eisen gesteld (zie 'Rotatie'); ook gelijkmatige maaiveldzettingen kennen op de projectlocatie kleine tolerantie. Een verticale vervorming van maximaal 10 mm wordt als acceptabel geacht, mits gelijkmatig.

6.8.2 Rotatie

De relatieve rotatie van belendende gebouwen ten gevolge van vervormingen in de bodem zijn acceptabel tot de beperkte mate van 1:750. Deze grenswaarde geldt voor alle belendende gebouwen, aangezien deze allemaal in categorie drie vallen.

6.9 Trillingen

6.9.1 Schade aan Bebouwing

Trillingen in de ondergrond kunnen schade aan de fundering veroorzaken, alsook schade aan overige onderdelen van de naastliggende bouwwerken. De richtlijn die hiervoor geldt is *SBR Trillingen: meet- en beoordelingsrichtlijnen Deel A*.

Diverse uitvoeringsmethoden kennen een karakteristieke trillingswaarde (bijvoorbeeld heien: 10-15 Hz en hoogfrequent trillen 35-40), waardoor door middel van de SBR-richtlijn geverifieerd dient te worden of de bij behorende rekenwaarden binnen de grenzen van de categorie blijven. In dat geval is de trillingsschade beperkt en de methode veroorlooft; zo niet, dan levert deze uitvoeringsmethode te veel trilling op voor het belendende gebouw, met mogelijk schade tot gevolg waardoor die uitvoeringsmethode niet toepasbaar is.

6.9.2 Hinder voor personen in gebouwen

Onder hinder voor personen wordt volgens de SBR-richtlijn '*Trillingen: meet- en beoordelingsrichtlijnen Deel B*' verstaan:

- waarneming van de trillingen zonder meer (verstoring van activiteiten of processen die rust en/of concentratie behoeven);
- waarneming van de trillingen met een zodanige strekte dat bepaalde activiteiten fysiek worden belemmerd of verstoord.

Door middel van bovengenoemde SBR-richtlijn dient bepaald te worden of de verwachte trillingssterkte onder de gestelde streefwaarden blijft, waardoor er in dat geval geen hinder ondervonden zal worden.

6.9.3 Storing aan apparatuur

Bij het ontwerp dient er geen rekening gehouden te worden met eventuele storing van gevoelige apparatuur in belendende gebouwen ten gevolge van trillingen tijdens de uitvoering.

7 NORMEN EN RICHTLIJNEN

Hieronder volgt een opsomming van enkele relevante normen en richtlijnen, die van toepassing zijn op het project.

<i>NEN 5119:</i>	<i>: Geotechniek – Boren en monsterneming in grond</i>
<i>NEN 5140</i>	<i>: Geotechniek – bepaling van de conusweerstand en de plaatselijke wrijvingsweerstand van grond – Elektrische sondeermethode</i>
<i>NEN 6702</i>	<i>: Technische grondslagen voor bouwconstructies – TGB 1990 – Belastingen en vervormingen</i>
<i>NEN 6720</i>	<i>: TGB 1990 – Voorschriften beton – Constructieve eisen en rekenmethoden</i>
<i>NEN 6740</i>	<i>: Geotechniek – TGB 1990 – Basiseisen en belastingen</i>
<i>CUR 166</i>	<i>: Damwandconstructies</i>
<i>SBR</i>	<i>: Trillingen: meet- en beoordelingsrichtlijnen Schade aan gebouwen Deel A</i>
<i>SBR</i>	<i>: Trillingen: meet- en beoordelingsrichtlijnen Hinder voor personen in gebouwen Deel B</i>

8 BRONVERMELDINGEN

Afbeeldingsbronnen:

- Afb. 1: <http://www.google.com/maps>
Afb. 2: eigen archief
Afb. 3: Gebruikshandleiding, VAB, Apeldoornselaan, Den Haag, gemeente Den haag, dienst stadsbeheer parkeren, 2007
Afb. 4: Gebruikshandleiding, VAB, Apeldoornselaan, Den Haag, gemeente Den haag, dienst stadsbeheer parkeren, 2007
Afb. 5: Plantoelichting Voorontwerp Noordwal-Veenkade met Volautomatische Autoberging gemeente Den haag, dienst stadsbeheer parkeren, 2009
Afb. 6: Plantoelichting Voorontwerp Noordwal-Veenkade met Volautomatische Autoberging gemeente Den haag, dienst stadsbeheer parkeren, 2009
Afb. 7: http://www.roadtraffic-technology.com/projects/cesena/images/1_fabbri3.jpg
Afb. 8: http://www.roadtraffic-technology.com/projects/cesena/images/6_t23.jpg
Afb. 9: <http://www.perfectparkusa.com/images/underground-cross-section.jpg>

BIJLAGEN

- Bijlage 1: *Overzichtsafbeelding projectlocatie*
- Bijlage 2: *Sondeerdiagram*
- Bijlage 3: *Dimensies Mercedes-Benz E-Klasse Limousine*

Bijlage 1: *Overzichtsafbeelding projectterrein*

Bijlage 2: *Sondeerdiagram*

Bijlage 3: *Dimensies Mercedes-Benz E-Klasse Limousine*



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

4 / VARIANTENSTUDIE

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

4 / VARIANTENSTUDIE

Rick Spiering
07081235

Datum:
8 april 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

Dit rapport is het begin van het daadwerkelijk ontwerpen, in plaats van de 'achtergrondwerkzaamheden' die ik tot nu toe heb uitgevoerd. Hoewel deze zeker noodzakelijk zijn en de basis vormen voor dit rapport, kan ik bij het opstellen van varianten meer creativiteit kwijt.

Aangezien het programma MSHEET op één korte opdracht na, vrijwel nieuw voor mij is, heb ik gelukkig aan collega Maarten van Baars af en toe vragen kunnen stellen betreffende de modellering van de varianten in het programma en overige ontwerpproblemen. Bij deze in het bijzonder een dankwoord aan hem.

Tevens een dankwoord aan de heren Broersma en Beekink van Ingenieursbureau Broersma voor de ondersteuning in constructieve zin. Met name de tweede variant, het afzinkbare caisson, is iets volledig nieuws voor mij en heb daarom veel gehad aan hun ondersteuning bij de aanpak van constructieve vraagstukken.

Rick Spiering

SAMENVATTING

Dit rapport is een begindocument voorafgaand aan het opstellen van de drie voorontwerpen. In dit rapport zijn de zes optionele uitvoeringstechniek, zoals in rapport 2: Literatuurstudie zijn vermeld, verminderd naar drie relevante uitvoeringstechnieken. Deze keuze heeft plaatsgevonden op basis van beredenering en heeft als uitkomst dat de varianten 'diepwand', 'caisson' en 'CSM-wand' zullen worden beschouwd als reëel, terwijl de andere drie opties (Vertical Shaft Sinking Machine, stalen (combi-)wand en polygonale afzinkschacht) zijn afgevalen.

Verder is in dit rapport de uitgangssituatie vastgelegd; hierbij is onder andere een bodemprofiel op basis van een sondering van de projectlocatie opgesteld, waaruit blijkt dat er voornamelijk zandige grondlagen aanwezig zijn, met een kleilaag tussen 13,50 en 16,25 m – NAP.

Diverse tekeningen van de uitgangssituatie geven inzicht in de dimensies van de projectlocatie; hieruit is op te maken dat het een bijzonder klein oppervlakte is (ca. 260 m²), met zeer gevoelige en op 3 meter diepte op staal gefundeerde belendende bebouwing.

Op basis van de maatgevende zijde van het bouwterrein (dit is de zuidzijde, aangezien het belendende gebouw aan deze zijde de grootste funderingsdruk produceert, namelijk 90 kN/m²) zijn de drie varianten ontworpen. Deze voorontwerpen zijn terug te vinden in de drie deelrapporten:

- 4.1 Voorontwerp 1: Diepwanden;
- 4.2 Voorontwerp 2: Caisson;
- 4.3 Voorontwerp 3: CSM-wanden.

Het doel van deze voorontwerpen is (door middel van MSHEET berekeningen) inzicht te krijgen in de optredende (stempel-)krachten, momenten en verplaatsingen van de wandconstructies; om op basis hiervan globaal de minimaal noodzakelijk dimensies van de geotechnische constructie vast te stellen.

De diepwandvariant zal uitgevoerd moeten worden in B35 beton, een minimale dikte hebben van 1000 mm en zal tijdens de uitvoering gestempeld moeten worden door stempelramen op vier niveaus. Hierbij is een onderwaterbeton-vloer aangenomen van 1,50 m dik en zal de ontwerpdiepte van de diepwand uitkomen op 20 m – NAP. De wand hoeft niet gewapend te worden tegen het optredende moment, de wand is namelijk zelf in staat dit moment op te nemen; echter, wapening zal wel nodig zijn voor bijvoorbeeld de optredende trekkrachten. De te verwachten verplaatsing van de wand is vastgesteld op 47,0 mm.

De tweede variant betreft de caissonstechniek, waarbij de constructie pneumatisch in de ondergrond wordt afgezonken. De constructie wordt (deels) op het maaiveld opgebouwd en bestaat gedeeltelijk uit prefab betondelen van B65. Ten behoeve van het voorontwerp is een waterkerende gewichtsvloer van 700 mm en een constructievloer van 500 mm aangenomen, waardoor de totale vloerdikte op 1200 mm uitkomt. Door middel van een handberekening is de minimale wanddikte globaal vastgesteld op 400 mm, waarbij wapening (Ø20-200) nodig is om het optredende moment op te kunnen nemen. De te verwachten verplaatsing van de wand is vastgesteld op een zeer gunstige 2,0 mm.

Als laatste is een voorontwerp opgesteld voor de CSM-wandstechniek. Bepalend voor de wanddikte is voor deze techniek de toegepast Soil Cutter; deze machine maakt een dikte van 550 mm mogelijk, waardoor de wanddikte meteen is vastgelegd. Daarnaast is het gebruikelijk om, aangezien de wand met de ondergrond wordt gemaakt en dus vrij onnauwkeurig is, uit te gaan van betonkwaliteit B15. De ontwerpdiepte van de CSM-wand is aangenomen op 20 m – NAP en komt hiermee uit in de sterke, diepgelegen zandlaag. Wederom is een onderwaterbeton-vloer verondersteld van 1500 mm dikte. Op basis van deze vastgestelde waarden is het voorontwerp opgesteld. Uit de berekeningen blijkt dat de wand sterk gewapend dient te worden tegen de optredende momenten; per strekkende meter zijn namelijk twee stalen HE-B-360 (S460) noodzakelijk. Ondanks deze maatregelen is de verplaatsing van de wand berekend op 165,4 mm.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	PROJECTOMSCHRIJVING	2
3	TERREIN- EN BODEMGESTELDHEID	3
3.1	Grondwaterstand en stijghoogte	3
3.2	Representatieve grondparameters	3
3.3	Bodemprofiel	4
4	VOORSELECTIE	5
4.1	Inleiding	5
4.2	Selectietabel	6
4.3	Conclusie	6
5	ONTWERPPROCES	8
5.1	Inleiding	8
5.2	Berekeningsmethode	8
5.3	Uitgangspunten berekening	9
5.3.1	Veiligheidsklasse	9
5.3.2	Wandeigenschappen	9
5.3.3	Stempel/anker	10
5.3.4	Geohydrologische aspecten	10
5.3.5	terreinbelastingen	10
5.3.6	Doorsneden	11
5.3.7	Bouwfasen	13
5.3.8	Representatieve geometrische parameters en overige parameters	13
5.3.9	Rekenwaarden	14
5.3.10	Berekeningsschema	15
6	VOORONTWERPEN	16
7	BRONVERMELDING	17
7.1	Informatiebronnen	17
7.2	Tabellenoverzicht/-bronnen	17
7.3	Afbeeldingenoverzicht/-bronnen	17
	BIJLAGEN	18
1	Uitgangssituatie	

1 INLEIDING

Deze variantenstudie zal bestaan uit het opstellen van een aantal varianten voor de ondergrondse volautomatische parkeergarage aan de Hoge Nieuwstraat 31-33, te Den Haag.

Allereerst zal de sondering van het projectterrein onder de loop worden genomen zodat de karakteriserende grondeigenschappen aan de hand van NEN 6740 zullen worden vastgesteld. De vastgestelde grondeigenschappen zullen dienen als uitgangspunt voor de op te stellen voorontwerpen (VO's).

Hierna worden de omgevingsinvloeden, zoals maaiveldbelastingen, op de projectlocatie bepaald en vastgesteld. Ook deze inventarisatie zal als uitgangspunt dienen voor de op te stellen voorontwerpen.

Vervolgens zullen de uitvoeringstechnieken, zoals besproken in *rapport 2: Literatuurstudie*, worden onderworpen aan een voorselectie. Het is immers zo dat het projectterrein een aantal beperkingen met zich meebrengt, waardoor enkele uitvoeringstechnieken met een goede onderbouwing meteen al afvallen als reële optie.

De overgebleven optionele uitvoeringsmethoden zullen worden verwerkt tot VO's. Hierbij wordt door middel van computerberekeningen bepaald wat deze methode betekent voor wat betreft het optredend moment, dwarskracht en verplaatsing. De uiteindelijke dimensies van de VO's zullen worden ingetekend in een situatietekeningen.

Dit rapport vormt de basis voor rapport 5; hierin zal een keuze worden gemaakt worden tussen de voorontwerpen om te bepalen welk van deze varianten zal worden uitgewerkt tot definitief ontwerp. Indien de planning dit toestaat, zal tevens de uitvoeringsmethodiek van deze variant worden uitgewerkt.

2 PROJECTOMSCHRIJVING

Het project omvat de realisatie van een ondergrondse Volautomatische Autoberging (VAB) aan de Hoge Nieuwstraat 31-33 in de Haagse binnenstad. De aanleg van de bouwkuipconstructie zal afhankelijk van de uitvoeringsmethode met behulp van onderwater beton (OWB) worden geconstrueerd.

Binnen het Rijksdriehoeksnet heeft de projectlocatie de coördinaten: $X = 81.375 \text{ m}$
 $Y = 455.375 \text{ m}$

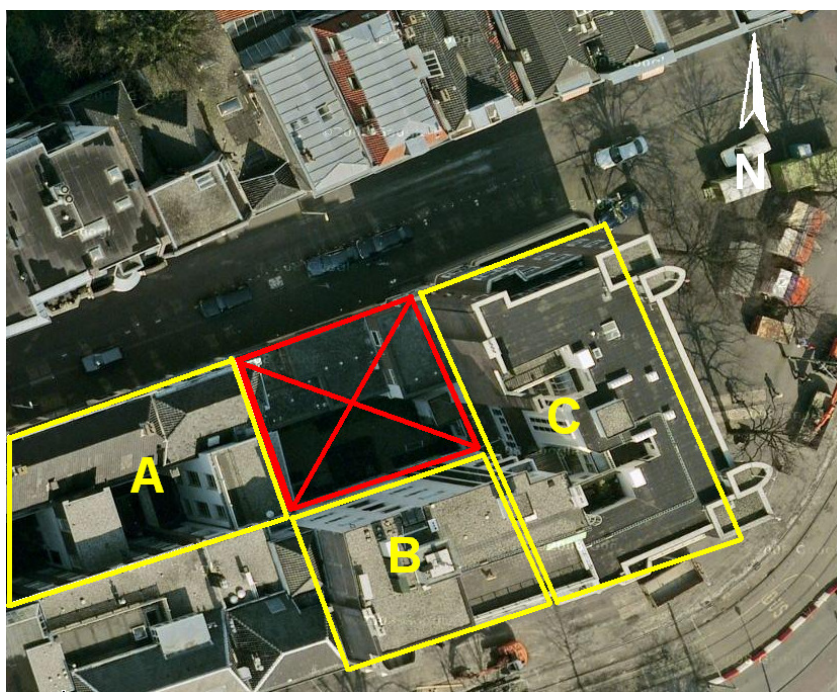
Op de projectlocatie bevindt zich momenteel een tweelaags pand, welke gesloopt gaat worden. Vervolgens zal een zeslaags diepe VAB moeten worden gebouwd, waarop een nieuw (kantoor-)pand gebouwd zal worden. Het type bouwkuipconstructie en de uitvoering van deze ondergrondse parkeergarage, staan in deze variantenstudie centraal. De opbouw boven het maaiveld valt buiten de *scope* van dit rapport.

Voor aanvullende gegevens en projectinformatie wordt verwezen naar de voorgaande afstudeerrapporten:

Rapport 2: Literatuurstudie, versie 2.2 d.d. 16-02-2010

Rapport 3: Programma van Eisen, versie 3.3 d.d. 10-03-2010

De onderstaande luchtfoto van het (rood-) omkaderde projectterrein geeft de belendende gebouwen weer.



Afb. 1: Projectlocatie met omliggende bebouwing

Aangenomen wordt dat de omliggende bebouwing gefundeerd is op staal, zoals in de onderstaande tabel wordt weergegeven.

	Gebouwen naast bouwlocatie	Wijze van fundering
A	Bebouwing (west), 3-laags, Hoge Nieuwstraat	staal (o.k. fundering NAP 0,0 m, breedte 1,0 m)
B	Bebouwing (zuid), 6-laags, Lange Vijverberg	staal (o.k. fundering NAP 0,0 m, breedte 1,0 m)
C	Bebouwing (oost), 5-laags, Toernooiveld	staal (o.k. fundering NAP 0,0 m, breedte 1,0 m)

Tab. 1: Fundering belendende bebouwing

3 TERREIN- EN BODEMGESTELDHEID

Bij het vooronderzoek is het maaiveldniveau vastgesteld op NAP +3,00 m. Op basis van een verkennend grondonderzoek met diepsondering tot NAP -25,00 m (zie rapport 3: Programma van Eisen) is de bodemgesteldheid globaal geschematiseerd zoals in onderstaande tabel is weergegeven.

Diepte bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Bodembeschrijving
+ 3,00	ZAND; schoon, matige consistentie
- 0,50	ZAND; zwak siltig, kleilig
- 2,50	ZAND; schoon, matige consistentie
- 8,50	ZAND; schoon, losse consistentie
- 9,00	ZAND; schoon, matige consistentie
- 13,50	KLEI; zwak zandig, vaste consistentie
-16,25	ZAND; schoon, matige consistentie
- 17,75	ZAND; sterk siltig, kleilig
- 18,50	ZAND; schoon, vaste consistentie
-25,00	Maximaal verkende diepte

Tab. 2: Globale bodemgesteldheid

3.1 Grondwaterstand en stijghoogte

Tijdens het grondonderzoek is de grondwaterstand (GWS) door middel van boringen vastgesteld; de stijghoogte (SH) van het grondwater in de watervoerende laag is door middel van peilbuismetingen bepaald en blijkt hetzelfde niveau als de grondwaterstand te hebben.

De ontwerpniveaus van beiden zijn als volgt:

GWS : NAP -0,50 m
SH : NAP -0,50 m

3.2 Representatieve grondparameters

De representatieve waarden van de relevante grondparameters zijn bepaald aan de hand van beschikbare grondonderzoek, NEN 6740 tabel 1 en CUR 166. In tabel 3 zijn de in representatieve geotechnische sterkteparameters weergegeven.

Bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Grondlaag	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	δ/δ_g [°]
+ 3,00	ZAND	17/19	0	30,0	20,0/30,0
- 0,50	ZAND, kleihoudend	18/20	0	27,0	18,0/27,0
- 2,50	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 8,50	ZAND	17/18	0	30,0	20,0/30,0
- 9,00	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 13,50	KLEI, zandig	18/18	2	22,5	15,0/22,5
-16,25	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 17,75	ZAND, kleihoudend	18/20	0	25,0	16,5/25,0
- 18,50	ZAND	18/20	0	35,0	23,0/35,0

Tab. 3: Representatieve waarden sterkteparameters

Opmerking:

- γ en γ_{sat} = volumiek gewicht (sat = saturated, verzadigd)
- c' = effectieve cohesie
- ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
- δ = wandwrijvingshoek
- δ_g = wandwrijvingshoek bij toepassing in grond gevormde wand (CUR 166)

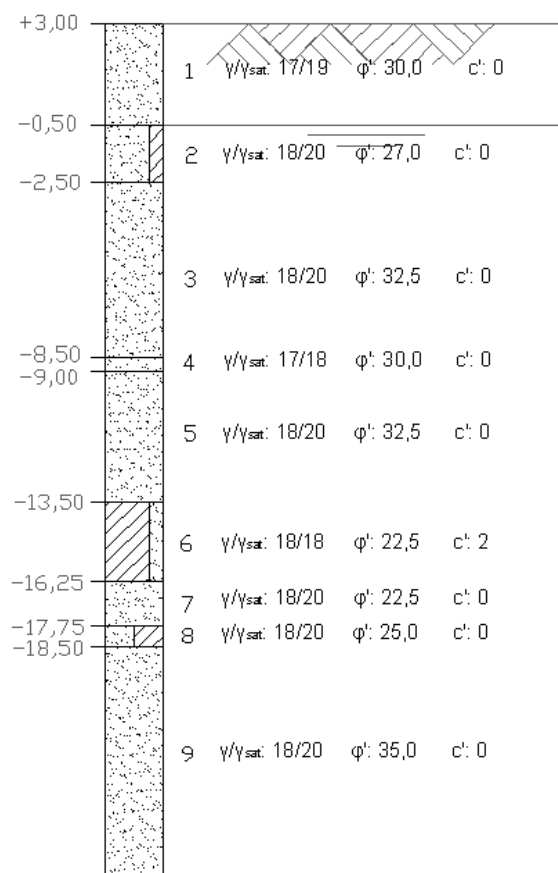
De onderstaande tabel geeft een overzicht van de lage en hoge waarden voor de horizontale beddingsconstanten per grondlaag. De hoge waarden worden verkregen door de lage waarden te vermenigvuldigen met factor 2,25.

Laag-nummer	Bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Grondlaag	Horizontale beddingsconstante [kN/m ³]					
			Lage waarden			Hoge waarde		
			$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
1	+ 3,00	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
2	- 0,50	ZAND, kleihoudend	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
3	- 2,50	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
4	- 8,50	ZAND	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
5	- 9,00	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
6	- 13,50	KLEI, zandig	6.000	4.000	2.000	13.500	9.000	4.500
7	-16,25	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
8	- 17,75	ZAND, kleihoudend	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
9	- 18,50	ZAND	40.000	20.000	10.000	90.000	45.000	22.500

Tab. 4: Representatieve waarden stijfheidparameters

3.3 Bodemprofiel

Op basis van het verkennend vooronderzoek en de voorgaande informatie, is een overzichtelijk representatief bodemprofiel opgesteld. In dit profiel (zie onderstaande afbeelding) zijn de aanwezige grondlagen en hun belangrijkste parameters in één overzichtelijke tekening bij elkaar gevoegd; dit bodemprofiel dient als uitgangspunt voor verder te nemen stappen.



Afb. 2: Bodemprofiel

4 VOORSELECTIE

4.1 Inleiding

In rapport 2 (Literatuurstudie) zijn zes uitvoeringsmethoden besproken; deze methoden zijn in het algemeen toepasbaar voor het civieltechnische 'probleem' waarom het bij dit project draait.

Echter, het projectterrein aan de Hoge Nieuwstraat midden in de Haagse binnenstad, kent een aantal bijzonder karakteriserende eigenschappen. De voornaamste zijn:

- *de kleine oppervlakte van ca. 260 m²;*
- *de zettinggevoelige belendende bebouwing;*
- *de beperkte uitvoeringsruimte rond het projectterrein;*
- *de krachtige, zandige ondergrond.*

Deze specifieke eigenschappen kunnen beperkend werken op de voorgestelde uitvoeringsmethoden in de literatuurstudie. Derhalve vindt een voorselectie van deze methoden plaats, die met name gericht op de bovengenoemde karakteriserende eigenschappen.

De voorselectie zal een simpele onderlinge vergelijking inhouden (geen uitgebreide Multi Criteria Analyse) van de zes uitvoeringsmethoden; hierbij gaat het om relatieve verschillen ten opzichte van elkaar ('de ene methode scoort beter dan de andere', ongeacht de inhoudelijke waarde van het aspect). De technieken worden onderling vergeleken voor de volgende vier projectaspecten:

<u>Trillingen:</u>	<i>de mate waarin de uitvoeringstechniek trillingen veroorzaakt en daarmee mogelijk zettingen oplevert van het maaiveld en belendende gebouwen.</i>
<u>Benodigde ruimte:</u>	<i>de ene techniek heeft meer ruimte nodig dan de andere (bijvoorbeeld voor het plaatsen van benodigde installaties); dit wordt onder deze noemer bedoeld en met elkaar vergeleken.</i>
<u>Toepasbaarheid:</u>	<i>hierbij gaat het om de toepasbaarheid van de techniek op dit specifieke project aan de Hoge Nieuwstraat en hangt daarmee nauw samen met de benodigde ruimte voor de uitvoeringstechniek.</i>
<u>Kosten:</u>	<i>wederom gaat het hier om relatieve waarden; de ene uitvoeringstechniek is goedkoper dan de andere. Hierbij gaat het ook om innovativiteit; een volledig doorgedachte en beproefde techniek is in veel gevallen goedkoper dan een innovatieve, weinig toegepaste techniek.</i>

Per uitvoeringstechniek worden er aan de bovengenoemde aspecten en score van 1 tot 3 gegeven. De toekenning van scores aan de aspecten gebeurt geheel op ervaringen uit de praktijk of de methodegebonden eigenschappen zoals beschreven in rapport 2; de scores per aspect zijn toegekend ten opzichte van hetzelfde aspect bij een andere uitvoeringsmethode (voorbeeld: de kosten van techniek X zijn lager dan die Y, maar hoger dan Z en scoort daarom een 2). Deze scores zijn als volgt verdeeld:

- 3 = positief of gunstig*
- 2 = neutraal of gemiddeld*
- 1 = negatief of ongunstig*

Het doel van deze voorselectie is de zes uitvoeringstechnieken zoals voorgesteld in *rapport 2: Literatuurstudie* te beperken tot de, voor dit project, drie meest reële opties. Gezien de scoretoekenning houdt dit in dat de drie hoogst scorende technieken de voorselectie doorkomen en de drie laagst scorende technieken zullen afvallen.

4.2 Selectietabel

Tabel 5 geeft een overzicht van de toegekende scores per selectieaspect.

	trillingen	ben. ruimte	toepas.	kosten	TOTAAL
<i>diepwanden</i>	3	2	3	2	10
<i>caissons</i>	3	2	2	1	8
<i>CSM</i>	3	2	3	2	10
<i>VSSM</i>	3	1	1	1	6
<i>stalen (combi-)wand</i>	1	2	1	3	7
<i>poly. afzinkschacht</i>	3	1	1	1	6

Tab. 5: Selectietabel voorselectie

4.3 Conclusie

De laatste kolom van de selectietabel maakt duidelijk dat de uitvoeringsmethoden volgens VSSM-techniek, stalen (combi-)wanden en de polygonale afzinkschacht bij voorselectie afvallen. Hieronder volgt daarvoor een korte motivatie per bouwtechniek:

Vertical Shaft Sinking Machine (VSSM)

Het VSM-principe is vrij innovatief en mede daarom bijzonder kostbaar. Het systeem neemt veel ruimte op het maaiveld in, vooral 'naast' de bouwput is dit een probleem gezien de zeer nabije belendingen. De maximale haalbare diameter voor dit uitvoeringsprincipe is 20 meter; op de projectlocatie zal echter maximaal een diameter van ca. 15 meter reëel zijn. Uitgaande van parkeervakken van 5,3 meter rondom in de schacht, blijft er slechts 4,3 meter over voor de liftinstallatie; dit is simpelweg ontoereikend. Om deze redenen valt de VSM-techniek reeds in de voorselectie af.

Stalen (combi-)wand

Hoewel damwandtechnieken een beproefd en veel gebruikte techniek is, zijn het vooral de karakteristieke eigenschappen van het projectterrein die ervoor zorgen dat dit principe niet zal worden beschouwd als optie voor dit project. Het intrillen of heien van damwandplanken en/of palen is per definitie geen optie in verband met de optredende trillingen en de zettinggevoeligheid van de omgeving. Ook het aanleggen van een droge bouwput door middel van het aanbrengen van een bemalingsstelsel is geen optie (zie PvE).

Er bestaan systemen om de planken en palen in te drukken (Silent Piler). Dit systeem is relatief kostbaar en gezien de grondslag op de projectlocatie zal het in dit geval niet geheel zettingvrij verlopen. Door de krachtige zandlagen zal het immers noodzakelijk zijn de palen voor te boren en de bodem ter plaatse van de damwandsloten te ontspannen door middel van boringen en/of injecties. Tevens zullen de elementen als gevolg van deze sterke zandgrond met een op- en neerwaartse beweging moeten worden ingebracht; hierdoor zal de omliggende grond toch enigszins geroerd worden, met beperkte zettingen tot gevolg.

Gezien de overige uitvoeringsopties en aangezien het hier gaat om de vergelijking met de overige technieken die beter geschikt blijken, is om eerder genoemde redenen besloten lage scores toe te kennen.

Polygonale afzinkschacht

Deze techniek vereist enige maaiveldruimte, onder andere ten behoeve van de verankering van de vijzels in de grond. Daarnaast is met de bestaande techniek een diameter haalbaar van slechts 12 meter; uiteraard is dit te klein voor de beoogde ondergrondse parkeergarage. Tevens is de 12-hoekige vorm van niet erg ergonomisch als het gaat om het rondom parkeren van voertuigen, hierbij is elke vierkante meter van belang en er gaat bij dit principe een hoop ruimte verloren aan loze ruimten. Om deze praktische redenen wordt deze uitvoeringsmethode afgewezen als reële optie.

De overige technieken (diepwanden, caisson en CSM-wanden) zijn de voorselectie positief doorgekomen en zullen hierdoor worden beschouwd als mogelijke varianten voor de te bouwen geotechnische constructie.

5 ONTWERPROCES

5.1 Inleiding

Dit hoofdstuk staat in het teken van de keerconstructie van de drie overgebleven geotechnische constructies. In dit hoofdstuk volgen een aantal berekeningen uitgevoerd door het programma MSHEET 7.9 van GeoDelft; de uitkomsten hiervan zullen als input dienen voor de constructieve uitwerking van de ruwbouw van het geotechnische bouwwerk. Hierbij wordt in dit stadium van het afstudeerproject nog enigszins globaal gewerkt; het doel is immers om slechts een aantal voorontwerpen te maken en deze in de uitgangstekeningen in te teken. Hierna worden deze ontwerpen door middel van een Multi Criteria Analyse in rapport 5 tegen elkaar afgewogen.

Uit het vorige hoofdstuk is gebleken dat de uitvoeringsmethoden met diepwanden, caissonstechniek en CSM-wanden, zullen worden beschouwd als mogelijke oplossing voor het civieltechnische probleem. Deze drie varianten zullen worden gemodelleerd in MSHEET om zodanig inzicht te verkrijgen in de optredende krachten en momenten en hierover een advies te kunnen geven over de constructieve invulling van de voorontwerpen.

5.2 Berekeningsmethode

De wandberekeningen zijn uitgevoerd conform de norm geotechniek NEN 6740 en CUR-publicatie 166 'Damwandconstructies' (4^e druk), waarbij onderscheid is gemaakt tussen de uiterste grenstoestanden 1A en 1B (UGT) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT), ook wel bekend als: grenstoestand 2. Deze variaties voert het computerprogramma automatisch uit.

UGT 1A: Bij het bereiken van uiterste grenstoestand 1A is de stabiliteit van de gehele keerwandconstructie nog net gewaarborgd.

UGT 1B: Indien er vòòr het bereiken van UGT 1A dusdanig grote vervormingen van de keerwandconstructie en het naastliggende terrein optreden, dat de stabiliteit van belendende bebouwing in gevaar komt, is de uiterste grenstoestand 1B bereikt. Hiervoor is vervolgens een toetsing vereist van de optredende vervormingen aan de voor deze grenstoestand gestelde eisen.

BGT: De controle van de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) houdt eveneens verband met vervormingen, maar daarbij gaat het om de toetsing van de bruikbaarheid. Bij overschrijding van deze grenstoestand worden de vervormingen van de keerwandconstructie en het aangrenzende terrein zodanig groot dat de bruikbaarheid in ernstige mate wordt geschaad. Hierbij moet onder andere gedacht worden aan invloed op belendende bebouwing en hinder voor verkeer en kranen door (ongelijkmatige) zakking van het terrein achter de keerconstructie.

De berekeningen van de keerconstructie worden uitgevoerd als eendimensionaal eindig element (EEM). Met dit rekenprogramma kunnen de optredende momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een al dan niet gestempelde of verankerde wandconstructie worden berekend.

De volgende berekeningen worden per variant voor de maatgevende doorsnede (zie 5.3.6) uitgevoerd:

Berekening UGT:

met rekenwaarden voor de geotechnische- en geometrische parameters, alsmede rekenwaarden voor de buigstijfheid van de keerwand en lage rekenwaarden voor de beddingsconstante van de grondlagen wordt een ontwerpberekening uitgevoerd, waarmee de minimale inbeddingsdiepte wordt bepaald.

De minimale inbeddingsdiepte kan echter ook beïnvloed worden door andere factoren, zoals: verticale draagkracht, geohydrologische omstandigheden en/of het beschikbare damwandprofiel/haalbare wanddikte.

Hierna worden gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd met lage en hoge rekenwaarden voor de beddingsconstanten en wordt de inbeddingsdiepte geoptimaliseerd. Met deze berekeningen worden tevens eventuele onzekerheden in de buigstijfheid van de wand verwerkt. Ook wordt de grondwaterstand aan de lage zijde gevarieerd. De hier genoemde berekeningen zijn de berekeningen 6.1 t/m 6.4 volgens CUR 166, die automatisch door het programma worden berekend.

Berekening BGT:

Ten slotte worden de berekeningen uitgevoerd met representatieve waarden van de geotechnische- en geometrische parameters. Daar de waarden van de beddingsconstanten (hoge en lage gemiddelde waarden) te variëren kan een goede indruk verkregen worden van te verwachten uitbuigingen. Behalve voor de gebruikstoestand wordt deze berekening ook gebruikt voor de toetsing van de UGT, door een belastingsfactor van 1,2 op de berekende waarden toe te passen (berekening 6.5 volgens CUR 166).

Maatgevende waarden:

De maatgevende rekenwaarden van moment $M_{s;d}$ en dwarskracht $D_{s;d}$ van de bovengenoemde berekeningen 6.1 t/m 6.5 dienen getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de wand volgens de materiaalgebonden normen. Voor de toetsing van de rekenwaarde van de stempel-/ankerkrachten $F_{s;A;d}$, indien van toepassing, worden extra partiële factoren gebruikt, onder andere vanwege het feit dat bij vloeit of breuk het stempel/anker volledig uitvalt.

5.3 Uitgangspunten berekening

5.3.1 Veiligheidsklasse

Conform CUR 166 is de geotechnische constructie, gezien de aanzienlijke schade bij falen en het persoonlijke veiligheidsrisico, ingedeeld in veiligheidsklasse III.

5.3.2 Wandeigenschappen

Elk wandsysteem heeft unieke wandparameters. De belangrijkste hiervan zijn de elasticiteitsmodulus (E), het weerstandsmoment (W) en het traagheidsmoment (I). Per variant zullen deze eigenschappen worden bepaald, waarbij eventueel onderscheid wordt gemaakt tussen betonkwaliteit en wanddikte. Deze wandeigenschappen worden in de hier opvolgende voorontwerprapporten van de afzonderlijke varianten weergegeven.

De waarden zijn volgens de onderstaande methoden vastgesteld:

width (b)	breedte van een wandsectie	1000	[mm]
height (h)	wanddikte	variabel / uitvoeringsafhankelijk	[mm]
E⁽¹⁾	elasticiteitsmodulus	materiaaleigenschap / opgave leverancier	[N/mm ²]
I	traagheidsmoment	$\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$	[m ⁴ /m ¹]
EI	stijfheid	$E \cdot I$	[kNm ² /m ¹]
EI_{gereduceerd}	gereduceerde stijfheid t.g.v. scheurvorming en tijdverloop	$E \cdot I \cdot 0,20$	[kNm ² /m ¹]
section area	doorsnede oppervlakte	$b \cdot h$	[mm ²]
W	weerstandsmoment	$\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$	[cm ³ /m ¹]
f_{b,B25}	rekenwaarde druksterkte beton (B25)	materiaaleigenschap	[N/mm ²]
M_{max;el;B25}	rekenwaarde maximaal opneembaar moment door beton (B25)	$f_{b,B25} \cdot W$	[kNm/m ¹]
coating area	oppervlakte van 1 m ² wand, in drie dimensies beschouwd	1,0 · 1,0 (in geval van vlakke wand)	[m ²]

Tab. 6: Parameterbepaling

5.3.3 Stempel/anker

Verondersteld wordt dat een vrijstaande keerconstructie gezien de grote kerende hoogte geen stabiele situatie oplevert en/of onacceptabele vervormingen veroorzaakt. Hierdoor wordt een stempeling en/of verankering noodzakelijk geacht en kunnen bestaan uit tijdelijke stempels of in de uiteindelijke vloeren geïntegreerde stempels; dat maakt ten behoeve van dit voorontwerp geen verschil.

Gezien de gevoeligheid van de belendingen, hun geringe afstand tot de bouwkuip en de beperkte grootte van de geotechnische constructie, is voor de verankering van de kuip uitgegaan van een stempelconstructie. Het stempel is in het computermodel geschematiseerd als een vast steunpunt waarbij de stempels een oneindig grote samendrukkingscoëfficiënt hebben. Op deze wijze zullen samengedrukt de stempels niet worden samengedrukt en zal er geen translatie mogelijk zijn.

In de varianten met onderwaterbeton, wordt aan de vloer een beddingsconstante van $k = 1.000.000$ toegekend, zodat deze een reële klemminswaarde biedt aan de wandconstructie.

De stempels zullen in dit voorontwerp stadium niet getoetst worden. In dit stadium wordt er van uitgegaan dat de stempel-/gordingconstructie in staat is de optredende krachten op te nemen.

5.3.4 Geohydrologische aspecten

Aangezien er sprake is van drie gesloten bouwkuip varianten, zal er geen bemalingsadvies opgesteld worden.

5.3.5 Terreinbelastingen

Op de bouwkuip/afzinkconstructie treedt uit elke richting terreinbelasting op; aan de oost-, zuid- en westzijde (zie afb. 1 op pag. 5) oefenen de belendende funderingen druk uit op de wandconstructie. Gezien de beperkte beschikbare informatie over de belendende gebouwen, betreffende hun funderingswijze en -dimensionering, wordt aangenomen dat de strokenfundering belast wordt door 15 kN/m^1 per bouwlaag en een breedte heeft van $1,0 \text{ m}$.

Aan de noordzijde bevindt zich een bovenbelasting van de Hoge Nieuwstraat; de waarde van deze terreinbelasting is gebaseerd op de CUR-klasse waarin de geotechnische constructie is ingedeeld (klasse II).

De onderstaande tabel geeft de verschillende terreinbelastingen overzichtelijk weer:

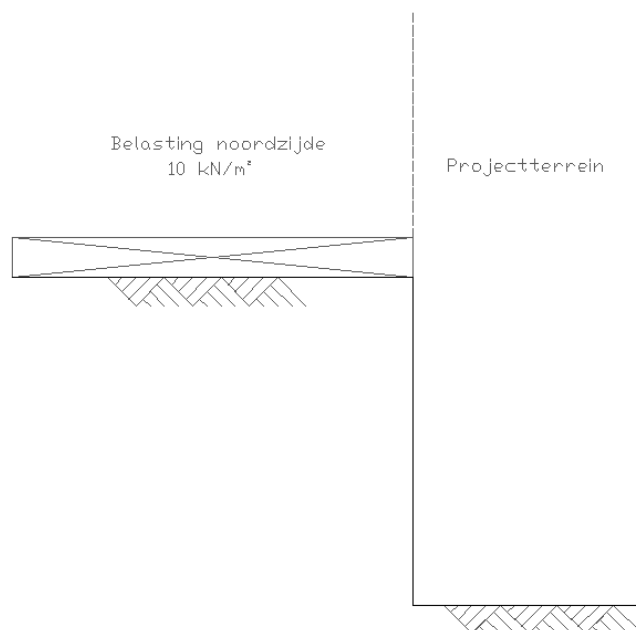
Belasting	Fundering	Afstand tot wand [m]	Diepte [m t.o.v. NAP]	Breedte [m]	Druk [kN/m ²]
noordzijde	n.v.t.	0,0	+3,0	∞	10,0 ¹⁾
oostzijde	staal	0,3	0,0	1,0	75,0
zuidzijde	staal	0,3	0,0	1,0	90,0
westzijde	staal	0,3	0,0	1,0	45,0

¹⁾ [kN/m²]

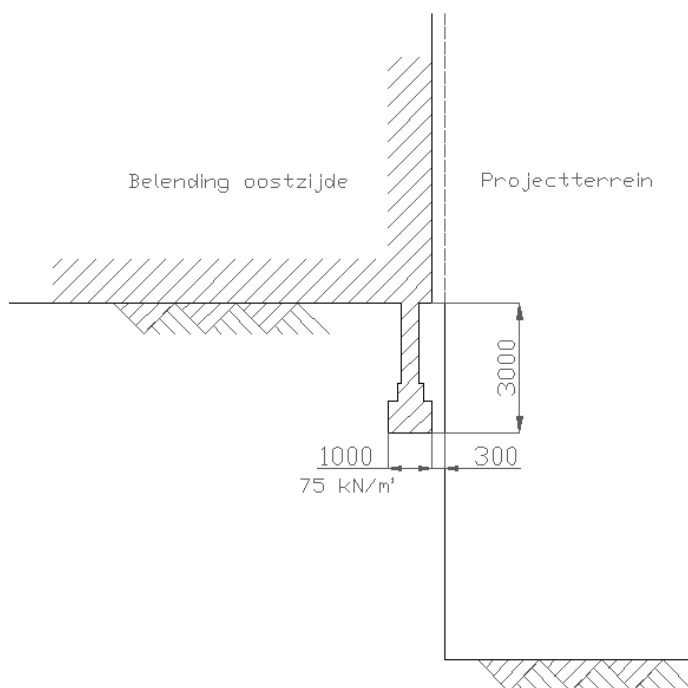
Tab. 7: Terreinbelastingen

5.3.6 Doorsneden

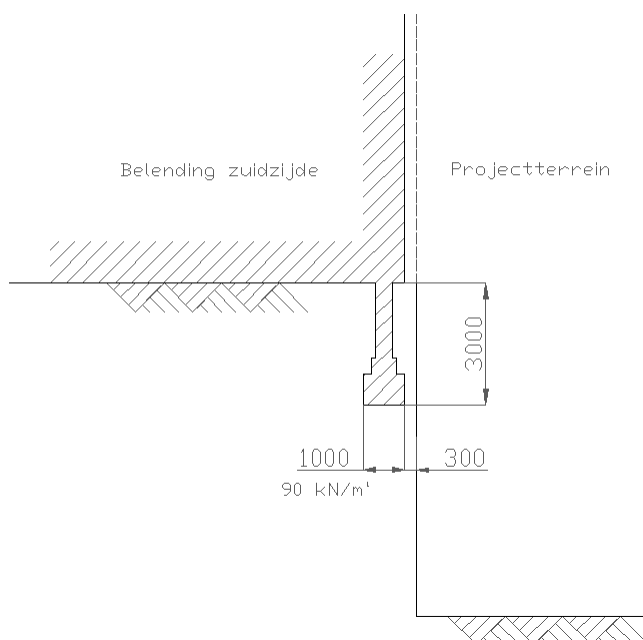
Op basis van de voorgaande paragraaf is op te maken dat er vier verschillende wandsituaties zijn. De doorsneden van deze situaties zijn in onderstaande afbeeldingen geschematiseerd.



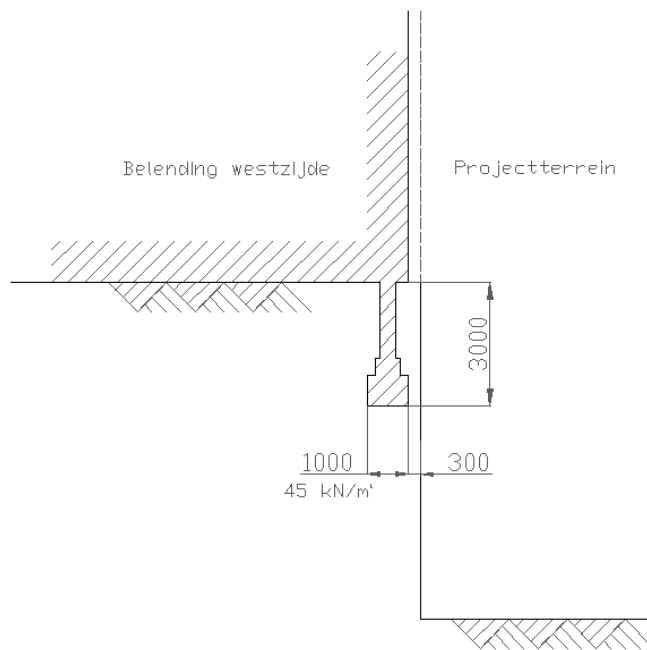
Afb. 3: doorsnede noordzijde



Afb. 4: doorsnede oostzijde



Afb. 5: doorsnede zuidzijde



Afb. 6: doorsnede westzijde

Maatgevende doorsnede

De doorsnede aan de zuidzijde wordt, gezien zijn hoge terreinbelasting, beschouwd als de te verwachten maatgevende doorsnede. Deze doorsnede zal per variant worden doorgerekend, om zodoende een indruk te krijgen van de optredende krachten en momenten en minimaal noodzakelijke wanddikte en wapening.

5.3.7 Bouwfasen

Ten behoeve van een correcte invoer in het programma MSHEET is het noodzakelijk een aantal bouwfasen (stages) te onderscheiden. Deze stages hebben vooral betrekking op de belastingen die ontstaan tijdens de uitvoering van de bouwwerkzaamheden; in deze situatie wordt de geotechnische constructie immers anders belast dan in de uiteindelijke gebruikersfase.

Per variant zullen de verschillende stages bepaald worden en zodanig in MSHEET gemodelleerd worden. Deze bouwfasering zal per variant in het voorontwerprapport worden verantwoord aan de hand van schematische afbeeldingen.

5.3.8 Representatieve geometrische parameters en overige uitgangspunten

De representatieve waarden voor de geometrische parameters zullen voor iedere variant, voor elke bouwfase, worden vastgelegd in een overzichtstabel.

De bovenkant van de wandconstructie ligt voor elke variant op NAP +3,0 m.

5.3.9 Rekenwaarden

De rekenwaarden voor de geotechnische parameters die worden gebruikt voor de berekening in MSHEET, worden gevonden door deling van de representatieve sterkteparameters uit hoofdstuk 3 door de materiaalfactoren uit de onderstaande tabel.

Om de rekenwaarde van de geometrische parameters te bepalen, dienen de representatieve waarden worden voorzien van een additionele veiligheidsmarge, waarvoor een minimum geldt van Δ . De gehanteerde factoren en veiligheidsmarges zijn samengevat in tabel 8.

parameter	partiële materiaalfactor γ betrokken op X_{rep}	additionele veiligheidsmarge Δ betrokken op μ	rekenwaarde
	Veiligheidsklasse II		
c' cohesie	1,00	-	X_{rep} / γ (min)
ϕ' hoek van inwendige wrijving	1,15	-	X_{rep} / γ (min)
kerende hoogte	-	0,30	max ($\mu + \Delta$)
GWS lage zijde	-	0,20	max ($\mu + \Delta$) of min ($\mu - \Delta$)
GWS hoge zijde	-	0,05	max ($\mu + \Delta$)
bovenbelasting:			
- permanent	1,00	-	
- veranderlijk	1,00	-	

Tab. 8: partiële materiaalfactoren (γ) en additionele veiligheidsmarges (Δ)

De rekenwaarden van de geometrische parameters (kerende hoogte en GWS lage zijde) zijn vooral afhankelijk van de geotechnische constructie en zullen daarom per variant worden vastgesteld. Bij de berekening aan de wandconstructie in MSHEET, zullen de bovengenoemde rekenwaarden automatisch worden toegepast.

De rekenwaarden van de inwendige wrijvingshoeken per grondlaag zijn in onderstaande overzichtstabel weergegeven.

Bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Grondlaag	γ/γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	δ/δ_g [°]
+ 3,00	ZAND	17/19	0	26,1	20,0/30,0
- 0,50	ZAND, kleihoudend	18/20	0	23,5	18,0/27,0
- 2,50	ZAND	18/20	0	28,3	21,5/32,5
- 8,50	ZAND	17/18	0	26,1	20,0/30,0
- 9,00	ZAND	18/20	0	28,3	21,5/32,5
- 13,50	KLEI, zandig	18/18	2	19,6	15,0/22,5
-16,25	ZAND	18/20	0	28,3	21,5/32,5
- 17,75	ZAND, kleihoudend	18/20	0	21,7	16,5/25,0
- 18,50	ZAND	18/20	0	30,4	23,0/35,0

Tab. 9: Rekenwaarden sterkteparameters

Opmerking:

- γ en γ_{sat} = volumiek gewicht (sat = saturated, verzadigd)
- c' = effectieve cohesie
- ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
- δ = wandwrijvingshoek
- δ_g = wandwrijvingshoek bij toepassing in grond gevormde wand (CUR 166)

Rekenwaarden voor de lage- en hoge waarden van de beddingsconstanten zijn verkregen door toepassing van partiële materiaalfactoren van respectievelijk 1,3 en 1,0 op de representatieve waarden.

Laag- nummer	Bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Grondlaag	Horizontale beddingconstante [kN/m ³]					
			Lage waarden			Hoge waarde		
			k _{h,1}	k _{h,2}	k _{h,3}	k _{h,1}	k _{h,2}	k _{h,3}
1	+ 3,00	ZAND	15.385	7.692	3.846	45.000	22.500	11.250
2	- 0,50	ZAND, kleihoudend	9.231	4.615	2.308	27.000	13.500	6.750
3	- 2,50	ZAND	15.385	7.692	3.846	45.000	22.500	11.250
4	- 8,50	ZAND	9.231	4.615	2.308	27.000	13.500	6.750
5	- 9,00	ZAND	15.385	7.692	3.846	45.000	22.500	11.250
6	- 13,50	KLEI, zandig	4.615	3.077	1.538	13.500	9.000	4.500
7	-16,25	ZAND	15.385	7.692	3.846	45.000	22.500	11.250
8	- 17,75	ZAND, kleihoudend	9.231	4.615	2.308	27.000	13.500	6.750
9	- 18,50	ZAND	30.769	15.385	7.692	90.000	45.000	22.500

Tab. 10: Rekenwaarden stijfheidparameters

De rekenwaarde van de buigstijfheid van de wandconstructie is gelijk aan de representatieve waarde (partiële materiaalfactor 1,0) en zullen tevens door het programma worden toegepast.

5.3.10 Berekeningsschema

De gemodelleerde varianten worden eerst doorgerekend volgens CUR-berekeningsschema A:

$$A = \text{rekenwaarden in alle fasen}$$

Uit de uitkomst van deze berekening zal blijken welke fase maatgevend is voor respectievelijk de verplaatsing, moment en dwarskracht. Deze fasen zullen opnieuw worden doorgerekend, dit maal in CUR-berekeningsschema B:

$$B = \text{rekenwaarden in de te toetsen fase en representatieve waarden in voorgaande fasen}$$

Op deze wijze zal de werkelijke waarde van deze optreden waarde kunnen worden bepaald en daarmee als maatgevend worden vastgesteld.

Afhankelijk van het gekozen schema zal MSHEET de berekeningen al dan niet uitvoeren met of zonder toepassing van de eerder genoemde factoren.

6 VOORONTWERPEN

Het drietal voorontwerpen zullen worden ontworpen op basis van de uitgangssituatie. Deze uitgangssituatie is bijgevoegd als bijlage ?. De vastgestelde afstand tussen de belendingen en het daadwerkelijke projectterrein is 300 mm.

Gezien de omvang van de voorontwerpen zijn deze bijgevoegd als afzonderlijke ontwerprapporten, te weten:

4.1 / VOORONTWERP 1: DIEPWANDEN

4.2 / VOORONTWERP 2: CAISSON

4.3 / VOORONTWERP 3: CSM-WANDEN

BIJLAGEN:

Bijlage 1: *Uitgangssituatie*

Bijlage 1:

Uitgangssituatie



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

5 / MULTI CRITERIA ANALYSE

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

5 / MULTI CRITERIA ANALYSE

Rick Spiering
07081235

Datum:
27 april 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

De Multi Criteria Analyse (MCA) is een veel gebruikte methode om op een objectieve wijze een keuze tussen diverse varianten te maken. Het is echter zo dat in de praktijk toch enige subjectiviteit de uitkomst kan beïnvloeden. Bij deze MCA voor het project 'Ondergrondse parkeergarage, Hoge Nieuwstraat 31-33, Den Haag' heb ik me gedwongen te blijven richten op de feiten, ongeacht mijn eigen voorkeur voor een bepaalde variant. Ook de betrokken afstudeerbegeleiders hebben vooraf al aangegeven wat volgens hun de uitkomst van de MCA zal zijn; dit is voor mij extra reden geweest om objectief te blijven om zodoende voor mezelf het bewijs te leveren dat die variant ook echt op een onderbouwde manier als beste keuze uit de bus komt.

Voor de totstandkoming van dit rapport wil ik bij deze Dhr. Heusinkveld bedanken voor het overleg dat heeft plaatsgevonden en voor zijn adviezen die daaruit zijn voortgekomen.

Rick Spiering

SAMENVATTING

De Multi Criteria Analyse (MCA) is een vergelijkingsmethode waarbij verschillende varianten op een zo objectief mogelijk manier, door middel van weegfactoren, tegen elkaar worden afgewogen en zodoende een variant uit te kiezen. Allereerst dienen de varianten geselecteerd te worden, deze varianten dienen op zijn minst relevant en toepasbaar te zijn en daarnaast dienen ze onderling dusdanig te verschillen dat ze met elkaar vergeleken kunnen worden.

Vervolgens dienen, aan de hand van het Programma van Eisen, de selectiecriteria vastgesteld te worden. Deze criteria dienen bij voorkeur zoveel mogelijk 'meetbaar' te zijn; er dienen zoveel mogelijk concrete waarden aan toegekend te worden.

De volgende stap is de scores de varianten per criteria in een effectentabel vast te leggen. Dit vormt de basis voor de standaardisatie. Bij deze standaardisatie worden alle scores en alle eenheden (ook plussen en minnen) gestandaardiseerd tot dezelfde waarden. Op deze wijze wordt voorkomen dat appels met peren worden vergeleken.

Hierna worden door middel van een *ranking* de weegfactoren vastgesteld. Dit gebeurt door een paarsgewijze vergelijking waarbij telkens twee criteria worden vergeleken en bepaald welke van de twee als belangrijkste wordt gezien. Op deze wijze ontstaat een rangorde, die vervolgens ook doormiddel van standaardisatie worden afgerond op een weegfactor.

De laatste stap is het vermenigvuldigen van de gestandaardiseerde scores met de weegfactoren. De hoogst scorende variant zal als definitieve keuze uit de analyse komen.

De drie varianten die getoetst zullen worden, zijn (zie ook rapport 4):

<i>Variant 1:</i>	<i>Diepwanden;</i>
<i>Variant 2:</i>	<i>Caisson;</i>
<i>Variant 3:</i>	<i>CSM-wanden.</i>

De volgende criteria, waaraan de drie varianten getoetst zullen worden, zijn onderkend:

<i>Criterium 1:</i>	<i>Aantal parkeervakken maximaal maatgevend voertuig</i>
<i>Criterium 2:</i>	<i>Gemiddelde lengte parkeervakken</i>
<i>Criterium 3:</i>	<i>Wandverplaatsing</i>
<i>Criterium 4:</i>	<i>Maximale stempelkracht</i>
<i>Criterium 5:</i>	<i>Verwachte omgevingshinder</i>
<i>Criterium 6:</i>	<i>Risico op schade</i>
<i>Criterium 7:</i>	<i>Relatieve kosten</i>

Onder andere op basis van de voorontwerprapporten uit rapport 4: 'Variantenstudie' zijn de drie varianten per criterium beoordeeld. De criteria die niet met concrete waarden beoordeeld kunnen worden, zijn beoordeeld met plussen en minnen. In de omschrijving van de criteria is weergegeven dat -- het slechtst scorend en ++ het hoogst scorend is.

De gescoorde waarden zijn vervolgens gestandaardiseerd op een schaal van 0 tot 1. Hierbij geldt dat de meest gunstige waarde een score 1 en de meest ongunstige waarde een score 0 behaalt.

De volgende stap is het bepalen van de weegfactoren; hiertoe zijn de criteria per paar vergeleken om te zien welk criteria belangrijker wordt beschouwd dan het andere. Op deze wijze ontstaat een bepaalde rangorde, die vervolgens ook weer gestandaardiseerd is op een schaal van 1 tot 3.

Als laatste zijn de gestandaardiseerde scores per criterium vermenigvuldigd met de bijbehorende gestandaardiseerde weegfactor. Zodoende is de onderstaande tabel met *ranking* tot stand gekomen.

Criterium		K/B	Weegfactor	Variant 1 <i>Diepwand</i>	Variant 2 <i>Caisson</i>	Variant 3 <i>CSM-wand</i>
1	Maatgevende parkeervakken	B	0,500	0,000	0,500	0,000
2	Gemiddelde parkeervaklengte	B	0,667	0,000	0,667	0,500
3	Wandverplaatsing	K	0,667	0,500	0,667	0,000
4	Stempelkracht	K	0,167	0,008	0,167	0,000
5	Omgevingshinder	K	0,500	0,500	0,000	0,250
6	Risico op schade	K	1,000	0,750	0,000	1,000
TOTAAL:				1,759	2,001	1,750

De conclusie die uit de tabel getrokken kan worden is dat de hoogst scorende variant is: *variant 2: 'caisson'*.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	CRITERIA	2
	2.1 Aantal parkeervakken maximaal maatgevend voertuig	2
	2.2 Gemiddelde lengte parkeervakken	2
	2.3 Wandverplaatsing	3
	2.4 Maximale stempelkracht	3
	2.5 Verwachte omgevingshinder	3
	2.6 Risico op schade	4
	2.7 Relatieve kosten	5
3	KOSTEN/BATEN	6
4	EFFECTENTABEL	7
5	STANDAARDISERING	7
6	WEEGFACTOREN	10
7	EINDSCORE	11
8	CONCLUSIE	12
9	BRONVERMELDING	13
	BIJLAGEN	
1	<i>Tekeningen</i>	

1 INLEIDING

De Multi Criteria Analyse (MCA) is een vergelijkingsmethode waarbij verschillende varianten op een zo objectief mogelijk manier, door middel van weegfactoren, tegen elkaar worden afgewogen. Op deze wijze is het mogelijk om rationeel een onderbouwde voorkeursvariant te selecteren; deze kan vervolgens verder uitgewerkt kan worden tot bijvoorbeeld een definitief ontwerp. Ook dit rapport bouwt voort op de voorgaande rapporten van dit afstudeerproject. Output van met name het vorige rapport (rapport 4: 'Variantenstudie') zal dienen als input voor de uit te voeren MCA, in deze gevallen zal er dan ook verwezen worden naar de voorgaande rapporten. Gezocht wordt naar de technisch best uitvoerbare oplossing voor de te bouwen geotechnische constructie; hierbij is bijvoorbeeld niet gekeken naar overige zaken zoals milieueffecten.

De gekozen criteria dienen logischerwijs een selecterend karakter te hebben tussen de verschillende varianten. De criteria dienen met andere woorden relevant te zijn.

Vervolgens moet per variant bepaalt worden of het gaat om kosten (K) of baten (B). Als de criteria een positief effect op de oplossing heeft, spreekt men over baten. Indien dit een negatief effect heeft, gaat het om kosten. Door de toevoeging van een 'K' of 'B' achter het criterium wordt dit onderlinge verschil duidelijk gemaakt.

Hierna dienen zoveel mogelijk concrete waarden van de criteria aan de verschillende varianten worden toegekend. Hierbij gaat het bijvoorbeeld om aantallen vierkante meters, hoeveelheden of Euro's. Het kan voorkomen dat een criterium niet in precieze eenheden is aan te duiden, in dit geval kan er gekozen worden voor een relatieve scoretoekenning. Dit is een vrij moeilijk proces waarbij het vooral op ervaring aankomt; indien mogelijk worden hierom deskundigen ingeschakeld. Een voorbeeld van dit laatste is bijvoorbeeld het toekennen van plusjes en minnetjes om zodoende de onderlinge verschillen weer te geven. De waarden worden weergegeven in een zogenaamde effectentabel.

Aangezien ook bij de MCA-methode geldt dat 'appels en peren' niet vergeleken kunnen en mogen worden, dienen de concrete scores te worden gestandaardiseerd (dimensieloos maken). Hiertoe is het noodzakelijk om vast te stellen wat de meest gunstige score is (bijvoorbeeld de variant met het minst risico op schade) en wat de minst gunstige score is (bijvoorbeeld de variant met de hoogste kosten). Hierna dienen de gestandaardiseerde scores te worden bepaald; hierbij zal de meest gunstige score een waarde van 1 krijgen en de minst gunstige een score 0; de tussenliggende scores zullen verhoudingsgewijs tussen deze twee waarden worden vastgesteld. De resultaten van deze standaardisatie worden weergegeven in een gestandaardiseerde score tabel.

De volgende stap is het toekennen van de weegfactoren. Dit moet echter op een zo objectief mogelijke manier gebeuren; een methode hiervoor is het toepassen van een 'belangrijkheidstabel'. In deze tabel worden alle paren vergelijkingen onder elkaar weergegeven en per vergelijking aangegeven welke de belangrijkste is. Op deze wijze ontstaat een bepaalde volgorde van belangrijkheid; deze rangschikking zal vervolgens worden afgerond op hele waarden als weegfactoren. Hierna worden de gestandaardiseerde scores met de weegfactoren vermenigvuldigd.

Na de vermenigvuldiging zullen de eindscores in de 'eindscore tabel' zichtbaar worden. De variant die na deze vermenigvuldiging de hoogste score heeft behaald zal als voorkeursvariant worden beschouwd en zal in het hierop volgende rapport worden uitgewerkt tot een Definitief Ontwerp.

2 CRITERIA

In overleg met de opdrachtgever en de afstudeerbegeleiders zijn een zevental criteria vastgesteld, waarvan wordt geacht dat deze belangrijk zijn bij de keuze van een uitvoeringstechniek van de ondergrondse parkeergarage aan de Hoge Nieuwstraat te Den Haag. De keuze voor deze criteria hangt vooral samen met de projectspecifieke en karakteriserende eigenschappen van dit project, zoals de bijzonder gevoelige belendingen en de beperkte oppervlakte van het projectterrein. De onderstaande paragrafen staan in het teken van de toelichting op de zeven criteria.

2.1 Aantal parkeervakken maximaal maatgevend voertuig

De garage moet ontworpen worden op een maatgevend voertuig (zie rapport 3: Programma van Eisen); echter aangezien de geotechnische constructie als gevolg van de vorm van de projectlocatie taps zal toelopen, zal dit maatgevende voertuig niet op elk parkeervak geborgen kunnen worden. Het streven is daarom zoveel mogelijk parkeervakken te creëren waarin het maatgevende voertuig gestald kan worden.

Door middel van het intekenen van de minimaal benodigde dimensies van het parkeervak voor dit maatgevende voertuig in de geproduceerde voorontwerptekeningen van de verschillende varianten, is vastgesteld hoeveel van dit type voertuig per parkeerlaag gestald kunnen worden. Bij de bepaling van dit aantal is geen rekening gehouden met eventueel te plaatsen verticale wandelementen; hierdoor is er sprake van slechts relatieve aantal, aangezien bij elke variant deze eventuele elementen niet in rekening zijn gebracht. De tekeningen zijn achterin dit rapport terug te vinden als bijlage 1.

Tabel 1 geeft de resultaten overzichtelijk weer:

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	2	stuks
Variant 2:	Caisson	6	stuks
Variant 3:	CSM-wanden	6	stuks
Gunstig:	Hoog		

Tab. 1: concrete waarden criterium 1: maatgevende parkeerplekken

2.2 Gemiddelde lengte parkeervakken

Het vorige criterium gaat alleen het maatgevende voertuig; echter bij het ontwerp wordt er niet aan ontkomen dat aan de smalle zijde van de geotechnische constructie het maatgevende voertuig niet geparkeerd kan worden. Gestreefd wordt naar een zo groot mogelijke capaciteit, dat wil zeggen: zo lang mogelijke parkeerplekken, omdat zodoende de capaciteit van de garage zo groot mogelijk is. Om inzicht te krijgen in de verschillen tussen de varianten wordt onder dit criterium de gemiddelde diepte van de parkeervakken bepaalt volgens de onderstaande formule:

$$\text{Gemiddelde lengte parkeervakken} = (\text{maximale lengte} + \text{minimale lengte}) / 2$$

De waarden van de bovenstaande formule zijn verkregen uit de voorontwerptekeningen uit de variantenstudie (rapport 4). De conclusies betreffende dit criterium zijn in tabel 2 opgenomen:

		Maximale lengte:	Minimale lengte:	Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	16.410	14.215	15.313	mm
Variant 2:	Caisson	17.720	15.315	16.518	mm
Variant 3:	CSM-wanden	17.393	15.040	16.217	mm
Gunstig:	Hoog				

Tab. 2: concrete waarden criterium 2: gemiddelde lengte parkeervak

2.3 Wandverplaatsing

Gezien de (schaarse) benodigde ruimte tussen de wandconstructies en de gevoeligheid voor verzakkingen en schades van de belendende gebouwen; is in de variantenstudie berekend hoeveel wandverplaatsing per variant te verwachten is. Logischerwijs geldt dat een zo laag mogelijke wandverplaatsing gewenst is, waarbij eventueel reducerende maatregelen bij de uitvoering van de gekozen variant opgenomen dienen te worden.

De concrete waarden uit tabel 3 zijn berekend met MSHEET en terug te vinden als bijlagen bij de voorontwerppapporten van rapport 4: Variantenstudie.

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	47,0	mm
Variant 2:	Caisson	2,0	mm
Variant 3:	CSM-wanden	165,4	mm
Gunstig:	Laag		

Tab. 3: concrete waarden criterium 3: wandverplaatsing

2.4 Maximale stempelkracht

De krachten die op de stempels/vloeren treden geven een inzicht in de toe te passen maatregelen tijdens de uitvoering en erna om er voor te zorgen dat de constructie niet zal bezwijken. Hierbij geldt dat hoe hoger de stempelkrachten, hoe zwaarder de stempelramen gedimensioneerd moeten worden, waarmee onvermijdelijk een kostentoeename samenhangt. Hierbij geldt met andere woorden dat de variant met de laagste optredende maximale stempelkracht een zo min mogelijk ingewikkeld en zwaar uitgevoerde stempeling behoeft en daarom als gunstig wordt beschouwd.

De concrete waarden uit de onderstaande tabel zijn berekend met MSHEET en terug te vinden als bijlagen bij de voorontwerppapporten van rapport 4: Variantenstudie.

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	1209,58	kN
Variant 2:	Caisson	396,13	kN
Variant 3:	CSM-wanden	1249,08	kN
Gunstig:	Laag		

Tab. 4: concrete waarden criterium 4: maximale stempelkracht

2.5 Verwachte omgevingshinder

Onder de noemer 'verwachte omgevingshinder' wordt een heel scala aan effecten verstaan, zoals: wegafzettingen rondom de projectlocatie, geluidshinder, stankoverlast van zware motoren, verlies van parkeerplekken in de Hoge Nieuwstraat, et cetera. Aangezien het een vrij breed begrip is, is het lastig om hier een concrete waarde in de vorm van een cijfer aan te hangen. Om die reden is ervoor gekozen een toekenning van plussen en minnen toe te passen, waarbij gekeken wordt naar de varianten ten opzichte van elkaar.

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	++	++/--
Variant 2:	Caisson	--	++/--
Variant 3:	CSM-wanden	+/-	++/--
Gunstig:	Laag		

Tab. 5: concrete waarden criterium 5: verwachte omgevingshinder

Toelichting:

Ten opzichte van de overige twee varianten wordt variant 1 als meest ongunstig beschouwd; de reden hiervoor is dat naast de algemene overlast die de zwarte graafmachines met zich meebrengen, er ook diverse opslagterreinen aangelegd moeten worden voor onder andere de bentonietspoelinstallatie en –voorraad. Aangezien dit in de straat zelf niet mogelijk zal zijn, dient hiervoor een leiding te worden aangelegd naar een locatie verderop, bijvoorbeeld op het Toernooiveld, waardoor logischerwijs extra hinder ontstaat.

De caissonvariant heeft hier een stuk minder last van en wordt vergeleken met de overige twee varianten als meest gunstig beschouwd. Behalve een terrein voor opslag van algemene zaken (die elke variant vereist, zoals bouwmaterialen en klein materieel), behoeft deze variant namelijk geen extra voorzieningen.

De CSM-variant lijkt sterk op de diepwand variant, met als verschil dat deze variant bijvoorbeeld een kleine opslag behoeft, aangezien de wandconstructie met de ondergrond wordt gemaakt en deze grondstof (zand) dus niet hoeft te worden aangevoerd. Vergelijken met de diepwand is deze daarom gunstiger, echter niet zo gunstig als variant 2: vandaar de gemiddelde score van +/-

2.6 Risico op schade

Hierbij is sprake van schade aan belendende bebouwing. Dit hangt samen met de uitvoeringstechniek, zoals geproduceerde trillingen, en met de stijfheid van de wand en hieruit voortvloeiende mogelijke terreinzetting.

Aangezien alle drie de uitvoeringstechnieken vrijwel geheel trillingsvrij zijn, maakt vooral het risico van (ongelijke) terreinzettingen het verschil onderling.

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	+	++/--
Variant 2:	Caisson	--	++/--
Variant 3:	CSM-wanden	++	++/--
Gunstig:	Laag		

Tab. 6: concrete waarden criterium 6: risico op schade

Toelichting:

Bovenstaande waarden zijn aan de varianten toegekend, met voornamelijk de kans op terreinzetting in het achterhoofd. De uitvoering van de parkeergarage door middel van CSM-techniek voorspelt een grote wandverplaatsing; logischerwijs heeft dit terreinzakkingen rondom de wandconstructie tot gevolg, met de kans op ongelijk zakkende funderingen van de belendende bebouwing en mogelijk schade aan (delen van) de oude panden, zoals scheurvorming in de wanden. Om deze reden is deze variant met ++ beoordeeld.

Volgens de bovenstaande berekening voorspelt de caissonvariant, met slechts 2,0 mm wandverplaatsing, vrijwel geen terreinzakkingen. Uiteraard wordt dit als zeer gunstig beschouwd. Uiteraard zijn er wel andere vormen van risico's (bijvoorbeeld uitvoeringstechnisch, door het opbouwen van de constructie op het maaiveld, vlak naast de belendingen), maar ten opzichte van de overige twee wordt de caissonvariant als meest gunstig beschouwd (--).

De diepwand variant lijkt qua uitvoering veel op de CSM-wand; echter de verspelde wandverplaatsing is lager. Ondanks deze kleinere verplaatsing (47,0 mm), wordt nog steeds verwacht dat deze grote risico's met zich mee brengt voor wat betreft schade aan belendingen. Hierom is deze variant beoordeeld met een -.

2.7 Relatieve kosten

Aangezien het niet reëel is om de totale kosten van de drie varianten enigszins nauwkeurig in te schatten, is er besloten een inschatting te maken van de relatieve kosten waarbij het gaat om een op beredenering beruste benadering te maken van de onderlinge verschillen in kosten.

		Concrete waarden:	Eenheid:
Variant 1:	Diepwanden	-	++/--
Variant 2:	Caisson	++	++/--
Variant 3:	CSM-wanden	--	++/--
Gunstig:	Laag		

Tab. 7: concrete waarden criterium 7: relatieve kosten

Toelichting:

Van de drie varianten wordt de caissontechniek als duurst beschouwd. De reden hiertoe is het feit dat er hoog opgeleid en duur personeel nodig is om, onder verhoogde luchtdruk, in de werkkamer te werken. Daarnaast hangt deze uitvoering sterk af van een bijzonder strakke planning en Just-In-Time (JIT) levering van onderdelen, om zodoende de overlast tot een minimum te beperken; uiteraard heeft dit tot gevolg dat de kosten omhoog schieten. Vergeleken met de overige twee beproefde technieken wordt verwacht dat de caissonvariant het duurst zal uitvallen.

De CSM-wand techniek wordt positiever geacht dan de diepwandtechniek. De reden hiervoor is simpel: beide technieken zijn vrijwel gelijk aan elkaar, echter de CSM-techniek vereist minder grondstoffen en de wand is tevens dunner. Vooral op materiaal wint de CSM-techniek van de diepwand bij dit criterium. Om deze reden is de CSM-techniek als meest gunstig (++) beschouwd en komt de diepwandtechniek op een tweede plaats (+).

Omdat het bij dit criterium slechts om een benadering van de onderlinge verschillen in kosten gaat; wordt aangeraden een uitgebreide kosten-batenanalyse uit te voeren om alle financiële aspecten inzichtelijk te maken.

3 KOSTEN/BATEN

Criteria:

1 *Maatgevende parkeervakken:* BATEN

de garage dient ontworpen te worden op basis van het maatgevende voertuig, om deze reden wordt het als baat beschouwd om zoveel mogelijk maatgevende voertuigen te kunnen stallen.

2 *Gemiddelde parkeervaklengte:* BATEN

Aangezien niet over de gehele diepte van de garage het maatgevende voertuig gestald kan worden omdat de garage hier simpelweg niet breed genoeg voor is, wordt er gestreefd naar een zo breed mogelijke tussenruimte. Alleen op deze wijze kunnen er zo groot mogelijke auto's geparkeerd worden, met andere woorden: bij een zo groot mogelijke gemiddelde parkeervaklengte is de capaciteit van de garage het grootst. Hierdoor wordt dit criterium eveneens als baat beschouwd.

3 *Wandverplaatsing:* KOSTEN

De optredende wandverplaatsing kan niet los gezien worden van eventuele terreinzakkingen. Deze zullen onvermijdelijk schade aan belendingen tot gevolg hebben, waardoor allerlei bijzondere handelingen verricht zouden moeten worden om dit risico zoveel mogelijk te verlagen, ofwel kostbare herstelwerkzaamheden moeten uitvoeren. Logischerwijs wordt dit criterium als 'kosten' beschouwd.

4 *Stempelkracht:* KOSTEN

Verondersteld wordt dat voor elke variant een stempelraam te construeren is; echter hoe groter de optredende dwarskrachten op de wand, hoe zwaarder deze stempelconstructie moet worden uitgevoerd. Onvermijdelijk heeft dit invloed op de totale kosten van het ontwerp, waardoor dit criterium als 'kosten' wordt bestempeld.

5 *Omgevingshinder:* KOSTEN

Om de omgevingshinder tot een minimum te beperken, is het onvermijdelijk te investeren in hinderverminderende maatregelen (zoals afschermingen, omleidingsvoorzieningen voor het verkeer, etc.). Eventuele claims ten gevolge van hinder vallen ook onder deze noemer; om deze redenen is dit criterium een 'kosten'.

6 *Risico op schade:* KOSTEN

Gestreefd wordt naar een zo laag mogelijk risico op schade aan belendingen. Afhankelijk van de uitvoeringstechniek zullen hiervoor kostbare maatregelen genomen moet worden (zoals het ondergrouten van naastliggende funderingen e.d.). Het criterium 'Risico op schade' wordt derhalve als 'kosten' gezien.

7 *Relatieve kosten:* KOSTEN

Uiteraard gaat het hier om relatieve, onderling vergeleken kosten (voor een nadere uitleg wordt verwezen naar pagina 5).

4 EFFECTENTABEL

De bevindingen tot nu toe zijn in de onderstaande effectentabel samengevat:

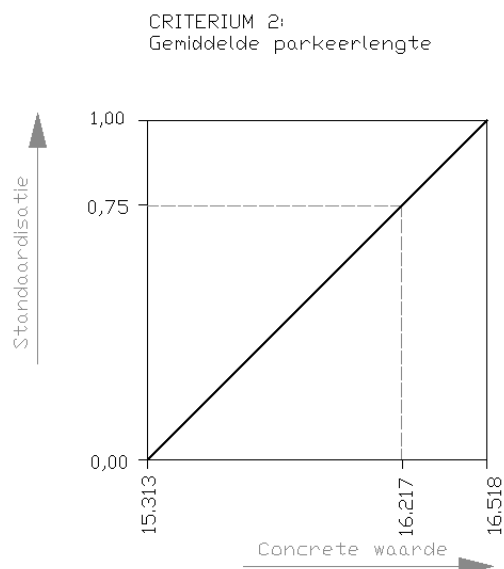
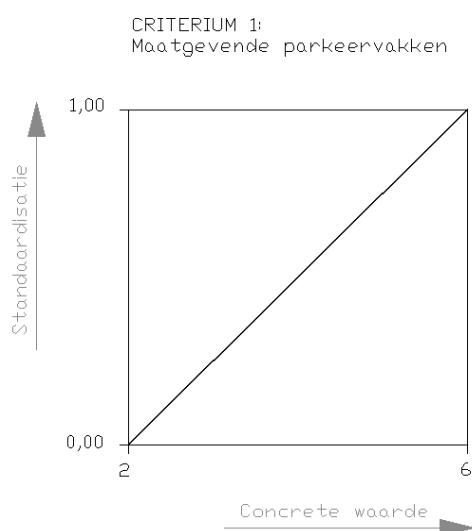
Criterium		K/B	Eenheid	Variant 1 <i>Diepwand</i>	Variant 2 <i>Caisson</i>	Variant 3 <i>CSM-wand</i>
1	Maatgevende parkeervakken	B	stuks	2	6	6
2	Gemiddelde parkeerlengte	B	mm	15.313	16.518	16.217
3	Wandverplaatsing	K	mm	47,0	2,0	165,4
4	Stempelkracht	K	kN	1209,58	396,13	1249,08
5	Omgevingshinder	K	++/--	++	--	+/-
6	Risico op schade	K	++/--	+	--	++
7	Relatieve kosten	K	++/--	-	++	--

Afb. 8: Effectentabel

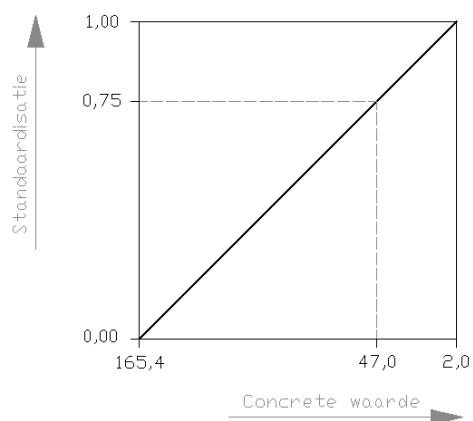
5 STANDAARDISERING

De concrete waarden die tot nu toe zijn toegekend aan de criteria dienen te worden gestandaardiseerd. Dit gebeurt volgens de techniek van intervalstandaardisatie; hierbij worden de concrete waarden op de horizontale as uitgezet tegen de verticale as, welke loopt van 0 tot 1. Op deze wijze kan een lineaire functie worden opgesteld tussen de laagste en hoogste concrete waarde (laagste concrete waarde = 0, hoogste concrete waarde = 1), waarna de tussenliggende concrete waarden gemakkelijk bepaald kunnen worden.

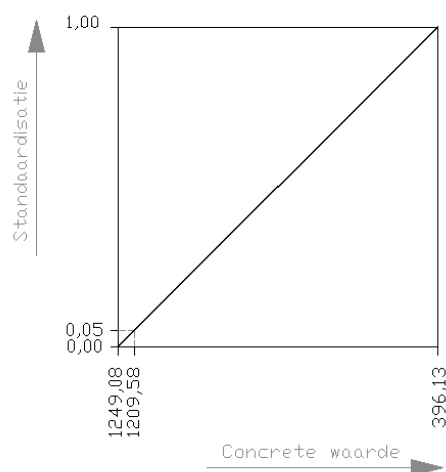
De standaardisering vindt grafisch plaats door middel van grafieken zoals de onderstaande afbeeldingen weergeven.



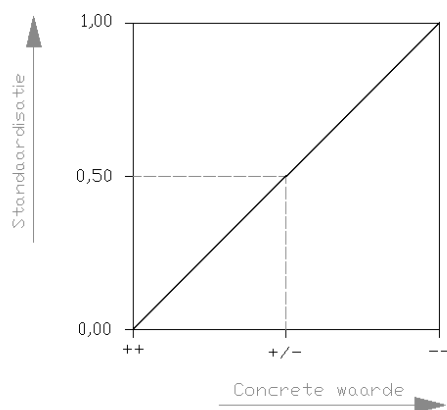
CRITERIUM 3:
Wandverplaatsing

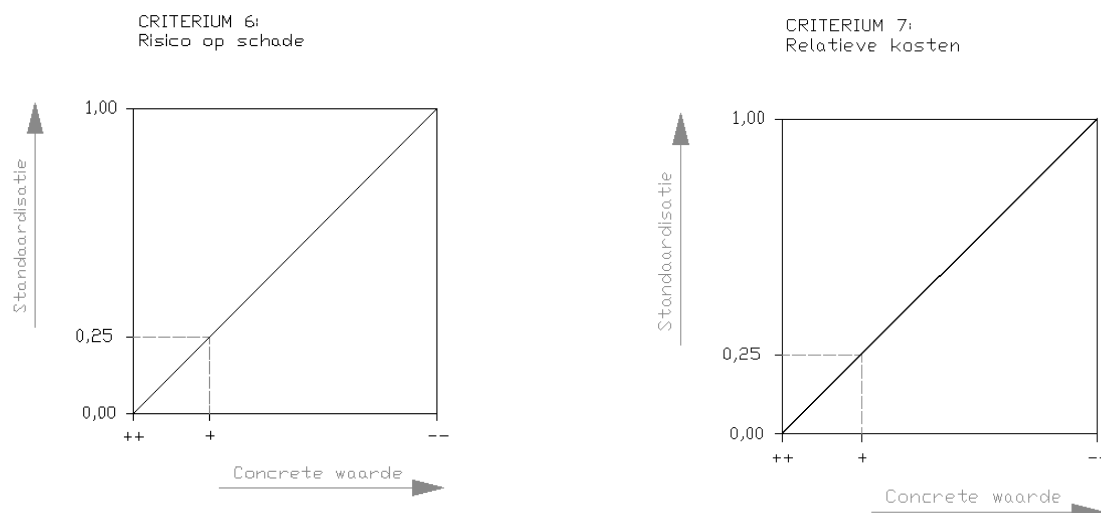


CRITERIUM 4:
Stempelkracht



CRITERIUM 5:
Omgevingshinder





De gestandaardiseerde scores uit de bovenstaande grafieken, zijn in de onderstaande standaardiseringstabel samengevat. Aangezien het om gestandaardiseerde waarden gaat, zijn deze dimensieloos.

Gekozen is voor deze intervalstandaardisatie omdat zodoende zowel de hoogste als laagste waarden gestandaardiseerd worden en het onderlinge verschil tussen beiden groot is; hierdoor zal de eindscore een duidelijke winnaar opleveren en wordt schijnnaauwkeurigheid voorkomen. Dit is vooral van belang bij de plus-minbeoordelingen; de -- score correspondeert met een standaardisatie 0 en de ++ score met 1. Het verschil tussen beide is hierdoor maximaal, terwijl de tussenliggende scores worden geïnterpoleerd op de schaal van 0 tot 1.

Criterium		K/B	Variant 1 <i>Diepwand</i>	Variant 2 <i>Caisson</i>	Variant 3 <i>CSM-wand</i>
1	Maatgevende parkeervakken	B	0,00	1,00	1,00
2	Gemiddelde parkeerlengte	B	0,00	1,00	0,75
3	Wandverplaatsing	K	0,75	1,00	0,00
4	Stempelkracht	K	0,05	1,00	0,00
5	Omgevingshinder	K	1,00	0,00	0,50
6	Risico op schade	K	0,25	1,00	0,00
7	Relatieve kosten	K	0,75	0,00	1,00

Afb. 9: Standaardiseringstabel

6 WEEGFACTOREN

De volgende stap in het maken van een onderbouwde keuze, is het bepalen van de weegfactoren. Dit ls gebeurd aan de hand van een paarsgewijze vergelijking van de criteria. Elke keer worden twee criteria vergeleken en per tweetal bepaald welke belangrijker wordt gevonden dan de ander. Deze analyse is in tabel 10 weergegeven.

	Criterion 1	Criterion 2	Criterion 3	Criterion 4	Criterion 5	Criterion 6	Criterion 7
Criterion 1	X	2	3	1	1	6	1
Criterion 2	X	X	3	2	2	6	2
Criterion 3	X	X	X	3	5	6	3
Criterion 4	X	X	X	X	5	6	4
Criterion 5	X	X	X	X	X	6	5
Criterion 6	X	X	X	X	X	X	6
Criterion 7	X	X	X	X	X	X	X

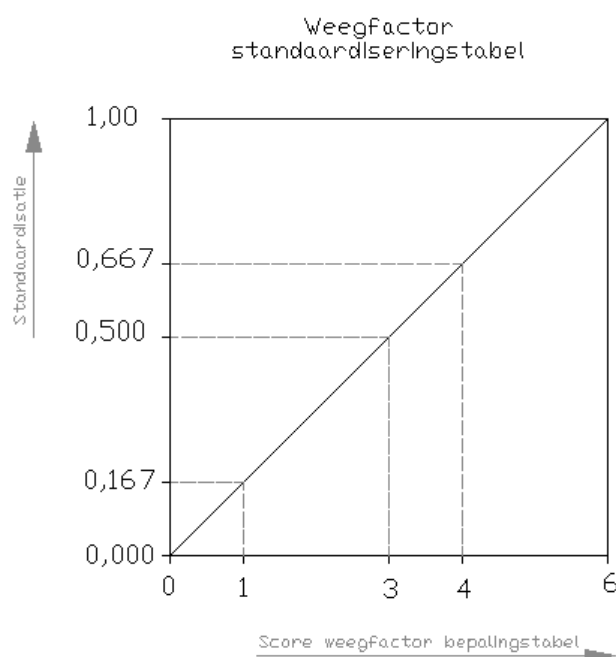
Afb. 10: Weegfactor bepalingstabel

Vervolgens worden de scores opgeteld, om te kunnen zien hoe vaak het ene criteria boven het andere criteria verkozen is. Zodoende kan de score gestandaardiseerd worden op eenzelfde wijze als de concrete criteriascores uit hoofdstuk 5.

<i>Criteria 1</i>	<i>Maatgevende parkeervakken</i>	<i>: 3</i>
<i>Criteria 2</i>	<i>Gemiddelde parkeervaklengte</i>	<i>: 4</i>
<i>Criteria 3</i>	<i>Wandverplaatsing</i>	<i>: 4</i>
<i>Criteria 4</i>	<i>Stempelkracht</i>	<i>: 1</i>
<i>Criteria 5</i>	<i>Omgevingshinder</i>	<i>: 3</i>
<i>Criteria 6</i>	<i>Risico op schade</i>	<i>: 6</i>
<i>Criteria 7</i>	<i>Relatieve kosten</i>	<i>: 0</i>

De bovenstaande totaalscores zijn in een standaardisatiegrafiek uitgezet op de horizontale as, tegen de standaardiseringsnorm van 0 tot 1 op de verticale as. Doormiddel van de lineaire functie kunnen nu de gestandaardiseerde waarden bepaald worden; dit zijn de uiteindelijke weegfactoren. De grafiek is te vinden op pagina 11.

Opmerkelijk is dat criterium 7 nul keer is verkozen boven een ander criterium, hieruit valt te concluderen dat de weegfactor 0 moet zijn en dit criterium dus feitelijk geen invloed heeft op de uitkomst. De kosten voor het project zijn met andere woorden niet relevant. Om deze reden is besloten criterium 7 vanaf nu niet meer mee te nemen in de afweging tussen de varianten.



De standaardisatie en weegfactoren zijn in tabel 11 per criteria ter volledigheid nog eens opgesomd. Het afronden van de standaardisatie naar hele getallen als weegfactoren is toegepast om zodoende schijnnaauwkeurigheid te voorkomen.

	Criterion	Standaardisatie	Weegfactor
1	Maatgevende parkeervakken	0,500	2
2	Gemiddelde parkeerlengte	0,667	2
3	Wandverplaatsing	0,667	2
4	Stempelkracht	0,167	1
5	Omgevingshinder	0,500	2
6	Risico op schade	1,000	3

Afb. 11: Standaardisatie en weegfactoren

7 EINDSCORE

De laatste stap van de Multi Criteria Analyse procedure, is het vermenigvuldigen van de gestandaardiseerde waarden per criteria met de bijbehorende gestandaardiseerde weegfactoren. De uitkomsten van deze vermenigvuldigingen zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

	Criterion	K/B	Weegfactor	Variant 1 <i>Diepwand</i>	Variant 2 <i>Caisson</i>	Variant 3 <i>CSM-wand</i>
1	Maatgevende parkeervakken	B	2	0,000	2,000	0,000
2	Gemiddelde parkeerlengte	B	2	0,000	2,000	1,500
3	Wandverplaatsing	K	2	1,500	2,000	0,000
4	Stempelkracht	K	1	0,050	1,000	0,000
5	Omgevingshinder	K	2	2,000	0,000	1,000
6	Risico op schade	K	3	2,250	0,000	3,000
TOTAAL:				5,800	7,000	5,500

Afb. 12: Eindscore

8 CONCLUSIE

Naar aanleiding van de bevinden uit dit rapport, is te concluderen dat variant 2: 'caisson' de beste optie is voor de uitvoering van het project 'Ondergrondse parkeergarage, Hoge Nieuwstraat 31-33, Den Haag'.

De criteria 'Gemiddelde parkeervaklengte' en 'Wandverplaatsing' worden beschouwd als meest invloedrijk; beiden hebben namelijk een weegfactor van 3 gekregen. Het eerste criterium is vrij aannemelijk; logischerwijs is het de bedoeling dat er zoveel mogelijk ruimte tussen de wandconstructies beschikbaar is om zo groot mogelijke voertuigen te kunnen stallen. Het tweede belangrijkste criterium hangt nauw samen met de eventueel optredende terreinzakkingen en daaruit volgende kosten.

De uitkomst van dit rapport vormt de basis voor het volgende rapport: 'Ontwerp'; variant 2 zal in dit rapport nader ontworpen worden.

9 BRONVERMELDINGEN

*<https://blackboard.hhs.nl/webapps/portal/frameset.jsp>
> ALG Algemeen Civiel
> Course documents
> Multi Criteria Analyse*

BIJLAGEN

1 Tekeningen

Bijlage 1

Tekeningen



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

6 / ONTWERP

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

6 / ONTWERP

Rick Spiering
07081235

Datum:
26 mei 2010

Versie:
Definitief

VOORWOORD

Dit rapport is het resultaat van de voorgaande werkzaamheden voor het afstudeerproject 'Parkeergarage Hoge Nieuwstraat, 31-33, Den Haag'. In de voorgaande projecten is gewerkt naar een onderbouwde keuze voor de uitvoeringstechniek van de volautomatische parkeergarage; hierbij is de keuze gevallen op caissonbouw.

Bouwen volgens de caissonmethode is een bijzonder werk, wat diverse moeilijkheden met zich meebrengt. Aangezien het slechts in bijzondere gevallen wordt toegepast, is er weinig over deze techniek in normen of richtlijnen vastgelegd en berust de kennis vooral op ervaring.

Juist hierom is er met diverse deskundigen overlegd om zodoende mijn ontwerp in dit rapport een zo professioneel en waarheidsgetrouw mogelijk karakter te kunnen geven. Onder andere heeft er overleg plaatsgevonden met Volker Staal en Funderingen; het enige Nederlandse bedrijf dat ervaring heeft met deze bijzondere afzinktechniek.

Ik wil graag de heren Wim Nohl (Fugro), Andries Broersma (Broersma Ingenieursbureau) en Bartho Admiraal (VSF) bedanken voor hun expertise en begeleiding bij dit afstudeerproject. Daarnaast wil ik een aantal Fugro-medewerkers bedanken voor hun hulp in het geval ik op problemen stuitte; bij deze daarom een dankwoord aan onder andere Maarten van Baars, Patricia Ammerlaan, Israa Cherquoui en Flip Hoefsloot.

Rick Spiering

SAMENVATTING

Een geotechnische constructie pneumatisch afzinken in de grond is een complexe en kostbare aangelegenheid. Het vereist onder andere vele installaties, zoals watervoorzieningen ten behoeve van de waterkannonen om de grond los te spuiten, een baggerpompinstallatie om het bagger af te voeren, een ontzandingsinstallatie om de grond en het water te scheiden ten behoeve van afvoer of hergebruik, (nood-)decompressievoorzieningen in verband met het werken onder verhoogde druk, diverse veiligheidssystemen, et cetera. Voor dit project worden zoveel mogelijk van deze installaties op de constructie zelf geplaatst, of indien mogelijk op het plein aan het begin van de Hoge Nieuwstraat (Toernooiveld), om zodoende de nauwe straat zo min mogelijk te belemmeren.

De constructie wordt op het maaiveld opgebouwd, waarbij de constructie uit diverse elementen wordt opgebouwd: buitenwanden (400 mm), vloer (1500 mm), snijranden (2000 mm lang), dak (300 mm), tussenvloeren (300 mm), binnenwanden (300 mm) en een werkkamer welke in de eindsituatie zal worden volgestort met beton. Het constructieve beton is gedurende dit ontwerp aangenomen op kwaliteit B65; de constructie zal in de eindfase een maximale diepte bereiken van 16,25 m – NAP, bovenop de pleistocene zandlaag ten behoeve van de fundering op staal.

Zoals reeds bekend is de caissonstechniek een complexe uitvoeringsmethode, voornamelijk omdat in dit geval (vanwege de grote diepte/hoogte) de constructie in twee delen zal moeten worden opgebouwd. Dit houdt in dat er gewerkt moet worden met ballast om de constructie extra gewicht mee te geven, waardoor het in de grond zal kunnen wegzakken. Dit ballast wordt in de constructie aangebracht in tijdelijke bassins welke gevuld kunnen worden met water of zand en moet op zijn minst een druk kunnen uitoefenen van $54,9 \text{ kN/m}^2$. In de eindfase nemen de volgestorte werkkamer en opgebouwde bovenstaande pand de functie van het ballast over, waarna deze kan worden verwijderd. Aangezien er geen consolidatie zal optreden en het eigen gewicht in de eindfase groter is dan de opwaartse waterdruk, kan de gehele geotechnische constructie op staal worden gefundeerd; de plaatselijke grondopbouw leent zich hier uitstekend voor.

In het computerprogramma Plaxis 2D is het ontwerp gemodelleerd en doorgerekend. Hoewel dit veel voeten in aarde heeft gehad en de berekening door de complexiteit van het ontwerp niet volledig is doorgerekend; zijn er desondanks een aantal conclusies te trekken. Vooral te verwachte verplaatsingen, korrelspanningen en schuifspanningen geven een goed inzicht in de optredende effecten op cruciale plaatsen (snijranden en langs de wand). Vooral de vervorming van de omliggende grond is interessant in verband met de belendende bebouwing op de projectlocatie. Uit de Plaxis-analyse blijkt dat de te verwachten verplaatsing 19 mm is; tevens is zichtbaar dat de bentonietsleuf zal worden dichtgedrukt door de naastliggende grond.

Vervolgens is gekeken naar zettingsbeperkende maatregelen. Diverse technieken zijn hiervoor voor handen: palen installeren onder de op staal gefundeerde belendend bebouwing (al dan niet in combinatie met een gewapende vloer, balken, vijzels of vijzelpalen) en de belendende funderingselementen injecteren met chemische hars. Tevens is verondersteld dat het verlengen van de snijrand van het caisson, ook een zettingsbeperkend effect zal hebben.

Om het bovenstaande te onderzoeken, zijn ook deze modellen in Plaxis geanalyseerd. Hieruit blijkt dat de chemische injecties een nihil resultaat oplevert en dat de snijrandverlenging zelfs negatieve gevolgen heeft. Om deze redenen is besloten geen van deze maatregelen toe te passen en wordt aanbevolen om andere opties nader te onderzoeken, zoals: continue bentonietspoeling injecties door de caissonwand en een gladde (Teflon) coating op de snijrand om zodanig de wandwrijving te verminderen.

Als laatste is het ontwerp getoetst aan het opgestelde Programma van Eisen. Uit deze toetsing blijkt dat het ontwerp op vrijwel alle punten voldoet; echter zijn er een aantal aanbeveling die gemaakt worden (zie ook hoofdstuk 7) om bepaalde zaken, ook betreffende het ontwerp, nader te onderzoeken.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	CAISSONMETHODE	2
3	UITGANGSPUNTEN	3
3.1	Inleiding	3
3.2	Grenstoestanen	3
3.3	Geotechnische categorie	3
3.4	Bodemschematisatie	4
3.5	Grondparameters	4
4	INSTALLATIES	6
4.1	Inleiding	6
4.2	Bouwstroomvoorziening	6
4.3	Luchtdrukstation	6
4.4	Luchtkwaliteit monitoringssysteem	6
4.5	Ontluchtingskanalen	7
4.6	Toegangssluizen	7
4.7	Nood-decompressietank	7
4.8	Watervoorziening	8
4.9	Zuigvoorziening	8
4.10	Ontzandingsinstallatie	9
4.11	Locatie installaties	9
5	CONSTRUCTIE	10
5.1	Inleiding	10
5.2	Buitenwanden	10
5.3	Vloer	11
5.4	Snijranden	11
5.5	Dak	12
5.6	Tussenvloeren	12
5.7	Binnenwanden	13
5.8	Vulbeton	13
5.9	Betonkwaliteit	14
5.10	Ontwerpdiepte	14
6	BOUWFASERING	15
6.1	Inleiding	15
6.2	Veiligheid	15
6.3	Fase 1: Initiële fase	15
6.4	Fase 2: Bouw $1/2$ caisson	16
6.5	Fase 3: Afzinken $1/2$ caisson	16
6.6	Fase 4: Bouw $2/2$ caisson	18
6.7	Fase 5: Afzinken $2/2$ caisson	18
6.8	Fase 6: Vulbeton	19
6.9	Fase 7: Bouw bovenbouw	20
6.10	Consolidatie controle	21
6.11	Conclusie	22

7	PLAXIS ANALYSE	23
7.1	Inleiding	23
7.2	Uitgangspunten	24
7.2.1	Vereenvoudigingen	24
7.2.2	Modellen	25
7.3	Model 1	26
7.3.1	Inleiding	26
7.3.2	Verplaatsingen	26
7.3.3	Korrelspanning	27
7.3.4	Relatieve schuifspanning	28
7.3.5	Waterdruk	29
7.4	Model 2	30
7.4.1	Inleiding	30
7.4.2	Verplaatsingen	30
7.4.3	Korrelspanning	31
7.4.4	Relatieve schuifspanning	32
7.4.5	Waterdruk	33
7.5	Model 3	34
7.5.1	Inleiding	34
7.5.2	Verplaatsingen	34
7.5.3	Korrelspanningen	35
7.5.4	Relatieve schuifspanning	36
7.5.5	Waterdruk	37
7.6	Conclusie	38
8	MAATREGELEN	39
8.1	Inleiding	39
8.2	Belendende fundering – palen	39
8.2.1	Vloer	39
8.2.2	Balken	40
8.2.3	Vijzels	40
8.2.4	Vijzelpalen	40
8.3	Belendende fundering – bodeminjecties	42
8.4	Snijrandverlenging	43
8.5	Conclusie	43
9	MODELLERING MAATREGELEN	44
9.1	Inleiding	44
9.2	Model 4: Verlaagde fundering	45
9.2.1	Inleiding	45
9.2.2	Verplaatsingen	45
9.2.3	Korrelspanningen	46
9.2.4	Relatieve schuifspanning	47
9.3	Model 5: Verlengde snijrand	48
9.3.1	Inleiding	48
9.3.2	Verplaatsingen	48
9.3.3	Korrelspanningen	49
9.3.4	Relatieve schuifspanning	50
9.4	Conclusie	51
10	TOETSING PROGRAMMA VAN EISEN	52
11	BRONVERMELDING	54
BIJLAGEN		
1	Tekeningen	
2	Uretek folder	

1 INLEIDING

Het project betreft een plan voor de bouw van een volautomatische parkeergarage op een klein oppervlakte, vlak naast bestaande bebouwing, op een steenworp afstand van de Haagse Hofvijver. In het plan is de parkeerkelder voorzien van zes lagen; het bovenstaande gebouw wordt buiten beschouwing gelaten, het enige dat hierover bekend is is dat het een vierlaags pand wordt.

Het vorige rapport, rapport 5: *Multi Criteria Analyse*, stond in het teken van de keuze tussen diverse uitvoeringstechnieken voor de garage. Uit deze objectieve vergelijking is gebleken dat de variant van het pneumatisch afzinkbare caisson voor dit project en onder de geldende omstandigheden, zoals de gevoelige en nabije belendingen, de meest geschikte methode is.

Dit rapport bouwt voort op het voorontwerp dat reeds in rapport 4: *Variantenstudie* is opgesteld betreffende de caissonvariant. Dit ontwerprapport omvat het ontwerp van het pneumatisch afzinkbare caisson.

Hoewel er bij het opstellen van het voorontwerp (noodzakelijk) diverse aannames genomen zijn en globaal gewerkt is; wordt er bij dit rapport gestreefd om het definitief ontwerp zo compleet mogelijk te maken. Tevens zal er gekeken worden naar uitvoeringstechnische maatregelen ter voorkoming van schade aan de naastliggende gebouwen.

In navolging van de vorige rapporten, zal er in dit rapport nieuwe en aanvullende informatie vermeldt worden en waar nodig, in overleg met deskundigen, aannames genomen worden.

De opbouw van het rapport is als volgt:

Het hierna volgende hoofdstuk staat in het teken van de toe te passen caissontechniek, gevolg door de ontwerputgangspunten in hoofdstuk 3. Hoofdstuk 4 behandelt de noodzakelijke installaties, welke onder ander nodig zijn ten behoeve van de afzinkprocedure. Hierna wordt in hoofdstuk 5 de constructie behandeld; de exacte dimensies worden vastgelegd, waarna de exacte volume van de constructie wordt berekend ten behoeve van de evenwichtsvergelijkingen uit hoofdstuk 6. Dit hoofdstuk staat in het teken van de bouwfasering en dan met name het evenwichtenspel tussen opwaartse en neerwaartse krachten. Nu de constructie is vastgelegd, wordt in hoofdstuk 7 een model in Plaxis 2D gemaakt. Diverse modellen worden door het computerprogramma doorgerekend om diverse parameters, zoals verplaatsing en schuifspanning, te bepalen. Het volgende hoofdstuk staat in het teken van technieken om zettingen van de naastliggende belendingen te verminderen/voorkomen. Uit de diverse opties wordt een keuze gemaakt om deze vervolgens in hoofdstuk 8 eveneens te modelleren in Plaxis 2D om zodoende hun werking en effect inzichtelijk te maken. Als laatste wordt het ontwerp in hoofdstuk 10 getoetst aan de eisen in het Programma van Eisen, om op deze wijze te bepalen of het ontwerp daadwerkelijk reëel is en aan de wensen van de opdrachtgever voldoet.

2 CAISSONMETHODE

Reeds in de *Literatuurstudie* (rapport 2) is de caissonmethode uitgelegd; ter volledigheid wordt in dit hoofdstuk deze bijzondere methode nogmaals kort toegelicht.

Een caisson is een kant en klare constructie die in de grond of het water wordt afgezonken. Het pneumatische caisson maakt daarbij gebruik van een luchtoverdruk onder de constructie. Aan de onderzijde van de constructie bevinden zich namelijk snijranden die zich in de bodem snijden; hierdoor ontstaat er onder de vloer een ruimte: de werkkamer.

Deze werkkamer wordt doormiddel van een luchtdrukinstallatie onder verhoogde luchtdruk gezet; hierdoor is het mogelijk voor arbeiders om onder het caisson in den droge te werken; het grondwater wordt door de hoge luchtdruk immers uit de kamer geduwd.

In deze luchtbel van verhoogde luchtdruk spuiten de arbeiders met water onder hoge druk de bodem weg; het bagger wat hierdoor ontstaat wordt weggezogen door een zuiginstallatie. Doordat het grondmassief langzaam maar zeker wordt weggehaald, zal de constructie door zijn eigen gewicht (en eventueel extra aangebracht ballast) en met behulp van de snijranden in de bodem wegzakken.

Dit proces gaat door tot zich weer een nieuw evenwicht herstelt tussen de omlaag gerichte gewichten en omhoog gerichte grond- en waterdruk. Het kan echter voorkomen dat het caisson niet verder wilt zakken; een methode om dit op te lossen is de constructie te laten 'schrikken'; hierbij wordt kortstondig de verhoogde luchtdruk in de werkkamer weggenomen, met als gevolg dat het caisson 'schrikt' en plotseling een verder naar beneden wordt gezogen. Dit fenomeen staat ook wel bekend als 'het neerlaten van het caisson'.

De snelheid waarmee een caisson zakt is afhankelijk van diverse factoren en omgevingsinvloeden, maar ligt gemiddeld tussen de 0,5 en 1,5 m per dag.

Doordat het caisson langzaam in de grond zakt, komt er steeds meer grond bloot te liggen in de werkkamer. De kans op het aantreffen van archeologische vondsten is daarom (afhankelijk van de locatie) in verhouding met andere, meer traditionele bouwtechnieken, erg groot. Er kan echter ook gestuit worden op resten van funderingen of andere obstakels. In dergelijke gevallen kan de uitvoering van het project flinke vertraging oplopen.

In Nederland is Volker Staal en Funderingen het enige bedrijf dat is gespecialiseerd in het pneumatisch afzinken van caissons. Voorbeelden van dergelijke projecten zijn de kelder van het Ministerie van Defensie en 'het Souterrain' in Den Haag en de startschacht van de tunnelboormachine van de Noord-zuidlijn in Amsterdam.



Afb. 1: Restanten houten paalfundering



Afb. 2: Archeoloog aan het werk onder caisson

3 UITGANGSPUNTEN

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten omschreven die in de verder uitwerking van dit project zijn gehanteerd. De uitgangspunten zijn een uitbreiding, aanvulling of herhaling op de voorgaande rapporten (zoals rapport 2: *Literatuurstudie* en rapport 3: *Programma van Eisen*).

3.2 Grenstoestanen

In de NEN norm zijn eigen gesteld voor stabiliteit en vervormbaarheid van constructies en de afzonderlijke onderdelen daarvan. Dit geldt zowel voor de bouwfase als de gebruiksfase (referentieperiode) van de constructie. Indien de constructie of een afzonderlijk onderdeel niet voldoet aan één van deze eisen, dan is de grenstoestand overschreden.

Een tweetal grenstoestanen zijn in de NEN 6740 gedefinieerd:

Uiterste grenstoestanen (UGT)

De uiterste grenstoestand is onderverdeeld in grenstoestand 1A en 1B. De uiterste grenstoestand waarin een bezwijkmechanisme in de constructie of in elementen daarvan in de grond (behorend tot de geotechnische constructie of op de grens tussen de constructie en de naastliggende grond), wordt aangeduid als grenstoestand type 1A (UGT 1A).

De uiterste grenstoestand waarin zodanige vervormingen in de geotechnische constructie optreden dat niet meer voldaan is aan de eis van veiligheid met betrekking tot de bouwconstructie, wordt aangeduid als grenstoestand type 1B (UGT 1B).

Voor toetsing van grenstoestand 1A en 1B moet gerekend worden met rekenwaarden van de belastingen, afmetingen en grondeigenschappen. Deze worden vastgesteld volgens NEN 7640.

Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

De grenstoestand waarin vervormingen in de constructie een zodanige vorm aannemen dat hierdoor een ongewenst verlies aan bruikbaarheid optreedt waardoor schade en/of kosten ontstaan, wordt aangeduid als de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Deze grenstoestand wordt ook wel grenstoestand type 2 genoemd.

Voor toetsing van grenstoestand 2 wordt gerekend met representatieve waarden. De partiële factoren voor de belastingen en materiaaleigenschappen worden daarom gelijk gesteld aan 1,0.

Computerrekenprogramma MSHEET van GeoDelft voert diverse berekeningen uit in zowel UGT als BGT; hiertoe varieert het programma automatisch de parameters en partiële factoren om zodoende de grenstoestanen te modelleren.

3.3 Geotechnische categorie

De geotechnische constructie is volgens NEN 6740 §6.3 ingedeeld in geotechnische categorie 3. Hierbij is met name rekening gehouden met een meerlaagse ondergrondse constructie en de uitzonderlijk hoge (grond- en water-)belastingen.

3.4 Bodemschematisering

Op basis van het reeds opgeleverde rapport 4: *Variantenstudie* is de bodemgesteldheid geschematiseerd als in de onderstaande tabel is weergegeven; deze schematisering is aangehouden bij berekeningen en het ontwerp van de geotechnische constructie.

Diepte bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Bodembeschrijving
+ 3,00	ZAND; schoon, matige consistentie
- 0,50	ZAND; zwak siltig, kleig
- 2,50	ZAND; schoon, matige consistentie
- 8,50	ZAND; schoon, losse consistentie
- 9,00	ZAND; schoon, matige consistentie
- 13,50	KLEI; zwak zandig, vaste consistentie
-16,25	ZAND; schoon, matige consistentie
- 17,75	ZAND; sterk siltig, kleig
- 18,50	ZAND; schoon, vaste consistentie
-25,00	Maximaal verkende diepte

Tab. 1: Bodemgesteldheid

De grondwaterstand (GWS) en stijghoogte (SH) zijn vastgesteld op:

GWS : NAP -0,50 m
SH : NAP -0,50 m

Op basis van de gegevens uit het vooronderzoek (sondering) en bovengenoemde gegevens kan worden vastgesteld dat de pleistocene zandlaag vanaf 16,25 m - NAP voldoende draagkrachtig is voor de fundering van de geotechnische constructie.

3.5 Grondparameters

Voor de berekeningen zijn representatieve waarden voor de relevante grondparameters bepaald aan de hand van interpretatie van het beschikbare vooronderzoek (zoals het sondeerdiagram), tabel 1 uit NEN 6740 en CUR-publicatie 166. Tabellen 2 en 3 geven respectievelijk de representatieve waarden van de sterkteparameters en de stijfheidparameters.

Bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Grondlaag	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	δ/δ_g [°]
+ 3,00	ZAND	17/19	0	30,0	20,0/30,0
- 0,50	ZAND, kleihoudend	18/20	0	27,0	18,0/27,0
- 2,50	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 8,50	ZAND	17/18	0	30,0	20,0/30,0
- 9,00	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 13,50	KLEI, zandig	18/18	2	22,5	15,0/22,5
-16,25	ZAND	18/20	0	32,5	21,5/32,5
- 17,75	ZAND, kleihoudend	18/20	0	25,0	16,5/25,0
- 18,50	ZAND	18/20	0	35,0	23,0/35,0

Tab. 2: Representatieve waarden sterkteparameters

Opmerking:

- γ en γ_{sat} = volumiek gewicht (sat = saturated, verzadigd)
- c' = effectieve cohesie
- ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
- δ = wandwrijvingshoek
- δ_g = wandwrijvingshoek bij toepassing in grond gevormde wand (CUR 166)

Laag- nummer	Bovenkant laag [m t.o.v.NAP]	Grondlaag	Horizontale beddingconstante [kN/m^3]					
			Lage waarden			Hoge waarde		
			$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
1	+ 3,00	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
2	- 0,50	ZAND, kleihoudend	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
3	- 2,50	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
4	- 8,50	ZAND	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
5	- 9,00	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
6	- 13,50	KLEI, zandig	6.000	4.000	2.000	13.500	9.000	4.500
7	-16,25	ZAND	20.000	10.000	5.000	45.000	22.500	11.250
8	- 17,75	ZAND, kleihoudend	12.000	6.000	3.000	27.000	13.500	6.750
9	- 18,50	ZAND	40.000	20.000	10.000	90.000	45.000	22.500

Tab. 3: Representatieve waarden stijfheidparameters

Voor meer informatie betreffende de bodemopbouw wordt verwezen naar rapport 4: *Variantenstudie*.

4 INSTALLATIES

4.1 Inleiding

In tegenstelling tot veel traditionele bouwtechnieken vereist de caissonmethode, mede door het feit dat er onder verhoogde luchtdruk wordt gewerkt, een aantal bijzondere voorzieningen en installaties. De installaties worden zoveel mogelijk bovenop de constructie geïnstalleerd die daardoor meezakken tijdens de afzinkprocedure. Indien de uitvoering plaatsvindt in meerdere bouwfases; betekent dit dat de installaties tussen beide fasen moeten worden verplaatst naar het nieuwe niveau. Indien het projectterrein zich niet, of niet voldoende, leent om alle installaties te plaatsen, kunnen deze installaties eventueel naast het bouwwerk geplaatst worden. Door middel van leidingen dienen de installaties in dit geval aangesloten te worden. Dit hoofdstuk staat in het teken van deze speciale voorzieningen en installaties.

4.2 Bouwstroomvoorziening

Zoals elke bouwmethode vereist ook de caissonmethode een bouwstroomvoorziening. Behalve de standaard toepassingen (zoals verlichting, elektrische gereedschappen en dergelijke); is deze bouwstroom ontzettend belangrijk voor de veiligheid. Aangezien er onder gevaarlijke omstandigheden, onder verhoogde luchtdruk en onder de zakkende constructie door mensen wordt gewerkt, dienen er diverse monitorings- en meetinstallaties geplaatst te worden. Gezien deze gevaarlijk werkomgeving dienen de belangrijke systemen daarom veiligheidshalve tweevoudig uitgevoerd te worden.

4.3 Luchtdrukstation

Om te zorgen dat arbeiders in de werkkamer in den droge kunnen werken, dient de grondwater uit deze werkkamer geweerd te worden. In plaats van het toepassing van bemaling (dat tevens de omgeving beïnvloed) wordt de luchtdruk in de werkkamer verhoogd; op deze manier ontstaat er een luchtbel van verhoogde luchtdruk die het aanwezige grondwater uit de werkkamer 'drukt'.

Het systeem om deze luchtdruk te verhogen dient uit veiligheidsoverweging tweevoudig te worden uitgevoerd en bevat de volgende onderdelen:

- *aggregaat;*
- *compressor;*
- *luchttank;*
- *leidingen.*

Het aggregaat zorgt voor de stroomvoorziening van de compressor; deze comprimeert de lucht uit de luchttank, waardoor de luchtdruk verhoogd. Door het leidingwerk wordt deze verhoogde luchtdruk getransporteerd naar de toegangsschacht en uiteindelijk naar de werkkamer. Op deze wijze wordt de luchtdruk in de werkkamer verhoogd en wordt het grondwater verdreven zodat er zich een enigszins droge omgeving vormt.

4.4 Luchtkwaliteit monitoringssysteem

Het is van zeer groot belang de kwaliteit van de (verhoogde) lucht(druk) te monitoren tijdens het uitvoeringsproces. Ophoping van giftige gassen (die bijvoorbeeld kunnen ontstaan bij het opspuiten van veengrond) dienen te worden voorkomen; indien door het monitoringssysteem te hoge waarden gesignaleerd worden, wordt er een waarschuwing afgegeven en dienen er maatregelen genomen te worden.

4.5 Ontluchtingskanalen

Door de constructie dienen tevens voorzieningen te worden aangelegd ten behoeve van ontluchtingskanalen vanuit de werkkamer naar de bovenzijde van de constructie. Deze kanalen dienen om lucht uit de werkkamer te kunnen laten ontsnappen. Hiertoe kunnen twee redenen zijn: verversing of schrikken.

Als uit monitoring (4.3) blijkt dat de kwaliteit van de lucht in de werkkamer gevaarlijke waarden nadert, kunnen de ontluchtingskanalen open gezet worden om zodoende de lucht in de werkkamer te verversen bij gelijktijdige aanvoer van verse lucht.

Het kan voorkomen dat de constructie op een gegeven moment moeite krijgt om op diepte te komen. Een methode om de constructie in dat geval weer op gang te krijgen is door deze te laten 'schrikken'; hiertoe worden kortstondig de ontluchtingskanalen geopend waardoor in korte tijd de luchtdruk in de werkkamer daalt en de constructie zich als het ware een stuk omlaag zuigt. Uiteraard gebeurt dit alleen in situaties als andere pogingen niet werken en alle arbeiders uit de werkkamer zijn.

4.6 Toegangssluizen

Aangezien de arbeiders de overgang moeten maken van omgevingsluchtdruk naar de verhoogde luchtdruk in de werkkamer, dienen er speciale toegangssluizen aangelegd te worden.

Net zoals bij duiken, loopt een arbeider in de werkkamer risico op caissonziekte. Deze ziekte ontstaat indien stikstofgas dat door de verhoogde druk in de bloedbaan komt, omvormt tot gasbelletjes indien er (bij het verlaten van de werkkamer) drukverlaging optreedt.

Preventief worden de toegangsschachten derhalve uitgevoerd met decompressieluchtsluizen waarin de arbeiders pure zuurstof toegediend krijgen om hiermee het stikstof uit het bloed filteren, terwijl op een langzaam tempo de luchtdruk verlaagd wordt tot de druk gelijk is aan de buitendruk.

De toegangssluis is verbonden met de toegangsschacht. Deze schacht (Ø1000 mm) bevat een ladder en geeft vanaf de bovenzijde van de constructie toegang tot de werkkamer. Deze schacht dient tevens als luchttoevoer vanaf het luchtdrukstation. In verband met de veiligheid worden twee toegangsschachten aangebracht.

4.7 Nood-decompressietank

Indien er ongevallen plaatsvinden en er geen tijd is om de reguliere procedure van decompressie in de toegangssluis te doorlopen; zal er normaal gesproken worden uitgeweken naar een decompressietank in de nabijheid van het project m alsnog de procedure te doorlopen. Slechts enkele ziekenhuizen en instanties hebben de beschikking over een dergelijke decompressietank.

Aangezien er in de nabijheid van het project geen nood-decompressietank voorhanden is (dichtstbijzijnde in Rotterdam); is een noodvoorziening in de vorm van een nood-decompressietank nabij de projectlocatie noodzakelijk.



Afb. 3: nood-decompressievoorziening

4.8 Watervoorziening

Voor het afgraven van de ondergrond in de werkkamer, wordt gebruik gemaakt van waterkanonnen. Deze waterkanonnen zijn aangesloten op een waterpomp die het water onder hoge druk door leidingen naar de kanonnen transporteert. De kanonnen zelf zijn aan het plafond van de werkkamer gemonteerd op een draaibaar affuit. Op deze wijze is het mogelijk om de ondergrond los te spuiten en deze zoveel mogelijk richting de zuiginstallatie toe te spuiten.



Afb. 4: Werkkamer



Afb. 5: Waterkanon

Voor dit project zijn vijf waterkanonnen voorzien; één in het midden en in elke hoek één. Aangezien het een laag veiligheidsrisico heeft, kan de waterpompinstallatie eenvoudig worden uitgevoerd.

4.9 Zuigvoorziening

In de werkkamer ontstaat door het lossputten van de ondergrond met water een baggermengsel. Door middel van een zuiginstallatie wordt dit bagger uit de werkkamer getransporteerd; hiertoe bevindt er zich een baggerpomp op de constructie die verbonden is met transportleidingen die eindigen met een zuigpunt in de werkkamer.



Afb. 6: Baggerpomp

Voor dit project zijn twee zuigpunten voorzien om de hoeveelheid bagger af te voeren. Het baggersysteem kan eenvoudig worden uitgevoerd; back-up systemen zijn veiligheidshalve niet noodzakelijk.

4.10 Ontzandingsinstallatie

Het afgevoerde bagger uit de werkkamer dient te worden gefilterd door een ontzandingsinstallatie. Deze ontzander scheidt het zand van het water, waarna het zand kan worden afgevoerd door vrachtauto's. Het water kan worden hergebruikt voor het watersysteem van de waterkanonnen.

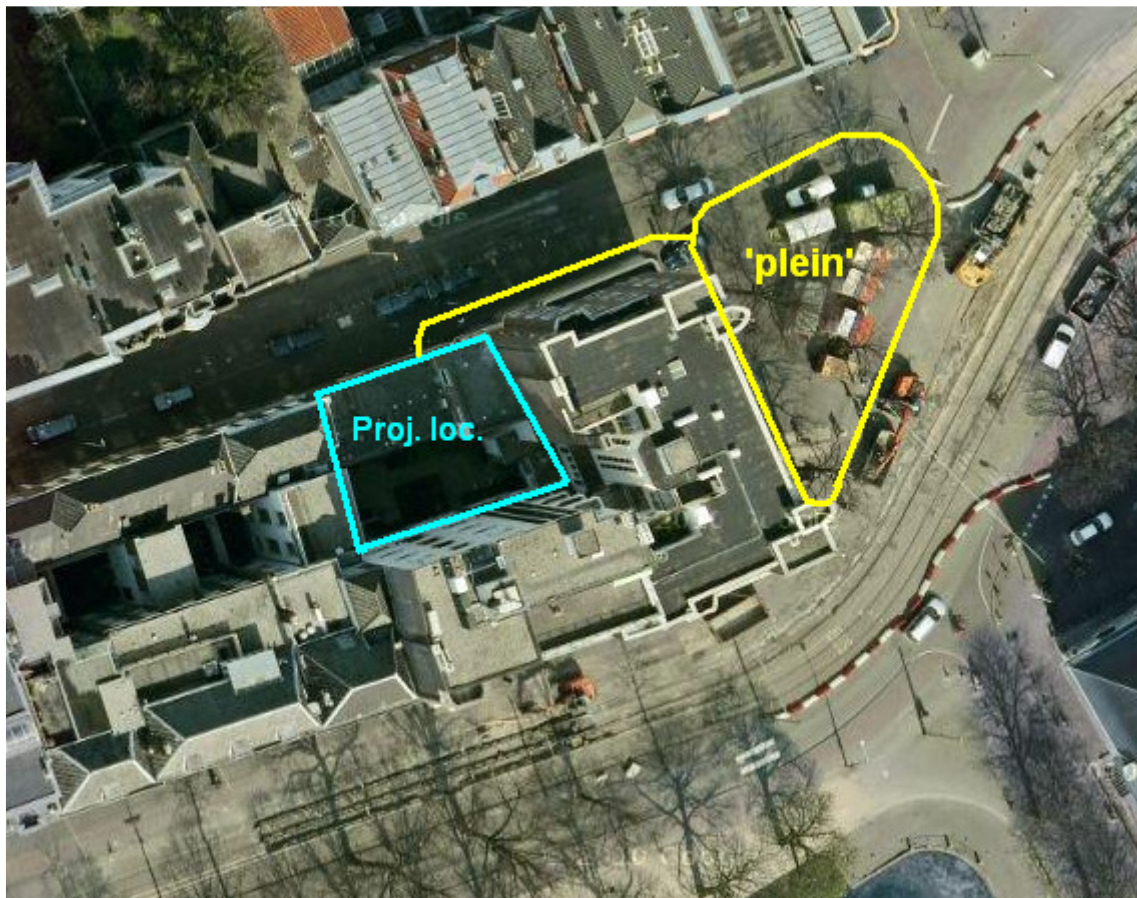
De ontzandingsinstallatie bestaat uit een installatie in twee zeecontainers en behoeft enige ruimte voor opslag van het gefilterde zand, een graafmachine en opstelplaats voor een vrachtauto. De benodigde ruimte wordt daarom aangenomen op 15 bij 15 m (225 m²).

4.11 Locatie installaties

Gezien de beperkte ruimte op te projectlocatie en de beperkte in de Hoge Nieuwstraat zelf, wordt voorgesteld om de installaties die niet op de geotechnische constructie zelf gebouwd worden (zoals de watervoorraad, ontzandingsinstallatie, e.d.) op het Toernooiveld te plaatsen (zie onderstaande afbeelding). Vanaf deze locatie zal door middel van leidingen en pompen de afstand naar de projectlocatie overbrugd worden

Op deze wijze zal zoveel mogelijk verkeershinder door de toch al krappe Hoge Nieuwstraat vermeden worden en zal ook de aan en afvoer van bijvoorbeeld water en weggebaggerde grond uit deze straat verdwijnen, maar om de hoek op het veel ruimere plein plaatsvinden.

Tevens geldt de aanbeveling om dit plein ook te gebruiken om een omheind opslagterrein en de bouwketen te plaatsen en zodanig overlast in de Hoge Nieuwstraat te verminderen.



Afb. 7: Locatie voor voorzieningen op het plein aan het begin van de Hoge Nieuwstraat

5 CONSTRUCTIE

5.1 Inleiding

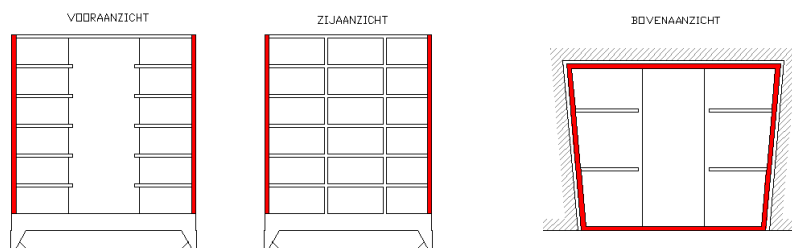
Aangezien de pneumatische caissonstechniek in tegenstelling tot bijvoorbeeld damwandconstructies niet tot op het detail zijn vast gelegd in normen en richtlijnen; berust een groot deel van de dimensionering op praktijkervaringen van voorgaande projecten.

Het voorontwerp vormt, qua dimensionering, de basis voor de nadere bepaling van de constructie. Dit voorontwerp is terug te vinden als onderdeel van rapport 4. Ten behoeve van het opstellen van dit ontwerp voor het afstudeerproject heeft er overleg plaatsgevonden met ir. B.J. Admiraal, bedrijfsdirecteur van Volker Staal en Funderingen (VSF); het enige bedrijf in Nederland dat gespecialiseerd is in de afzinkprocedure van pneumatische afzinkbare caissons. Eén van de meest recente voorbeelden van afzinkprojecten is de startschacht van de tunnelboormachine (TBM) ten behoeve van de Noord-zuidlijn in Amsterdam. Voor dit project heeft VSF drie enorme caissons vlak voor het Amsterdams Centraal Station op de Damrak pneumatisch afgezonken.

Op basis van de ervaringen met onder andere dit project is in overleg met Dhr. Admiraal voor de parkeergarage een aantal aannamen genomen betreffende dimensies. De geotechnische constructie zal worden opgebouwd uit diverse elementen, zoals: buiten- en binnenwanden, (tussen-)vloeren, speciale snijranden, dak en vulbeton. De dimensionering van deze elementen komen in de onderstaande paragrafen aan bod.

5.2 Buitenwanden

Onder de buitenwanden wordt verstaan de verticale wandelementen, welke de buitenste omgrenzing van de geotechnische constructie vormen. De onderstaande afbeelding geeft een overzicht van deze wanden.

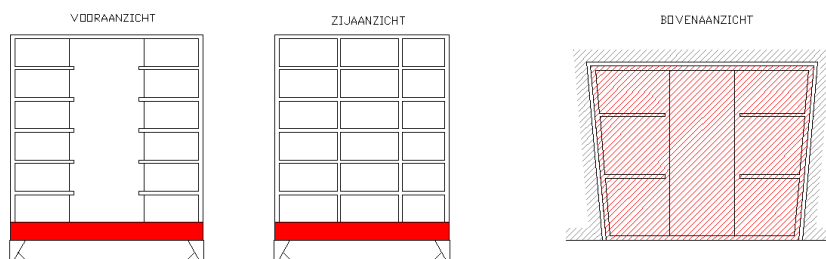


Zoals reeds uit het voorontwerp naar voren is gekomen (rapport 4.2), is de benodigde wanddikte bepaald op 400 mm. Op basis van dit gegeven zal het ontwerp in dit rapport verder uitgewerkt worden.

$$\begin{aligned}
 V_{\text{buitenwanden}} &= \text{opp.-doorsnede} \cdot h \\
 &= 24,9 \, \text{m}^2 \cdot 15,6 \, \text{m}^1 = 388,4 \, \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.3 Vloer

De op reeds uitgevoerde projecten gebaseerde aanname betreffende de benodigde vloerdikte van de constructie is 1500 mm . Deze vloer moet de grond en (na de uitvoering) het grondwater keren. De onderzijde van de vloer zal worden voorzien van uitstekende wapeningstekken in de vorm van haarspelden; deze haarspelden zorgen voor een constructieve verbinding tussen de vloer en het vulbeton dat gebruikt wordt om de werkkamer vol te storten.

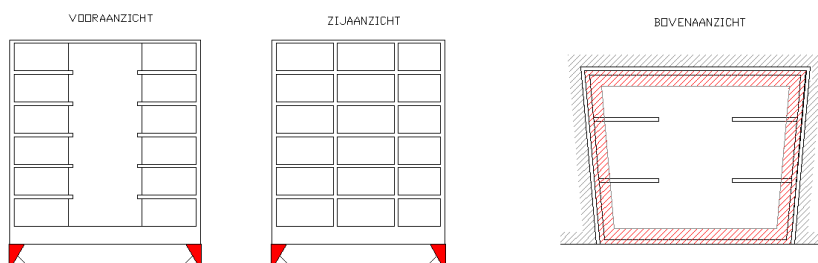


$$\begin{aligned}
 V_{\text{vloer}} &= \text{opp.} \cdot h \\
 &= 252,0 \text{ m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \\
 &= 378,0 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

5.4 Snijranden

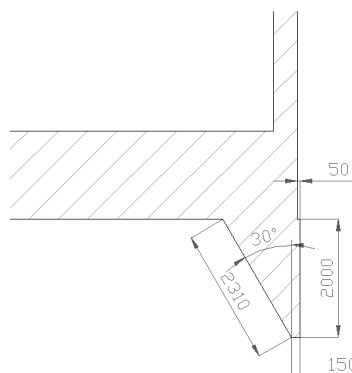
De snijrand van de geotechnische constructie vormt een belangrijk onderdeel van het afzinkbare caisson; het is nodig om de constructie zich een weg door de grond te 'snijden' en de grond in de richting van de werkkamer weg te drukken. Eenmaal in deze kamer zal de grond worden verwijderd, waardoor de gehele constructie onder zijn eigen gewicht in de grond zal wegzakken.

De snijranden bevinden zich aan de onderzijde van de wanden, rondom de vloer.



Na overleg met de uitvoerder zijn de dimensies van de snijranden als volgt bepaald:

Snijrandhoogte : 2000 mm
Snijrandbreedte : 150 mm
Snijrandhoek : 30°
Ontlastingsrand : 50 mm

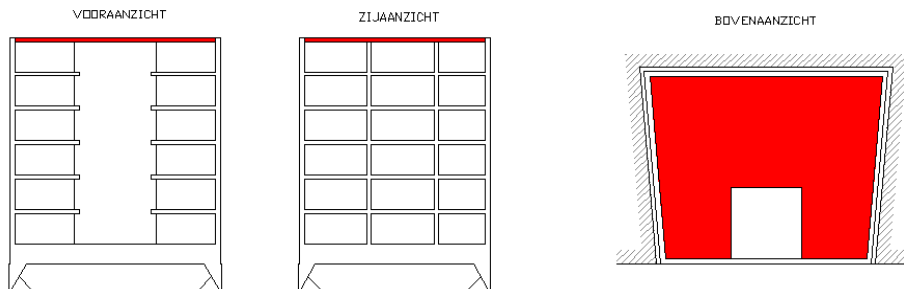


Afb. 8: Detail snijrand

$$\begin{aligned}
 V_{\text{snijranden}} &= \text{opp. doorsnede} \cdot \text{omtrek} \\
 &= 1,5 \cdot 58,6 = 87,9 \\
 &\quad \text{m}^2 \quad \text{m}^1 \quad \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.5 Dak

Onder het 'dak' van de geotechnische constructie wordt verstaan de bovenste vloer. In tegenstelling met de dieper gelegen vloeren, bestaat deze uit één geheel, in plaats van twee vloerdelen aan weerszijde van de constructie en zullen hier geen voertuigen op geparkeerd worden. Ten behoeve van de entreeconstructie van de uitlift is er echter wel een vierkante opening van 5,4 bij 5,4 meter vrij gehouden.

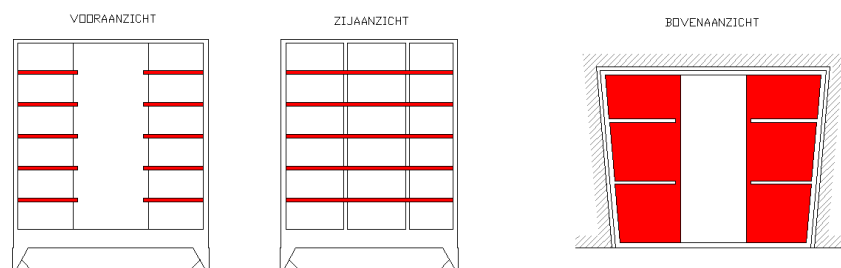


$$\begin{aligned}
 V_{\text{dak}} &= \text{opp.} \cdot h \\
 &= 222,8 \cdot 0,3 = 66,8 \\
 &\quad \text{m}^2 \quad \text{m}^1 \quad \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.6 Tussenvloeren

De tussenvloeren zullen een tweeledig karakter hebben; enerzijds dienen deze om de optredende dwarskrachten op de wanden door de grond- en waterdrukken op te kunnen nemen en via de buitenwanden door te stempelen naar de overzijde van de geotechnische constructie, waardoor deze een stijf karakter krijgt; anderzijds dienen deze vloeren als parkeerplek voor de voertuigen.

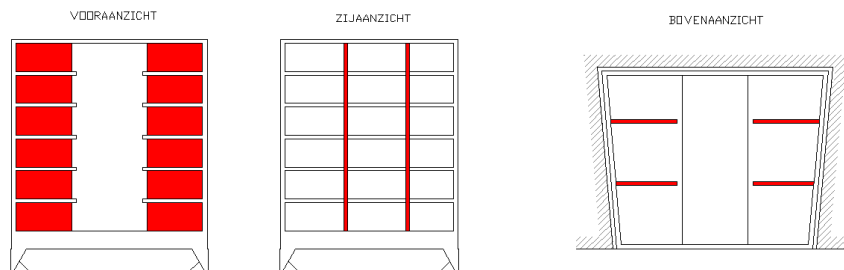
De dikte van de tussenvloeren is verondersteld op een aannemelijke waarde van 300 mm.



$$\begin{aligned}
 V_{\text{tussenvloeren}} &= \text{opp. vloer} \cdot h \cdot \text{aantal vloeren} \\
 &= 146,6 \cdot 0,3 \cdot 5 = 219,9 \\
 &\quad \text{m}^2 \quad \text{m}^1 \quad - \quad \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.7 Binnenwanden

Om uitknikken van de tussenvloeren te voorkomen, worden per zijde twee binnenwanden aangebracht. Deze binnenwanden hebben een wanddikte van 300 mm en zullen eveneens het geheel een stijver karakter geven.

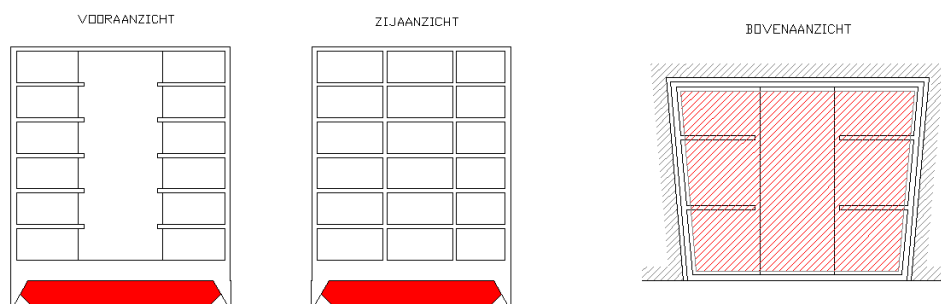


$$\begin{aligned}
 V_{\text{binnenwanden}} &= \text{opp. doorsnede} \cdot h \\
 &= 6,3 \, \text{m}^2 \cdot 15,3 \, \text{m}^1 \\
 &= 96,4 \, \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.8 Vulbeton

Indien de afzinkprocedure afgelopen is en de constructie tot op de ontwerpdiepte is afgezonken, zullen de diverse installaties in de werkkamer worden weggehaald en de kamer worden volgestort met beton. In dit beton worden de eventuele trekelementen geïntegreerd, waarbij het geheel door middel van stekken aan de vloer van de constructie wordt vastgestort. Tevens zal de volgestorte enige invloed uitoefenen op het evenwicht tussen neerwaarts en opwaarts gerichte drukken, aangezien het een relatief groot gewicht heeft.

Aangenomen wordt dat om praktische redenen het vulbeton niet de hele kamer kan vullen; hierom is geschematiseerd dat vanaf de halve hoogte van de snijrand het beton een schuin verloop heeft zoals in de onderstaande afbeeldingen is weergegeven.



$$\begin{aligned}
 V_{\text{vulbeton}} &= \text{opp. gemiddeld} \cdot h \\
 &= 181,7 \, \text{m}^2 \cdot 2,0 \, \text{m}^1 \\
 &= 363,4 \, \text{m}^3
 \end{aligned}$$

5.9 Betonkwaliteit

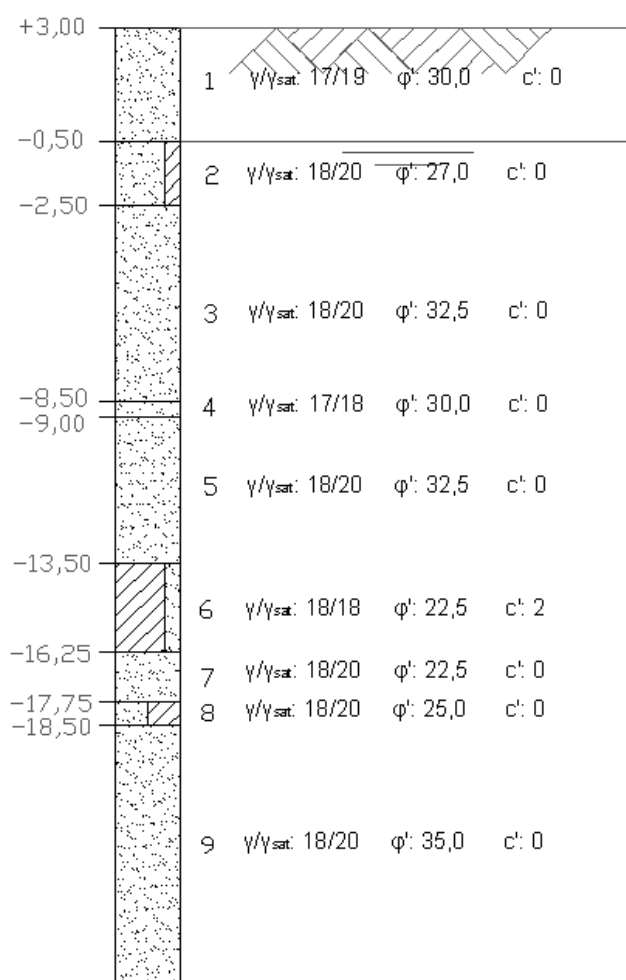
Het ontwerp van het caisson is berust op betonkwaliteit B65 (rapport 4: *Variantenstudie*). In verband met mogelijke warmteontwikkeling en scheurvorming wordt aanbevolen om eventuele toepassing van B45-kwaliteit te onderzoeken.

5.10 Ontwerpdiepte

Het caisson zal pneumatisch worden afgezonken tot een diepte (o.k. vloer) van 14,1 m – NAP; de snijranden en het aan te brengen beton bereiken daarmee een diepte van 16,1 m – NAP. Echter, gezien de pleistocene zandlaag slechts 15 cm dieper wordt aanbevolen om de constructie tot op deze diepte te laten afzinken, zodat deze direct op deze draagkrachtige grondlaag gefundeerd kan worden.

Achterin het rapport zijn als bijlage 1 tekeningen van het boven-, voor-, zij- en achteraanzicht van de caissonconstructie en de beschikbare parkeervakken bijgevoegd.

Op basis van het onderstaande grondprofiel (zie ook rapport 4) is de caisson ontworpen. De veelal zandige grondlagen zijn karakteriserend voor de projectlocatie en tevens essentieel voor de keuze van de caissonvariant. Juist deze zandige lagen brengen ook enkele moeilijkheden met zich mee; deze zullen later in dit rapport aan bod komen.



Afb. 9: Grondopbouw projectlocatie

6 BOUWFASERING

6.1 Inleiding

Ten behoeve van de uitvoering van het project en de complexe afzinkprocedure worden zeven verschillende bouwfasen onderkend. Deze onderkenning van fasen heeft voornamelijk te maken met de uitvoerbaarheid van het project en het optredende krachtspeel dat plaats vindt tussen de grond en het caisson. Het heersende evenwicht dient, al dan niet door toepassing van extra ballast, verbroken te worden waardoor het caisson in de bodem zal zinken tot er wederom een nieuwe evenwichtssituatie ontstaat.

In verband met de diverse berekeningen zijn er een aantal aannamen genomen. Voor wat betreft de oppervlakte van de onderkant van het caisson worden de inkepingen tussen de volgestorte werkkamer en snijranden verwaarloosd waardoor deze uitkomt op 252,0 m².

Ook wordt verondersteld dat de grondwaterstand onder het caisson door middel van de overdruk in de werkkamer wordt verlaagd. Aangenomen wordt dat dit in een horizontale lijn ter hoogte van o.k. snijranden zal plaatsvinden; in werkelijkheid zal dit een stuk grilliger en rond verlopen.

In de volgende fasen worden de verschillende bouwfasen toegelicht.

6.2 Veiligheid

Aangezien het gevaar op opdrijven weggenomen moet worden, worden de neerwaartse drukken als 'gunstig' gezien. Om deze reden dienen de representatieve waarden volgens NEN 6702 met veiligheidsfactor 0,9 vermenigvuldigd te worden om de rekenwaarden te bepalen. Dit is van toepassing op het caisson en het vulbeton.

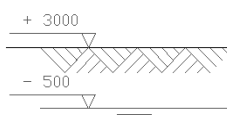
De bouwlagen die uiteindelijk een neerwaartse druk uitoefenen op de geotechnische constructie, dienen ook gereduceerd te worden om de rekenwaarde te bepalen. De veiligheid is ingebouwd door in plaats van 15 kN/m² per woonlaag, een rekenwaarde voor de druk aan te houden van slechts 7 kN/m².

De representatieve waarden van de opwaarts gerichte drukken dienen juist veiligheidshalve vergroot te worden om de rekenwaarde te verkrijgen. In het geval van de grondwaterkolom betekent dit een toename van $\Delta h = 0,5$; dit is besloten omdat een verhoging tot maaiveld niveau in de Haagse binnenstad geen reële aanname is.

Als na de evenwichtsvergelijking blijkt dat er trekelementen dienen te worden gedimensioneerd om de optredende resterende opwaartse druk op te nemen, en zodoende opdrijving van de constructie te voorkomen, dient de representatieve waarde van deze opwaartse (water-)druk dient vermeerderd te worden met veiligheidsfactor 1,5. Op deze waarde wordt de rekenwaarde bepaald en kan op basis hiervan het systeem van trekelementen geselecteerd/gedimensioneerd worden.

6.3 Fase 1: Initiële situatie

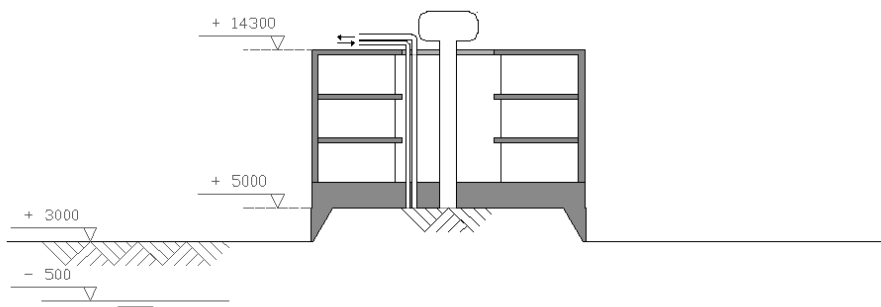
De uitgangssituatie van het project wordt beschouwd als eerste fase. Deze fase is van belang om zodoende de uitgangspunten, zoals dimensies en grondeigenschappen, correct vast te leggen. Zodoende dient deze fase als startpunt voor de hier opvolgende bouwfasen.



6.4 Fase 2: Bouw $1\frac{1}{2}$ caisson

Op het voorgevormde maaiveld worden de vloer en snijranden gestort. In de vloer dienen voorzieningen getroffen te worden voor de diverse leidingen en schachten die door de vloer moeten lopen en voor de op te bouwen wanden.

Als de vloer is uitgehard worden hier bovenop de, deels prefab, wanden en vloeren geïnstalleerd. Drie verdiepingen worden zodanig gemaakt, waarbij de sleuf (voor de autolift) wordt gebruikt om de diverse leidingen en schachten naar beneden te voeren. Indien noodzakelijk (bijvoorbeeld om werk oppervlakte te creëren) kan de sleuf aan de bovenzijde worden voorzien van een tijdelijk afdichtende vloer. Om uitvoertechnische redenen (zeer krappe projectlocatie) is besloten de caisson in twee delen op te bouwen.

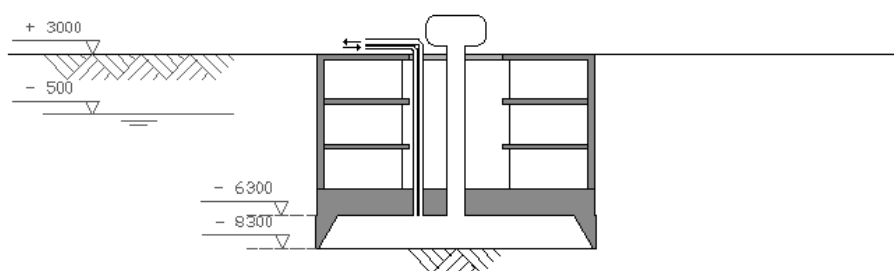


6.5 Fase 3: Afzinken $1\frac{1}{2}$ caisson

Dit is de eerste fase waarin daadwerkelijk wordt afgezonken. Reeds zijn alle voorzieningen getroffen en wordt de procedure in werking gezet. In deze fase wordt daarbij de maximale diepte van 6,3 m – NAP (o.k. vloer) behaald.

Tijdens de afzinkprocedure zal de opwaartse waterdruk overwonnen moeten worden door het eigen gewicht van de half opgebouwde caisson en eventueel ballast. De hoeveelheid benodigd ballast zal maximaal zijn op het moment dat de te overwinnen waterdruk het hoogst is; dit is uiteraard als het caisson de 6,3 m – NAP bereikt.

Het ballast dat nodig is om deze afzinkprocedure in gang te zetten wordt hieronder berekend.



Opwaartse druk

$$\begin{aligned}
 P_{\text{water; o.k. vloer; rep.}} &= \gamma_{\text{water}} \cdot h_{\text{waterkolom}} \\
 &= 10,0 \cdot 7,8 = 78,0 \\
 P_{\text{water; o.k. vloer; rek.}} &= P_{\text{water; o.k. vloer; rep.}} + (0,5 \cdot \gamma_{\text{water}}) \\
 &= 78,0 + (5,0 \cdot 10,0) = 83,0
 \end{aligned}$$

Waarden in kN/m²

Neerwaartse druk

V_{caisson}	=	$V_{\text{buitenwanden}}$	+	V_{vloer}	+	$V_{\text{snijranden}}$	+	$V_{\text{tussenvloeren}}$	+	$V_{\text{binnenwanden}}$
		$V_{\text{buitenwanden}}$	=	opp.-doorsnede	·	h				
			=	24,9	·	7,8			=	194,2
				m^2		m^1				m^3
		V_{vloer}	=	opp.	·	h				
			=	252,0	·	1,5			=	378,0
				m^2		m^1				m^3
		$V_{\text{snijranden}}$	=	opp.-doorsnede	·	omtrek				
			=	1,5	·	58,6			=	87,9
				m^2		m^1				m^3
		$V_{\text{tussenvloeren}}$	=	opp. vloer	·	h	·	aantal vloeren		
			=	146,6	·	0,3	·	3	=	131,9
				m^2		m^1		-		m^3
		$V_{\text{binnenwanden}}$	=	opp.-doorsnede	·	h				
			=	6,3	·	7,5			=	47,3
				m^2		m^1				m^3
		Totaal:		839,3		m^3				
		Volume gewicht gewapend beton:		24		kN/m^3				
		Kracht:		20.143		kN				
		Oppervlakte:		252		m^2				
		$P_{\text{caisson, rep.}}$		79,9		kN/m^2				
		$P_{\text{caisson, rek.}}$	=	$P_{\text{caisson, rep.}}$	·	0,9	=	71,9		kN/m^2

Conclusie

		neerwaarts	=	opwaarts
$P_{\text{caisson, rek.}}$	+	$P_{\text{ballastrek.}}$	=	$P_{\text{waterrek.}}$
71,9	+	$P_{\text{ballastrek.}}$	=	83,0
		$P_{\text{ballastrek.}}$	=	11,1

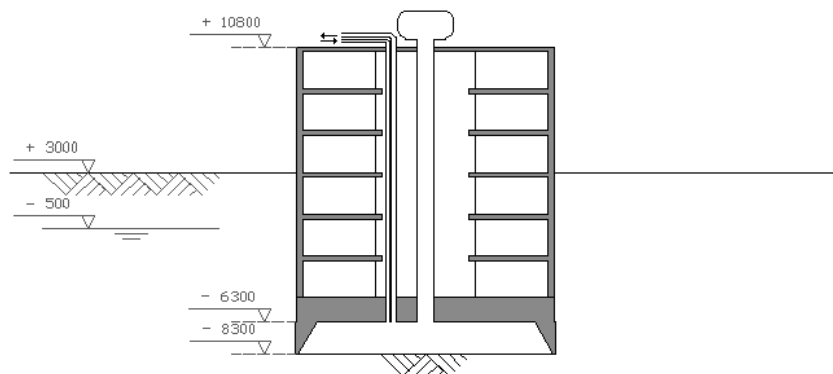
Waarden in kN/m^2

Uit de bovenstaande evenwichtsvergelijking tussen de op- en neerwaartse drukken blijkt dat het ballast *minimaal* een druk moet uitoefenen van $11,1 \text{ kN/m}^2$ (rekenwaarde) om het evenwicht te verbreken en het caisson te doen zakken.

6.6 Fase 4: Bouw $2\frac{1}{2}$ caisson

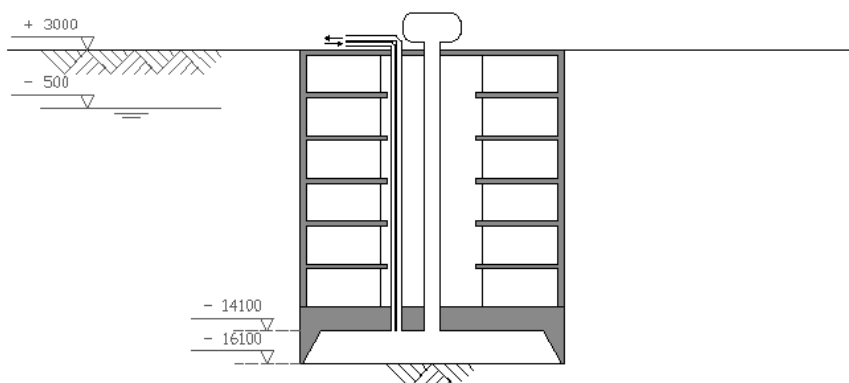
Bovenop de reeds afgezonken halve constructie, worden de overige lagen opgebouwd uit de diverse (deels prefab) elementen. Een punt van aandacht in deze fase is het verplaatsen van de diverse installaties en het verlengen van de schachten en leidingen naar het nieuwe hoogste niveau: het dak van het caisson.

Tevens dient rekening gehouden te worden met de toename van het eigen gewicht van het caisson tijdens de bouw van de bovenste helft van het caisson. Hierdoor wil het caisson wederom zakken; tijdens de bouw moet dit voorkomen worden door tegelijkertijd het aangebrachte ballast (verhoudingsgewijs) weg te nemen om zodoende het evenwicht te bewaren.



6.7 Fase 5: Afzinken $2\frac{1}{2}$ caisson

Deze fase staats wederom in het teken van de afzinkprocedure; het caisson wordt in deze fase afgezonken tot de ontwerpdiepte van 14,1 m – NAP (o.k. vloer). Wederom zal er door middel van ballast voor moeten worden gezorgd dat het evenwicht tussen op- en neerwaartse druk wordt verbroken en het geheel onder invloed van het eigen gewicht afzinkt. De minimaal benodigde hoeveelheid ballast zal hieronder aan bod komen.



Opwaartse druk

$$\begin{aligned}
 P_{\text{water; o.k. vloer; rep.}} &= \gamma_{\text{water}} \cdot h_{\text{waterkolom}} \\
 &= 10,0 \cdot 15,6 = 156,0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{water; o.k. vloer; rek.}} &= P_{\text{water; o.k. vloer; rep.}} + (0,5 \cdot \gamma_{\text{water}}) \\
 &= 156,0 + (5,0 \cdot 10,0) = 161,0
 \end{aligned}$$

Waarden in kN/m²

Neerwaartse druk

$$V_{\text{caisson}} =$$

$V_{\text{buitenwanden}}$	=	opp.doorsnede	·	h		
	=	24,9	·	15,6	=	388,4
		m^2		m^1		m^3
V_{vloer}	=	opp.	·	h		
	=	252,0	·	1,5	=	378,0
		m^2		m^1		m^3
$V_{\text{snijranden}}$	=	opp.doorsnede	·	omtrek		
	=	1,5	·	58,6	=	87,9
		m^2		m^1		m^3
$V_{\text{tussenvloeren}}$	=	opp. vloer	·	h	·	aantal vloeren
	=	146,6	·	0,3	·	5
		m^2		m^1		-
						m^3
V_{dak}	=	opp.	·	h		
	=	222,8	·	0,3	=	66,8
		m^2		m^1		m^3
$V_{\text{binnenwanden}}$	=	opp.doorsnede	·	h		
	=	6,3	·	15,3	=	96,4
		m^2		m^1		m^3
Totaal:		1.237,5		m^3		
Volume gewicht gewapend beton:		24		kN/m^3		
Kracht:		29.699		kN		
Oppervlakte:		252		m^2		
$P_{\text{caisson, rep.}}$		117,9		kN/m^2		
$P_{\text{caisson, rek.}}$	=	$P_{\text{caisson, rep.}}$	·	0,9	=	106,1 kN/m^2

Conclusie

		neerwaarts	=	opwaarts
$P_{\text{caisson, rek.}}$	+	$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	$P_{\text{water, rek.}}$
106,1	+	$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	161,0
		$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	54,9

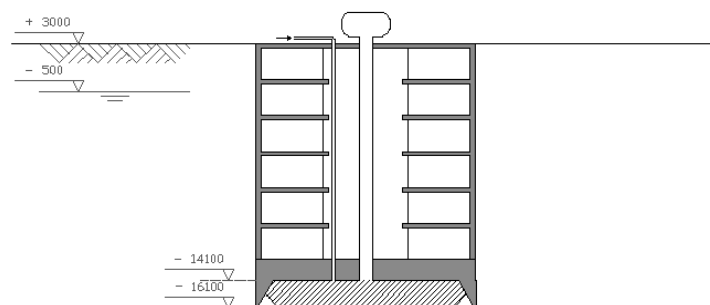
Waarden in kN/m^2

Uit de bovenstaande evenwichtsvergelijking tussen de op- en neerwaartse drukken blijkt dat het ballast *minimaal* een druk moet uitoefenen van $54,9 \text{ kN/m}^2$ (rekenwaarde) om het evenwicht te verbreken en het caisson te doen zakken.

6.8 Fase 6: Vulbeton

Deze fase is van belang omdat hierin de werkkamer wordt volgestort met vulbeton; dit vulbeton heeft vooral een toenemend effect van het eigen gewicht van het caisson en daarmee een reducerend effect op het toe te passen ballast.

Het vulbeton wordt door middel van stekken uit de vloer verbonden met de rest van de constructie.



Opwaartse druk

$$P_{\text{water; o.k. vloer; rek.}} = 161,0 \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{zie § 6.7})$$

Neerwaartse druk

$$V_{\text{caisson}} = 1.237,5 \quad \text{m}^3 \quad (\text{zie § 6.7})$$

$$V_{\text{vulbeton}} = \text{opp. gemiddeld} \cdot h = 181,7 \cdot 2,0 = 363,4 \quad \text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Totaal:} & \quad 1.600,9 \quad \text{m}^3 \\ \text{Volume gewicht gewapend beton:} & \quad 24 \quad \text{kN/m}^3 \\ \text{Kracht:} & \quad 38.421 \quad \text{kN} \\ \text{Oppervlakte:} & \quad 252 \quad \text{m}^2 \\ P_{\text{caisson, rep.:}} & \quad 152,5 \quad \text{kN/m}^2 \\ P_{\text{caisson, rek.}} = P_{\text{caisson, rep.}} \cdot 0,9 & \quad = 137,2 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Conclusie

		neerwaarts	=	opwaarts
$P_{\text{caisson, rek.}}$	+	$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	$P_{\text{water, rek.}}$
137,2	+	$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	161,0
		$P_{\text{ballast, rek.}}$	=	23,8

Waarden in kN/m²

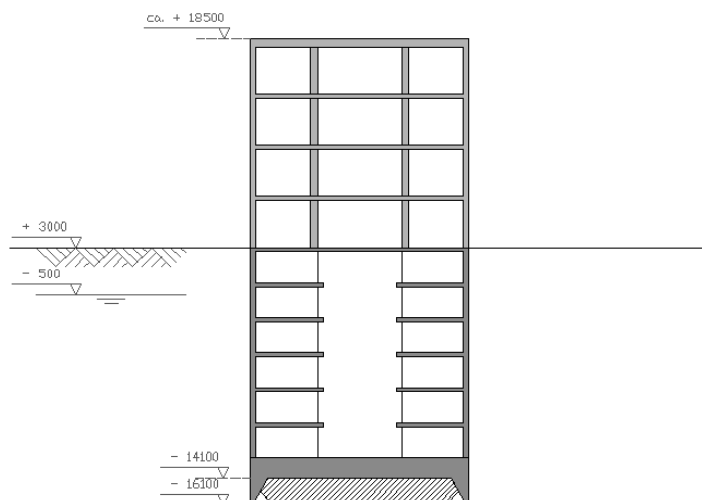
Uit de bovenstaande evenwichtsvergelijking tussen de op- en neerwaartse drukken blijkt dat het ballast verminderd kan worden, zolang het maar een druk blijft uitoefenen van 23,8 kN/m² (rekenwaarde) om het evenwicht te bewaren.

6.9 Fase 7: Bouw bovenbouw

Deze een na laatste fase staat in het teken van de bouw van het bovenliggende pand. Hiervoor dienen de aangebracht installaties, schachten en leidingen te worden verwijderd en kan laag voor laag de bovenbouw worden aangebracht.

Deze bovenbouw is van groot belang omdat zonder deze bovenconstructie het tijdelijke ballast niet verwijderd kan worden. Zou dit wel gebeuren; dan is de opwaartse waterdruk groter dan het neerwaartse eigen gewicht van de constructie en bestaat de kans dat het geheel wil opdrijven.

Geadviseerd wordt derhalve om de tijdelijke belasting gedurende de bouw van het pand aangebracht te laten en deze pas te verwijderen als de bouw van het pand is afgerond.



Opwaartse druk

$$P_{\text{water; o.k. vloer; rek.}} = 161,0 \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{zie § 6.7})$$

Neerwaartse druk

$$P_{\text{caisson; rek.}} = 137,2 \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{zie § 6.7})$$

$$P_{\text{bovenbouw; rek.}} = 4 \text{ bouwlagen} \cdot 7 \text{ kN/m}^2 = 28,0 \quad \text{kN/m}^2$$

Conclusie

				neerwaarts	=	opwaarts
$P_{\text{caisson; rek.}}$	+	$P_{\text{ballast; rek.}}$	+	$P_{\text{bovenbouw; rek.}}$	=	$P_{\text{water; rek.}}$
137,2	+		+	28,0	=	161,0
				$P_{\text{ballast; rek.}}$	=	-4,2

Waarden in kN/m²

Uit de bovenstaande evenwichtsvergelijking blijkt dat ballast in de eindsituatie overbodig is aangezien het eigen gewicht van de geotechnische constructie in combinatie met de bovenbouw voor een dusdanige neerwaartse druk zorgen, dat het caisson ten gevolge van de opwaartse waterdruk niet zal opdrijven.

6.10 Consolidatie controle

Aangezien er zich een kleilaag direct onder het caisson bevindt; is het raadzaam te controleren of er geen verzakking door het gewicht van de nieuwe constructie zal plaatsvinden. De vuistregel die hierbij geldt is: is de nieuwe constructie lichter dan het verwijderde grondmassief, dan is zal er geen zetting optreden. Deze vuistregel volstaat om te concluderen of de constructie eventueel op drukpalen gefundeerd dient te worden; dit komt overigens zelden voor bij caissons in verband met de, over het algemeen, grote dimensies en drukspreiding van de constructies. Aangezien de bovenbouw in deze situatie als ongunstig moet worden aangenomen is per laag de waarde van 15 kN/m² aangenomen; vier lagen maakt 60,0 kN/m².

Gewicht nieuwe constructie:

Bovenbouw:	60,0	kN/m ²	252,0	m ²	15.120	kN
Caisson:	1.237,5	m ³	24,0	kN/m ³	29.699	kN
Vulbeton:	363,4	m ³	24,0	kN/m ³	8.722	kN
Ballast (max.):	54,9	kN/m ²	252,0	m ²	13.835	kN
Totaal:					67.367	kN

Gewicht verwijderd grondmassief:

γ kN/m ³	Δh m	opp. m ²	F kN
17	3,5	253,2	15065
20	2	253,2	10128
20	6	253,2	30384
18	0,5	253,2	2279
20	4,5	253,2	22788
18	0,6	253,2	2735
Totaal:			83.379

Vuistregel:

$$\text{gewicht nieuwe constructie} < \text{gewicht verwijderd grondmassief}$$

$$67.367 \text{ kN} < 83.379 \text{ kN}$$

Er wordt ruimschoots aan de eis voldaan; de kleilaag zal onder het gewicht van de bovenliggende aan te brengen constructie geen zettingverschijnselen vertonen, deze kleilaag is door het gewicht van het verwijderde grondmassief reeds in het verleden overgeconsolideerd. Er bestaat echter altijd het risico dat deze laag zwelverschijnselen zal vertonen; hierom wordt aanbevolen deze 15 cm laag eveneens af te graven en de vloer van de geotechnische constructie 15 cm dikker te maken. Met deze reden wordt het eigen gewicht nog iets meer vergroot, zal er geen swelling plaatsvinden en staat de constructie op de goede draagkrachtige, pleistocene zandlaag van 16,25 m - NAP.

6.11 Conclusie

Uit de evenwichtsvergelijkingen blijkt dat er geen trekelementen noodzakelijk zijn in de eindsituatie en dat door het toepassen van ballast in de uitvoeringsfase eveneens trekelementen overbodig zijn.

Het ballast moet een maximale druk kunnen leveren van $54,9 \text{ kN/m}^2$; deze druk is namelijk nodig in belastinggeval 1 bij afwezigheid van vulbeton en bovenbouw. Dit belastinggeval is derhalve maatgevend voor het toe te passen ballast. In andere belastinggevallen is minder ballast vereist, waardoor wordt aanbevolen een variabel ballast te gebruiken. Een goede optie is het vullen van tijdelijk aangebrachte compartimenten in het caisson; deze compartimenten dienen gevuld te worden met water of zand en naargelang noodzakelijk bijgevoerd of geleegd worden om zodoende het krachten spel en dus de evenwichtssituatie te beïnvloeden.

Tevens blijkt een (druk-)palenfundering overbodig, aangezien de geotechnische constructie van een lichter gewicht is dan de weggenomen grondmoot. De kans die hierbij optreedt, is swelling van de 15 cm dikke kleilaag tussen 16,10 m en 16,25 m – NAP; om deze reden wordt aanbevolen deze dunne laag eveneens af te graven en de vloer 15 cm dikker te maken.

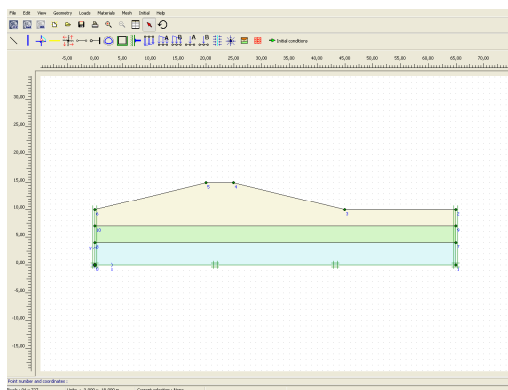
7 PLAXIS ANALYSE

7.1 Inleiding

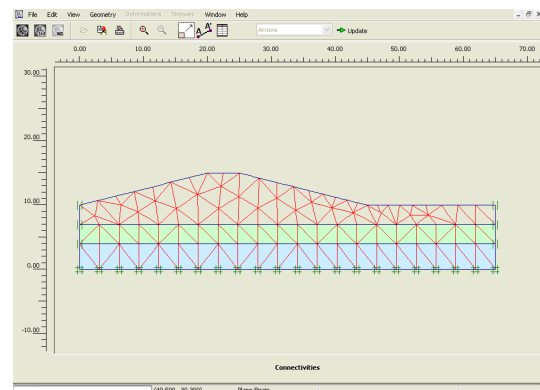
Het computerprogramma Plaxis 2D is ontwikkeld voor de analyse van vervormingen en stabiliteit van geotechnische projecten. Op geschematiseerde wijze wordt de situatie gemodelleerd en volgens het eindige elementen principe doorgerekend, waarna een gedetailleerd maar overzichtelijk resultaat van de berekeningen wordt gepresenteerd. De berekeningen van het programma zijn gebaseerd op de gronddruk theorie van het Mohr-Coulomb model.



Het model simuleert een 3D probleem tot een 2D model bestaande uit punten, lijnen en clusters (vlakken ingesloten door lijnen) waarmee een model van een één meter brede strook beschouwd wordt. Het geometrische model bevat de representatieve gegevens, waarden en eigenschappen van de grondlagen, constructie elementen en belastingen. Tevens moet het bereik van het model dusdanig groot worden ingesteld, zodat de grenzen van het model de resultaten van de berekeningen niet (negatief) beïnvloeden.



Afb. 10: Voorbeeld geometrisch dijkmodel



Afb. 11: Voorbeeld draadmodel

Op basis van het model en de compositie van de clusters en lijnen wordt het eindige elementen model gegenereerd; waarna diverse resultaten visueel zichtbaar gemaakt kunnen worden, zoals groottes en richtingen van gronddrukken, vervormingen, e.d..

Het doel van de modellering van het caisson in Plaxis 2D is inzicht te krijgen in de optredende effecten in de ondergrond en de effecten van de bijzondere constructie, zoals de snijranden en de bentonietseleuf. Door middel van het programma zullen deze effecten gevisualiseerd worden door middel van grafische weergaven van drukverdelingen, verplaatsingsschema's et cetera. In tegenstelling tot bijvoorbeeld damwandtechnieken zijn dergelijke verschijnselen bij caissonstechniek nog niet bekend en is het daarom vrij innovatief om deze effecten, vooral in combinatie met de nabije funderingsdruk van de belastingen, te modelleren en door te rekenen met behulp van dergelijke computerprogramma's.

7.2 Uitgangspunten

De Plaxis-analyse begint met het correct modelleren van de geotechnische constructie in de vastgestelde grondopbouw van de projectlocatie. Dimensies en eigenschappen zijn verkregen uit de voorgaande hoofdstukken en voorgaande rapporten (zoals rapport 4: *Variantenstudie*).

De caissonconstructie is een combinatie van een geotechnische betonconstructie, bentonietsmering, een werkkamer waar luchtoverdruk heerst en invloeden van belendende funderingen. Aangezien het gaat om een zeer complexe constructie heeft Plaxis veel moeite om al deze diverse onderdelen in één model correct door te kunnen rekenen. Om deze reden is het noodzakelijk om een aantal vereenvoudigingen te maken; deze vereenvoudigingen maken dat het model simpeler wordt, maar de uitkomst toch een representatief beeld geeft.

Ten behoeve van het model is slechts de maatgevende zijde van het caisson gemodelleerd: de zuidzijde met het belendende gebouw van zes bouwlagen.

7.2.1 Vereenvoudigingen

Caisson

Modelleren van de diverse tussenvloeren, met andere stijfheden dan de wanden, heeft veel voeten in aarde en levert extra (onnodige) complexiteit voor Plaxis op. Om dit alles te vergemakkelijken is het caisson gemodelleerd als massief betonnen blok met de contouren van het caisson; dit beton heeft dezelfde stijfheid als B65-beton, echter heeft het geen eigen gewicht. Uit het voorontwerp is inmiddels gebleken dat uitbuiging van de wanden verwaarloosbaar zijn, waardoor de stempelende werking van de vloeren niet perse gemodelleerd hoeft te worden in het Plaxis-model. Het eigen gewicht is vervolgens toegekend als een gelijkmatig verdeelde belasting op de caissonvloer, waardoor deze zich in zijn geheel toch representatief gedraagt.

Fundering belendingen

De fundering van het belendende pand aan de maatgevende zijde van het caisson is gemodelleerd als gelijkmatig verdeelde belasting op één meter breedte op de aangenomen diepte van 3,0-MV. De dichtst bij het caisson aanwezige funderingsstrook (gevel) heeft een belasting van 90 kN/m^2 ; tevens zijn er nog twee andere funderingsstroken gemodelleerd (h.o.h. 8 m.) met elke een funderingsdruk van 150 kN/m^2 .

Bentoniet

Het modelleren van vloeistoffen anders dan grondwater, is erg lastig in Plaxis. Tevens levert dit veelal problemen op bij de berekeningen. Hierom is ervoor gekozen om de bentonietsleuf langs de wand van het caisson te modelleren als grondwater met de eigenschappen van de bentonietspoeling; bentoniet is immers niets anders dan een bijzondere kleioplossing dat door toevoeging van verzwaringsmiddelen een volumieke massa van $14,0 \text{ kN/m}^3$ kan bereiken.

Bentoniet in de werkkamer

Plaxis kan slecht overweg met lege, niet omsloten ruimten in de grond; om deze reden is ervoor gekozen de luchtoverdruk in de werkkamer eveneens te modelleren als zijnde een bentonietoplossing. Op deze wijze kan het programma alsnog de berekening beginnen en zorgt de volumieke massa van het bentoniet (welke groter is dan dat van het grondwater en derhalve is aangenomen op $\gamma = 11,0 \text{ kN/m}^3$) voor overdruk in de werkkamer.

7.2.2 Modellen

Zoals inmiddels duidelijk is, is het caisson (zelfs voor ervaren gebruikers van het programma) bijzonder lastig om te modelleren en tevens ontzettend moeilijk voor het programma om door te rekenen.

Normaal gesproken rekent het programma een model in verschillende stappen uit; echter door de complexiteit van het caissonmodel wordt veelal vroegtijdig de berekening gestaakt. De resultaten van deze laatst berekende stap zijn geanalyseerd.

De toegepaste modellen zijn telkens iets uitgebreider dan de vorige, om zodoende de invloeden van de diverse onderdelen zichtbaar te maken. Het caisson is allereerst berekend in zijn eindsituatie, vervolgens is hetzelfde model uitgebreid met de bentonietsleuf en als laatste met de gevulde werkkamer. De onderstaande opsomming geeft een overzicht van de drie modellen die zijn berekend:

- Model 1:* Eindsituatie; werkkamer en bentonietsleuf volgestort met beton
- Model 2:* Werkkamer volgestort met beton; bentonietsleuf gevuld met bentoniet
- Model 3:* Werkkamer en bentonietsleuf gevuld met bentoniet

Tevens is het op deze manier mogelijk om de invloed van deze onderdelen (bentonietsleuf en werkkamer) zichtbaar te maken, door deze met de eindsituatie te vergelijken.

7.3 Model 1

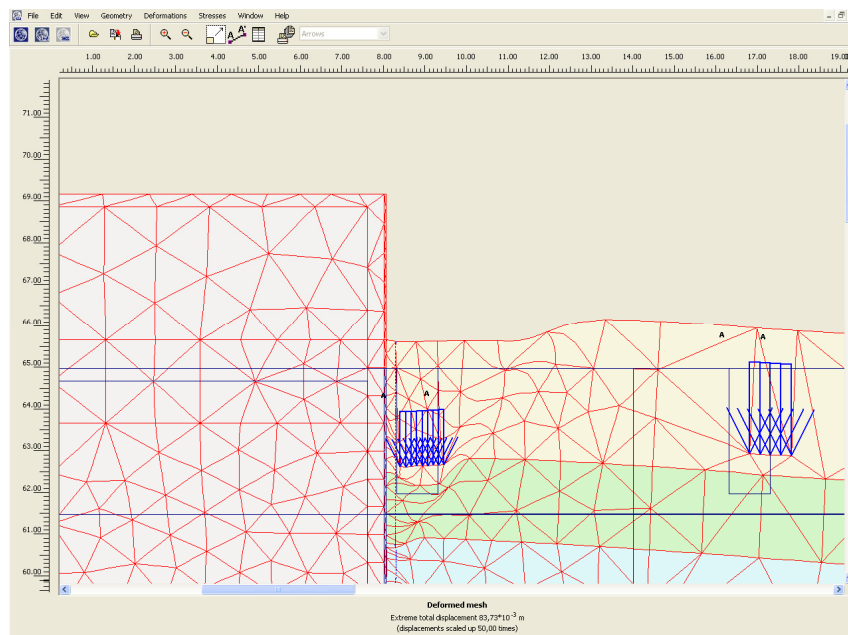
7.3.1 Inleiding

Het eerste model dat in Plaxis 2D is gemodelleerd is de eindsituatie; in deze situatie zijn zowel de werkkamer als de bentonietsleuf volledig volgestort met beton. Deze situatie bereikt het caisson als het tot op de ontwerpdiepte is afgezonken en de werkkamer na de graafwerkzaamheden kan worden volgestort en de bentonietsleuf geen functie meer vervuld. Deze sleuf wordt ook met beton volgestort. Plaxis heeft dit model, gezien zijn beperkte complexiteit, volledig door kunnen rekenen; de uitkomsten van deze berekening worden in de volgende subparagrafen behandeld.

7.3.2 Verplaatsingen

De onderstaande afbeelding geeft het model weer als draadfiguur, waarin duidelijk de vervormingen te zien zijn. Dit zogenaamde *mesh* is verfijnd rond de gebieden die voor het project interessant zijn, zoals: langs de wand en rond de snijrand.

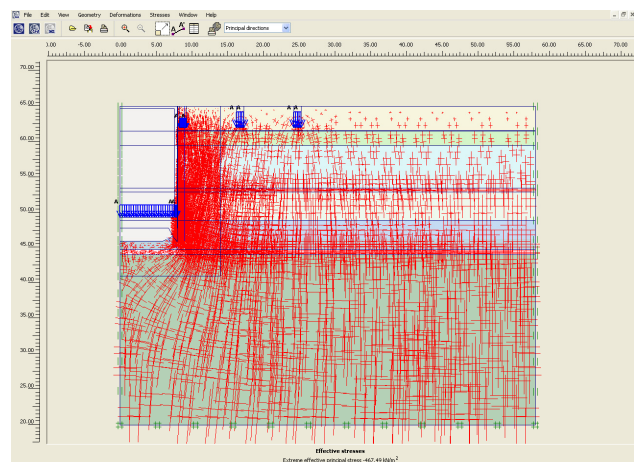
De vervormingen in het model zijn 50x vergroot om deze goed zichtbaar te maken; dit geeft daarom een vertekent beeld van de werkelijkheid. De maximaal optredende verplaatsing is volgens de berekening 8,37 cm in opwaartse richting; dit is in tegenspraak met de eerdere bepalingen, waarbij is vastgesteld dat de neerwaartse druk groter is dan de opwaartse druk (zie hoofdstuk 5).



Afb. 12: Verplaatsingen van het draadmodel

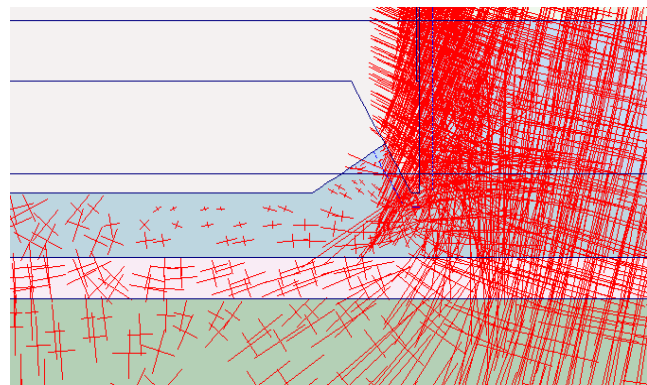
7.3.3 Korrelspanning

De optredende korrelspanningen worden weergegeven door rode kruisjes (afbeelding 27), waarbij de grootte en richting van het kruisje corresponderen met respectievelijk de grootte en richting van de korrelspanning. Aangezien het draadmodel rondom de wand en snijrand fijner is ingesteld dan elders, bevinden zich hier meer van deze kruisjes.



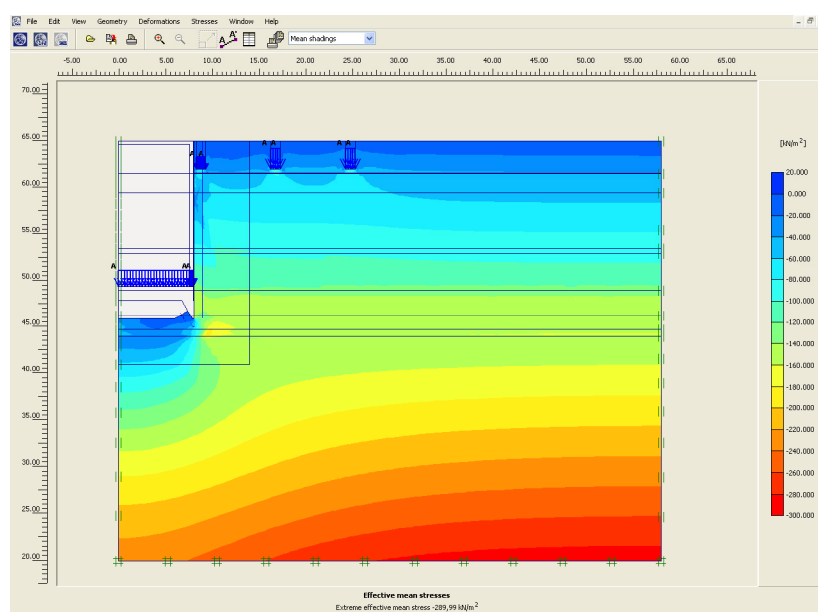
Afb. 13: Richting korrelspanningen

Een close-up van de snijrand toont duidelijk dat de richting van de korrelspanningen door de snijrand verandert. Direct achter de snijrand is de richting van de spanning naar de werkkamer toe, een stuk verderop zijn eveneens korrelspanningen waar te nemen die met een golvende beweging in de richting van de werkkamer optreden. Dit is met name gunstig tijdens de uitvoering, aangezien dit de grond is die aldaar moet worden verwijderd.



Afb. 14: Richting korrelspanningen – close-up snijrand

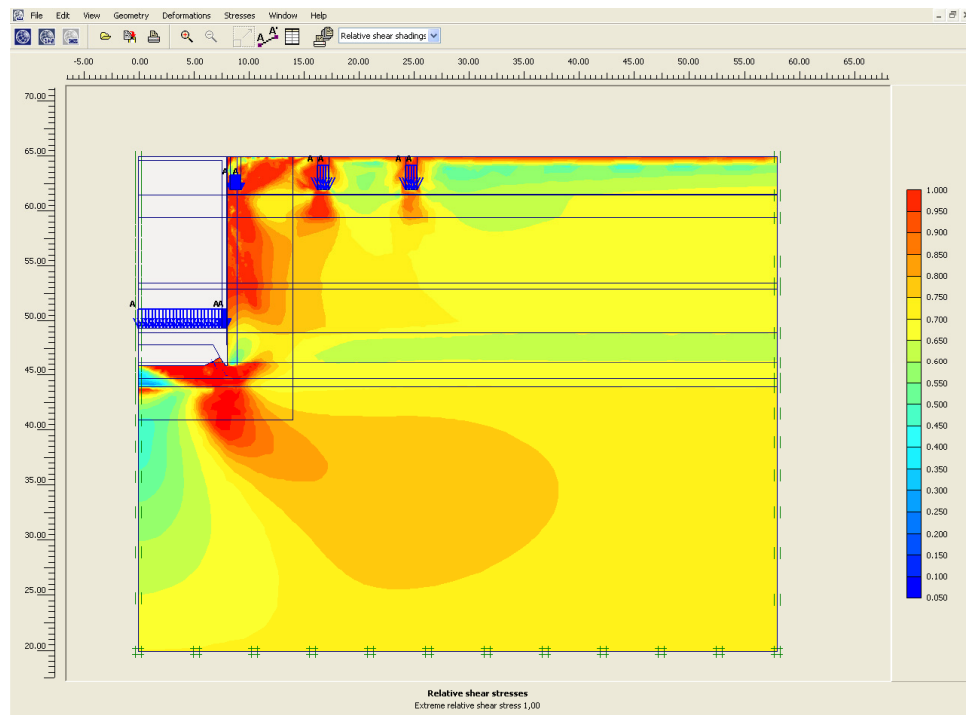
De gemiddelde korrelspanning is gevisualiseerd door middel van *shadings*. Deze kleurenstelling maakt in één oog opslag duidelijk hoe de gemiddelde korrelspanningen verlopen en zich ontwikkelen rond het model.



Afb. 15: Gemiddelde korrelspanningen

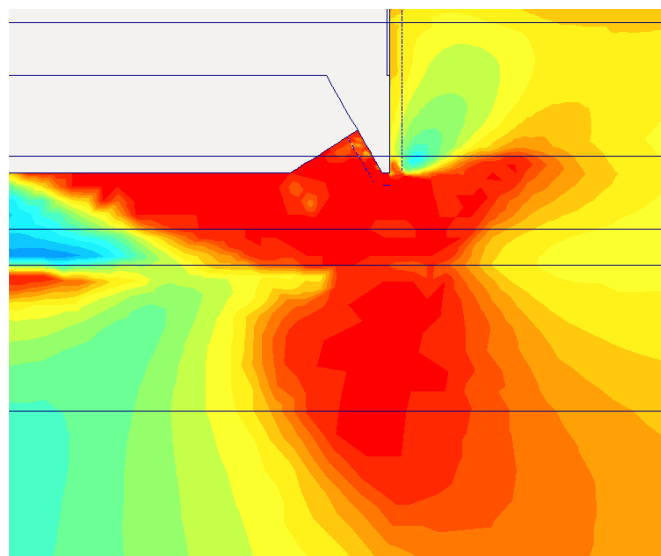
7.3.4 Relatieve schuifspanning

Afbeelding 16 geeft de *relative shear stresses* (relatieve schuifspanning) weer. Opvallend is dat langs de wand en rond de snijrand de schuifspanningen zijn toegenomen; met andere woorden is op deze wijze in beeld gebracht dat de gronddeeltjes onderhevig zijn aan wandwrijving en dat de snijrand de grond opzij heeft gedrukt waardoor de schuifspanning tussen de gronddeeltjes logischerwijs sterk is toegenomen.



Afb. 16: Relatieve schuifspanningen

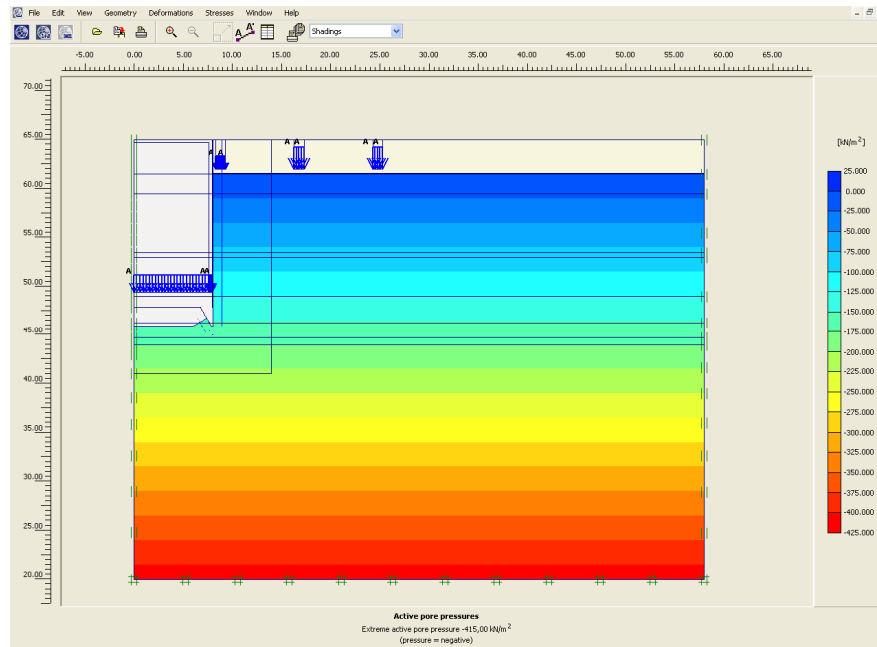
Aangezien dit verschijnsel vooral voor de uitvoering bijzonder interessant is, is de onderstaande close-up gemaakt. Hierin is duidelijk te zien dat de schuifspanningen rechts van de snijrand afnemen (de grond ontspant) terwijl deze onder en links van de snijrand toegenomen zijn. Zolang de werkkamer nog niet is volgestort, volgt de grond hierdoor de weg van de minst weerstand en zal het richting de werkkamer willen verplaatsen. Aldaar wordt het door arbeiders verwijderd en afgevoerd waardoor de draagkracht van de onderliggende grond zal afnemen en het caisson onder zijn eigen gewicht zal zakken.



Afb. 17: Relatieve schuifspanningen – close-up snijrand

7.3.5 Waterdruk

Behalve de verschijnselen van de grond, zijn ook de (grond-)watersverschijnselen visueel weergegeven. Net als de gronddrukken, is ook de waterdruk in *shadings* weergegeven. Hierin is duidelijk te zien dat de waterdruk per meter diepte toeneemt met de volumieke massa van water ($\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$).



Afb. 18: Waterdruk

7.4 Model 2

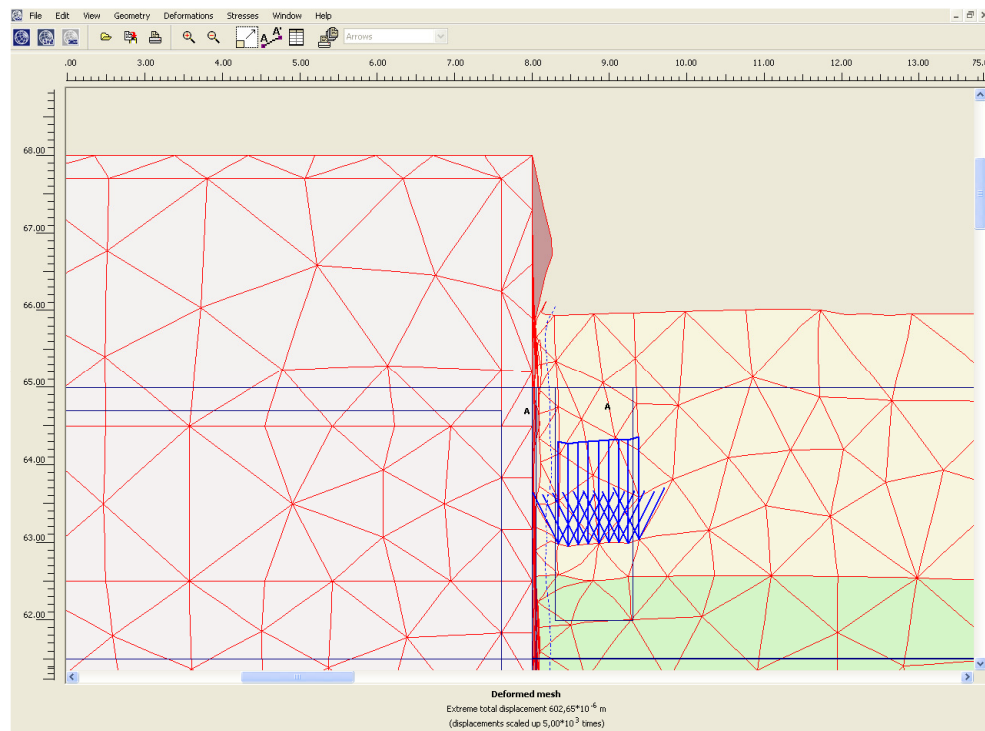
7.4.1 Inleiding

In het tweede model is het caisson zodanig gemodelleerd, dat de werkkamer reeds is volgestort met beton, terwijl de bentonietseuf nog gevuld is met de smerende bentonietoplossing.

Het model is niet geheel doorgerekend; het programma struikelt over de complexiteit die het bentonietmodel met zich meebrengt. Voortijdig is de berekening gestopt; de berekeningsresultaten op dit bezwijkmoment worden hieronder getoond en geanalyseerd.

7.4.2 Verplaatsingen

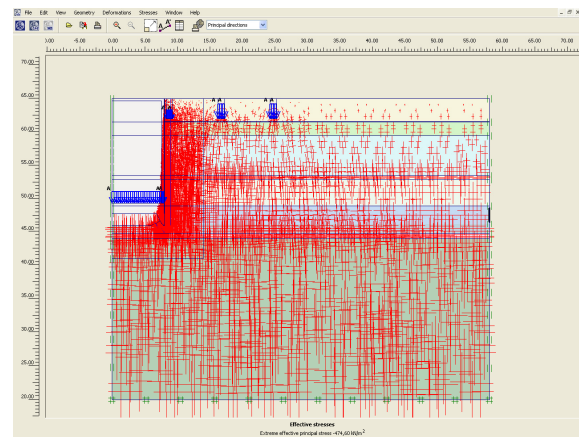
Het onderstaande draadmodel geeft de verplaatsingen van de constructie en de omgeving weer. De optredende verplaatsingen in het model zijn vrijwel nihil, waarbij de maximale verplaatsing is vastgesteld op $602,65 \cdot 10^{-6}$ m; ook hier zijn de vervormingen zijn ter verduidelijking vergroot (500x).



Afb. 19: Verplaatsingen van het draadmodel

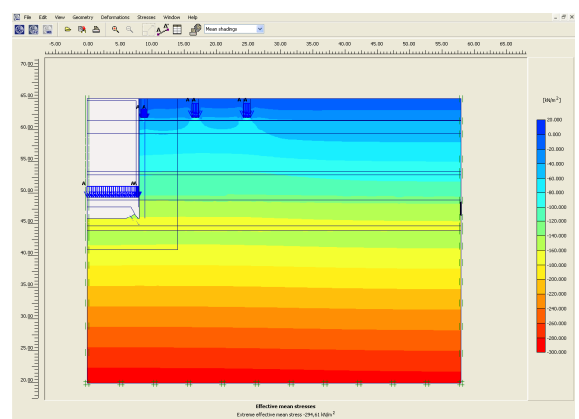
7.4.3 Korrelspanning

De onderstaande afbeelding geeft een overzicht van de effectieve spanningen, uitgebeeld door rode kruisjes. Vergelijken met model 1 is het opvallend dat de richting van de *effective stresses* in dit geval veel meer verticaal is en minder van richting wordt veranderd. De oorzaak hiervan ligt bij de toepassing van de bentonietsmering, waardoor de wandwrijving grotendeels is weggenomen en zodoende de funderingsdrukken meer verticaal worden afgedragen.



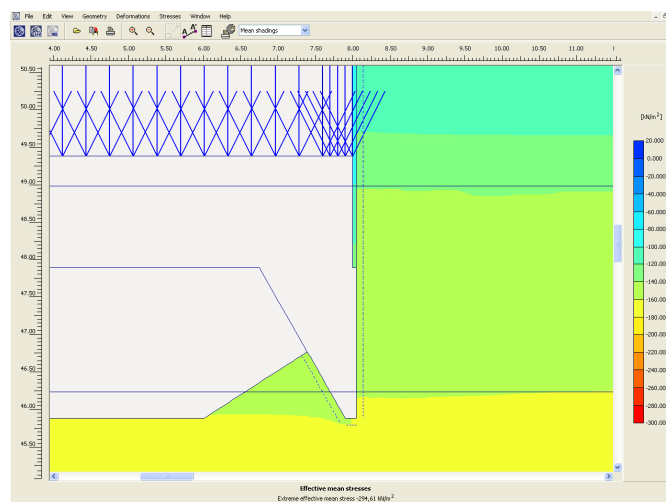
Afb. 20: Richting korrelspanningen

De nevenstaande afbeelding geeft een overzicht van gemiddelde korrelspanningen weer; duidelijk te zien is de werking van de belendende funderingen.



Afb. 21: Gemiddelde korrelspanningen

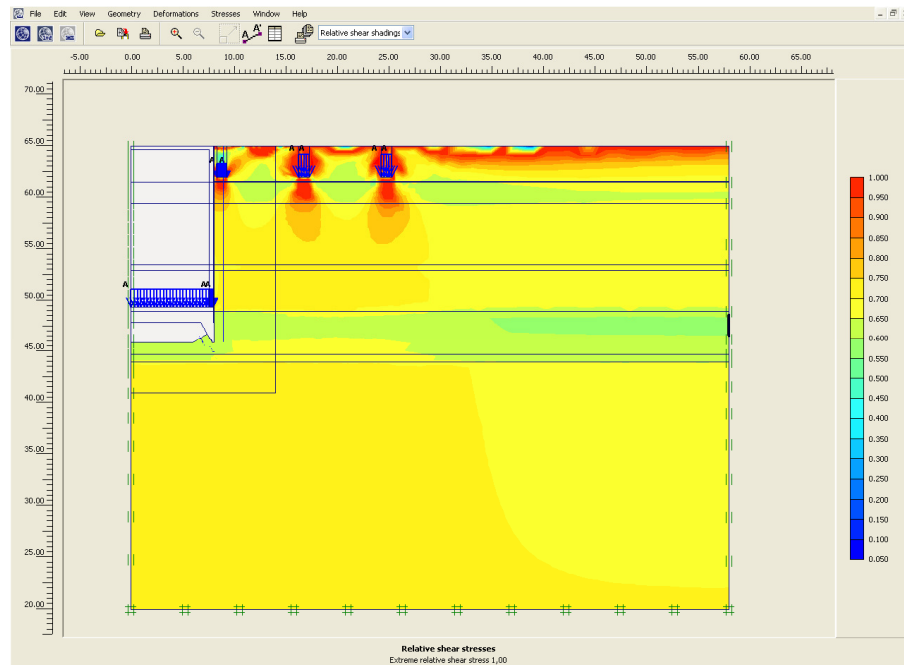
Uit de onderstaande close-up van de gemiddelde korrelspanning blijkt dat de bentonietspoeling niet is opgewassen tegen de drukken van de naastliggende grondlagen. De druk van deze naastliggende grond is groter dan de druk die de bentonietoplossing als reactie kan produceren. Dit betekent dat, ondanks dat de berekening niet volledig is doorgerekend, de bentonietsleuf zal worden ingedrukt door de gronddruk. De bentoniet zal als gevolg hiervan via de weg van de minste weerstand weggedrukt worden; aangezien de bovenzijde van de bentonietsleuf niet is afgesloten en het bentoniet niet onder extra druk staat, zal het daarom aan de bovenzijde op het maaiveld uitgedrukt worden (wat tevens terug te zien is in afbeelding 19 van het draadmodel).



Afb. 22: Gemiddelde korrelspanningen – close-up bentonietsleuf

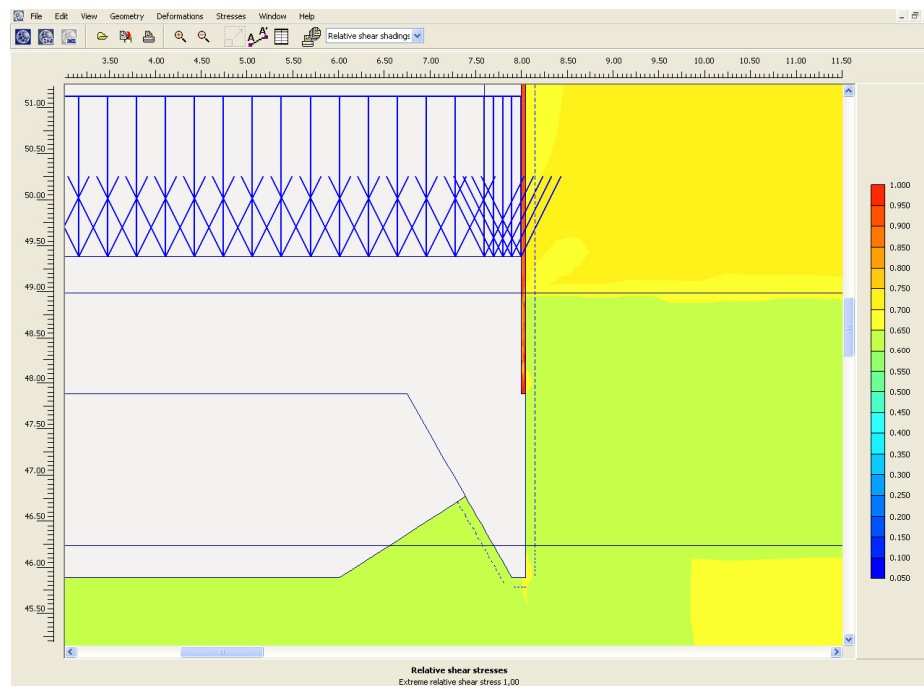
7.4.4 Relatieve schuifspanning

Afbeelding 23 geeft een overzicht van de optredende schuifspanningen. In verhouding met model 1 treden er bijzonder lage schuifspanningen op langs de caissonwand wat duidt op de smerende werking van de bentonietoplossing en het daarmee samenhangende reducerende effect op de wandwrijving langs de caissonwand; dit is tevens terug te zien in de significante afname van verplaatsing.



Afb. 23: Relatieve schuifspanning

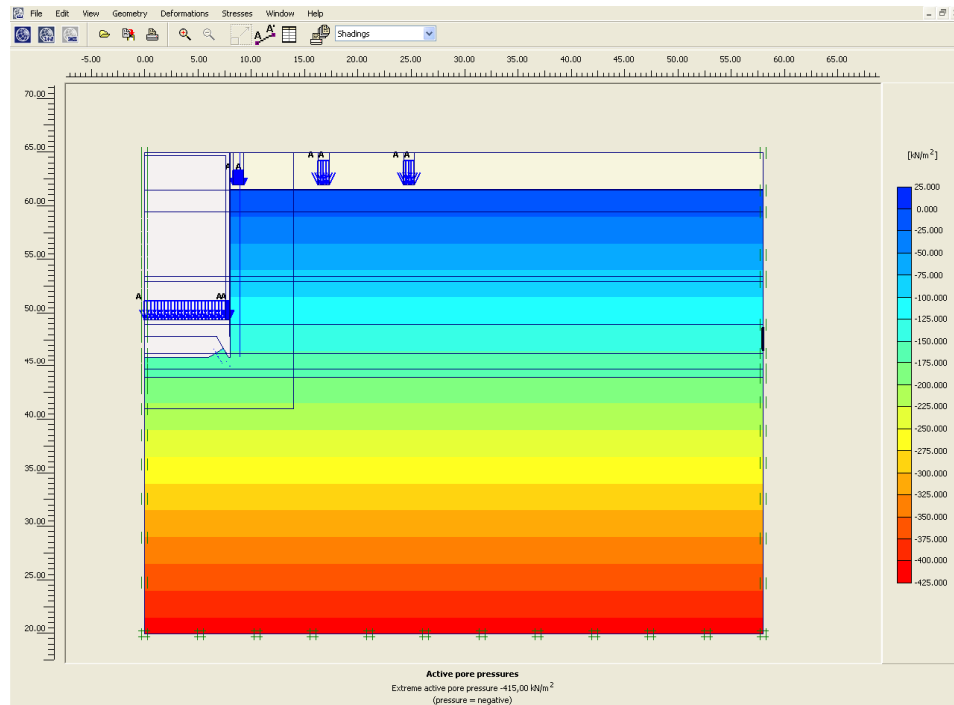
Vooraf de schuifspanning in de bentonietleuf is interessant; de rode kleur duidt op een relatief grote schuifspanning. Echter, het bentoniet kan als kleioplossing slecht schuifspanning opnemen en is het slecht samendrukbaar is. Op deze wijze is nogmaals benadrukt dat het bentoniet zal worden weggedrukt via de weg van de minste weerstand, namelijk richting het maaiveld.



Afb. 24: Relatieve schuifspanning – close-up bentonietleuf

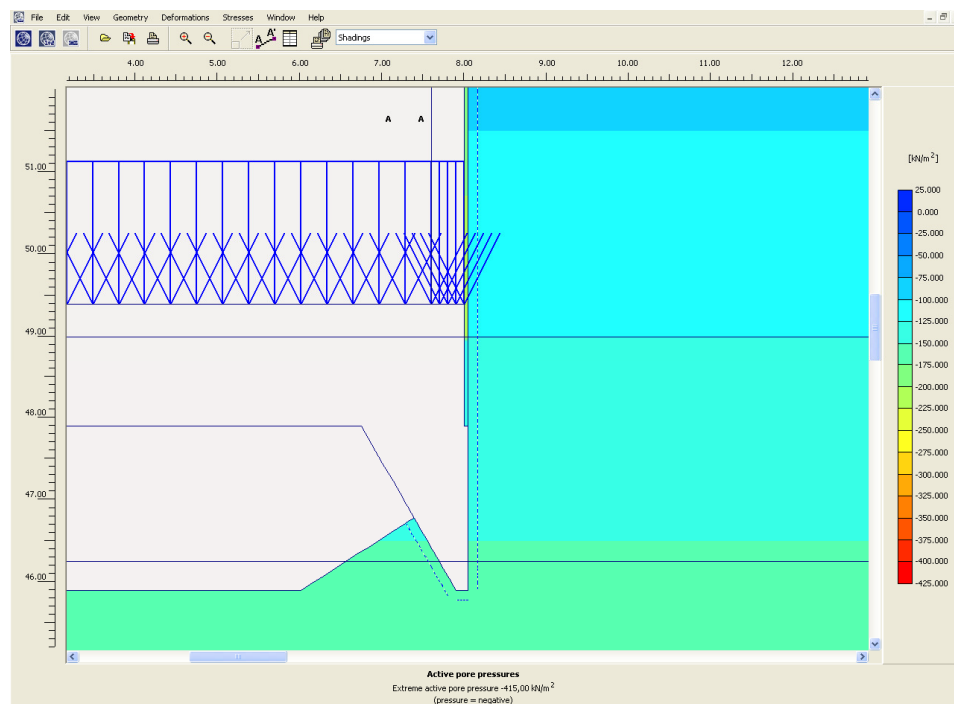
7.4.5 Waterdruk

Afbeelding 25 geeft de *active pore pressures*, oftewel de waterdruk, weer. Gezien de alzijdigheid van het grondwater is er door de toevoeging van de bentonietoplossing in de sleuf voor wat betreft deze waterdruk in het grondpakket weinig veranderd.



Afb. 25: Waterdruk

De onderstaande close-up geeft de drukken weer van het grondwater ($\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$) en dat van het bentoniet ($\gamma = 14,0 \text{ kN/m}^3$). Te zien is dat op dezelfde diepte de bentonietdruk groter is dan de lokale grondwaterdruk; dit verschijnsel was gezien de grotere volumieke massa te verwachten en is dusdanig bevestigd.



Afb. 26: Waterdruk – close-up snijrand en omgeving

7.5 Model 3

7.5.1 Inleiding

Het derde model staat in het teken van de werkkamer; deze is in dit model (ter vereenvoudiging) gevuld met bentoniet om zodanig de luchtoverdruk na te bootsen. Daarnaast is wederom de bentoniet sleuf gevuld met de bentonietoplossing.

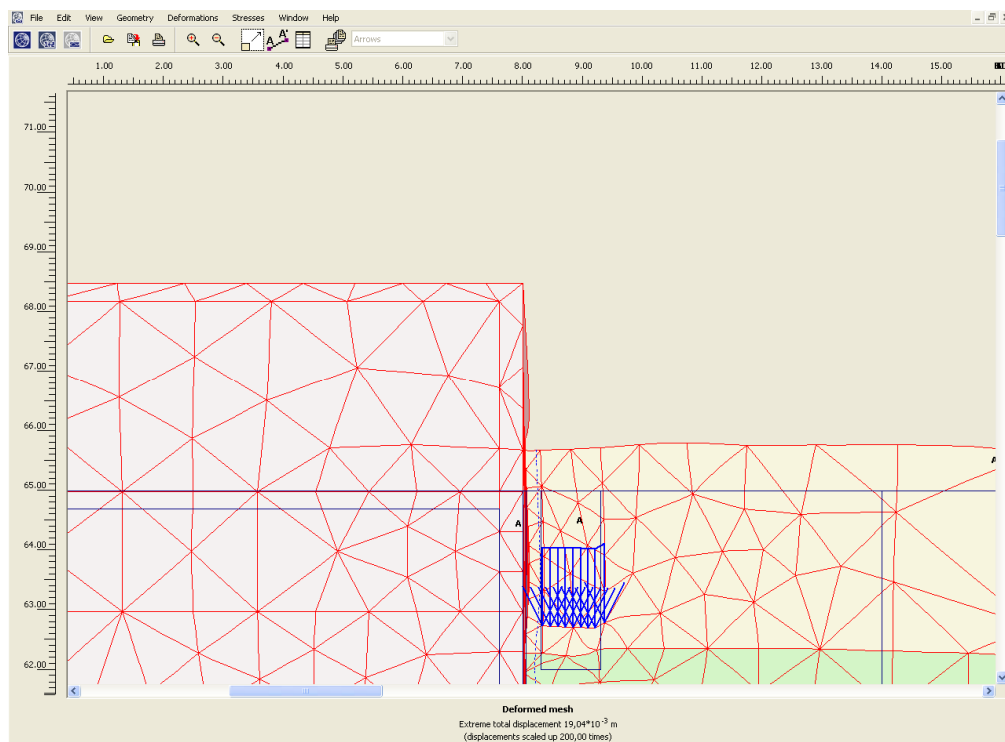
Uiteraard is het toekennen van nog een ingewikkelde bentonietoplossing en extra moeilijkheid voor Plaxis; zoals verwacht is deze berekening dan ook niet volledig uitgevoerd. Wederom is voortijdig de berekening gestaakt, waardoor slechts de resultaten op dit bezwijkmoment in deze subparagraaf getoond en geanalyseerd kunnen worden.

7.5.2 Verplaatsing

De onderstaande afbeelding van het draadmodel geeft te verwachten vervormingen weer. Uit het vervormde draadmodel blijkt de maximale verplaatsing slechts 19 mm te zijn (let op: de vervormingen zijn 200x vergroot). Deze verplaatsing vindt plaats ter hoogte van de caisson; met andere woorden is de caisson 19 mm omhoog verplaatst ten opzicht van zijn oorspronkelijke locatie (het maaiveld).

De verplaatsing van de naastliggende fundering komt verhoudingsgewijs neer op 5 mm opwaarts. In de worstcase scenario verplaatst het eerst volgende element (h.o.h. 8000 mm) niet, waardoor de relatieve hoekverdraaiing uitkomt op maximaal 1:1600.

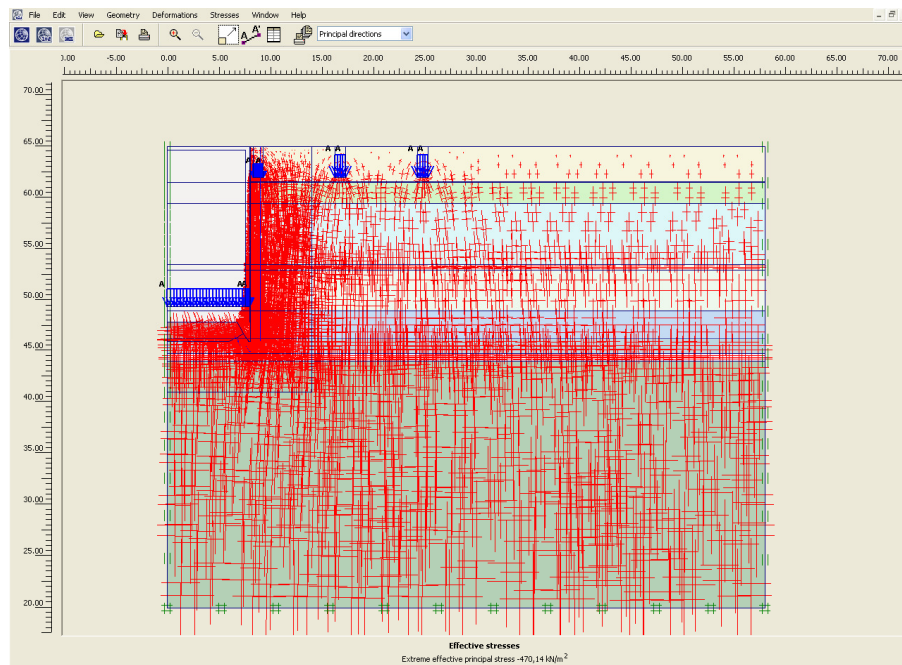
Tevens blijkt de bentoniet sleuf dichtgedrukt te worden, waardoor bentoniet omhoog geperst zal worden, zoals duidelijk in het onderstaande model zichtbaar is.



Afb. 27: Verplaatsingen van het draadmodel

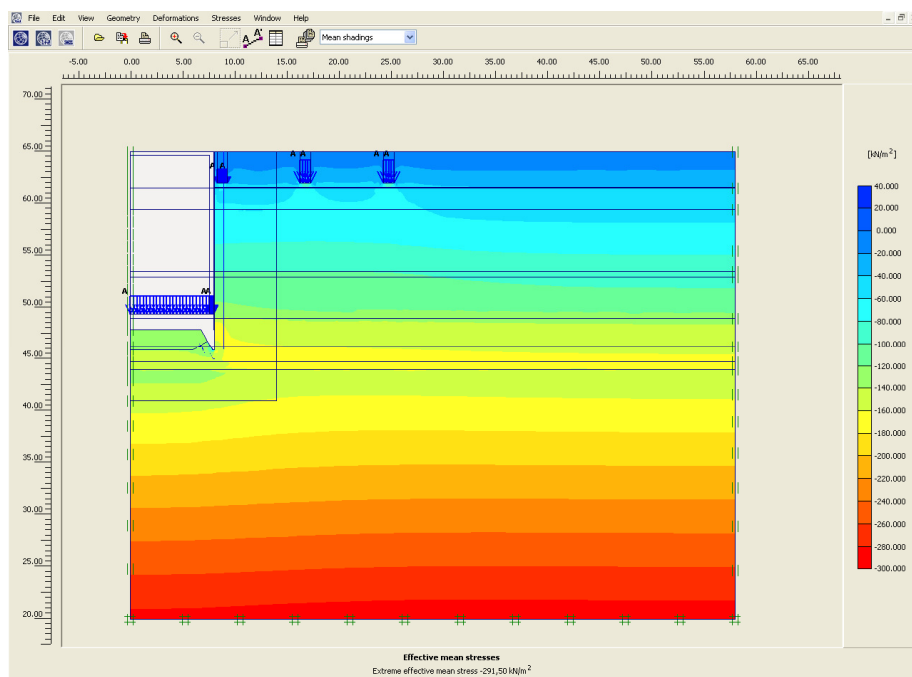
7.5.3 Korrelspanning

De optredende korrelspanningen zijn in afbeeldingen 28 weergegeven als rode kruisjes met een representatieve lengte en richting. Vergeliken met model 2 zijn er geen significante verschillen qua richting en krachtenafdracht; de spanningen treden voornamelijk in verticale richting op, met enige afwijking onder de snijranden.



Afb. 28: Richting korrelspanningen

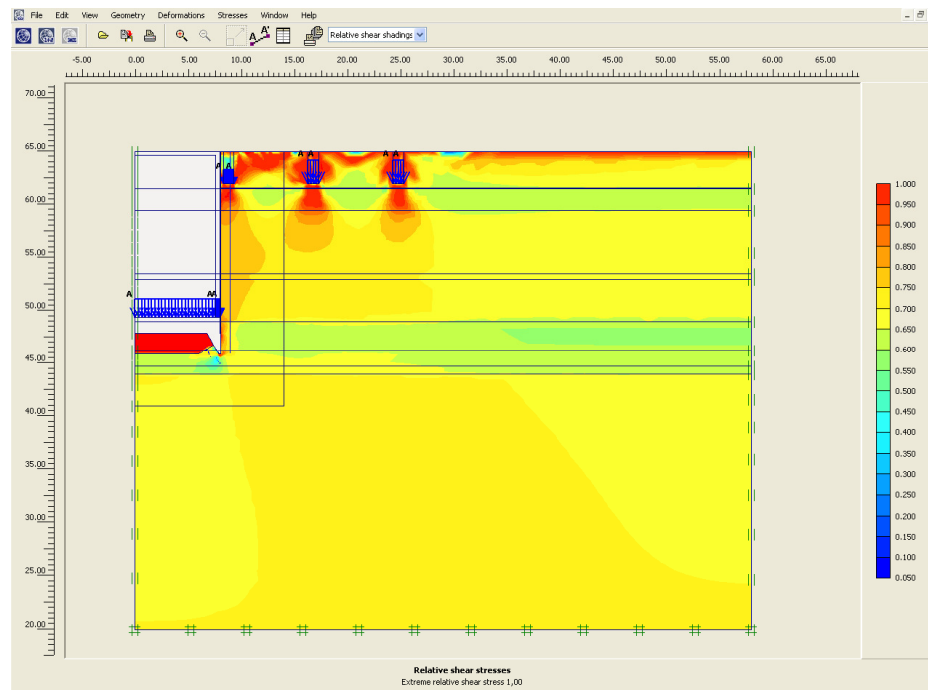
Het kleurenpalet van afbeelding 29 geeft aan dat de gemiddelde korrelspanningen verhoogd worden naast de snijrand. De oorzaak hiervan ligt aan het feit dat deze snijrand niet is voorzien van een bentonietsmering, zoals de bovenliggende wand.



Afb. 29: Gemiddelde korrelspanningen

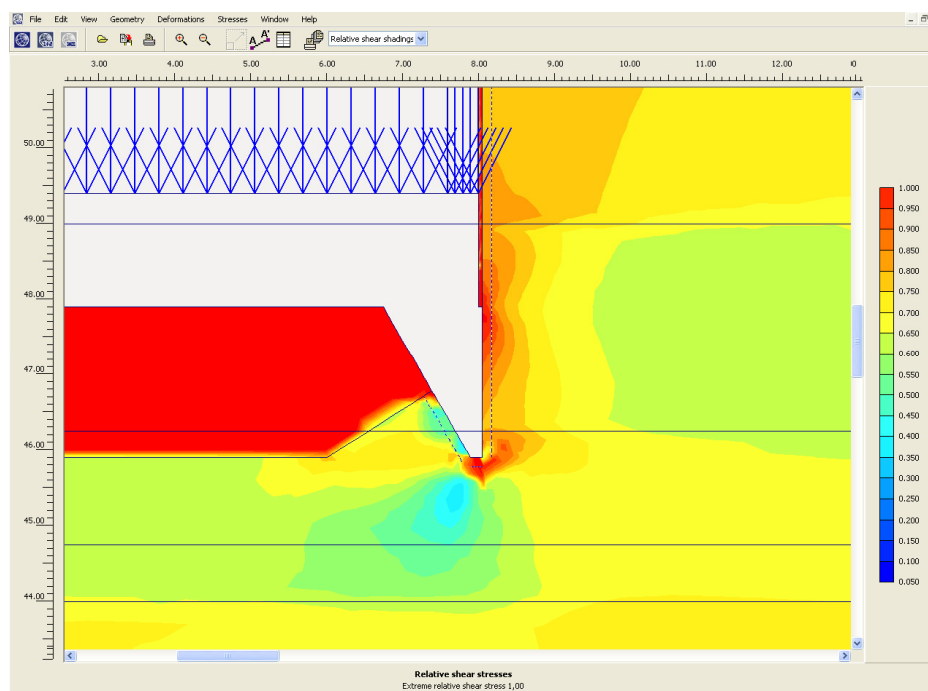
7.5.4 Relatieve schuifspanning

De volgende afbeeldingen zijn weergaven van de optredende schuifspanningen; hierbij geldt de kanttekeningen dat de grote schuifspanningen in de werkkamer in werkelijkheid niet op zullen treden aangezien de werkkamer in die situatie gevuld is met een luchtoverdruk in plaats van bentoniet. Deze lucht zal de optredende spanning moeten opnemen, met als gevolg dat het zal samendrukken en er eventueel een hogere luchtdruk gecreëerd moet worden.



Afb. 30: Relatieve schuifspanning

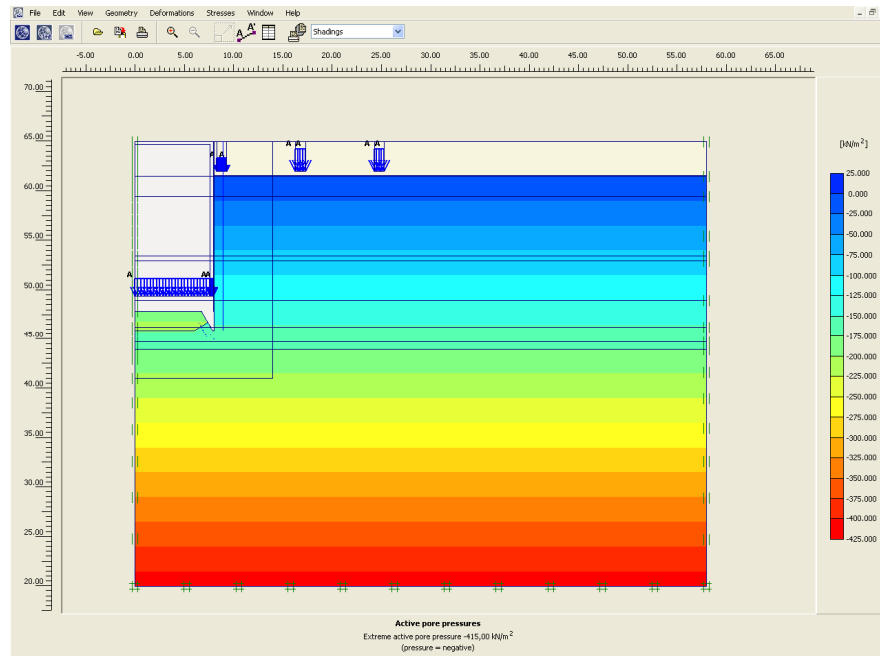
De onderstaande afbeelding is een close-up van de snijrand; hieruit blijkt dat er direct onder de snijrand een verhoging van de schuifspanning optreedt, welke doorzet langs de zijkant. Eenmaal aangekomen bij de bentoniet sleuf, neemt deze schuifspanning weer af. Deze afbeelding bevestigt daarmee het vermoeden dat er een hoge wandwrijving plaatsvindt.



Afb. 31: Relatieve schuifspanning – close-up snijrand en bentoniet sleuf

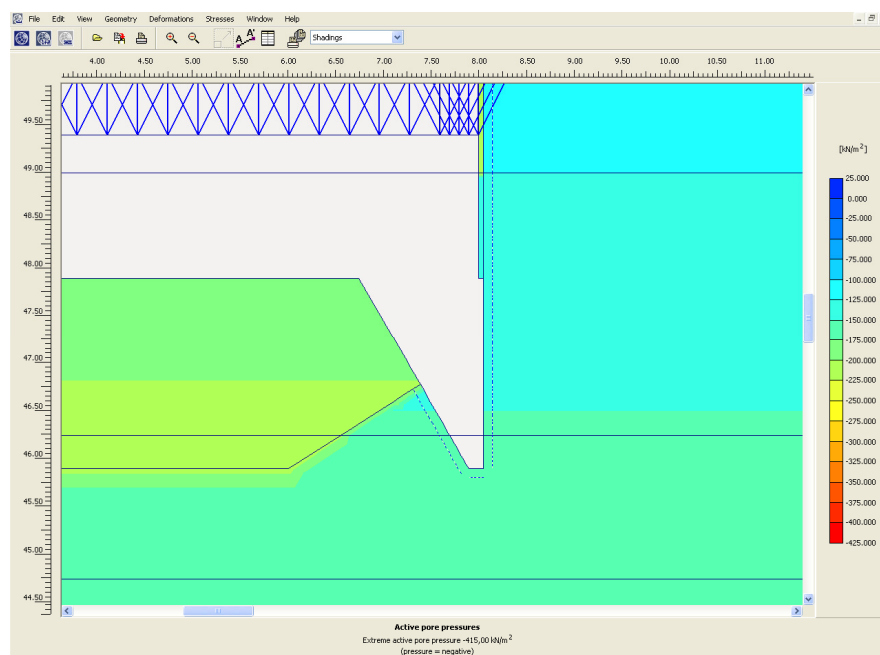
7.5.5 Waterdruk

De onderstaande afbeelding geeft de actieve waterspanningen weer door middel van *shadings*. Afwijkend van het vorige model zijn is dit geval de waterdruk in de werkkamer; uiteraard is dit het gevolg van de modellering van de luchtoverdruk als zijnde bentonietoplossing.



Afb. 32: Waterdruk

Afbeelding 33 is geeft een close-up weer van de drukdruk rondom de snijrand. Gezien de kleur van de waterdruk in de werkkamer is het modelleren correct uitgevoerd; de waterdruk in de werkkamer is hoger dan daarbuiten, wat erop duidt dat het grondwater uit de werkkamer wordt gehouden (in de werkelijkheid wordt dit bereikt door de luchtoverdruk in de kamer).



Afb. 33: Waterdruk – close-up snijrand en omgeving

7.6 Conclusie

Naar aanleiding van de voorgaande modelleringen van het caisson, zijn een aantal conclusies te trekken.

Tegen de verwachting in heeft Plaxis bepaald dat het caisson opwaarts zal verplaatsen. Uit het meest representatieve model (model 3 met zowel de bentonietsleuf als de werkkamer gevuld met gemodelleerde bentoniet) blijkt dat deze verplaatsing echter slechts 19 mm bedraagt.

De handberekening toont echter aan dat de constructie niet zal opdrijven. Gezien de complexiteit van het rekenprogramma en de moeilijkheid van het model wordt verondersteld dat de handberekening nauwkeuriger is dan de Plaxis 2D analyse; de aanbeveling hierbij is dan ook het model nog eens te berekenen maar dan met behulp van de 3D versie.

Het model geeft echter wel inzicht in optredende relatieve hoekverdraaiing. De grens is in het PvE vastgelegd op 1:750; in de worstcase scenario (waarbij de eerste funderingsstrook met 5 mm verplaatst, terwijl de tweede funderingsstrook op zijn plaats blijft) is de te verwachten relatieve rotatie slechts 1:1600.

Het bezwijkmechanisme van de grond in de omgeving van de snijrand is eveneens zichtbaar gemaakt. Voornamelijk de afbeeldingen van de schuifspanningen geven duidelijk weer dat deze spanningen direct onder de snijrand sterk toenemen. In de praktijk nemen deze toe, totdat de grond lokaal bezwijkt en wordt weggedrukt in de richting van de werkkamer, waar deze grond vervolgens wordt afgevoerd. Het gevolg is dat de constructie onder zijn eigen gewicht zal zakken, totdat er opnieuw evenwicht is hersteld en het proces weer van voor af aan begint.

Tevens is zichtbaar dat de bentonietoplossing te weinig weerstand kan bieden tegen de druk van het naastliggende grondpakket, met als gevolg het (lokaal) dichtdrukken van de sleuf en het weg persen van de bentonietoplossing richting het maaiveld. De bentonietspoeling is reeds gemodelleerd met verzwaringsmiddelen waardoor de volumieke massa is verhoogd tot $14,0 \text{ kN/m}^3$. Te concluderen is dat de bentonietspoeling onder een verhoogde druk in de gleuf moet worden aangebracht; dit zal echter grote uitvoeringstechnische problemen met zich meebrengen.

Naar aanleiding van deze bevindingen en in overleg met de begeleiders is besloten om enkele maatregelen te onderzoeken om de vervormingen zoveel mogelijk te beperken. Deze opties worden vervolgens eveneens gemodelleerd om zodoende hun effect te kunnen vergelijken met de uitgangssituatie. Het volgende hoofdstuk staat in het teken van deze maatregelen.

8 MAATREGELEN

8.1 Inleiding

Dit hoofdstuk staat in het teken van de uitvoering van het project en dan met name de maatregelen die getroffen kunnen worden om terreinzettingen, en hiermee zetting van belendende funderingen, zoveel mogelijk te beperken.

De staat en kwetsbaarheid van de belendende bebouwing zijn karakteriserend voor de uitvoering van het project. Het afzinken van het caisson, vlak naast deze bebouwingen kan schade veroorzaken aan deze panden. Met de hedendaagse technieken zijn er verschillende opties om deze ongewenste verschijnselen te beperken, zowel voorafgaand als tijdens de afzinkprocedure.

Allereerst zullen een aantal algemene maatregelen worden behandeld, waarna een keuze wordt gemaakt om enkele hiervan door middel van een Plaxis-analyse nader te onderzoeken naar hun zettingsbeperkende invloed.

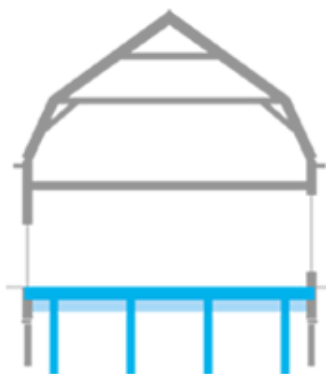
Twee hoofdvormen worden onderkend, namelijk aanpassingen aan de belendende fundering en aanpassingen aan het caissonontwerp.

8.2 Belendende fundering - palen

Het installeren van palen onder de zettingsgevoelige panden is een methode om (ongelijke) verzakkingen op te vangen. De palen kunnen op diverse manieren worden toegepast, zoals in de volgende subparagrafen wordt verduidelijkt.

8.2.1 Vloer

De vloer van het pand dient te worden verwijderd. Door middel van een kleine hei-/drukmachine zullen van binnenuit het pand stalen buispalen worden geïnstalleerd in de diepgelegen zandlagen; deze palen kunnen worden gedrukt (met het bovenliggende pand als reactiekracht) of geschroefd. De buispalen worden voorzien van wapening, uitstekende wapeningsstekken en worden volgestort van beton. Een nieuwe gewapende betonvloer wordt aangebracht, welke wordt verbonden met de stekken uit de palen en de bestaande strokenfundering zal doorkruisen door middel van inkassingen. Op deze wijze wordt een 'tafel' gevormd welke het bovenliggende pand draagt en waarbij de krachten door de stalen buispalen worden afgevoerd naar de dieper gelegen draagkrachtige grondlagen.

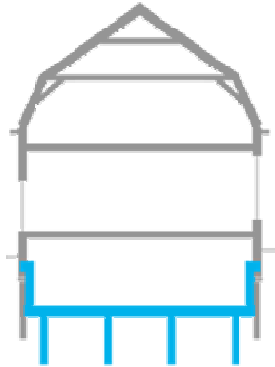


Afb. 34: Vloerconstructie



Afb. 35: Vijzels t.b.v. het drukken van palen

Het zelfde principe zou, afhankelijk van de situatie, toegepast kunnen worden in combinatie met een kelder. Hierbij wordt de keldervloer verdiept gestort en verbonden met verticale muurelementen; deze laatste doorkruisen de bestaande funderingselementen. Een nieuwe vloer kan hier overheen gestort worden, waardoor een kelder ontstaat.



Afb. 36: Kelderconstructie

8.2.2 Balken

Hetzelfde principe kan tevens worden toegepast in combinatie met balken in plaats van vloeren. Deze balken bestaan uit in het werk gestorte en voorgespannen betonbalken, of indien uitvoeringstechnisch mogelijk staalprofielen. Deze balken doorkruisen de funderingselementen en vormen een raster onder het pand. Door middel van soortgelijke schroefpalen, welke constructief verbonden worden aan het balkenraster, wordt het bovenstaande pand gedragen en zullen de krachten naar de dieper gelegen zandlagen worden afgevoerd; hierdoor is het pand minder gevoelig voor omgevingsinvloeden.

8.2.3 Vijzels

De genoemde methoden uit de voorgaande twee paragrafen zijn tevens te combineren met vijzeltechnieken. Hierbij zal het mogelijk zijn om door middel van vijzels tussen de palen en de vloeren of balken, het pand omhoog te vijzelen indien deze zakkingsverschijnselen vertoont ten gevolge van het afzinken van het caisson op het naastliggende perceel. In deze situatie wordt gebruik gemaakt van zogenaamde 'verloren vijzels'; deze vijzels zullen tussen de palen en balen/vloer aanwezig blijven waardoor ze permanent karakter hebben en daarom als verloren worden beschouwd.

8.2.4 Vijzelpalen

In de draagmuren wordt een inkassing gemaakt, welke gestut wordt door een frame van staalprofielen. Deze inkassing kan, afhankelijk van de omstandigheden, binnenin het pand of aan de buitenzijde worden gemaakt. Om zoveel mogelijk hakwerk te voorkomen, zal zoveel mogelijk gebruik gemaakt worden van kruipruimten en deuropeningen om boringen door de bestaande funderingselementen uit te voeren.

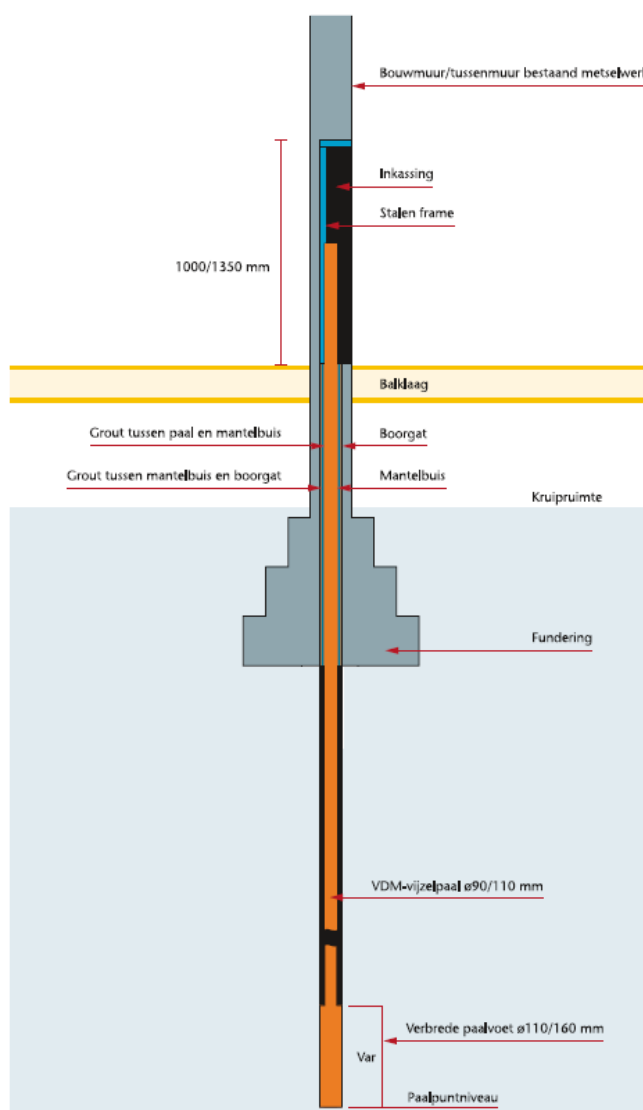


Afb. 37: Inkassing in muur met vijzel

Vanuit de inkassingen in de draagmuren, de kelder en/of in de deuropeningen worden boringen door de onderliggende funderingselementen uitgevoerd. Een mantelbuis wordt ingebracht en doormiddel van groutinjecties met het boorgat verbonden. De mantelbuis maakt het mogelijk om, geheel trillingsvrij, stalen buispalen door middel van hydraulische vijzels door de oude fundering heen te drukken tot in draagkrachtige zandlagen. Wederom fungeert het bovenliggende pand als contragewicht voor de hydraulische pers. Indien deze techniek wordt toegepast in deuropeningen of in de kelder, wordt de reactiekracht ontleend aan verankering van de vijzel in de bestaande vloer.

De buispalen bestaan uit diverse segmenten met een diameter van 90 tot 110 mm en worden onderling verbonden door zogenaamde spietrompverbindingen. Het onderste segment heeft echter een grotere diameter (110 tot 160 mm) waardoor de paalvoet vergroot wordt en het puntdraagvermogen van de paal toeneemt.

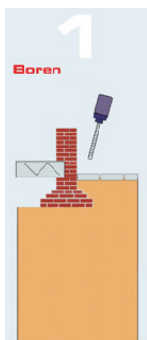
Zodra de buispaal op diepte is gebracht kan door middel van de vijzel de vooraf bepaalde voorspanning in de paal worden gebracht, waarna deze aan de mantelbuis wordt vastgelast. Vervolgens wordt de buispaal en het boorgat volgestort met beton, waardoor de paal meteen zijn volledige draagvermogen genereert. Als laatste dient de vijzelinstallatie te worden verwijderd en de inkassing te worden dichtgemetseld en hersteld.



Afb. 38: principe werking vijzelpaal

8.3 Belendende fundering - bodeminjecties

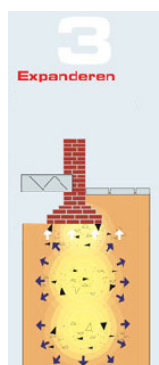
Een wat minder conventionele methode is het toepassen van chemische injecties. Bij deze techniek wordt onder de bestaande funderingselementen op verschillende diepten een chemische hars geïnjecteerd, deze hars hardt uit waardoor een draagkrachtige kolom onder het bestaande funderingselement ontstaat. In Nederland is het bedrijf Uretek gespecialiseerd in deze injectiemethode; zie bijlage 2 voor meer informatie.



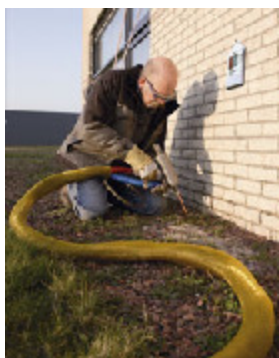
Zoals reeds vermeld bestaat de eerste stap uit het uitvoeren van boringen. Van binnen of buiten worden langs het pand op een onderlinge afstand van 50 cm boringen uitgevoerd door de voet van het funderingselement. Op deze wijze eindigen de boringen direct onder de bestaande fundering; diepe boringen (h.o.h. 100 cm) kunnen veelal langs het funderingselement worden uitgevoerd. In de boorgaten worden vervolgens injecteerlansen aangebracht.



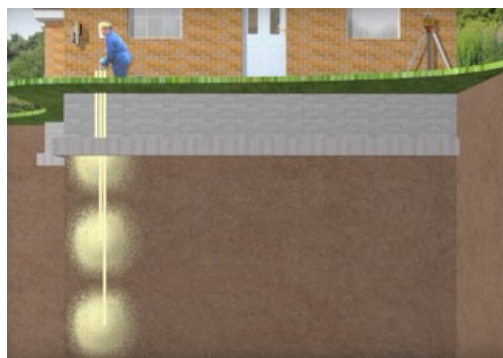
De volgende stap van de *deep injection procedure* is het injecteren van de ondergrond. Hiertoe wordt een speciaal ontwikkelde injectieerpistool gekoppeld aan de lans in het boorgat; onder hoge druk wordt vervolgens het chemische vloeibare 2-componenten kunstharsmengsel in de grondporiën gespoten. Door middel van het variëren van de druk en het langzaam terugtrekken van de injectielans, kan deze inspuitprocedure gestuurd worden waardoor een bijzonder nauwkeurig resultaat mogelijk is.



Als laatste zal de ingebrachte kunsthars, direct na het verlaten van de injectielans, expanderen. Na 15 minuten heeft het materiaal al 90% van zijn uiteindelijke sterkte bereikt. Op deze wijze wordt de ondergrond verdicht, waardoor een draagkrachtige kolom ontstaat. Deze kolom kan zo draagkrachtig zijn dat, als gevolg van de uitzetting, het bovenstaande gebouw enigszins gelift wordt. Tijdens de uitvoering wordt daarom altijd het pand gemonitord door middel van laserapparatuur en laserontvangers bevestigd aan de muur van het pand.



Afb. 39: injecteren



Afb. 40: kolomvorming

8.4 Snijrandverlenging

Aangezien het project 'Parkeergarage Hoge Nieuwstraat 31-33 Den Haag' zal worden uitgevoerd met behulp van caissonstechniek, is het interessant om de invloeden te onderzoeken van de snijrand. Deze snijrand is een cruciaal onderdeel van de caissonconstructie en het is daarom interessant om de invloed ervan op de omgeving te onderzoeken. De huidige geometrie van de snijrand berust voornamelijk op ervaring in de praktijk met voorgaande projecten; aangezien er vrijwel geen onderzoeken naar deze technieken zijn uitgevoerd, is het interessant om te onderzoeken wat een snijrandverlenging doet met de optredende verschijnselen.

Voorgesteld wordt om de snijrand met de standaardlengte van 2 meter met nog eens 1 meter te verlengen. Zodanig kunnen beide computermodellen worden vergeleken om te onderzoeken welk effect deze verlengde snijrand heeft op de vervormingen in de ondergrond.

8.5 Conclusie

Aangezien het project een aantal karakteriserende eigenschappen heeft (zoals het monumentale pand aan de zuidzijde); is er om praktische redenen een keuze gemaakt tussen de voorgestelde maatregelen. Het installeren van palen onder de panden betekent dat de bestaande vloer zal moeten worden gesloopt, om plaats te maken voor palen en een nieuwe vloer. Omdat er sprake is van oude bebouwing, inclusief een monumentaal pand, lijkt deze optie niet erg reëel in deze omstandigheden.

Om deze reden blijven de bodeminjecties en snijrandverlenging als optionele zettingsbeperkende maatregelen over. Deze beide maatregelen zullen in het volgende hoofdstuk nader geanalyseerd worden.

9 MODELLERING MAATREGELEN

9.1 Inleiding

Twee van de eerder genoemde mogelijke maatregelen worden in Plaxis gemodelleerd om zodoende hun invloeden te kunnen onderzoeken. Gekozen is voor de chemische bodeminjecties en de verlengde snijrand; de reden hiervoor ligt in het feit dat het gebouw aan de maatgevende zijde van het caisson een monumentale status heeft. Om deze reden moet er gezocht worden naar zettingsbeperkende maatregelen met zo min mogelijk schade aan het pand als gevolg. Hierdoor is het volledig verwijderen van de bestaande vloer geen reële optie. Eventuele schade door het uitvoeren van de boringen van binnenuit het pand zullen beperkt blijven tot slechts kleine boorgaatjes die later vrijwel onzichtbaar hersteld kunnen worden.

Vanzelfsprekend brengt de verlengde snijrand geen extra schade toe aan het monumentale pand, aangezien het een aanpassing aan het caisson zelf is. Juist hierdoor is het interessant om aan de hand van een computermodel de invloed ervan te onderzoeken.

Model 3 uit het hoofdstuk 7 vormt de basis van de modelleringen van de twee maatregelen. Dit model is namelijk maatgevend, omdat hierin zowel de bentonietsleuf als de werkkamer (vereenvoudigd) zijn gemodelleerd. De groutinjecties worden gemodelleerd door het verlagen van de belendende funderingselementen. In feite is dit namelijk wat de injectie veroorzaakt; een draagkrachtige kolom, waardoor het draagvermogen op een dieper gelegen niveau wordt verkregen. De verlengde snijrand wordt gemodelleerd door het aanpassen van de geometrie van de caisson door deze met 1 meter te verlengen.

Het doel van deze modellering is de positieve dan wel negatieve effecten zichtbaar te maken door de Plaxis-afbeeldingen te vergelijken met de afbeeldingen van het uitgangsmodel, model 3.

De twee modellen zullen als volgt worden bepaald:

Model 4: model 3 in combinatie met verlaagde fundering

Model 5: model 3 in combinatie met de verlengde snijrand

De onderstaande tabel geeft een overzicht van alle modellen en hun kenmerken:

	Bentonietsleuf		Werkkamer		Snijrand		Fundering	
	bentoniet	beton	bentoniet	beton	normaal	1 m. langer	normaal	dieper
Model 1		x		x	x		x	
Model 2	x			x	x		x	
Model 3	x		x		x		x	
Model 4	x		x		x			x
Model 5	x		x			x	x	

Tab. 4: Modellenoverzicht

9.2 Model 4: verlaagde fundering

9.2.1 Inleiding

Dit model staat in het teken van de *deep injection* van de funderingselementen van het naastliggende gebouw. Gemodelleerd is dat de naastliggende funderingsstrook door middel van injecties wordt verlaagd tot op het niveau van de snijrand. Aangenomen wordt dat de volgende funderingsstrook tot de halve diepte van het caisson wordt verlaagd, aangezien deze (wegens de grotere afstand) een kleinere invloed zal hebben op de optredende vervormingen.

De groutkolommen zijn gemodelleerd door het verlagen van het niveau van de gelijkmatig verdeelde funderingslast. Op deze wijze zal deze last in de dieper gelegen (vaste) grondlagen worden afgedragen, waardoor vermoedelijk het caisson aan minder funderingsdruk wordt blootgesteld en er zodoende minder vervormingen zullen optreden.

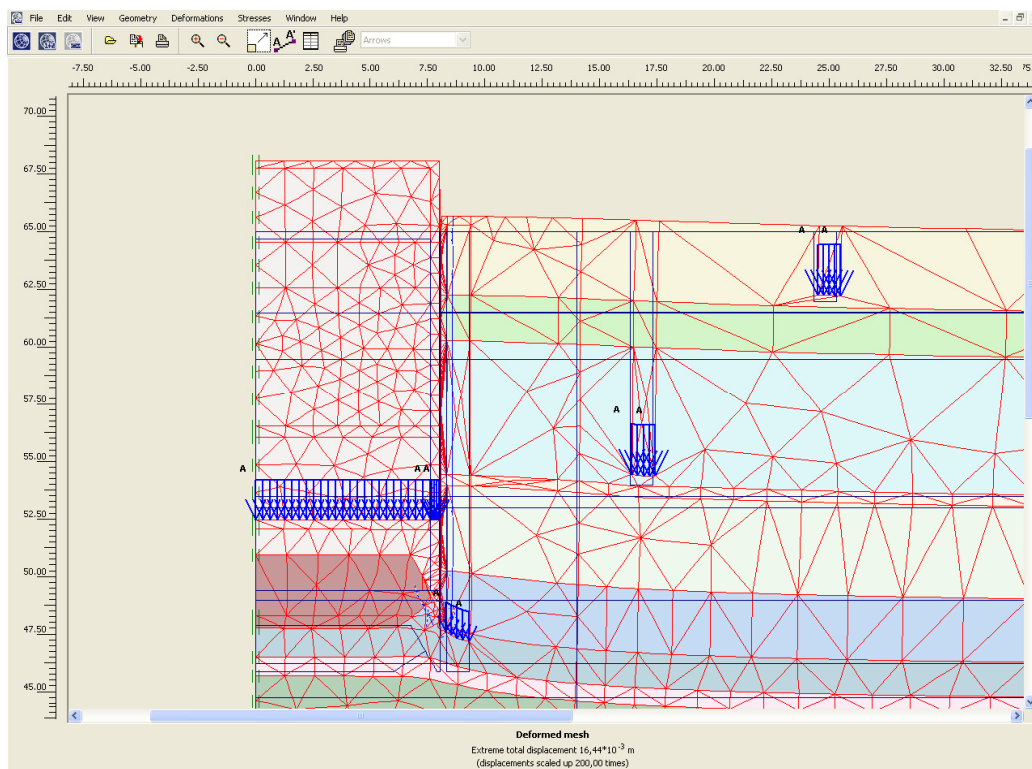
Aangezien er geen veranderingen in de waterdruk plaatsvinden door de aanpassing aan de belendende fundering, zal deze buiten beschouwing blijven.

9.2.2 Verplaatsing

De onderstaande afbeelding geeft het draadmodel weer als draadfiguur, waarin duidelijk de vervormingen zijn weergegeven.

De vervormingen in het model zijn ter verduidelijking 200x vergroot; dit zorgt voor een vertekend beeld, de verplaatsing is namelijk slechts 1,64 cm in opwaartse richting ter hoogte van de caisson. De verplaatsing van de belendende funderingsstrook komt in dit geval neer op circa 4 mm in opwaartse richting; een afname van slechts 1 mm ten opzichte van model 3.

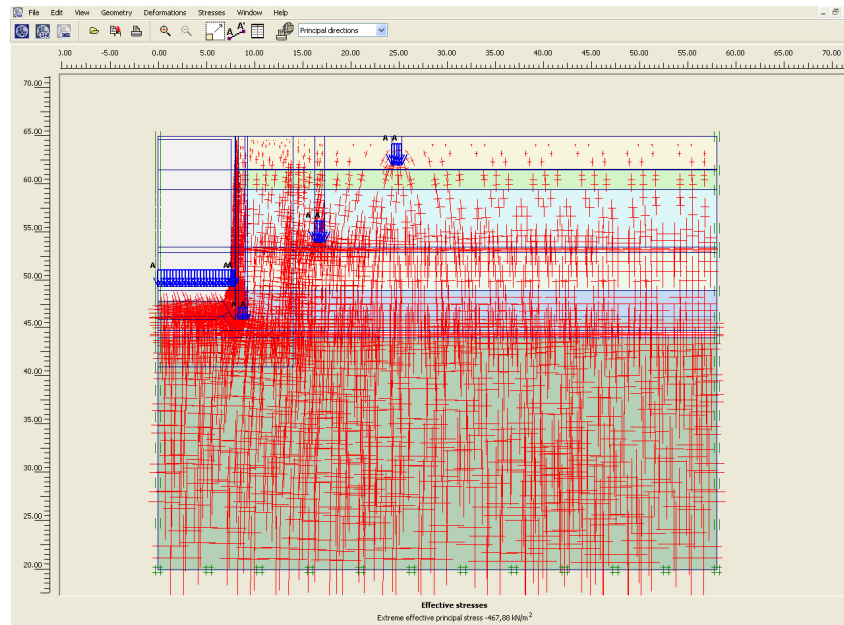
In de worstcase scenario (waarbij de tweede funderingsstrook geen verplaatsing vertoont) is de relatieve hoekverdraaiing in deze situatie 1:2000; in vergelijking met model 3 een beperkte verkleining van de relatieve rotatie.



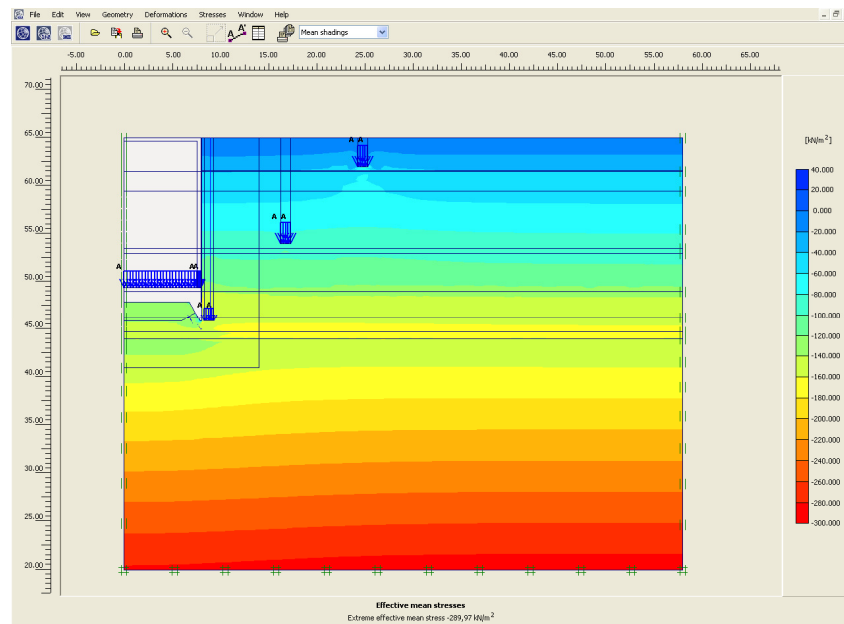
Afb. 41: Verplaatsingen van het draadmodel

9.2.3 Korrelspanning

De onderstaande afbeeldingen van de (gemiddelde) korrelspanningen rondom de caisson laten duidelijk zien dat vooral rond de snijrand de spanningen iets zijn afgenomen ten opzichte van de uitgangssituatie (model 3).



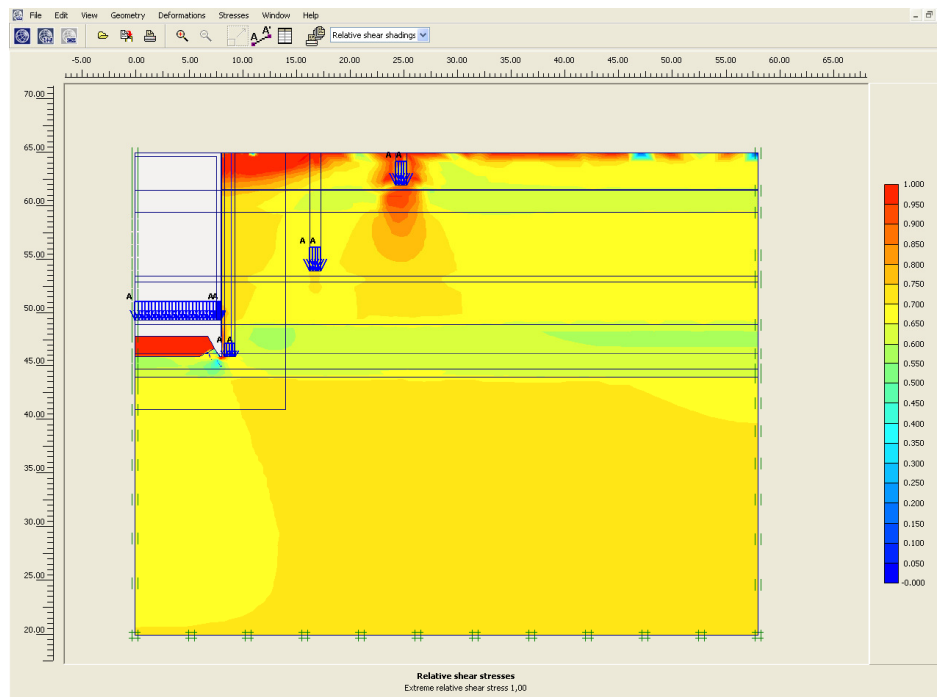
Afb. 42: Richting korrelspanningen



Afb. 43: Gemiddelde korrelspanningen

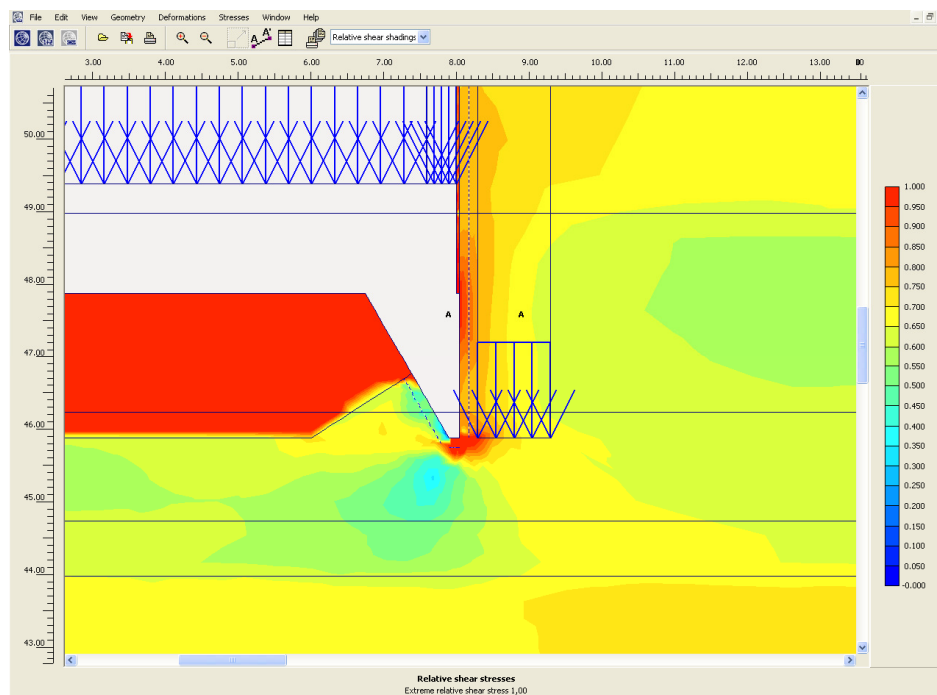
9.2.4 Relatieve schuifspanning

Belangrijk voor de afzinkprocedure is de optredende schuifspanning/wandwrijving. Uit de onderstaande afbeelding blijkt dat deze relatieve schuifspanning bijzonder sterk is afgenomen ten opzichte van hetzelfde model zonder verlaagde belendende funderingselementen; vooral de schuifspanningen langs de caissonwand zijn sterk afgenomen.



Afb. 44: Relatieve schuifspanning

De onderstaande close-up geeft een duidelijk beeld van de optredende relatieve schuifspanningen nabij de snijrand. Opvallend is de grote spanning direct onder de snijrand en de ontspanning aan de schuine zijde van de snijrand; tevens zijn de relatieve schuifspanningen ten gevolge van de (verlaagde) funderingsdruk enorm afgenomen.



Afb. 45: Relatieve schuifspanning – close-up snijrand

9.3 Model 5: verlengde snijrand

9.3.1 Inleiding

Dit model onderzoekt de invloed van het verlengen van de snijrand. Aangezien de huidige geometrie is berust op praktijkervaringen, is het interessant om te onderzoeken of een verlengde snijrand een positief effect heeft voor wat betreft het beperken van vervormingen.

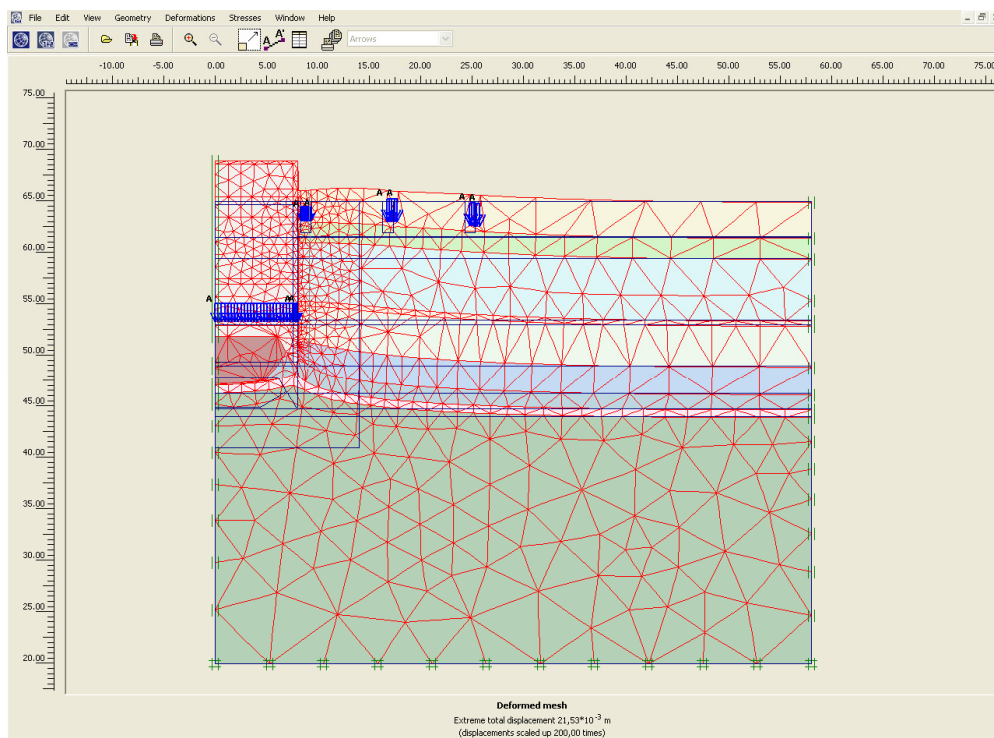
Model 3 vormt de basis voor dit model, echter is in dit geval de snijrand verlengd met 1 meter terwijl de snijrandhoek gelijk is gebleven (30°).

Aangezien er geen veranderingen in de waterdruk plaatsvinden door de aanpassing aan de geometrie van de caisson, zal deze buiten beschouwing blijven.

9.3.2 Verplaatsingen

Afbeelding 46 geeft de te verwachte verplaatsing van het draadmodel, onder andere ten gevolge van de verlengde snijrand, weer.

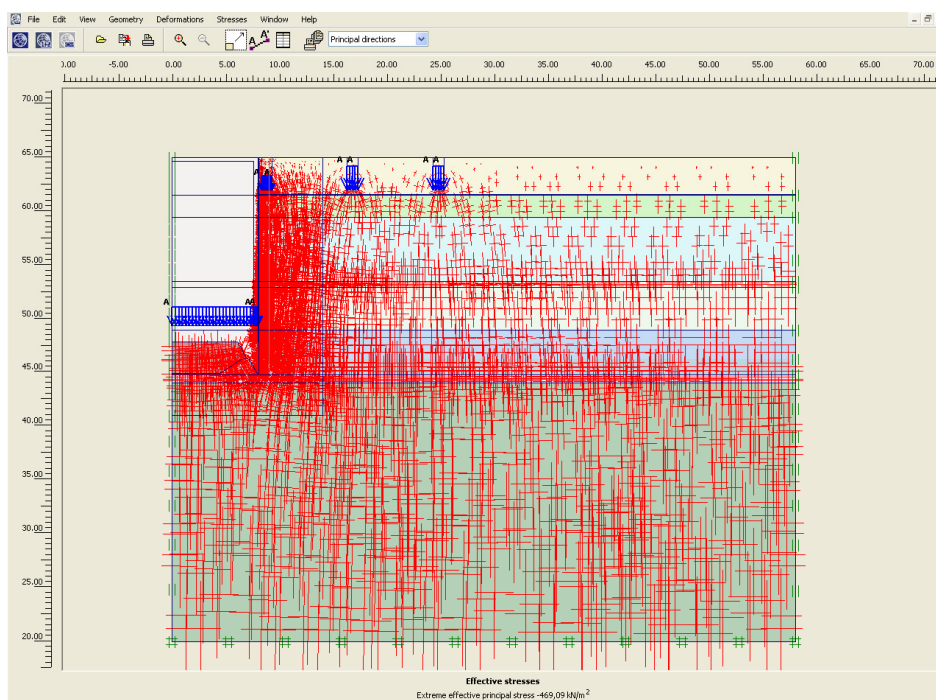
De grootste optredende verplaatsing is 2,15 cm (let op: het beeld is ter verduidelijking 200x vergroot) en vindt plaats ter hoogte van de caisson; dit is een kleine toename ten opzichte van de uitgangssituatie van model 3. De verplaatsing van de funderingsstrook is echter toegenomen tot 6 mm in opwaartse richting. De relatieve hoekverdraaiing in de worstcase scenario komt hiermee uit op circa 1:1300.



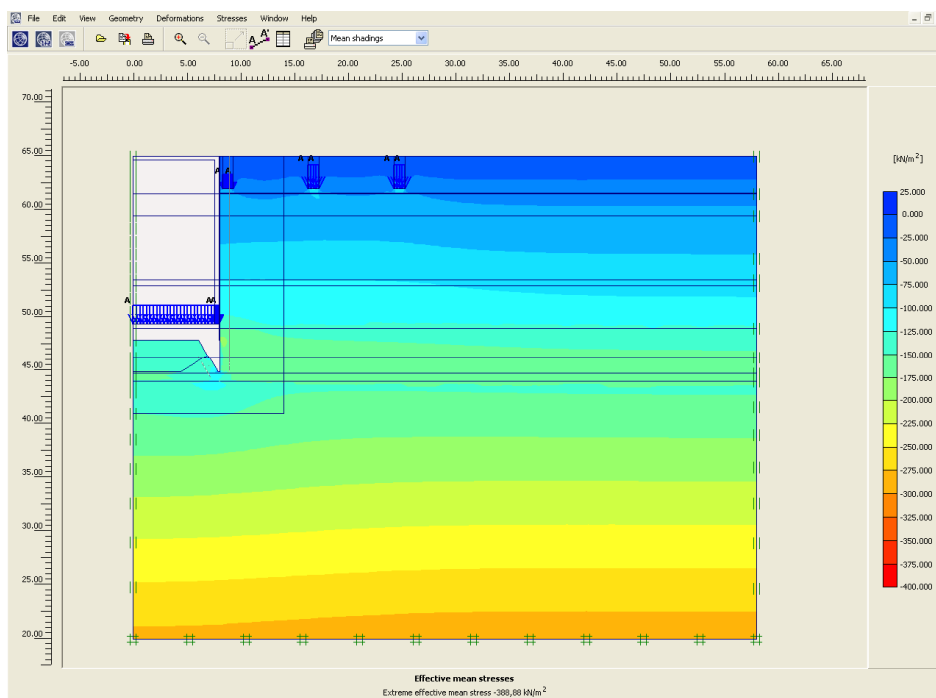
Afb. 46: Verplaatsingen

9.3.3 Korrelspanning

Uit de onderstaande afbeeldingen blijkt dat, in vergelijking met het uitgangsmodel (model 3) er enigszins een kleine afname van korrelspanning plaatsvindt rondom de snijrand.



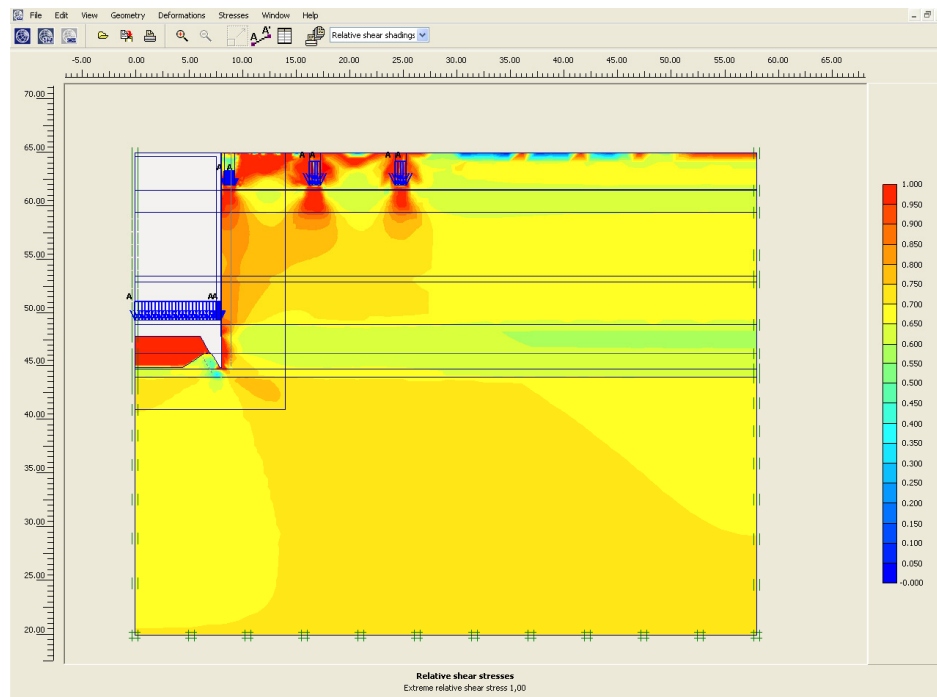
Afb. 47: Richting korrelspanningen



Afb. 48: Gemiddelde korrelspanningen

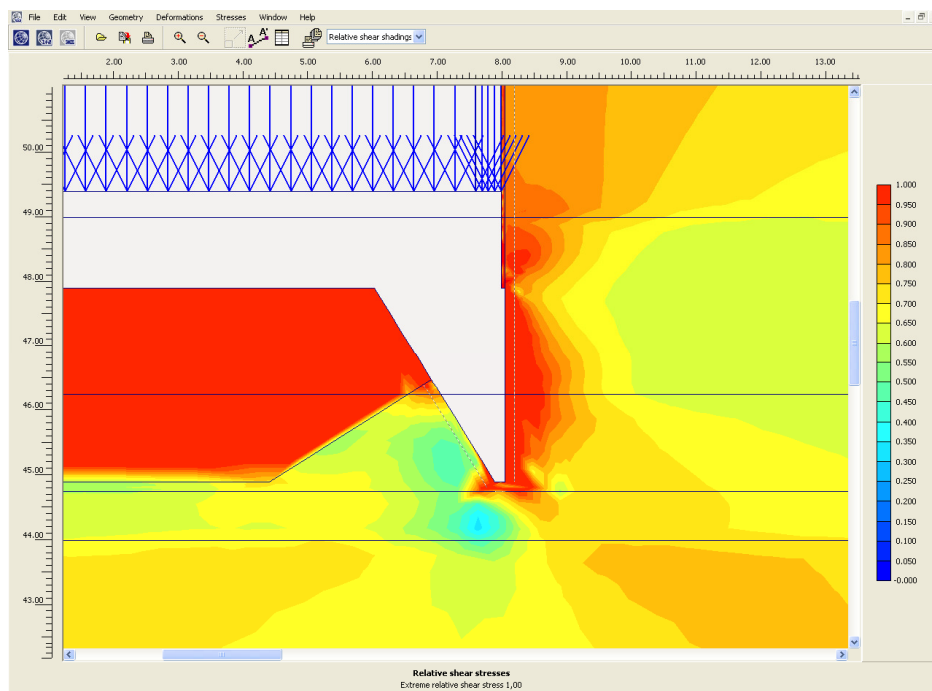
9.3.4 Relatieve schuifspanning

Zoals verwacht is de schuifspanning langs de wand van de snijrand erg toegenomen ten opzichte van model 3. De verlenging van de snijrand met een extra meter brengt logischerwijs extra schuifspanningen met zich mee in de naastliggende grond, waardoor het afzinkproces uiteindelijk benadeeld zal worden aangezien het caisson lastiger de grond in zal zakken.



Afb. 49: Relatieve schuifspanning

De onderstaande close-up geeft duidelijk aan dat de verlengde snijrand een negatief effect op de optredende schuifspanning heeft; deze wil men uiteraard zo laag mogelijk houden, waardoor het afzinken vergemakkelijkt wordt.



Afb. 50: Relatieve schuifspanning – close-up snijrand

9.4 Conclusie

De eerste conclusie die genomen moet worden is de constatering dat de 2D-versie van het rekenprogramma Plaxis niet volledig geschikt is voor dergelijke complexe constructies. Voor nauwkeuriger onderzoeksresultaten zal de caisson eveneens in de 3D-versie van het programma gemodelleerd en geanalyseerd moeten te worden.

Het model van de uitgangssituatie (model 3) voldoet reeds aan de gestelde eisen voor wat betreft de toelaatbare vervormingen en hoekverdraaiing. Desondanks is gekeken naar mogelijke maatregelen om deze factoren verder te verminderen. Deze maatregelen zijn het verlagen van de belendende funderingsstroken door deze te injecteren met een chemische hars en het verlengen van de snijrand.

Uit de voorgaande paragrafen met analyses van de bovengenoemde maatregelen in vergelijking met de uitgangssituatie zijn een aantal conclusies te trekken. Deze conclusies zijn in de onderstaande tabel overzichtelijk bijeen gezet:

	Model 3 Uitgangsmodel	Model 4 Verlaagde fundering	Model 5 Verlengde snijrand
Vervorming	5 mm	4 mm	6 mm
Rel. hoekverdraaiing	1:1600	1:2000	1:1300

Tab. 5: Conclusie maatregelen

Het verlagen van de belendende fundering door middel van chemische injecties is een vrij kostbare aangelegenheid die slechts 1 mm voordeel oplevert voor wat betreft de vervorming en slechts een beperkte verkleining van de relatieve hoekverdraaiing. Gezien de zeer beperkte voordelen die deze injectiemethode oplevert wordt het niet aanbevolen toe te passen.

Logischerwijs wordt het toepassen van een snijrandverlenging afgeraden; deze levert namelijk alleen negatieve resultaten op. Aangezien het geen voordeel oplevert, wordt deze maatregelen afgeraden.

Hoewel de te verwachten vervormingen en relatieve hoekverdraaiing reeds klein zijn bij het uitgangsmodel en voldoen aan de gestelde eisen, zal voor eventuele aanvullende zettingsbeperkende maatregelen naar andere opties gekeken moeten worden dan de voorgestelde bodeminjectie of snijrandverlenging. De aanbeveling hieromtrent is om de mogelijkheid te onderzoeken van simultane bentonietinjecties door de caissonwand om zodoende het instorten van de sleuf zoveel mogelijk tegen te gaan door een constante toestroom en hergebruik van bentonietspoeling en het toepassen van een kunststof coating (vb. Teflon) op de snijrand om de wandwrijving op dit deel van de constructie te verlagen.

10 TOETSING PROGRAMMA VAN EISEN

Een belangrijk onderdeel van het opstellen van een ontwerp, is de toetsing ervan aan de randvoorwaarden en eisen die zijn gesteld in het Programma van Eisen. Alleen op deze wijze kan beoordeeld worden of het ontwerp ook werkelijk een toepasbare optie is, die voldoet aan de wensen, verwachtingen en eisen van de opdrachtgever.

Rapport 3 van deze afstudeerrapportage behelst het Programma van Eisen. Naar aanleiding van dit rapport is de onderstaande checklist opgesteld. Aan de hand van deze checklist is het ontwerp uit dit rapport beoordeeld om vast te stellen of aan de randvoorwaarden en is voldaan.

	Voldoet	Voldoet niet	N.v.t.
RANDVOORWAARDEN			
<i>Algemene uitgangspunten</i>	x		
<i>Ontwikkeling tot ontwerp</i>	x		
<i>Gebruik</i>			x
<i>Archeologie</i>			x
<i>Categorisering belendingen</i>	x		
<i>Bemalingen</i>	x		
<i>Verontreinigingen</i>			x
STEDENBOUWKUNDIGE INPASSING			
<i>Entreegarage</i>	x		
<i>Ontsluiting VAB</i>			x
FUNCTIONELE EISEN			
<i>Capaciteit</i>	x		
<i>Maatgevend voertuig</i>	x		
TECHNISCHE EISEN			
<i>Grondkerend vermogen</i>	x		
<i>Waterkerend vermogen</i>	x		
<i>Fundering</i>			
<i>Maximale doorrijdhoogte</i>	x		
<i>Maximaal voertuiggewicht</i>			x
<i>Dimensies parkeervakken</i>	x		
<i>Bovenbelasting</i>	x		
<i>Vervorming</i>	x		
<i>Trillingen</i>	x		

Tab. 6: Checklist PvE

In sommige gevallen is de eis of voorwaarde niet van toepassing gebleken; hiervan is bijvoorbeeld sprake indien het vooral uitvoeringstechnisch van aard is of niet binnen het bereik van het afstudeerwerk valt.

Het voorgestelde model voldoet aan de meeste gestelde eisen. De randvoorwaarden en eisen welke zijn aangemerkt als n.v.t. zijn in dit rapport niet exact gedimensioneerd of vallen buiten de afstudeerwerkzaamheden; aanbevolen wordt deze nader te onderzoeken.

Naar aanleiding van de checklist is te concluderen dat het voorgesteld ontwerp uit dit rapport over het algemeen voldoet aan het Programma van Eisen en daarmee aan de wensen van de opdrachtgever; het is hierdoor een toepasbaar en reëel ontwerp dat op basis van deze rapportage nader gedetailleerd kan worden. Eveneens wordt hiermee bevestigd dat de keuze voor caissonbouw, zoals deze tot stand is gekomen door middel van de Multi Criteria Analyse uit rapport 5, een goede keuze is waarbij wordt voldaan aan vrijwel alle gestelde wensen en eisen.

11 BRONVERMELDING

- Afb. 1: http://www.vakbladvitruvius.nl/pdfs/v_4_23_1248093999.pdf
Afb. 2: <http://www.bma.amsterdam.nl/contents/pages/65663/72dpinzd105-10-1112.jpg450.jpg>
Afb. 3: <http://www.bc-opleidingen.nl/images/Dart%20-%20ATEL.JPG>
Afb. 4: <http://www.wapeninginbeton.nl/2006-02/WIB2006-2P20-22.pdf>
Afb. 5: http://www.vakbladvitruvius.nl/pdfs/v_4_23_1248093999.pdf
Afb. 6: http://www.umaiproductions.nl/uploads/tx_userumai/rte/RTEmagicC_caisson13bij-tekst.jpg.jpg
Afb. 7: <http://www.google.nl/maps>
Afb. 8 t/m 9: *R. Spiering, 2010*
Afb. 10 t/m 33: *Plaxis 2D - version 8, Plaxis b.v., The Netherlands*
Afb. 34: <http://www.vovb.nl/images/drawing6.gif>
Afb. 35: <http://www.snoekheiwerven.nl/images/stories/snoekimages/drukpalen/~drukken%25203.jpg>
Afb. 36: <http://www.vovb.nl/images/drawing3.gif>
Afb. 37: http://www.vijzelpaal.nl/images/image_hoe_werkt_het.jpg
Afb. 38: http://www.vijzelpaal.nl/VDMvijzelpaal_principe_schets.pdf
Afb. 39 t/m 40: http://www.uretek.nl/_gallery/file/brochures/Uretek-Nederland.pdf
Afb. 41 t/m 50: *Plaxis 2D - version 8, Plaxis b.v., The Netherlands*

BIJLAGEN

- 1 Tekeningen
- 2 Uretek folder

Bijlage 1

Tekeningen

Bijlage 2

Uretek folder



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

7 / AANBEVELINGEN

R. Spiering



Afstudeerproject:

**ONDERGRONDSE PARKEERGARAGE
HOGE NIEUWSTRAAT 31-33 DEN HAAG**

7 / AANBEVELINGEN

Rick Spiering
07081235

Datum:
28 mei 2010

Versie:
Definitief

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1
2	AANBEVELINGEN	2

1 INLEIDING

Zoals de meeste civieltechnische afstudeerprojecten wordt ook het afstudeerproject '*Ondergrondse parkeergarage, Hoge Nieuwstraat 31-33, Den Haag*' afgesloten met een aantal aanbevelingen gericht aan de opdrachtgevers/afstudeerbegeleiders.

Allereerst is het belangrijk om te beseffen dat het proces van initiatie tot ontwerp zoals deze tijdens het afstudeertraject is doorlopen, in de praktijk jaren duurt en wordt uitgevoerd door een team van deskundigen van diverse specialiteiten. Het is daarom niet reëel om hetzelfde resultaat van een afstuderende student, die dit traject in slechts vier maanden en geheel alleen doorloopt, te verwachten. Daarentegen zijn er wel degelijk diverse conclusies te trekken betreffende problemen of opvallendheden waar tegenaan is gelopen tijdens het afstudeerproces en hierover aanbevelingen te doen.

Deze aanbevelingen staan centraal in dit rapport en dienen daarmee ter afsluiting van het afstudeerproject.

2 AANBEVELINGEN

Hieronder volgt een opsomming van de diverse aanbevelingen die gedurende het afstudeerproces chronologisch zijn ontstaan. De aanbevelingen zijn variërend van aard, de ene technische en de andere meer praktisch.

- 1 *Opstelstrook*
Enkele parkeerplaatsen aan de linkerkant van de Hoge Nieuwstraat zullen opgeofferd moeten worden om zodoende plaats te maken voor een opstelstrook voor wachtende voertuigen om de garage binnen te gaan. Op deze wijze zal verstopping van de smalle Hoge Nieuwstraat, met slechts één rijbaan en eenrichtingsverkeer, zoveel mogelijk voorkomen worden in de spitsuren. Geadviseerd wordt een opstelstrook voor tenminste vier wachtende voertuigen.
- 2 *Bodemverontreinigingen*
Voor ook maar één schop de grond in gaat, wordt aanbevolen om eerste een gedegen onderzoek naar verontreinigingen in de bodem en het bodemwater uit te voeren. Dit onderzoek kan kostbare stilligging van werkzaamheden in de uitvoeringsfase voorkomen als pas dan eventuele verontreinigingen wordt aangetroffen.
- 3 *Uitgebreid grondonderzoek*
Ten behoeve van de definitieve uitwerking van het project wordt aanbevolen om een uitgebreid grond-/terreinonderzoek uit te voeren. Hierbij wordt onder andere een diepere sondering en boring geadviseerd en zullen monsters genomen moeten worden om deze vervolgens in het laboratorium te onderzoeken om zodoende de werkelijke grondeigenschappen vast te kunnen stellen.
- 4 *Monitoring*
Tijdens de uitvoeringswerkzaamheden wordt geadviseerd te investeren in een monitoringssysteem waarmee de mogelijke vervormingen in de grond en van de belendende bebouwing nauwlettend in de gaten kan worden gehouden. Alleen op deze wijze kan tijdig worden ingegrepen indien dit noodzakelijk is en kan eventuele schade tijdig voorkomen worden.
- 5 *Uitvoering*
Om stagnatie van het (bestemmings-)verkeer in de nauwe straat te voorkomen wordt aanbevolen om zo efficiënt mogelijk met de beschikbare ruimte om te springen. Geadviseerd wordt om derhalve gebruik te maken van het plein aan het Toernooiveld, aan het begin van de Hoge Nieuwstraat (op ca. 30 meter van de projectlocatie), als bijvoorbeeld opslag-, keet- en installatielocatie.
Tevens geldt de aanbeveling om zoveel mogelijk te werken volgens het Just In Time-principe (JIT), waarbij goederen op tijd worden aangeleverd, op het moment dat deze goederen ook meteen verwerkt kunnen worden. Hierdoor zal de benodigde ruimte voor opslag zo veel mogelijk beperkt blijven en wordt zo veel mogelijk vermeden dat grote vrachtwagens onnodig lang de nauwe straat blokkeren.
- 6 *Betonkwaliteit*
Op aanraden van de mede-afstudeerbegeleider is het caissonontwerp berust op betonkwaliteit B65. In een later stadium zijn hierbij (in verband met mogelijke warmteontwikkeling en scheurvorming) vraagtekens gezet door de docentbegeleiders. Daartoe is navraag gedaan bij uitvoeringsspecialist Volker Staal en Fundering. Deze geeft aan dat B65 in feite geen probleem moet zijn, maar wellicht maatregelen getroffen dienen te worden om de warmteontwikkeling te beperken, als dit überhaupt noodzakelijk is gezien de kleine wand- en vloerdiktes. De aanbeveling betreffende de betonkwaliteit is dan ook om tevens B45-beton in overweging te nemen voor het ontwerp van de garage.

- 7 *Kosten-batenanalyse*
Aangezien het project op diverse vlakken behoorlijk risicovol is, met name voor de belendende gebouwen, wordt het sterkt aanbevolen om een degelijke kosten-batenanalyse uit te (laten) voeren. De reden hiervoor is naast het grote risico, ook de verwachte hoge kosten bij eventuele schades; hierom wordt een dergelijke analyse aanbevolen om zodanig vast te stellen of de uitvoering opweegt tegen de risico's of dat wellicht het project nooit uitgevoerd zal worden.
- 8 *Verticaal evenwicht*
Uit de Plaxis-modelling is gebleken dat het caisson enigszins opwaarts zal verplaatsen (max. enkele centimeters); dit is in tegenstelling tot de handberekening waarbij de neerwaartse druk groter is dan de opwaartse waterdruk. Hoewel er sterk aan deze uitkomst van het programma wordt getwijfeld (zie aanbeveling 11); wordt sterk aanbevolen dit verticale evenwicht nader te onderzoeken.
- 9 *Verhoogde druk bentoniet*
Uit de Plaxis analyse is gebleken dat de bentonietspoeling (14,0 kN/m³) niet genoeg weerstand kan bieden tegen de naastliggende gronddrukken. De bentonietsleuf zal als gevolg hiervan worden dichtgedrukt, waarbij het bentoniet op het maaiveld uit de sleuf wordt geduwd. De volumieke massa van de spoeling nog meer vergroten is onmogelijk en ook het verhogen van het niveau van de spoeling ten opzichte van het maaiveld (zoals bij diepwandtechniek) waardoor een drukverhoging ontstaat, wordt uitvoeringstechnisch als onmogelijk beschouwd. De aanbeveling hieromtrent is dan ook een andere oplossing te zoeken, zoals het continu aanvoeren van bentonietspoeling (zie aanbeveling 10).
- 10 *Zettingsbeperkende maatregelen*
Uit de modelleringen blijkt dat zowel de chemische injecties en de snijrandverlenging slechte resultaten opleveren voor wat betreft zettingsbeperking. Om deze reden wordt aanbevolen andere opties nader te onderzoeken, zoals continue bentonietspoeling toevoer door meerdere plaatsen in de caissonwand en het aanbrengen van een gladde (Teflon) coating op de snijrandwand.
- 11 *Plaxis 3D*
Sterk aan wordt de constructie eveneens te modelleren in de 3D-versie van Plaxis. Gebleken is dat de constructie een te ingewikkeld model is voor de 2D-versie met als gevolg dat de betrouwbaarheid in het geding komt. Ter verduidelijking en/of bevestiging wordt daarom sterk aanbevolen de situatie ook in de 3D-versie te modelleren.