

Geotechnisch ontwerp Conservatoriumhotel Amsterdam

Van Rijkspostspaarbank naar vijfsterren Conservatoriumhotel



Prof. dr. ir. Almer.E.C. van der Stoel
CRUX Engineering BV Amsterdam
Universiteit Twente



Ir. Daan Vink
CRUX Engineering
BV Delft



Ing. Jefta Bouma
CRUX Engineering
BV Amsterdam



Figuur 1 –
Luchtfoto
gebouw
Stradivarius.



Figuur 2 –
Details in
de huidige
situatie.

Inleiding

Aan de Van Baerlestraat 27 te Amsterdam staat het gebouw van de, tussen 1899 en 1901 door de rijksbouwmeester D.E.C. Knuttel gebouwde, rijksmonumentale voormalige Rijkspostspaarbank. Het pand kreeg reeds eerder een herbestemming tot Sweelinck Conservatorium Amsterdam en is sinds 2008 ingrijpend verbouwd tot luxe vastgoedlocatie met onder andere ruim 3000 m² leisure en wellness, 9000 m² hotelgelieerde functie, 2500 m² woonfunctie en 85 parkeervoorzieningen. De verbouwing behoort tot de duurste hotelverbouwingen ooit; meer dan 30 miljoen euro werd door de Israëlische vastgoedinvesteerder Alrov geïnvesteerd in de verbouwing tot vijfsterrenhotel met 125 kamers.

Deze verbouwing bracht een aantal ingrijpende veranderingen met zich mee die hebben geleid tot een complexe opgave ten aanzien van het geotechnisch ontwerp. De belangrijkste hiervan was het op de binnenplaats van het Conservatoriumgebouw realiseren van een tweelaags kelder inclusief zwembad.

In dit eerste artikel uit een serie van twee zal worden ingegaan op het geotechnisch ontwerp



van de bouwkuip en fundering. Het tweede deel gaat in op de uitvoering en de belangrijke rol die een pro-actieve monitoring en overleg met alle betrokkenen heeft geleverd aan het succesvol completeren van dit project in 2011.



Locatie

Alvorens op de geotechnische details in te gaan, is het goed om eerst meer generiek de specifieke randvoorwaarden voor dit project nader te beschouwen. De locatie (figuur 1) wordt namelijk

Samenvatting

In dit artikel wordt het geotechnisch ontwerp van behandeld van het rijksmonumentale gebouw van de Rijkspostspaarbank te Amsterdam naar vijfsterren Conservatoriumhotel. Ingegaan wordt op ontwerp van de bouwkuip en fundering en met name de omgevingsbeïnvloeding die een belangrijke rol speelde bij het ontwerp. De draagkracht van de bestaande palen van het pand en de

verplaatsingen van het gebouw die ontstaan door de relatief zeer diepe bouwkuip naast deze palen spelen een belangrijke rol. Een nog volgend deel gaat nader in op de uitvoering en de belangrijke rol die een pro-actieve monitoring en overleg met alle betrokkenen heeft geleverd aan het succesvol completeren van dit project in 2011.

geflankeerd door onder andere de druk bezochte Van Baerlestraat en Paulus Potterstraat (beide met tramlijn), ligt tegenover het druk bezochte Van Gogh museum en bevindt zich bovendien direct naast het gedurende de bouw in uitvoering zijnde verbouwingen van het Nieuwe Stedelijk Museum (NSM) en het iets verder op gelegen Nieuwe Rijksmuseum. Bovendien is ook het Concertgebouw, met zeer strenge eisen ten aanzien van trillingen, op geringe afstand gelegen.

Bovenstaande heeft als belangrijkste consequenties dat aanzienlijke logistieke uitdagingen waren te overwinnen en dat nagenoeg geen ruimte beschikbaar was voor de bouwplaatsinrichting respectievelijk dat moest worden bewaakt welke bouwwerkzaamheden mogelijk van invloed zijn op de diverse belendingen. Dit laatste werd overigens aanzienlijk vereenvoudigd door het feit dat de geotechnisch adviseur (CRUX) en de geohydrologisch adviseur (Wareco) ook betrokken waren bij ontwerp en monitoring bij de bouw van NSM en Rijksmuseum.

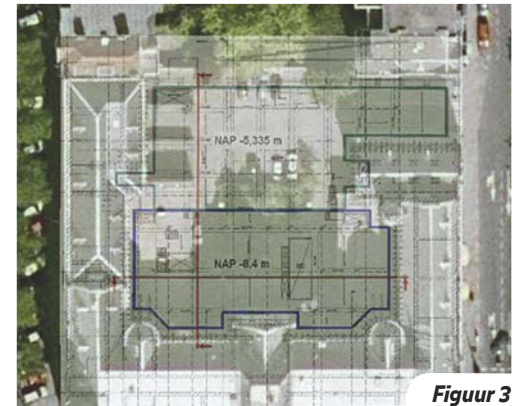
Een tweede belangrijke randvoorwaarde werd

gevormd door de staat van het Conservatoriumgebouw. Ondanks dat het gebouw ingrijpend verbouwd moest worden, bevinden zich in het gebouw veel monumentale details (figuur 2) die behouden moesten blijven en bovendien werden verwerkt in het nieuwe ontwerp. Dit had met name restricties ten aanzien van de toegelaten trillingsniveaus in het gebouw.

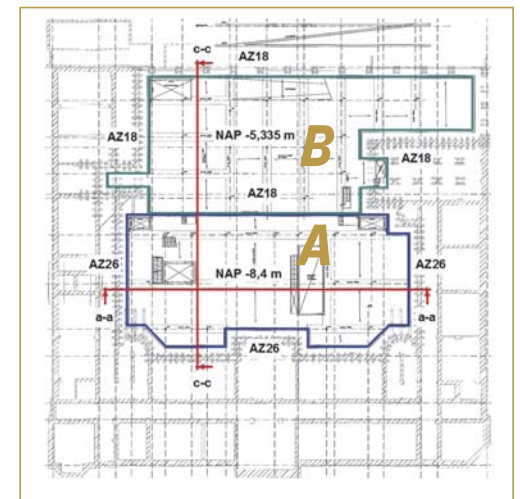
Ontwerpaanpak

Omdat de locatie nog deels bebouwd en in gebruik was bij aanvang van het ontwerp hebben het grondonderzoek en funderingsonderzoek gefaseerd moeten plaatsgevonden. Belangrijk hierbij waren met name het niveau van de 1e draagkrachtige zandlaag binnen in het gebouw respectievelijk het paaldragvermogen van de bestaande palen. Gezien de gewijzigde functionaliteit moesten namelijk palen worden bijgeplaatst. Het grondonderzoek op de binnenplaats heeft met name gediend om de bouwkuip en ankerpaalberekeningen voor de kelderbak te kunnen uitvoeren.

In eerste instantie zijn draagkrachtberekeningen

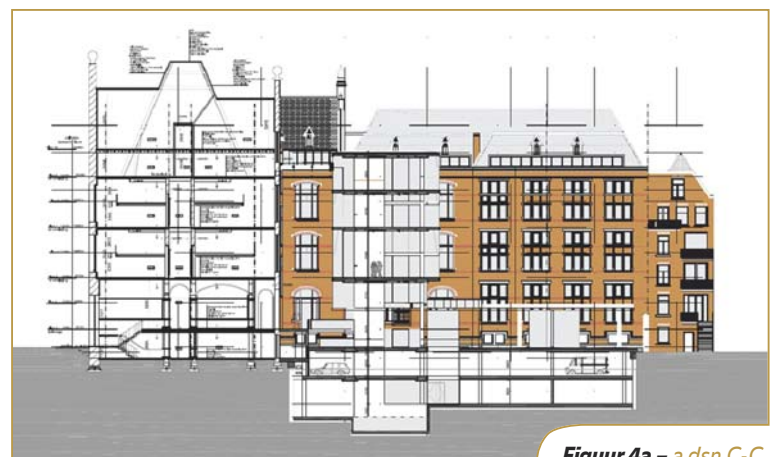


Figuur 3



Tabel 1 Bouwfasering Plaxis-berekeningen

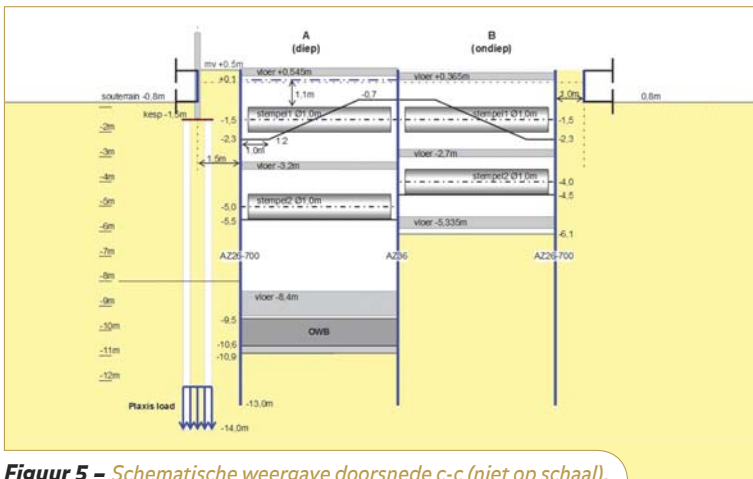
Initial phase	Initiële situatie
Nulstap	Initiële situatie
Belasting pand (189kPa)	Belastingen op paalpuntniveau (NAP-13,5m) aan
Damwanden; diep: stempel0 (U=0)	Damwanden installeren en stempel plaatsen
diep: Ontgraven -2,0m; gws -2,0m	Droog ontgraven
diep: Stempel -1,5m; ontgr. -5,5m; gws -5,5m	Droog ontgraven
diep: Stempel -5,0m; ontgraven -6,1m; gws -6,1m	Droog ontgraven
diep: gws+0,0m	Waterpeil omhoog zetten
diep: Nat ontgraven -10,9m	Nat ontgraven
diep: Grindlaagje	-
diep: onderwaterbeton	Onderwaterbeton storten
diep: Grindlaag; OWB; trekpalen	-
diep: Put droogzetten	Droogpompen van de put
diep: constructievloer -8,4m	Constructievloer -8,4 maken
diep: Stempel -5,0m weg	-
diep: vloer -3,2m; tussenwanden	Tussenvloer -3,2 maken
diep: steun hoog; stempel -1,5m weg	Steun aan bovenkant damwand aanbrengen #
diep: vloer +0,545; tussenwanden	Vloer +0,545 maken
diep: stempel0 weg; ondiep: jetgrout; stempel0 aan	-
ondiep: ontgraven -6,1m; gws -6,1m	Droog ontgraven
ondiep: zandlaagje; constructievloer -5,335m	-
ondiep: vloer -2,7m; vloer +0,36m; tussenwand;	-
stempel0 weg	



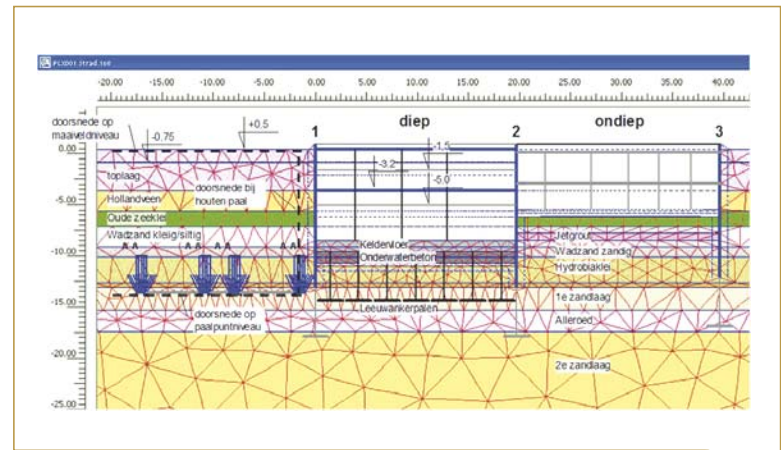
Figuur 4a – a dsn C-C.



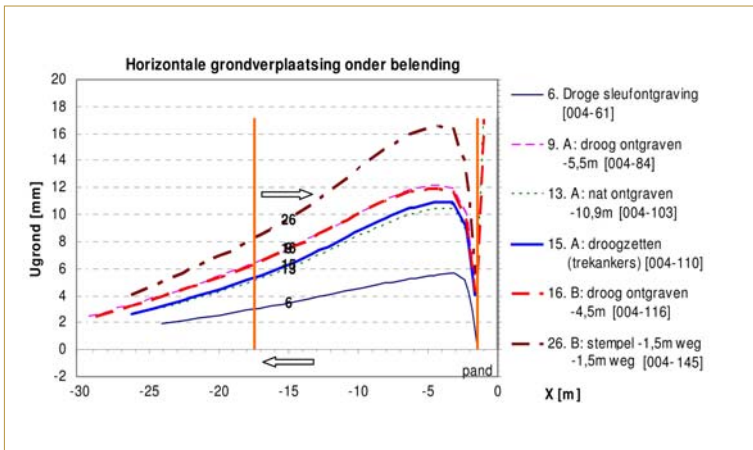
Figuur 4b – Gerealiseerde situatie met zwembadsituatie.



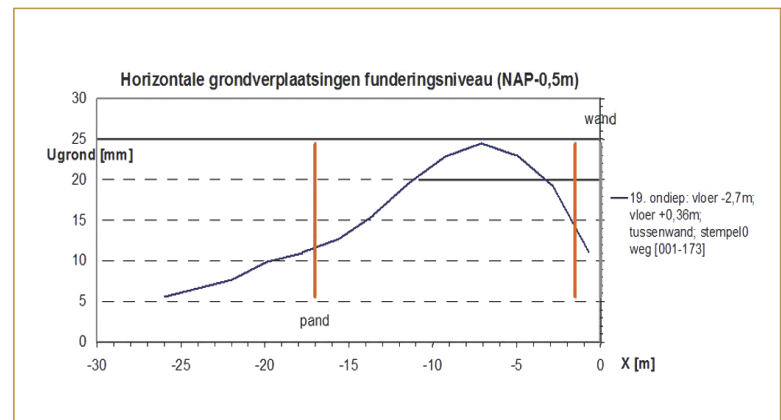
Figuur 5 – Schematische weergave doorsnede c-c (niet op schaal).



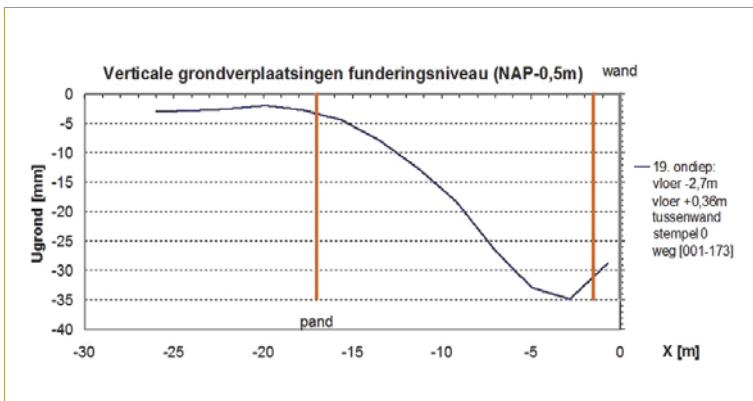
Figuur 6 – Plaxis-geometrie dsn c-c na ontgraven ondiepe put tot NAP-6.1m.



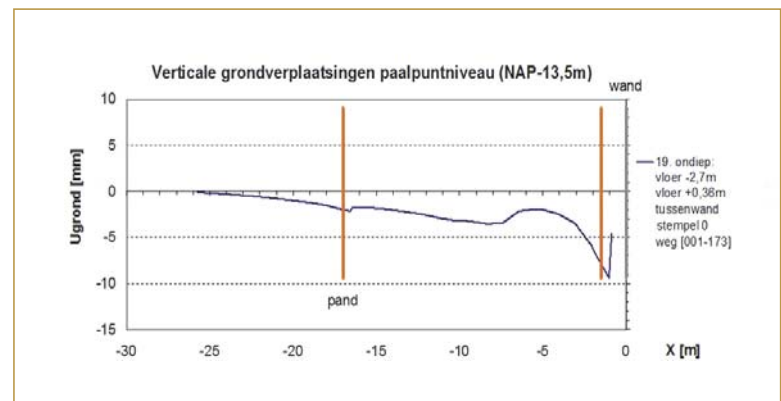
Figuur 7 – Damwandvervorming (wand 1) diepe deel doorsnede c-c.



Figuur 8 – Horizontale grondverplaatsing op maaiveldniveau dsn c-c na maatgevende bouwfase.



Figuur 9 – Verticale grondverplaatsing op maaiveldniveau dsn c-c na maatgevende bouwfase.



Figuur 10 – Verticale grondverplaatsing op paalpuntniveau dsn c-c na maatgevende bouwfase.

van de bestaande houten paalfundering gemaakt. Vervolgens zijn analytische damwandberekeningen met een verenpakket (MSheet) gemaakt, welke in eerste instantie nadrukkelijk alleen als indicatie hebben gediend en later zijn gebruikt als verificatie voor de sterkteberekening van de damplanken. Gezien het asymmetrische karakter van de bouwkuip, de complexe fasering en de nabijheid van diverse belendingen zijn de uiteindelijke bouwkuip- en vervormingenberekeningen

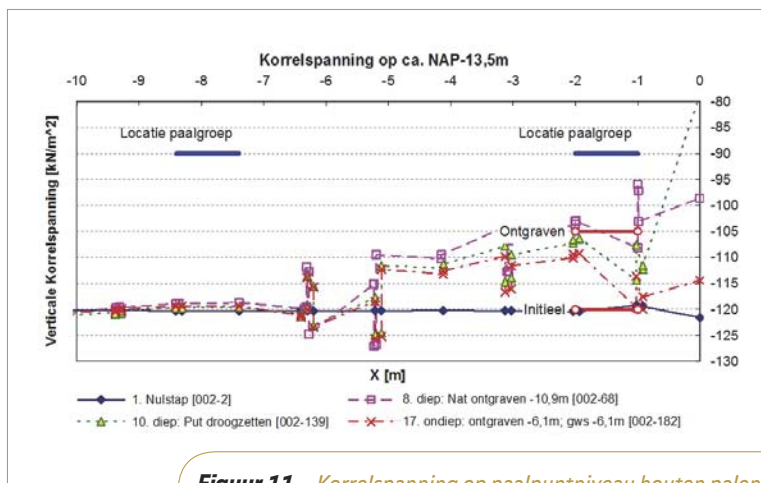
namelijk uitgevoerd met het eindige elementen model (EEM) computerprogramma Plaxis.

De resultaten van de Plaxis berekeningen zijn primair gebruikt om de verplaatsingsinvloed van de ontgraving van de bouwkuip op het bestaande pand te bepalen. Het gaat hierbij om de momenten in de bestaande houten palen, om de zakkings van de houten palen als gevolg van grondontspanning door ontgraven en om het daaruit met behulp

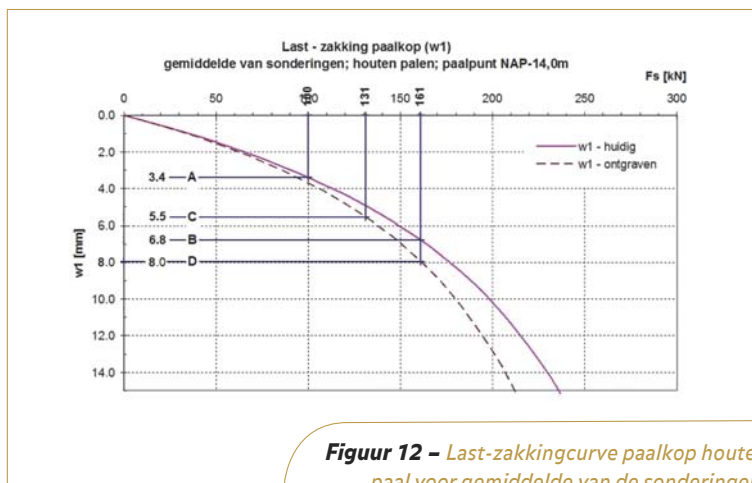
van de resulterende vervormingen aan de hand hiervan uitvoeren van de een schadepredictie voor het Conservatoriumgebouw. Secundair zijn draagkrachtberekeningen van de bestaande houten palen en te installeren ankerpalen van de nieuwbouw gecorrigeerd op basis van deze invloed.

Grondopbouw

De grondopbouw is aan de hand van sonderingen bepaald. Het profiel wijkt niet af van het typisch



Figuur 11 – Korrelspanning op paalpuntniveau houten palen.



Figuur 12 – Last-zakkingcurve paalkop houten paal voor gemiddelde van de sonderingen.

Figuur 13 – Schade classificatiesysteem conform BRE				
Schade-categorie	Schade-klasse	Beschrijving karakteristieke schadebeelden en herstelwerkzaamheden	Indicatie voor scheurwijdte	Grenswaarde tot rek gebouw-categorie 2 [%]
Esthetische, architectonische schade	Verwaarloosbaar	Haarscheurtjes ter breedte van max. 0,1mm	Tot 0,1mm	0 – 0,05
	Zeer licht	Fijne scheuren ter breedte van max. 1mm	Tot 1mm	0,05 – 0,075
	Licht	Scheurwijdten ter breedte van max. 5mm en mogelijk licht vervormde raam- en deurkozijnen; scheurreparatie	Tot 5mm	0,075 – 0,15
Functionele schade	Matig	Scheuren ter breedte van max. 15mm. Vervorming van raam- en deurkozijnen; lekkages; gescheurde leidingen; intensieve scheurreparatie en vervanging metselwerk	5 tot 15mm of een aantal scheuren > 3mm	0,15 – 0,3
	Ernstig	Scheuren ter breedte van max. 25mm, sterk vervormde raam- en deurkozijnen, merkbaar hellende vloeren (>1:100), muren bol of uit het lood, enkele balken verliezen aan opleglengte, afgebroken leidingen; intensieve reparatiekosten; herstel van helling.	15 tot 25mm, maar ook afhankelijk van het aantal scheuren	> 0,3
Constructieve Schade (Stabiliteitsproblemen)	Zeernstig	Scheuren ter breedte van min. 25mm; balken verliezen oplegging; muren zwaar uit het lood en moeten worden gestut, gebroken ramen, gevaar van instabiliteit, ingrijpende renovatie / herbouwwerkzaamheden	> 25mm, maar ook afhankelijk van het aantal scheuren	> 0,3

Opmerkingen Er bestaat geen eenvoudige relatie tussen functionele en visuele schade. Scheurwijdte dient alleen als indicator te worden gebruikt, niet als absolute maat voor schade.

Figuur 12 toelichting: Overzicht zakkingen houten palen gemiddelde van sonderingen		
Toestand	Onderdeel	w ₁ [mm]
A	Huidige situatie zonder negatieve kleeft	3.4
B	Huidige situatie met negatieve kleeft	6.8
C	Na ontgraven met gereduceerde negatieve kleeft	5.5
D	Na ontgraven met oude maximale negatieve kleeft	7.9
		Δw_1
A --> C	Zakking door maaiveld-zakking (negatieve kleeft) en conusreductie (ontgraven)	2.2
B --> D	Zakking door conusreductie (ontgraven)	1.2

Amsterdamse bodemprofiel (zie ook figuur 6), met de 1e zandlaag op circa NAP -12,5m en de 2e zandlaag op circa NAP -18m. De freatische grondwaterstand is NAP-0,75m. Voor de stijghoogte in de 1e zandlaag en dieper wordt NAP-2,75m aangehouden.

Bouwkuipontwerp

In figuur 3 is een plattegrond van de op de binnenplaats van het bestaande gebouw te realiseren bouwkuip opgenomen. Hieruit wordt duidelijk dat de bouwkuip slechts vanaf een locatie toegankelijk is tijdens de gehele bouw. Dit heeft als logische consequentie gehad dat eerst een deel van de kelder gebouwd moest worden alvorens het andere deel kon worden gerealiseerd. Gekozen is voor een aanpak waarbij de diepe kelder (NAP -8,4m) het eerst is gerealiseerd en de ondiepe kelder (NAP -5,3m) pas daarna. In dit artikel zal omwille van de omvang verder alleen de diepe doorsnede c-c worden behandeld. Gezien de kostbare en schaarse ruimte zijn de wanden zeer dicht (overal minder dan 1,5m) naast

de bestaande gevel geplaatst. Het diepe deel wordt nat ontgraven waarna onderwaterbeton toegepast wordt om de put droog te kunnen zetten. Door de diepte van het gewenste zwembad bedraagt de maximale ontgraving in het diepe deel NAP-10,9m. De maximale ontgraving in het ondiepe deel is NAP-6,1m. Deze ontgraving vindt in den droge plaats. In figuur 4 is te zien hoe een en ander er in dwarsdoorsnede c-c uitziet, ten opzichte van de bestaande bebouwing. Opvallend is hoe diep de ontgraving reikt ten opzichte van de bestaande houten paalfundering!

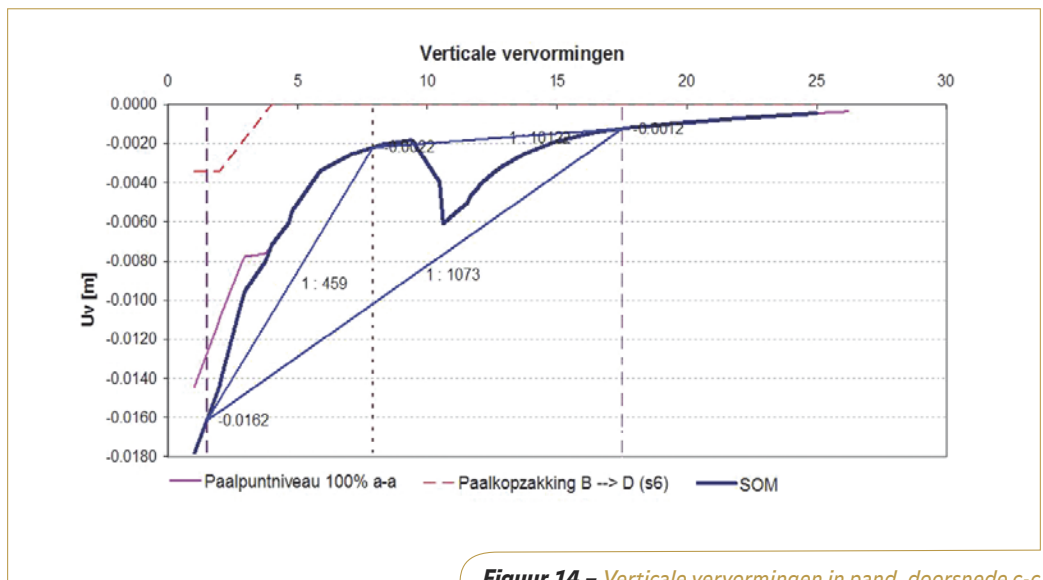
Na diverse ontwerpberekeningen is een bouwkuipontwerp tot stand gekomen zoals in figuur 5 opgenomen. Een prominente rol hierbij speelde het stempelontwerp. Vanwege de nabijheid van de belendingen bleken namelijk horizontale verplaatsingen op het niveau van de kespen van Conservatoriumgebouw bepalend voor het aanbrengen van de stempels. Dit was voor de aannemer, gezien de locatie van de vloeren en het later verwijderen van de stempels, zeker geen praktische keuze; hier wordt later op terug gekomen.

Met behulp van Plaxis zijn diverse berekeningen gemaakt om tot een fasering en stempelniveau te komen waarmee de omgevingsbeïnvloeding naar de belendingen werd geoptimaliseerd / geminimaliseerd. In figuur 6 zijn een karakteristieke doorsnede van het Plaxis model en de bijbehorende fasering opgenomen. Let op dat in de doorsnede bijvoorbeeld op paalpuntniveau belastingen zijn gehanteerd op de lokale spanningstoestand op correcte wijze mee te nemen.

In figuur 7 t/m figuur 10 zijn enkele grafieken opgenomen waarin de uitvoer van de verschillende berekeningsstappen te zien is. De verticale- en horizontale verplaatsingen ter plaatse van de dragende wanden van het Conservatoriumgebouw zijn gebruikt om later de schadepredicties mee uit te voeren.

De damwandvervormingen van damplank AZ 26 in doorsnede c-c ter plaatse van het diepe deel (damwand 1) zijn weergegeven in figuur 7. De grootste verplaatsing, circa 39mm, treedt op na het maken van de constructie en verwijderen van het stempel in het ondiepe deel.

De vervormingen van de wand dienen vooral ter controle van de vervormingen tijdens de uitvoering. Omdat deze makkelijk te meten zijn tijdens de uitvoering met behulp van inclinometers en een duidelijke relatie bestaat tussen de wandvervormingen en de gebouwvervormingen, zijn deze gebruikt om tijdens elke karakteristieke fase de uitvoering op het ontwerp te toetsen.



Figuur 14 – Verticale vervormingen in pand, doorsnede c-c.

Figuur 14 toelichting: Resultaten schadepredictie doorsnede c-c.

$U_{v,voor}$ [m]	L/Hβ	Eh	Δ/L	ε _{tot}	Schadeklasse
-0.0113	1 : 1605	0.066%	0.0002	0.00088	Slight (lichte esthetische schade)

Toelichting

L/H = verhouding diepte/
hoogte van het gebouw
β = relatieve hoekverdraaiing

ε_h = horizontale rek
Δ = verticale doorbuiging
ε_{tot} = totale rek in gebouw

De maatgevende horizontale grondvervormingen op maaiveldniveau naast damwand 1 zijn weergegeven in figuur 8. De grootste verplaatsing is bijna 25mm. De maatgevende verticale grondvervormingen op maaiveldniveau respectievelijk paalpuntniveau naast damwand 1 zijn weergegeven in figuur 9 en figuur 10. De grootste zakking bedraagt bijna 35mm respectievelijk 7mm. Deze vervormingen zijn gebruikt in de schadepredictie.

Toetsing bestaande palen

De bestaande palen dienen, vanwege de zeer nabije ligging aan de bouwkuip, te worden getoetst op overschrijding van het maximum moment, op verlies aan draagvermogen en op zakking.

De maatgevende horizontale grondvervormingen ter plaatse van de houten palen naast de damwand (1) van de diepe ontgraving in doorsnede c-c zijn aan de houten paal opgelegd en daaruit zijn met behulp van de M-serie de momenten in de paal berekend. Hierbij zijn als uitgangspunten onder andere gehanteerd dat de houten paal een gemiddelde diameter heeft van 200mm, E_{hout} = 1,5 · 10⁷ kN/m² en de paalkop rotatie-vrij en translatie-vrij is aangebracht, zodanig dat de horizontale verplaatsing circa 50% bedraagt van de berekende horizontale grondverplaatsing. Het maximum berekend buigend moment in de

houten palen bij doorsnede c-c is 1,2kNm. Voor de paal geldt bij een toelaatbare trekspanning van 8 N/mm² en een normaalkracht van 100 kN, voor een doorsnede van 200mm:
M / W = 8 + 100.000 / (2002 · π / 4) = 11,2 N/mm²
en M_{max;rep} = σ · W = 11,2 · 103 kN/m² · 0,23 · π / 32 m³ = 8,8 kNm, waarmee de berekende momenten dus ruimschoots toelaatbaar worden geacht.

Door het ontgraven neemt de korrelspanning ter plaatse van de paalpunten van de bestaande houten palen af waardoor mogelijk additionele paalzakkingen veroorzaakt worden. De verandering van de korrelspanningen op paalpuntniveau zijn weergegeven in figuur 11. Deze resultaten zijn vervolgens gebruikt voor de berekening van de (extra) paalzakkingen. De initiële korrelspanning bedraagt circa 120kN/m². Na ontgraven is de korrelspanning ter plaatse van de eerste paalgroep naast de ontgraving afgenomen met gemiddeld circa 15kN/m². De reductiefactor van de korrelspanning bedraagt derhalve 105 / 120 = 0,88. Ter plaatse van de tweede paalgroep op circa 8m afstand van de ontgraving is de reductie verwaarloosbaar. De zakking bestaat uit twee mogelijke componenten, te weten de afname van de korrelspanning in de grond waardoor het draagvermogen van de palen afneemt en de toename van de negatieve kleef door maaiveldzakking. Deze eventuele toe-

name van de negatieve kleeft hangt voor een groot deel af van de mate waarin de palen in de huidige situatie negatieve kleeft ondervinden. Indien de palen nu reeds volledig belast worden met negatieve kleeft zal er namelijk geen toename zijn.

De zakkings zijn berekend voor het gemiddelde van de draagkracht uit de sonderingen en voor de slechtste sondering. Het blijkt dat de extra paalpuntzakking door maaiveldzakking 2 respectievelijk 5mm bedraagt en ten gevolge van ontgraven 1 respectievelijk 7mm. Bij de slechte sonderingen is dus een aanzienlijke extra zakking te verwachten.

Met bovenstaande is in het palenplan bij het bepalen van de extra palen/het extra benodigd draagvermogen rekening gehouden.

Schadepredictie

Aan de hand van de berekende grondvervormingen en de berekende paalzakkingen wordt een voorspelling gedaan van de schaderisico's ten aanzien van het belendende Conservatoriumgebouw. Hier wordt benadrukt dat ervan is uitgegaan dat de damwandplanken hydraulisch gedrukt worden en dat de damwand niet getrokken wordt. Installatie-effecten en grondvervormingen die optreden bij het trekken van damwanden zijn dus niet in de analyse betrokken.

De toetswaarden van de totale rek in het pand, dat in relatief goede staat verkeert en bovendien nog zal worden gerenoveerd, zijn vermeld in figuur 13. Met de opdrachtgever is overeengekomen dat een schadebeeld tot schadeklasse licht conform de BRE wordt aanvaard.

De vervormingen zijn aan de belending opgelegd. Hierbij is het volgende in acht genomen:

- de horizontale maaiveldvervormingen worden voor 50% overgedragen op het pand;
- de verticale grondvervormingen op paalpuntniveau worden voor 100% op het pand overgedragen;
- de verticale paalkopverplaatsing wordt voor 100% op het pand overgedragen;
- de negatieve kleeft door maaiveldzakking is meegenomen in de paalzakkingsberekeningen zodat de maaiveldzakking niet apart meegeteld wordt.

Ter illustratie zijn in figuur 14 de verticale vervormingen in het pand weergegeven. De figuur bevat de afzonderlijke verplaatsingslijnen en de gesommeerde lijn. De resultaten van de schadepredictie zijn in de bijbehorende tabel. Er is kans op lichte esthetische schade.

Proactief risicomanagement

Proactief risicomanagement van omgevingsbeïnvloeding vereist dat de risico's die ontstaan in alle projectstadia kunnen worden benoemd, gekwantificeerd en door middel van monitoring actief kunnen worden beheerst. Op tijd meten is op tijd weten is het adagium, waarmee wordt bereikt dat het bouwproces, indien noodzakelijk, op tijd kan worden bijgestuurd.

Hiertoe wordt dan ook bij voorkeur met een integraal advies gewerkt, waarbij niet alleen de risicoanalyse en het monitoringsplan worden opgesteld, maar tevens wordt geadviseerd over de te nemen maatregelen en wordt gecoördineerd bij de aanbesteding, selectie en uitvoering van het monitoren, de bouwkundige opnames en het funderings/casco-onderzoek.

In het volgende deel van deze publicatie zal nader worden ingegaan op het monitoringsplan, de monitoring en risicobeheersing tijdens de uitvoering. Naast presentatie van de meetresultaten en een vergelijk met de predicties zal specifiek worden ingegaan op een drietal callamiteiten die zich tijdens de bouw hebben voorgedaan. Hieruit zal duidelijk de meerwaarde van monitoring en actief sturen op de risico's blijken! ●



CRUX

CRUX Engineering

Deskundig advies op het gebied van
Geo Engineering & Omgevingsbeïnvloeding

www.cruxbv.nl
Grondmechanica - Funderingstechniek - Grondverbetering - Omgevingsbeïnvloeding - Risicoanalyse