

Fundering Combitunnel Nijverdal

Ir. G. (Guido) Meinhardt
Volker InfraDesign
Volker Staal & Funderingen



Ir. M. (Martijn) Takken
Volker InfraDesign



Ir. R. (Ronald) Hergarden
Royal HaskoningDHV



Tracé: eindsituatie 2013



Figuur 1 – Tracé eindsituatie.

Inleiding

Rijksweg 35 loopt dwars door het centrum van Nijverdal. In de jaren 70 presenteert, plaatselijk caféhouder en grafisch ontwerper, Leo ten Brinke zijn plannen voor een gecombineerde weg- en spoortunnel door het centrum van Nijverdal. Hij is zijn tijd echter ver voorruit. Na de nodige studies naar mogelijke rondwegen in de jaren 80 wordt uiteindelijk in november 2007 opdracht gegeven voor de aanleg van de eerste gecombineerde weg- en spoortunnel in Nederland.

De naam van Leo ten Brinke wordt nu gehanteerd door de bouwcombinatie die in opdracht van Rijkswaterstaat de realisatie van het Combiplan verzorgt. De combinatie bestaat uit Van Hattum & Blankevoort, Hegeman Beton en Industriebouw, KWS en Vialis. Het project is aanbesteed op basis van een "Design & Construct" contract. De Combinatie is verantwoordelijk voor de uitwerking van het ontwerp, de realisatie en de instandhouding gedurende drie jaar na volledige ingebruikname van het systeem.

Situatie

De as van Rijksweg 35 wordt over een lengte van 6 kilometer naar het noorden verschoven en gebundeld met het spoor. Ter plaatse van het centrum van Nijverdal worden spoor en weg over circa 1500

m verdiept aangelegd (zie figuur 1). Hiervan bestaat ca. 500 m uit een tunnel. Het station van Nijverdal wordt verplaatst naar het centrum en komt in het open deel van de verdiepte ligging. Door het verschuiven van het spoor en de Rijksweg moet ook de lokale infrastructuur worden aangepast. Hiervoor worden twee onderdoorgangen voor langzaamverkeer, twee wegbruggen, twee spoorbruggen, een spoorviaduct en de nodige geluidsschermen gerealiseerd.

De Combitunnel loopt door het hart van Nijverdal en komt op de locatie van het oude spoortracé te liggen. De tunnel en toeritten dienen in de toekomst ruimte te bieden aan 2 sporen en 2 x 2 rijstroken. De tunnel is verdeeld in drie tunnelbuizen: Een buis voor het spoorverkeer en twee buizen voor het wegverkeer. De totale breedte van de constructie varieert van circa 26 m tot circa 36 m ter plaatse van het station (zie figuur 2). De diepteligging van de diepe gedeelten varieert langs het tracé tussen 6 m en 10 m. De tunnel bestaat uit 49 moten. De moten hebben in het algemeen een lengte van 30 m.

Geologie en grondwaterstanden

De belangrijkste geomorfologische afzettingen zijn gevormd in de voorlaatste ijstijd, het Saalien. De bodemopbouw langs het tracé is gekenmerkt

door een toplaag van geroerde antropogene grond met wisselende samenstelling. Hieronder volgt een zandlaag, silthoudend met lokaal dunne veenlagen. Hieronder volgen lagen van matig grof tot uiterst grof zand, grindhoudend of grind, matig zandig. De zand- en grindlagen worden lokaal doorsneden door leem- en veenlagen, waarbij lokaal stoorlagen van oerhout zijn aangetroffen. In figuur 3 is een typerende sondering weergegeven.

De invloed van de Nijverdalseberg is ook merkbaar bij de geohydrologie ter plaatse. Er is een aanzienlijk verhang van het grondwater van de Nijverdalseberg naar het riviertje de Regge. De tunnel wordt evenwijdig aan de stromingsrichting gerealiseerd.

Kenmerkend aan de grondwaterstand is de grote variatie. Uit peilbuismetingen blijkt de waterstand te kunnen variëren van NAP +6,5 tot +9,0 m. Om een eventuele stijging van het grondwater in de komende 100 jaar te kunnen opvangen, waren relatief hoge ontwerpwaterstanden door de opdrachtgever voorgeschreven met een drempelhoogte van NAP +10,0 m (oost) en +10,5 m (west). De rekenwaarde van de waterstand is vastgelegd op NAP +11,0 m (oost) en +11,9 m (west).

Keuze type bouwkuip en fundering

Door de centrale binnenstedelijke ligging golden

Samenvatting

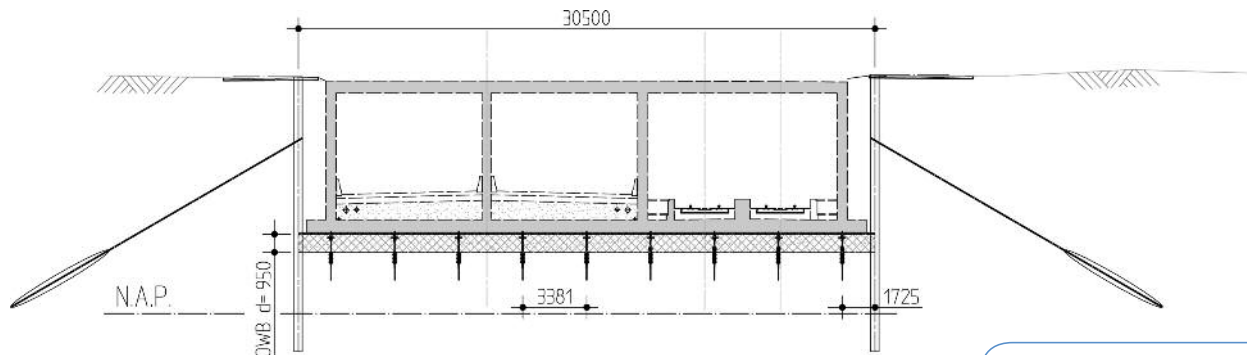
Bij het Combiplan Nijverdal zijn de tunnel en de toeritten gerealiseerd in binnenstedelijk gebied, met strenge realisatie-eisen ten aanzien van geluid en trillingen. Samen met de geologische randvoorwaarden heeft dit geleid tot de keuze voor een funderingswijze waarbij gebruik is gemaakt van een fundering op staal en een fundering met GEWI-ankerpalen.

Om tot een optimaal ontwerp te komen, zowel geotechnisch als constructief, zijn uitgebreide analytische en numerieke berekeningen opgesteld.

Met deze berekeningen zijn vooraf onder andere de stijfheden van de bedding en van de GEWI-ankerpalen zo nauwkeurig mogelijk bepaald.

Deze stijfheden bleken in dit geval namelijk van grote invloed te zijn op het ontwerp, vanwege de strenge vervormingseisen vanuit het (spoor-)verkeer en in bepaalde gevallen ook vanwege het aspect vermoeiing. Deze intensieve interactie tussen het geotechnisch en het constructief ontwerp heeft uiteindelijk geleid tot een integraal funderingsontwerp, waarbij gebruik is gemaakt van meer dan 3500 GEWI-ankerpalen. Meer inzicht in de te hanteren ontwerpparameters is verkregen door het uitvoeren van omvangrijke bezwijkproeven.

Door controleproeven zijn de gehanteerde uitgangspunten gecontroleerd en is de integriteit van de palen ten aanzien van sterkte en stijfheid aangetoond.

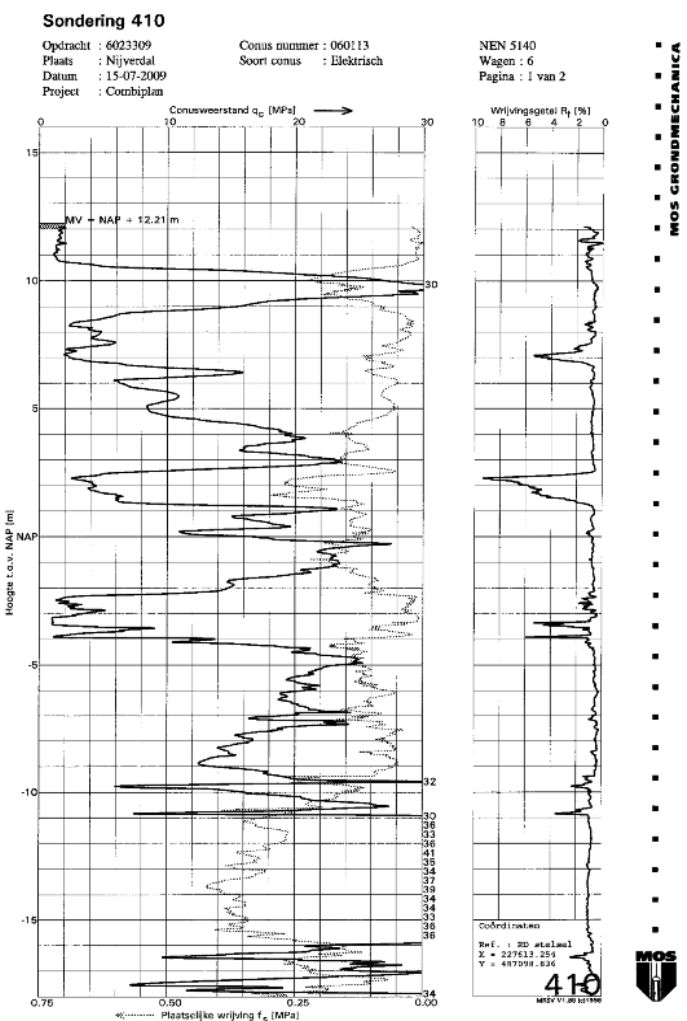


Figuur 2 – Doorsnede gesloten tunnel.

strikte realisatie-eisen ten aanzien van geluid en trillingen, die maatgevend waren in de keuzes ten aanzien van het type bouwkuip en fundering. Verder waren de ligging van een aantal gestuurde boringen onder het tunneltracé en de ligging van kabels- en leiding parallel aan de tunnel bepalend. Samen met de hiervoor geschetste geologische randvoorwaarden heeft dit uiteindelijk geleid tot de keuze voor het volgende funderings- en bouwkuipontwerp (zie ook figuur 4):

- Het gesloten gedeelte is op staal gefundeerd (D). De bouwkuip is hier gerealiseerd met verankerde stalen damwanden en een onderwaterbetonvloer. De owb-vloer is verankerd met ankerpalen die alleen een tijdelijke functie in de bouwfase hebben.
- De open (diepe) gedeelten zijn op palen gefundeerd (C, E). De bouwkuip bestond hier ook uit verankerde damwanden met een onderwaterbetonvloer met ankerpalen. Deze ankerpalen hebben zowel in de bouwfase als in de eindfase een functie.
- Aan de uiteinden zijn, aan weerszijden, twee moten op palen met een open bemaling gerealiseerd (B, F). Door de aanwezigheid van stoorlagen was hier geen onderwaterbeton nodig.
- De ondiepe delen van de toeritten zijn op staal gefundeerd (A, H). De moten zijn hier in een kuip met open ontgraving gerealiseerd.

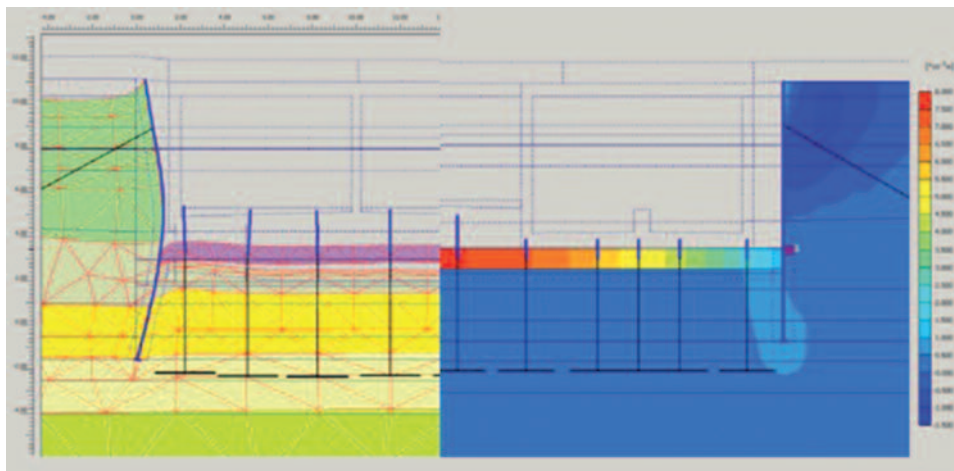
In totaal is ca 35.000 m² onderwaterbetonvloer met een gemiddelde dikte van 1,0 m aangebracht [1]. De dikte van de vloer verloopt van 800 mm bij



Figuur 3 – Sondering.



Figuur 4 – Funderingsconcept Combitunnel Nijverdal.



Figuur 6 – Funderingsconcept Combitunnel Nijverdal.

de toeritten tot 1.100 mm bij de diepere delen met een waterdruk van 6,6 m ten opzichte van onderzijde onderwaterbeton. Ter plaatse van de pompkelder is de dikte 1.300 mm bij een waterdruk van 10 m.

Voor het aanbrengen van de damwanden is gebruik gemaakt van een mobiel geluidsscherm om de geluidsoverlast te beperken (zie figuur 5). Het hiervoor beschreven ontwerpconcept met de randvoorwaarden ten aanzien van trillingen, geluid en de aanwezige bodemgesteldheid hebben geresulteerd in het toepassen van ruim 3500 GEWI-ankerpalen. Het ontwerptraject van de ankerpalen liep parallel aan de commissie voor het opstellen van de CURrichtlijn C236 “Ankerpalen” [2]. Ervaringen vanuit het project zijn in de richtlijn terecht gekomen. Op het ontwerp, uitvoering en beproeven van de ankerpalen wordt later in het

artikel nader ingegaan.

Het gekozen paalstramien was het resultaat van een afweging, waarbij zowel de belastingen in de bouwfase als in de eindfase een rol speelden, maar ook praktische uitvoeringsaspecten. Het stramien kent vaste randafstanden van 1,725 m in dwarsrichting en 1,50 m in langsrichting. Daartussen zijn de hart-op-hart afstanden in dwarsrichting ca. 3,4 m en in langsrichting ca. 3,6 m. Om de verticale voegbeweging te beperken is het stramien nabij de dilatatievoegen verdicht. Het zijn vooral de strenge eisen vanuit het spoorverkeer geweest die hierbij bepalend waren voor het stramien en de diameter van de ankerpalen. Voor een deel van de GEWI-ankerpalen is vermoeiing het maatgevende criterium gebleken voor de benodigde diameter.

De paalbelastingen in de eindsituatie vertonen



Figuur 5 – Mobiel geluidsscherm.

een relatief grote bandbreedte van zowel druk- als trekbelastingen. Dit heeft te maken met de grote variatie in mogelijke grondwaterstanden en het aandeel van de mobiele belasting uit spoor- en wegverkeer. Zo treden bijvoorbeeld in het open gedeelte onder de wanden relatief hoge trekbelastingen op, maar zijn in het veld ook hoge drukbelastingen mogelijk.

Bij het bepalen van de paalbelastingen is rekening gehouden met een bedding onder de vloer, die een deel van de drukbelasting opneemt. Het is in dat kader belangrijk dat de potentiële spleet tussen onderwaterbetonvloer en de bodem, die tijdens het droogzetten van de kuip kan optreden, na het belasten van de onderwaterbetonvloer door de tunnelconstructie in de eindsituatie weer dicht gedrukt wordt. Hiervoor zijn uitgebreide numerieke berekeningen met PLAXIS uitgevoerd (zie figuur 6), waarbij met hardening model small strain stiffness is gerekend.

Het gesloten gedeelte van de tunnel is op staal gefundeerd. De te verwachten zettingen en de verticale bedding zijn bepaald op basis van analytische berekeningen gecombineerd met numerieke berekeningen. De analytische berekeningen zijn gebaseerd op de resultaten van de druksonderingen en geijkt aan de hand van een aantal representatieve met Plaxis berekende dwarsdoorsneden. Hiermee kon worden aangetoond dat de (rest)verschilvormingen tussen de moten beperkt zijn tot < 5 mm.

De verticale beddingen variëren langs het tracé en liggen in orde grootte tussen 5000 à 10000 kN/m³. Op een beperkt aantal locaties is een grondverbetering aangebracht.



Figuur 7 – Boren ankerpalen vanaf ponton

Anker	[-]	GEWI	GEWI	GEWI	GEWI
Type	[-]	50 / 180	50 / 180	50 / 180	50 / 180
Aandeel groutschil	[1]	60%	5%	60%	5%
EA_staaf	[kN]	412334	412334	412334	412334
EA_grout	[kN]	139899	0	139899	0
EA_paal	[kN]	552233	412334	552233	412334
$\sigma_{\text{maatq staal 1}}$	[MPa]	440	440	440	440
F_staaf;r;d;axiaal	[kN]	864	864	864	864
F_r,max,schacht,rep	[kN]	1321	1321	1321	1321
gamma_1B	[1]	1,4	1,4	1,4	1,4
gamma_var (g_var)	[1]	1,5	1,5	1,5	1,5
f2 (geschat)	[1]	0,75	0,75	0,75	0,75
Fr,max,trek,d (g_var = 1,0)	[kN]	707	707	707	707
Fr,max,trek,d (g_var = 1,5)	[kN]	472	472	472	472
Factor k_schacht	[1]	75 (CUR 77)	75 (CUR 77)	110 2)	110 2)
k_schacht	[MN/m]	99	99	145	145
k_elast	[MN/m]	79	59	79	59
k_axiaal	[MN/m]	44	37	51	42

1) Min uit $\sigma_{\text{breuk}} / 1,25$ of $\sigma_{\text{vloei}} / 1,0$

2) Aanname op basis van ervaringen Almelo verdiept; CUR77 keuze uit 75 (boorpalen) of 190 (prefab palen)

Tabel 1 – Berekende statische paalstijfheden bij trekbelasting, paallengte circa 13 m.

Op plaatsen waar het op voorhand mogelijk was om de damwanden te trekken, is reeds in het ontwerp het effect hiervan op de verticale bedding en de krachtswerking op de tunnel beoordeeld. Uiteindelijk heeft dit bij de lokaal aanwezige bodemgesteldheden ertoe geleid dat de bedding over de eerste twee meter van de rand vervalst, en dat ter plaatse van de derde meter een bedding van 50% in rekening is gebracht. Vanaf de vierde meter is met volledige bedding gerekend.

Ontwerp en beproeving van GEWI-ankerpalen

De meest relevante aspecten voor het ontwerp van de gekozen GEWI-ankerpalen zijn:

- Draagkracht (uitwendig geotechnisch)
- Grote bandbreedte aan belastingen (door de grote variatie in de waterstanden en het aandeel van belasting uit spoor- en wegverkeer)
- Sterkte (inwendig constructief, ook rekening houdend met vermoeiing)
- Stijfheid en vervormingen (met name bij voegovergangen in de spoortunnel)
- Duurzaamheid (100 jaar levensduur en zwerfstroom-eisen)
- Uitvoeringsaspecten (toleranties, geluid en trillingen)

Ontwerpdata GEWI-ankerpalen:

- Verschillende staafdiameter 63,5 mm / 50 mm / 40 mm
- Schotel diameter 350 mm
- Grout diameter 200 mm
- Lengte palen tussen 13 à 26 m
- Definitieve palen geboord (spoel-slagboren) vanaf ponton (zie figuur 7)

Eén van de bepalende factoren in de draagkracht-

berekening is de paalklassefactor α_t . Op basis van ervaringen is in het voorontwerp 1,8% aangehouden. Om aan te sluiten bij C236 – Ankerpalen [2] en gezien de hoeveelheid palen is er samen met de verantwoordelijke funderingsaannemer Volker Staal & Funderingen (VSF) gekozen om uitgebreide bezwijkproeven uit te voeren. Doel van de proeven was om verschillende uitvoeringsmethoden te testen en de maatgevende paalklassefactor te bepalen. Verder is de omgevings- hinder en de uitvoeringssnelheid van de verschillende methoden beoordeeld.

Hierbij zijn verschillende uitvoeringstechnieken toegepast zoals open spoelboren, spoel-slagboren, trillend aanbrengen en micro verdringende schroefpalen. Verder is onderscheid gemaakt in al dan niet afpersen. In totaal zijn er circa 42 testpalen aangebracht. Hierbij zijn palen op twee verschillende locaties en groutlichamen op twee verschillende hoogten aangebracht om voldoende rekening te houden met de ruimtelijke spreiding van de bodemgesteldheid. De lengte van de groutprop van de testpalen was 4 m. Van de 42 palen zijn uiteindelijk 14 palen beproefd voor het bepalen van de paalklassefactor. De testpalen zijn vanaf maaiveld gemaakt.

De grote bandbreedte in de paalbelastingen had invloed op de berekening van het paal draagvermogen via de factor γ_{var} . Om deze factor zo realistisch en nauwkeurig als mogelijk te bepalen zijn in het constructief ontwerp verschillende combinaties van waterstanden en belastingen uit spoor- en wegverkeer doorgerekend.

Eén van de bepalende factoren voor het construc-

tief ontwerp van de tunnel en de owbvloer was de stijfheid van de ankerpalen. Dit omdat de eisen aan vervormingen erg streng waren, vooral ter plaatse van voegovergangen in de spoortunnel. Bovendien speelde de stijfheid van de ankerpalen ook een grote rol bij het bepalen van de optredende lastwisselingen in de palen, waarmee de effecten van vermoeiing zijn gecontroleerd. Daarom zijn de stijfheden tijdens het ontwerp nauwkeurig berekend en is hierbij onderscheid gemaakt tussen de stijfheid bij druk, de stijfheid bij trek en de stijfheid bij kortdurende belasting.

De twee belangrijkste aandelen voor berekening van de axiale veerstijfheid van op trek belaste ankerpalen zijn het elastische aandeel en het aandeel uit mobilisatie van de schachtwrijving.

De vooraf berekende stijfheden voor een puur op trek belaste GEWI-paal ($D_{\text{staaf}} 50 \text{ mm}$) lagen in een orde grootte van 40 MN/m à 50 MN/m (zie tabel 1). Opgemerkt wordt de berekeningen destijds nog op basis van CUR77 in combinatie met de ervaringen en meetresultaten van de aanleg van het verdiepte spoor door Almelo zijn uitgevoerd. Dit omdat CUR-richtlijn C236 nog niet beschikbaar was.

In CUR77 zijn voor de berekening van de (deel)-veerstijfheid van de schachtwrijving de volgende factoren genoemd: 75 (boorpalen) en 190 (prefab palen). Gezien de uitvoeringsmethode liggen GEWI-ankerpalen tussen de twee genoemde waarden/types. Op basis van de gemeten stijfheden op het project Almelo Verdiept is destijds een factor van 110 aangehouden (zie tabel 1). In C236 zijn voor dit type ankerpaal nu waarden van 120 / 140 / 170 vermeld; zie C236, tabel 8.1 [2].



Figuur 8 – Getrokken groutlichaam paal bezwijkproef.

Een andere parameter voor de berekening van de elastische (deel)veerstijfheid is de fictieve verankeringslengte ofwel effectieve lengte L_{eff} genoemd. Zowel in CUR77 als in C236 wordt gesteld dat $L_{eff} = L_{vrij} + 0,5 L_a$ (zie C236, figuur 8.1). Ondertussen is de berekening van paalstijfheden uit CUR77 in richtlijn C236 herzien, waarbij algemeen geconstateerd is dat de hiermee berekende waarden tamelijk conservatief (laag) zijn en niet aansluiten bij de in de praktijk gemeten waarden [3]. Daarom is in CUR-verband een platform ankerpalen opgericht om betreffende dit onderwerp de huidige richtlijn te laten aansluiten bij de in de praktijk gemeten hogere paalstijfheden.

De resultaten van de bezwijkproeven ten behoeve van het bepalen van de paalklassefactor kunnen als volgt worden samengevat:

- α_t niet significant afhankelijk van boormethode (uitzondering trillend aanbrengen);
- Duidelijk verschil tussen al dan niet afpersen;
- α_t tussen 1,7 à 2,2 (afhankelijk van boormethode en al dan niet afpersen).

Opgemerkt wordt dat er gedurende de beoordeling van de proeven twijfels waren ten aanzien de uitgevoerde lengte van de groutlichamen. Daarom zijn een aantal testpalen/groutlichamen getrokken (zie figuur 8). Hierbij zijn de twijfels bevestigd. De afmetingen van de groutprop is essentieel voor de bepaling van de maatgevende α_t en verdient de nodige aandacht in opzet en beoordeling van bezwijkproeven.



Figuur 9 – Test vanaf ponton.

Moot	Paal Nr	Staal-diam.	Type proef	Datum proef	Testlast F_s	Sterkte		Stijfheid	
						kruipmaat	voldoet	gemeten	voldoet
[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[-]	[MN/m]	[-]
1 t/m 3	geen	-	op staal	-	-	-	-	-	-
24 t/m 28	24-62	50	KD	29-3-2011	681	< 0,1	ja	64	ja
	26-37	50	KD	29-3-2011	770	0,68	ja	51	ja
	28-47	50	LD	29-3-2011	770	0,74	ja	45	ja
29 t/m 33	29-93	50	KD	27-5-2011	770	< 0,1	ja	43	ja
34-west	30-68	50	KD	27-5-2011	770	0,43	ja	61	ja
	31-58	50	LD	27-5-2011	770	< 0,1	ja	51	ja
	32-46	50	KD	27-5-2011	770	0,63	ja	74	ja

Kruipmaat $k_s < 1$ mm

Minimaal vereiste stijfheid paal met staaf $D = 50$ mm vanuit constructieve berekening: $k_v = 34$ MN/m

Tabel 2 – Berekende en gemeten stijfheden GEWI-ankerpaal $D_{staaf} = 50$ mm.

Op basis van de uitgevoerde proeven is gekozen om de definitieve GEWI-palen met de spoelslagboor methode met afpersen uit te voeren en is de lengte per ankerpaal met gemiddeld 2 m gereduceerd. De kosten voor de proef zijn ruimschoots gecompenseerd. Vanwege capaciteitsredenen heeft uiteindelijk Bauer funderingstechniek de palen voor Volker Staal & Funderingen uitgevoerd. Omdat de palen met de hogere α_t zijn ontworpen en in relatie tot de ontwikkeling van de richtlijn C236 “Ankerpalen” [1] gedurende het project, zijn aanvullend 24 controleproeven na installatie van de definitieve palen uitgevoerd. Hierbij zijn zowel sterkte als ook stijfheid van de palen vanaf de ponton getest (zie figuur 9). Alle palen voldoen aan de gestelde eisen qua sterkte en stijfheid. In tabel 2 zijn de achteraf gemeten stijfheden voor ankerpalen met een staafdiameter van 50 mm weergegeven.

De testbelastingen waren 680 en 770 kN. De gemeten stijfheden lagen tussen circa 43 à 74 MN/m en passen daarmee in de bandbreedte van de van te voren berekende stijfheden (zie tabel 1).

Aandachtspunt met betrekking tot de uitvoering vanaf een ponton zijn realistische uitvoering-toleranties. Bij moot 37 zijn de GEWI-palen bijvoorbeeld nabij een hogedrukgasleiding geboord. De maatvoering is dan cruciaal. Hier zijn de palen met een initiële helling van 2% van de leiding weg geboord en zijn de boorgaten met een inclinometer (verticaal) voor het passeren van de leiding ingemeten. Dat wil zeggen: boorproces stoppen, boorgaten inmeten, indien boorgat geen afwijkingen vertonen, dan verder boren. De palen zijn zonder schade aan de leidingen uitgevoerd.

Literatuur

- [1] Cement; uitgave nr. 03-2013; Takken, De Winter, Meinhardt; *Combiplan Nijverdal*.
- [2] CUR Bouw & Infra, CUR 236 ‘Ankerpalen’, november 2012.
- [3] Geotechniek, jaargang 17, nummer 1, ‘Update van commissies’, axiale veerstijfheid ankerpalen. ●