

Elk bouwwerk begint met een degelijke fundering. In Nederland zijn de meeste bouwwerken, vanwege de slappe bodemgesteldheid, gefundeerd op palen, voornamelijk geprefabriceerde betonnen heipalen. Daaraan is dit hoofdstuk gewijd.

Het eerste deel houdt zich bezig met de samenstelling van de Nederlandse bodem en geeft een kort historisch overzicht van de ontwikkeling van de funderingstechniek in het algemeen en van heipalen in het bijzonder. Daarna wordt aangegeven hoe geprefabriceerde betonnen heipalen worden toegepast en welke rekenmethodieken daaraan ten grondslag liggen. Het laatste deel ten slotte handelt over de installatie van de palen, het heien. Daarbij wordt aandacht geschonken aan zowel praktische als fysische aspecten.

De inhoud van dit hoofdstuk is ontleend aan het standaardwerk over paalfunderingen op basis van geprefabriceerde betonnen palen: Handboek Funderingstechnologie [6.1]. Dit Handboek is te bestellen bij de vereniging PREPAL.

6 FUNDEREN MET GEPREFABRICEERDE BETONNEN HEIPALEN

Inhoudsopgave

6.1	<i>Onze Nederlandse bodem, palen en een stukje geschiedenis</i>	3
6.1.1	Een land met slappe bodem	
6.1.2	Geologische tijdschaal en de huidige bouwpraktijk	
6.1.3	Geotechnisch onderzoek	
6.1.4	Fysisch bodemonderzoek	
6.1.5	Geohydrologisch onderzoek	
6.1.6	Grondmechanisch advies	
6.1.7	Milieu-onderzoek	
6.1.8	De heipaal	
6.1.9	De betonnen heipaal	
6.1.10	Paaltypen	
6.2	<i>De toepassing van palen en rekenmethodieken</i>	24
6.2.1	Berekeningen	
6.2.2	Geotechnisch advies	
6.2.3	Palen: keerconstructies	
6.2.4	Bepaling van de draagkracht van de paalfundering	
6.2.5	Andere aan de paalfundering te stellen eisen	
6.2.6	Dimensionering	
6.3	<i>Praktische aspecten van het heien</i>	37
6.3.1	Heisystemen	
6.3.2	Stabiliteit van heimaterieel	
6.3.3	Aanvoer, opslag en installeren van de palen	
6.3.4	Controle	
6.3.5	Afhakken, koppensnellen en opstorten	
6.4	<i>Fysische aspecten van het heien</i>	46
6.4.1	Het effect van de botsing	
6.4.2	Dieselblokken	
6.4.3	Fysische aspecten in de paal	
6.4.4	Omgevingsfactoren	
6.5	<i>Het heien</i>	53
6.5.1	Het verband tussen heiweerstand en draagvermogen	
6.5.2	Licht heien	
6.5.3	Zwaar heien	

- 6.5.4 Heitrillingen
- 6.5.5 Heigeluid
- 6.5.6 Berekening van het breukmoment

Bijlagen72

- I Overwegingen kelderconstructie - *Cement*, 2001 nr. 3
- II De Soeverein, soeverein op palen - *Cement*, 2001 nr. 6

Literatuurlijst

- 6.1 Handboek Funderingstechnologie; Geprefabriceerde betonnen heipalen in theorie en praktijk. Handboek in drie delen; PREPAL, Woerden.
- 6.2 NEN 6743 Geotechniek - Berekeningsmethode voor funderingen op palen - Drukpalen
- 6.3 NEN 5104 Geotechniek - Classificatie van onverharde grondmonsters
- 6.4 NEN 5740 Bodem - Onderzoeksstrategie bij verkennend onderzoek - Onderzoek naar de milieuhygiënische kwaliteit van bodem en grond
- 6.5 NEN 6740 Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen

6.1 ONZE NEDERLANDSE BODEM, PALEN EN EEN STUKJE GESCHIEDENIS

6.1.1 Een land met een slappe bodem

Ons land wordt gekenmerkt door een slappe bodem. Dat komt omdat die bodem is gevormd door sediment- of afzettingsgesteenten door exogene processen aan het oppervlak van de aarde. De lagen ontstonden door het bezinken van vaste bestanddelen die door water, ijs en lucht (wind) zijn aangevoerd, dan wel door het uitkristalliseren van in water opgeloste stoffen.



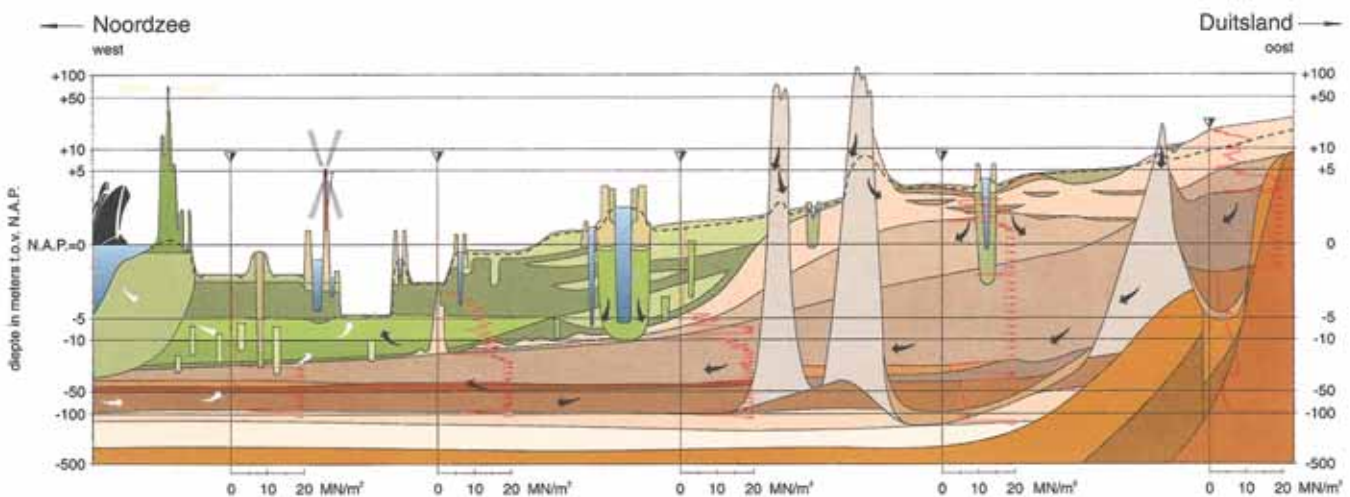
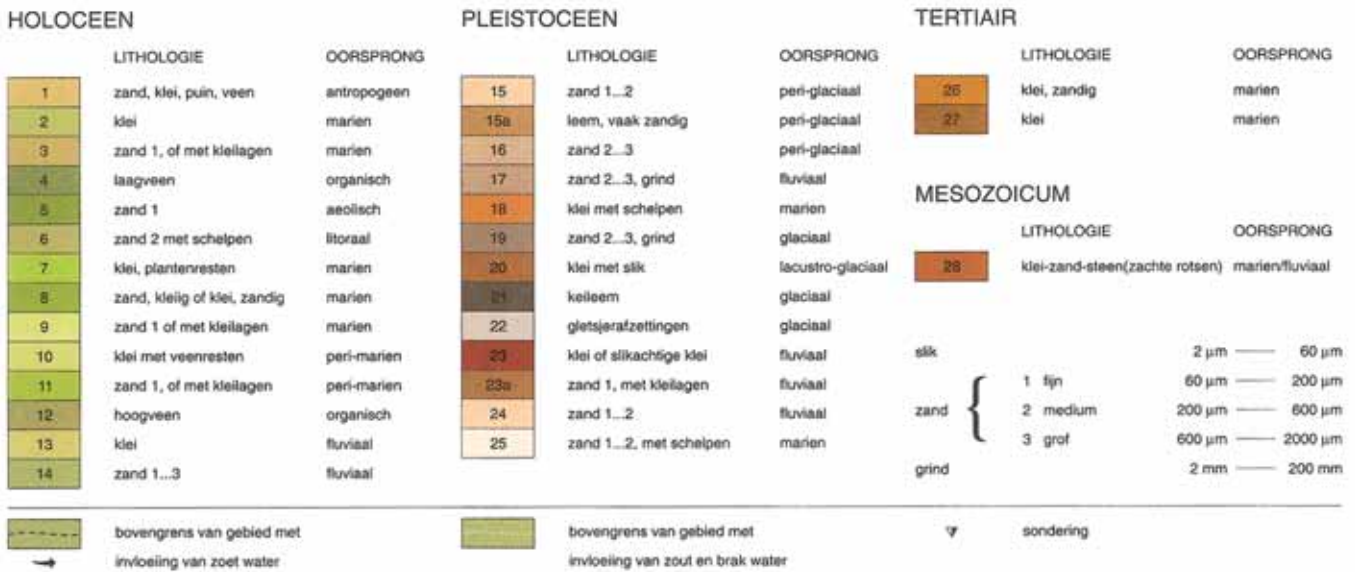
Foto 6.001: Luchtfoto Deltagebied

Hard gesteente, rots, komt slechts op grote diepte voor. Van het maaiveld af gerekend, zou men vijfhonderd meter diep of zelfs dieper moeten boren vooraleer hard gesteente wordt gevonden.

Alleen in het zuidelijkste deel van ons land, in Zuid-Limburg, komt zacht gesteente voor, relatief dicht onder het oppervlak dat voor het overige ook weer met sedimentafzettingen is bedekt. Het gaat hier om zachte kalksteenformaties, beter bekend als krijt (mergel).

6.1.2 Geologische tijdschaal en de huidige bouwpraktijk

Voor de bouwpraktijk zijn alleen de bovenste sedimentafzettingen van belang. Die zijn gevormd in het Quartair en daarbij gaat het om het Pleistoceen en om de huidige periode: het Holoceen. Laatstgenoemde periode vertegenwoordigt de afzettingen onder het maaiveld, zoals gezegd weinig draagkrachtig. Het Pleistoceen is belangrijk omdat de in die periode draagkrachtige afzettingen werden gevormd waarvan in de funderingstechniek dankbaar gebruik wordt gemaakt.



Figuur 6.002: Geotechnisch profiel

Pleistoceen

Het Pleistoceen, de oudste periode van het Quartair, is het tijdvak van de ijstijden. Bitter koude perioden, zogenaamde glacialen, die werden afgewisseld door warme tijden, de zogenaamde interglacialen. Tijdens de glacialen was het klimaat arctisch, tijdens de interglacialen subtropisch. Als de glacialen plaats maakten voor interglacialen, smolten de ijsmassa's en veroorzaakten uitgebreide transgressies (voortschrijdende afzettingen door water over oppervlakten die tevoren niet door water werden overstroomd, waarbij het dan gaat om zeewater, water van rivieren en smeltend ijs). Bij een transgressie nemen de opeenvolgende lagen een steeds groter oppervlak in.

Bij een volgend glaciaal trad dan weer regressie op. Herbevoering onttrok via de lucht zoveel water aan de omgeving dat grote gebieden droog kwamen te liggen, zoals bijvoorbeeld het continentale plat in onze omgeving. Opeenvolgende transgressies en regressies veroorzaakten dikke afzettingen (mondiaal gezien wordt plaatselijk soms wel 1000 meter dikte gemeten).

De bestanddelen die dan bezinken zijn residuaire gesteenten, nieuw gevormde bestanddelen en mineralen die uit een oplossing neerslaan. De residuaire gesteenten zijn afkomstig van gesteente dat door verwerking uiteenvalt in korrels die alle de samenstelling hebben van het oorspronkelijke gesteente. Meestal is dit kwarts, het hoofdbestanddeel van zand. Voor de fundering van gebouwen hoogst belangrijk. De nieuw gevormde bestanddelen ontstaan door chemische verwerking, tengevolge waarvan kleimineralen worden gevormd. Kleien en de verharde vorm ervan: de schalies vormen meer dan de helft van alle sedimenten. De derde groep sedimenten betreft de evaporieten. Dat zijn of mineralen die uit een oplossing neerslaan - men denke aan gips of aan steenzout -, of sedimenten die uit organische materiaal zijn opgebouwd - veen, steenkool, dierlijk slib-, of afzettingen die zijn opgebouwd uit kiezelschaaltjes - men vergelijk het diatomeeënslak dat 90% van de oceaanbodem bedekt -. In het algemeen dus 'zwarte' materialen.

Holoceen

Eigenlijk is het Holoceen, de laatste en huidige periode van het Quartair niets anders dan een interglaciaal, 10000 jaar geleden ingezet. In deze periode is de bodem waarop we leven, gevormd.

Aan het begin van het Holoceen ligt de zeespiegel nog meer dan 100 meter onder het huidige niveau. De Noordzee bestaat dan nog niet: tussen ons land, Engeland, Noord-Duitsland en Denemarken ligt een toendraachtige vlakke. Als het evenwel geleidelijk warmer wordt, stijgt de zeespiegel en wordt het land in toenemende mate overstromd. Onder invloed van de getijden vinden er klei-afzettingen plaats: de zogenoemde blauwe klei.

Maar er gebeurt meer: in de loop van de vele duizenden jaren vormt zich veen en de rivieren zetten rivierklei af. Aan de zich steeds verder terugtrekkende kustlijn ontstaan waddegebieden en schoorwallen. In de doorgaans brede beekdalen ontstaat opnieuw veen en verdere bezinkingen leiden tot humusrijke gronden.

Laag voor laag zet zich af op het golvend profiel van de Pleistocene afzettingen. Hier en daar raken die nog tot aan het huidige aardoppervlak, maar voor het merendeel zijn de draagkrachtige lagen bedekt met afzettingen uit het Holoceen. Gemiddeld liggen de Pleistocene lagen op een diepte van 20 meter -NAP.



Foto 6.003: Poldergebied Zuid-Holland

6.1.3 Geotechnisch onderzoek

Met een bodem die grote verscheidenheid toont en draagkrachtige lagen die zich in het algemeen diep onder het maaiveld bevinden, is voorafgaand geotechnisch onderzoek een must. Immers, om het draagvermogen van de bodem te kunnen bepalen, zijn gegevens omtrent de minerale samenstelling en omtrent de mechanische eigenschappen noodzakelijk.

De bodem boven de Pleistocene, draagkrachtige lagen is, zoals al aangeduid, gevormd in het holoceen. De lithologie onderscheidt 14 soorten grond (fig. 6.001).

Sonderen

De noodzakelijke gegevens omtrent de minerale samenstelling en de mechanische eigenschappen van de bodem worden verkregen door sonderingen. Hierbij wordt een gestandaardiseerde conus met een constante snelheid (20 mm/sec) via een stangenstelsel in de grond gedrukt. De weerstand die de conus op zijn weg ondervindt, laat zich vertalen in een diagram, het zogenaamde sondeerdiagram



Foto 6.004: Interieur sondeerwagen

Wrijvingsgetal

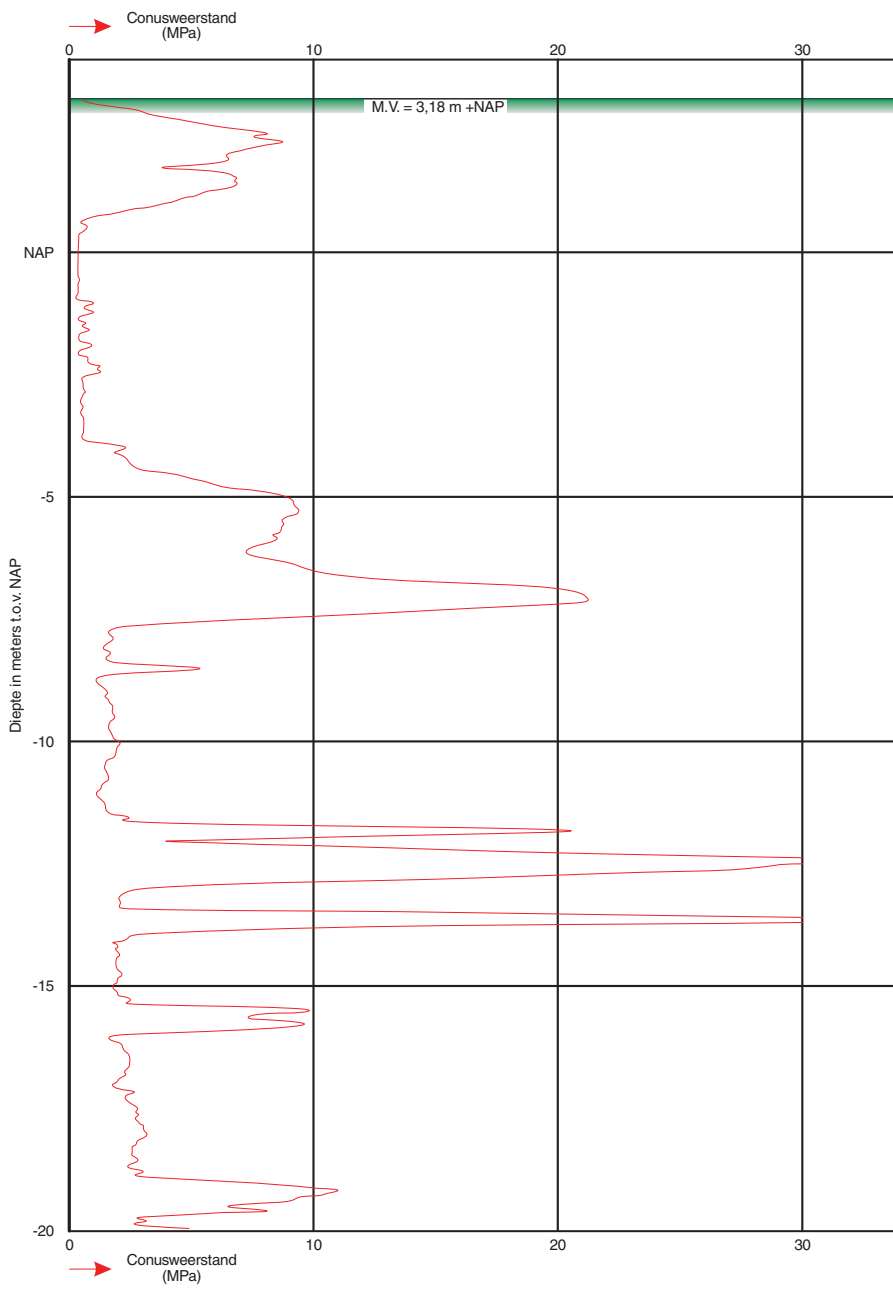
Bij elektrisch sonderen wordt vrijwel altijd gebruik gemaakt van een sonde met kleefmantel. Een kleefmantel stelt de constructeur in staat ook de wrijvingsweerstand te meten.

Door de wrijvingsweerstand te delen door de conusweerstand volgens de formule

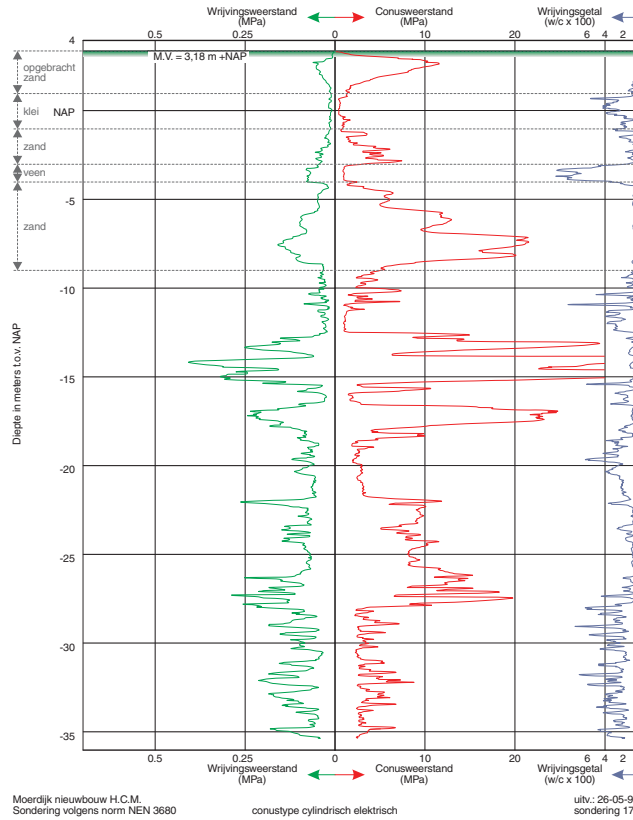
$$\frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad \text{waarin } f_s = \text{de plaatselijke mantelwrijving in MPa}$$

$$q_c = \text{de conusweerstand in MPa}$$

ontstaat het wrijvingsgetal. Uit het wrijvingsgetal kan met zekerheid grenzende waarschijnlijkheid de grondsoort worden afgeleid.

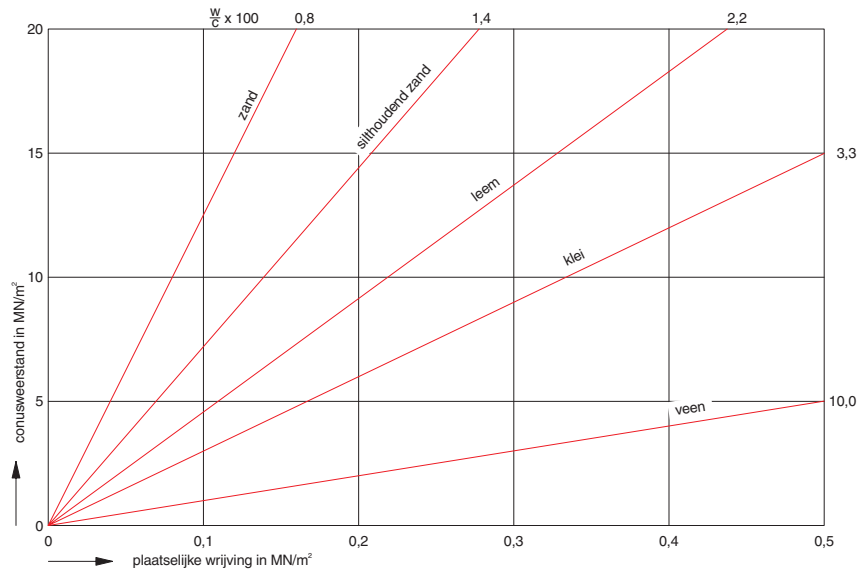


Figuur 6.005: Sondeerdiagram



Figuur 6.007:
Elektrische sonde met klefmantel

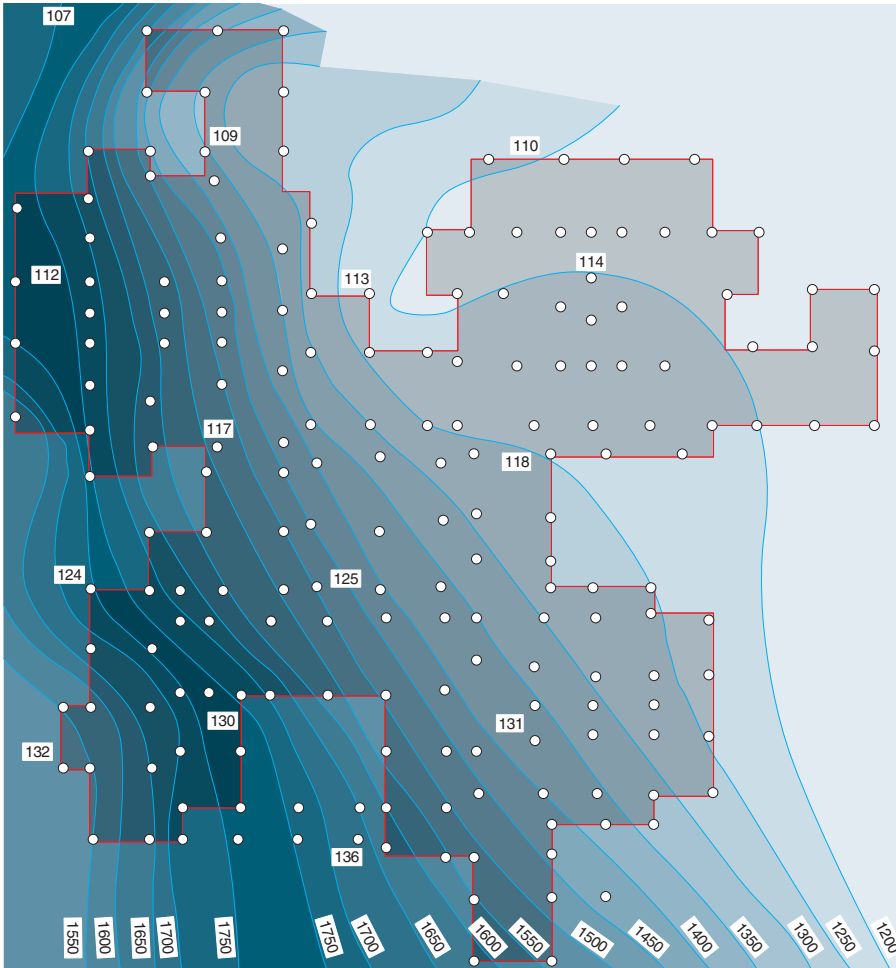
Figuur 6.006: Sondeerdiagram met conusweerstand, wrijvingsweerstand en wrijvingsgetal



Figuur 6.008: De relatie tussen conusweerstand en wrijvingsweerstand en de vertaling naar grondsoorten

Densiteit

Voor de berekening van het theoretisch draagvermogen geldt voor wat betreft de sonderingen de geotechnische norm NEN 6743 [6.2]. Deze biedt onder andere ook uitgangspunten voor de densiteit van sonderingen: het aantal sonderingen per oppervlakte-eenheid.



Figuur 6.009: Projectie sonderingen/bouwlocatie

6.1.4 Fysisch bodemonderzoek

Ook al bieden de conusweerstand en de wrijvingsweerstand een helder en zeker beeld omtrent de samenstelling van de grond, toch kan het nodig zijn om die grond aan een nadere studie te onderwerpen. Bijvoorbeeld als het gaat om de permeabiliteit (waterdoorlatendheid), de samendrukbaarheid van bepaalde lagen, de korrelgrootte of het poriëngehalte. Via boringen kan men monsters van de geroerde of van de ongeroerde grond nemen. Dat kan ook op basis van partiële boorkernen, bijvoorbeeld die op 18 - 20 m -NAP diepte.

Het daaraan volgend laboratoriumonderzoek richt zich dan op de fysische hoedanigheden van de grond. Bij milieu-onderzoek gaat het om de chemische hoedanigheden, zie aldaar. In het boorgat worden soms peilbuizen geplaatst om ongewenste verbindingen tussen grondlagen te vermijden.



Foto 6.010 en 6.011: Het boren en de boorkern

Bij het fysisch onderzoek gaat het om grondsoortclassificatie en beschrijving volgens NEN 5104 [6.3], waarbij de volgende hoedanigheden worden vastgesteld:

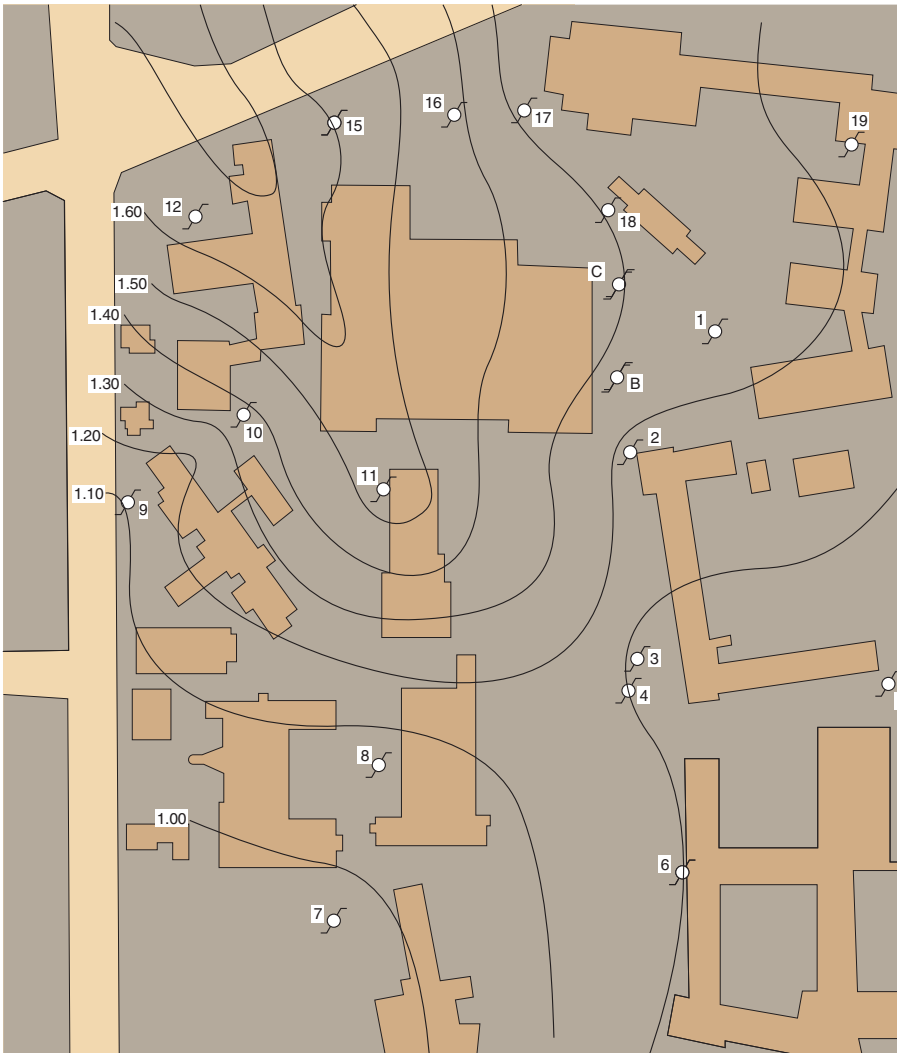
- volumegewichten;
- Atterbergse gewichten;
- korrelverdeling;
- minimale en maximale dichtheid;
- Proctordichtheid;
- vochtgehalte;
- poriëngetal;
- doorlatendheid;
- schuifsterkte;
- samendrukkingscoëfficiënt.

6.1.5 Geohydrologisch onderzoek

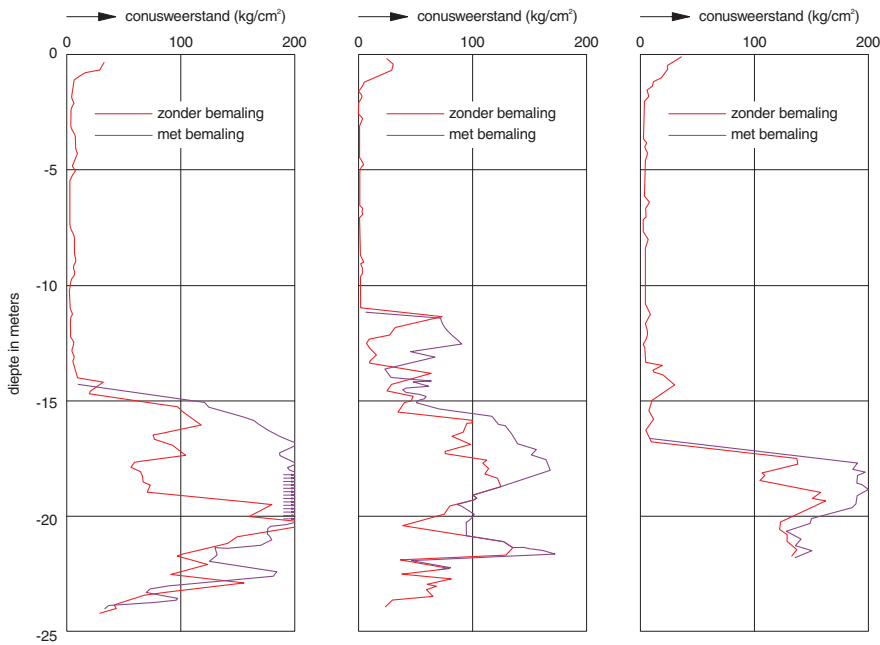
Kennis van de bodem, zijn opbouw en zijn fysische hoedanigheden moet, om tot degelijke berekeningen te komen, gepaard gaan met inzichten omtrent de ondergrondse waterhuishouding. Die is in algemene zin afhankelijk van atmosferische drukverschillen zodat standaardgegevens altijd een momentopname vertegenwoordigen.

De waterdoorlatendheid van de grond, zowel in horizontale als in verticale richting, speelt een rol evenals de aanwezigheid van oppervlaktewater in de onmiddellijke nabijheid van de bouwlocatie. Ook de helling van het terrein is van invloed. Niettemin vindt men punten waarop het grondwaterpeil hetzelfde is. Door deze punten te verbinden ontstaan: zogenaamde isohypsen, lijnen met eenzelfde grondwaterstand (fig. 6.012).

Eén en ander is van groot belang bij een kunstmatige verlaging van het grondwaterpeil. Die leidt tot een evenredige verhoging van de korrelspanning met als gevolg een aanzienlijk grotere heiveerstand. Figuur 6.013 geeft een duidelijk beeld van de toename van de conusweerstand bij bemaling.

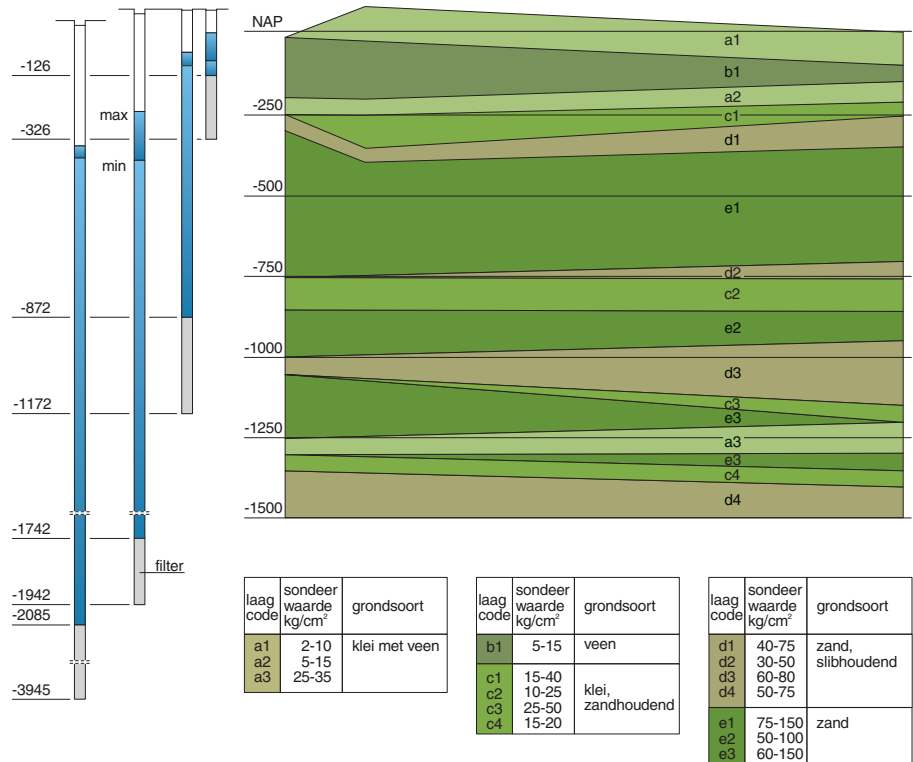


Figuur 6.012: Kaart met isohypsen



Figuur 6.013: Toename van de conusweerstand bij bemaling

Om inzicht te verkrijgen in het gedrag van het grondwater bij onbemalen grondmassieven verdient het aanbeveling om peilbuizen te plaatsen. Daarbij wordt een filter geplaatst beneden verwachte slibrijke lagen om na te gaan of en zo ja, in hoeverre van gescheiden waterbeweging op verschillende niveaus sprake is. Zo lang mogelijk durende peilbuisregistratie op tenminste drie locaties op het bouwterrein maakt het mogelijk aldus wateroverspanning of wateronderspanning te herkennen. Spanningswater kan van invloed zijn op constructieve aspecten: de druk-en/of trekspanningen in palen worden door spanningswater mede bepaald.



Figuur 6.014: Bodemprofiel waarbij sprake kan zijn van verschillen in grondwaterpotentiaal in watervoerende lagen

6.1.6 Grondmechanisch advies

Het geotechnisch onderzoek (sonderingen met kleefmantel, boringen en dientengevolge fysisch bodemonderzoek en het geohydrologisch onderzoek) leidt tot het uitbrengen van een grondmechanisch advies aan de constructeur van het bouwwerk of kunstwerk. Daarbij gelden de volgende parameters:

- stijfheids- of elasticiteitsmodulus E (in relatie met G -modulus);
- samendrukkingscoëfficiënten C_p en C_s ;
- samendrukkingsindex C_c en C_s ;
- consolidatiecoëfficiënt c_v ;
- volumesamendrukkingscoëfficiënt m_v .

Alle tot dusver beschreven onderzoek heeft tot doel de onwetendheidsmarge te verkleinen. Naarmate de toegepaste technieken worden verfijnd, beweegt zich de marge tussen engere grenzen.

6.1.7 Milieu-onderzoek

Nu tienduizenden bouwlocaties in het verleden vervuild blijken te zijn en de vigerende wetgeving - Wet Bodembescherming - onder meer verlangt dat voor het afgeven van een bouwvergunning een verklaring geëist wordt (van de eigenaar van de grond) dat zich in de bodem geen verontreinigende stoffen bevinden (of zich althans binnen zeer nauwe grenzen bewegen), is het geotechnisch onderzoek uitgebreid met milieu-onderzoek. Hierbij gaat het om chemische analyses van bodemmonsters, onder meer op basis van chromatografie en spectrofotometrie. De gevonden waarden worden vergeleken met zogenaamde streef- en interventiewaarden volgens NEN 5740 [6.4]. In het algemeen gelden de volgende vaststellingen:

Grondmonsters (gemengd) uit de bovengrond (0 - 0,5 m):

- de aanwezigheid van zware metalen;
- idem extraheerbare organohalogenverbindingen (EOX);
- idem minerale olie;
- idem polycyclische aromatische koolwaterstoffen (PAK's);
- lutumgehalte;
- organische stof gehalte.

Grondmonsters (gemengd) uit de ondergrond (0,5 - 2 m):

- de aanwezigheid van zware metalen;
- idem extraheerbare organohalogenverbindingen (EOX);
- idem minerale olie;
- idem vluchtige aromatische en vluchtige gehalogeneerde koolwaterstoffen, inclusief naftaleen;
- lutumgehalte;
- organische stof gehalte.

Grondwatermonsters:

- pH en soortelijke geleiding;
- zware metalen;
- extraheerbare organohalogenverbindingen (EOX);
- vluchtige aromatische en vluchtige gehalogeneerde koolwaterstoffen inclusief naftaleen;
- fenolindex.

Onderzoeksfasen

Milieu-onderzoek begint doorgaans met een verkennend bodemonderzoek dat zich baseert op:

- historisch materiaal;
- oriënterend bezoek en veldwaarnemingen;
- het gebruik van goede topgrafische kaarten;
- kaarten van nutsbedrijven (kabels, leidingen);
- bodemkaarten;
- archiefonderzoek (hinderwet, verleende vergunningen, bestemmingsplannen, kadastrale gegevens);
- luchtfotografie (infrarood en/of false colour);
- materiaal van het Staringcentrum, Dienst Grondwaterverkenning, TNO, RIVM, waterkwaliteitsbeheerders et cetera;
- monstername en chemische analyse.

aantal boringen			aantal te nemen monsters (meng)monsters			aantal te onderzoeken			
oppervlak- te locatie in ha	tot 0,5m	tot 2m	waarvan:		waarvan:	grond	grond- water	grond	grond- water
			met peilbuis ²⁾						
			0-0,5 m	0,5-2,0 m ¹⁾		0-0,5 m	0,5-2,0 m		
<0,01	3	1	1	3	3	1	1	1	1
0,1	6	2	1	6	6	1	1	1	1
0,2	12	3	1	12	9	1	2	1	1
1	20	6	2	20	18	2	3	2	2
2	30	9	3	30	27	3	4	3	3
3	40	12	4	40	36	4	5	4	4
5	60	18	6	60	54	6	7	6	6
10	110	33	11	110	99	11	12	11	11
p	10+10p	3+3p	1+1p	10+10p	9+9p	1+1p	2+1p	1+1p	1+1p

waarin:

p is de getalswaarde van de oppervlakte van de locatie in ha ($p > 1$ ha).

- 1) Uit elke boring van 0,5 tot 2 m diepte worden drie monsters in trajecten van ten hoogste 0,5 m genomen.
- 2) Van de boringen tot 2 m moeten er dus een of meer worden verdiept voor het plaatsen van een peilbuis.

Het is zeer wel mogelijk dat een niet-verdachte locatie na verkennend bodemonderzoek toch verdacht blijkt te zijn. Dan is aanvullend onderzoek vereist, zoals voor elke verdachte locatie.

Bij verdachte locaties maakt men onderscheid tussen:

- een homogeen verdeelde bodemverontreiniging en
- een heterogeen verdeelde bodemverontreiniging.

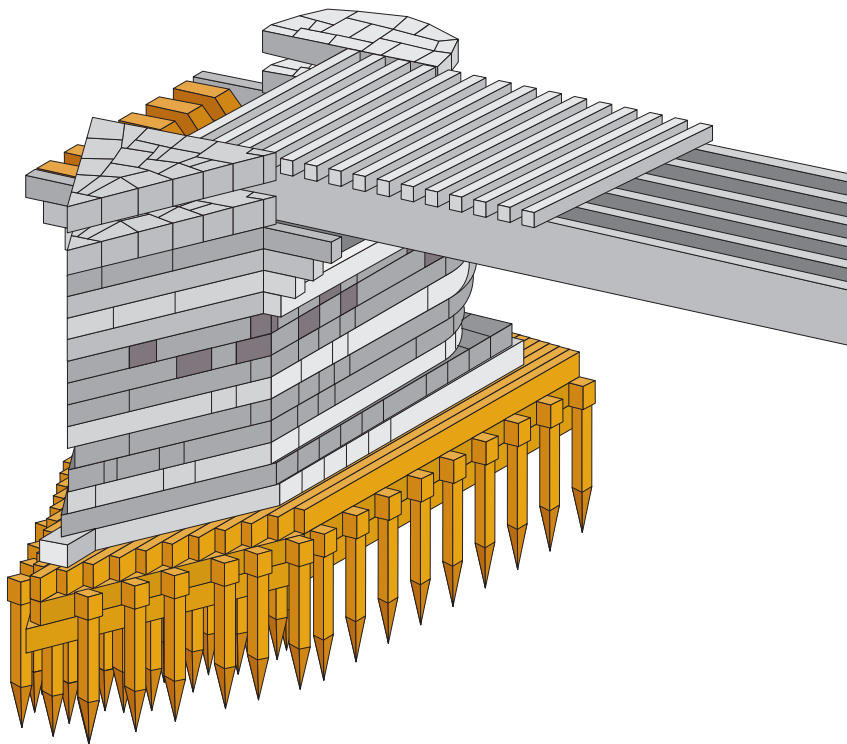
Bij laatstgenoemde maakt men onderscheid tussen verontreiniging op bekende plaatsen en op onbekende plaatsen. Eén en ander leidt tot uitgebreide monstername en tot stringente voorwaarden voor menging van de monsters.

De resultaten van verkennend en aanvullend onderzoek leiden dan tot maatregelen zoals:

- plaatselijke afgraving van verontreinigde grond;
- transport ervan en deponering bij depots of verbrandingsovens;
- aanvulling met schone grond.

6.1.8 De heipaal

De toepassing van diep in de bodem geslagen (houten) palen is omstreeks 6000 jaar oud als men de bouw van paalwoningen in Zwitserland, de Jura en in Zwaben in het Neolithicum (bronstijd) in de geschiedenis van de paalfundering betreft. Bouwde men dergelijke onderkomens wellicht uit veiligheidsoverwegingen, de methode om een paal uitsluitend als medium voor het bereiken van draagkrachtige lagen te benutten, gaat nu ook al het derde millennium in. Immers, de Romeinen stutten bijvoorbeeld de landhoofden en pijlers van bruggen in drassige oevergebieden en rivierbeddingen op puntig gekapte en aan de punt met ijzer versterkte houten palen van - voor die tijd - soms al respectabele lengte.



Figuur 6.015: Reconstructietekening Romeinse brug bij Cuijk

Toen echter het Romeinse Rijk in de vierde eeuw van onze jaartelling strijdend ten onderging, raakte deze funderingstechniek - net als vele andere technische verworvenheden, zoals de toepassing van cement - in het vergeetboek van de duistere Middeleeuwen die volgden. De toepassing van houten palen zou pas weer in ere worden hersteld toen met name kloosterorden zich bezig gingen houden met zeekeringen waarvoor men op tal van locaties pallissaden moest toepassen om dijklighamen op plaats en hoogte te houden.

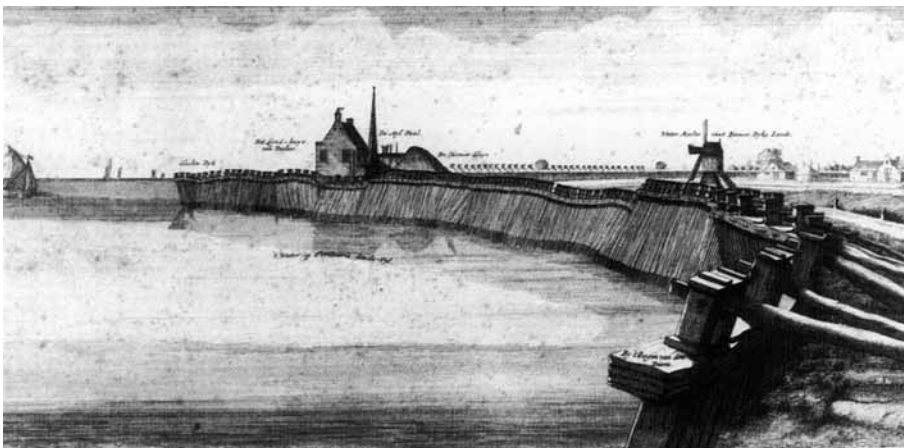


Foto 6.016: Pallissaden, een zogenoemde palendijk

Voor funderingen met behulp van palen bestond toen nog geen interesse. De houten huizen, gedicht met leem of klei en gedekt met stro konden veilig op staal worden gefundeerd. Het stenen gebouw ontstond pas rond de IXe eeuw en dat bouwde men bij voorkeur op hoog gesitueerde, droge locaties. Vreesde men toch voor de stabiliteit van kapel, kerk, klooster of veste dan paste men zowel brede muurvoeten (soms tot meer dan twee meter breedte) als huiden toe om de lasten te spreiden.



Foto 6.017: Funderingsmethode van het Kasteel van de Heren van Aemstel in Amsterdam, opgraving in 1994

Naarmate meer gebouwen van steen werden opgetrokken, gaat men op basis van de kennis, opgedaan bij pallissaden, over tot paalfunderingen. Het heien herneemt zijn plaats in de geschiedenis. Voor het heien van de houten palen maakte men tot in deze eeuw gebruik van de zogenoemde Hollandse heistelling waarbij men een blok tussen geleiders omhoogtrok om het vervolgens van zekere hoogte de paalkop te laten treffen. Het blok kon zo zwaar zijn dat er ploegen van 16 mensen nodig waren om het blok op hoogte te krijgen. Tijdens het zware werk zong men heiliedjes.

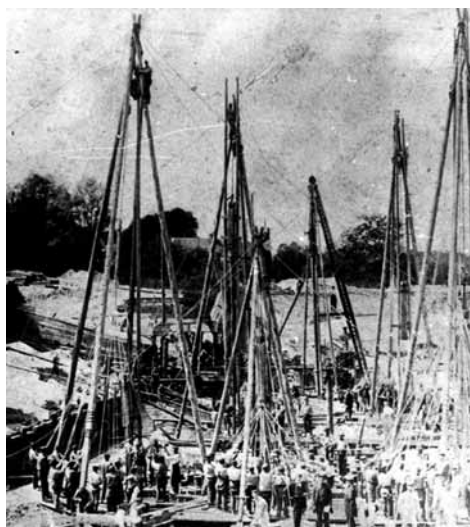


Foto 6.018: Hollandse heistelling en de heiwerkzaamheden voor een kunstwerk aan het einde van de negentiende eeuw. Let op het grote aantal mensen dat bij een heiwerk betrokken was

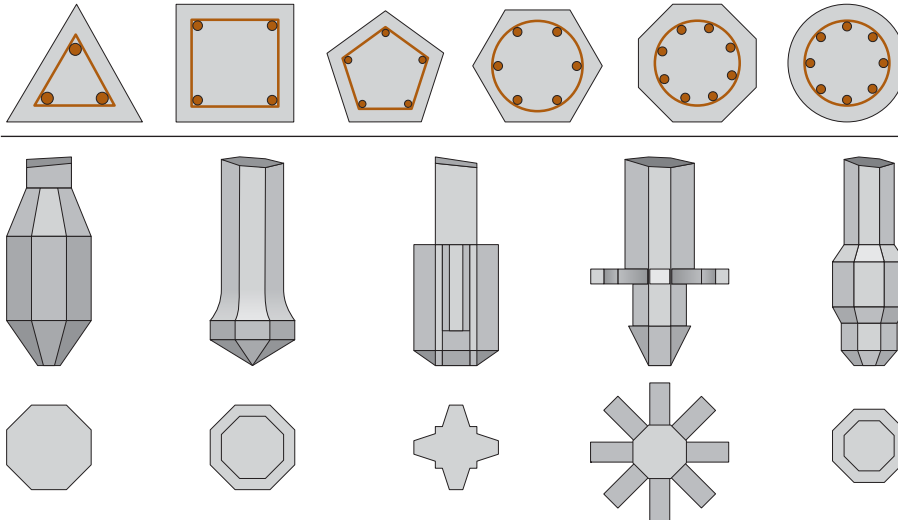
6.1.9 De betonnen heipaal

Omdat het tot dusver voor heipalen toegepaste hout van ver moest worden aangevoerd en in sommige perioden duur was (economische en politieke omstandigheden konden voor grote prijsfluctuaties zorgen), begon men aan het einde van de negentiende eeuw te experimenteren met 'cementijzeren' monolieten die men als paal kon gebruiken. En al voor de vorige eeuwwisseling leidde dat tot succes. Althans in Duitsland en Frankrijk want met de eerste

proefbelasting in Nederland in 1907 ging het helemaal mis: alle zes palen scheurden al bij het heien, tot een proefbelasting kwam het niet. Op dat tijdstip maakte men in Frankrijk al gewapend-betonnen palen met een acht-hoekige doorsnede met lengten variërend van 11,5 - 17 m. De toegelaten belasting beliep 500 - 550 kN.

Van in situ naar industriële productie

Maar ook in Nederland kreeg men mettertijd de techniek van het maken van gewapend-betonnen heipalen onder de knie, ook al ging verhoudingsgewijs veel tijd verloren met het zoeken naar de juiste paaldoorsnede en naar de ideale paalvoetvorm.



Figuur 6.019: Paaldoorsneden en paalvoetvormen toegepast tussen 1895 en 1955

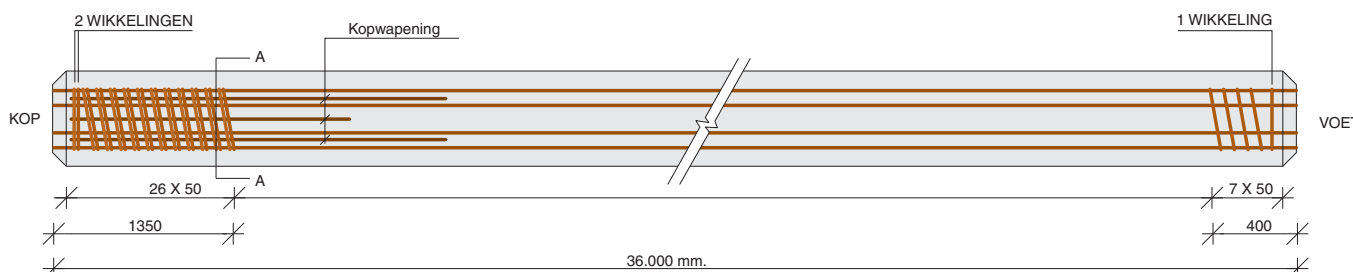


Foto 6.020: Fabriek van Schokindustrie in Zwijndrecht in de jaren dertig

Technologische ontwikkeling

Alvorens in te gaan op de methoden die worden toegepast bij de industriële productie van gewapend-betonnen heipalen dient een verdere ontwikkeling ervan te worden beschouwd. Tot het einde van de jaren vijftig werden alle betonnen heipalen traditioneel gewapend. Dat wil zeggen dat het paallichaam werd voorzien van een zachtstalen, gevlochten constructie, aangeduid met de termen beugelwapening of spiraalwapening. Deze wapening werd samengesteld uit betonijzer volgens de lettercode FeB waarbij Fe staat voor ijzer en B voor beton. Het koolstofgehalte van zachtstaal bedraagt ten hoogste 0,22%, het staal blijft diensgevolge lasbaar.

Inmiddels, we schrijven nog steeds de jaren vijftig van de 20ste eeuw, heeft voorspanning in de betontechnologie furore gemaakt en heldere geesten vragen zich dan af of de voorspanningstechniek - waarbij beton ook aanzienlijke trekspanningen kan opnemen - mogelijk interessant kan zijn voor betonnen heipalen. Die vraag wordt na veelvuldig experimenteren positief beantwoord en de voorgespannen betonnen heipaal doet zijn intrede.



Figuur 6.021: Een moderne voorgespannen betonnen heipaal

Hedendaagse productie van voorgespannen betonnen heipalen

De principetekening van de voorgespannen betonnen paal geeft aan dat de traditionele beugelwapening (spiraalwapening) voor het overgrote deel plaats heeft gemaakt voor in langserichting geplaatste strengen wapeningsstaal waarvan het aantal en de locatie in de paalvorm afhankelijk is van de ontwerp-specificaties. Slechts aan de kop van de paal en in geringere mate in de voet ervan treft men nog traditionele, zachtstalen wapening aan.

De voorspandraden worden in de mal op spanning gebracht en gehouden tot de betonspecie is gestort en een eerste verharding van de beton heeft plaatsgevonden. Dan wordt de spanning 'er af gehaald' en worden de spandraden aan de kop en aan de voet van de inmiddels gevormde paal doorgeslepen.



Foto 6.022 en 6.023: Het met behulp van vijzels op de juiste spanning brengen van de wapeningsdraden en het doorslijpen ervan na verharding van de betonspecie

Voor de productie van palen maakt men gebruik van één van de volgende twee methoden:

Het *langebanksysteem* waarbij sprake is van mallenvelden van respectabele lengte (120 - 250 m) waarbij de specie wordt gestort door zich over het mallenveld bewegende speciedoseerinrichtingen die zich, de gewenste mallen vullend, over het mallenveld bewegen. De speciedoseerinrichtingen krijgen de specie, volgens receptuur aangemaakt in het centrale molenhuis, via lopende banden of kubels aangevoerd. Na het storten van de specie worden de mallen in trilling gebracht om de betonmassa homogeen te verdichten en lucht uit te drijven. Daartoe benut men trilapparatuur die aan de mallen is bevestigd of men gebruikt trilnaalden die handmatig worden toegepast.

Het systeem van *schokken* gaat uit van nagenoeg dezelfde principes, echter met dit verschil dat nu de specietoevoer stationnair is en de mallen voortbewegen. Ter plaatse van het storten vindt het schokproces plaats, de verdichting bewerkstelligend.



Foto 6.024: De aanvoer van specie bij het langebanksysteem. Duidelijk ziet men de voorspanstrengen, de kopwapening en zowel in als bezijden de mallen de schotten die de paallengte bepalen



Foto 6.025: Via de techniek van het vacuümheffen worden de palen na eerste verharding en bewerking (doorslijpen spandraden) uit de mallen verwijderd om vervolgens circa 27 dagen uit te harden op het tasveld (in de buitenlucht dus) om de Normsterkte te bereiken

6.1.10 Paaltypen

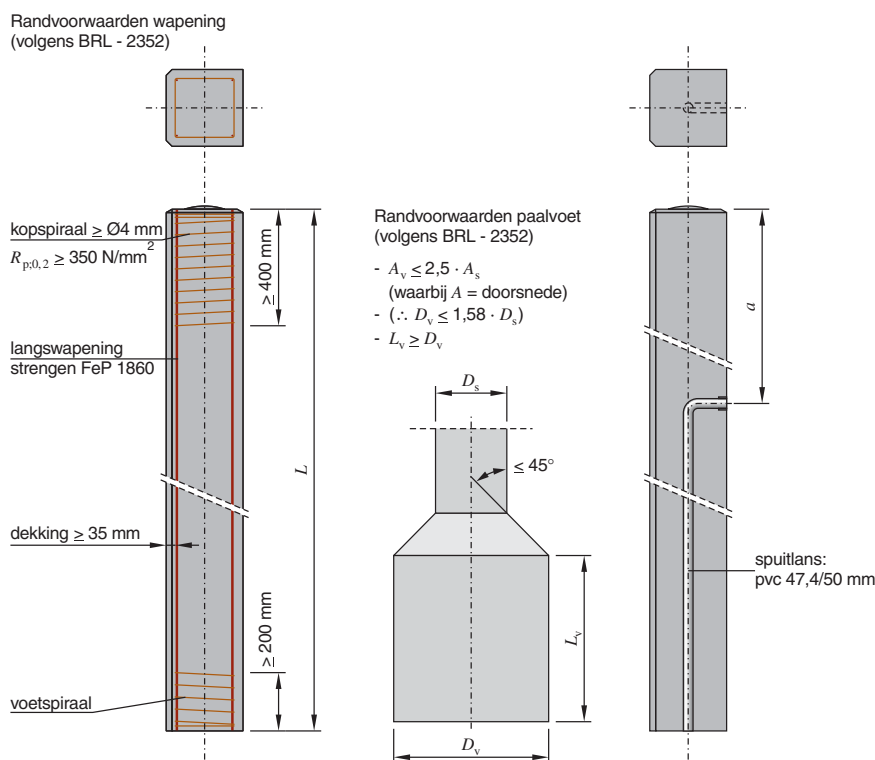
In NEN 6740 [6.5] onderscheidt men de volgende hoofdklassen:

- palen met een grondverdringende inbrengmethode;
- palen die worden ingebracht met enige grondverdringing;
- palen die met behulp van grondverwijdering worden ingebracht.

Geprefabriceerde betonnen palen horen dus tot de eerste categorie. Daarbij is in meer dan 95% van de gevallen sprake van palen met voorspanwapening.

Men onderscheidt:

- de gladde, voorgespannen paal met vierkante doorsnede;
- de gladde, voorgespannen paal met rechthoekige doorsnede;
- de gladde, traditioneel gewapende paal met vierkante doorsnede;
- de voorgespannen combipaal;
- de voorgespannen paal met verzwaarde voet;
- de voorgespannen ribbelpaal;
- de voorgespannen paal met warmtewisselaar;
- de voorgespannen schroefpaal.

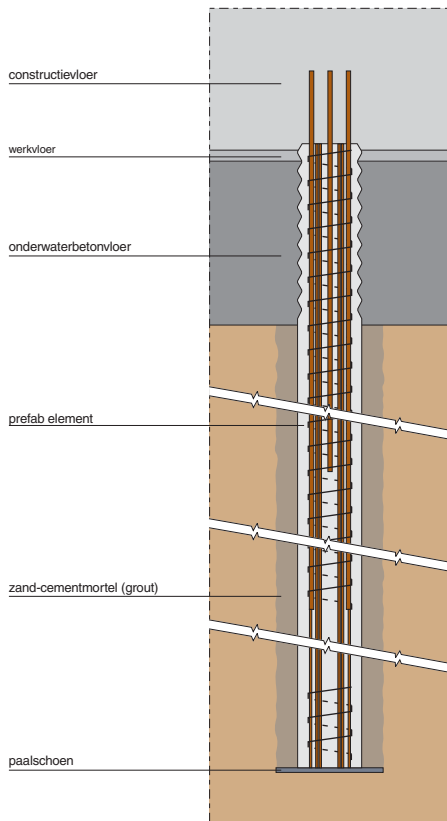


Figuur 6.026: Randvoorwaarden wapening (volgens BRL - 2352)

De voorgespannen combipaal (ribbelpaal)

Combipalen zijn een samenstelling van een geprefabriceerde paal met voorspanwapening en een groutomhulling. Bij deze paaltoepassing wordt een stalen buis (casing) ingeheid of ingeboord waarin centrisch de geprefabriceerde betonpaal wordt geplaatst. Vaak is deze paal aan de bovenzijde voorzien van ribbels die een optimale aanhechting aan de in het werk te storten vloer (vaak gaat het daarbij om onderwaterbeton) bewerkstelligen. Nadat de ruimte tussen casing en paal is gevuld met grout wordt na verharding de stalen buis getrokken. De bodemplaat (paalvoet) gaat hierbij verloren.

Er is sinds enige tijd ook een combipaaltje waarbij de geprefabriceerde paal uitsluitend over het gedeelte in de draagkrachtige grondlaag is voorzien van een groutomhulling.



Figuur 6.027: Combipaaltje waarbij de geprefabriceerde paal uitsluitend over het gedeelte in de draagkrachtige grondlaag is voorzien van een groutomhulling.

Koppelpalen

Koppelpalen worden toegepast als de werkomstandigheden geen hoge makelaars toestaan (bijvoorbeeld als er in een bestaande fabriekshal of onder hoogspanningsleidingen moet worden geheid) en als de lengte van de paal groter is dan 37 m (dat is de grootste lengte die als monoliet kan worden vervaardigd).



Foto 6.028: Er bestaan meerdere oplossingen voor de verbinding tussen twee palen.

De zelf-centrerende pen-gat-verbinding vertegenwoordigt in zijn varianten één type, de lasverbinding met op nieuw varianten qua werkwijze vertegenwoordigt het andere type



De voorgespannen paal met verjongde schacht

De voorgespannen paal met verjongde schacht waardoor een verzwaarde voet ontstaat, vindt in hoofdzaak haar toepassing in gebieden met een weinig draagkrachtige laag.

De rechthoekige paal

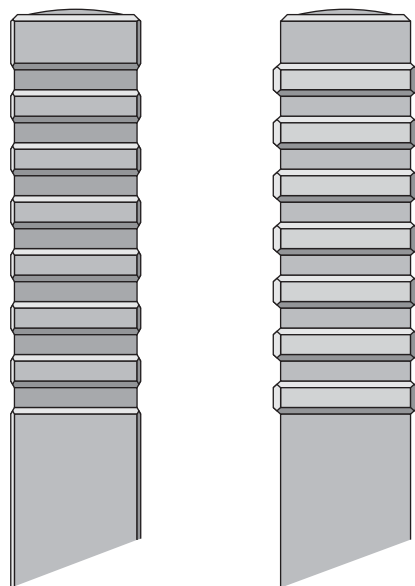
De rechthoekige paal biedt voordelen wanneer eenzijdig aanzienlijke buigende momenten kunnen optreden zowel in de grond als bij schoor heien in de stelling. Bij toepassing van het type 500 x 600 mm zijn al belastingen toegepast van 5000 à 5500 kN.

De paal met ingestorte spuitlans

De paal met ingestorte spuitlans wordt toegepast wanneer bij zeer hoge heiweerstand gespoten kan worden en de plaatsnauwkeurigheid van groot belang is. Als tot een bepaalde diepte gespoten mag worden, dienen maatregelen genomen te worden dat dit wordt gewaarborgd bij de uitvoering. Inspuiten met een losse lans leidt meestal tot grotere paalstandafwijkingen.

De ribbelpaal

Voor het opnemen van trekkrachten kunnen palen worden voorzien van uitwendige c.q. inwendige ribbels die de aanhechting met bijvoorbeeld onderwaterbeton optimaliseren. De koppen van de palen worden daarop niet gesneld. Vaak worden ribbelpalen toegepast als vibro-combinatiepaal (zie aldaar).



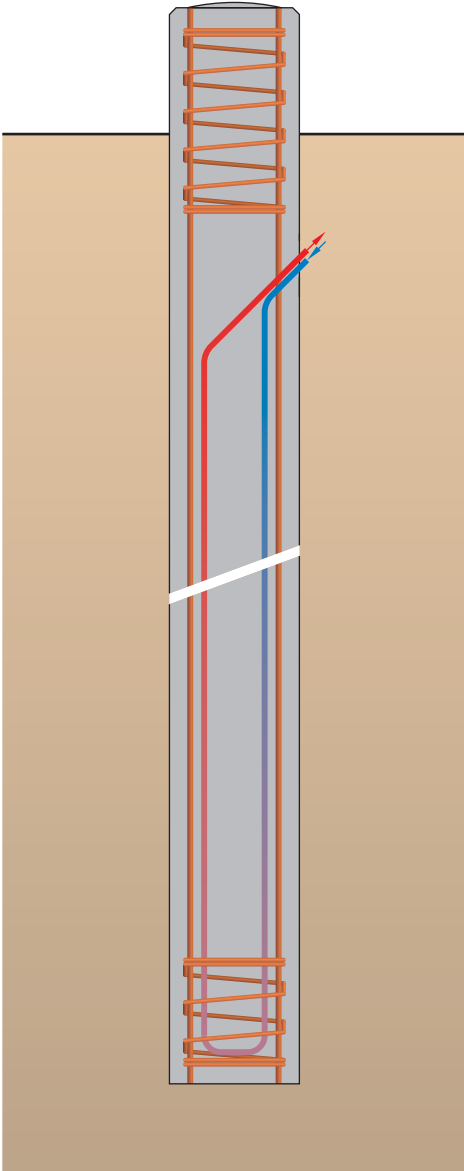
Figuur 6.029: De ribbelpaal

De prefab schroefpaal

De prefab schroefpaal is een specifieke voorgespannen betonpaal, eveneens voorzien van het nodige betonstaal die middels indraaien trillingsvrij en geluidsarm in de grond wordt gebracht. Het is een gecentrifugeerde holle paal waarvan de onderste meters zijn voorzien van een uitwendige betonnen schroefdraad.

De gladde, voorgespannen paal met warmtewisselaar

Binnen het kader van energiebesparing wordt voor de verwarming en warmwatertoevoer in gebouwen en huizen soms gebruik gemaakt van voorgespannen betonnen palen die zijn voorzien van een warmtewisselaar. Door gebruik te maken van een redelijk constante temperatuur van circa 10 °C op paalpunt-diepte kan via een warmtepompinstallatie energie aan de bodem worden onttrokken die veelal voor verwarmingsdoeleinden wordt benut maar die ook koeling kan bewerkstelligen.



Figuur 6.030: De gladde, voorgespannen paal met warmtewisselaar

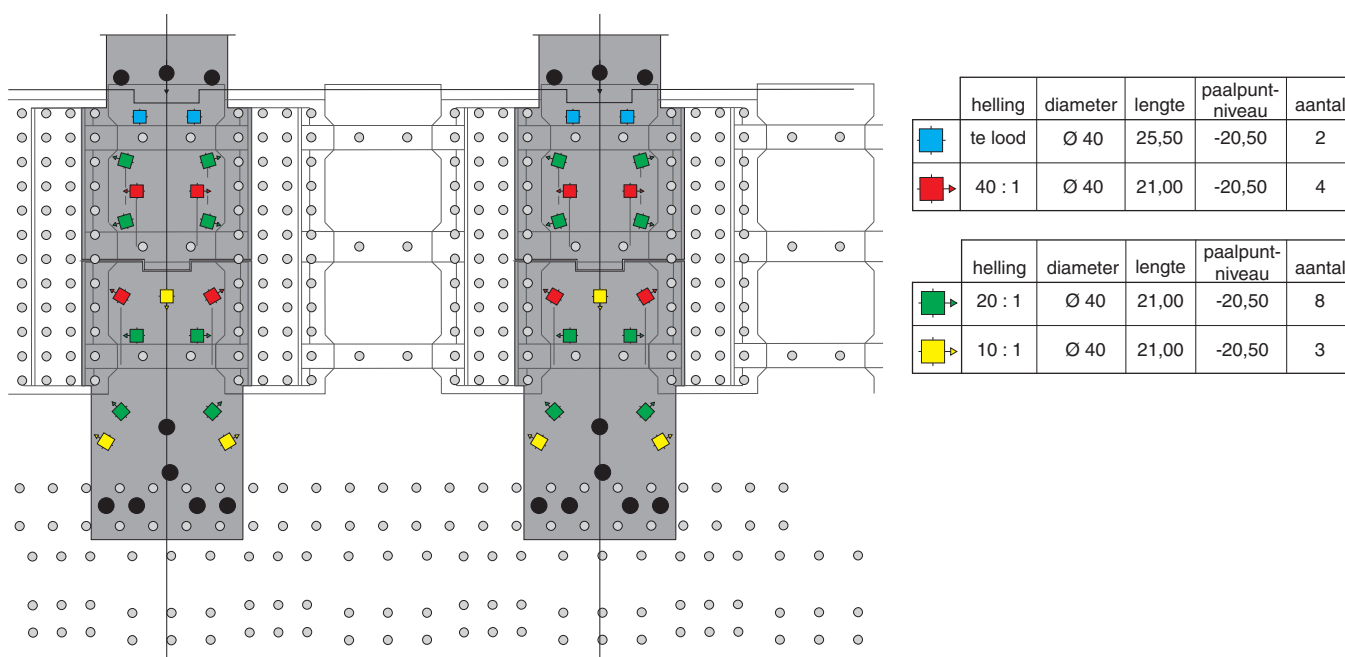
6.2 DE TOEPASSING VAN PALEN EN REKENMETHODIEKEN

6.2.1 Berekeningen

De berekeningen die een constructeur maakt, leiden onder meer tot een palenplan waarin niet alleen de locatie van alle palen en hun individuele belasting nauwkeurig zijn vastgelegd, maar ook de toe te passen paaltypen en paallengten. Op basis van het palenplan produceert de fabrikant de gewenste palen.

Het palenplan is onderdeel van het zogenoemde ontwerpverslag dat ten minste de volgende informatie bevat:

- een geschematiseerde analyse van de grond op basis van het grondonderzoek. Daarin zijn gegevens omtrent de grondwaterstand opgenomen;
- een schema van het bouwwerk, inclusief eventuele bijzondere eisen en restricties (bijvoorbeeld door belendingen);
- een motivering wat betreft de gekozen geotechnische categorie van de grond (zie hierna);
- een interpretatie van grondmechanische proeven en van de resultaten van eventuele proefbelastingen. Daarin zijn de rekenwaarden van grondparameters verdisconteerd;
- de rekenwaarden van de belastingen en vervormingen met inbegrip van negatieve kleef en horizontale gronddrukken;
- de grondmechanische ontwerpberekeningen voor de dimensionering van de paalfundering (paallengte, aantal en plaats van de palen, paalgroepen) alsmede toetsing van de uiterste grenstoestanden en bruikbaarheidsgrenstoestanden (het palenplan dus);
- aanwijzingen ten aanzien van de uitvoering en de controle erop. Men denke in dit verband aan in te zetten materieel, plaatsingstoleranties, controle op paalpuntniveau, wijze van inbrengen, plaatsingsvolgorde, lengte oplanger et cetera.



Figuur 6.031: Dit palenplan behelst de extra palen die moesten worden geheid ten behoeve van een nieuw spoorwegviaduct in Amsterdam. Alle niet-ingekleurde palen waren bestaand.

Het overbrengen van belastingen naar de draagkrachtige laag

Dit onderdeel domineert meestal in de ontwerpberekeningen van de paalfundering. Naast algemene aspecten verdient specifieke als het geotechnisch onderzoek en de bepaling van de draagkracht van de fundering de aandacht.

Referentieperiode

Alle berekeningen moeten van toepassing zijn over de beoogde levensduur van het gebouw of kunstwerk.

Belastingen uit de bovenbouw

De rekenwaarden voor de belastingen uit de bovenbouw worden verkregen door de representatieve belastingen te vermenigvuldigen met de belastingsfactor γ_f . Voor het vaststellen van deze belastingsfactoren wordt het gebouw in een veiligheidsklasse ingedeeld. Het is aan de opdrachtgever om bij bijzondere omstandigheden een hogere veiligheidsklasse voor te schrijven.

Grenstoestanden, bruikbaarheid en duurzaamheid

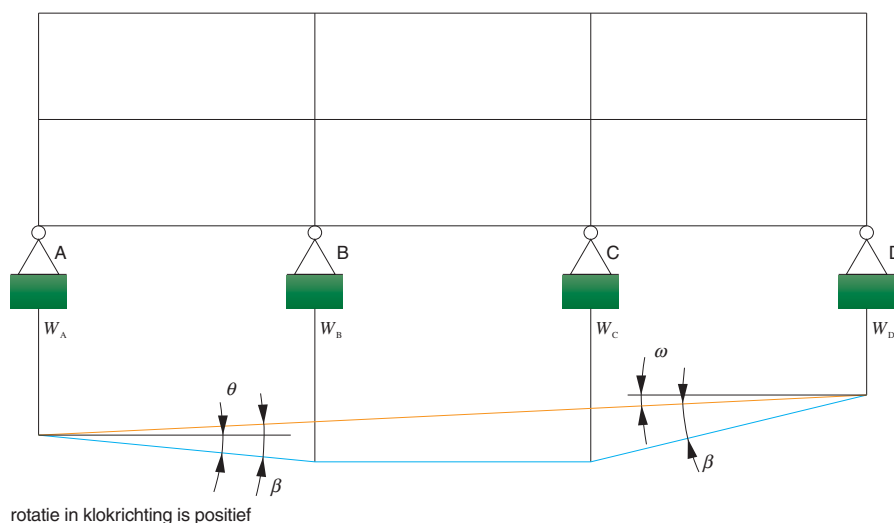
Van groot belang voor palen als onderdeel van geotechnische constructies is de toetsing van de grenstoestanden waartoe de berekeningsmethoden van NEN 6743 moeten worden gehanteerd.

Onder grenstoestanden worden verstaan omstandigheden waarbij het effect van de belastingen en de respons van de bouwconstructie de gestelde eisen niet overschrijden. Om grenstoestanden te kunnen toetsen wordt voor de bepaling ervan uitgegaan van rekenwaarden van:

1. de belastingen en dit kunnen zowel opgelegde krachten als opgelegde vervormingen zijn;
2. eigenschappen van de grond en eventueel van andere materialen die in de geotechnische constructie zijn toegepast;
3. afmetingen, waaronder de dikte en samenstelling van de lagen in het gebied dat in de analyse is betrokken.

Voor de belastingsfactoren bij de grenstoestanden 1A, 1B en 2 zie tabel.

Belastingscombinatie	Permanente belasting		Veranderlijke belasting	Bijzondere belasting
	in combinatie	gunstig werkend		
fundamenteel				
a. in combinaties				
- klasse 1	1,2	0,9	1,2	—
- klasse 2	1,2	0,9	1,3	—
- klasse 3	1,2	0,9	1,5	—
b. uitsluitend				
permanente belasting				
- alle klassen	1,35	0,9	—	—
bijzonder				
- alle klassen	1,0	1,0	1,0	1,0
negatieve kleeft	alleen bij beschouwing van de paalschacht			1,4
incidenteel				
- alle klassen	1,0	1,0	1,0	—
momentaan				
- alle klassen	1,0	1,0	1,0	—
negatieve kleeft	—	—	—	1,0



Figuur 6.032: Rotaties en schuinstand (figuur 2 NEN 6740)

Tenzij vooraf hogere eisen zijn gesteld, wordt geacht aan de grenstoestand voor de bruikbaarheid (type 2) te zijn voldaan indien de volgende criteria niet zijn overschreden (fig. 6.032):

- de zakking is niet groter dan 0,15 m;
- de rotatie θ (de hoek die onder invloed van de rekenwaarde van de belasting ontstaat tussen de lijn die twee aangrenzende funderingselementen verbindt en de horizontaal) is kleiner dan 1 : 300;
- de relatieve rotatie β (de absolute waarde van het verschil tussen de rotatie θ en de schuinstand ω , waarbij ω de hoek is die ontstaat onder invloed van de rekenwaarde van de belasting tussen de lijn die de bovenkant van de buitenste funderingselementen verbindt en de horizontaal) is kleiner dan 1 : 300.

6.2.2 Geotechnisch advies

Sonderingen en verder onderzoek van de grond en haar mechanische hoedanigheden worden verwerkt tot een geotechnisch advies. Dat advies is van essentieel belang voor de constructeur die, tot in detail op de hoogte van het bouw- of kunstwerk dat moet worden gerealiseerd, de belastingen kan berekenen en dus ook het vereiste paal draagvermogen.

Geotechnische categorieën

Minimumeisen ten aanzien van de kwaliteit van het grondonderzoek voor de berekeningen en de uitvoering zijn gerelateerd aan de moeilijkheidsgraad van "het geotechnisch probleem". Om die moeilijkheidsgraad of misschien beter: de gecompliceerdheid te kunnen vaststellen, moeten de volgende aspecten worden bekeken:

1. het type en de afmetingen van de constructie met eventueel aanvullende eisen voor wat betreft veiligheid en bruikbaarheid;
2. de grondgesteldheid en de grondwaterstand;
3. de invloeden van de omgeving zoals hydrologische en hydraulische omstandigheden, grond dalingen, verkeer, aardbevingen en/of de opslag van gevaarlijke stoffen;
4. invloed uitvoeringswerkzaamheden op fundering en gebouwconstructie van belendende percelen en/of kunstwerken.

De plaatsing van een project in een geotechnische categorie moet logischerwijs voorafgaand aan het grondonderzoek geschieden. Na het grondonderzoek en tijdens de uitvoering van het bouw- of kunstwerk moet de keuze zijn getoetst.

Vastleggen geotechnische gegevens

Officieel spreekt men van het vastleggen van geotechnische gegevens.

Een dergelijk verslag of rapport moet uit de volgende hoofdstukken bestaan:

- presentatie van alle geotechnische gegevens;
- alle terreingegevens die verder van belang kunnen zijn;
- een evaluatie van de geotechnische gegevens van de grond in samenhang met de geotechnische constructie;
- conclusies en aanbevelingen.

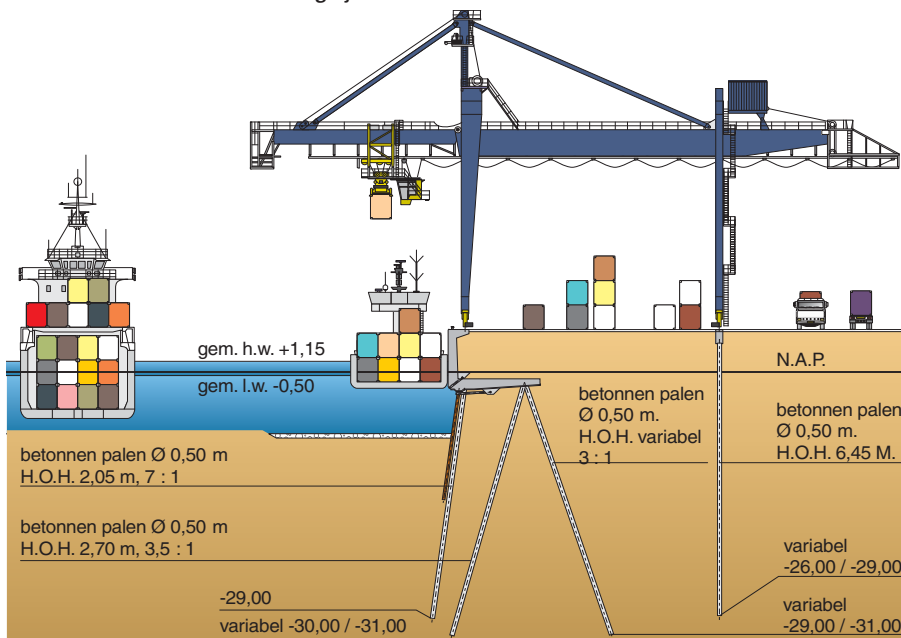
Op zichzelf is de presentatie van de geotechnische gegevens veelomvattend:

- het doel en de hoedanigheid van het geotechnisch onderzoek behoren te worden vermeld;
- de locatie, de afmetingen en de geometrie van het terrein;
- de keuze van de geotechnische categorie en de motivering ervan;
- verwachte belastingen, constructiematerialen en dergelijke;
- datums van het terrein- en laboratoriumwerk;
- ten behoeve van het onderzoek gebruikte materieel;
- de namen van het gespecialiseerde personeel dat verantwoordelijk was voor het veldwerk;
- rapportage op basis van visuele waarneming van grondmonsters en de behandeling van die monsters bij opslag en vervoer naar het laboratorium;
- een zogenoemde terreinverkenning van het gebied met aandacht voor het grondwater, geologische breuken, wanden van afgravingen, winplaatsen van stenen, zones waar stabiliteitsverlies kan optreden zoals bij hellingen en onderwatertaluds, problemen die men ontmoet bij ontgravingen et cetera;
- de geologie van de bouwplaats;
- plaatselijke ervaring als het gaat om het gedrag van nabijgelegen constructies;
- informatie over aardbevingen in het gebied;
- gegevens over het grondwaterniveau en fluctuaties daarvan in boorgaten tijdens de uitvoering van het veldwerk, idem in peilbuizen en water-spanningsmeters na het veldwerk;
- boorprotocollen met beschrijving van de formaties in de grond, gebaseerd op veldbeschrijvingen en op de resultaten van laboratoriumproeven;
- een compilatie van veldwaarnemingen en laboratoriumproeven als bijlage.

Voorwaar een degelijk rapport dat voor het overige, zoals hiervoor aangeduid, door een geotechnicus moet worden voorzien van een evaluatie van zowel het veld- als het laboratoriumwerk. Daarbij gaat het vooral om de essentie en om de nauwkeurigheid. Irrelevante, onvoldoende of onnauwkeurige waarnemingen moeten worden ontzenuwd, misleidende waarnemingen vastgesteld en gecontroleerd.

6.2.3 Palen: keerconstructies

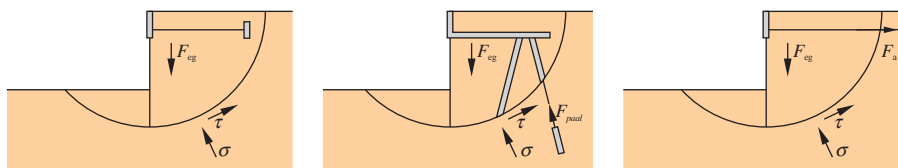
Als het om keerconstructies gaat, is het voor de geotechnische constructie niet van belang of zij ertoe dienen om grond of water te keren. Palen spelen bij keerconstructies een belangrijke rol.



Figuur 6.033: Schematische voorstelling van de kade- en overslagvoorzieningen en de geotechnische constructie voor het Distripark Seinehaven in het Botlekgebied.

Ook bij keerwandconstructies is de grenstoestand maatgevend. Men onderscheidt ook hier de uiterste grenstoestand, verdeeld in twee categorieën (1A en 1B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand type 2.

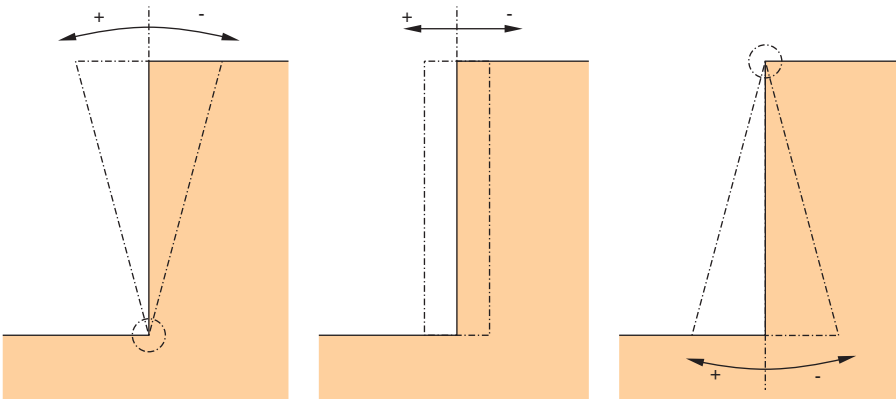
De uiterste grenstoestand van het type 1A wordt bereikt als een bezwijkmechanisme in de grond of keerconstructie ontstaat ten gevolge van totaal stabiliteitsverlies, onvoldoende draagvermogen van de funderingsgrondslag, verschuiving, uitspoeling, onvoldoende passieve weerstand en/of bezwijken van ankers.



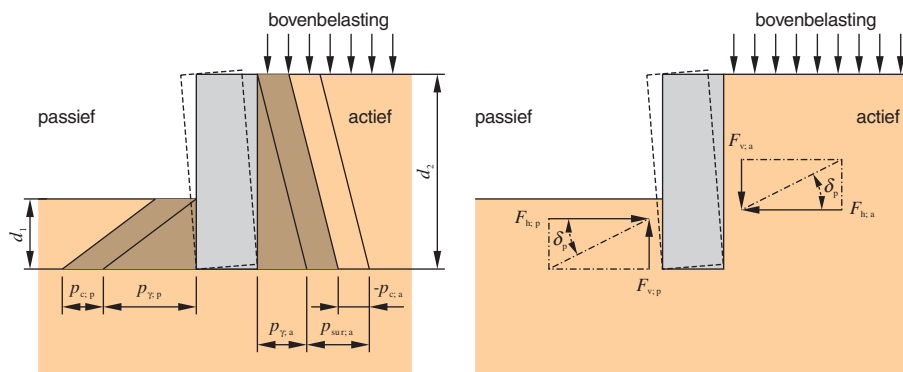
Figuur 6.034: Uiterste grenstoestand van het type 1A

De uiterste grenstoestand type 1B treedt op als vervormingen of bewegingen van de keerconstructie leiden tot ernstige constructieve schade in onderdelen van de constructie dan wel in nabijgelegen constructies of voorzieningen.

De bruikbaarheidsgrenstoestand type 2 voor keerconstructies wordt bereikt als sprake is van aantasting van het aanzicht of het gebruik van de constructie dan wel van nabijgelegen constructies of voorzieningen of als - bij een hydraulische gradiënt - niet-geoorloofde lekkages of onderbrekingen van stromingen optreden.



Figuur 6.035: Uiterste grenstoestand van het type 1B



Figuur 6.036: Uiterste grenstoestand van het type 2



Foto 6.037: Schoor heien in de Van Cittershaven in Vlissingen. De voorgespannen palen kunnen op druk worden belast tot circa 3000 kN. Lengte 24,5 tot 27,5 m, doorsnede 450-450 mm. Elke paal is voorzien van een spuitlans

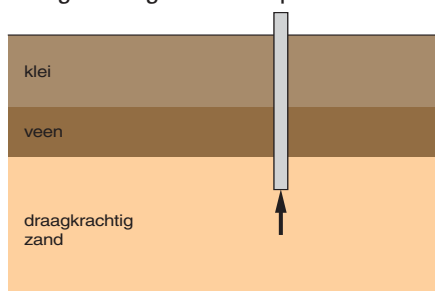
6.2.4 Bepaling van de draagkracht van de paalfundering

Bij de bepaling van de draagkracht van de paalfundering speelt de manier van aanbrengen een grote rol. Onderscheid wordt gemaakt tussen grondverdringende palen, zoals de geheide paal en de typen die met volledige of partiële grondverwijdering worden geïnstalleerd. Bij het laatste type zal de ontwikkeling van het draagvermogen met aanzienlijk grotere zakkingen gepaard gaan. In het ontwerp moet met deze extra zettingen dan rekening worden gehouden of moeten de belastingen beperkt worden.

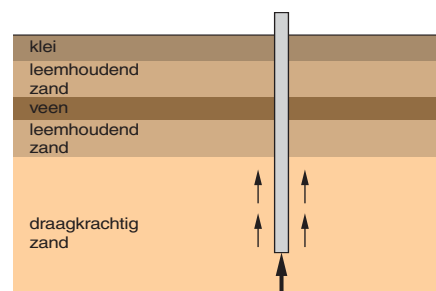
Opbouw van het draagvermogen

Voor de draagkracht van de paal levert met name in het westen van het land de paalpunt, dat is de onderste volle doorsnede van de paalvoet, het grootste aandeel. Niettemin kan ook de schachtwrijving aanzienlijk bijdragen aan het draagvermogen. De opbouw van de grond speelt daarbij een belangrijke rol. In zandige lagen kan een kleine verplaatsing van de paal (enkele millimeters) al leiden tot een maximale schachtwrijving.

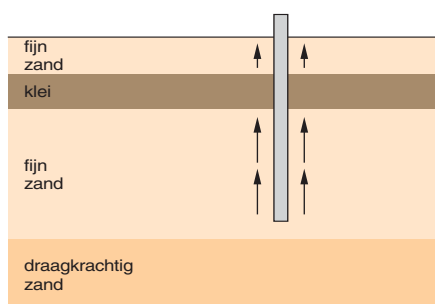
Resulteert de schachtwrijving in opwaarts gerichte krachten, dan wordt gesproken van een positieve kleef. Die opwaarts gerichte krachten kunnen (bijvoorbeeld in relatief dikke lagen van fijn zand) zo groot zijn dat het puntdraagvermogen van de paal geen rol meer speelt. In dergelijke gevallen spreekt men van 'op de kleef' geheide palen in tegenstelling tot wat gangbaarder is: de 'op stuit' geheide paal. In het algemeen bepalen tegenwoordig de puntweerstand en de positieve kleef tezamen het totale nuttige draagvermogen van de paal.



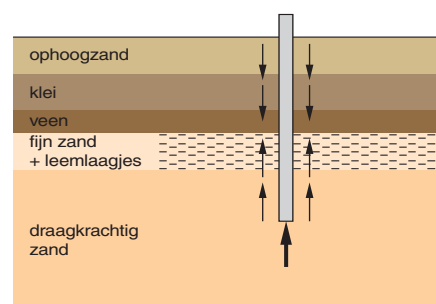
Figuur 6.038: De op stuit geheide paal



Figuur 6.039: Draagvermogen gebaseerd op puntdraagvermogen en positieve kleef



Figuur 6.040: De op kleef geheide paal



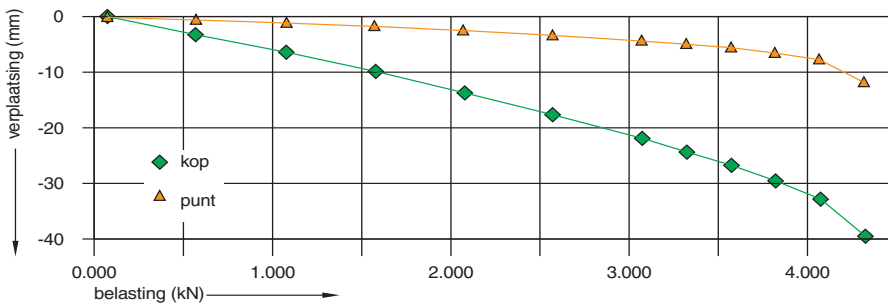
Figuur 6.041: Krachtwerking bij zowel positieve als negatieve kleef

Bij sommige bodemsamenstellingen kan de schachtwrijving ook resulteren in neerwaarts gerichte krachten ten ongunste van het nuttige draagvermogen. Men spreekt dan over 'negatieve kleef'. De positieve kleef over het resterende deel van de schacht kan dan de negatieve kleef geheel of gedeeltelijk compenseren. Met het vorenstaande is slechts het principe van de opbouw van het nuttige paal draagvermogen aangeduid. De praktijk van alledag levert een ontelbaar aantal varianten.

Paalzakking bij belasting op druk

Bij op druk belaste palen zal zakking optreden. Daarbij kan het gaan om de zakking van een enkele paal dan wel van een paalgroep waarbij dan nog zakkingsverschillen tussen palen onderling kunnen optreden. Oorzaken van zakking kunnen zijn: samendrukking van slappe lagen onder het paalniveau en verkorting van de paal door de belasting.

Verticale verplaatsingen worden als regel vastgesteld met behulp van voor de betreffende paal of palen geldende last-zakkingsdiagrammen. Deze krommen zijn vastgesteld aan de hand van eerder uitgevoerde proefbelastingen.



Figuur 6.042: Last-zakkingsdiagram van een paal bij een proefbelasting op de Maasvlakte.

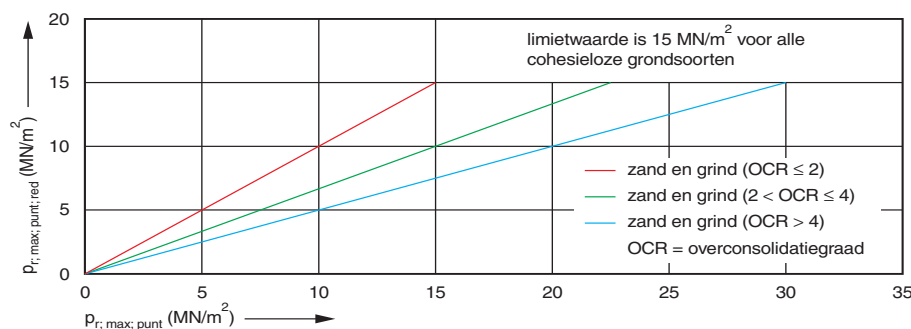
De onderste vier meter van de paal bevond zich in pleistoceen zand, de rest van de paal was vrij vervormbaar in een stalen mantelbuis

Zouden die empirisch vastgestelde last-zakkingsdiagrammen niet voorhanden zijn, dan kunnen proefbelastingen nodig zijn om het verband tussen de belasting en de paalkopverplaatsing te bepalen.

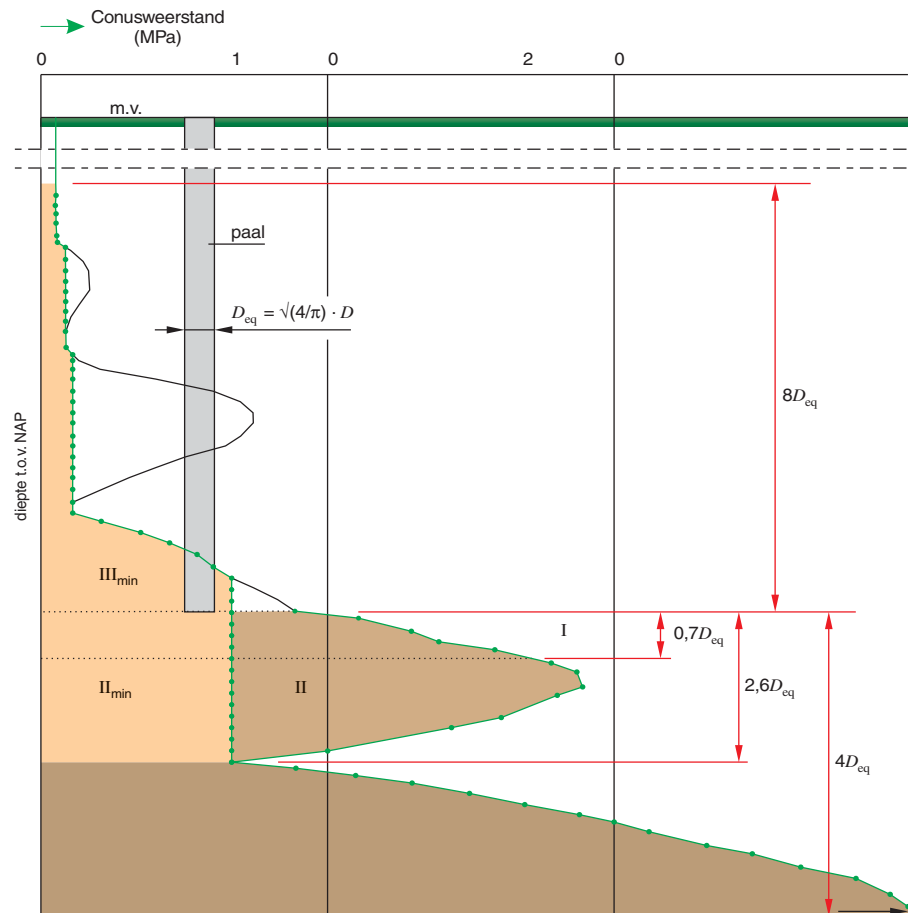
Het puntdraagvermogen

Met behulp van de benadering zoals in de jaren veertig door ir. Koppejan ontwikkeld, wordt het evenwichtsdraagvermogen van de paalpunt vastgesteld. De gedachte hierachter is dat zich bij bezwijken een logaritmische spiraal vanuit de paalpunt ontwikkelt.

Volgens deze benadering wordt het gewogen gemiddelde vastgesteld over een diepte van $0,7 D - 4 D$ onder de paalpunt en $8 D$ boven de paalpunt, waarbij D de (equivalente) diameter van de paalpunt is. Daarnaast spelen nog een rol de vorm van de paalpunt en bij een paal met een verzwaarde voet eventueel de verhouding tussen de diameter van de voet en die van de paalschacht. Voor de geheide, gladde, vierkante prefab betonpalen geldt dat de paalklassefactor (α_p), de paalvoetvormfactor (β) en de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet (σ) alle de waarde 1 hebben. Als de paal niet heidend ingebracht wordt, kan een afwijkende manier van inbrengen van invloed zijn op het puntdraagvermogen.



Figuur 6.043: Waarde voor de maximale puntweerstand in zand en grind (figuur 5 NEN 6743)



Er ontstaan drie waarden, waarvan de laagste aangehouden moet worden:

$$\text{waarde a: } 0,5 \cdot \{(q_{c(II),gem})0,7D_{eq} + (q_{c, \min(III)})8D_{eq}\}$$

$$\text{waarde b: } 0,5 \cdot [0,5 \cdot \{(q_{c(II),gem})2,6D_{eq} + (q_{c, \min(II)})2,6D_{eq}\} + (q_{c, \min(III)})8D_{eq}]$$

$$\text{waarde c: } 0,5 \cdot [0,5 \cdot \{(q_{c(II),gem})4D_{eq} + (q_{c, \min(I)})4D_{eq}\} + (q_{c, \min(III)})8D_{eq}]$$

Figuur 6.044: Grafische voorstelling rekenmethode, ingetekend in het sondeerdiagram

De positieve kleef

De positieve kleef langs de omtrek van de paalschacht wordt over het algemeen gebaseerd op een bepaald percentage van de sondeerwaarde (as - waarde). Bij palen die met grondverdringing ingebracht worden, is dit percentage aanmerkelijk hoger dan voor palen zonder grondverdringing (avegaarpalen, boorpalen). Voor gladde prefab-betonpalen is het percentage in zand en grindhoudend zand 1,0.

De negatieve kleef

Negatieve kleef ontstaat wanneer de grondlagen een neerwaartse beweging ondergaan langs de paalschacht. Oorzaak kan de samendrukking van klei- en veenlagen onder invloed van een belastingsverhoging op het maaiveld of een verlaging van de grondwaterstand met als gevolg een verhoging van de korrelspanning zijn. Die verlaging kan zowel met het polderpeil als met de stijghoogte van het grondwater in het diepe zand te maken hebben. Uit terreinmetingen is gebleken dat de negatieve kleef een aanzienlijke bijdrage kan leveren aan de totale belasting op de paal.

Zwelling en opheien

Bij ontgraving, bijvoorbeeld bij een bouwput, kan ontspanning van de grond optreden. Het resultaat wordt zwelling genoemd: de grond krijgt een groter volume dan voorheen het geval was. Voor het heien hoeft zwelling niet van invloed te zijn omdat de toestand van de grond al is gestabiliseerd voor er met het heien wordt begonnen.

Getaxeerd dan wel gemeten moet worden hoe het verloop is van de opwaartse beweging van de grondslag met de diepte in relatie tot de paalverplaatsing. Het onderste verankerende deel van de paal moet dan meer weerstand kunnen bieden dan het bovenste.

Paalkopverplaatsing

De verplaatsing van de paalkop onder invloed van een belasting bestaat uit drie componenten:

- de samendrukking van de onder de paalpunt gelegen lagen;
- de zakking van de paalkop door de verdringing van de grondslag rondom de paalpunt;
- de samendrukking van de paalschacht.

De eerste component wordt benaderd met behulp van een zettingsberekening onder aanname van de relevante samendrukkingsconstanten. De uitwerking van dit onderdeel valt buiten het kader van dit boek.

De tweede component wordt beïnvloed door de puntweerstand en de positieve mantelwrijving. De mantelwrijving ontwikkelt zich bij relatief kleine vervormingen (10 mm); de vervorming bij de paalpunt is afhankelijk van de afmetingen van de paalpunt. Dat betekent dat de vervorming voor een bepaald percentage van de grenspuntweerstand meestal groter is dan die voor een zelfde percentage van de mantelwrijving. Resumerend moet bij een bepaalde vervorming de som van de daarbij ontwikkelde puntweerstand en kleef gelijk zijn aan de totale opgelegde belasting. In het algemeen betekent dit dat de veiligheidscoëfficiënt voor de kleef kleiner is dan die voor de totale belasting; die voor de punt is groter.

De rijzing van palen, belast op trek

Vooraf bij palen die wisselend belast zijn op trek- en drukkrachten - de fundering van hoogspanningsmasten is een goed voorbeeld - kan de verplaatsing (in dit geval de rijzing) sterk toenemen als gevolg van een achteruitgang van de maximale schuifweerstand tussen paalschacht en grond. Bij grote onzekerheid kunnen alleen proefbelastingen uitsluitend bieden.

Een vermindering van de effectieve spanning in onderliggende grondlagen kan tot zwelling leiden met als gevolg dat palen als het ware op trek worden belast.

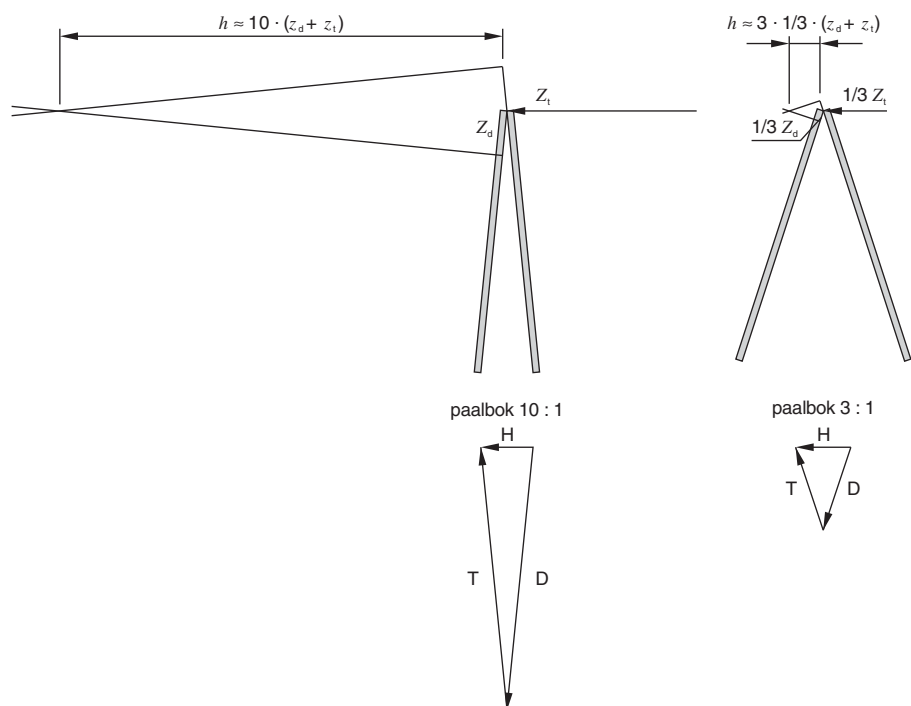
Groepswerking

Vorenstaande beschouwingen betreffen steeds de individuele paal. De meeste genoemde effecten worden beïnvloed als de palen niet alleen staan maar in een groep. De vraag rijst wat gedefinieerd moet worden als een groep. Dat hangt af van het beschouwde aspect.

Belasting

Men kan in feite niet spreken van dé belasting. Vrijwel altijd is sprake van verschillende soorten belastingen, belastingsgevallen en -configuraties. Laatstgenoemde betreffen het samenspel van vrije belastingen en hun aangrijpingspunten, bijvoorbeeld naar aanleiding van invloedslijnen en/of -vlakken. In berekeningen wordt dus terdege rekening gehouden met wat belastingsgevallen worden genoemd, zoals wind of eigen gewicht van de bouwconstructie. Van belang is voorts de zogeheten vrije belasting die vrij, dus willekeurig, kan worden verdeeld over de bouwconstructie.

Horizontale belastingen op palen kunnen afkomstig zijn uit de bovenbouw of uit de grondslag, bijvoorbeeld door eenzijdige ophogingen of nuttige belastingen. In het eerste geval kunnen de palen onder een helling aangebracht worden, waardoor het grootste deel van de horizontale belasting axiaal afgevoerd wordt. Bewust wordt hier gesproken van 'het grootste deel'.



Figuur 6.045: Analyse van de vervormingen

Bij analyse van de vervormingen (Williot-figuur) blijkt namelijk dat bij een geringe schoorstand van de palen, bijvoorbeeld 10 : 1 of 20 : 1, toch een aanzienlijk deel van de horizontale belasting in buiging door de paal opgenomen wordt. Overigens worden ook regelmatig palen in een poer onder een geringe helling geplaatst om de afmetingen van de poer te beperken.

Schoorhellingen tot 3 : 1 zijn wel mogelijk, maar vragen speciaal aangepaste hei-apparatuur. Voor trekpalen van kademuren zijn zelfs palen onder een helling van 1 : 1 weggeheid. De palen worden op een speciale manier gehesen en door de makelaar ondersteund. Zie voor belastingschema en momenten de tabellen K-4a en K-4d in NEN 3880.

6.2.5 Andere aan de paalfundering te stellen eisen

Heibaarheid

Op een aantal locaties komen harde tussenlagen voor die moeilijk te doorheien zijn en daarbij een vergroot risico opleveren voor paalschade.

In deze omstandigheden is het aanbevelenswaard een goed regelbaar heiblok toe te passen, zodat de overgang van harde tussenlagen naar een zachte onderlaag met weinig hei-energie kan plaatsvinden.

Een juiste keuze van het valgewicht is hierbij eveneens zeer belangrijk. Wanneer een te zware hamer wordt gebruikt, zal de botsing onevenredig lang duren, waardoor de reflecterende golf bij aankomst op de paalkop de paal onder het blok uit zal trekken en dus het contact tussen beide verloren gaat. Daarbij komt de overdracht van energie van het blok naar de paal abrupt ten einde. Er moet naar worden gestreefd dat het contact tussen blok en paal niet verbroken wordt zodat de overdracht van de energie naar de paal efficiënt is.

Verband tussen heiweerstand en draagvermogen

Van oudsher is getracht een verband te leggen tussen het statisch draagvermogen enerzijds en de heiweerstand bij gebruik van een bepaald heiblok anderzijds. Het grote aantal bestaande heiformules toont aan dat deze onbruikbaar zijn voor het bepalen van het paal draagvermogen.

De afwezigheid van deze relatie wordt in hoofdzaak veroorzaakt door waterspanningsontwikkelingen:

- bij relatief los gepakt zand zal bij verdichting ten gevolge van het heien een wateroverspanning ontstaan die gelijktijdig de korrelspanning en daarmee de schuifsterkte reduceert. Dit leidt tot een lage heiweerstand.
In de statische toestand treden deze waterspanningen niet op en voldoet het draagvermogen aan de verwachtingen. Het fenomeen kan getraceerd worden door het heiwerk enige tijd te onderbreken en de weerstand tijdens de eerste heislagen te observeren;
- bij zeer dicht gepakt zand neigt de grond als gevolg van het heiproces tot expansie. Hierbij wordt een tijdelijke onderspanning van het grondwater veroorzaakt. Dit leidt dan weer tot een verhoging van de korrelspanning en daarmee van de schuifsterkte. In dat geval zal de heiweerstand relatief hoger worden dan verwacht op basis van het voorziene statische draagvermogen van de grondslag.

Invloeden van de omgeving op het ontwerp van de paalfundering

Reeds bij het uitwerken van het funderingsontwerp moet de belending bij de beschouwingen betrokken worden. Allereerst betekent dit het verzamelen van relevante gegevens over de belendende fundering, zoals paaltype, paallocatie, inheidiepte en belasting. Daarnaast houdt dit voor de nieuwe fundering een aantal uitgangspunten in die zoveel als praktisch mogelijk is aangehouden moeten worden:

- de nieuwe palen worden aangebracht op maximale afstand van de bestaande palen. Bij een beperkte afstand tussen de bestaande en de nieuwe palen kan zich een aantal verschijnselen voordoen die leiden tot schade aan de bestaande fundering;
- bij het doorheien van onsamendrukbare lagen zoals kleilagen kunnen de bestaande palen onderhevig zijn aan opheien;
- bij het doorheien van zandige lagen kan een neerwaarts gerichte wrijving op de bestaande palen optreden;
- tijdens de ontwikkeling van de belasting op de nieuwe palen kan de afgifte van wrijving langs de omtrek van deze palen (vergroting van de) negatieve kleef bij de oude palen veroorzaken;

- bij voorkeur worden de nieuwe palen niet dieper gefundeerd dan de bestaande. Als dit wel zou gebeuren, zouden de heitrillingen kunnen leiden tot verdichting van het zandpakket onder de bestaande fundering en daarmee tot zettingen van die fundering. Bovendien kunnen in zandige lagen met een relatief lage pakkingsdichtheid tijdens het heien wateroverspanningen geïntroduceerd worden, waardoor het draagvermogen van de bestaande palen tijdelijk gereduceerd wordt;
- ter beperking van de heitrillingen wordt bij voorkeur een paalontwerp uitgewerkt waarbij zwaar heiwerk vermeden wordt. Deze trillingen kunnen eveneens aan-leiding zijn tot deformaties in de bestaande fundering.

6.2.6 Dimensionering

Voor het dimensioneren van een betonnen paal zijn de volgende criteria van belang:

- de dynamische belastingen tijdens het transport en tijdens het hijsen van de paal;
- het krachtenspel in de paal tijdens het heien;
- de belastingen op de paal in de gebruiksfase.

6.3 PRAKTISCHE ASPECTEN VAN HET HEIEN

6.3.1 Heisystemen

Het dieselblok

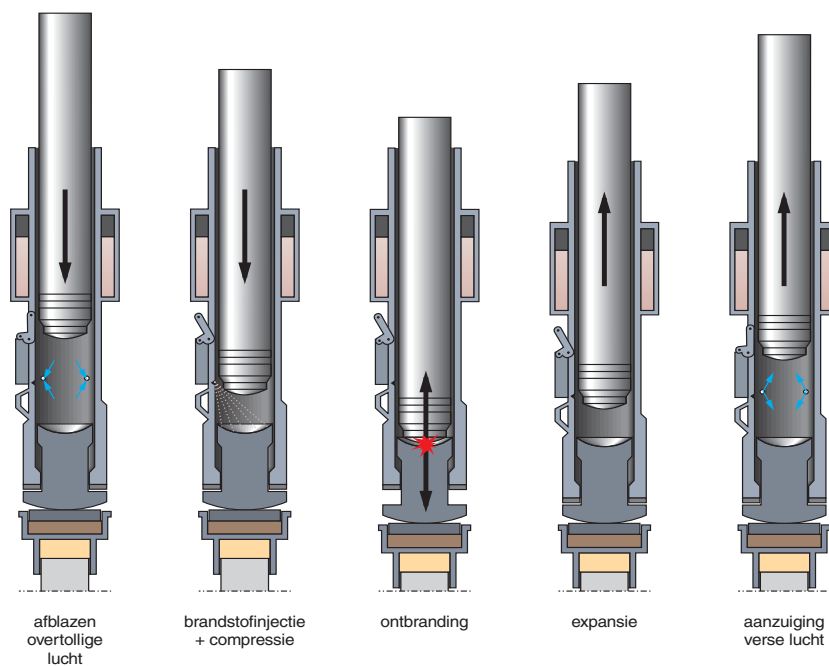
De werking van het dieselblok berust op een vallende zuiger - het valgewicht - die aan het einde van zijn val een slagplaat raakt die op zijn beurt de slag-energie overbrengt op het slaghout van de heimuts. De bovenzijde van het slagstuk is komvormig, zo ook de onderzijde van de cilinder.

Bij de eerste slag wordt de zuiger met een lier (kat) naar boven getrokken. Eénmaal ontkoppeld valt de zuiger naar beneden. Op zijn weg beweegt de vallende cilinder een brandstofpompmechanisme dat er voor zorgt dat een tevoren ingestelde hoeveelheid brandstof op het komvormige slagstuk wordt gespoten.

Nadat de zuiger met toenemende snelheid de uitlaatpoorten is gepasseerd, wordt in het onderste deel van de cilinder bij sterk oplopende temperatuur een (compressie)-druk opgebouwd die van belang is voor de duur van de uiteindelijke heistoot en de piekbelastingen in de paal die er het gevolg van zijn.

Als de zuiger bij het slagstuk is aangekomen, is de temperatuur zo hoog opgelopen dat het mengsel van brandstof en lucht ontbrandt. De ontbranding verloopt explosief. De energie die vrijkomt, komt voor een deel de heistoot ten goede, voor een ander deel de zuiger die als gevolg hiervan omhoog wordt 'geworpen'. Eerstgenoemde komt nagenoeg overeen met het product van zuigergewicht en valhoogte.

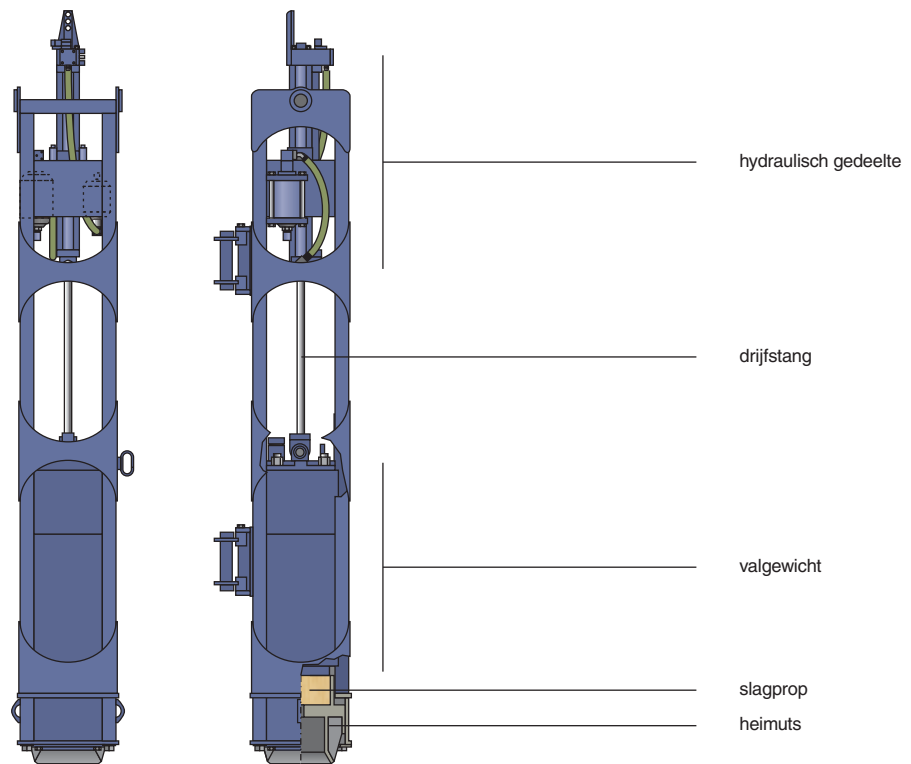
Bij de opwaartse beweging passeert de zuiger de uitlaatpoorten en de nog steeds aanwezige overdruk doet de uitlaatgassen ontwijken. Bij het vervolg van de opwaartse beweging maakt de overdruk plaats voor onderdruk tengevolge waarvan verse lucht voor de volgende heistoot de cilinder wordt binnengezogen. Dan kan de volgende slag plaats vinden. In principe vertoont het dieselblok veel overeenkomst met de tweetakt dieselmotor.



Figuur 6.046: De werking van het dieselblok

Hydraulische blokken

In de praktijk van alledag worden hydraulisch gestuurde valgewichten aangeduid met de term hydroblokken. De naam is afkomstig van oorspronkelijk door de HBM ontwikkelde blokken die echter niet meer worden geproduceerd. De werking ervan is eenvoudig. Een gedeeltelijk met lood gevuld zuigervormig valgewicht is verbonden met een zuigerstang die volmaakt passend in een cilinder op en neer kan worden bewogen. De oliedruk in de cilinder zorgt ervoor dat het valgewicht kan worden geheven en bij sommige blokken kan ook de neerwaartse beweging door de oliedruk in de cilinder worden bekrachtigd. Men spreekt dan over dubbelwerkende blokken. De ontwikkeling ten aanzien van hydraulische blokken zet zich voort en leiden er bijvoorbeeld toe dat al valgewichten van 12.000 kg zijn geïntroduceerd.



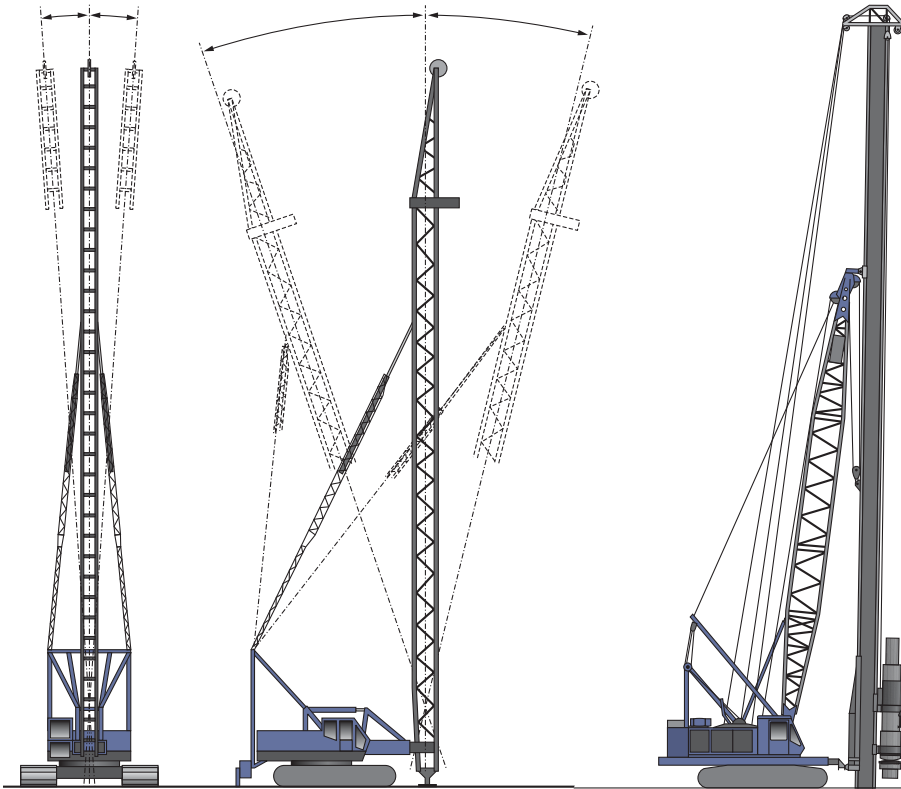
Figuur 6.047: Principetekening van een hydraulisch blok

Persluchtblokken

In Nederland komt ook het persluchtblok voor. Het valgewicht wordt daarbij omhooggestuwd door gecomprimeerde lucht. De cilinder fungeert daarbij als slaglichaam. Heeft de lucht de cilinder op de ingestelde hoogte gebracht, dan laat men deze door een uitblaasopening ontsnappen met als gevolg een vrije val van het slaglichaam. De luchtinlaat wordt elektronisch gestuurd.

Heistellingtypen

In toenemende mate wordt van heistellingen gebruik gemaakt die speciaal voor dit doel zijn ontworpen. Dat betekent dat de combinatie 'dragline met vaste makelaar' of 'dragline met losse makelaar' steeds meer wordt verdrongen.



Figuur 6.048: Links en midden: de moderne heistelling met vaste makelaar, in de praktijk GLS-type genoemd. Rechts: dragline-heistelling met vaste makelaar en inrichting om deze horizontaal te bewegen

6.3.2 Stabiliteit van heimaterieel

Op een draagkrachtige ondergrond kunnen mobiele heistellingen vrij bewegen, mede als gevolg van het grote draagvlak dat de rupsbanden vormen. In sommige gevallen is het mogelijk mobiele heistellingen tijdelijk van bredere rupsbanden te voorzien ten behoeve van een nog grotere stabiliteit. Is de ondergrond minder draagkrachtig - helaas eerder regel dan uitzondering - dan is het gebruik van draglineschotten essentieel. De schotten verdelen de belasting over een aanzienlijk groter bodemoppervlak dan bij rupsbanden het geval is. In dergelijke gevallen is er tevens sprake van een lagere maximale gronddruk die een rol speelt bij het totaal van de installatie van geprefabriceerde betonnen heipalen. Om steeds alle schotten te kunnen benutten, staat de onderwagen haaks op de lengte-as van de schotten.

Ongeacht zijn werkzaamheden - positie kiezen, hijsen, paal positioneren, te lood of schoor heien - moet de heistelling beveiligd zijn tegen omvallen. In normen is voor verschillende mobiele installaties en kranen aangegeven wanneer de stabiliteit vol-doende is. De heistelling valt daarbij onder de categorie 'mobiele kranen'.

Belangrijk bij het voldoen aan veiligheidseisen zijn de gewichten van blok en palen. De standzekerheid wordt voldoende geacht als de heistelling, gerekend over de ongunstigste kantellijn, onder een belasting van 1,5 maal de werkelijke belasting nog stabiel is.

Bovendien moet een stelling maximaal zodanig kunnen worden belast dat de stelling stabiel blijft bij een extra scheefstand van 5°.

6.3.3 Aanvoer, opslag en installeren van de palen

Geprefabriceerde betonnen palen verhard en op het tasveld van de fabrikant en voldoen, als ze zijn uitgehard en klaar zijn voor afvoer, aan de eisen die volgens de vigerende normen aan de palen worden gesteld.

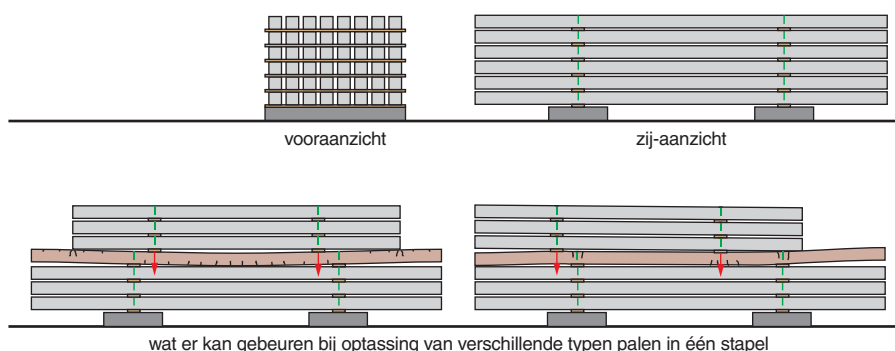
De fabrikant tast de palen met grote zorgvuldigheid op. Hij beschikt daartoe over een groot terrein met een verharde ondergrond, kraanbanen, toe- en afvoerwegen en wat dies meer zij. De palen worden op het terrein van de fabrikant soort bij soort en in volgorde van ouderdom opgeslagen tot zij worden afgeroepen.

De aldus opgeslagen palen zijn op de juiste wijze voorzien van onderstoppings conform merktekens op de palen die de oplegpunten markeren en worden bij belading van vrachtauto of schip gehesen op in een andere kleur gemarkeerde hijspunten.

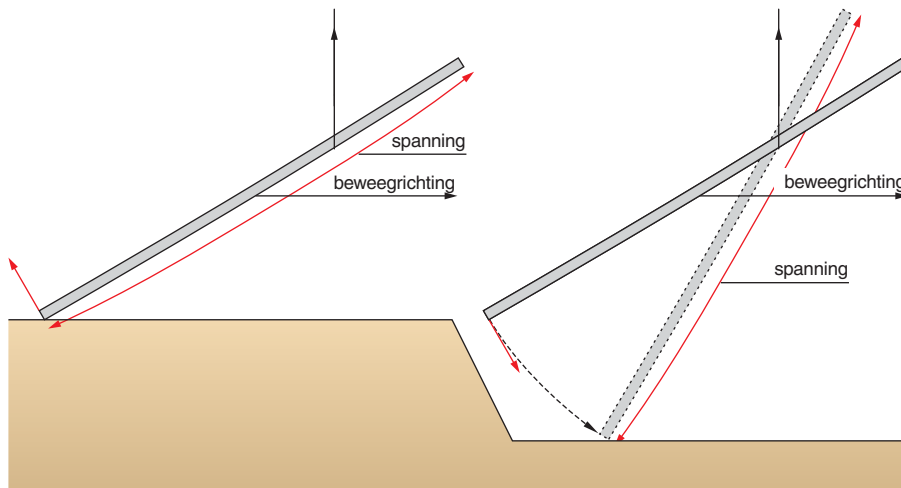
Kan het intern transport op het tasveld van de fabrikant met behulp van portaalkranen of bovenloopkranen geschieden, op het werk moeten andere middelen voor intern transport worden ingezet. Voor korte palen kan het transport geschieden met behulp van een shovel waarvan de vorken kunnen worden ingesteld op de merktekens voor onderstopping. Zijn de palen langer, dan dienen andere hijsmiddelen te worden ingezet. Men denke daarbij aan mobiele portaalkranen en hijskranen.

De kwaliteit van de wegen op de bouwplaats - ook de aanvoerwegen - moet zo hoog mogelijk zijn. Verzakkingen en andere oneffenheden leiden tot ongewenste spanningen in de paal bij het intern transport op de bouwplaats.

Bij het oppikken van palen in de stroppen - op de merktekens of gebruik makend van geïntegreerde hijsvoorzieningen - mag de paalvoet niet over de bodem slepen. Rechtstandig hijsen is een absolute voorwaarde. Vooral bij taluds in ontgravingen kan het over de grond slepen van palen noodlottig zijn als de slepende punt plotseling geen contact meer heeft met de ondergrond. Er treden dan ontoelaatbare spanningen in het paallichaam op.



Figuur 6.049: De wijze van optassen van palen op het terrein van de fabrikant. De onderste tekeningen geven aan hoe er NIET moet worden opgetast

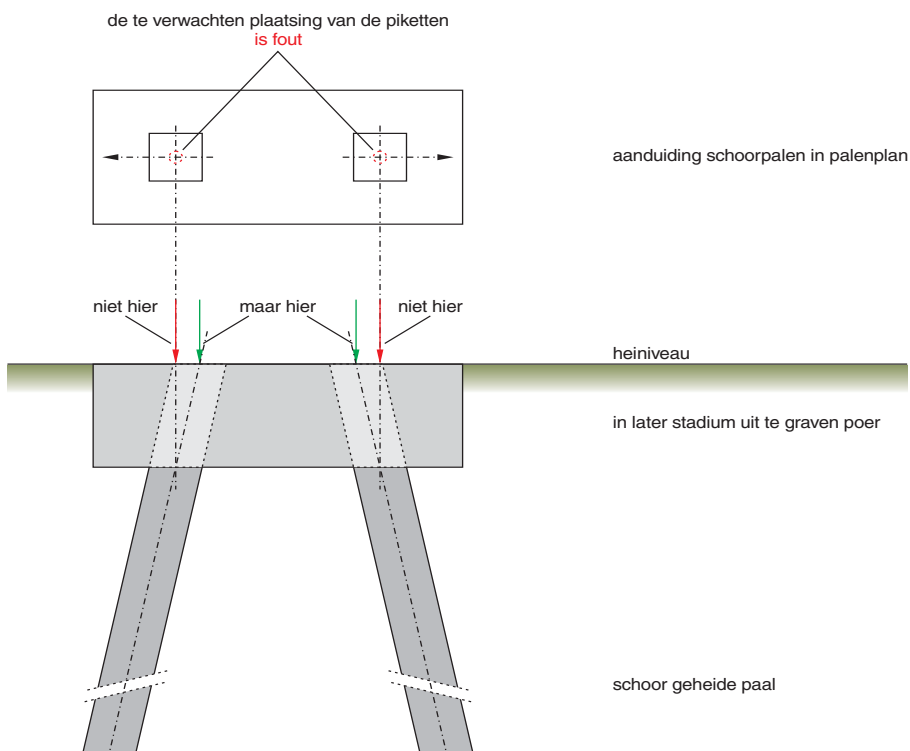


Figuur 6.050: Wat altijd voorkomen moet worden: het slepen van de paalpunt over de grond en plotseling contactverlies bij taluds

Positionering van de te installeren paal

De tijd is niet ver meer dat te installeren palen met behulp van satellieten in de ruimte worden gepositioneerd. Euvelen als meetfouten en omgevallen (omvergereden) piketpalen zullen dan definitief tot het verleden behoren. De cabine van de heisting zal qua aanzicht en qua ergonomie sterk veranderen: elektronische meet-, regel- en rekenapparatuur zal het instrumentarium gaan beheersen.

Nu berust wat de positionering betreft de praktijk nog altijd op de piketpaal en, als aan de positie daarvan wordt getwijfeld, op waarnemingen via de theodoliet of laserapparatuur.



Figuur 6.051: Positionering in het veld

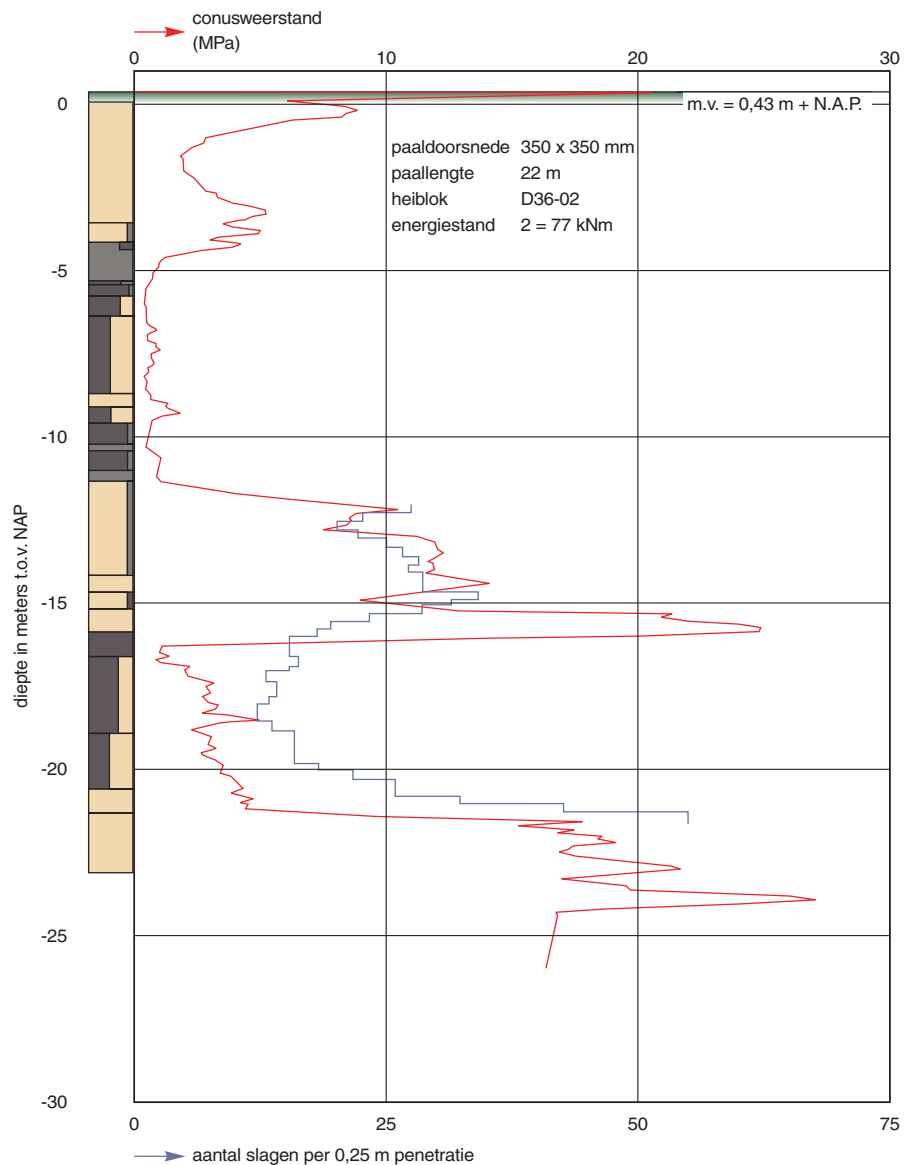
6.3.4 Controle

Kalendering

Om de heiweerstand te bepalen, maakt men gebruik van een in feite eenvoudig hulpmiddel: men telt het aantal heislagen dat nodig is om de paalvoet over een zekere afstand te laten zakken.

Het gaat daarbij om een afstand van 0,25 m, in de heipraktijk één tocht genoemd. Kalendering vindt doorgaans plaats over acht tochten, dus over twee meter. Die afstand wordt het kalendertraject genoemd. Door het aantal heislagen te tellen en te noteren ontstaat een zogenaamd slagdiagram.

Het zijn meestal de laatste twee meters die belangrijk zijn omdat de paal dan verondersteld wordt de draagkrachtige laag te bereiken. Maar ook langere kalendertrajecten komen voor, zeker als men veronderstelt dat de diepte van de draagkrachtige laag sterk varieert en niet van elke paallokatie sondeerdiagrammen beschikbaar zijn.



Figuur 6.052: De vergelijking van een slagdiagram met een sondeerdiagram

Vergelijking tussen het slagdiagram en het sondeerdiagram is dus een uitermate nuttige zaak. Komen die twee redelijk overeen, dan vormt het slagdiagram een referentiekader voor de kalender van de naastgelegen paal enzovoort.

De registratie van kalenderwaarden kan bij toepassing van hydraulische en persluchtblokken verregaand worden geautomatiseerd. Door instrumentatie van heiblok of paal kunnen in de cabine van de heistelling de gegevens worden afgelezen, opgeslagen en uitgeprint.

Interpretatie van kalendergegevens is geen eenvoudige zaak en een corresponderend sondeerdiagram vormt, zoals aangeduid, een referentiekader. Zo hoeft een lage kalenderwaarde (relatief weinig heislagen per tocht) niet te betekenen dat er sprake is van een lage paaldrachtkracht. Zie de lesdelen 'Licht heien' en 'Zwaar heien'.

Als men met twee of meer stellingen werkt, moeten slagdiagrammen per stelling beoordeeld worden. Vergelijkingen tussen heistellingen kunnen leiden tot verkeerde oordeelsvorming.

Controlemaatregelen voor de installatie

In het buitenland komt het veelvuldig voor dat palen pas geïnstalleerd mogen worden nadat proefbelastingen zijn uitgevoerd. Voor deze werkwijze zijn tal van verklaringen aan te voeren zoals een van Nederland verschillende bodemgesteldheid, een minder gesofistikeerde wijze van sonderen en daardoor een grotere onzekerheid als het gaat om het uiteindelijke draagvermogen. Naarmate door buitenlandse bedrijven meer in Nederland wordt geïnvesteerd, neemt ook hier te lande het aantal proefbelastingen toe.

Maar ook uit anderen hoofde kunnen proefbelastingen worden geëntameerd. Omdat, zoals gezegd, in Nederland in het algemeen grote zekerheid bestaat omtrent het paal draagvermogen, dienen de proefbelastingen in ons land veelal een wetenschappelijk doel.

Men onderscheidt:

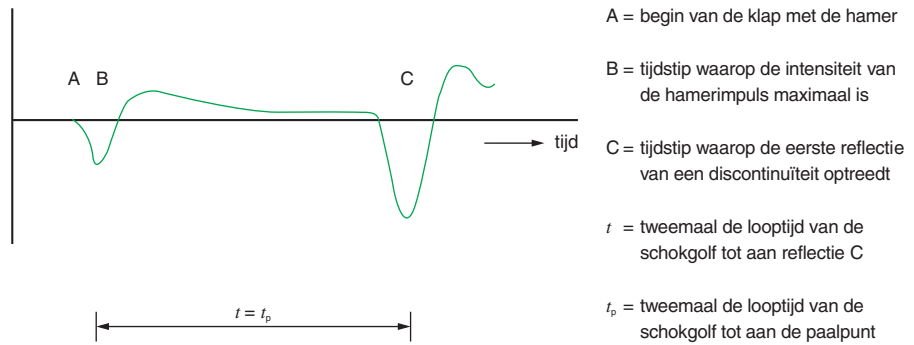
- statische proefbelastingen
- statisch/dynamische proefbelastingen
- pseudo-statische proefbelastingen

Controlemaatregelen na de installatie

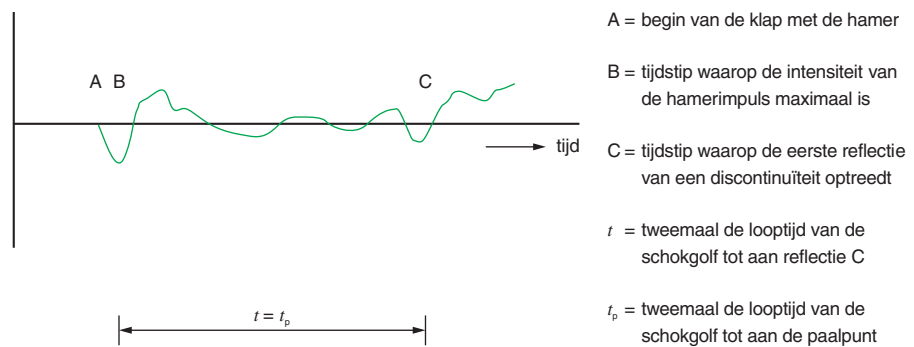
Akoestische controle

Bij deze methode die zowel op het tasveld als bij een geïnstalleerde paal kan worden toegepast, wordt met behulp van een rubberen hamer een spanningsgolf in de paal teweeggebracht. De snelheid waarmee de golf zich voortplant, is afhankelijk van de soortelijke massa van het beton en de elasticiteitsmodulus ervan. Net als bij het heiproces wordt de golf bij de paalpunt gereflecteerd.

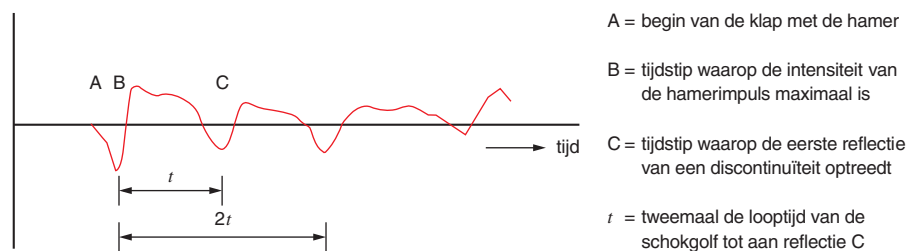
De beweging van de paalkop onder invloed van de slag met de rubberen hamer en de reflecties worden geregistreerd met behulp van een versnellingsopnemer. De signalen worden elektronisch verstrekt waarna zij op tijdbasis op een scherm zichtbaar kunnen worden gemaakt.



Figuur 6.053.



Figuur 6.054.



Figuur 6.055.

Naheien

Als men er niet zeker van is dat een geïnstalleerde paal op de gewenste wijze de draagkrachtige laag heeft bereikt, bijvoorbeeld omdat er sprake was van lage kalenderwaarden, kan naheien zinvol zijn. Dit dient dan na ten minste 12 uur te geschieden. De paal wordt dan over 1 à 2 tochten van 0,25 m dieper geheid. Was inderdaad wateroverspanning de oorzaak van de lage kalenderwaarde, dan zal bij het naheien blijken of dit daadwerkelijk zo is.

Meetdraden

In geprefabriceerde betonnen palen kunnen tijdens de fabricage meetdraden worden geïntegreerd voor integriteitsmetingen. Daarbij wordt vóór en na het heien gemeten. Bij ernstige scheuren of paalbreuk wordt ingevoerde stroom onderbroken. Haarscheurtjes hoeven niet tot breuk van de draad te leiden en kunnen daarom, net als bij akoestisch doormeten het geval is, niet worden geconstateerd, maar zijn voor het draagvermogen en de integriteit ook niet van belang.

Trekken van de paal

Wie zich een bijna feilloos oordeel over een geïnstalleerde palen wil verschaffen, die moet één van de palen trekken en aan een nauwkeurige inspectie onderwerpen. Deze methode wordt om economische redenen niet of nauwelijks toegepast, behalve bij de introductie van nieuwe paaltypen.

Ontgraven

Als met name twijfels bestaan over het bovenste gedeelte van de geïnstalleerde paal, kan ontgraven van de paalkop soelaas bieden. Het betreffende paalgedeelte kan dan visueel worden geïnspecteerd. Bij het ontgraven moet niet alleen rekening worden gehouden met een eventueel noodzakelijke verlaging van de grondwaterstand en de kans op beschadiging van belendende palen door horizontale gronddruk of de acties van het ontgravingsmaterieel.

Controlesonderingen

Tezamen met proefbelastingen en akoestische controle kunnen controlesonderingen veel gegevens verschaffen over het uiteindelijke draagvermogen van de geïnstalleerde palen.

6.3.5 Afhakken, koppensnellen en opstorten

De recente ontwikkelingen met betrekking tot heimaterieel en de toegenomen kennis en ervaring van de mensen in het heibedrijf, leiden, tezamen met hoogwaardig geotechnisch onderzoek en eventueel heisimulaties, ertoe dat palen in toenemende mate op de exacte diepte worden geheid.

Om te voorkomen dat bij het koppensnellen de paal beneden het te snellen deel wordt beschadigd, wordt vaak een knelband toegepast. Voor het overige geschiedt het koppensnellen vaak nadat een werkvloer is aangebracht. Koppensnellen geschiedt bij voorkeur met behulp van een hydraulische kraker.

Voor de verbinding van de paal met de bovenliggende balk of poer wordt de paalkop over een zekere lengte ontpeld, dat wil zeggen dat het beton wordt verwijderd zodat de kopwapening vrij komt te liggen. De vrijgekomen wapeningsstaven worden vervolgens opgenomen door vervlechting met die van de bovenliggende constructie.

De paalwapening is doorgaans ruim voldoende om horizontale krachten, momenten en/of trekkrachten op te nemen. Bij poeren worden vaak bovendien ook gedeelten (ter grootte van de halve of hele doorsnede van een paal) van het onderliggende paallichaam in de constructie opgenomen. Die gedeelten worden dan gebouchardeerd voor zover de paalkoppen al niet fabrieksmatig zijn voorzien van ribbels. Boucharderen en ribbels dienen om de aanhechting van het beton van de paal met dat van de poer of constructie te optimaliseren.

Als een paal dieper is weggeheid omwille van het draagvermogen, wordt de paal opgestort. De op te storten schacht heeft dan gewoonlijk dezelfde doorsnede als de paal. Als in een dergelijk geval de paalkop is gepeld wordt in de dan nog denkbeeldige schacht eenzelfde wapening als in de paal aangebracht. Vervolgens wordt de bekisting aangebracht.

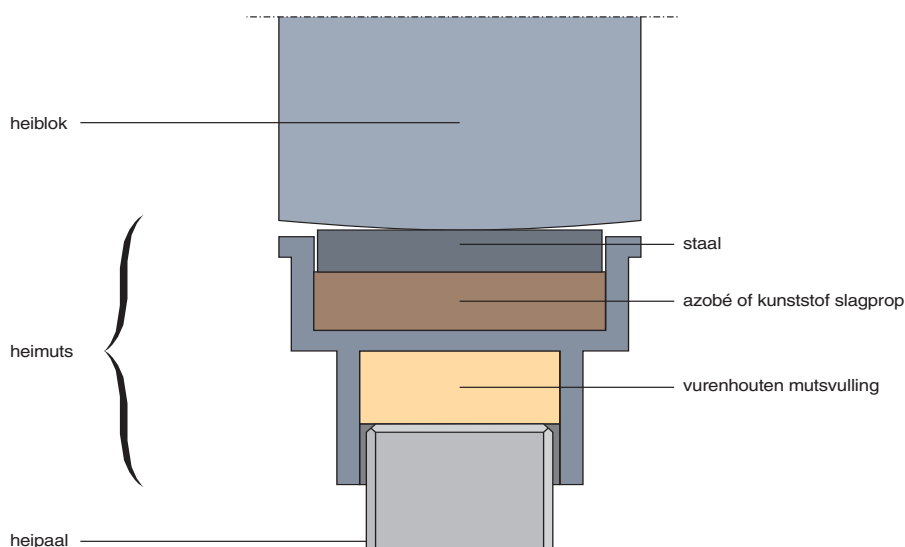
In sommige gevallen wordt er de voorkeur aan gegeven de paal te verlengen met een kolom van grotere afmetingen dan de paaldoorsnede. De gave paalkop wordt hierbij omsloten door een manchets.

Het opstorten met behulp van manchets heeft als voordeel dat veelal nauwelijks ontgravingen behoeven plaats te vinden die op hun beurt weer tot gevolg kunnen hebben dat de grondwaterstand moet worden verlaagd.

6.4 FYSISCH ASPECTEN VAN HET HEIEN

6.4.1 Het effect van de botsing

Als een heiblok, zij het indirect via de heimuts, de paalkop treft, wordt door de botsing in de paal een drukgolf opgewekt die met een snelheid van 4000 m/sec benedenwaarts gaat. De spanningsgolf wordt in zekere mate gedempt door de wrijving tussen de paalschacht en de omringende grond. Hoe groter die wrijving is, des te sterker is de demping. Spanningspieken zullen als gevolg van de wrijving afnemen. De demping is evenwel te verwaarlozen als de paal nog helemaal boven het maaiveld staat en als gevolg van bijvoorbeeld een vaste zandophoging niet door zijn gewicht in de bodem is gezakt.



Figuur 6.056: Principe tekening van paal, muts en heiblok

De duur van de stoot op de paalkop wordt voorts voornamelijk bepaald door de massa van het blok en de doorsnede van de paal. De heimuts is ook van invloed zij het in beperkte mate. Het mutslichaam gaat trillen tussen de beide veren, gevormd door de slagprop en de vulling. De trilling is het minst gunstig bij toepassing van een zware muts en een harde vulling. Niet alleen de slingering neemt toe, maar ook de frequentie. De kans op het samenvallen van de pieken is groot.

Naarmate de veren zachter worden, nemen de pieken in grootte af en neemt de stootduur toe. Zou men de stijfheid van de muts echter nog meer verkleinen, dan zal het blok op zijn beurt gaan veren (terugveren). Het resultaat zou dan zijn dat niet alle energie op de paal wordt overgedragen. Een gedeelte ervan wordt dan immers benut voor het terugveereffect.

Opmerkelijk is dat als men voor het blok in plaats van staal een zachter materiaal gaat toepassen, de stootduur langer wordt. Dit is het gevolg van de lagere snelheid waarmee de drukgolf zich door het blok beweegt. Een dergelijk blok kan qua vorm en afmetingen identiek zijn met stalen blokken, maar kan bestaan uit een stalen mantel, gevuld met lood als zachter materiaal.

Bij de paalvoet aangekomen, kaatst de drukgolf terug en zal er als regel een trek golf ontstaan die zich met dezelfde snelheid omhoog beweegt. De trek golf wordt dan gesuperponeerd op de omlaag lopende drukgolf met als gevolg slechts resulterende spanningen in de paalschacht.

De maximale drukspanning

Bovenstaande beschrijving van het proces van botsen tussen heiblok en paal leidt logischerwijze tot beantwoording van de vraag hoe groot de maximale drukspanning in de kop van de paal mag dan wel moet zijn.

Van groot belang is dat die maximale drukspanning in de kop van de paal recht evenredig is met de snelheid waarmee het blok de paal treft. De maximale drukspanning in N/mm^2 laat zich voor een geprefabriceerde betonnen paal goed benaderen door de trefsnelheid in m/s te vermenigvuldigen met de factor 8 tot 10.

Trefsnelheden en valhoogten

Wil men de drukspanning in de kop van een betonnen paal beperken tot 40 à 50 N/mm^2 , dan zal de trefsnelheid niet hoger kunnen zijn dan 4 tot 5 m/s. Dit betekent dat de effectieve valhoogte niet groter zou moeten zijn dan 0,8 - 1,25 m.

Onder effectieve valhoogte wordt verstaan de hoogte waarover een blok vrij valt en de stoot op de paal ongehinderd plaatsvindt. Wil men de kans op schade aan een paalkop beperken, dan is het verstandig ervan uit te gaan dat de vrije valhoogte de 1,0 m niet overschrijdt.

6.4.2 Dieselblokken

Bij een dieselblok is geen sprake van vrije val en ook raakt het blok de muts via een zogenaamd slagstuk. Dat vraagt een nadere beschouwing.

De plunjer van een dieselblok ondervindt op zijn weg wrijving en wordt bovendien afgeremd door de compressie in de cilinder. Als gevolg hiervan kan de valhoogte bij een dieselblok aanzienlijk groter zijn dan bij valblokken het geval is.

De compressie wordt bepaald door de afdichtingsgraad van de zuigerveren en door de temperatuur van de gecompriëerde lucht (warme lucht heeft een groter volume en remt dus meer af) die toeneemt naarmate het dieselblok langer aaneen in gebruik is.

Een deel van de energie wordt bij een dieselblok ook benut om het blok te doen terugveren. Het gevolg hiervan is dat de paalkop het in het algemeen minder zwaar te verduren krijgt. Dat dan zolang de combinatie laag/muts voldoende zacht kan reageren om het blok wérkelijk te laten veren.

De drukverdelende laag

Een zo gelijkmatig mogelijke verdeling van de druk van valblok of slagstuk op muts en paal eist een perfecte drukverdelende laag. In de dagelijkse praktijk volstaat men c.q. wordt dit bereikt door op de paalkop een zachthouten vulling aan te brengen. Deze vulling bestaat doorgaans uit twee of drie lagen droog vurenhout. Dit zogenaamde zachthout heeft een lage druksterkte en het resultaat is dan ook dat het door de herhaalde slagwerking in elkaar wordt gedrukt. De dikte kan diensgevolge afnemen van 130 à 190 mm tot 30 à 50 mm. Dan wordt het de hoogste tijd om een nieuwe vulling aan te brengen. Voor het in elkaar drukken van de zachthouten lagen is vanzelfsprekend energie nodig en die komt in mindering op die, welke aan de paal wordt afgegeven. Als de vulling volledig in elkaar is gedrukt, bereikt de zogenaamde veerconstante zijn hoogste waarde. Het resultaat is dat onder deze omstandigheden de piekspanningen in de paal maximaal zijn, als ook de slingering van het mutslichaam.

Zoals al aangeduid, treft het blok of de stalen slagplaat niet de muts, maar een slagprop. Doorgaans is deze van kops tropisch hardhout, azobé, dat evenwijdig aan de houtvezel een druksterkte heeft van meer dan 65 N/mm². Het hardhout kan de spanningen die bij de slag ontstaan dan ook zonder al te grote plastische vervormingen opnemen. Zeker, de dikte van de slagprop neemt ook af (van een begindikte van 120 mm naar op den duur 100 à 110 mm), maar dit geschiedt langzaam. De hardhouten slagpropen hebben dan ook een relatief lange levensduur.

Met het in elkaar drukken van de hardhouten slagprop nemen de piekspanningen in de paalkop toe. Maar de beweging van het mutslichaam is minder groot omdat het minder reageert op de hardheidsverschillen van de slagprop. Die zijn dan ook minder groot. Er worden ook kunststof (nylon) slagpropen toegepast voor welke vergelijkbare uitgangspunten gelden.

Heimutsen

De meest gangbare heimutsen hebben een massa van 280 of 530 kg. Deze stalen massa tussen heiprop en vulling, die beide als veer werken, komt bij elke heislag in trilling. De heislag duurt 5 tot 10 milliseconden, maar de spanningswisselingen in de muts belopen 1 tot 3 milliseconden. De grootte van de uitslag van het mutslichaam is afhankelijk van de massa ervan. De frequentie wordt vrijwel helemaal bepaald door de grootte van de veerconstanten van slagprop en vulling.



Foto 6.057 en 6.058: Wat er gebeurt met een inferieure mutsvulling

6.4.3 Fysische aspecten in de paal

De relatie drukgolflengte/paallengte

De verhouding tussen de lengte van de drukgolf en de lengte van de paal kan een maatstaf zijn voor het beoordelen van de kans op ontoelaatbare trekgolven. De grootte van de trekspanning wordt beheerst door de grootte van de maximale drukspanning in de naar beneden lopende golf en door de dynamische grondweerstand die de paal ondervindt.

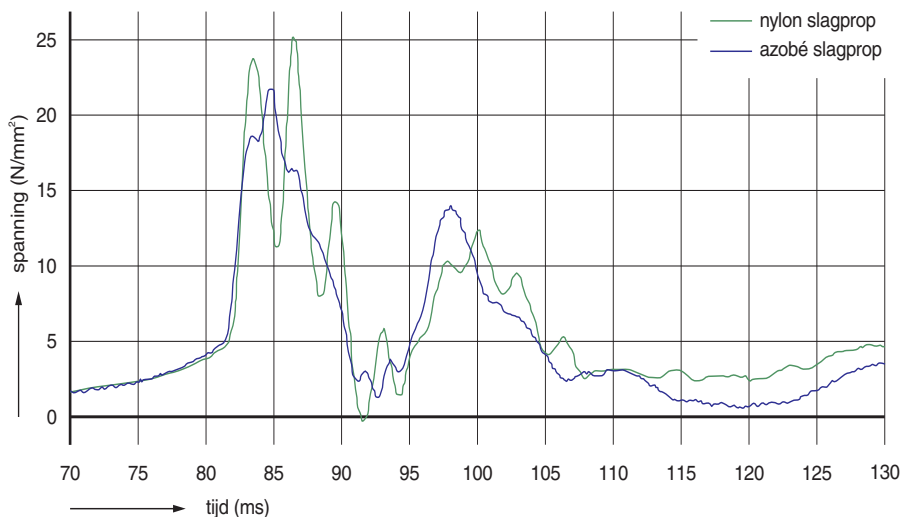
Maatgevend is en blijft de massaverhouding en het doet er in het geheel niet toe of men met een lange slanke, dan wel met een korte dikke paal te maken heeft. De paallengte alleen is dus niet maatgevend, de massa telt.

Excentriciteit

Bij excentriciteit ontstaat het fenomeen dat de spanningen in uiterste vezels van mutsvullingen zullen afwijken van gemiddelde waarden. Omdat het tijdens de stoot al om gemiddeld hoge spanningen gaat, is een zo gering mogelijke excentriciteit geboden. Dit kan worden bereikt door een goed passende heimuts en adequate vullingen.

Het betekent echter ook dat de ontwerper moet voorkomen om palen van verschillende doorsneden op eenzelfde deellocatie toe te passen. Palen met een geringere doorsnede zouden dan geheid moeten worden met een te grote (te ruime) heimuts.

Men kan zich voorstellen dat excentriciteit al gauw een rol speelt bij schoorheien. Immers, de paal zoekt zijn laagste stand, tegen de mutsrand. Qua tolerantie heeft de excentriciteit dan al snel zijn hoogste waarde bereikt.



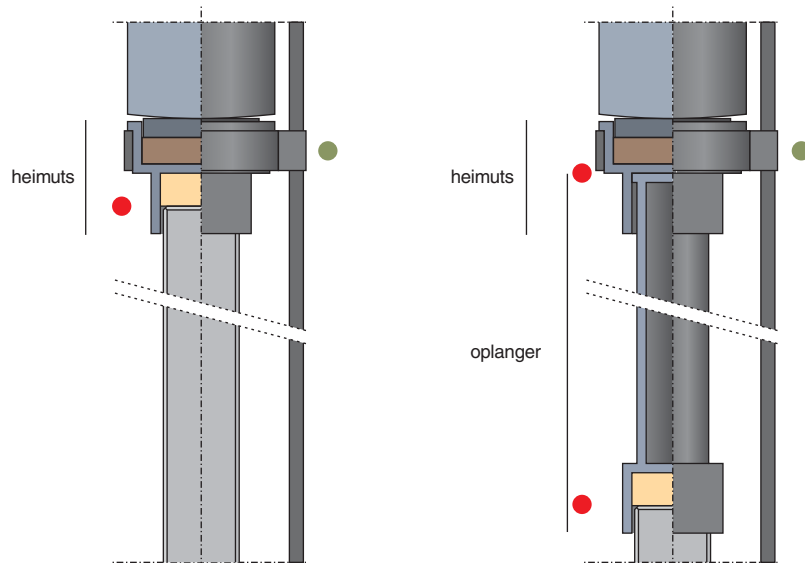
Figuur 6.059: Spanning/tijddiagram voor een betonnen paal met een doorsnede van 290 x 290 mm, geheid met een D25 dieselblok en met toepassing van respectievelijk een hardhouten en een nylon slagprop (bovenvulling)

Essentieel is voorts er in de eerste fase van de installatie van de paal voor te zorgen dat hij op de berekende plaats staat. Eenmaal heinende kan men weinig of niets aan positieverbetering doen, ook al wordt het in de praktijk wel eens geprobeerd. Het leidt positietechnisch tot niets omdat het uitoefenen van haaks op de paalas staande krachten op een reeds in de grond staande paal geen ander effect heeft dan het oproepen van onaanvaardbaar grote excentriciteit.

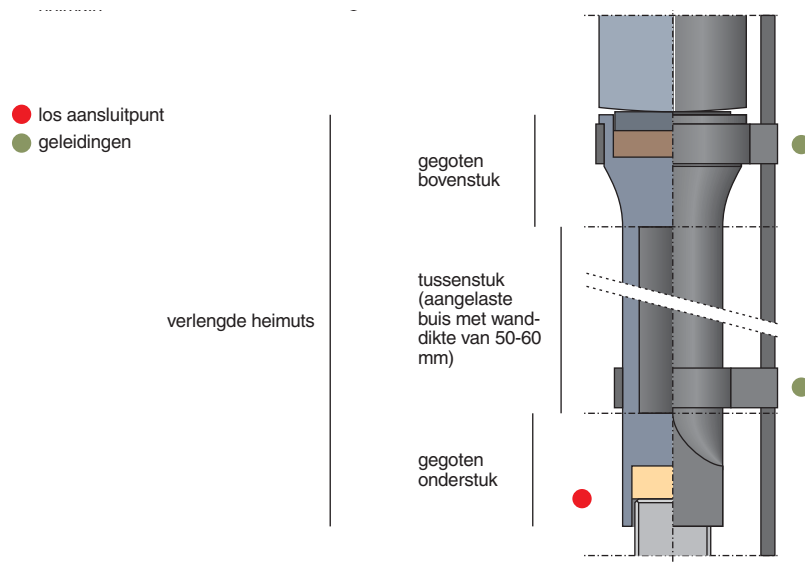
Oplangers

Een goed ontworpen oplanger werkt als een verlengde heimuts. De oplanger wordt geplaatst op de paal met een zachthouten vulling tussen beide. De combinatie blok, slagprop, muts en zachthouten vulling blijft dus intact.

Het ligt voor de hand dat de slingerbeweging, waaraan hiervoor aandacht is besteed, bij het toepassen van een oplanger wordt versterkt. Anderzijds zal de grote massa van de oplanger de snelheid waarmee deze de paal treft, verminderen. De effectiviteit van de heistoot vermindert hierdoor. De piekspanningen behoeven echter niet kleiner te worden omdat die beheerst worden door de trefsnelheid.



Figuur 6.060a: Een heimuts en een heimuts met oplanger. Duidelijk blijkt dat bij de oplanger de geleiding onderaan ontbreekt



Figuur 6.060b: Een verlengde heimuts

6.4.4 Omgevingsfactoren

Trefsnelheid

De trefsnelheid van het blok bepaalt de grootte van de (gemiddelde) drukspanningen in de paalkop en die spanningen staan geheel los van de weerstand die de paal in de grond ondervindt. Een kleine valhoogte leidt tot een lage trefsnelheid en dus ook tot lage drukspanningen. Maar lage krachten leiden tot een beperkte zakking per slag. Uit productie-overwegingen is men dan ook geneigd om met grote valhoogte te werken. Men moet immers in een zo kort mogelijke tijd de gewenste penetratie van de paal realiseren.

Grondweerstand

De statische grondweerstand die de paalvoet moet overwinnen om te zakken, kan men vergelijken met de bezwijkweerstand aan de voet zoals die met de methode Koppejan uit het verloop van de conusweerstand kan worden

bepaald. Voor de voetweerstand die voor het nuttig paaldragvermogen in beschouwing mag worden genomen, wordt in ons land een grenswaarde van 15 N/mm² voorgeschreven. Deze grenswaarde slaat niet op de conusweerstand zoals die bij een sondering wordt gemeten. Die weerstand kan veel hogere waarden dan 15 N/mm² bereiken, zolang de dikte van het pakket met die hoge weerstanden maar een deel van de laagdikte van $(4 + 8) = 12 \times$ de paaldoorsnede omvat. Een gemiddelde spanning van 20 N/mm² lijkt daarom voor niet te lange palen voldoende om penetratie te effectueren.

Valhoogte

Zou men er vanuit gaan dat de dynamische weerstand even groot is als de statische weerstand van de grond, dan zou een effectieve valhoogte van 0,45 meter benodigd zijn. Op grond hiervan zou men vervolgens kunnen concluderen dat een effectieve valhoogte van 0,5 meter als regel voldoende moet zijn om de paal in de draagkrachtige laag te laten penetreren.

Let wel: onder de effectieve valhoogte wordt verstaan de hoogte waarover een blok vrij en ongeremd moet vallen en bovendien afgezien van energieverlies in de muts (en oplanger). Bij dieselblokken moet dus met een grotere hoogte worden gerekend.

In feite kan men stellen dat het bij het heien van betonnen palen de kunst is om bij een beperkte drukspanning de drukgolf zo lang mogelijk te laten duren. Dat pleit voor een zo zwaar mogelijk blok.

Trekspanningen

Een kortdurende felle drukgolf zal gemakkelijk tot trekspanningen aanleiding geven omdat de omlaag lopende drukgolf maar gedeeltelijk in staat is de weerkaatsende trek golf te compenseren. De compensatie is beter naarmate de drukgolf langer is. Dit is opnieuw een goede reden om voor een verhoudingsgewijs zwaar heiblok te kiezen. Bovendien pleit de these voor de toepassing van een dieselblok omdat de compressie voorafgaande aan de drukstoot de paal voorspant en in staat stelt een grotere trek golf te weerstaan.

Vuistregels voor blokkeuze

Vuistregels die in de praktijk redelijk voldoen, komen neer op het volgende. De massa van het vallende deel van het blok moet 0,5 tot 1,0 x de paal massa zijn. Bij dieselblokken liggen de getallen op 0,5 tot 0,75, terwijl bij hydraulische blokken de voorkeur uitgaat naar 0,75 tot 1,0. Deze verhoudingsgetallen zijn maatstaf voor het risico van het optreden van trekscheuren in een gegeven paal en niet, zoals ten onrechte vaak wordt verondersteld, voor de lengte van de paal.

Bij lagere waarden, 0,5 tot 0,75 - afhankelijk van het bloktype -, is het risico van trekscheuren reëel en bij een groter verhoudingsgetal dan 1,0 neemt het risico verder sterk af.

Energie-overdracht

Een eenvoudige rekenregel leert het volgende: de totale kracht die de paal moet overwinnen, vermenigvuldigd met de zakking per slag, wordt gelijkgesteld aan de energie, af te geven door het heiblok.

Verhoging van de energie door vergroting van de trefsnelheid van de plunjer heeft, het is al eerder aangeduid, altijd hoge drukspanningen tot gevolg. Die hoge drukspanningen doen de kans op kopschade toenemen.

Een te lage energie-inhoud van het valblok door een te geringe massa geeft volgens formule $E_{\text{heiblok}} = A \cdot \sigma_{\text{grond}} \cdot z$ (in Nm en met A = oppervlak paaldoorsnede; σ_{grond} = dynamische grondweerstand uitgedrukt in spanning en z = blijvende paalzakking na elke slag) een geringere of wellicht helemaal geen zakking van de paal.

Bovendien neemt bij een te licht valgewicht de kans op trekschade toe.

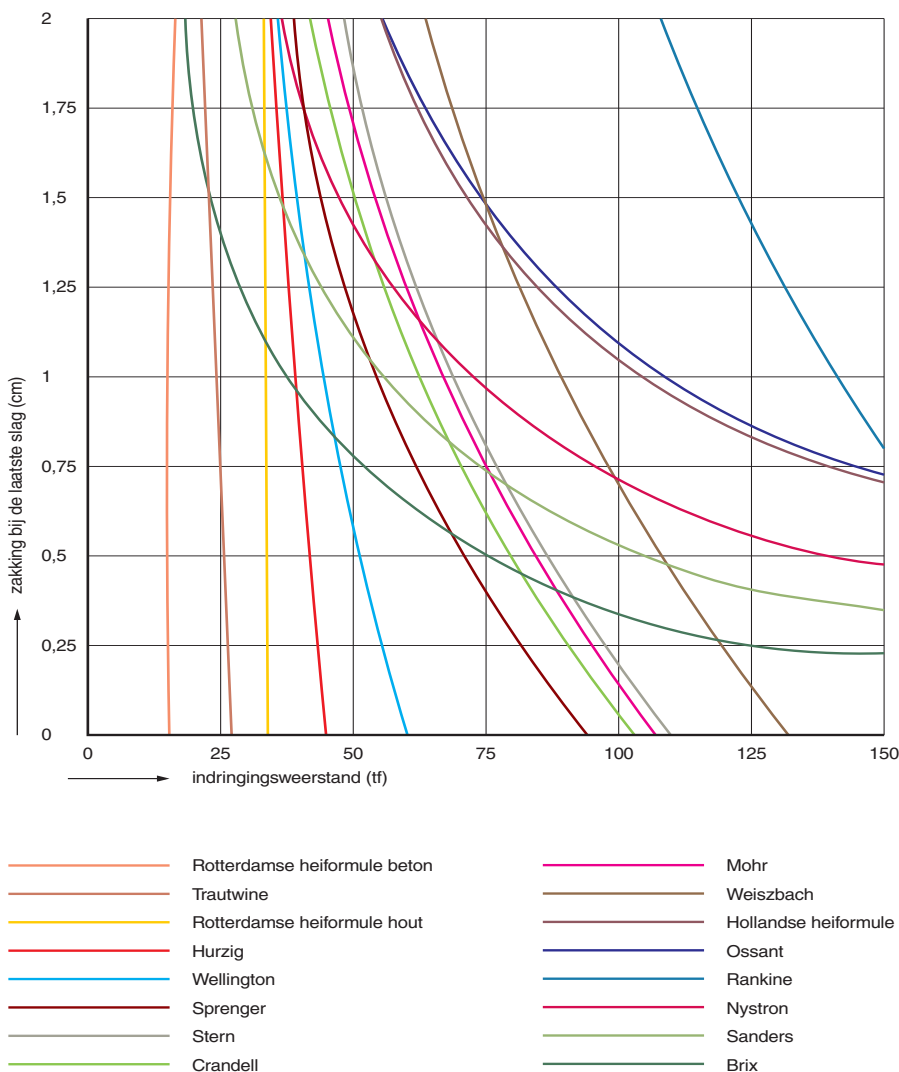
Heien vraagt dus groot vakmanschap dat niet altijd in regels en formules valt te vatten. Vaak gaat het om 't vinden van evenwicht tussen parameters. De energieinhoud van het blok moet een bepaalde waarde bereiken voor het overwinnen van de (dynamische) grondweerstand. Maar er zijn beperkende voorwaarden voor wat betreft de trefsnelheid als voor de massa van het valblok. Toch blijkt de keuze voor de massa als belangrijkste parameter de beste resultaten af te werpen als het gaat om de energie van het heiblok.

6.5 HET HEIEN

6.5.1 Het verband tussen heiveerstand en draagvermogen

Sinds jaar en dag is geprobeerd een verband te leggen tussen enerzijds het draagvermogen en anderzijds de na te streven heiveerstand bij gebruik van een bepaald heiblok. Dat heeft, wereldwijd, geleid tot bijna ontelbare formules; het Amerikaanse tijdschrift Engineering New Record telde er meer dan honderd.

In zijn boek Grondmechanica heeft ir. T. K. Huizinga het verband tussen de twee grootheden - draagvermogen en heiveerstand -, geprojecteerd op een aantal hem bekende heiformules waarbij steeds de uitkomsten werden ontleend aan de heiresultaten van een houten paal bij een standaard valblok.



Figuur 6.061: Het berekende verband tussen paal draagvermogen en heiveerstand

Alle, de lezer inmiddels bekende parameters zijn gehanteerd. Volledigheidshalve: de massa van het valblok, de valhoogte, de massa van de houten paal, de gemiddelde doorsnede ervan, de paallengte, de elasticiteitsmodulus van hout, de efficiency van de energie-overdracht plus relevante quotiënten.

De resultaten leiden ertoe dat iedereen wel iets van zijn gading vindt. Omgekeerd redenerend kan men zeggen: op het werk is sprake van een bepaalde zakking en ik weet welk draagvermogen er is verlangd. Die twee gegevens leiden tot een punt in het diagram en de dichtstbijzijnde formule-uitkomst geeft aan welke formule gehanteerd moet worden om te bewijzen dat het vereiste draagvermogen ook wordt gehaald.

Heiweerstand

Het verloop van de heiweerstand tussen opeenvolgende palen op eenzelfde werk, geheid met steeds hetzelfde blok, levert wel een interessante vergelijking op, maar de gevonden weerstanden of beter: weerstandovereenkomsten vormen in absolute zin geen maatstaf voor het draagvermogen van de betreffende palen.

Niettemin worden in de praktijk vaak vergelijkingen gemaakt. Dat dan op basis van de stelling dat als de massa van het heiblok juist is gekozen en dat blok ook doelmatig werkt, een hoge heiweerstand altijd een hoog paal draagvermogen tot gevolg zal hebben. Maar er schuilt een adder onder het gras: een lage heiweerstand vormt geen enkel bewijs voor een laag paal draagvermogen. Toch werkt een hoge heiweerstand voor betrokkenen op de een of andere manier geruststellend.

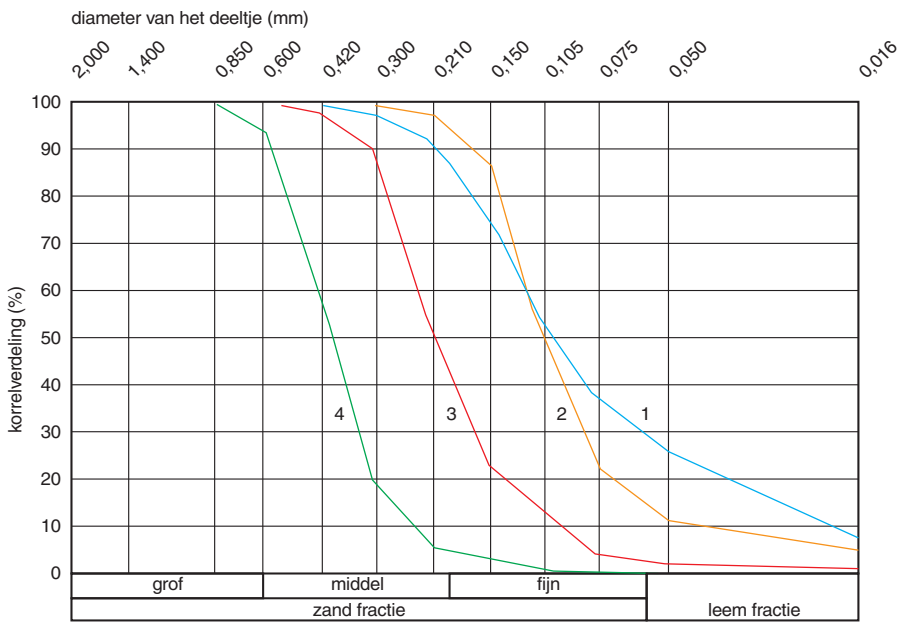
De relatie heiweerstand/sonderingsresultaten

Hiervoor werd gesteld: het verloop van de heiweerstand tussen palen op eenzelfde werk, geheid met eenzelfde blok, levert wel een interessante vergelijking op. Maar dan geldt die vergelijking de sonderingen. Immers, sonderingen geven slechts informatie omtrent een beperkt aantal locaties en tussen deze locaties kunnen zich grote veranderingen in zowel het bodemprofiel als de hoogte van de funderingslaag voordoen. Soms kunnen die verschillen abrupt tot consternatie leiden. De heiweerstand is dus een nuttig middel om elke sondering te controleren.

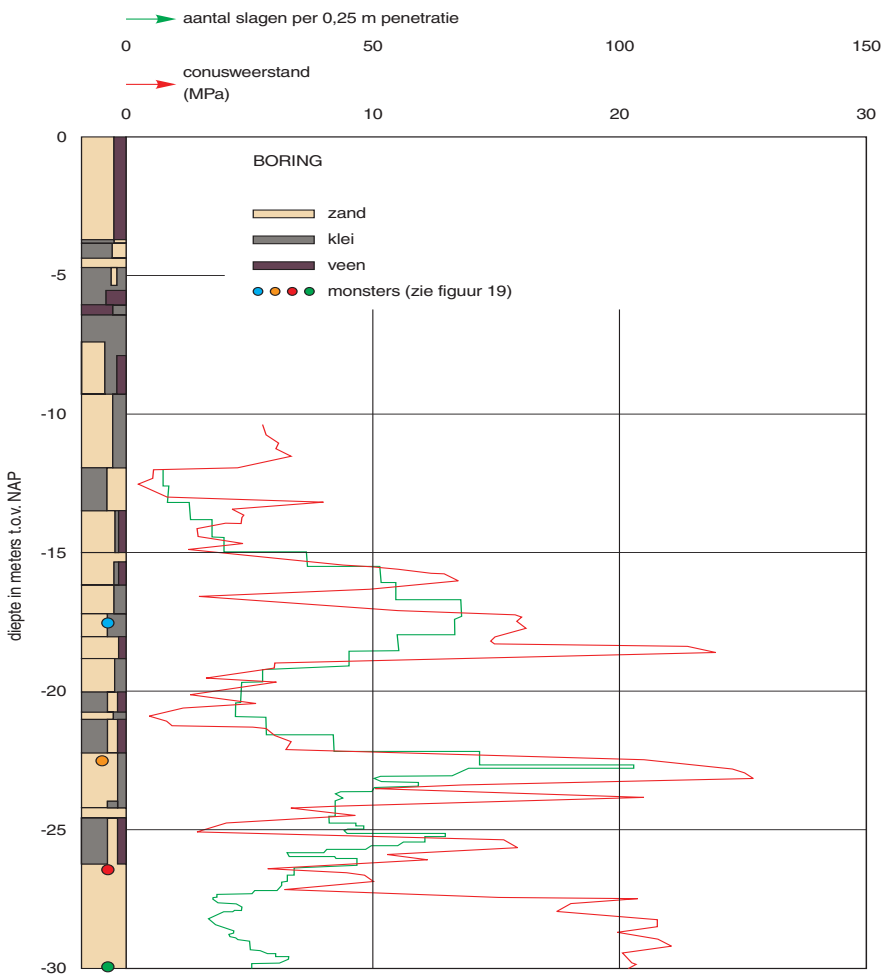
Waar toe deze uiteenzetting? Welnu, vaak wordt gedacht dat het paal draagvermogen gerelateerd moet worden aan de heiweerstand. Met de geschetste situatie als uitgangspunt betekent zulks dat men zich voor de keuze gesteld ziet de geheide paal hoog in het dekzand te laten staan of de paal vele meters diep het Pleistocene zandpakket in te heien. Maar laatstgenoemde keuze brengt gevaren met zich. Vaak is het Pleistocene pakket relatief dun en zorgen korrelverdelingen ervoor dat de heiweerstand laag blijft. Bovendien is er een ondergrens als het gaat om de paallengten. Er is in zulke gevallen wel eens paniek ontstaan die leidde tot uitbreiding van het palenplan en dus tot het heien van palen tussen de berekende locaties.

Statische proefbelastingen, juist ook ter plaatse, hebben evenwel uitgewezen dat het paal draagvermogen geheel en al in overeenstemming was met het verloop van de conusweerstand. De heiweerstand blijkt dus een onbetrouwbare parameter. Ondanks de lage heiweerstand kon men in het beschreven geval de palen zonder bezwaar in de bovenzijde van het grovere, Pleistocene zandpakket laten staan en belasten in overeenstemming met het draagvermogen dat uit de sonderingen was afgeleid.

Eens te meer blijkt, hoe belangrijk goede, betrouwbare sonderingen zijn en ook hoe zinvol het is te besluiten om meer sonderingen dan oorspronkelijk voorzien te laten uitvoeren.



Figuur 6.062: Heiweerstand in een Pleistoceen zandpakket. De korrelverdeling van de genomen zandmonsters geeft duidelijk weer of er van middelfijn, fijn of grof zand sprake is



Figuur 6.063: De heiweerstand in het Pleistocene zandpakket. De weerstand neemt af terwijl het verloop van de waarden van de conusweerstand anders doet vermoeden

Wrijving

In tegenstelling tot de weerstand die de paalvoet ondervindt, is het element wrijving in het verband tussen heiweerstand en draagvermogen niet aan bod gekomen. Toch worden er legio palen geheid die een belangrijk deel van hun draagvermogen aan positieve kleef ontleen. In dergelijke gevallen laten de palen zich redelijk gemakkelijk heien omdat zij slechts beperkte heiweerstand ondervinden. Dat is met name het geval bij slanke voorgespannen palen. Die laten zich relatief eenvoudig in vast zand heien en kunnen dan een hoge kleefweerstand ontwikkelen. Want nadat een paal is geheid, neemt in functie van de tijd de kleefweerstand toe.

Grondopspanning

Een andere invloed op het paal draagvermogen die pas na het inheien gestalte kan krijgen, wordt veroorzaakt door grondopspanning als gevolg van de installatie van naaststaande palen. Dat op zichzelf gunstige opspanningseffect komt ook tot uitdrukking bij toenemende paaldichtheid. De opspanning als gevolg van toenemende paaldichtheid is een belangrijke factor bij het vaststellen van de heivolgorde.

Heisimulatie

Een heisimulatie bootst het toekomstige heiproces na. Daarbij gelden drie parameters: de grond, de paal en het heimiddel. De simulatie is gestoeld op gecompliceerde computersoftware en berust op het principe van de golfvoortplanting.

Zich bewust van de onverklaarbaarheid van sommige fenomenen gedurende het heiproces en met de golfvoortplanting als basis, is men in de jaren zeventig aan universiteiten begonnen met het zoeken naar verklaringen voor hetgeen tot dan nog onverklaarbaar was.

In de jaren tachtig is, met de zich steeds verder ontwikkelende computertechnologie als stimulans, in versneld tempo doorgedaan met het onderzoek, dat voor het overige nog aanzienlijk werd uitgebreid door de ontwikkelingen in de offshoretechnologie. Immers, de aanwezige kennis omtrent paalfunderingen bleek zonder meer onvoldoende voor de hoogst gecompliceerde constructies die in open zee moeten worden gerealiseerd.

Een belangrijke factor vormden de kosten, verbonden aan de genoemde realisaties. Het eventueel uitstellen van het feitelijke installatieproces van de palen leidde niet alleen tot verhoogde risico's - het aantal werkbare dagen op zee is beperkt -, maar ook tot grote, al bij voorbaat in te schatten verliezen die het gevolg zouden zijn van experimenten in situ. Kort en goed, de bouwers van offshore-installaties wilden en willen elk risico uitsluiten. Ergo waren het grote technische, veiligheidstechnische en economische belangen die het onderzoek stimuleerden. Na vele jaren van onderzoek slaagde men er in betrouwbare voorspellingen te doen en van die, inmiddels verder verfijnde techniek wordt nog steeds gebruik gemaakt.

De principes en uitgangspunten die bij de offshoretechniek gelden, zijn ook van toepassing voor het ogenschijnlijk zoveel eenvoudiger heien te land. Ook daar zijn omstandigheden denkbaar waarbij het van belang is tevoren te bepalen hoe een paal of palengroep zich zal gedragen om daarmee problemen tijdens de installatie te voorkomen.

Alle in de vorige hoofdstukken behandelde aspecten spelen daarbij een rol. De keuze van het blok, de keuze van de paal, het op diepte brengen ervan, het eventueel niet op diepte kunnen krijgen van de paal of de afwezigheid van voldoende draagvermogen over het gehele paaltraject.

Ook de maatregelen die schade van welke aard ook moeten voorkomen, zijn bij de heisimulatie van belang.

In wezen is het de interactie grond/paal die aan de heisimulatie ten grondslag ligt. Wat zich dan laat vertalen in het tevoren optimaliseren van het heiproces als ook van het heimiddel.

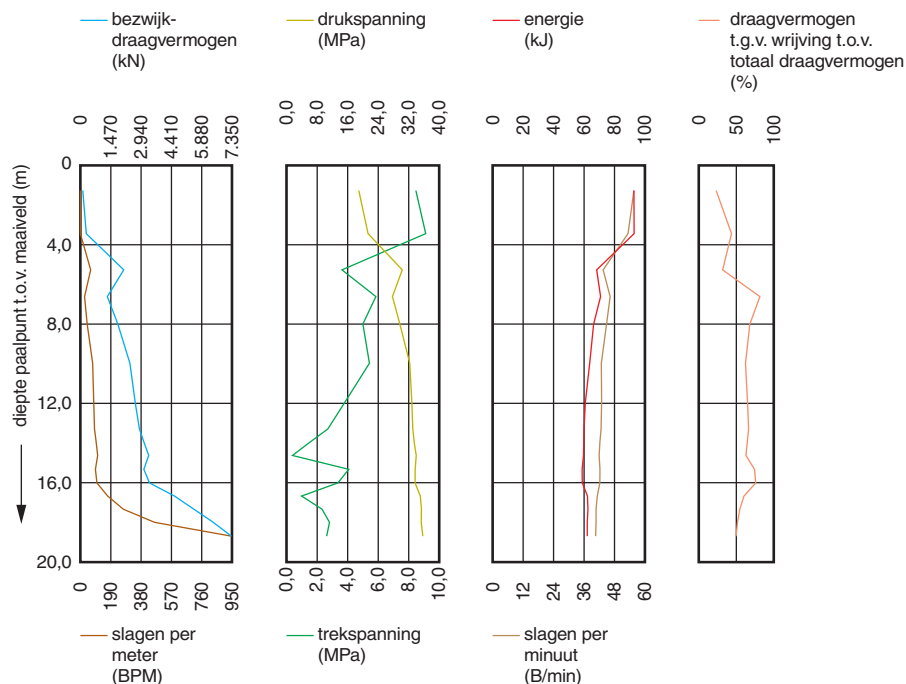
Voor de heisimulatie is deskundig grondonderzoek essentieel. Op grond van de verkregen gegevens en met het gewenste draagvermogen als uitgangspunt wordt een paalkeuze gemaakt en wordt ook het heimiddel bepaald. Bij laatstgenoemde parameter kan ook de beschikbaarheid van heimiddelen tijdens de voorziene installatieperiode worden betrokken. Op basis van al deze gegevens, aangevuld met onder meer een factor als betonkwaliteit, wordt de paal op basis van elektronenstromen geheid. Dit leidt tot in grafieken vervatte gegevens omtrent de kalender, de drukspanningen die in de paal optreden als ook de trekspanningen en de te verwachten grondspanningen.

In wezen kan alles aldus worden bepaald. Ook bijvoorbeeld de duur van de installatie van een paal. Beschadigingen van welke aard ook worden gesignaleerd en kunnen teniet worden gedaan door de parameters te wijzigen. De betrouwbaarheid van de heisimulatie is groot, maar ook bij deze techniek geldt: wie er rommel instopt, die krijgt er rommel uit. Een optimale beheersing van de programmatuur (er zijn op het ogenblik van het ter perse gaan van deze onderwijsmodule vier programma's in omloop) is een conditio sine qua non.

Voor wat de nauwkeurigheid van heisimulaties aangaat, valt zeer wel te bepalen of er sprake is van 'go or no go'. Daartussen bevindt zich een grijs gebied dat, naarmate meer ervaring met heisimulaties wordt opgedaan, steeds smaller wordt. Grote nauwkeurigheid kan het grijze gebied verengen.

Gevoeligheidsanalyses zijn daarbij van belang.

Heisimulatie dwingt de ontwerpers van funderingsconstructies om na te denken over het installatieproces.



Figuur 6.064: Heisimulatie van heipalen, vierkant 420 x 420 mm, lengte 28 m, in combinatie met een Delmag dieselblok D55. De eindkalender (eerste grafiekje, linker lijn) zou bijzonder hoog oplopen

6.5.2 Licht heien

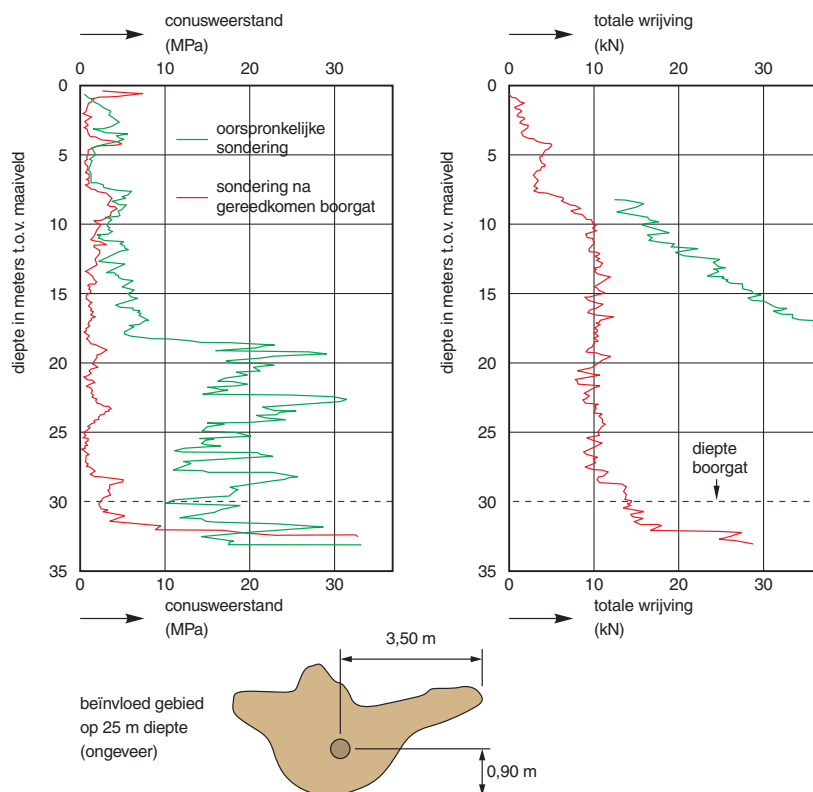
Zoals hiervoor al werd verduidelijkt, is het niet zo dat een paal die gemakkelijk penetreert een laag draagvermogen heeft. In ons land wordt een heiwerk gebruikelijkerwijs begonnen op de plaats van een fundering. Men heit dan tot de geadviseerde diepte, ongeacht de heiweerstand.

Uit het verloop van die weerstand valt waar te nemen dat de paalvoet de funderingslaag heeft bereikt. Is dat zo, dan is dat een bewijs dat de sondering in dat opzicht betrouwbaar is. De gevonden heiweerstand neemt men dan als maatstaf voor de volgende palen en met die maatstaf als basis heit men de volgende palen tot opnieuw een sonderingslocatie is bereikt. Ook dan weer moet het slagdiagram in zijn algemeenheid stroken met het verloop van de conusweerstand.

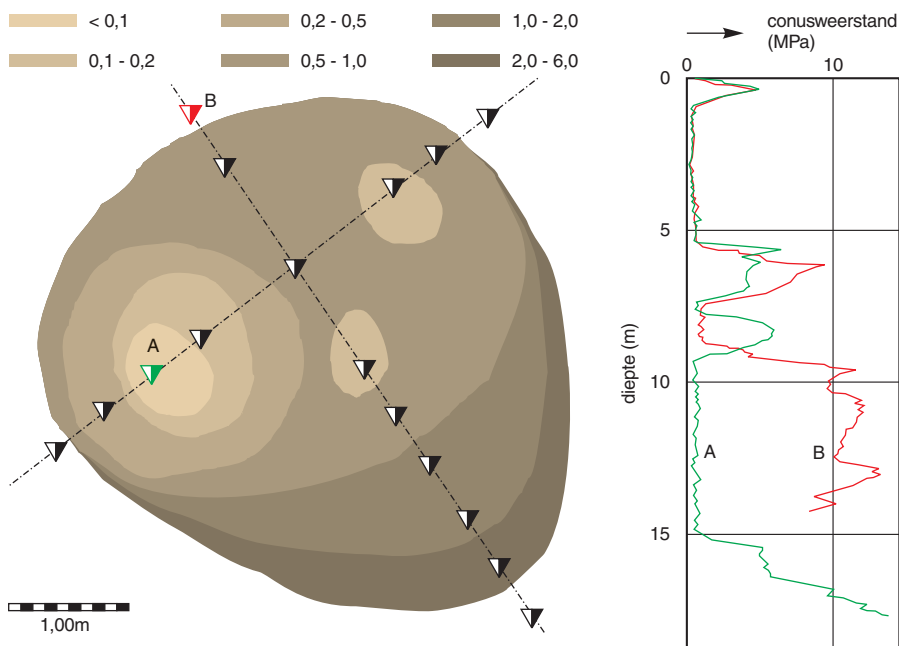
Zonder heisimulatie is het vrijwel onmogelijk om met een redelijke graad van nauwkeurigheid de absolute waarde van de heiweerstand te voorspellen zoals die op de einddiepte wordt gevonden.

Plaatselijke verschillen in het grondprofiel

Plaatselijk kunnen verschillen in het grondprofiel voorkomen die bij het veldonderzoek (bij de sonderingen) onopgemerkt blijven. Er zijn voorbeelden bekend van oude boorgaten waar over luttele vierkante meters het zand zijn vastheid volledig verloor. Dergelijke afwijkingen kunnen ook een natuurlijke oorzaak hebben. Het is duidelijk dat de naastliggende sondering dan geen betrouwbare maatstaf meer is en het ligt voor de hand dat het heien in zo'n gebied uitermate gemakkelijk verloopt. Afwijkingen met een natuurlijke oorzaak komen voor in bijvoorbeeld Almere.



Figuur 6.065: Voorbeeld van aantasting van het zandpakket in een kleingebied als gevolg van een vroegere pulsboring tot een diepte van 30 m



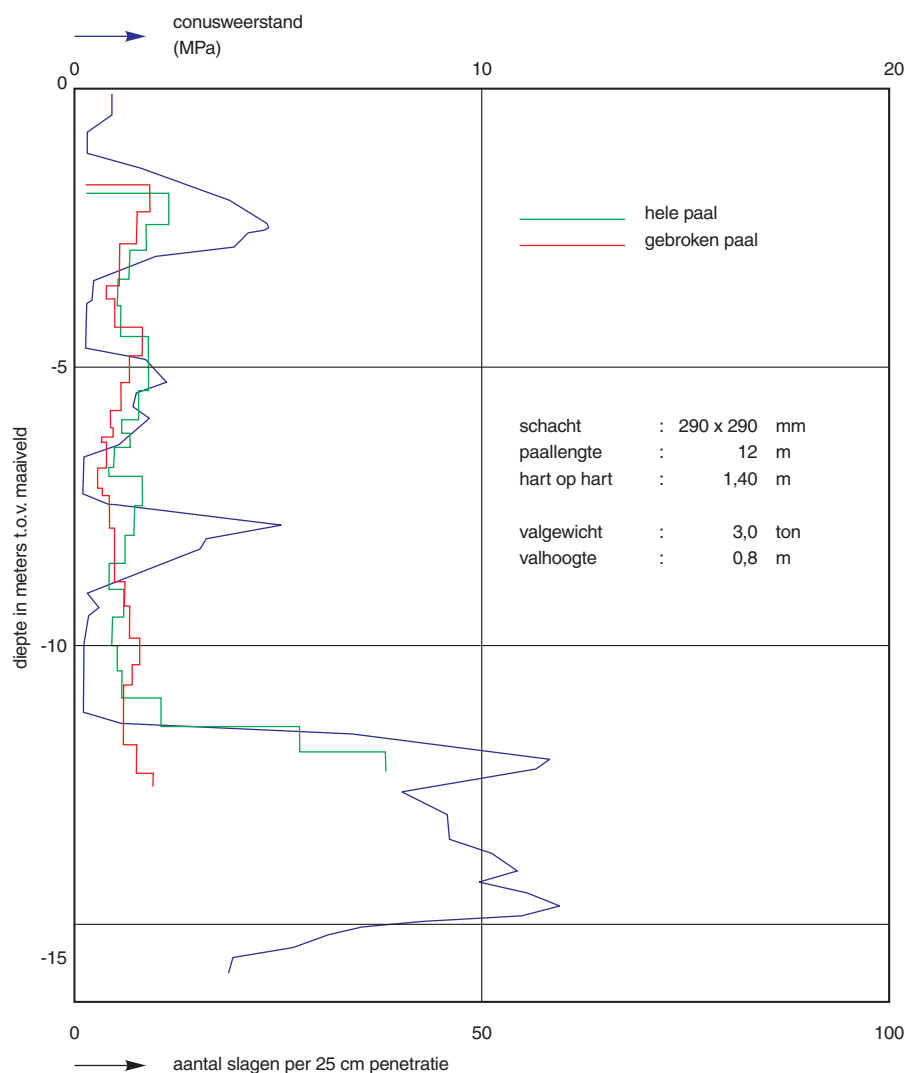
Figuur 6.066: Voorbeeld van een klein gebied met een afwijkende vastheid van het zandpakket zoals men in Almere heeft aangetroffen

Wateroverspanning

Het grondverdringend karakter van de betonnen heipaal kan wateroverspanning veroorzaken. Zakt een paal van 400 x 400 mm bijvoorbeeld 2 cm per stoot, dan moeten elke keer $0,4 \times 0,4 \times 0,02 = 3,2$ liter grond door de paalvoet worden verplaatst en dat nog wel in een fractie van een seconde. De gronddeeltjes ter plaatse worden opzij geschoven of verpulverd. Het aanwezige water komt onder spanning te staan en vloeit af naar gebieden met minder spanning. Het zand waarin de palen worden geslagen, is doorgaans zo waterdoorlatend dat het water tussen twee heistoten voldoende gelegenheid heeft om af te vloeien. Maar zulks is alleen maar het geval als het aantal liters water dat per heistoot moet worden verplaatst, niet te groot is. Gaat men onder dergelijke omstandigheden het heiblok verzwaren met als gevolg een grotere zakking per stoot, dan wordt de kans op het opwekken van wateroverspanning groter.

Paalbreuk

Het niet oplopen van de heiveerstand bij het bereiken van de draagkrachtige laag is bijna altijd een aanwijzing dat de paal gebroken is. De paalschacht is dan afgeschoven voordat de paalvoet de draagkrachtige laag kon bereiken. De oorzaak van paalbreuk moet worden gezocht in het optreden van ontoelaatbare trekspanningen die vaak ontstaan bij het doorheien van slappe bovenlagen. De trekscheur(en) die daarbij ontstaan en de desintegratie van het beton kunnen leiden tot het afschuiven van de schacht.



Figuur 6.067: Het slagdiagram van twee naast elkaar geslagen palen waarvan er één tijdens het heien is gebroken en waarbij de beide delen langs elkaar schoven, naar later werd vastgesteld

Slanke voorgespannen betonnen palen

Slanke voorgespannen betonnen palen hebben een naar verhouding geringere voetweerstand en meer kleef. Dat maakt dat dergelijke palen zich gemakkelijk laten heien. Als men dan ook nog een relatief zwaar blok gebruikt, kan de heiweerstand over het gehele paaltraject laag blijven. Dit hoeft geen bezwaar te zijn mits het slagdiagram nog voldoende gedetailleerd is om het te kunnen vergelijken met het verloop van de conusweerstand.

6.5.3 Zwaar heien

Het is merkwaardig, maar zwaar heien wordt door sommige opdrachtgevers toegejuicht omdat zij veronderstellen daarmee over een goede fundering te gaan beschikken. Voor de aannemer werkt deze veronderstelling vaak contra-productief want zwaar heien leidt in het algemeen tot tijdsverlies met als resultaat dat hem door dezelfde opdrachtgever een tweede of extra heistelling wordt opgedrongen om toch vooral maar op tijd te kunnen beginnen met het betonwerk van de fundering.

De kwaliteit van betonnen heipalen is zodanig dat zij zwaar heiwerk langdurig kunnen verdragen. Niettemin zijn kritische kanttekeningen op zijn plaats. De trefsnelheid van het blok bepaalt immers de maximale drukspanningen en niet de ondervonden grondweerstand. Bij dieselblokken zal bij zwaar heien de plunjer maximaal omhoog gaan springen tengevolge waarvan de drukkracht hoger oploopt dan bij een goede zakking van de paal. Bovendien mag men niet vergeten dat aan zwaar heiwerk vaak licht heien vooraf is gegaan. Juist daarbij is, zoals aangetoond, de kans op scheuren in het paallichaam aanwezig. Treedt dan ook nog een flinke excentriciteit in de paal op, dan heeft men een grotere kans op paalschade dan normaal. Maar centraal staat: van efficiënt heien is onder dergelijke omstandigheden geen sprake meer.

Doorheien is vaak zinloos

Zwaar heien in combinatie met de juiste heimiddelen indiceert - een absolute voorwaarde voor wat komt - een groot paal draagvermogen. Daarom is lang doorgaan met zwaar heien vaak zinloos, zeker als is komen vast te staan dat de paalvoet de draagkrachtige laag heeft bereikt. Vaak heit men dan toch door om het aangegeven niveau in de funderingslaag te bereiken en dikwijls gebeurt dat uit hoofde van bouwcosmetiek: men wil overmaat aan paallengten voor passanten verbergen. Bovendien vergroot dieper heien dan strikt noodzakelijk de hinder voor de omgeving en voor de heiploeg zelf, zonder dat er enig voordeel tegenover staat.

Toename van de conusweerstand

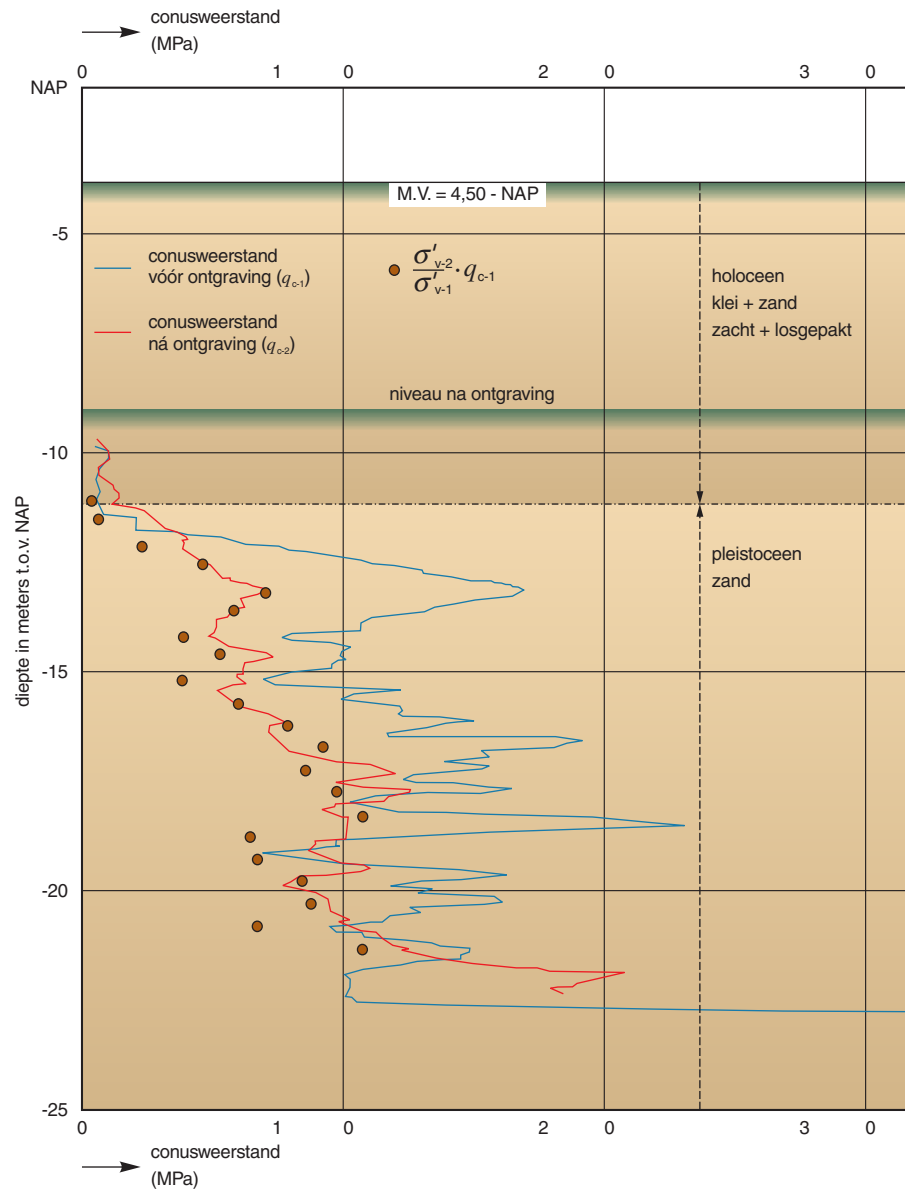
Het verdient aanbeveling om, als zwaar heiwerk wordt verwacht, voor het eigenlijke werk een flink aantal palen 'om en om' te heien, dat wil zeggen dat men steeds een aantal palen uit het palenplan overslaat. Als men vervolgens enkele sonderingen maakt op de nog lege paalposities, dan blijkt vaak dat het verloop van de conusweerstand onherkenbaar beter is geworden. Aldus kan op de lengte van de nog te heien palen en ook op de heitijd van deze palen aanzienlijk worden bespaard. Deze gedragslijn is destijds gevolgd voor de paalfunderingen onder de sluizen van het Haringvliet en leidde tot een aanzienlijke reductie van het aantal palen, nu tevoren met verdichting en opspanning kon worden gerekend.

Verlaging van de grondwaterstand

Alles wat hiervoor is geschreven, gaat uit van de veronderstelling dat de condities van het grondwaterpeil tijdens de sondering en tijdens de installatie van de palen dezelfde zijn. Maar tussen sondering en installatie kunnen maanden verlopen. Als tussentijds van een structurele verlaging van de grondwaterstand sprake is, bijvoorbeeld als gevolg van lange, droge zomers of de uitvoering van grote bouwwerken in de nabijheid, is het verstandig controlesonderingen uit te voeren.

Maar ook om andere redenen kunnen verschillen optreden. Verlaging van de grondwaterstand heeft als resultaat dat de korrelspanningen in de ondergrond toenemen en dientengevolge ook de heiweerstand. Vooral in de waterdoorlatende lagen van het grondpakket kan van een verzwaring van het heiwerk sprake zijn.

Het omgekeerde kan evenwel ook het geval zijn: als het grondonderzoek vanaf het maaiveld is verricht en het heiwerk vanuit een bouwput plaatst vindt, is te rekenen met een vergemakkelijking van het heiwerk. Immers, de ontgraving leidt tot gewichtsvermindering op de ondergrond. Deze gewichtsvermindering kan ook het draagvermogen van de palen negatief beïnvloeden.



Figuur 6.068: Vergelijking van het verloop van de conusweerstand bij een vanaf het maaiveld gemaakte sondering met die van een op dezelfde locatie uitgevoerde sondering na ontgraving ten behoeve van een bouwkuip. De stippen geven de gereduceerde conusweerstand aan, berekend op basis van de eerste sondering, echter overeenkomstig de later heersende korrelspanning. De berekende conusweerstand tonen grote overeenkomst met de tweede sondering

Hoog gelegen vaste lagen

Zwaar heien kan ook worden veroorzaakt door een hooggelegen vaste laag. Het kan aanbeveling verdienen de grond op plaatsen waar palen geprojecteerd zijn, los te woelen met een avegaar. Voorheen werd ook wel de hulp van een spuitlans ingeroepen, maar deze werkwijze laat zich moeilijk combineren met een dieselblok. De vermindering van de grondweerstand als gevolg van de handeling leidt er vaak toe dat het dieselblok niet goed functioneert en er dus vaak 'gekat' moet worden.

Verwacht men zwaar heiwerk, dan is het verstandig om de massa van het blok niet te laag te kiezen.

Verdichting

Fijnmazige paalstramienen leiden vaak bij het heien tot verhoging van de conusweerstand als gevolg van verdichting van de grond. Als regel geldt dat een verdichting van 5% weliswaar tot zwaar maar niettemin redelijk uitvoerbaar heiwerk leidt. Voor betonpalen met een doorsnede van 400 x 400 mm leidt dat tot 1 paal per 3,2 m² (0,4 x 0,4 : 2). Ergo is het paalstramien dan 1,8 x 1,8 m² of 1,2 x 2,0 m².

Een verdichting van 10% evenwel leidt tot dermate zwaar heiwerk dat problemen ontstaan. Een dergelijke verdichting wordt gehaald bij palenstramienen van 1,25 x 1,25 m² of 1,1 x 1,5 m². De grens van het haalbare ligt als regel bij 7 à 8% verdichting. Bij het bereiken van deze grenswaarde is het verstandig om voor meerdere dunne palen te kiezen in plaats van een beperkter aantal dikke palen. De duur en de zwaarte van het heiwerk zullen daardoor gunstig beïnvloed worden. De ontwerper van een paalfundering moet met deze zaken terdege rekening houden.

Er is evenwel een streven bij constructeurs merkbaar om steeds hogere ontwerpbelastingen te hanteren om aldus tot 'economische' funderingsontwerpen te geraken. Daarbij schiet men vaak zijn doel voorbij.

Belendingen

Het moet, jammer genoeg, worden gezegd: niet altijd wordt er in het voorbereidende stadium goed nagedacht over de toe te passen methodes en de te nemen maatregelen bij het installeren van palen in de directe omgeving van bestaande gebouwen of kunstwerken. In zeer vele gevallen treft deze blaam niet de heier, maar de ontwerper van de fundering.

Diepgaand onderzoek geboden

Het voortraject moet worden gekenmerkt door diepgaand onderzoek naar de toestand van de fundering van de belendende gebouwen. Vragen als: op welk type palen staat het pand, tot welke diepte zijn ze geheid, hoe zwaar zijn die palen belast en op welke afstand staan ze precies? moeten beantwoord zijn vooraleer een funderingsadvies wordt uitgebracht. Maar vaak komt het voor dat pas aandacht aan het installeren van palen bij belendingen wordt geschonken als de heistelling op het werk verschijnt.

In de grond gevormde palen

Als aan vaste regels (zie de literatuur) nauwkeurig de hand wordt genomen en er is, wat hoogst belangrijk is, reeds in het ontwerpstadium met alle uitgangspunten rekening gehouden, vervalt de drang om bij belendingen in de grond gevormde palen toe te passen. Bovendien biedt dit paaltype ook geen waarborgen, integendeel, het risico is immers groot dat tijdens het schroeven de grond teveel wordt opgeboord. Juist daardoor kan het draagvermogen van de belendende palen worden aangetast en daarmee de standzekerheid van de belendende gebouwen.

6.5.4 Heitruillingen

Tijdens het installeren van geprefabriceerde betonnen palen worden op maai-veldhoogte bewegingen waargenomen die als trillingen te boek staan.

Deze trillingen worden veroorzaakt door een kort durende samendrukking van de grond langs de paalschacht en onder de paalpunt als gevolg van de heistoot. Als gevolg van die korte stoot ontstaat een pulsformige beweging van de grond die zich in alle richtingen in de vorm van golven voortplant.

De in het water geworpen steen en de daaruit volgende rimpeling van het water toont wat er in feite ook in de grond geschiedt.

Amplitude en frequentie

De beweging van de grond, de oorzaak van de zich voortplantende golf, is eenmalig. Na de verplaatsing komt de grond weer tot rust. Maar het blijkt dat objecten die op het maaiveld staan, kunnen blijven natrillen. Dat effect kan men vergelijken als men op een auto met slappe vering (of een kapotte schokdemper) drukt. De auto komt niet onmiddellijk terug in de uitgangspositie - wat de bedoeling is -, maar blijft verend nabewegen. Om het wat wetenschappelijker te zeggen: de auto wordt dan gekenmerkt door een ten opzichte van zijn rusttoestand wisselende beweging. De uitwijking wordt de amplitude van de verplaatsing genoemd en de tijd maakt de golfbeweging zichtbaar.

Sinusvormige bewegingen

Uit metingen is gebleken dat als van trillingen van objecten op het maaiveld sprake is, de amplituden sinusvormig kunnen zijn. In de tijd beschouwd, zit er dus een zekere regelmaat in de bewegingen. Van dergelijke trillingen is de verplaatsing te meten en vanzelfsprekend ook de tijd waarin dat gebeurt zodat de snelheid van de trilling kan worden vastgesteld. Hetzelfde geldt voor versnellingen.

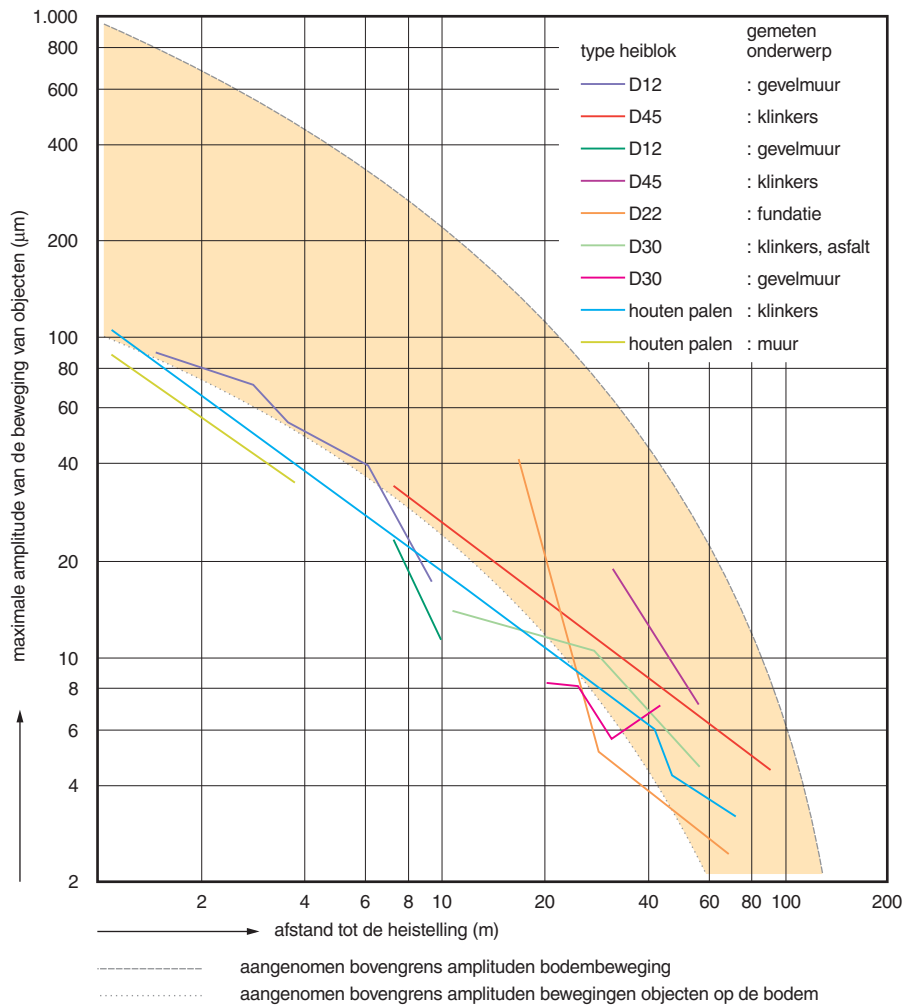
Voorspellingen

Een gelaagde en dus niet-homogene bodemopbouw maakt het moeilijk om het verloop van heitruillingen te voorspellen. Natuurlijk heeft men gezocht naar een formule waarmee trillingen in een gelaagde grond zijn te definiëren. Het leidde tot de empirische (op ervaringen gestoelde) formule van Barkan.

Natuurlijk kan men pas iets met de formule doen als men de amplitude(n) en de dempingscoëfficiënten kent. Barkan heeft daarom onderzoek gedaan naar de absorptiecoëfficiënten van verschillende grondsoorten.

grond	dempingscoëfficiënt a in m^{-1}
met water verzadigd zand	0,100
met water verzadigd bevroren zand	0,060
met water verzadigd zand met lagen veen en organisch slib	0,040
kleihoudend zand met lagen sterk kleihoudend zand en klei met wat zand en slib, boven het grondwater	0,040
zware, met water verzadigde klei met wat zand en slib	0,040 - 0,120
mergelkalk	0,100
löss en lössachtige grond	0,100

In de voorbije decennia zijn door TNO-Bouw metingen uitgevoerd om de grootte van de amplituden en de bewegingen in functie van de tijd te registreren en vast te leggen. In onderstaande figuur zijn de resultaten van metingen van de verplaatsing van op het maaiveld aanwezige objecten vastgelegd.



Figuur 6.069: Bovengrenzen van de amplituden voor bodembewegingen en objectbewegingen bij toenemende afstand van de heistelling

In de figuur is aangegeven met welk heiblok er is geheid en tot welke diepte de palen werden geïnstalleerd. Eén en ander heeft geresulteerd in een goed inzicht in bewegingen van de bodem en van de bewegingen van objecten op het maaiveld die als gevolg daarvan verwacht mogen worden. De aangenomen bovengrenzen van de amplituden van bodembeweging en die van objecten op het maaiveld kunnen worden vastgesteld met behulp van de eerder genoemde formule van Barkan.

Frequenties

Uit metingen van bewegingen in de tijd kunnen ook frequenties worden berekend. Deze variëren van 5 tot 15 Hz voor objecten op het maaiveld en van 15 tot 25 Hz voor de bodem. Gebleken is dat bij een toenemende afstand van de heistelling de frequenties iets lager worden.

Toelaatbaarheid van trillingen

Of heitruillingen voor mens en gebouw nog toelaatbaar zijn, is met name afhankelijk van de frequentie en de versnelling van de bewegingen. De frequenties kunnen worden gemeten en zijn binnen nauwe grenzen bekend. De versnellingen kunnen eveneens worden gemeten of zij kunnen worden berekend uit gemeten verplaatsingen.

Maar behalve frequentie en versnelling zijn er wat de toelaatbaarheid betreft nog andere factoren die van invloed zijn, zoals bijvoorbeeld de duur van de trillingen en de combinatie van trillingen en geluidshinder.

Voorts is onderzoek verricht naar de grenzen van toelaatbaarheid als het gaat om mensen. Daarbij geldt het criterium dat de trilling nog net voelbaar moet zijn.

Beoordelingsdiagrammen

Aan de hand van de hiervoor genoemde berekeningen en proeven heeft men een beoordelingsdiagram opgesteld (fig. 6.070).

Op de verticale as van het diagram zijn de versnellingswaarden uitgezet en op de horizontale as de frequenties. Voorts is het diagram verdeeld in zeven zones, A tot en met G. Per gebied is voorts aangegeven in hoeverre de beweging nog voelbaar is, wat de invloed van de beweging op de constructie is en waarmee de beweging kan worden vergeleken.

Ook blijkt uit het diagram dat behalve de (maximale) amplitude ook frequenties belangrijk zijn. Zo zal op 1,0 meter afstand van de heistelling bij een maximum amplitude van 100 mm de beoordeling van gebied C (15 Hz) tot gebied E (5 Hz) uiteenlopen. In het laatste geval is immers geen invloed van de bewegingen op normale gebouwen te verwachten.

Aldus kan worden nagegaan of het heien vlak naast een belendend gebouw toelaatbaar is. In het ene geval worden de toelaatbaarheidsgrenzen overschreden, in het andere niet. Belangrijk is het om te weten welke maximale amplitude en welke trillingsfrequentie in de belendende constructie verwacht kunnen worden.

Proces-verbaal

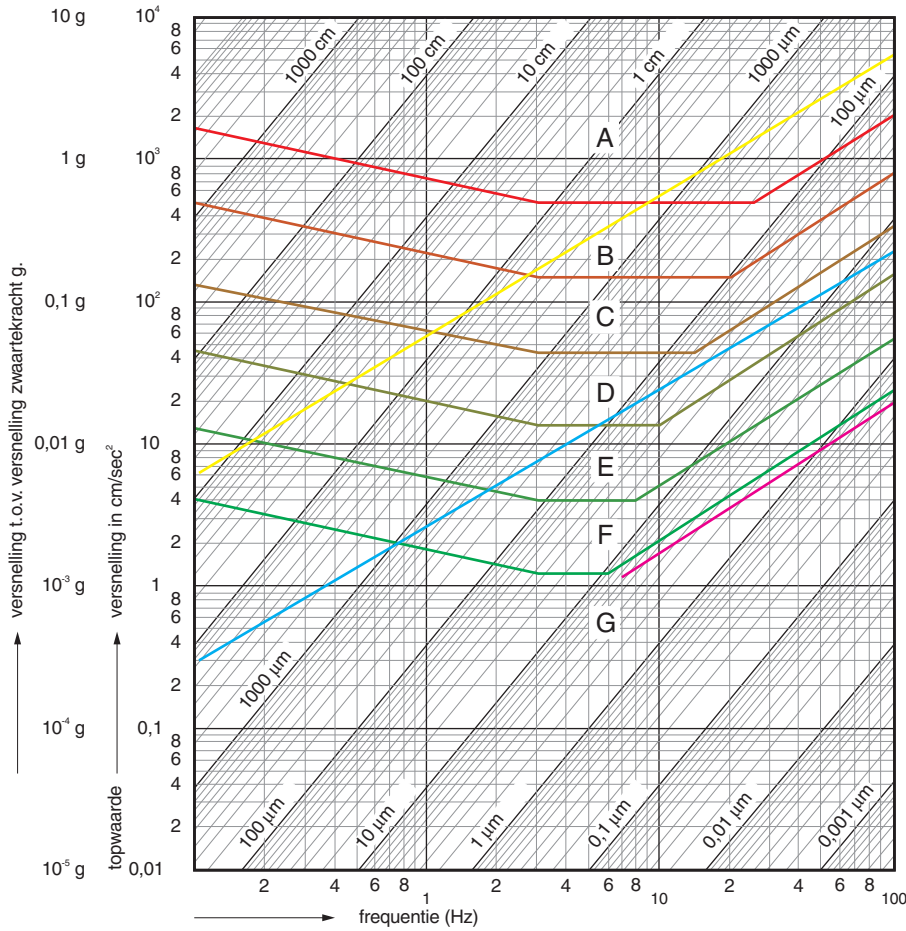
Worden ondanks alle te nemen maatregelen niettemin gevoelige trillingen in belendende gebouwen verwacht, dan is het raadzaam de toestand waarin de gebouwen zich voor het heiwerk bevinden te beschrijven en fotografisch vast te leggen. Men noemt deze procedure het opmaken van een proces-verbaal.

De voorspelbaarheid van heitrillingen

Het effect van trillingen, veroorzaakt door heien, valt dus met redelijke nauwkeurigheid vast te stellen aan de hand van te hanteren formules en diagrammen. Wat de voorspelling moeilijk maakt, is de veelal gelaagde bodemopbouw.

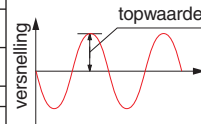
Een auto die over voegen in het wegdek rijdt, raakt in trilling als de snelheid van de auto en de voegafstand zich daartoe lenen. Snelheid en voegafstand bepalen de mate van trilling die aan het voertuig wordt opgedrongen. Bij het heien is het niet anders: er is eveneens van een verstoring van de eigen beweging sprake en een nieuwe frequentie wordt aan het gebouw opgedrongen.

Een gebouw zal gaan bewegen met een frequentie die overeenkomt met één van de eigen frequenties en wel zodanig dat de minst denkbare bewegingsenergie nodig is. Zoals eerder aangeduid, is de frequentie van de beweging van een gebouw 5 à 15 Hz en dat is beduidend lager dan de frequentie van de grondbewegingen: 15 à 25 Hz. Een te hanteren formule geeft aan dat de bewegingsfrequentie van een gebouw voor een laag en stijf gebouw het grootst is en voor een hoog en slap gebouw het kleinst.



beschrijving van de voelbaarheid	toelaatbaarheid voor mensen in gebouwen	globale beoordeling voor de invloed op de constructie	voorbeelden
A ondraaglijk	ontoelaatbaar	instortingsgevaar	noodgevallen
B onaangenaam snel vermoeiend	ontoelaatbaar	plaatselijk schade	abrupt stoppen van een auto
C sterk voelbaar	nauwelijks toelaatbaar	scheurvorming in metselwerk	liften; tram
D goed voelbaar	bij ruwe handarbeid	inleiding lichte scheurvorming	begin zeeziekte
E voelbaar	korte tijd in woningen	geen invloed bij normale gebouwen	_____
F nauwelijks voelbaar	lange tijd in woningen	geen invloed	_____
G niet voelbaar	_____	geen invloed	_____

— beton 104 mm/s
— pleisterwerk 4 mm/s
— 0,4 mm/s



afstand (m)	maximale amplitude van de beweging	
	bodem	objecten
1 - 10	I	V
10 - 30	II	VI
30 - 60	III	VII
> 60	IV	VIII

Figuur 6.070: Een beoordelingsdiagram met een gebiedsafbakening voor beton en voor pleisterwerk

Toelaatbare bewegingen van bouwconstructies

Wanneer er sprake is van een lineair-elastisch gedrag is de uitbuiging van de constructie evenredig met de spanning. Ook de snelheid en de versnelling van een punt in de constructie zijn hiermee evenredig. Wanneer op de constructie een stootkracht wordt uitgeoefend, gaat de constructie bewegen in haar eigen frequentie. Het blijkt dat er in dat geval een vrij eenvoudige relatie bestaat tussen de snelheid van bewegen en de spanning.

Metselwerk en pleisterwerk

Vaak is het voor metselwerk niet eenvoudig aan te geven bij welke toename van de materiaalspanning door trilling (in de eigen frequentie) scheurvorming zal optreden. De kwaliteit van de metselspecie en de leeftijd ervan spelen een rol en niet te vergeten de eigen spanningen. Metselwerk van redelijke kwaliteit scheurt normaliter bij trekspanningen van 0,1 à 0,2 N/mm², terwijl op het metselwerk aangebrachte pleisterlagen reeds bij 0,015 N/mm² plaatselijk scheurvorming gaat vertonen.

Aangezien de pleisterlaag een elasticiteitsmodulus heeft in de orde grootte van circa 1000 N/mm² en een dichtheid van ongeveer 1800 kg/m³ kunnen in de laag scheurtjes ontstaan ten gevolge van trillingen met een gemiddelde snelheid van 5 tot 6 m/s. Bij frequenties hoger dan 15 Hz komt dat overeen met de grenslijn tussen gebied D en C in het beoordelingsdiagram.

Zie de blauwe lijn in het beoordelingsdiagram. Hiermede is dan tevens verklaard dat aan gebied C in dit diagram zeer terecht de kwalificatie 'inleiding lichte scheurvorming' is gegeven. Zie het diagram op pagina 66.

Als een constructie of constructieonderdeel gaat bewegen in een frequentie die lager is dan de eigen frequentie, dan is niet meer de snelheid van de trilling maatgevend voor een beoordeling op toelaatbaarheid, maar de dynamische uitbuiging (verschillen in verplaatsing daarvan). Een dergelijke situatie doet zich voor wanneer de belasting wisselt met een lagere frequentie dan de eigen frequentie en de constructie deze lagere frequentie aanneemt.

Bewegen van losse voorwerpen

Een ander criterium dat aan de beweging van een gebouw gesteld moet worden, is een bovengrens die met de versnelling kan worden aangegeven voor voorwerpen. De kracht die voortvloeit uit $m \cdot a$ (massa maal versnelling) kan immers de wrijvingskracht overwinnen. De wrijvingskracht is in veel gevallen een tiende deel van de verticale druk, dat wil zeggen eentiende deel van het eigen gewicht.

6.5.5 Heigeluid

Het wegverkeer vormt de grootste geluidshinderbron. De helft van de Nederlandse bevolking ondervindt last van het verkeersgeluid en een vijfde wordt zelfs ernstig gehinderd. Op de tweede plaats volgt de geluidshinder afkomstig van bronnen binnen een woning(!) en de geluidshinder die wordt veroorzaakt door militair en civiel vliegverkeer.

Industriële activiteit blijkt een veel kleiner aandeel in het totaal van alle geluidshinder te representeren. Slechts 20% van de Nederlandse bevolking hoort het geluid - maar ondervindt er geen hinder van -, iets meer dan de helft daarvan ervaart het als hinderlijk.

Geluid

Geluid wordt voortgebracht door trillende luchtdeeltjes en de sterkte ervan wordt bepaald door de amplitude van de drukverandering in de lucht. Deze amplitude kan variëren van 10-5 tot 100 N/m² en dat grote bereik maakt het onmogelijk met deze eenheid te werken. Daarom is voor de geluidssterkte een logaritmische eenheid gekozen, de decibel (dB).

Om het geluid te meten wordt gebruik gemaakt van zogenaamde geluidsdrukmeters die genormaliseerd zijn en voorzien zijn van een eveneens genormaliseerd filter dat de frequenties in de lage regionen afzwakt. Aldus ontstaat een overeenkomst met het menselijk oor dat die afzwakkende neiging eveneens vertoont. In de meettechniek wordt dan ook met de eenheid dB(A) gewerkt.

De subjectiviteit van de geluidswaarneming

Formules en berekeningsmethoden ten spijt blijft geluidswaarneming een subjectieve aangelegenheid. Wie zich in een auto bevindt die met grote snelheid voortbeweegt, die accepteert de geluiden die er het gevolg van zijn. Zou dezelfde persoon het geluid met een niveau van 65 dB(A) in zijn woonkamer horen, dan zou hij of zij dat lawaai zeker niet accepteren.

Daarbij speelt continuïteit of discontinuïteit eveneens een rol van betekenis. De beat die een popgroep produceert is storender dan een basso continuo, terwijl door beide via de juiste geluidsversterking eenzelfde geluidsniveau kan worden bereikt. De kwalificatie storend of niet storend is voor elk individu anders.

Geluidscriteria

De milieuwetgeving met betrekking tot geluidshinder wordt steeds verder aangescherpt. Er is bij het ter perse gaan van deze onderwijsmodule nog geen uitvoeringsbesluit wat betreft heien en hei-installaties. Er zijn wel grenzen gesteld aan het geluidsvermogensniveau (L_{wa}) voor rupskranen. Afhankelijk van het geïnstalleerd netto vermogen geldt een beperking van 106 tot 118 dB(A).

Voor heien geldt dus alleen een aanbeveling. Het gaat dan om een emissie-eis van maximaal 87 dB(A)(Leq) op een afstand van 15 m. Een verzwaarde eis van 82 dB(A) geldt voor geluidsgevoelige objecten zoals ziekenhuizen en scholen. Men gaat er dan van uit dat de werkzaamheden plaats vinden tussen 07.00 en 19.00 uur.

Geluidsniveau bij heien

Bij heiblokken gaat men uit van een maximale geluidsemis­sie die varieert van 110 tot 130 dB(A). Of dat emissieniveau wordt bereikt, hangt niet alleen af van de afstand, maar ook van een aantal andere factoren. Te noemen zijn:

- de geluidsemis­sie bij de bron;
- het frequentiespectrum;
- de demping door de omgeving;
- eventuele reflecties (echo's).

Het verwachte geluidsniveau kan worden berekend.

Er zijn ook andere factoren van invloed:

- de explosie (bij dieselblokken)
- het aandrijfmechanisme van stelling op kraan;
- agregaten;
- het type en de afmetingen van de palen;
- het type heiblok;
- licht of zwaar heien;
- voorzieningen met betrekking tot het materieel.

Beperking van de geluidsemissie

De maximale geluidsemissie van 110 tot 130 dB(A) aan de bron leidt tot overschrijding van het aanbevolen geluidsniveau op 15 m afstand van de bron. Maar wie behoudens de heiploeg bevindt zich op die afstand van het blok? Slechts in uitzonderingsgevallen (zie bijvoorbeeld onder belendingen) zal van een dergelijke situatie sprake zijn. Voor het overige illustreert de relatie maximale geluidsemissie/afstand de noodzaak van gehoorbescherming van de aanwezigen op de bouwplaats.

Bij heien op korte afstand van een belendend gebouw - en vanzelfsprekend ook op grotere afstand - gaat wat de geluidshinder betreft de geluidsisolatie van een gebouw een rol spelen. In het Bouwbesluit wordt voor nieuwbouw een minimale geluidsisolatie waarde geëist van 20 dB. In de praktijk ligt dit getal vaak iets hoger, mede door de aanwezigheid van dubbel glas. Voor een blinde gevel geldt circa 40 dB(A). Laatstgenoemde waarden zijn verre van absoluut. Bovendien dienen ook de gevels te worden beschouwd die onrechtstreeks geluidsbelasting ondergaan.

Maatregelen aan de bron kunnen de geluidshinder aanzienlijk beperken.

Men onderscheidt:

- het toepassen van een geluidsisolerende mantel om het blok;
- voorboren;
- blokaanpassingen.



Foto 6.071: Het heien met een geluidsmantel in het centrum van Den Haag

Wat het toepassen van een geluidsisolerende mantel om het blok betreft, kan een geluidsreductie van maximaal 25 dB(A) worden gerealiseerd.

Heimantels kunnen het heiproces vertragen maar ook wat deze technologie betreft wordt terreinwinst geboekt. Nieuwe mantelconstructies leiden tot verhoging van de geluidsreductie en optimalisering van het heiproces onder dergelijke omstandigheden.

De reductie van de weerstand die palen in de bodem ondervinden - bedoeld wordt op het doorheien van zware lagen - kan worden bewerkstelligd door het voorboren. Deze handeling leidt op zijn beurt dan weer tot geluidsreductie.

Tenslotte kunnen blokkeuze, voorzieningen aan het blok zoals extra demping tussen paal en blok, uitlaatdempers, luchtaanzuigdempers en dergelijke een rol van betekenis spelen. Voor het overige kunnen objectieve metingen vrij eenvoudig worden uitgevoerd.

Milieu-aspecten en veiligheidsaspecten

Beton in het algemeen en dus ook de geprefabriceerde betonnen heipaal blijkt een redelijk milieuvriendelijk materiaal, juist ook in vergelijking met alternatieve materialen. Vergelijkend LCA-onderzoek conform de vigerende milieuwetgeving en idem bestuursmaatregelen toont dat aan. Dit geldt ook als het besluit zou vallen dat palen bij het opnieuw benutten van bouwlocaties getrokken moeten worden en recycling van het materiaal aan de orde is.

De veel gehoorde these dat houten palen terzake het minst milieubelastend zouden zijn, verliest zijn kracht door de omstandigheid dat houten palen van zeer ver moeten worden aangevoerd en dat veel grotere hoeveelheden nodig zijn dan bij betonnen palen het geval is. Zowel het kappen, schillen en het wegvervoer (grootste vervuiler) beïnvloeden de milieumaten van hout negatief. De fysieke hoedanigheden van hout en de daaruit voortvloeiende beperkingen worden verder buiten beschouwing gelaten.

Constructie & uitvoering

Waterbouwkunde

Ondergrondse parkeergarage met winkelruimte Maagjesbolwerk

Overwegingen kelderconstructie

ing. E. Smienk en ing. J.H. Weernink, ABT adviesbureau voor bouwtechniek bv, Velp

Aan de rand van het centrum te Zwolle wordt hard gewerkt aan de realisatie van het woon- en winkelcentrum Maagjesbolwerk. Voor dit gebied zijn in de loop der tijd verschillende bouwplannen ontwikkeld. Gekozen is voor het ontwerp van prof. ir. H.J.M. Ruijsenaars van de architectengroep. Onder de nieuwbouw bevindt zich een parkeerkelder en winkelruimte. De constructie ervan en de gekozen uitvoeringswijze komen aan de orde.

Bovenaanzicht bouwput
vanaf Peperbus



De nieuwbouw heeft een bruto vloeroppervlak van 33 000 m². Het plan voorziet in de bouw van 66 woningen, winkels, horecagelegenheden en kantoorruimte. Onder de volledige bebouwing wordt een parkeerkelder gerealiseerd die ruimte biedt aan 482 auto's. Het bebouwde grondoppervlak bedraagt circa. 10 000 m².

Verskillende varianten, zowel technisch als financieel, zijn in de ontwerpfase voor de nieuwbouw en voor de uitvoering van de kelder de revue gepasseerd. In het onderstaande wordt respectievelijk ingegaan op de geotechnische en constructieve aspecten van dit project.

Geotechnische aspecten

De volgende geotechnische aspecten zijn beschouwd:

- terrein;

- bodemopbouw en grondwater;
- omgeving;
- bovenbouw.

Terrein

Het terrein is voor een deel kunstmatig opgehoogd. Ter plaatse van de Melkmarkt mondde in het verleden het riviertje de Kleine Aa uit. Deze geul is later aangevuld. Sindsdien hebben op het terrein, vanaf het begin van de negentiende eeuw, gebouwen gestaan met diverse functies zoals een bierfabriek, een chemische wasserij, een schoolgebouw, een molen en woningen. Alle bestaande opstallen zijn gesloopt voorafgaand aan de nieuwbouw.

ABT heeft een vooronderzoek uitgevoerd, dat bestond uit een historisch onderzoek, een grondonderzoek met sonderingen en

boringen. Voorts was er een verkennend bodemonderzoek beschikbaar van de gemeente.

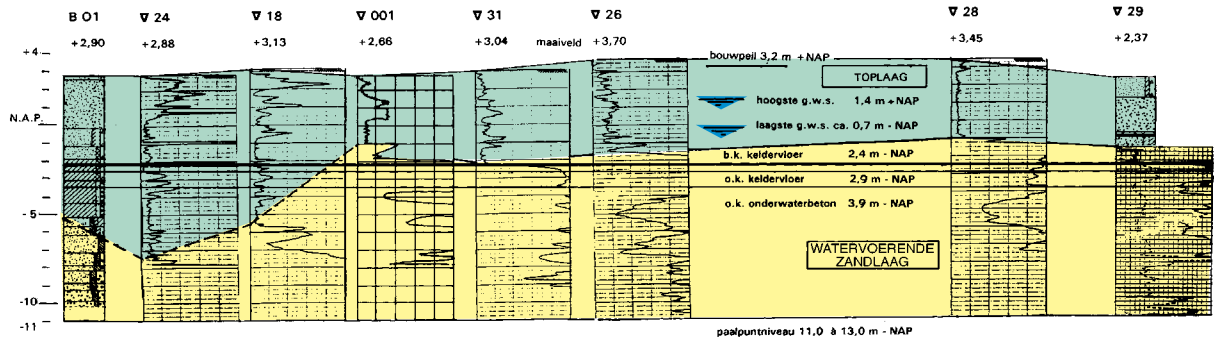
De verzamelde informatie is vastgelegd op een inventarisatietekening die als basis heeft gediend voor de contractuele afspraken tussen de opdrachtgever en de gemeente enerzijds en tussen de opdrachtgever en de aannemer anderzijds. De beschikbaarheid van de tekening is gedurende de ontwikkeling en uitvoering van het project zeer nuttig gebleken. Het onderzoek gaf aan dat het terrein op diverse locaties resten bevatte van onder meer oude funderingen, houten palen en metselwerk van oude loswallen. Verder moest rekening gehouden worden met de bestaande kade langs de stadsgracht. De kade bestaat uit een stalen damwand, verankerd met ankerschotten.

Het maaiveld van het bouwterrein varieerde aanvankelijk vrij sterk van circa. 1,9 m + tot 5,9 m + NAP. De straat van de Jufferenwal verloopt van circa. 2,7 m + tot 3,6 m + NAP.

Bodemopbouw en grondwater

Het geotechnisch grondonderzoek voor het ontwerp van de bouwput, de kelderconstructie en de fundering bestond uit:

- boringen met monsternamen;
- installatie van peilbuizen;
- sonderingen met meting van de plaatselijke mantelwrijving;
- sonderingen met meting van de plaatselijke grondwater-spanning;
- beperkt onderzoek van grondmonsters in het grondmechanische laboratorium, zoals bepalingen van volumieke gewichten en zeefanalyses.



Een aanvullend sonderonderzoek is uitgevoerd voor de verkenning van het damwandtracé langs de Jufferenwal in verband met de mogelijke aanwezigheid van puin en oude stads- c.q. loswallen.

De dikte, opbouw en diepteligging van de verschillende lagen zijn gevarieerd, waarbij het bovenste grondpakket plaatselijk kunstmatig is aangebracht.

Globaal is de bodemopbouw als volgt:

- vanaf het maaiveld wordt tot een diepte van circa. NAP tot 7,75 m – NAP een pakket aangetroffen met over het algemeen een lage conusweerstand. Dit pakket bestaat bovenin uit overwegend zand en onderin uit kleilagen met plaatselijk een veenlaag. Lokaal worden veel puin- en funderingsresten aangetroffen;
- tot de maximaal verkende diepte van circa. 25 m – NAP, een redelijk draagkrachtig, vast gepakt, zandpakket. De conusweerstand kunnen oplopen tot waarden boven de 30 MPa. Plaatselijk komen ook dunne, los gepakte, zandlagen voor met een conusweerstand kleiner dan 2 MPa. Aaneengesloten waterremmende bodemlagen van klei, leem of veen komen niet voor.

Geohydrologisch gezien is sprake van één watervoerend pakket met een slecht doorlatende deklaag. Met de diepte neemt de korrel diameter toe, waardoor de hy-

draulische weerstand sterk vermindert.

Archiefgegevens van de gemeente Zwolle en peilbuiswaarnemingen geven aan dat de grondwaterstand in dit gebied varieert van circa. 0,10 m – tot 0,3 m + NAP. De gemiddelde grondwaterstand ligt op NAP. De grondwaterstand wordt onder meer beïnvloed door het peil op de stadsgracht. Dit peil ligt gemiddeld op NAP, met jaarlijks een hoogst bekende peil van 0,7 m + NAP.

Rekening moet verder gehouden worden met een extreme waterstand van circa. 1,6 m + NAP in verband met de mogelijke overvloedige regenval, gecombineerd met opstuwing van het oppervlaktewater bij lang aanhoudende harde wind vanuit een bepaalde windrichting.

Gelet op de plaatselijk aanwezige lichte tot matige bodemverontreiniging van de toplaag is de uitvoering van de bouwput afgestemd op de bodemsanering.

Omgeving

Vooraf is de fundering en bouwkundige staat van de belendingen geïnventariseerd. De afstand vanaf de grens van het bouwterrein tot de panden langs de Jufferenwal bedraagt 12,5 à 14,0 m, die tot het monumentale pand 'Pampus' circa. 3,0 m.

In het algemeen is de oude belendende bebouwing opgebouwd uit metselwerk en op staal gefundeerd op een relatief hoog niveau.

Een groot aantal panden heeft tevens een kelder of souterrain. Dit betekent dat de draagkracht wordt ontleend aan de heterogene, minder vaste bovenlagen. Bij veel panden komt verder lichte tot matige scheurvorming voor zodat sprake is van 'gevoelige' bebouwing. De fundering van 'Pampus' is recentelijk hersteld met stalen buispalen.

Uit historisch onderzoek blijkt dat onder de bebouwing langs de Jufferenwal en in de bouwlocatie een bestaande, ondergrondse stadswal loopt. Tot slot moet rekening gehouden worden met een diepriool in de Jufferenwal op een afstand van circa. 1,5 tot 3,0 m vanaf de bouwput.

Bovenbouw

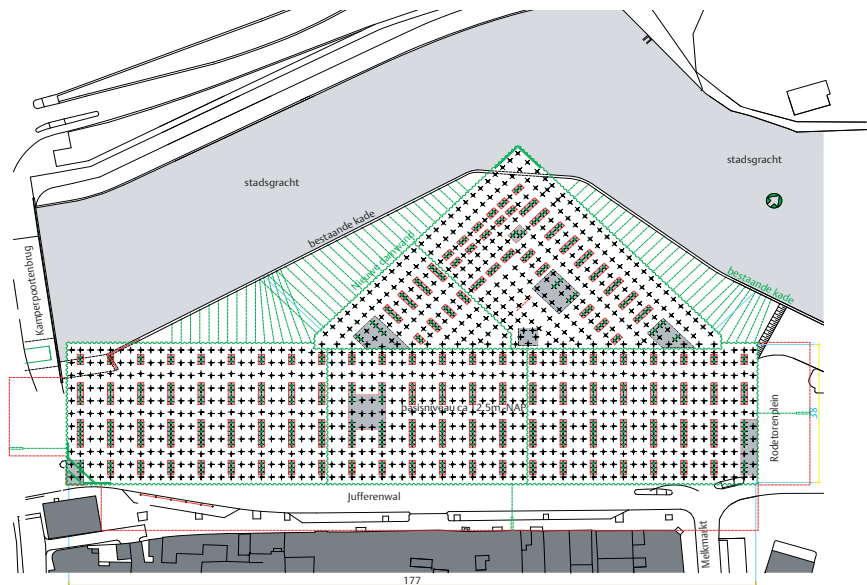
Het bouwpeil is vastgesteld op 3,20 m + NAP, dat van de onderste keldervloer op 2,4 m – NAP.

Het plan is opgezet volgens een regelmatige stramienstructuur. Het stramien van de parkeergarage is afgestemd op de parkeering. Deze bestaat in langsricting uit 2 rijbanen met aan weerszijden parkeervakken onder 90°. Tussen de parkeerbanen bevinden zich de hellingbanen. Gelet op ruimtebesparing liggen in deze zone een deel van de bergingen voor de bovengestegen woningen.

In verband met gebruikersvriendelijkheid is afgeweken van de

Geologisch lengteprofiel

Constructie & uitvoering
Waterbouwkunde



Plattegrond bouwput

richtlijnen volgens de norm NVN 2443:1996 'Parkeren en stallen van personenauto's op terreinen en in garages'. Hierin wordt een minimale maat van 7650 mm aangegeven voor 3 parkeervakken inclusief kolomplaatsing.

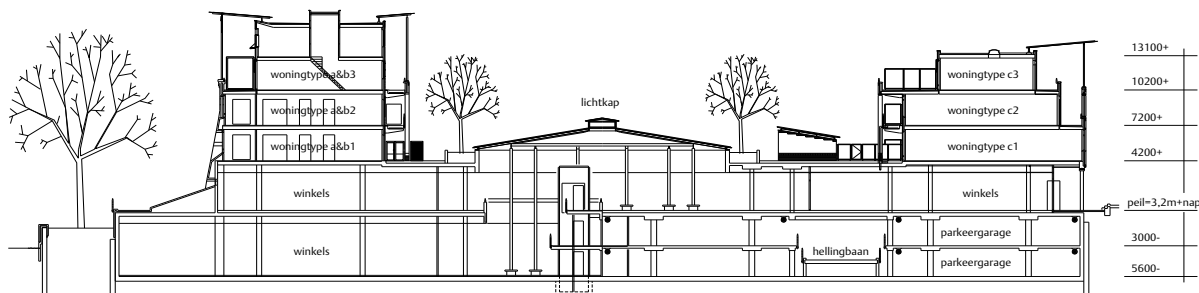
Voor de parkeergarage is in langsricting een stramienmaat van 7800 mm toegepast. In dwarsricting is de stramienmaat afwisselend 3200/4200 mm en 7800 mm. De kolommen staan 800 mm terug ten opzichte van de voorkant van het parkeervak. Hierdoor wordt het insteken bij parkeren vergemakkelijkt.

Voor het winkeldeel is in langsricting op de gevel een stramienmaat van 5400 mm aangehouden en volgt uit de maat-

voering van de bovengelegen woningen. In dwarsricting is een stramienindeling gekozen, rekening houdend met de optimale indeelbaarheid van de winkels.

Horizontale gronddruk op de kelderwand langs de Jufferenwal en de geringe tegendruk aan de (lage)grachtzijde resulteert in een horizontale belasting op de kelderconstructie in de ricting van de gracht. De draagconstructie heeft onvoldoende capaciteit om deze belasting op te nemen, omdat dwarswanden in het parkeerdeel niet zijn toegestaan vanwege het toe te passen ventilatiesysteem. Gekozen is voor het aanbrengen van een trekverankering.

Dwarsdoorsnede gebouw



Varianten

kelderconstructie

Gekozen is voor een fundering op palen, enerzijds vanwege de aanwezige heterogeniteit en beperkte draagkracht van de toplaag van de bodem, anderzijds vanwege de vereiste verankering van de keldervloer in verband met de mogelijke hoge grondwaterstanden.

Voor uitvoering van de kelder zijn de volgende varianten onderzocht:

- betonnen kelderbak, uitgevoerd binnen een bouwput met damwanden en een tijdelijke diepwellbemaling of horizontale bemaling;
- betonnen kelderbak, uitgevoerd binnen een damwandkuip met een kunstmatige injectielaag als onderafsluiting;
- de wanden-dakmethode, waarbij de grondwaterstand wordt verlaagd door luchtoverdruk;
- onderwaterbeton.

Aanvankelijk zijn diepwanden mede overwogen. Voor dit project bleken deze minder interessant vanwege enerzijds hogere kosten en anderzijds logistieke problemen en mogelijke risico's van gronddeformaties nabij de belendingen en het diepriool.

Bouwput met bemaling

Door bemaling moet de grondwaterstand minimaal 3,5 tot maximaal 5,0 m ten opzichte van de heersende grondwaterstand worden verlaagd. De relatief grove structuur van het zand en het ontbreken van substantieel water-

remmende bodemlagen, zoals klei of veen, veroorzaken bij diep-welbemaling een fors bemalings-debiet, ongeveer 1 250 tot 1 750 m³ per uur. Voor deze onttrekking is een vergunning vereist van de provinciale overheid.

Horizontale bemaling is mede onderzocht. Hiermee kan een zekere reductie worden gerealiseerd van de grootte van het bemalings-debiet. Haalbaarheid van een horizontale bemaling van deze omvang is echter uiterst onzeker. Door een dergelijke bemaling wordt de grondwaterstand in de omgeving aanzienlijk verlaagd. In het verleden is dit voor het gebied nog niet eerder in deze mate het geval geweest. Hierdoor kunnen zakkingen ontstaan van de in de toplaag aanwezige samendrukbare bodemlagen, mede gelet op de duur van de bemaling. Deze zakkingen leveren een risico op voor de aanwezige, op staal gefundeerde belendende bebouwing, vooral de panden langs de Jufferenwal, die deels op de oude stadswal zijn gefundeerd.

De bemaling kan verder leiden tot verplaatsing van verontreinigd grondwater in de omgeving en tot compenserende maatregelen in de vorm van een retourbemaling. Voorts moet rekening worden gehouden met zuivering van het te lozen water en hoge additionele kosten in verband met de verschuldigde ecotax.

Vanwege de mogelijke risico's en de bouwkosten is deze variant niet toegepast.

Kunstmatige injectielaag

Een kunstmatige aangebrachte injectielaag (softgel), als onderafluiting van de bouwput, creëert een tijdelijke poldersituatie. De grondwaterstand in de omgeving wordt hierbij nagenoeg niet beïnvloed. Neerslag, kwel- en lekwater wordt via een drainagesysteem uit de bouwput verwijderd. De damwanden reiken tot in de injectielaag en sluiten horizontaal toestromend grondwater af.

Gelet op de verticale stabiliteit van

de bouwput zou niet alleen de injectielaag op een relatief grote diepte (ca. 11 m – NAP) moeten worden aangebracht maar eveneens de damwanden.

Dit gaat gepaard met grotere risico's voor de omgeving alsmede hogere kosten. Het systeem is verder gevoelig voor obstakels in de ondergrond, zoals puin en oude funderingsresten.

Mede op basis van de kostenraming is deze variant niet als meest aantrekkelijk aangemerkt.

Wanden-dakmethode met luchtoverdruk

Hierbij wordt, na aanbrengen van damwanden rondom de bouwput, ontgraven tot het aanlegniveau van de eerste keldervloer. Dit kan droog, nagenoeg zonder bemaling worden uitgevoerd. Vervolgens worden de funderingspalen geheid, plaatselijk tot aan het maaiveld (tijdelijke kolommen) of dieper met behulp van een opzetter. Hierna wordt de keldervloer gerealiseerd.

Onder deze vloer wordt een luchtoverdruk aangebracht. Het grondwerk kan droog worden uitgevoerd, waarbij de grondwaterstand in de omgeving niet wordt beïnvloed. Voor transport en personenverkeer moet in een luchtsluis zijn voorzien zodat de luchtdruk continu op het gewenste niveau blijft. De overdruk bedraagt gemiddeld 40 kPa met een variatie van 2 kPa vanwege het schutten van de luchtsluis. In verband met de aanwezigheid van personeel en mogelijke dampen in de werkruimte, wordt uitgegaan van een ventilatievoud van 1,5.

Het is van essentieel belang dat damwanden (sloten) en bovenliggende vloer nagenoeg luchtdicht zijn, ook ter plaatse van de aansluitingen.

Deze variant is volledig uitgewerkt in constructieve en geotechnisch zin. Mogelijke risico's zijn geïnventariseerd gelet op het innovatieve karakter van de bouwwijze. Uit een gedetailleerde kostenraming is gebleken dat deze

uitvoeringswijze ca. 10% goedkoper is ten opzichte van de variant met onderwaterbeton.

De opdrachtgever heeft uiteindelijk gekozen voor de meer beproefde bouwwijze met onderwaterbeton. Met de keuze van de overdrukvariant zou wellicht een interessante ontwikkeling in gang zijn gezet, die zeker in milieu- en vergunningtechnisch opzicht kansen heeft.

Onderwaterbeton, de gekozen uitvoeringswijze

Op basis van kosten en afweging van risico's is uiteindelijk gekozen voor een uitvoeringswijze van de kelder met onderwaterbeton. Het aanlegniveau van de constructie bedraagt 3,9 m – NAP, ongeveer 7,5 m beneden het naastgelegen maaiveld.

De fasering van de verschillende werkzaamheden is in chronologische volgorde als volgt:

- aanbrengen damwanden langs Jufferenwal en de kopse zijden van de bouwput;
- ontgraven bouwterrein tot een niveau van ca. 0,5 m + NAP. In deze fase werd de bodemsanering geïntegreerd in het grondwerk voor de bouwput. Het bestek voor de sanering vormde een onderdeel van het bouwbestek. In de eerste fase van het grondwerk kon het overgrote deel van de verontreinigde grond worden verwijderd en konden de plaatselijk aanwezige obstakels nader worden gelokaliseerd zodat risico's en vertraging in de vervolgfase werden geminimaliseerd;
- verwijderen resterende obstakels en ankerschotten van de bestaande kadewand;
- aanbrengen en voorspannen verankeringen;
- aanbrengen overige damwanden;
- heien van de funderingspalen met een opzetter;
- nat ontgraven tot aanlegniveau van de constructie op 3,9 m – NAP;

Constructie & uitvoering

Waterbouwkunde

- heien damwanden voor compartimentering van de bouwput;
- aanbrengen wapeningskorven ter plaatse van de kolommen;
- storten onderwaterbeton, dikte 1,0 m;
- droogmaken bouwput;
- realiseren kelderconstructie, kelderwand in ter plaatse gestorte beton waarbij de damwand als verloren bekisting wordt gebruikt. De keldervloeren fungeren als stempel voor de damwand.

Damwanden

De damwanden zijn op diepte geheid met een hoogfrequent trilblok. Het trilblok is voorzien van een variabel moment om trillingshinder voor de omgeving tot een minimum te beperken. Het puntniveau van de damwand is maximaal 8,0 m – NAP.

In het bestek is voorgeschreven dat de damwandsloten moeten worden voorgeboord bij overschrijding van de grenswaarde van de trillingen.

De damwand langs de Jufferenwal heeft een permanent karakter en verzorgt de horizontale stabiliteit van de kelder in verband met de éézijdige gronddruk. Damwanden worden in het algemeen horizontaal gesteund vanwege kostenoptimalisatie van de constructie, geringere inheidipte alsmede reductie van horizontale deformaties.

6 | Storten onderwaterbeton

Trillingsniveaus

Voorafgaand aan de werkzaamheden zijn grenswaarden vastgesteld voor trillingsniveaus. Hiervoor is SBR-richtlijn 1: "Schade aan bouwwerken door trillingen" als basis gebruikt en onderscheid gemaakt in de aard c.q. gevoeligheid van de betreffende bebouwing.

De grenswaarden van de trillingssnelheid zijn per pand bepaald op 2,5 tot 4,0 mm/s. Gedurende het inbrengen van de damwanden en het heien van de palen heeft monitoring plaats gehad van de optredende trillingen. Op basis hiervan zijn, volgens verwachting, geen noemenswaardige overschrijdingen geconstateerd zodat geen additionele maatregelen behoeven te worden genomen. Als gevolg van de trillingen is geen schade van betekenis ontstaan aan de belendingen.

Leeuwankers

Bij dit verankeringsstelsel wordt een dikwandige buis, aan de onderzijde voorzien van een schroefblad, in de grond geschroefd. Tijdens het inbrengproces vindt injectie plaats. Ter plaatse van het vrije ankerdeel wordt normaaliter geïnjecteerd met water of bentoniet. Over het traject van de draagkrachtige zandlagen (verankeringsdeel) heeft injectie plaats met grout. De eerste 4 meter wordt in één doorlopende handeling aangebracht. Na aanbrengen van de koppeling wordt weer 3 meter op dezelfde wijze aangebracht.

In dit project verschilt de wijze van ondersteuning per situatie: langs de Jufferenwal: permanente verankering met behulp van Leeuwankers; langs de gracht: tijdelijke verankering door middel van horizontale ankerstangen, verbonden aan de bestaande kadewand; in de hoek bij 'Pampus': een stijve schoorconstructie. Voorts zijn kleine trajecten van de damwand langs de gracht vrij uitkragend uitgevoerd.

Fundering

De nieuwbouw is gefundeerd op 1400 geprefabriceerde betonpalen met afmetingen van 400 x 400 mm². Het paalpuntniveau varieert van 12,0 m tot 13,0 m – NAP. De rekenwaarde van de maximale druk- en trekbelasting bedraagt per paal respectievelijk 1.650 kN en 320 kN.

De berekening van de trekpalen en het ontgravingseffect is gebaseerd op CUR rapport 98-9 'Ontwerpregels voor trekpalen'. Het heiwerk is uitgevoerd vanuit

Hopdobbermethode

Het aanbrengen van onderwaterbeton is uitgevoerd in een onafgebroken stort per compartiment. Hiervoor is de Hopdobbertechniek toegepast. De dobber bestaat uit een stalen stortbuis die aan de onderzijde is voorzien van een schotel. De diameter van de buis is afhankelijk van de waterhoogte, de samenstelling en stortsnelheid van de betonspecie. Aan de buis is een drijflichaam bevestigd die het dobbereffect geeft. Dit drijflichaam is zodanig gedimensioneerd dat altijd een kleine neerwaartse druk optreedt zodat de rand van de schotel enigszins in de verse betonspecie drukt. Waterinsluiting en uitspoeling van beton wordt hiermee voorkomen. Het systeem wordt bij dit project verplaatst met behulp van rails die op pontons zijn gemonteerd. Zie ook Cement 1983, nr. 12.

een gedeeltelijk ontgraven bouwput, mede gelet op beperking van de zwaarte van het heiwerk en mogelijk beïnvloeding van de omgeving.

De palen zijn over de bovenste meters voorgeboord vanwege aanwezigheid van obstakels en minimalisering van de trillingen voor de omgeving.

Het palenplan is vastgesteld mede op basis van de uitvoeringswijze van het onderwaterbeton volgens de Hopdobbermethode.

Constructieve aspecten**Algemeen**

Aanvankelijk is gekozen voor vierzijdig gebouchardeerde palen in



verband met de krachtoverdracht van de onderwaterbetonvloer naar de palen tijdens de uitvoeringsfase. Bij de drukpalen die onderdeel vormen van de poeren zorgen de ribbels tevens voor krachtoverdracht in de definitieve fase. Op basis van kostenopgave van de aannemer is uiteindelijk gekozen voor palen met een tweezijdig geprofileerde kop over een lengte van ca. 2,5 m.

Na realisatie van de onderwaterbetonvloer worden de palen gesneld en wordt de vrijgekomen paalwapening opgenomen in de constructievloer in verband met afdracht van de trekbelasting in de definitieve fase. Van de mogelijkheid wordt namelijk uitgegaan dat, door lekkage van de onderwaterbetonvloer, waterdruk tussen deze vloer en de constructievloer kan opbouwen.

Onderwaterbeton

De onderwaterbetonvloer, met een gemiddelde dikte van 1,0 m, zorgt voor de horizontale waterafsluiting van de bouwput. De vloer is gedimensioneerd op 5,6 m waterdruk. Dit is gebaseerd op een extreme grondwaterstand van 1,75 m + NAP met een belastingsfactor van 1,0 en is verantwoord voor de uitvoeringsfase.

De uiterste grenstoestand is getoetst op de drukboogtheorie en de bruikbaarheidsgrenstoestand

(waterdichtheid) op basis van de plaattheorie volgens de VBC.

De vloer is uitgevoerd in betonsterkteklasse B 25. Vliegias en een beperkte hoeveelheid cement is toegepast ter vermindering van de thermische krimp.

Gelet op de grote kolomlasten zijn in de keldervloer poerconstructies opgenomen. Mogelijke oplossingen hiervoor zijn:

- poer op de constructievloer;
- poer in de constructievloer opnemen;
- poer in de onderwaterbeton- en constructievloer integreren.

Eerst genoemde oplossing was in verband met de gebruikersvriendelijkheid van de parkeergarage niet wenselijk en is afgewezen. De tweede oplossing geeft een dikkere constructievloer en een verhoging van de bouwkosten met ca. f 1,5 miljoen.

De laatste oplossing was financieel de meest aantrekkelijke variant, maar stelde tevens hoge eisen aan de uitvoering. Voor integratie in de onderwaterbetonvloer moet het onderwaterbeton als gewapend beton worden uitgevoerd. De paalafwijkingen ter plaatse van de poeren moeten beperkt zijn om de plaatsing van de wapening en de krachtswerking van de poer mogelijk te maken.

De poerwapening is uitgevoerd

met geprefabriceerde korven die op de palen werden gehangen. De afmeting van de korven is afgestemd op de maattolerantie van zowel het onderwaterbeton als het heiwerk. Vanwege het nauwkeurig op hoogte uitgevoerde heiwerk en de registratie hiervan, functioneerde deze uitvoeringstechniek uitstekend.

Voorafgaand aan de plaatsing van de korven, werden de palen horizontaal ingemeten en konden, bij incidentele grote afwijkingen, de korven worden aangepast. Na het leegpompen van de put is vastgesteld dat voor nagenoeg alle korven de plaatsing van de wapening binnen de gestelde toleranties was uitgevoerd. Incidentele afwijkingen werden opgelost door het bijleggen van wapening in de constructievloer en het verlengen van de beugelwapening door middel van aangelaste wapening.

Compartimentering

De bouwput is in compartimenten verdeeld van maximaal 60 m lengte. De plaats van de compartimenteringschermen komt overeen met de plaats van de gebouwdilataties.

De bouwput is vanwege de omvang in meerdere stortvakken verdeeld.

In het ontwerp is uitgegaan van compartimenteringschermen die tot boven de waterspiegel reiken. De kelder is hierdoor gefaseerd uitgevoerd en het risico van stagnatie beperkt.

De aannemer heeft gekozen voor het leegpompen van de bouwput na realisatie van de gehele kelder. Gevolg hiervan is dat de compartimenteringschermen uitsluitend als stortscherm zijn uitgevoerd met de bovenkant op 0,5 m boven het onderwaterbeton. Dit betekende een kostenbesparing op de schermen.

Tijdens de uitvoering is vastgesteld dat de lekkages van het onderwaterbeton zich concentreerden bij de compartimenteringschermen en hierdoor beheersbaar waren. Het dicht



7 | Wapeningskorven op ponton

Constructie & uitvoering

Waterbouwkunde



Droge bouwput, onder-
waterbeton met paalkoppen

van de lekkages, door middel van injecteren, verliep moeizaam. Zorgvuldigheid was hierbij geboden.

Putten

In de keldervloer zijn putten aangebracht voor de liftschachten. Deze reiken tot ca. 700 mm in het onderwaterbeton. De putten zijn gerealiseerd met de compartimenteringsmethode. Hierbij worden met damwanden kleine kuipjes in de bouwput gevormd en uitgevoerd in gewapend onderwaterbeton. De constructievloer kon hierdoor vervallen.

Als alternatief is overwogen de putten door ontgraving onder talud van de bouwput uit te voeren. Gezien het aantal en de omvang van de putten was dit niet economisch. Uitvoering in geprefabriceerde putten viel af vanwege de omvang van de putten.

Damwanden in combinatie met kelderwanden

Voor de kelderwanden zijn de volgende varianten overwogen:

- tijdelijke damwanden en een betonwand met een dikte van 300 mm;
- nieuwe permanente damwan-

den met slotafdichting en halfsteens metselwerk in verband met esthetica;

- gebruikte permanente damwanden. De dikte van de betonschil bedraagt minimaal 200 mm, met een maximale horizontale vervorming van de wand van 50 mm en een plaatstolerantie van 50 mm.

De laatste is als financieel meest aantrekkelijke oplossing gekozen.

Kolommen kelder

In het ontwerp is voor het parkeerdeel uitgegaan van prefab kolommen, B 55.

Op verzoek van de aannemer zijn in de bestekfase deze kolommen vervangen door ter plaatse gestorte kolommen, B 45, met een maximale afmeting van 450 mm. Deze maat is gekozen voor de gebruikersvriendelijkheid van de garage.

Keldertussenvloer

De brandveiligheid van de parkeerkeerder wordt gewaarborgd door ventilatie volgens het tunnelsysteem.

Het gekozen ventilatiesysteem zorgde voor toepassing van balken in uitsluitend de langs-

richting van de kelder. De balken, afmeting 1500 x 400 mm² zijn in breedplaat uitgevoerd met in dwarsrichting een breedplaatvloer, waarvan de dikte 200 mm bedraagt. Op voorstel van de aannemer zijn de balkdelen, nabij de kolom, ter plaatse gestort.

Begane grond

Kenmerkend voor projecten met ondergrondse parkeergarages en bovenliggende winkels of woningen is verschil in de onderlinge draagstructuur. Het Maagjesbolwerk vormt voor een groot deel een uitzondering hierop, echter bij een aantal situaties niet. Als overgangsconstructie was aanvankelijk gekozen voor een balkenstructuur in dwarsrichting met balken van 700 mm hoog en daaronder een bouwkundig plafond. Op basis van kostenanalyses is gekozen voor een balkenstructuur in langsrichting zonder bouwkundig plafond. De balken, afmeting 1400 x 600 mm², zijn in breedplaat uitgevoerd. Hiertussen een breedplaatvloer, waarvan de dikte varieert van 250 tot 350 mm, één en ander afhankelijk van de belasting. Incidenteel zijn vloervelden met een dikte van 500 mm en 600 mm opgenomen.

Tunnelventilatie

Hierbij wordt lucht aan de ene zijde van de kelder ingevoerd en aan de andere zijde afgevoerd. Ventilatoren regelen de richting en intensiteit van de ventilatie. Dit heeft tot gevolg dat in langsrichting van de kelder een luchtstroom wordt gerealiseerd, die zo min mogelijk door obstakels mag worden verstoord.

De Soeverein, soeverein op palen

ir. B. Lencioni, HBG Civiel Grondtechniek

Het gebouwcomplex De Soeverein in Amersfoort is ontwikkeld als 'de ontmoeting van werken, winkelen en wonen' (foto 1). Het complex ligt direct buiten de stadswal tussen de Stadsring, de Arnhemseweg en de Lange Beekstraat (fig. 2). Door architect Niek van Vugt van architectenbureau Ellerman Lucas Van Vugt is op een bijzondere wijze omgegaan met vormgeving en materialen: het nieuwe complex is fraai geïntegreerd in de omgeving. De 'ontmoeting van werken, winkelen en wonen' bestaat uit 49 appartementen, 3 woningen, 10 000 m² kantoorruimte, 3000 m² winkels en 600 parkeerplaatsen in een ondergrondse parkeerkelder onder het gehele complex. In dit artikel wordt nader ingegaan op de paalfundering.

Ter plaatse was de maaiveldhoogte NAP + 4,50 m en het grondwater niveau NAP - 2,50 m. Het ontgravniveau, tevens onderkant kelder lag op NAP - 1,00 m. De bouwput bestond uit een verankerde stalen damwand.

Voor de fundering waren 643 palen nodig. De rekenwaarde van de paalbelasting was:

- tijdens de bouw
 $F_{sd} = 450$ kN trek;
- in de definitieve fase
 $F_{sd} = 1500$ kN druk.

Uitvoeringsmethode

De volgende uitvoeringsmethode werd aangehouden:

- damwand en verankering aanbrengen;
- bouwput ontgraven tot NAP - 3,00 m;
- palen aanbrengen;
- grondwater bemalen tot NAP - 1,50 m;
- bouwput ontgraven tot NAP - 1,00 m;
- palen afhakken;
- poeren, vloer en kelderwanden storten;
- damwand trekken;
- bouw bovengronds voortzetten.

Paalfundering

Uit het grondonderzoek (fig. 3) blijkt dat de grondgesteldheid ter plaatse hoofdzakelijk bestaat uit een zandlaag vanaf circa NAP + 3,00 m tot NAP - 6,00 á 7,00 m, met daaronder een klei/veenlaag tot circa NAP - 9,00 m. Onder de

afsluitende laag bevindt zich een vaste tot zeer vaste zandlaag, die zich uitstrekt tot aan de verkende diepte van circa NAP - 20,00 m. Gelet op de situatie ter plaatse,

alsmede op de gekozen uitvoeringsmethode, was een aantal voorwaarden gesteld aan het toe te passen paalttype:

- trillingsvrij en geluidsarm inbrengen;
- vervaardiging vanaf gedeeltelijk ontgraven bouwput;
- geschikt om in de bouw fase trekbelasting op te nemen;
- rekening houden met de twee, door een afsluitende laag gescheiden waterregimes;
- de Nederlandse normen.

De laatste randvoorwaarde lijkt overbodig, echter moet worden

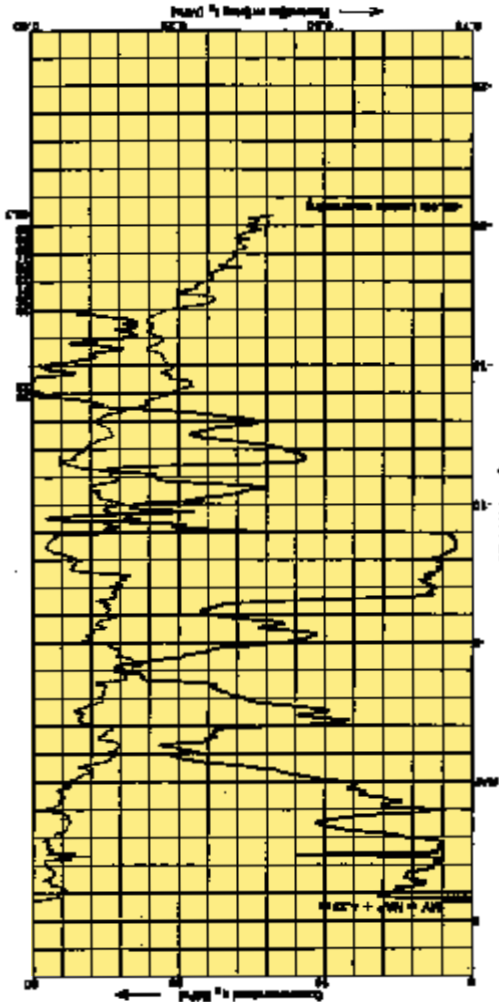
1 | Gebouwcomplex
 De Soeverein te
 Amersfoort

2 | Situatie



Constructie & uitvoering

Funderingen



3 | Maatgevende sondering

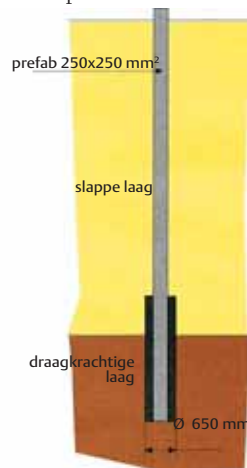
opgemerkt dat zowel de 'oude VB 1974/1984' als de 'nieuwe NVN 6724' voorschrijven dat in de grond gevormde palen afgestort moeten worden tot aan het werkniveau. Voor De Soeverein zou dat betekenen dat veel extra meters palen moesten worden vervaardigd die later, na het ontgraven, moesten worden afgehakt en afgevoerd.

Om aan alle randvoorwaarden te voldoen, viel de keuze op een Schroef-combinatiepaal.

Schroef-combinatiepalen

Schroef-combinatiepalen zijn trillingsvrij en geluidsarm in de grond vervaardigde palen, waarbij de paalschacht bestaat uit een prefab betonelement (fig. 4 en 5). Met behulp van een boormotor

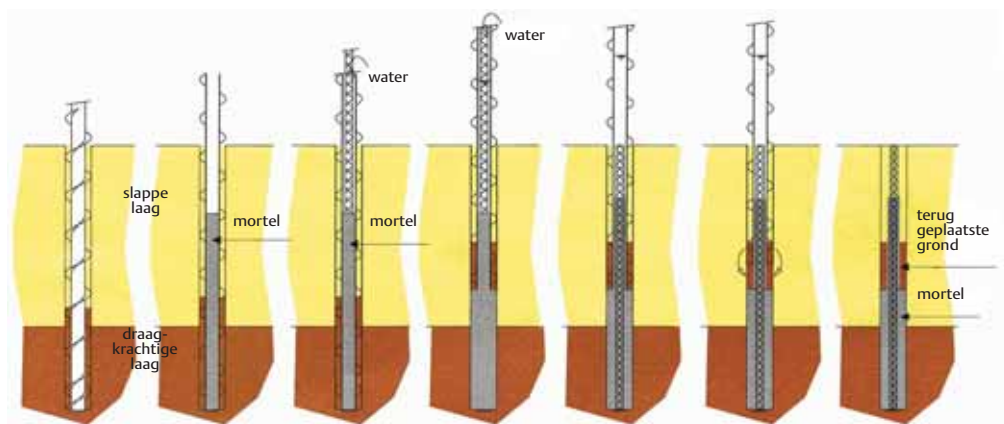
wordt een avegaar, zoals gebruikt bij buisschroefpalen, in de grond gedraaid. Na het bereiken van de gewenste diepte wordt een hoeveelheid mortel in de buis aangebracht, waarna hierin een prefab element wordt gehangen. De avegaar wordt nu getrokken, waarbij de voet van de paal wordt gevormd. Na het formeren van de voet wordt het prefab element in de mortel geplaatst. Aansluitend wordt de avegaar linksom draaiend getrokken, waardoor de grond die zich op de bladen van de avegaar bevindt, tegen het prefab element wordt teruggezet. Het resultaat is een paal met een geprefabriceerde slanke schacht en een in de grond gevormde grote paalvoet.



4 | Schroef-combinatiepaal

De Soeverein op schroef-combinatiepalen

Voor de bouw van de parkeerkelder van De Soeverein voldeed de schroef-combinatiepaal aan alle gestelde randvoorwaarden (fig. 6). De palen zijn vervaardigd vanuit de gedeeltelijk ontgraven bouwput. Door de 'voet' tot NAP - 4,00 m te vervaardigen was de scheiding tussen de twee waterregimes gewaarborgd. De prefab elementen zijn zodanig gekozen, dat een minimum aan betonlengte hoefde te worden afgehakt. Het ontgraven vanaf werkniveau NAP + 3,00 m tot aan bovenkant palen kon ongehinderd plaatshebben. Na ontgraving tot onderkant



5 | Werkmethode schroef-combinatiepaal

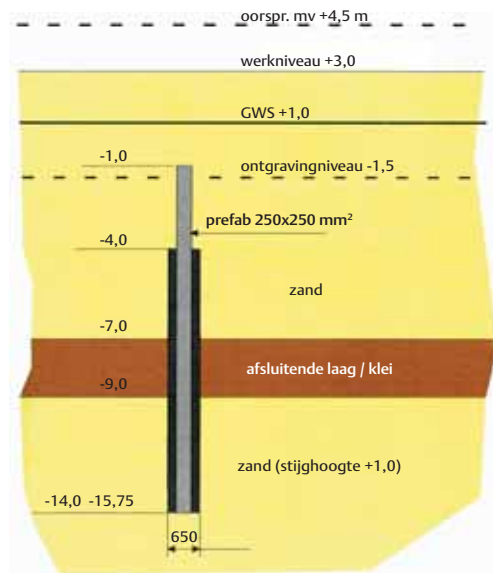
Constructie & uitvoering
Funderingen

kelder zijn de paalkoppen afge-
hakt (afhaklengte circa 500 mm).

De paalschacht bestond uit een
prefab element van 250x250 mm²,
beton B 55, voorspanning mini-
maal 5,5 N/mm² met 6 strengen
Ø 9,3. De paalvoet is vervaardigd
met een buisavegaar Ø 650 mm,
gebruikmakend van een mortel
met een sterkteklasse van mini-
maal B 25.

De rekenwaarde trekdraagver-
mogen is bepaald volgens CUR-
rapport 98-9, Ontwerpregels voor

trekpalen. De rekenwaarde druk-
draagvermogen is bepaald con-
form NEN 6743 voor avegaarpa-
len. In beide berekeningen is
rekening gehouden met een
reductie van de sondeerwaarden
in de vanaf oorspronkelijk maai-
veld gemaakte sonderingen als
gevolg van de ontgraving. De
inboordiepte varieert tussen NAP
- 14,00 m voor het overgrote deel
van de palen, tot NAP - 15,75 m.
De uitvoering van de paalfunde-
ring (foto 7 en 8) is naar tevren-
denheid verlopen. Na het ontgra-



7 | Mortel in buis van avegaar aanbrengen
foto's: Dick Vanbeurden



8 | Plaatsen prefab element in buis van avegaar

ven tot onderkant kelder bleken
slechts acht prefab elementen 0,3
tot 0,7 m te hoog te zijn geplaatst,
waardoor enig extra afhakwerk
noodzakelijk was.

6 | Schroef-combinatiepaal
onder De Soeverein

Ten slotte

De SOEVEREIN is inmiddels vol-
tooid en staat *soeverein* met zijn
appartementen, woningen, kan-
toren, winkels en een grote par-
keerkelder op de hoek tussen de
Stadsring en de Arnhemseweg in
Amersfoort op Schroef-combina-
tiepalen. ■

Projectgegevens

opdrachtgever:

Projectontwikkelaarsmaatschappij Van
Zwol

aannemer:

Van Zwol bouw- & aannemingsmaat-
schappij

architect:

architectenbureau Ellerman Lucas Van
Vugt, Niek van Vugt

constructeur:

ingenieursbureau Snellen, Meulemans
en Van Schaik, Breda

paalfundering:

HGB Civiel Grondtechniek

levering prefab paalelementen:

Schokindustrie

