

NOTITIE

Onderwerp	Geotechnisch advies - VO
Project	Ecopark Gouda
Opdrachtgever	Gemeente Gouda
Projectcode	110856
Status	Definitief
Datum	21 maart 2019
Referentie	110856/19-004.710
Auteur(s)	ing. B.A.S. Seesing

Gecontroleerd door	T. Naves
Goedgekeurd door	R. van Meerkerk
Paraaf	



Bijlage(n)	I Overzicht grondonderzoek en dikte toplaag
	II Belastingen
	III Berekeningsresultaten funderingen

Aan	Gemeente Gouda	mevrouw ir. N. van Eck
Kopie	-	

1 INLEIDING

De gemeente Gouda is voornemens om op de beschikbare locatie aan de Goudkade te Gouda een duurzaam, modern en innovatief Ecopark te ontwikkelen. Hiervoor wordt het terrein heringericht met onder andere een bordes, beheerunit, vloeistofdichte vloeren en nieuwe wegen.

Deze notitie beschrijft op VO-niveau het geotechnisch ontwerp voor het Ecopark en gaat in op:

- de fundering van het bordes en de beheerunit. Voor deze fase is het doel om te bepalen of het bordes en de beheerunit op staal gefundeerd kan worden of een paalfundering nodig is;
- op enkele locaties op het terrein wordt opgehoogd. De te verwachten zettingen en restzettingen worden bepaald en eventuele maatregelen om de zettingen te versnellen dan wel te reduceren.

2 UITGANGSPUNTEN

2.1 Referenties

In deze notitie zijn de volgende referenties gebruikt:

- 1 Witteveen+Bos, Boorkaart + boorprofielen, tekening nummer. 12, projectnummer 110856, versie definitief, datum 25 januari 2019.
- 2 Witteveen+Bos, Tekening Voorlopig ontwerp Nieuwe inrichting, Hoogtematen, tekening nummer. 110856.1001.
- 3 Witteveen+Bos, Tekening Voorontwerp inrichting, Dwarsdoorsneden, tekening nr. 110856.1002.
- 4 Fugro, Grondonderzoek Afvalbrengstation Goudkade 23 te Gouda, document nr. 1318-0303-000, versie 1,0, datum 20 februari 2019.
- 5 Witteveen+Bos, Boorkaart, definitief, 25 januari 2019.
- 6 NEN 9997-1+C2, Geotechnisch ontwerp van constructies, Deel 1 algemene regels, november 2017.

2.2 Huidige situatie

Het huidige terrein wordt momenteel onder andere gebruikt voor opslag van puin. Aan de westzijde ligt asfalt en tussen het puin en asfalt is gedeeltelijk een watergang aanwezig, zie afbeelding 2.1.

Afbeelding 2.1 Overzicht huidige situatie



2.3 Nieuwe situatie

In de nieuwe situatie wordt een groot deel van het terrein voorzien van elementenverharding. De watergang wordt gedempt. Aan de noordzijde komt een bordes waar auto's op kunnen rijden en waar vanaf afval in de containers op de begane grond gestort kan worden. De containers rondom het bordes en op enkele plaatsen waar containers worden gezet zijn vloeistofdichte betonverhardingen in het ontwerp opgenomen. Zie [ref. 2] voor de tekening van de nieuwe situatie.

2.4 Bodemopbouw en geotechnische parameters

Door Fugro zijn tien sonderingen uitgevoerd op het terrein [ref. 4], waarvan zes op diepte en bruikbaar zijn. Op basis van beschikbare rapporten uit 2008 was in eerste instantie het vermoeden dat het puin van de opslag in de loop der jaren minstens 8m gezakt zou zijn. De meeste sonderingen zijn daarom 10 m voorgeboord (zonder boorbeschrijving). Tijdens het sonderen is geconstateerd dat de puinlaag minder dik is,

4 m tot 5 m. Dit is bevestigd bij sondering DKM8B, waarbij 4,5 m voorgeboord is en vervolgens nog 0,5 m zand is aangetroffen en daaronder het slappe cohesieve pakket. De onderzijde van dit cohesieve pakket van klei en veen ligt op circa NAP -13 m. Hieronder ligt de draagkrachtige zandlaag. Op de locaties buiten de puinopslag begint het slappe pakket direct onder de toplaag van asfalt en de fundering (sondering DKM5).

De bodemopbouw van sondering DKM5 is weergegeven in tabel 2.1. In deze tabel zijn ook de geotechnische parameters opgenomen, ontleend aan tabel 2b van NE N9997-1 [ref. 6].

Tabel 2.1 Grondopbouw op basis van sondering DKM5 [ref. 4] en geotechnische parameters

Beschrijving grondlaag	b.k. laag [m+ NAP]	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	φ' [°]	CR [-]	RR [-]	$C\alpha$ [-]	C_v [m ² /s]
toplaag, zand	-1,3	18 / 20	0,0	32,5	0,0038	0,0013	-	-
klei, schoon, slap	-3,3	15 / 15	1,0	15,0	0,23	0,0767	0,0115	5 ^{E-8}
veen, matig voorbelast	-6,6	12 / 12	2,5	15	0,3067	0,1022	0,0153	1 ^{E-7}
klei, schoon, slap	-9,0	15 / 15	1,0	15,0	0,23	0,0767	0,0115	5 ^{E-8}
veen, matig voorbelast	-11,2	12 / 12	2,5	15	0,3067	0,1022	0,0153	1 ^{E-7}
klei, schoon, slap	-12,5	15 / 15	1,0	15,0	0,23	0,0767	0,0115	5 ^{E-8}
zand, matig	-13,5	18 / 20	0,0	32,5	0,0038	0,0013	-	-

Toelichting

c' :	effectieve cohesie.
φ' :	effectieve wrijvingshoek.
CC:	samendrukkingsconstante (maagdelijke tak).
CR:	samendrukkingsconstante (voorbelaste tak).
$C\alpha$:	kruipparameter.
C_v :	consolidatiecoëfficiënt.

De POP-waarde is ingeschat op 20 kN/m² voor de klei- en veenlagen in het terrein. Ter plaatse van de te dempen watergang is de POP-waarde van veen en klei op 10 kN/m² aangehouden.

De huidige toplaag bestaat conform de boorbeschrijvingen [ref. 5] voornamelijk uit zand, met resten van puin, in de berekeningen zijn hiervoor de eigenschappen van zand (matig verdicht) aangehouden, zie tabel 2.1.

Op de locaties waar opgehoogd wordt, wordt aangehouden dat opgehoogd wordt met zand. Hiervoor worden de eigenschappen van de toplaag (zand) gebruikt. Voor de zettingsberekeningen wordt voor de elementenverharding een dikte van 0,1 m aangehouden en voor de vloeistofdichte vloer 0,25 m, beide met een volumiek gewicht 24 kN/m³. Het gewicht van de funderingslaag, dikte 0,3 m, onder de vloeistofdichte vloer komt overeen met zand en is derhalve als zand gemodelleerd.

De dikte van de toplaag is variabel. In bijlage I is een overzicht gegeven van de minimale diktes in de boringen en sonderingen voor zover beschikbaar. Op basis hiervan is de gehanteerde dikte voor de zettingsberekeningen per locatie:

- doorsnede A-A bij de oprit: 1,5 m. Minimale dikte op basis van boring A4;
- doorsnede C-C bij het talud: 1,2 m. Minimale dikte op basis van boring A3;
- doorsnede D-D: 2 m naast de watergang. Minimale dikte op basis van boring 22.

Opgemerkt wordt zettingsberekeningen een relatief grote onnauwkeurigheidsmarge hebben, met name doordat er geen laboratorium onderzoek beschikbaar is en de exacte dikte van de toplaag onzeker is. In de

uitgevoerde berekeningen moet daarom rekening gehouden met een onnauwkeurigheidsmarge van + en - 50 %.

Bij het bordes is de dikte van de toplaag bepaald op basis van beschikbare sonderingen [ref. 4] en boringen [ref. 5]. Bij boring B06 is de dikte vastgesteld op 2 m en bij sondering DKM8B op 5 m. De overige boringen zijn niet doorgezet tot onderkant van de toplaag, maar bij deze boringen is over de gehele lengte de zand- en puinlaag aangetroffen (boorlengtes van 0,5 m tot 4 m). Alle sonderingen en boringen op de locatie van het bordes in beschouwing genomen, mag verondersteld worden dat de toplaag minimaal 2 m dik is. Dit wordt als uitgangspunt aangehouden in de berekeningen van de draagkracht van de fundering van het bordes.

2.5 Waterstand

De grondwaterstand is bepaald in de boringen [ref. 3] en ligt overwegend tussen 1 m en 1,5 m onder het maaiveld, NAP -2 m à NAP -2,5 m. Dit komt overeen met de waterstand in de watergang is NAP -2,41 m (winterpeil) [ref. 3]. Daarom wordt in de berekeningen de waterstand van de watergang aangehouden.

2.6 Belastingen

De funderingsbelastingen van de kolommen van het bordes zijn bepaald door de constructeur, zie bijlage II:

- bordes: $F_{rep} = 350$ kN/kolom en $F_d = 500$ kN/kolom (30 % permanent en 70 % veranderlijke belasting);
- gebouw gevel: $q_{rep} = 12,5$ kN/m en $q_d = 17,5$ kN/m;
- gebouw binnenwand: $q_{rep} = 25$ kN/m en $q_d = 35$ kN/m.

Bovengenoemde belastingen zijn exclusief het gewicht van de fundering en de grond op de fundering. Bij de bepaling hiervan is uitgegaan van:

- gewicht beton: 24 kN/m³;
- gewicht grond: 19 kN/m³.

Op drie locaties wordt het terrein opgehoogd, zie tabel 2.2. Voor deze locaties worden de zettingen berekend.

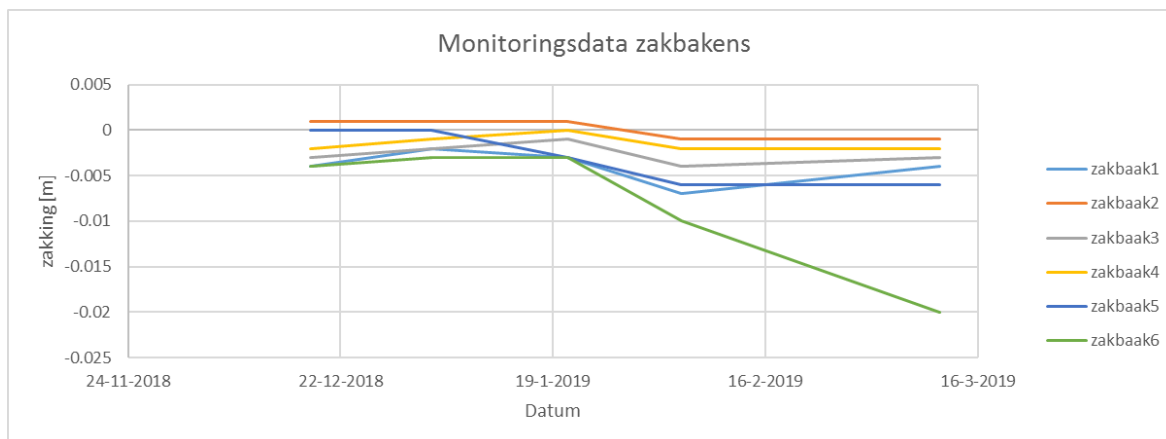
Tabel 2.2 Overzicht op te hogen locaties [ref. 3]

Dwarsprofiel	huidige mv hoogte [m NAP]	toekomstige hoogte [m NAP]	ophoging [m]
A - hellingbaan bordes	-2,21	-1,69	0,52
C - helling	-2,21	-0,80 (max.)	0,1 tot 1,1
D - huidige watergang	-2,71	-1,57	1,14

2.7 Monitoringsdata zakbakens

Op het terrein staan zes zakbakens die vanaf 4 december 2018 gemonitord worden. Z1, Z2, Z3 en Z4 staan op de puinlocatie en Z5 en Z6 op de parkeerplaats aan de oostzijde. De maximale gemeten zakking op de puinlocatie is 4mm en op de parkeerplaats 20mm. Opgemerkt wordt dat zakbaken Z6 significant afwijkt van de overige zakbaken, wat mogelijk kan duiden op een verstoring van de zakbaken (bijvoorbeeld een aanrijding).

Afbeelding 2.2 Monitoringsdata zakkakens



Doel van de monitoring is om te bepalen of het terrein onderhevig is aan zinking, autonoom of door de maaiveldbelastingen (puin). Gezien de korte periode en het geringe aantal metingen van de monitoring kan daar nu nog geen conclusie uit getrokken worden, wel is enige zinking waarneembaar, 1 à 2 mm per maand.

2.8 Berekeningsmethodiek

De fundering op staal is getoetst conform NEN 9997-1 [ref. 6] met een gevalideerde spreadsheet.

De zettingen zijn berekend met het zettingsmodel van NEN-Bjerrum en het consolidatiemodel van Darcy. Voor de berekeningen is de geotechnische software D-Settlement (versie 18.1) van Deltares gebruikt. Voor de berekening van de totaalzetting wordt uitgegaan van een periode van 30 jaar.

De restzetting wordt bepaald vanaf 90 dagen na aanbrengen van de ophoging. Er zijn geen restzettingseisen opgelegd.

Voor het bepalen van de restzetting wordt kruip buiten beschouwing gelaten, omdat dit onafhankelijk is de van de belasting (conform NEN-Bjerrum model) en dus optreedt op de gehele projectlocatie (autonome zinking).

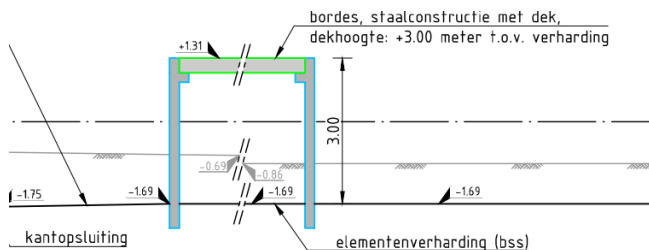
3 BEREKENINGSRÉSULTATEN

3.1 Fundering bordes

Als eerste is de haalbaarheid van een fundering op staal onderzocht. De locatie aan de westzijde is maatgevend voor een fundering op staal. In de berekening is uitgegaan van:

- toekomstig maaiveldniveau NAP -1,69 m;
- eigengewicht van de poer en grond op de poer is 116 kN.

Afbeelding 3.1 Geometrie ten behoeve van funderingsberekening, uit doorsnede A-A [ref. 3]



De benodigde afmetingen voor een poer per kolom zijn 2,5 m x 2,5 m en funderingsdiepte op 0,8 m-mv (NAP -2,49 m). Zie bijlage III voor de berekening en tabel 3.1 voor de berekeningsresultaten.

Tabel 3.1 Berekeningsresultaten fundering bordes

Locatie	L x B [m]	UC draagkracht gedr.	UC pons gedr.	UC draagkracht ongedr.
bordes	2,5 x 2,5	0,69	0,98	0,65

De afmeting van de fundering voldoet indien de unity check UC kleiner is dan 1,0. Geconcludeerd wordt dat de toegepaste afmetingen voldoen.

Er dient minimaal 1m zand of bestaande toplaag onder de fundering aanwezig te zijn, het faalmechanisme pons is maatgevend. Indien de toplaag lokaal te dun is, moet rekening worden gehouden met grondverbetering onder de fundering. Aan de andere kant geldt dat als de toplaag dikker is bij de kolommen de fundering geoptimaliseerd worden.

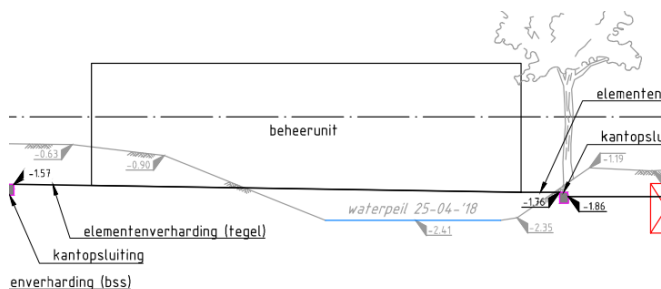
De afmetingen van de poeren zijn relatief groot. Om te beoordelen hoe de kosten van een fundering op staal zich verhouden tot een paalfundering, zijn de afmetingen voor een paalfundering bepaald op basis van een indicatieve berekening, zie bijlage III:

- prefab-betonpalen, vk. 350, PPN -17 m, paallengte 16,5 m;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

3.2 Fundering beheerunit

De belastingen van de gevel en binnenmuren zijn relatief laag waardoor een strokenfundering zou voldoen. Echter staat de beheerunit deels op de huidige te dempen watergang en deels naast de watergang waar het maaiveld verlaagd wordt, zie afbeelding 3.2. Door dit verschil in de ondergrond zijn verschilzettingen te verwachten bij een fundering op staal. Derhalve wordt geadviseerd om de beheerunit op palen te funderen.

Afbeelding 3.2 Beheerunit



De afmetingen van de paalfundering zijn bepaald op basis van een indicatieve berekening, zie bijlage III:

- prefab-betonpalen, vk. 250, PPN -15,5 m, paallengte 15 m;
- palen hart op hart 4 m à 5 m, totaal achttien palen;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

3.3 Zettingen

Autonome zakking

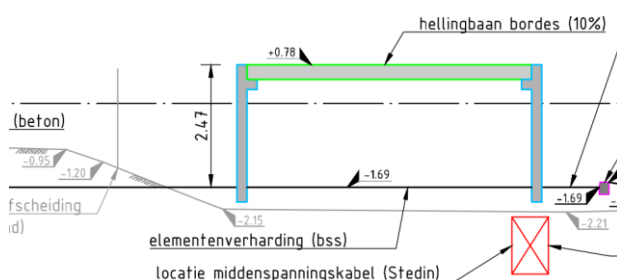
Autonome zakkig, kruip, treedt op over het gehele terrein en heeft daarom geen invloed op verschilzettingen en worden derhalve niet meegenomen in de berekening van de restzetting. De autonome zakking is berekend met DS-ettlement en bedraagt 11 cm voor de periode van 30 jaar.

Op basis van de zakkens is de autonome zakking hoger, 1 mm/maand is 36 cm, echter is de periode van monitoring te kort voor extrapolatie van de autonome zakking naar 30 jaar en de gemeten zakking kan ook nog primaire zakking bevatten van de belastingverhoging in het verleden.

Locatie dwarsdoorsnede A-A

De ophoging in dwarsdoorsnede A betreft de ophoging bij de oprit naar het bordes. De ophoging is 0,52 m en ligt ter plaatse van de asfaltverharding aan de oostzijde van het terrein. In de nieuwe situatie ligt er een elementenverharding, zie afbeelding 3.3.

Afbeelding 3.3 Ophoging bij doorsnede A-A [ref. 3]



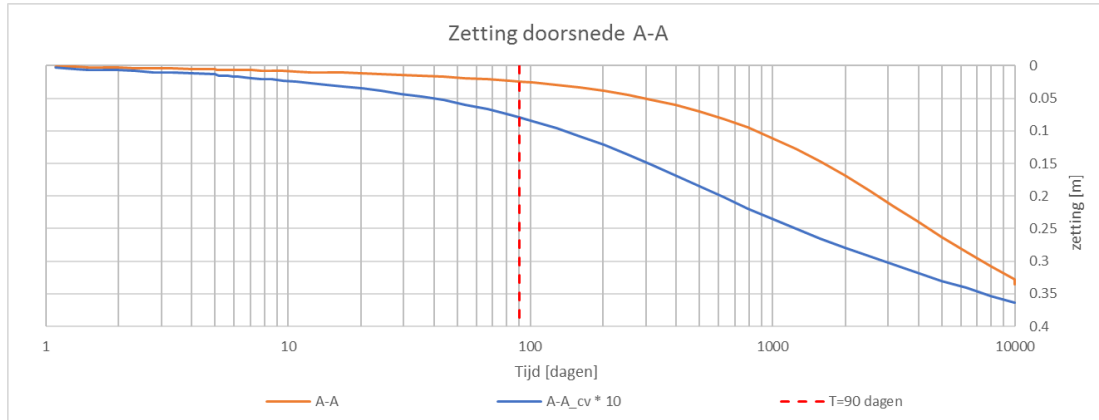
De berekeningsresultaten zijn weergegeven in tabel 3.2 en afbeelding 3.4. De berekende restzetting is 19 cm.

Tabel 3.2 Berekeningsresultaten dwarsdoorsnede A-A

Doorsnede	totale zetting [cm]	totale restzetting [cm]	kruip [cm]	restzetting - kruip [cm]
A-A oprit	33	30	11	19

De c-waarde van de cohesieve lagen is een onzekere factor. Als gevoeligheidsanalyse is het zettingsverloop ook bepaald met een c-waarde die een factor 10 groter is, zie afbeelding 3.4. Conclusie dat de totale zetting gering toeneemt, maar restzetting iets afneemt ($29 - 11 = 18$ cm).

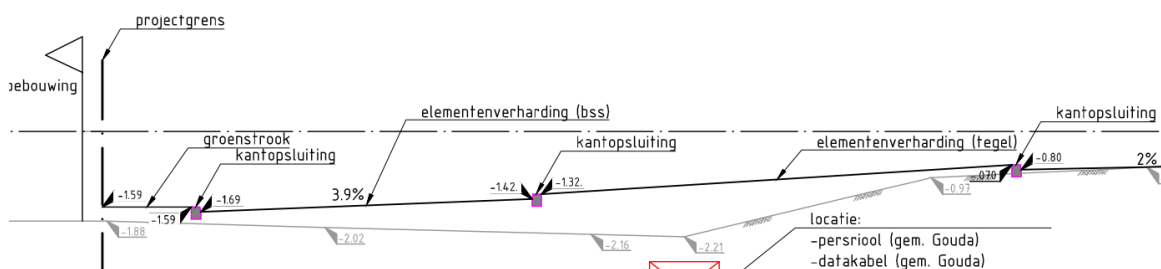
Afbeelding 3.4 Berekeningsresultaten zettingsberekeningen doorsnede A-A



Locatie dwarsdoorsnede C-C

De ophoging in dwarsdoorsnede C betreft een talud aan de oostzijde van het terrein. De ophoging is varieert van 0,1 m tot 1,1 m. In de nieuwe situatie ligt er een elementenverharding, zie afbeelding 3.5.

Afbeelding 3.5 Ophoging bij doorsnede C-C [ref. 3]



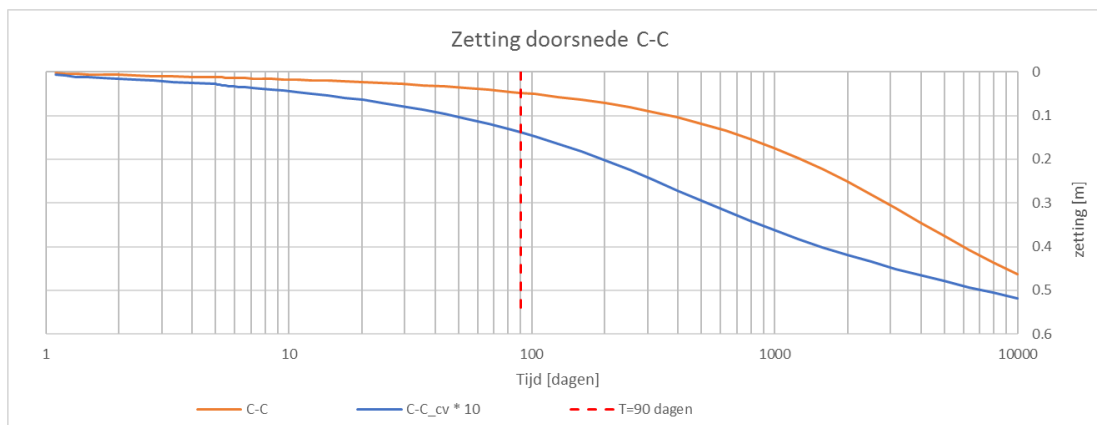
Afbeelding 3.6 berekeningsresultaten zijn weergegeven in tabel 3.3 en afbeelding 3.6. De berekende restzetting is 31 cm. Met lichte ophoogmaterialen kan de restzetting gereduceerd worden, echter is de laagdikte en absolute zetting te gering voor een significant effect. Bovendien zijn dit de resultaten van de locatie met de grootste ophoging, gezien de driehoeksvorm nemen de (rest)zettingen snel af naar de rand van de ophoging.

Tabel 3.3 Berekeningsresultaten dwarsdoorsnede C-C

Doorsnede	totale zetting [cm]	totale restzetting [cm]	kruip [cm]	restzetting - kruip [cm]
C-C talud	46	42	11	31

Als gevoeligheidsanalyse is het zettingsverloop ook bepaald met een cv waarde die een factor 10 groter is, zie afbeelding 3.6. Conclusie dat de totale zetting gering toeneemt, maar restzetting gelijk is.

Afbeelding 3.6 Berekeningsresultaten zettingsberekeningen doorsnede C-C



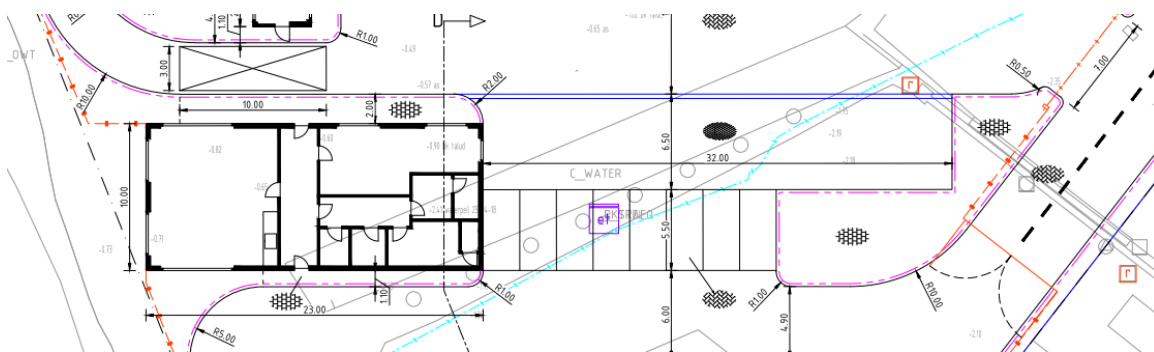
Locatie dwarsdoorsnede D-D

De ophoging in dwarsdoorsnede D betreft de demping van de huidige watergang. Zoals te zien is in afbeelding 3.7 kruist de huidige te dempen watergang een gebouw (beheerunit) en ten oosten van het gebouw een elementen verharding en een vloestofdichte vloer van beton. In verband met deze vloer is het van belang dat (verschil)zettingen zoveel mogelijk gereduceerd worden.

De ophoging is 1,14 m. Naast de huidige watergang wordt het maaiveld circa 1 m verlaagd. Toekomstige zettingen naast de watergang zullen derhalve zeer gering zijn, de grond wordt immers ontlast. Daarom is het van belang de zettingen ter plaatse van de watergang zoveel mogelijk te reduceren. Daarom wordt ervan uitgegaan dat de sliblaag verwijderd wordt en wordt het effect van licht ophoogmateriaal onderzocht (volumiek gewicht $11,5 \text{ kN/m}^3$).

Tijdelijke voorbelasting is buiten beschouwing gelaten gezien de beperkte beschikbare tijd voor de voorbelasting.

Afbeelding 3.7 Huidige en nieuwe situatie ter plaatse van de huidige watergang

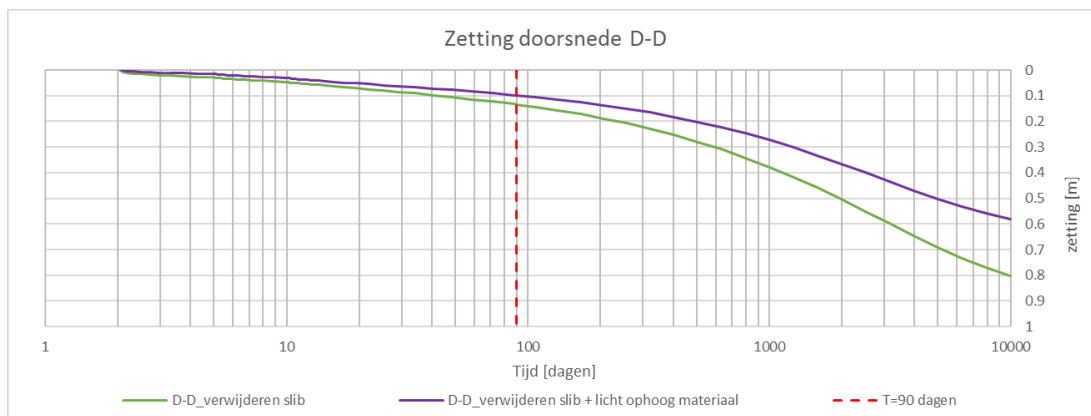


De berekeningsresultaten zijn weergegeven in tabel 3.4 en afbeelding 3.8.

Tabel 3.4 Berekeningsresultaten dwarsdoorsnede D-D

Doorsnede	totale zetting [cm]	totale restzetting [cm]	kruip [cm]	restzetting - kruip [cm]
D-D zonder slib	80	67	11	56
D-D L.O.M. zonder slib	58	48	11	37

Afbeelding 3.8 Berekeningsresultaten zettingsberekeningen doorsnede D-D



Geconcludeerd wordt dat ook met aanvullende maatregelen de restzetting significant is. De vloeistofdichte vloer ligt deels op de huidige watergang en deels naast huidige watergang waar het maaiveld verlaagd wordt. Hierdoor is het zettingsgedrag onder de vloer voor beide locaties zeer verschillend, zowel een ontlasting van circa 1 m als een belasting van circa 1 m, waardoor de verschilzetting groter kan zijn dan berekend. Bovendien is de belasting op de vloer niet meegenomen, dit kan zowel een permanente als veranderlijke belasting zijn, waardoor de zettingen nog toe kunnen nemen.

Om het verschil in zettingsgedrag in de ondergrond op te vangen dient in het constructief ontwerp van de vloer hiermee rekening gehouden te worden. Indien de (rest)zettingen te groot zijn voor de vloeistofdichte vloer, kan overwogen worden de vloer te funderen op palen, hierbij moet gedacht worden aan:

- prefab-betonpalen, vk. 250, PPN -15,5 m, paallengte 14 m;
- drie palenrijen in dwarsrichting en 7 in lengterichting, totaal 21 palen;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

4 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In deze notitie is het ontwerp van de fundering van het bordes en de beheerunit bepaald op VO-niveau en zijn de zetting berekend voor de locaties waar opgehoogd wordt.

Voor het bordes is een fundering op staal mogelijk met poeren van 2,5 m x 2,5 m. Er dient minimaal 1 m zand of bestaande toplaag onder de fundering aanwezig te zijn, het faalmechanisme pons is maatgevend. Indien de toplaag lokaal te dun is, moet rekening worden gehouden met grondverbetering onder de fundering. Aan de andere kant geldt dat als de toplaag dikker is bij de kolommen de fundering geoptimaliseerd worden.

De afmetingen van de poeren zijn relatief groot. Om te beoordelen hoe de kosten van een fundering op staal zich verhouden tot een paalfundering, zijn de afmetingen voor een paalfundering voor het bordes bepaald op basis van een indicatieve berekening:

- prefab-betonpalen, vk. 350, PPN -17 m, paallengte 16,5 m;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

De beheerunit staat deels op de huidige te dempen watergang en deels naast de watergang waar het maaiveld verlaagd wordt. Door dit verschil in de ondergrond zijn verschilzettingen te verwachten bij een fundering op staal. Derhalve wordt geadviseerd om de beheerunit op palen te funderen. De afmetingen van de paalfundering zijn ingeschat op basis van een indicatieve berekening:

- prefab-betonpalen, vk. 250, PPN -15,5 m, paallengte 15 m;
- palen hart op hart 4 m à 5 m, totaal achttien palen;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

Voor drie locaties waar opgehoogd wordt zijn de te verwachten (rest)zettingen berekend. Voor de locaties in dwarsprofielen A-A en C-C [ref. 3] bedraagt de restzetting respectievelijk 19 cm en 31 cm. Voor de locatie in dwarsprofiel D-D ter plaatse van de te dempen watergang is de restzetting significant. Voor het dempen is het van belang dat de huidige sliblaag verwijderd wordt en door het toepassen van lichte ophoogmaterialen worden restzettingen gereduceerd. Echter met toepassing van beide maatregelen is de verwachte restzetting nog steeds 37cm. Dit is van invloed op de vloeistofdichte vloer welke deels op de huidige te dempen watergang ligt en deels naast de watergang waar het maaiveld verlaagd wordt. Indien de (rest)zettingen te groot zijn voor de vloeistofdichte vloer, kan overwogen worden de vloer te funderen op palen, hierbij moet gedacht worden aan:

- prefab-betonpalen, vk. 250, PPN -15,5 m, paallengte 14 m;
- drie palenrijen in dwarsrichting en 7 in lengterichting, totaal 21 palen;
- in de (harde) toplaag moet rekening gehouden worden met voorboren.

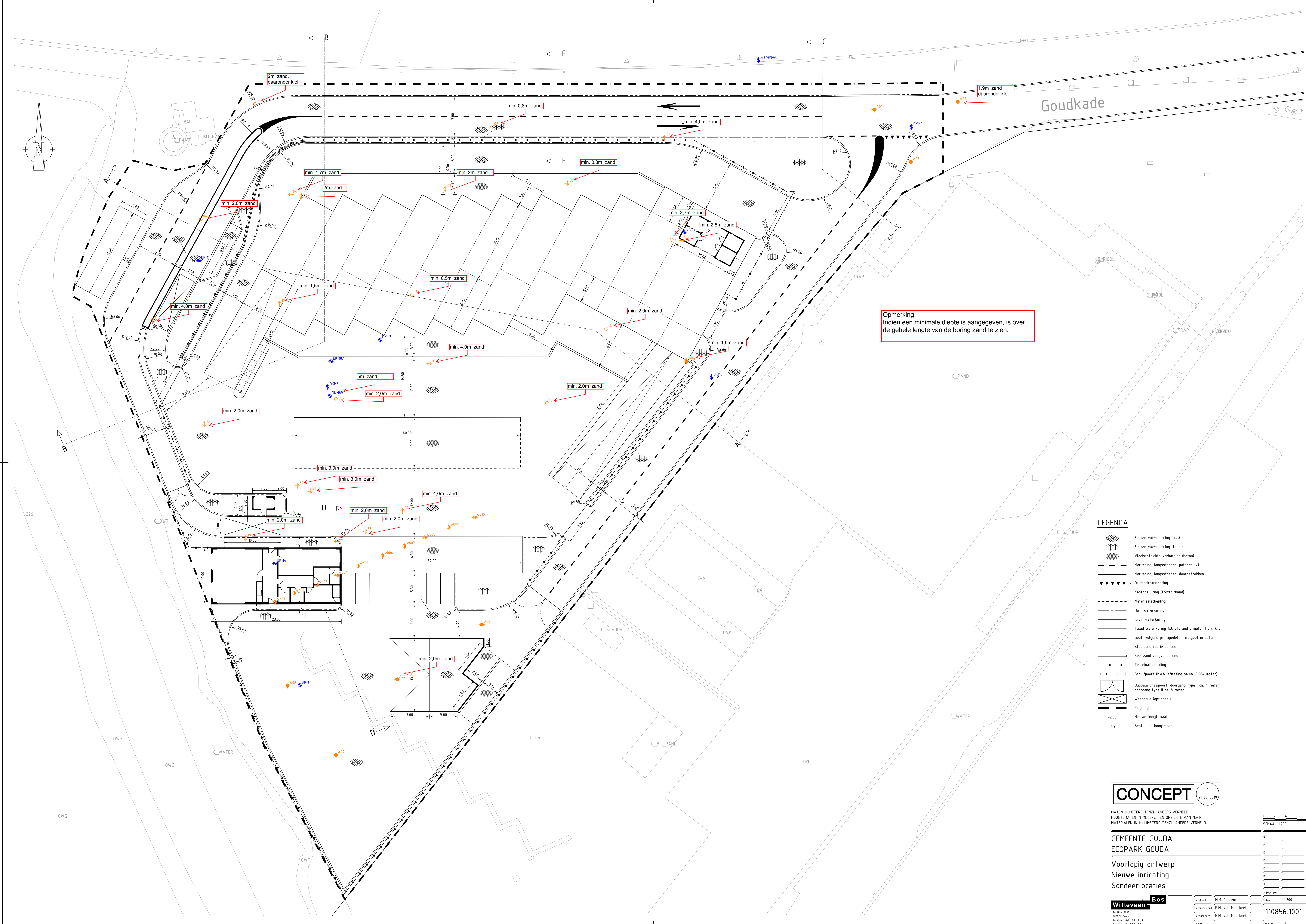
Opgemerkt wordt zettingsberekeningen een relatief grote onnauwkeurigheidsmarge hebben, met name doordat er geen laboratorium onderzoek beschikbaar is en de exacte dikte van de toplaag onzeker is. In de uitgevoerde berekeningen moet daarom rekening gehouden met een onnauwkeurigheidsmarge van + en - 50 %. De gevoeligheid van de c_v -waarde is onderzocht door de c_v -waarde met een factor 10 te verhogen. Geconcludeerd is dat de totale zettingen gering toenemen, maar de verschilzetting afneemt.

Op het terrein is de dikte van de toplaag en de hoogte van de opslag van materiaal (voorbelasting) variabel. Daarom zijn verschilzettingen te verwachten voor de toekomstige situatie en moet rekening gehouden worden met het ophogen en/of herstellen van de verharding gedurende de gebruiksperiode van het terrein.

Voor de vervolgfase wordt geadviseerd om aanvullend grondonderzoek uit te voeren. Met name de bepaling van de dikte van de toplaag is van belang voor de funderingsberekeningen bij toepassing van fundering op staal.



BIJLAGE: OVERZICHT GRONDONDERZOEK EN DIKTE TOPLAAG



Opmerking:
Indien een minimale diepte is aangegeven, is over de gehele lengte van de boring zand te zien.

LEGENDA

- Elementenverharding (bss)
- Elementenverharding (tegel)
- Vloestofdichte verharding (beton)
- Markering, langsstrepen, patroon 1-1
- Markering, langsstrepen, doorgetrokken
- Driehoeksmarkering
- Kantopsluiting (frottairband)
- Materiaalscheiding
- Hard waterkering
- Kruin waterkering
- Talud waterkering 1:3, afstand 3 meter t.o.v. kruin
- Goot, volgens principedetail: molgoot in beton
- Staalconstructie bordes
- Keerwand veegeuilbordes
- Terreinafscheiding
- Schuifpoort (h.o.h. afmeting palen: 9.084 meter)
- Dubbele draaipoort, doorgang type I ca. 4 meter, doorgang type II ca. 8 meter
- Weegbrug (optioneel)
- Projectgrens
- Nieuwe hoogtemaat
- Bestaande hoogtemaat

CONCEPT 1
21-02-2019

MATEN IN METERS TENZIJ ANDERS VERMELD
HOOGTEMATEN IN METERS TENZIJ ANDERS VERMELD
MATERIALEN IN MILLIMETERS TENZIJ ANDERS VERMELD

GEEMEENTE GOUDA
ECOPARK GOUDA

Voorlopig ontwerp
Nieuwe inrichting
Sondeerlocaties

Witteveen Bos
Postbus 3445
4700 GH Gouda
Telefoon 0181 533 33 33
Telefax 0181 533 33 44

Gefascineerd M.M. Cordrop
Gecontroleerd R.M. van Meerkerk
Goedgekeurd R.M. van Meerkerk
Batum

0	2	4	6	8
SCHAAL 1:200				
S				
F				
E				
D				
C				
B				
A				
W				
W				
Schaal	1200			
110856.1001				
Formaat	A0			



BIJLAGE: BELASTINGEN

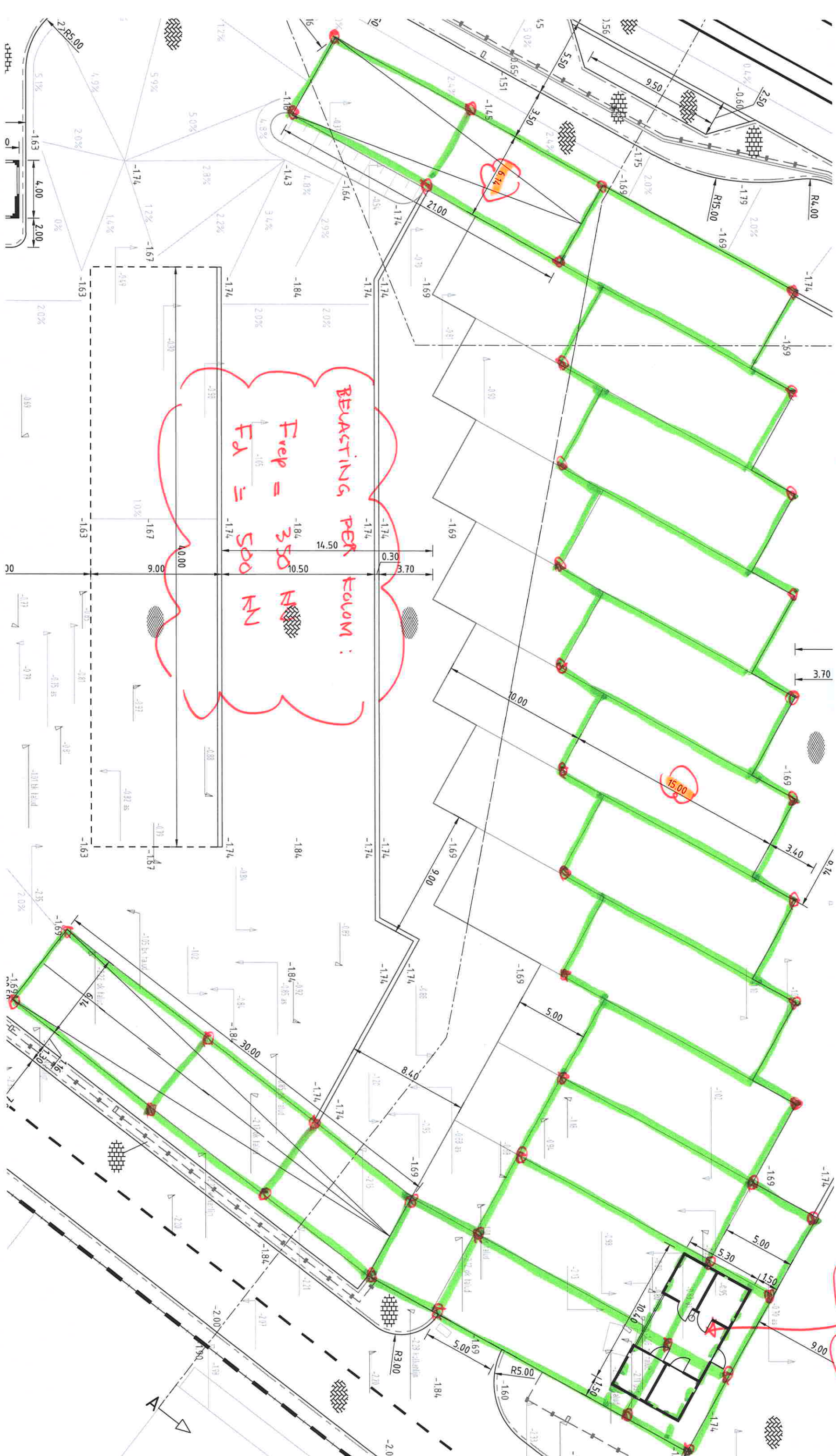
Boards

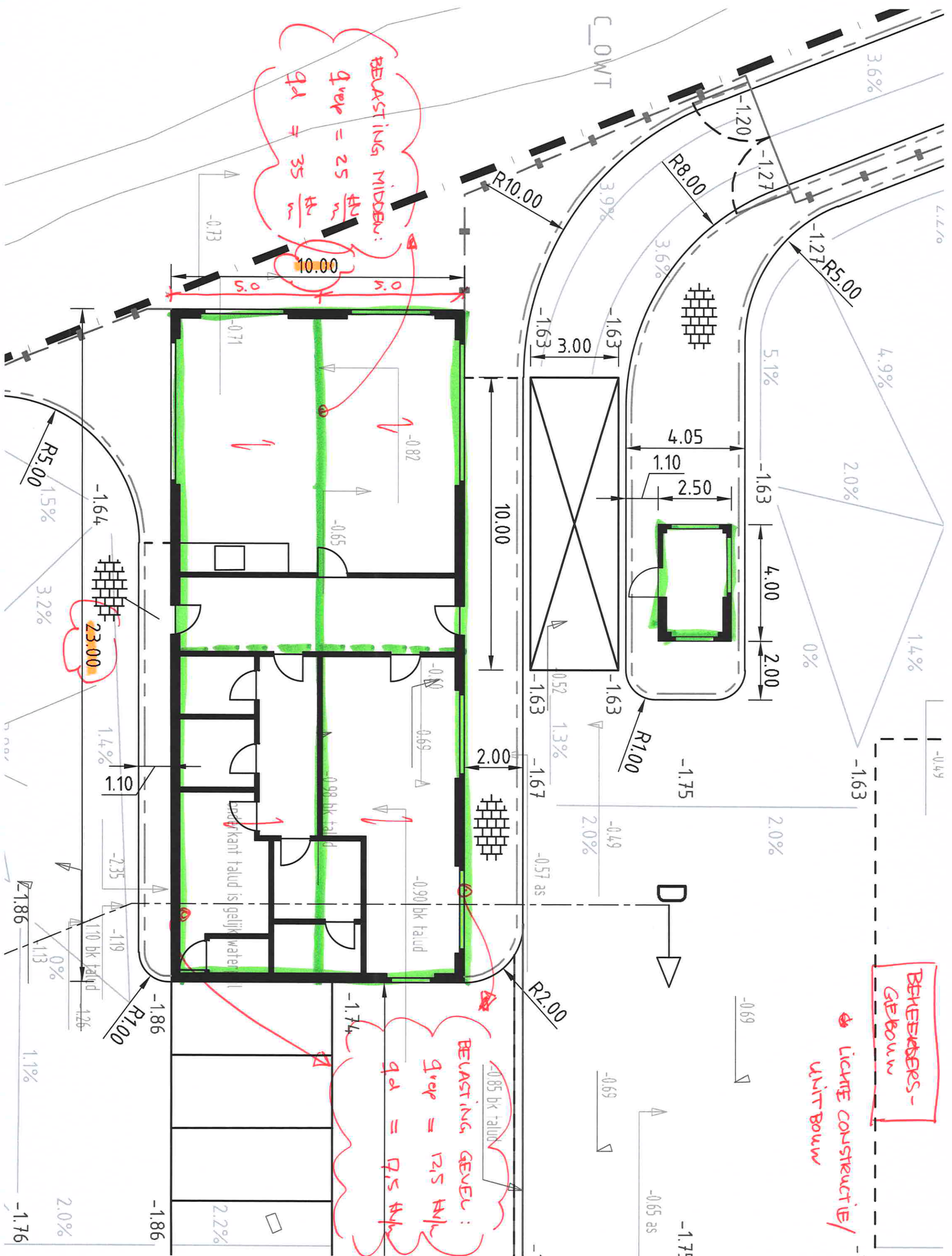
STALCONSTRUCTIE/
1 PARKERINGAAGT

ST. VIGORS

10/5/23

KGA-DEPT







BIJLAGE: BEREKENINGSRESULTATEN FUNDERINGEN

Project **Ecopark Gouda**
Projectcode **110856**
Onderwerp **Fundering bordes**
Adviseur **B. Seesing**
Datum **21-3-2019**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN
geometrie

type fundering	rectangular foundation		algemeen		
prefab / in-situ		prefab	taal	=	NL
breedte	B	= 2.50 m	referentieniveau	=	NAP
lengte	L	= 2.50 m	veiligheidsklasse	=	RC2
--			volumiek gewicht water	γ_{wd}	= 10 kN/m ³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d	= 0.0 kN
excentriciteit H	e_H	= 0.00 m
moment door H	$M_{H,d}$	= 0.0 kNm
hoek H met lengterichting	κ	= 0 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$	= 0.0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$	= 0.0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$	= 616 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$	= 616 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{y,B}$	= 0.00 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{y,L}$	= 0.00 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$	= 0.0 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$	= 0.0 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	$M_{d,B}$	= 0.0 kNm	maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)		
totaal moment, lengterichting	$M_{d,L}$	= 0.0 kNm	laat tussenliggende berekeningen zien voor	ongunstig	

ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaiveld	$Z_{surface}$	= -1.69 m+NAP
maaiveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	= 0.00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$	= -2.49 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$	= -2.41 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	= 2.50 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	= 2.50 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	= 6.25 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	c_{wk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	γ_{satk} [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H·X	H·X· c'_d	H·X· ϕ'_d	H·X· γ'_d
1	zand	-1.69	-2.41	0.72	32.5	0.0	0.0	18.0	20.0	16.4	11.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	zand	-2.41	-2.49	0.08	32.5	0.0	0.0	18.0	20.0	8.2	12.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	zand	-2.49	-3.49	1.00	32.5	0.0	0.0	18.0	20.0	8.2	20.6	2.79	2.79	0.00	80.75	22.79
4	klei	-3.49	-6.60	3.11	15.0	1.0	25.0	15.0	15.0	3.6	31.9	1.14	2.61	1.63	34.26	9.50
5	veen	-6.60	-9.00	2.40	15.0	2.5	20.0	12.0	12.0	0.9	34.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	klei	-9.00	-11.20	2.20	15.0	1.0	25.0	15.0	15.0	3.6	42.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	veen	-11.20	-12.50	1.30	15.0	2.5	20.0	12.0	12.0	0.9	43.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	klei	-12.50	-13.50	1.00	15.0	1.0	25.0	15.0	15.0	3.6	46.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	zand	-13.50	-16.00	2.50	32.5	0.0	0.0	18.0	20.0	8.2	67.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10																
partiële veiligheidsfactoren (materiaal)					1.15	1.60	1.35	1.10				Σ	5.40	1.63	115.01	32.29

BEREKENINGEN
afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inv. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k	= 24.2 °	berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand		
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	= 7.82 m	gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)		geval c
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	= 3.29 m	gedraineerde toestand → controle doorpensen?		ja
invloedsniveau	d_e	= -5.78 m+NAP	ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)		geval c
			ongedraineerde toestand → controle squeezing?		nee

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	= 12.44 kPa	verificatie verticaal draagvermogen		
effectieve gewogen cohesie	$c'_{equ,d}$	= 0.30 kPa	verticale belasting (ongunstig)	V_d	= 616.2 kN
effectieve gewogen hoek v. inv. wrijving	$\phi'_{equ,d}$	= 21.3 °	verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$	= 976.5 kN
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$	= 5.98 kN/m ³	unity check ($V_d/V_{R,drd} \leq 1,0$)		= 0.63 -
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	= 16.13 -			
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	= 7.29 -	verificatie horizontale schuifweerstand		
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	= 4.91 -	horizontale belasting	H_d	= 0.0 kN
vormfactor - cohesie	S_c	= 1.42 -	δ / ϕ'	R_{int}	= 0.67 -
vormfactor - bovenbelasting	S_q	= 1.36 -	wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 32.5^\circ$)	δ_d	= 19.3 °
vormfactor - effectief volumiek gewicht	S_γ	= 0.70 -	wrijvingscoëfficiënt	c_f	= 0.35 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	= 1.00 -	schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$	= 216.1 kN
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	= 1.00 -	unity check ($H_d/H_{R,drd} \leq 1,0$)		= 0.00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	= 1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	= 1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	= 1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	= 1.00 -			
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	= 156.2 kPa			

Project **Ecopark Gouda**
Projectcode **110856**
Onderwerp **Fundering bordes**
Adviseur **B. Seesing**
Datum **21-3-2019**

gedraineerde toestand (pons)

minder draagkrachtige laag	nr.	=	4	verificatie verticaal draagvermogen		
bovenkant minder draagkrachtige laag	$Z_{top,punch}$	=	-3.49 m+NAP	verticale belasting (ongunstig)	$V_d + V_{add,d}$	= 699.9 kN
fictieve breedte op -3.49 m+NAP	$B_{fict,punch}$	=	2.78 m	vert. draagvermogen gedraineerd (pons)	$V_{R,dr,punch,d}$	= 738.2 kN
fictieve lengte op -3.49 m+NAP	$L_{fict,punch}$	=	2.78 m	unity check ($(V_d + V_{add,d})/V_{R,dr,punch,d} \leq 1,0$)		= 0.95 -
fictief oppervlak op -3.49 m+NAP	$A_{fict,punch}$	=	7.73 m ²			
extra verticale (grond) belasting	$V_{add,d}$	=	83.7 kN	verificatie horizontale schuifweerstand		
hoek v. inw. wrijving onder fict. funderingsniveau	φ'_k	=	15.0 °	horizontale belasting	H_d	= 0 kN
invloedsdiepte bezwijkvlak ($\varphi' = 15.0^\circ$)	$Z_{e,punch}$	=	2.79 m	wrijvingshoek contactvlak (met $\varphi'_k = 15.0^\circ$)	d_d	= 13.1 °
invloedsniveau ($\varphi' = 15.0^\circ$)	$d_{e,punch}$	=	-6.28 m+NAP	wrijvingscoëfficiënt	C_f	= 0.23 -
effectieve verticale spanning fict. funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	20.62 kPa	schuifweerstand gedraineerd (pons)	$H_{R,dr,punch,d}$	= 163.1 kN
effectieve gewogen cohesie	$c'_{equ,d}$	=	0.63 kPa	unity check ($H_d/H_{R,dr,punch,d} \leq 1,0$)		= 0.00 -
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\varphi'_{equ,d}$	=	13.1 °			
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$	=	3.64 kN/m ³			
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	9.87 -			
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	3.30 -			
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	1.07 -			
vormfactor - cohesie	s_c	=	1.33 -			
vormfactor - bovenbelasting	s_q	=	1.23 -			
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ	=	0.70 -			
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1.00 -			
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	1.00 -			
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1.00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	=	1.00 -			
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	95.4 kPa			

ongedraineerde toestand

ongedraineerde laag	nr.	=	4	verificatie verticaal draagvermogen		
bovenkant ongedraineerde laag	$Z_{top,undr}$	=	-3.49 m+NAP	verticale belasting (ongunstig)	$V_d + V_{add,d}$	= 699.9 kN
fictieve breedte op -3.49 m+NAP	$B_{fict,undr}$	=	2.78 m	verticaal draagvermogen ongedraineerd	$V_{R,undr,d}$	= 1043.2 kN
fictieve lengte op -3.49 m+NAP	$L_{fict,undr}$	=	2.78 m	unity check ($(V_d + V_{add,d})/V_{R,undr,d} \leq 1,0$)		= 0.67 -
fictief oppervlak op -3.49 m+NAP	$A_{fict,undr}$	=	7.73 m ²			
extra verticale (grond) belasting	$V_{add,d}$	=	83.7 kN	verificatie horizontale schuifweerstand		
invloedsdiepte bezwijkvlak ($\varphi' = 0^\circ$)	$Z_{e,undr}$	=	1.95 m	horizontale belasting	H_d	= 0.0 kN
invloedsniveau ($\varphi' = 0^\circ$)	$d_{e,undr}$	=	-5.44 m+NAP	schuifweerstand ongedraineerd	$H_{R,undr,d}$	= 143.2 kN
ongedraineerde schuifsterkte (§6.5.2.2(m))	$c_{u,d}$	=	18.52 kPa	unity check ($H_d/H_{R,undr,d} \leq 1,0$)		= 0.00 -
vormfactor - cohesie	s_c	=	1.20 -			
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1.00 -	verificatie squeezezen		
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1.00 -	n.v.t. → geen niet-coh. laag invloedsdiepte		= --
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1.00 -	--		= --
effectieve verticale spanning fict. funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	20.6 kPa	--		= --
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	134.9 kPa			

kantelstabiliteit

dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting	e_B	=	0.00 m	excentriciteit lengterichting	e_L	= 0.00 m
1/3 breedte fundering	$1/3 \cdot B$	=	0.83 m	1/3 lengte fundering	$1/3 \cdot L$	= 0.83 m
unity check ($e_B / (1/3 \cdot B) \leq 1,0$)		=	0.00 -	unity check ($e_L / (1/3 \cdot L) \leq 1,0$)		= 0.00 -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	616.2	976.5	0.63	ok
		gunstig	616.2	976.5	0.63	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	699.9	738.2	0.95	ok
		gunstig	679.0	738.2	0.92	ok
	ongedraineerd	ongunstig	699.9	1043.2	0.67	ok
		gunstig	679.0	1043.2	0.65	ok
verificatie horizontale schuifweerstand	ongedraineerd (squeezezen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	gedraineerd	ongunstig	0.0	216.1	0.00	ok
		gunstig	0.0	216.1	0.00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	0.0	163.1	0.00	ok
		gunstig	0.0	158.2	0.00	ok
verificatie kantelstabiliteit	ongedraineerd	ongunstig	0.0	143.2	0.00	ok
		gunstig	0.0	143.2	0.00	ok
	dwarsrichting	ongunstig	0.00	0.83	0.00	ok
		gunstig	0.00	0.83	0.00	ok
	lengterichting	ongunstig	0.00	0.83	0.00	ok
		gunstig	0.00	0.83	0.00	ok

project: **Ecopark Gouda**
 projectcode: **110856**
 subject: **Paalfundering borders**
 prepared by: **B. Seesing**
 version and date: **000 (1-4-2015)**

TITLE

Calculation of pile bearing capacity in accordance with NEN-EN 9997-1-c1 (Eurocode 7)

STARTING POINTS

General information

Reference level RL = **NAP**
 Rigid construction **no**
 Excavation after pile installation **no**
 CPT name **dkm-5**
 Surface level Z_{surf} = **-0.69** m+NAP
 Groundwater level Z_{gw} = **-2.41** m+NAP

Soil profile

Layer #	Bottom level m+NAP	$q_{c,avg}$ MN/m ²	$f_{s,avg}$ MN/m ²	Soil type	$\gamma_{dry,rep}$ kN/m ³	$\gamma_{sat,rep}$ kN/m ³	ϕ_{rep} °	OCR
1	-2.86	1.0	0.01	Sand/Gravel	18.0	20.0	32.5	1.0
2	-6.6	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
3	-9.0	0.5	0.08	Peat	12.0	12.0	15.0	1.0
4	-11.2	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
5	-12.5	0.5	0.08	Peat	12.0	12.0	15.0	1.0
6	-13.5	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
7	-20.0	10.0	0.01	Sand/Gravel	18.0	20.0	32.5	1.0

Pile information

Pile shape **Square/rectangular** -
 Smallest side pile tip a_{tip} = **0.350** m
 Largest side pile tip b_{tip} = **0.350** m
 Smallest side pile shaft a_{shaft} = **0.350** m
 Largest side pile shaft b_{shaft} = **0.350** m
 Pile head level Z_{head} = **-0.69** m+NAP
 Pile tip level Z_{tip} = **-17.0** m+NAP
 Pile type **Concrete pile** -

Pile description (optional) **prefab** -

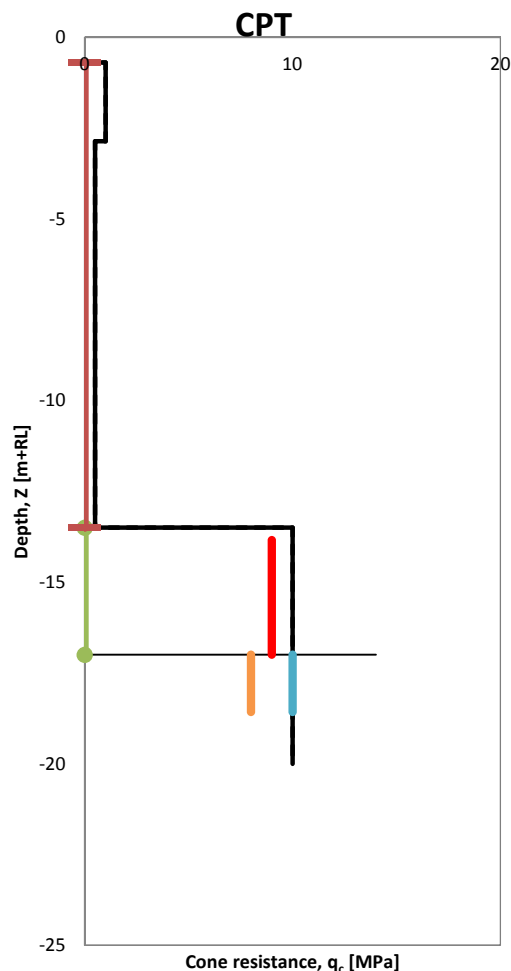
Installation method **Vibrating** -
 Pile type factor tip α_p = **0.700** -
 Pile type factor shaft in sand α_s = **0.010** -
 Load-displacementcurve **1** -
 Influence factor pile tip shape β = **1.00** -
 Centre-to-centre distance piles S = **6.00** m
 Excavation level Z_{exc} = **-0.69** m+NAP
 Top level shaft friction Z_{sh} = **-13.5** m+NAP
 Number of piles in x-direction n_x = **1.0** -
 Number of piles in y-direction n_y = **1.0** -
 Stiffness type **head**
 Use group effect for stiffness? **no**

Pile loading

Characteristic load (SLS) F_{rep} = **350** kN
 Design load (STR) F_d = **500** kN
 Calculate negative skin friction **yes**
 Bottom of negative skin friction zone Z_{nk} = **-13.5** m+NAP
 Cast in place concrete pile? (determines δ_i) **no**
 Representative value of surface loading $p_{sur,rep}$ = **0.0** kN/m²
 Smoothness coating used? **no**

Safety factors

Safety factor pile tip γ_b = **1.20** -
 Safety factor pile shaft γ_s = **1.20** -
 Safety factor negative skin friction $\gamma_{f,nk}$ = **1.00** -
 Correlation factor ξ = **1.28** -



project: Ecopark Gouda
projectcode: 110856
subject: Paalfundering borders
prepared by: B. Seesing
version and date: 000 (1-4-2015)

CPT cone resistance

Minimum lowerbound influence zone	$z_{tip} + 0,7D_{eq}$	=	-17.28 m+NAP
Maximum lowerbound influence zone	$z_{tip} + 4D_{eq}$	=	-18.58 m+NAP
Upperbound influence zone	$z_{tip} - 8D_{eq}$	=	-13.84 m+NAP
Averaged value cone resistance trajet I	$q_{C1,avg}$	=	10.0 MN/m ²
Averaged value cone resistance trajet II	$q_{CII,avg}$	=	8.0 MN/m ²
Averaged value cone resistance trajet III	$q_{CIII,avg}$	=	9.0 MN/m ²
Average Young's modulus of soil below 4D from pile tip	$E_{ea,gem}$	=	60000 kN/m ²

CALCULATIONS

Pile information

Equivalent diameter tip	D_{eq}	=	0.395 m
Equivalent diameter shaft	d_{eq}	=	0.395 m
Pile length	L	=	16.31 m
Length of positive shaft friction	ΔL	=	3.50 m
Geometric ratio pile tip	r	=	1.00 -
Influence factor pile tip	s	=	1.00 -
Slenderness	λ	=	41.30 -
Shaft perimeter	O_s	=	1.40 m
Pile tip surface	A_p	=	0.123 m ²
Unloading due to excavation	$\Delta\sigma'_{v,exc}$	=	0.00 kN/m ²
Excavation reduction type		=	no excavation

Negative skin friction

Thickness of negative skin friction zone	d_{nk}	=	12.81 m
Pile group calculation?		=	no
Average circumference pile shaft	$O_{s,gem}$	=	1.40 m
Negative skin friction, representative value	$F_{nk,rep}$	=	213.69 kN
Negative skin friction, design value	$F_{nk,d}$	=	213.69 kN

Bearing capacity (STR)

Bearing capacity pile tip, calculation value	$R_{b,cal,max}$	=	772 kN
Bearing capacity pile shaft, calculation value	$R_{s,cal,max}$	=	490 kN
Total bearing capacity, calculation value	$R_{c,cal,max}$	=	1262 kN
Total bearing capacity, characteristic value	$R_{c,k}$	=	986 kN
Total bearing capacity, design value	$R_{c,d}$	=	821 kN

Vertical displacements (SLS)

Displacement due to pile loading	s_b	=	2.2 mm
Force in pile tip	$R_{b,cal}$	=	242.7 kN
Force in pile shaft	$R_{s,cal}$	=	290.9 kN
Average normal force in shaft	F_{gem}	=	308 kN
Shaft surface area	A_s	=	0.12 m ²
Nominal Young's modulus shaft material	$E_{paal, nom}$	=	2.00E+07 kN/m ²
Displacement due to elastic deformation of the pile	s_{el}	=	2.0 mm
Vertical displacement single pile	s_1	=	4.3 mm
Shapfactor loaded area	m^*	=	0.950 -
Vertical stress at 4D below pile tip	$\sigma_{v,4D}$	=	56.81 kN/m ²
Loaded area at 4D below pile tip	A_{4D}	=	9.92 m ²
Vertical displacement pile group	s_2	=	0.0 mm
Total vertical displacement	s	=	4.3 mm

Axial stiffness (SLS)

Relevant displacement	s_{stiff}	=	4.3 mm
Secant stiffness	k_{sec}	=	81.6 MN/m
Low secant stiffness	$k_{low,sec}$	=	57.7 MN/m
High secant stiffness	$k_{high,sec}$	=	115.4 MN/m
Tangent stiffness	k_{tan}	=	128.7 MN/m
Low tangent stiffness	$k_{low,tan}$	=	91.0 MN/m
High tangent stiffness	$k_{high,tan}$	=	181.9 MN/m

project: Ecopark Gouda
projectcode: 110856
subject: Paalfundering beheerunit
prepared by: B. Seesing
version and date: 000 (1-4-2015)

TITLE

Calculation of pile bearing capacity in accordance with NEN-EN 9997-1-c1 (Eurocode 7)

STARTING POINTS

General information

Reference level RL = NAP
Rigid construction no
Excavation after pile installation no
CPT name dkm-5
Surface level Z_{surf} = -0.69 m+NAP
Groundwater level Z_{gw} = -2.41 m+NAP

Soil profile

Layer #	Bottom level m+NAP	$q_{c,avg}$ MN/m ²	$f_{s,avg}$ MN/m ²	Soil type	$\gamma_{dry,rep}$ kN/m ³	$\gamma_{sat,rep}$ kN/m ³	ϕ_{rep} °	OCR
1	-2.86	1.0	0.01	Sand/Gravel	18.0	20.0	32.5	1.0
2	-6.6	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
3	-9.0	0.5	0.08	Peat	12.0	12.0	15.0	1.0
4	-11.2	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
5	-12.5	0.5	0.08	Peat	12.0	12.0	15.0	1.0
6	-13.5	0.5	0.03	Clay	14.0	14.0	17.5	1.0
7	-20.0	10.0	0.01	Sand/Gravel	18.0	20.0	32.5	1.0

Pile information

Pile shape Square/rectangular -
Smallest side pile tip a_{tip} = 0.250 m
Largest side pile tip b_{tip} = 0.250 m
Smallest side pile shaft a_{shaft} = 0.250 m
Largest side pile shaft b_{shaft} = 0.250 m
Pile head level Z_{head} = -0.69 m+NAP
Pile tip level Z_{tip} = -15.5 m+NAP
Pile type Concrete pile -

Pile description (optional) prefab -

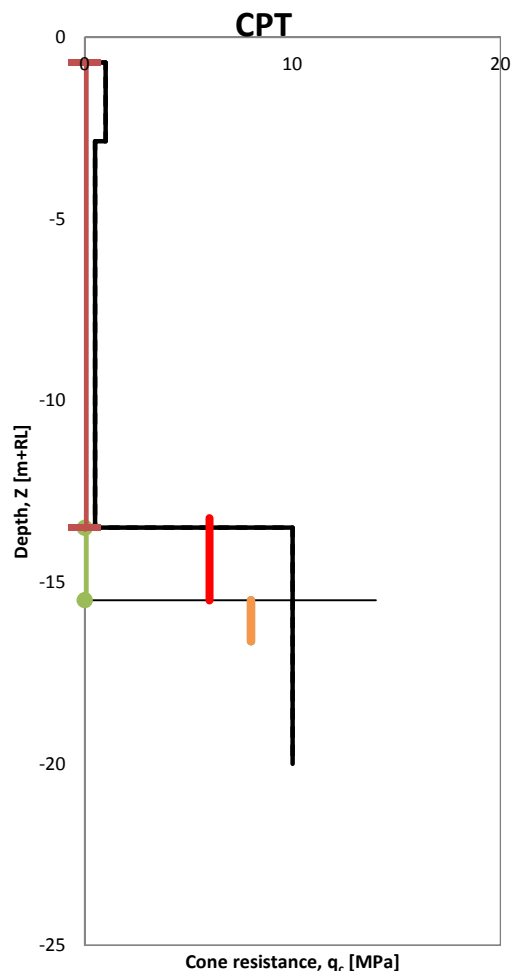
Installation method Vibrating -
Pile type factor tip α_p = 0.700 -
Pile type factor shaft in sand α_s = 0.010 -
Load-displacementcurve 1 -
Influence factor pile tip shape β = 1.00 -
Centre-to-centre distance piles S = 6.00 m
Excavation level Z_{exc} = -0.69 m+NAP
Top level shaft friction Z_{sh} = -13.5 m+NAP
Number of piles in x-direction n_x = 1.0 -
Number of piles in y-direction n_y = 1.0 -
Stiffness type head
Use group effect for stiffness? no

Pile loading

Characteristic load (SLS) F_{rep} = 175 kN
Design load (STR) F_d = 125 kN
Calculate negative skin friction yes
Bottom of negative skin friction zone Z_{nk} = -13.5 m+NAP
Cast in place concrete pile? (determines δ_i) no
Representative value of surface loading $p_{sur,rep}$ = 0.0 kN/m²
Smoothness coating used? no

Safety factors

Safety factor pile tip γ_b = 1.20 -
Safety factor pile shaft γ_s = 1.20 -
Safety factor negative skin friction $\gamma_{f,nk}$ = 1.00 -
Correlation factor ξ = 1.28 -



project: Ecopark Gouda
projectcode: 110856
subject: Paalfundering beheerunit
prepared by: B. Seesing
version and date: 000 (1-4-2015)

CPT cone resistance

Minimum lowerbound influence zone	$z_{tip} + 0,7D_{eq}$	=	-15.70 m+NAP
Maximum lowerbound influence zone	$z_{tip} + 4D_{eq}$	=	-16.63 m+NAP
Upperbound influence zone	$z_{tip} - 8D_{eq}$	=	-13.24 m+NAP
Averaged value cone resistance traject I	$qc_{I,avg}$	=	8.0 MN/m ²
Averaged value cone resistance traject II	$qc_{II,avg}$	=	8.0 MN/m ²
Averaged value cone resistance traject III	$qc_{III,avg}$	=	6.0 MN/m ²
Average Young's modulus of soil below 4D from pile tip	$E_{ea,gem}$	=	60000 kN/m ²

CALCULATIONS

Pile information

Equivalent diameter tip	D_{eq}	=	0.282 m
Equivalent diameter shaft	d_{eq}	=	0.282 m
Pile length	L	=	14.81 m
Length of positive shaft friction	ΔL	=	2.00 m
Geometric ratio pile tip	r	=	1.00 -
Influence factor pile tip	s	=	1.00 -
Slenderness	λ	=	52.50 -
Shaft perimeter	O_s	=	1.00 m
Pile tip surface	A_p	=	0.063 m ²
Unloading due to excavation	$\Delta\sigma'_{v,exc}$	=	0.00 kN/m ²
Excavation reduction type		=	no excavation

Negative skin friction

Thickness of negative skin friction zone	d_{nk}	=	12.81 m
Pile group calculation?		=	no
Average circumference pile shaft	$O_{s,gem}$	=	1.00 m
Negative skin friction, representative value	$F_{nk,rep}$	=	152.63 kN
Negative skin friction, design value	$F_{nk,d}$	=	152.63 kN

Bearing capacity (STR)

Bearing capacity pile tip, calculation value	$R_{b,cal,max}$	=	306 kN
Bearing capacity pile shaft, calculation value	$R_{s,cal,max}$	=	200 kN
Total bearing capacity, calculation value	$R_{c,cal,max}$	=	506 kN
Total bearing capacity, characteristic value	$R_{c,k}$	=	396 kN
Total bearing capacity, design value	$R_{c,d}$	=	330 kN

Vertical displacements (SLS)

Displacement due to pile loading	s_b	=	4.2 mm
Force in pile tip	$R_{b,cal}$	=	162.4 kN
Force in pile shaft	$R_{s,cal}$	=	159.0 kN
Average normal force in shaft	F_{gem}	=	175 kN
Shaft surface area	A_s	=	0.06 m ²
Nominal Young's modulus shaft material	$E_{paal, nom}$	=	2.00E+07 kN/m ²
Displacement due to elastic deformation of the pile	s_{el}	=	2.1 mm
Vertical displacement single pile	s_1	=	6.3 mm
Shapfactor loaded area	m^*	=	0.950 -
Vertical stress at 4D below pile tip	$\sigma_{v,4D}$	=	64.72 kN/m ²
Loaded area at 4D below pile tip	A_{4D}	=	5.06 m ²
Vertical displacement pile group	s_2	=	0.0 mm
Total vertical displacement	s	=	6.3 mm

Axial stiffness (SLS)

Relevant displacement	s_{stiff}	=	6.3 mm
Secant stiffness	k_{sec}	=	27.8 MN/m
Low secant stiffness	$k_{low,sec}$	=	19.7 MN/m
High secant stiffness	$k_{high,sec}$	=	39.3 MN/m
Tangent stiffness	k_{tan}	=	45.9 MN/m
Low tangent stiffness	$k_{low,tan}$	=	32.5 MN/m
High tangent stiffness	$k_{high,tan}$	=	65.0 MN/m