



Gevoeligheid verdiepte constructies opdrijven



Rapport

Eindrapport

Aveco de Bondt BV

Holten - Amstelveen - Breda - Eindhoven - Nieuwegein

Postbus 64, 7450 AB Holten

T +31 88 004 82 12

info@avecodebondt.nl

avecodebondt.nl

Gevoeligheid verdiepte constructies opdrijven

project Vervolg prioritering oprijfrisico verdiepte liggingen RWS
projectnummer 232252
projectleider Beatrijs Koet

datum 25 maart 2024
referentie 232252_AdB_RAP_0001_v2.0

opdrachtgever Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving
postadres Postbus 2232
3500 GE UTRECHT
contactpersoon T Bergsma

status Definitief
versie 2.0

paraaf
gecontroleerd drs. Jeroen Helder



Inhoudsopgave

Samenvatting	1
1 Inleiding	4
1.1 Inleiding	4
1.2 Scope	5
1.3 Leeswijzer	5
1.4 Gebruikte bronnen	5
1.5 Gegevensverzameling	6
2 Gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse	7
2.1 Methodiek	7
2.2 Resultaten gevoeligheidsanalyse	8
2.3 Resultaten onzekerheidsanalyse	8
3 Oprijfberekeningen	10
3.1 Verklarende begrippen oprijfberekeningen	10
3.2 Berekening veiligheid tegen opdrijven	11
3.3 Folieconstructies	12
3.3.1 Uitgangspunten volumieke massa folieconstructies	14
3.3.2 Berekeningswijze	15
3.3.3 Resultaten en conclusie	16
3.4 Constructies met trekpalen	16
3.4.1 Uitgangspunten volumieke massa trekpalen	18
3.4.2 Berekeningswijze	18
3.4.3 Resultaten en conclusie	19
3.5 Gewichtconstructies	20
3.5.1 Uitgangspunten volumieke massa gewichtconstructies	21
3.5.2 Berekeningswijze	21
3.5.3 Resultaten en conclusie	22
4 Mogelijk gevoelige en ongevoelige constructies	24
5 Conclusies en aanbevelingen	29
5.1 Gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse	29
5.2 Oprijfberekeningen	30
5.2.1 Folieconstructies	30
5.2.2 Constructies met trekpalen	30
5.2.3 Gewichtconstructies	30
5.2.4 Algemeen	30
5.3 Van prioritering naar (on)gevoeligheid	30
5.4 Aanbevelingen en vervolg	31



- Bijlage 1 Berekening folieconstructie 28H-308-02 Noorkerveld
- Bijlage 2 Berekening folieconstructie 37E-149-01 Oeververbinding Gaag
- Bijlage 3 Berekening constructie met trekpalen 37E-149-01 Oeververbinding Gaag
- Bijlage 4 Berekening constructie met trekpalen 28H-308-02 Noorkerveld
- Bijlage 5 Berekening gewichtsconstructie 58D-361-01 Swalmen
- Bijlage 6 Resultaten gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse
- Bijlage 7 Excellijst



Samenvatting

Om de effecten van klimaatverandering op netwerken in beeld brengen is in 2022 een landelijke klimaatstresstest van het hoofdwegennet uitgevoerd. Daarbij is onderzoek gedaan naar de gevoeligheid van verdiepte constructies van Rijkswaterstaat voor grondwaterstijgingen door klimaatverandering. Uit dit onderzoek bleek dat mogelijk alle verdiepte constructies in het hoofdwegennet van RWS gevoelig zijn voor opdrijven door veranderingen in grondwaterstand. Deze conclusie kwam niet overeen met de verwachtingen van RWS. Er zijn namelijk grote verschillen in bouwwijze en de fysieke omgeving die de gevoeligheid van een constructie bepalen, waardoor een onderscheid in gevoeligheid tussen de verschillende constructies verwacht is en niet alleen de stijging in de grondwaterstand leidend is. In het eerste onderzoek van Deltares is geen rekening gehouden met deze verschillen.

Om te onderzoeken of er een volgorde van urgentie aan te brengen is in het oprijfrisico van de verdiepte constructies is in een voorgaand onderzoek [4] een methodiek opgesteld voor een prioritering. Hiertoe heeft RWS een lijst opgeleverd met alle verdiepte constructies in het hoofdwegennet. Daarin waren ook (kleinere) onderdoorgangen onder een rijksweg door, zoals (fiets)tunneltjes, opgenomen. Filtering van deze objecten leverde een lijst op met een honderdtal geselecteerde objecten. Na selectie op basis van regionale spreiding, leeftijd en constructietype en overleg met RWS resulteerde dit in achtentwintig objecten. De methodiek is toegepast op deze achtentwintig objecten en resulteerde in een Excel lijst met scores voor (deel)objecten. In deze prioritering en filtering is naast de verwachte verandering in grondwaterstand bijvoorbeeld ook gekeken naar de beschikbaarheid van informatie. Of informatie wel of niet beschikbaar is leidt tot een andere score en beïnvloed daarmee dus de prioriteit van de betreffende constructie.

Deze eerste prioritering gaf inzicht in een mogelijke volgorde van urgentie in de objecten met betrekking tot opdrijven, maar geeft geen inzicht in de daadwerkelijke gevoeligheid van een object. Daarom is een vervolg onderzoek uitgevoerd welke wordt beschreven in het voorliggende rapport. In dit vervolgonderzoek zijn twee aspecten verder uitgewerkt:

- een analyse van de gebruikte gegevens en methode om de gevoeligheid van de methode voor onzekerheden vast te stellen en;
- berekeningen van de vijf deelobjecten met verschillende constructie typen van drie hoog geprioriteerde constructies in de lijst om het daadwerkelijke risico te berekenen.

Uit de analyse van de gebruikte gegevens blijkt dat de onzekerheden in grondwaterstanden en berekende effecten groot zijn. Het gebruik van landelijke (model) gegevens voor (punt) objecten resulteert in een lage nauwkeurigheid van de daadwerkelijke grondwaterstanden. Het ontsluiten van de ontwerpgegevens van de verdiepte constructies blijkt de grootste beperking in de nauwkeurigheid en gevoeligheid van de constructieve aspecten. Ondanks de grote onzekerheden leidt een andere waardering van de componenten niet tot een significant andere volgorde van urgentie. Op basis van de gevoeligheidsanalyse kan daarmee worden geconcludeerd dat de methode van prioriteren robuust is.



Voor een vijftal geselecteerde (deel)objecten zijn detailberekeningen uitgevoerd:

- namelijk voor twee deelconstructies van Noorkerveld in de A1 ter hoogte van Hengelo (Ov): met 1. Folieconstructie en 2. Trekpalen;
- twee deelobjecten van Aquaduct Gaag in de A4 ter hoogte van Delft: met 3. Folieconstructie en 4. Trekpalen;
- en een deelconstructie van de Tunnel Swalmen in de A73 bij Swalmen (5. gewichtsconstructie).

Voor deze constructies zijn de juiste gegevens beschikbaar. De berekeningen van de constructies laten zien dat in de praktijk een constructie vaak uit verschillende constructieonderdelen/typen bestaat die per onderdeel anders zijn ontworpen en uitgevoerd. Het risico voor de gehele constructie wordt bepaald door de meest gevoelige component. Uit de berekeningen blijkt dat de componenten over het algemeen voldoende veiligheid hebben tegen opdrijven. Er zal waarschijnlijk eerder instroming van (grond)water plaatsvinden, voordat de constructie gaat opdrijven.

Op basis van de analyses en de vijf uitgevoerde detail-berekeningen zijn de scores van de prioritering bijgewerkt en kan geconcludeerd worden van de geselecteerde 28 constructies er vier overblijven die mogelijk gevoelig zijn voor opdrijven. Voor een daadwerkelijke conclusie dienen deze nader beschouwd te worden. Tevens blijkt dat de complexiteit van zowel de (grond)waterhuishouding als het veelvoud aan constructietypen binnen één object maakt dat maatwerk per constructie nodig blijft.

De conclusies welke op basis van dit uitgevoerde onderzoek naar voren komen zijn:

1. De gehanteerde methodiek voor de prioritering geeft een robuust resultaat. Er zijn geen significant andere uitkomsten in de prioritering als de weging van de scores anders wordt toegepast.
2. Voor het aanpassen van de weging of de scores op basis van gevoeligheid en onzekerheid is op basis van de analyse geen aanleiding.
3. De meeste nader beschouwde objecten zijn niet gevoelig voor opdrijven, alleen voor het diepe deel van Noorkerveld geldt dat deze (ook in de huidige situatie) niet voldoet.
4. De constructietypen en de wijze waarop het verticaal evenwicht wordt bepaald verschillen dusdanig dat
 - a. het toepassen van een prioritering met alle typen constructies niet zinnig is
5. Wel kan de vergelijking gemaakt worden tussen (deel)objecten met dezelfde constructietypen én de gevoeligheid van een constructietype ten opzichte van een ander type.
6. Deze nieuwe volgorde van hoogste naar lagere gevoeligheid is :
 - I. Gewichtsconstructie (meest gevoelig);
 - II. constructie met trekpalen/ folieconstructies;
 - III. Polderconstructie (minst gevoelig).
7. Er is van vier objecten geconcludeerd dat deze mogelijk gevoelig zijn voor opdrijven, hierbij is het constructietype leidend. Het zijn ofwel gewichtsconstructies ofwel het constructietype is onbekend. Het gaat om de het Spoorwegviaduct in de A4 bij Leidschendam, de Blankensteijntunnel in de A34 bij Meppel, Swalmen tunnel in de A73 bij Roermond en de Velservederkerstunnel in de A22 bij Velsen.
8. De afbouw van de grondwateronttrekking van DSM in Delft vormt een mogelijk risico voor verdiepte constructies in het invloedgebied, zowel voor opdrijven als voor instroming van grondwater. Met name het Gaag aquaduct (A4) lijkt daarvoor gevoelig.

Onderzoeksvragen en conclusies welke op basis van dit uitgevoerde onderzoek naar voren komen zijn:

- Wordt opdrijven door een stijgende grondwaterstand onder een constructie voldoende beperkt door het instroomniveau?
- De afbouw van de grondwateronttrekking van DSM in Delft vormt een mogelijk risico voor verdiepte constructies in het invloedgebied. Met name het Gaag aquaduct (A4) lijkt daarvoor gevoelig.
- Blijvende aandacht voor de gegevensverzameling (areaaldata) en actualisatie van de gevoeligheidsinschatting op basis van beschikbare informatie.



- Eventueel kan gekozen worden om verdiepte constructies uit te splitsen op onderdelen met verschillende bouwwijze op moment dat deze informatie beschikbaar komt, bijvoorbeeld tijdens vervanging of renovatie, waarna deze onderdelen gescoord kunnen worden op basis van hun eigenschappen
- door de complexiteit van zowel de (grond)waterhuishouding als het veelvoud aan constructietypen is maatwerk per constructie nodig blijft.



1 Inleiding

1.1 Inleiding

Vanuit diverse onderzoeken uitgevoerd door Deltares lijkt de toename van grondwaterstanden (onder andere als gevolg van klimaatverandering) een risico voor de veiligheid van verdiepte constructies zoals toeritten van tunnels en verdiepte liggingen [1,2]. Om te focussen op de meest risicovolle verdiepte constructies is in begin 2023 door Aveco de Bondt een prioritering op basis van de te verwachten veranderingen in grondwaterstanden en de bouwwijze gemaakt. In dit onderzoek is gefocust op de effecten van grondwaterstandswijzigingen op het risico op falen van een verdiepte constructie. Voor de te verwachten grondwaterstanden is meer dan alleen klimaatverandering meegenomen. Ook mogelijke maatregelen in de waterhuishouding en autonome ontwikkelingen in de omgeving van verdiepte constructies hebben invloed op de grondwaterstand. Het effect van deze ontwikkelingen op grondwaterstand is door ingenieursbureau HKV berekend met modelberekeningen. HKV heeft met het LHM (Landelijk Hydrologisch Model) verschillende scenario's doorgerekend [3].

In het voorgaande onderzoek is een eerste prioritering gegeven op basis van de ontwikkelde methodiek, maar nog geen inzicht in de daadwerkelijke kans van optreden van opdrijven bij een constructie. In het voorliggende onderzoek wordt gedetailleerder gekeken naar een aantal constructies en of die daadwerkelijk risico's ondervinden voor opdrijven. Hierbij wordt ook rekening gehouden met de verschillende onderdelen van de constructies. Dikwijls bestaan de totale constructies namelijk uit verschillende constructietypen, bijvoorbeeld voor de toeritten en het gesloten deel. De opdrijfberekeningen geven aan of (het onderdeel van) de constructie wel of niet voldoet bij een vaste voorspelde grondwaterstandswijziging.

De berekening geeft aan of een constructie bij een berekende grondwaterstandswijziging wel of niet opdrijft, niet of een constructie gevoelig is voor het opdrijven. De berekening geeft niet aan wat de kans van voorkomen van het opdrijven (falen) van de verdiepte constructies is. Om deze kans van voorkomen te bepalen is een gevoeligheids- én een onzekerheidsanalyse uitgevoerd. De gevoeligheid betreft de mate waarin de uitkomst wijzigt als gevolg van variatie in de parameters en de onzekerheid betreft de kans en de omvang waarin de betreffende parameter kan variëren. Deze analyse helpt om te bepalen in welke mate de constructies gevoelig zijn voor het optreden van opdrijven.

Doel van het onderzoek is zowel het toetsen van een aantal constructie(typen) op de mogelijkheid tot opdrijven bij een bepaalde grondwaterstand, als een verdieping aan te brengen op de bestaande prioritering. Middels een gevoeligheidsanalyse wordt beoordeeld of de prioritering substantieel verandert door een andere weging van de verschillende onderdelen van de score. Daarmee kan worden bepaald of sprake is van een robuuste prioritering, de volgorde blijft gelijk bij verschillende scores van de parameters, of niet.

Dit resulteert in inzicht in de robuustheid van de bestaande methodiek en geeft de mogelijkheid tot een verfijning van de resultaten. Uiteindelijk wordt inzicht gegeven in de gevoeligheid van de onderzochte constructies en de mogelijkheid om deze conclusies in algemene zin te interpreteren.



1.2 Scope

Dit onderzoek geeft een verdieping op de eerder uitgevoerde prioriteringen van Deltares en Aveco de Bondt. Voor de gevoeligheid- en onzekerheidsanalyse is gekeken naar de objecten van het onderzoek beschreven in het rapport Nieuwe Prioritering verdiepte constructies (met referentie 222385_AdB_RAP_0002_v1.0) [4]. Om te toetsen of er daadwerkelijk opdrijven kan plaatsvinden is op basis van beschikbare informatie een vijftal (deel)objecten geselecteerd. Voor de selectie van deze objecten is gekeken naar het type constructie en de beschikbare informatie. De verdieping in de oprijfberekeningen is uitgevoerd voor de constructies Noorkerveld in de A1 in Hengelo (twee keer), Gaag (twee keer) in de A4 nabij Delft en de Swalmentunnel in de A73 bij Swalmen.

Het falen van de Vlaketunnel, de Prinses Margrietunnel en de Vollenhovetunnel wordt niet veroorzaakt door grondwaterstijgingen maar door constructief bezwijken van een (onderdeel van) de constructie (paalrot in de trekpalen). Dit falen wordt niet meegenomen in dit onderzoek.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt het proces en de uitkomsten omtrent de gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse weergegeven. Hoofdstuk 3 geeft de verdieping van de oprijfberekeningen. In hoofdstuk 4 wordt de vertaling gemaakt van de resultaten naar algemene conclusies over de gevoeligheid van constructies voor opdrijven. In Hoofdstuk 5 worden de conclusies en aanbevelingen gegeven en in de bijlagen wordt gedetailleerder ingegaan op de resultaten.

1.4 Gebruikte bronnen

In dit rapport zijn verschillende bronnen gebruikt. Deze zijn weergegeven in de onderstaande tabel. Bij verwijzingen naar de gebruikte documenten wordt volstaan met het noemen van het referentienummer [..]. Daarnaast zijn voor het onderzoek bestanden zoals diverse tekeningen of bestekken gebruikt. In de volgende paragraaf is weergegeven hoe deze gegevens verzameld zijn.

Tabel 1-1: Gebruikte rapportages en bronnen

Titel rapport	Kenmerk	Auteur	Referentie
KPP Klimaatbestendige Netwerken WR05 - Risico document opdrijven tunneltoeritten	1206832-030-GEO-0001 versie 1.0 d.d. 3-06-2022	Deltares	[1]
Nadere analyse van twee cases m.b.t. opdrijven tunnels en folieconstructie	11205274-018-BGS-000 versie 3.0 d.d. 23-05-2022	Deltares	[2]
Eindrapportage scenario's LHM verdiepte constructies definitief	PR4731.10 d.d. 02-02-2023	HKV	[3]
Nieuwe prioritering verdiepte constructies	222385_AdB_RAP_0002_v1.0 versie 1.0 d.d. 23 mei 2023	Aveco de Bondt	[4]
CUR Rapport 221 Folieconstructies "Voor verdiept aanleggen infrastructuur"	Versie 2009	CROW	[5]
RTD 1001 Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK)	RTD 1001 Versie 2.0 d.d. 1 december 2021	RWS	[6]



1.5 Gegevensverzameling

In het eerdere onderzoek [4] wat door Aveco de Bondt is uitgevoerd is informatie opgevraagd via een (ingehuurde) data-expert. Vanwege de hoeveelheid informatie is een filtering toegepast op de beschikbare gegevens. Tijdens dit eerdere onderzoek bleek dat door die filtering enkele bruikbare bestanden niet meegenomen zijn in de data levering. Hiervan is gedurende het onderzoek een lijst bijgehouden. Bij de start van het huidige onderzoek is deze lijst aangevuld met bestanden die mogelijk ook interessant zijn voor de het vervolgonderzoek. Een lijst met benodigde bestanden is naar de (ingehuurde) data-expert gestuurd, welke de bestanden opgehaald heeft uit de archieven van RWS.

Een aantal objecten zijn spoor kruisende constructies. In de meeste gevallen is het spoor kruisende deel ontworpen door ProRail en beheert ProRail dit deel. Soms geldt dit ook voor de toeritten. Getracht is om gebruik te maken van het archief van ProRail waarin documenten, zoals tekeningen, bestekken en soms ook berekeningen van de door ProRail beheerde objecten, terug te vinden zijn. Het archief van ProRail kan in het geval van een spoor kruisende constructie een aanvulling zijn op het archief van RWS. Vanwege problemen met benodigde accounts is het gebruik maken van het archief van ProRail niet gelukt.



2 Gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse

Bij de oprijfberekeningen in het volgende hoofdstuk wordt gekeken of de constructie wel of niet voldoet bij een vaste berekende grondwaterstandswijziging. De berekening geeft aan of een constructie bij een bepaalde grondwaterstand wel of niet opdrijft. De berekening geeft niet aan of een constructie gevoelig is voor opdrijven. Ook geeft de berekening niet aan wat de kans van voorkomen van het falen van de verdiepte constructies is en wat de invloed van de (score van de) verschillende parameters is op de volgorde van de prioritering.

Om de robuustheid van de prioritering te bepalen en om een inschatting te kunnen maken van de kans van voorkomen, is een gevoeligheids- én een onzekerheidsanalyse uitgevoerd. Hierbij is onderscheid gemaakt in de gevoeligheid en de onzekerheid. De gevoeligheid betreft de mate waarin de uitkomst wijzigt als gevolg van variatie in de parameters en de onzekerheid betreft de kans en de omvang waarin de betreffende parameter kan variëren.

Tijdens deze analyses zijn veel figuren en grafieken gegenereerd. De uitwerking van de analyse en de onderbouwende afbeeldingen zijn ten behoeven van de leesbaarheid opgenomen in Bijlage 6.

2.1 Methodiek

Met een geautomatiseerde gevoeligheidsanalyse is voor elke parameter in de scoringslijst een variatie in de factor naar boven en beneden (0,1; 0,5; 1; 2; 10) toegepast om te zien welk effect dit op de score heeft. De score is ordinaal (laag – midden – hoog) waardoor deze analyse enkel inzicht geeft in de mate van invloed van de scores per parameter. Vervolgens zijn de parameters geanalyseerd. Relaties tussen parameters zijn onderzocht. Ook is gekeken of een prioritering op basis van sommatie van genormaliseerde waarden van de scores een bruikbaar alternatief kan zijn voor de prioritering.

Voor de onzekerheidsanalyse is de betrouwbaarheid en nauwkeurigheid van de grondwater gegevens beoordeeld. Als eerste is de afwijking tussen de gemeten en berekende grondwaterstanden onderzocht. Daarbij is gekeken of deze afwijking de marge tussen de voorspelde grondwaterstand en de ontwerpgrondwaterstand vergroot of verkleint. Daarnaast is gekeken naar reële bandbreedtes waarbinnen grondwater gerelateerde parameter waarden kunnen variëren.

Voor de effecten van klimaatverandering op de grondwaterstanden zijn de resultaten van de berekening met het Landelijk Hydrologisch Model (LHM) benut [3]. Bij de analyse worden niet alleen de hoogste waarde in beschouwing meegenomen maar alle uitkomsten van de acht scenario's om een indruk te krijgen van de bandbreedtes.

In de onzekerheidsanalyse is ook de veiligheid van de constructieve parameters van de objecten bekeken. Voor onder andere de gewichtsconstructie geldt namelijk dat over het algemeen economisch ontworpen wordt met in achtname van veiligheidsfactoren. Het merendeel van de analyse met betrekking tot de ontwerpveiligheid wordt behandeld in Hoofdstuk 3. In de gevoeligheid is gekeken naar de procentuele verandering van de grondwaterstand in relatie tot de veiligheidsfactor in de waterdruk.



2.2 Resultaten gevoeligheidsanalyse

2.2.1 Gevoeligheid weegfactoren parameters

Bij de verandering van de weging van de scores met factoren 0,1; 0,5; 2 en 10 verandert de prioritering relatief weinig. Pas bij grote aanpassingen (factor 10) verandert de prioritering enigszins. De grootste veranderingen zijn zichtbaar bij de aanpassing in de grondwaterstandverandering en bij de aanpassing van de weging van het type constructie. Dit is ook te zien in paragraaf

2.2.2 Samenhang verschillende parameters

De aanpassingen van de scoring, leidt niet tot een verandering in de volgorde van prioritering. Wel is sprake van een correlatie tussen de grondwater-gerelateerde scores. Deze kunnen worden samengevoegd zonder verlies aan onderscheidend vermogen in de methodiek. Aangezien dit geen verschil maakt in het resultaat is dat vooralsnog niet gedaan.

2.2.3 Invloed grondwaterstanden prioritering

Voor de invloed van de grondwaterstanden op de prioritering is gekeken naar de relatie tussen de berekende grondwaterstandsverandering en de eindscore. Daarnaast is gekeken naar de berekende verandering gecombineerd met de marge in de grondwaterstand in het ontwerp, namelijk het verschil tussen de ontwerpgrondwaterstand en de maximale grondwaterstand. In **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** zijn deze parameters tegen elkaar afgezet en daarin is zichtbaar dat er geen relatie is af te leiden tussen de scores en de berekende verandering (binnen de puntenwolken zijn geen trends waarneembaar).

2.2.4 Effecten normaliseerde parameters

In deze paragraaf is beoordeeld of een prioritering op basis van genormaliseerde waarden van parameters een alternatief is voor het toekennen van scores. De aanwezigheid van niet numerieke gegevens in de prioritering maakt dat deze aanpak niet één op één is toe te passen op de bestaande prioriteringstabel. Vanwege de aanwezigheid van deze nominale waarden en de ontbrekende gegevens in de data is gekozen deze aanpak niet verder te onderzoeken binnen dit project. Dit komt mede door de uitkomsten van de andere analyses, waarbij enerzijds is geconcludeerd dat de huidige wijze van prioritering voldoende beeld geeft (en robuust is) en anderzijds de uitkomst van de opdrijfberekeningen dat het daadwerkelijk risico op opdrijven niet bijzonder hoog is.

2.3 Resultaten onzekerheidsanalyse

2.3.1 Vergelijking berekende en gemeten GxG's

In de prioritering is gebruik gemaakt van veranderingen in de grondwaterstanden berekend met het Landelijk Hydrologisch Model (LHM). Daarvoor is gekeken naar de GxGs, oftewel de gemiddeld hoge of lage grondwaterstanden. De grondwaterstanden van deze modelberekening zijn vergeleken met peilbuismetingen in de directe omgeving van de verdiepte constructies. De determinatiecoëfficiënt (R^2), een getal tussen de 0 en 1 waarmee wordt aangeduid hoe goed een model in staat is om een uitkomst te voorspellen, voor deze lineaire vergelijking is boven de 0,98. Daarmee presteert het model over het geheel genomen erg goed. Echter als ingezoomd wordt op specifieke locaties om de daadwerkelijke verschillen te bepalen is te zien dat afwijkingen in de grondwaterstand tussen de berekende en gemeten waarden van meer dan 0,5 m veel voorkomen. Voor een landelijk grondwatermodel zijn deze afwijkingen toelaatbaar, maar bij lokaal gebruik van de berekende grondwaterstandsverandering en de toleranties in opdrijfberekeningen zijn de afwijkingen zeer significant. In de methodiek van de prioritering wordt voornamelijk met de verschillen ten opzichte van het referentie scenario gerekend, waardoor de invloed van de absolute modelfout beperkt is.



2.3.2 Vergelijking ontwerpgrondwaterstand en maximale berekende referentie grondwaterstand

Ook de ontwerp grondwaterstand voor de constructie (voor zover bekend) is vergeleken met de maximale grondwaterstanden in de referentieberekening van het LHM. Deze vergelijking geeft een iets ongunstiger beeld dan het beeld dat in de vorige paragraaf is beschreven. De R^2 is hierbij 0,76. De ordegrootte van de afwijking tussen berekende waterstanden en de ontwerpgrondwaterstand is ook hier over het algemeen tussen 0,5 – 1,0 m. Ook hierbij geldt de kanttekening dat ondanks dat dit verschil significant is, het effect op de prioritering beperkt is, doordat gebruik gemaakt is van de berekende grondwaterstandsveranderingen.

2.3.3 Variatie in grondwaterstanden

De verschillen tussen de berekende grondwaterstanden voor de verschillende scenario's per object liggen tussen 0,4 en 0,9 m. Er zit echter geen duidelijk onderscheid tussen de objecten onderling. Wel is duidelijk zichtbaar dat de verschillen bij de aquaducten Gouwe en Alphen tussen laag 1 en 2 behoorlijk groot zijn. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de aanwezigheid van een boezem, of vergelijkbaar hoog oppervlaktewater, in een gebied met diepere polders die de waterstanden in het watervoerend pakket beïnvloeden. Bij met name de open toeritten van constructies in deze gebieden geldt dat rekening gehouden moet worden met het feit dat de kleinschaligheid in waterhuishouding in het freatisch pakket niet terugkomt in de modelberekeningen.

2.3.4 Gebruik LHM-inzicht grondwaterstanden

Op basis van eerdere paragrafen is de conclusie dat het LHM als instrument voor het bepalen van de actuele of ontwerp grondwaterstand ter plaatse van de verdiepte constructies beperkt geschikt is. Voor de poldergebieden in west-Nederland heeft dit naar verwachting ook enig effect op de berekende grondwaterstandsveranderingen. De waterbeheersing en polderpeilen rond de verdiepte constructies is dermate kleinschalig en wordt daardoor niet meegenomen in de grove modelresolutie van het LHM, dat dit naar verwachting invloed heeft op de effectberekening. Voor het opstellen van een prioritering zijn de berekende grondwaterstandsverandering voldoende betrouwbaar. Het geeft namelijk snel een goed inzicht in de mogelijke grondwaterstand(swijzigingen). Voor de bepaling van de daadwerkelijke kans van voorkomen is het model, met name vanwege de resolutie en de modelafwijking, minder geschikt.

2.4 Conclusie

De gevoeligheidsanalyse laat zien dat de gehanteerde methodiek met scores een robuust resultaat geeft. De uitkomsten in de volgorde van de prioritering van de objecten zijn niet heel anders op het moment dat de weging van de scores anders wordt toegepast. Bij een prioritering op basis van de daadwerkelijke getalswaarden zoals beschreven in paragraaf 2.2 ontbreekt de mogelijkheid de nominale waarden en de ontbrekende waarden mee te nemen in de prioritering. Deze methode heeft daardoor te veel beperkingen om te worden toegepast en is daarom niet verder uitgewerkt.

De onzekerheidsanalyse geeft aan dat de berekende grondwaterstanden een grote mate van onzekerheid hebben. De overige parameters zijn voor een belangrijk deel afgeleid op basis van archief gegevens of het betreffen nominale waarden. Hiervoor is geen onzekerheidsmarge te bepalen. De onzekerheid van deze twee categorieën is in de huidige scoring al meegenomen door de hoge score voor de beschikbaarheid van archief gegevens.

Voor het aanpassen van de weging of de scores op basis van gevoeligheid en onzekerheid is op basis van de analyse geen aanleiding. De uitgevoerde oprijfberekeningen geven wel aanleiding tot aanpassing in de scores van beschouwde objecten en de waardering van onder andere het constructie type, zie hiervoor de volgende hoofdstukken.



3 Oprijfberekeningen

In dit hoofdstuk zijn voor een aantal constructies oprijfberekeningen uitgevoerd. Onderzocht is of deze constructies, op basis van de ontwerpwaterstanden, voldoen ten aanzien van opdrijven. Daarnaast is onderzocht of deze constructies wel of niet voldoen bij een grondwaterstandswijziging.

In het voorgaande onderzoek zijn op basis van de objectenlijst vier constructietypen met betrekking tot verdiepte constructies onderscheiden [4], namelijk de gewichtsconstructies, de constructies met trekpalen, folieconstructies en polderconstructies. Deze categorisering wordt ook in dit onderzoek gebruikt. Bij de doorrekening van de constructies zijn drie type doorgerekend namelijk:

- Gewichtsconstructies;
- constructies met trekpalen;
- folieconstructies.

Voor de vierde categorie, de polderconstructies, zijn geen aanvullende berekeningen uitgevoerd. Uitgangspunt bij dit type is het risico op opdrijven gering is. Door een stijgende grondwaterstand kan de kwelstroom toenemen, maar wordt het water afgevoerd door het omliggende watersysteem, of stroomt het de verdiepte constructie in voordat het opdrijven kan veroorzaken. Dat is ook een probleem, maar wordt niet in dit onderzoek onderzocht.

Voor de selectie van de door te rekenen constructies is gekeken naar de score van de prioritering uit het voorgaande onderzoek [4], de beschikbaarheid van gegevens én de ervaring van medewerkers van Rijkswaterstaat.

De resultaten van de berekeningen geven een veiligheidsgetal tegen opdrijven. Voor alle typen constructies geldt dat een waarde boven de 1,0 veilig is. De manier waarop het veiligheidsgetal berekend wordt verschilt dermate tussen de verschillende constructietypen, dat de absolute resultaten hiervan niet met elkaar vergeleken kunnen worden.

Tijdens de uitvoering van de gedetailleerde berekeningen zijn meerdere stukken bekeken. Indien aanvullende informatie werd gevonden, die in het eerdere onderzoek niet aanwezig was, is deze aangevuld in de Excel lijst, in Bijlage 7. Op het moment dat er meer info bekend is kan de score naar beneden worden bijgesteld.

3.1 Verklarende begrippen oprijfberekeningen

Constructie met trekelementen: De constructie met trekelementen gefundeerd/verankerd in de ondergrond in de vorm van trekpalen/trekankers.

Drempelhoogte: Met de drempelhoogte wordt de laagste hoogtemaat van een toerit bedoeld. Dit is de locatie waar de weg overgaat naar de vloer van de open moot.

Folieconstructie: Bij de folieconstructie zorgt een folie voor de waterafsluitende laag en het verticaal evenwicht wordt gecreëerd door grond als ballastmateriaal boven de folie. De gehele constructie vormt een aparte waterbeheersingseenheid, met een eigen polderpeil en afwatering.



Gewichtsconstructie: De gewichtsconstructie is door het eigen gewicht (bijvoorbeeld beton) of door een onderwaterbetonvloer gekoppeld aan de vloer van de open moot. Door aan de buitenkant van de vloer een “oor” aan te brengen waarop grond rust kan het effectieve neerwaartse gewicht verder worden verhoogd

Kielspit: Het kielspit is de hoogtemaat van de beëindiging van een folie en heeft verder een verankerende functie¹.

Partiële factor: Een partiële factor is een factor die gebruikt wordt om een onzekerheden in belastingen, materiaaleigenschappen, rekenmethoden, in rekening te brengen.

Polderconstructie: Bij de polderconstructie wordt een waterafsluitende bodemlaag gecombineerd met verticale grond/waterkeringen (bijvoorbeeld een verticale damwandconstructie of cement-bentonietwanden). De polderconstructie lijkt in de basis veel op een folieconstructie met het verschil dat er verticale elementen zijn toegepast in combinatie met een waterafsluitende bodemlaag. Binnen de polderconstructie is een eigen polderpeil aanwezig. Dit constructietype wordt vaak als bouwkuip toegepast en minder in een definitieve situatie.

Trekpaal: Een trekpaal is een in de grond aangebrachte funderingspaal die geschikt is om een bepaalde trekkracht op te kunnen nemen (normaal gesproken worden heipalen op druk belast).

Volumieke massa: De volumieke massa (soortelijk gewicht) is de materiaaleigenschap die het verband weergeeft tussen de massa en het volume.

3.2 Berekening veiligheid tegen opdrijven

Opdrijven vindt plaats als de opwaartse (water)druk groter is dan de neerwaartse druk. Bij een verticaal evenwicht moet het neerwaartse gewicht groter of gelijk zijn aan de opwaartse waterdruk onder de constructie. Deze wijze van noteren wordt in het vervolg van dit rapport gehanteerd.

In algemene zin geldt bij de berekening van de veiligheid tegen opdrijven:

$$E_{stb;d} \geq E_{dst;d}$$

Hierin is:

- $E_{stb;d}$ = de rekenwaarde (incl. Veiligheidsfactor) van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting zoals een grondpakket.
- $E_{dst;d}$ = de rekenwaarde (incl. Veiligheidsfactor) van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Voor de verschillende constructietypen zijn ook verschillende eisen en richtlijnen van belang. In de volgende paragrafen wordt ingegaan op de invulling van deze richtlijnen en de opdrijfberekeningen van de verschillende constructietypen. In Bijlage 1 tot en met Bijlage 5 worden de berekeningen gedetailleerd beschreven.

¹ De huidige richtlijnen geven aan dat het kielspit ca. 30 cm hoger dan de bepaalde GWS wordt gelegd. Dit wordt mogelijk in de nieuwe richtlijnen anders



3.3 Folieconstructies

In het voorgaande onderzoek [4] is uitgelegd hoe een folieconstructie is opgebouwd en de termen die gebruikt worden bij folieconstructies. Ook staat in paragraaf 3.1 een begrippenlijst. In deze nieuwe beschouwing wordt de gevoeligheid van bestaande folieconstructies tegen opdrijven verder uitgewerkt.

Voor de beschouwing van folieconstructies zijn CUR Rapport 221 Folieconstructies [5] en de ROK 2.0 [6] van belang. De genoemde documenten hebben betrekking op nieuwbouw. Bij deze beschouwing van de folieconstructies worden de nieuwbouw-eisen gehanteerd. In het blauwe kader wordt ingegaan op deze eisen.



Kader 1: Eisen vanuit ROK 2.0 [6]

In de ROK is een aantal eisen beschreven waaraan nieuwe folieconstructies moeten voldoen. Dit zijn:

Eis ROK-0500:

“De ontwerpuitgangspunten van folieconstructies zijn opgenomen in “CUR Rapport 221, Handboek folieconstructies”. In aanvulling hierop gelden de volgende bepalingen voor de toetsing van het oprijfmechanisme (UPL). Voor de partiële factoren voor de toetsing moet NEN 9997-1, Tabel A.15 worden aangehouden”.

Tabel 3-1: Tabel A.15 NEN 9997-1

Tabel A.15 - Partiële factoren op belastingen (γ_F)		
Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a Aandrijvend.		
^b Weerstandbiedend.		

Door de toepassing van deze partiële factoren, ook wel veiligheidsfactoren genoemd, wordt een bepaald **veiligheidsniveau** bereikt.

Eis ROK-0685:

“Voor de laagste grondwaterstand geldt de factor $\gamma_{G,dst} = 1,0$ overeenkomstig Tabel A.15 NEN 9997-1 (zie hierboven). Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op peilbuismetingen geldt de factor $\gamma_{Q,dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q,dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G,dst} = 1,0$ worden aangehouden”.

Deze eis maakt een onderscheid tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Omdat de laagste grondwaterstand min of meer een zekere waterstand is wordt deze vermenigvuldigd met een factor 1,0. Het variabele deel is minder zeker. Daarom wordt dit deel vermenigvuldigd met 1,5. Dit kan bepaald worden door bijvoorbeeld peilbuismetingen nabij de constructie.

Ook wordt een bovengrens voor de te gebruiken grondwaterstand geïntroduceerd. Als het theoretisch niveau van $1,0 \cdot$ de laagste grondwaterstand + $1,5 \cdot$ de variabele waterstand samen groter worden dan het instroomniveau, waardoor een constructie vol kan lopen, dat dan gerekend kan worden met de waterstand die hoort bij dit instroomniveau $\cdot 1,0$.

Eis ROK-0686:

“Hierbij moet rekening worden gehouden met mogelijke trendwijzigingen in de ontwerplevensduur van de constructie (bijvoorbeeld waterwinning, peilwijziging, invloed wijziging peilbeheer van rivier/beek, wijzigingen als gevolg van klimaatveranderingen). Hieraan moet, indien noodzakelijk, een geohydrologisch model ten grondslag liggen”.



Kader 2: Eisen vanuit de CUR 221 [5]

De CUR 221 gaat specifiek over folieconstructies en kent twee fasen, namelijk de fase voor het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 1) en de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2).

Fase 1 is de situatie voordat de weg met fundering wordt aangebracht. Deze fase kan ook gezien worden als de tijdelijke fase waarbij de wegconstructie vervangen wordt.

Fase 2 is de situatie waarin de weg met de fundering is aangebracht. Dit is in feite de gebruiksfase als verkeer door de toerit rijdt.

In dit onderzoek worden beide fasen berekend.

3.3.1 Uitgangspunten volumieke massa folieconstructies

Om het verticaal evenwicht te bepalen wordt gerekend met volumieke massa's oftewel het soortelijk gewicht. Zowel de ROK als ook CUR 221 geven eisen ten aanzien van de aan te houden waardes. Net als de partiële factoren wordt deze parameter weergegeven met de γ . Het gaat hier echter om een ander getal. Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's.

- $\gamma_{\text{zout grondwater}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{zoet grondwater}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$ aangehouden.
- $\gamma_{\text{grond droog op folieconstructies}} = 16 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.
- $\gamma_{\text{grond nat op folieconstructies}} = 19 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.

In het geval er twijfel bestaat of het zoet of zoutwater betreft, wordt uitgegaan van zoutwater conform ROK 2.0 eis 0404.



3.3.2 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{stb;d} \geq E_{dst;d}^2$.

Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

- $E_{stb;d}$ = zowel de laagdikte van nat zand ($\gamma_{grond \text{ nat folieconstructies}}$) als ook de laagdikte van droog zand ($\gamma_{grond \text{ droog folieconstructies}}$) worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- $E_{dst;d}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert, de laagste grondwaterstand, wordt met de partiële factor van 1,0 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

De berekening wordt gemaakt op basis van de grondwaterstanden vanuit het ontwerp. Daarnaast wordt de berekening gemaakt waarbij de grondwaterstand gelijk is aan het niveau van het kielspit. Bij een grondwaterstand hoger dan het kielspit kan water de folieconstructie instromen en is er geen risico meer op opdrijven.

Dezelfde berekeningen worden ook gedaan bij een tijdelijke ontgraving van 1 m grondpakket in de folieconstructie. Deze ontgraving kan plaatsvinden bij bijvoorbeeld wegonderhoud. In feite is dit fase 1 zoals benoemd in Kader 2. Er is 1 m aangehouden omdat dat een duidelijk getal is om mee te rekenen, het is niet gebaseerd op een eis. In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst met een oppervlakte van 1 x 1 m².

In de CUR 221 staat dat naast de controle op evenwicht nog extra controles uitgevoerd moeten worden. Hier wordt ingegaan op de controle op de stabiliteit van het boventalud met talud(bekleding) en een minimale neerwaartse grondoverdruk onder de folie van 5 kN/m¹. Deze minimale gronddruk moet voorkomen dat er een te lage korrelspanning onder het folie optreedt en daardoor potentiële instabiliteit. Om de beschouwing overzichtelijk te houden zijn deze controleberekeningen niet meegenomen.

Van de navolgende objecten is de veiligheid tegen opdrijven bepaald:

1. 28H-308-02 Noorkerveld in de nabijheid van Hengelo (OV) (bouwjaar 1985/87) → Bijlage 1
2. 37E-149-01 Oeververbinding Gaag in de omgeving van Delft (bouwjaar 1995/98) → Bijlage 2

De doorsnedes die berekend zijn, zijn verdeeld over de toeritten. Er zijn doorsnedes berekend die diep liggen en doorsnedes die minder diep liggen.

² Een andere schrijfwijzen kan ook zijn $E_{dst;d} \leq E_{stb;d}$ of $E_{dst;d}/E_{stb;d}$. Op deze laatste wijze wordt de zogenaamde Unity Check (oftewel UC) bepaald. Deze waarde moet kleiner zijn dan 1,0 zodat voldaan wordt aan het criteria. Deze schrijfwijze wordt vaak gehanteerd bij constructieberekeningen.



3.3.3 Resultaten en conclusie

Op basis van de twee bekeken objecten (Noorkerveld en Gaag) kan geconcludeerd worden dat de situatie waarin de weg in gebruik is (fase 2) de folieconstructie niet gevoelig is voor opdrijven, ook niet als de grondwaterstand boven het kielspit komt waardoor grondwater de folieconstructie kan instromen.

Daarnaast kan geconcludeerd worden dat de constructies gevoelig zijn voor opdrijven als er grond in de folieconstructie ontgraven wordt (fase 1), bijvoorbeeld bij grootschalige onderhoudswerkzaamheden. Dit komt omdat er minder grond op de folie aanwezig is als tegengewicht. Dit is een tijdelijke situatie. Per object is tijdens die tijdelijke situatie maatwerk nodig. Mogelijke maatregelen zijn bijvoorbeeld de grondwaterstand buiten de folie tijdelijk te verlagen door bemaling of door kleinere oppervlaktes binnen in de folieconstructie te ontgraven.

Voor de oeververbinding Gaag geldt dat bij het stopzetten van de wateronttrekking (DSM Delft) het grondwater dermate kan stijgen, naar NAP -1,5 m, dat dit grondwater in de folieconstructies van beide toeritten kan stromen. In deze rapportage wordt ervan uitgegaan als dit optreedt de folieconstructie niet meer kan opdrijven. Het hoge grondwater wordt namelijk of afgevoerd door de omliggende drainage of door de pompputten als het de constructie inloopt, waardoor het grondwaterpeil afneemt. Het mogelijk instromen van grondwater wordt veroorzaakt door de niveaus van beide kielspitten namelijk NAP – 1,9 m t.p.v. de noordelijke toerit en NAP -2,4 m t.p.v. de zuidelijke toerit. Bij het verder afbouwen van de grondwateronttrekking van de DSM dient hiermee rekening gehouden te worden. Er bestaat echter mogelijk een moment dat het (grond)water dermate hoog stijgt, dat er een risico is op opdrijven, maar het grondwater nog niet genoeg door drainage of via de pompkelders wordt afgevoerd waardoor wel opdrijven plaatsvindt. In dit onderzoek is niet verder ingegaan op dit moment, maar in eventueel vervolgonderzoek kan deze balans worden onderzocht.

3.4 Constructies met trekpalen

In het voorgaande onderzoek [4] is uitgelegd wat onder een constructie met trekpalen wordt verstaan. Ook staat in paragraaf 3.1 een begrippenlijst. In deze nieuwe beschouwing wordt de gevoeligheden van bestaande constructies met trekpalen tegen opdrijven verder uitgewerkt.

Voor de beschouwing van deze constructies is de NEN 9997-1 toegepast. NEN 9997-1 heeft betrekking op nieuwbouw. In de nieuwe berekeningen worden de nieuwbouw-eisen gebruikt. In het blauwe kader wordt ingegaan op deze eisen.

Bij constructies met trekpalen is er ten opzichte van de formule in paragraaf 3.2 nog een extra component, namelijk de invloed van trekpalen die bijdraagt aan de veiligheid tegen opdrijven. De formule wordt:

$$E_{bst;d} + T_d \geq E_{dst;d}$$

Hierin is:

- T_d = de rekenwaarde van de weerstand die trekpalen kunnen genereren. Ook kan het grond zijn die weerstand biedt.



Kader 3: Weerstand tegen opdrijven door trekpalen

Om de gevoeligheid tegen opdrijven te kunnen beoordelen moet de capaciteit van de trekpalen bekend zijn. Vanuit het archief kan deze informatie opgenomen zijn in de oorspronkelijke constructieberekeningen, het geotechnisch advies, het bestek of de tekeningen van het palenplan. De in deze documenten genoemde capaciteit wordt gehanteerd in deze aanvullende beschouwing. Sporadisch, als onderdeel van het bestek, zijn er wel sonderingen beschikbaar waaruit de trekcapaciteit achteraf alsnog kan worden bepaald. Dit is niet uitgevoerd bij dit project.

De maximale weerstand oftewel de trekdraagkracht van een afzonderlijke funderingspaal wordt ontleend aan:

- De paalschachtwrijving langs de omtrek van de paal over voldoende draagkrachtige lagen tussen de paalkop en het paalpuntniveau, waaraan kleef ontleend kan worden.
- Effectieve eigen gewicht van de paal.

De maximale trekdraagkracht wordt berekend aan de hand van de conusweerstand die bij sonderingen wordt gemeten. Er wordt een paalwrijvingsfactor gehanteerd, afhankelijk van de gladheid van het paaltype. Het draagvermogen is sterk afhankelijk van de mate van grondverdringing bij het aanbrengen. De verschillende paalklassefactoren brengen dit in rekening. Ook zijn er in de trekdraagkrachtberekening nog diverse veiligheidsfactoren verwerkt.

Opgemerkt dient te worden dat er vanaf begin jaren 90, bij variatie van belastingen op een paal, een reductiefactor is geïntroduceerd. Dit houdt in dat dat bij oudere objecten de trekcapaciteit mogelijk te gunstig zijn ingeschat.

De partiële factoren, oftewel de belastingfactoren, zijn gebaseerd op de NEN 9997-1. Door toepassing van deze factoren wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt.

Tabel 3-2: Tabel A.1 NEN 9997-1

Tabel A.1 - Partiële factoren voor belastingen (γ_F)		
Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Gunstig ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0
^a Aandrijvend.		
^b Weerstandbiedend.		

Bij folieconstructies is eis ROK-0685 van toepassing, waarbij een onderscheid wordt gemaakt tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Voor constructie met trekpalen bevat de ROK geen specifieke eisen. Toch wordt bij de beschouwing van trekpalen hetzelfde principe aangehouden. Er wordt gerekend met een $\gamma_{G;dst} = 1,1$ voor de laagste grondwaterstand en $\gamma_{Q;dst} = 1,5$ voor het variabel deel. Bij een grondwaterstand die gelijk is aan de drempelhoogte oftewel het laagste instroompunt van de constructie wordt gerekend met alleen een $\gamma_{G;dst} = 1,1$. Bij een grondwaterstand hoger dan het instroompunt kan (grond)water de constructie inlopen en is er geen risico meer op opdrijven.



3.4.1 Uitgangspunten volumieke massa trepalen

Om het verticaal evenwicht te bepalen wordt gerekend met volumieke massa's oftewel het soortelijk gewicht. Ook deze parameter wordt weergegeven met de γ . Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's

- $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.
- $\gamma_{\text{zout grondwater}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$.
- $\gamma_{\text{zoet grondwater}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$ aangehouden.
- $\gamma_{\text{grond droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$.
- $\gamma_{\text{grond nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

In het geval er twijfel bestaat of het zoet of zoutwater betreft, wordt uitgegaan van zoutwater conform ROK 2.0 eis 0404. De ROK 2.0 eis 404 stelt ook dat voor beton in het ontwerp stadium een variatie van +/- $0,7 \text{ kN/m}^3$ kan worden toegepast. Het minimaal volumiek gewicht wordt dan $24,5 - 0,7 = 23,8 \text{ kN/m}^3$. In de beschouwingen wordt hiervan afgeweken omdat gerekend met de daadwerkelijke afmetingen van de betonconstructie.

3.4.2 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{bst;d}} + T_d \geq E_{\text{dst;d}}$. Wanneer de evenwichtssituatie wordt bepaald dan betreft het de STR/GEO³ combinatie. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

Hierin is:

- $E_{\text{bst;d}}$ = zowel de betonconstructie ($\gamma_{\text{betonconstructies}}$) als ook andere componenten, zoals grond of asfalt binnen de constructie ($\gamma_{\text{grond droog}}$), worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- T_d = de weerstand door trepalen. Deze wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9.
- $E_{\text{dst;d}}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert wordt met de partiële factor van 1,1 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

Enkele opmerkingen ten aanzien van de beschouwingen:

- In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst over een strookbreedte van 1 m.
- Als de onderlinge paalafstand in een dwarsdoorsnede varieert dan wordt ervan uitgegaan dat alle palen dezelfde belasting krijgen. Dit is niet helemaal correct, omdat de paalbelastingen kunnen variëren, maar het geeft wel inzicht in de totale weerstand tegen opdrijven.
- Bij de beoordeling op de "gevoeligheid" als gevolg van verhoging van de waterstand wordt in de berekening de waterstand in meerdere stappen verhoogd tot het instroomniveau. Hieruit volgt een waarde van de weerstand tegen opdrijven. De onderlinge resultaten geven een indicatie van de gevoeligheid.

³ STR/GEO is een term die in de normering gebruikt wordt. STR staat voor intern falen of overmatige vervorming van de constructie(onder)delen. GEO staat voor het bezwijken of overmatige vervorming van de grond waarbij de sterkte van de grond belangrijke invloed heeft op het bieden van weerstand.



Van de navolgende objecten is de gevoeligheid van het evenwicht bepaald:

1. 37E-149-01 Oeververbinding Gaag in de omgeving van Delft (bouwjaar 1995/98) → Bijlage 3
2. 28H-308-02 Noorkerveld in de nabijheid van Hengelo (OV) (bouwjaar 1985/87) → Bijlage 4

De doorsnedes die berekend zijn, zijn verdeeld over de toeritten. Er zijn doorsnedes berekend die diep liggen en doorsnedes die minder diep liggen.

3.4.3 Resultaten en conclusie

Op basis van de twee bekeken objecten (Noorkerveld en Gaag) kan geconcludeerd worden dat binnen de constructies met trekpalen verschillende (on)gevoeligheden berekend worden voor de verschillende onderdelen. Indien rekening gehouden wordt met de veiligheidsfactoren van de normen zijn de meeste delen ongevoelig voor opdrijven, de diepere delen zijn gevoelig. Alle delen voldoen indien geen veiligheidsfactoren worden meegenomen in de berekeningen. Dit betekent dat de berekende gevoeligheid sterk afhankelijk is van de gekozen parameters.

Voor de Oeververbinding Gaag kan geconcludeerd worden dat de moten een grondwaterstand verandering kunnen ondergaan die min of meer gerelateerd zijn aan het niveau van beide kielspitten van de aansluitende folieconstructies⁴. Als alleen gekeken wordt naar de constructie met trekpalen, zonder rekening te houden met het instroomniveau van beide kielspitten, dan dienen, bij een grondwaterstijging naar NAP - 1,5 m, de effecten op de constructie nader onderzocht te worden. Bijvoorbeeld door de opneembare trekkracht van de palen opnieuw te beschouwen. Wat bij deze constructie ook opvalt is dat de dieper gelegen moten iets gevoeliger zijn voor opdrijven, ondanks dat er meer palen zijn toegepast ten opzichte van de minder diep gelegen moten. Sommige van deze delen zijn gevoelig voor opdrijven. Omdat detailtekeningen en berekeningen van de afzonderlijke moten ontbraken is gebruik gemaakt van de bestekstekeningen

Bij Noorkerveld was alleen het palenplan van de westelijke toerit beschikbaar, die van de oostelijke toerit ontbreekt. Daarnaast ontbraken ook detailtekeningen en berekeningen van de afzonderlijke moten. Daarom is ook voor deze constructie gebruik gemaakt van de bestekstekeningen. Het dieper gelegen deel van de westelijke toerit (doorsnede A-A) blijkt op te willen drijven wanneer gerekend wordt met de partiële factor $\gamma_F = 1,1$ voor de lage ontwerp grondwaterstand, $\gamma_F = 1,5$ voor de hoge ontwerpgrondwaterstand en een trekcapaciteit van de Vibropaal van 400 kN/paal. Ook bij een stijging van de GWS tot het instroomniveau van het kilspit met factor $\gamma_F = 1,1$ wordt niet voldaan. Aanbevolen wordt om voor deze toerit een meer gedetailleerde berekening te maken van het verticaal evenwicht.

Binnen de constructieve berekeningen wordt naast de factoren voor de belastingen ook rekening gehouden met een groot aantal veiligheidsfactoren, die de marge van veiligheid vergroten. Deze factoren zorgen ervoor dat in de berekeningen de neerwaartse druk wordt verlaagd ten opzichte van de werkelijkheid, en de opwaartse druk wordt vergroot t.o.v. de werkelijkheid. Om inzicht te krijgen in de daadwerkelijke veiligheid, waarbij de effecten van de veiligheidsfactoren weggenomen zijn, zijn aanvullende berekeningen gemaakt. (Hierbij is de partiële factor $\gamma_F = 1,0$). Uit deze berekeningen blijkt dat ook zonder de veiligheidsfactor de onderdelen nog steeds veilig zijn. Dit geldt ook voor doorsnede A-A van Noorkerveld, Hierdoor kan de conclusie kan worden getrokken dat wanneer gerekend wordt met γ_F conform de NEN 9997-1 er relatief veel reserve aanwezig is.

⁴ V.w.b. oeververbinding Gaag bestaat de dieper gelegen moten uit een constructie met trekpalen. De minder diep gelegen moten zijn folieconstructie. Het laagste gelegen punt, waarbij de toerit volloopt met water is gelijk aan het niveau van de kielspitten. Deze ligt op NAP -2,4 m.



3.5 Gewichtsconstructies

Voor de gewichtsconstructies is in het voorgaande onderzoek [4] het een en ander uitgelegd. In paragraaf 3.1 staat een begrippenlijst. In deze nieuwe beschouwing wordt de gevoeligheden voor opdrijven verder uitgewerkt. Bij een gewichtsconstructie zal bij een evenwichtssituatie alleen het gewicht van de constructie hoger moeten zijn dan de opwaartse druk ten gevolge van het grondwater.

In algemene zin geldt bij de berekening van de veiligheid tegen opdrijven:

$$E_{stb;d} \geq E_{dst;d}.$$

Een toerit van een gewichtsconstructie kan samengesteld zijn uit meerdere gewichtsconstructies zoals:

1. betonnen bakconstructie op staal gefundeerd⁵;
2. betonnen bakconstructie + onderwaterbetonvloer.

Voor de beschouwing van deze constructies is de ROK 2.0 gehanteerd samen met de NEN 9997-1 toegepast. Zowel de ROK als ook de NEN 9997-1 hebben betrekking op nieuwbouw. In de nieuwe berekeningen worden de nieuwbouw-eisen gebruikt.

Kader 4: Eisen vanuit ROK 2.0

De partiële factoren oftewel de belastingfactoren zijn gebaseerd op ROK 2.0 eistekst ROK-0399 waarin verwezen wordt naar NEN 9997-1 tabel A.15. Door toepassing van deze factoren wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt. Bovendien stelt ROK-0399 voor niet afgezonken tunnels gefundeerd op staal en deels liggend in het water: *Voor de laagste grondwaterstand geldt $\gamma_{G;dst} = 1,0$. Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op bijvoorbeeld peilbuismetingen geldt $\gamma_{Q;dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q;dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G;dst} = 1,0$ worden aangehouden.*

Tabel 3-3: Tabel A.15 NEN 9997-1

Tabel A.15 - Partiële factoren op belastingen (γ_F)		
Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

^a Aandrijvend.
^b Weerstandbiedend.

Bij gewichtsconstructies is eis ROK-0399 van toepassing. Deze eis maakt een onderscheid tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Omdat de laagste grondwaterstand min of meer een zekere waterstand is wordt deze vermenigvuldigd met een factor 1,0. Het variabele deel is minder zeker. Daarom wordt dit deel vermenigvuldigd met 1,5. Er is een bovengrens geïntroduceerd. Als het theoretisch niveau van $1,0 \cdot$ de laagste grondwaterstand + $1,5 \cdot$ de variabele waterstand samen groter worden dan het instroomniveau, waardoor (grond)water de constructie in kan lopen, wordt gerekend met de waterstand die hoort bij dit instroomniveau $\cdot 1,0$.

⁵ "Fundering op staal is een term die gebruikt wordt om aan te geven dat een constructie rechtstreeks op de onderliggende draagkrachtige ondergrond staat.



3.5.1 Uitgangspunten volumieke massa gewichtsconstructies

Om het verticaal evenwicht te bepalen wordt gerekend met volumieke massa's oftewel het soortelijk gewicht. De ROK geeft eisen ten aanzien van de aan te houden waardes. Net als de partiële factoren wordt deze parameter weergegeven met de γ . Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's

- $\gamma_{\text{gewapend beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{ongewapend beton}} = 23,60 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{onderwaterbeton}} = 23,0 \text{ kN/m}^3$;
 $\gamma_{\text{zout grondwater}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{zoet grondwater}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{grond droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{grond nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

In het geval er twijfel bestaat of het zoet of zoutwater betreft, wordt uitgegaan van zoutwater conform ROK 2.0 eis 0404. De ROK 2.0 eis 404 stelt ook dat voor beton in het ontwerpstadium een variatie van +/- 0,7 kN/m³ kan worden toegepast. Het minimaal volumiek gewicht wordt dan $24,5 - 0,7 = 23,8 \text{ kN/m}^3$. In de beschouwingen wordt hiervan afgeweken omdat gerekend met de daadwerkelijke afmetingen van de betonconstructie. Dezelfde eis stelt dat voor het gewicht van onderwaterbeton als ondergrens een volumiek gewicht $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ worden aangehouden

3.5.2 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{stb;d}} \geq E_{\text{dst;d}}$. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

- $E_{\text{stb;d}}$ = het gewicht van beton, grond, onderwaterbeton en dergelijke worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- $E_{\text{dst;d}}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert, de laagste grondwaterstand, wordt met de partiële factor van 1,0 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

De berekening wordt gemaakt op basis van de grondwaterstanden vanuit het ontwerp. Daarnaast wordt deze berekening gemaakt waarbij de grondwaterstand gelijk is de drempelhoogte. Bij een grondwaterstand hoger dan de laagste drempelhoogte (oftewel het instroompunt) kan water de constructie inlopen en is er geen risico meer op opdrijven. Ten aanzien van de berekeningen wordt het gewicht van asfalt niet meegenomen in de evenwichtsberekening. Bij onderhoudswerkzaamheden kan dit asfalt namelijk niet aanwezig zijn.

In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst over een strookbreedte van 1 m¹.

Bij de beoordeling op de "gevoeligheid" als gevolg van verhoging van de waterstand wordt in de berekening de waterstand met kleine stappen verhoogd. Hieruit volgt een waarde van de weerstand tegen opdrijven. De onderlinge resultaten geven een indicatie van de gevoeligheid.

Van het navolgende object is de gevoeligheid ten aanzien van het evenwicht bepaald:

1. 58D-361-01 Swalmen (bouwjaar 2005/07) → Bijlage 5



3.5.3 Resultaten en conclusie

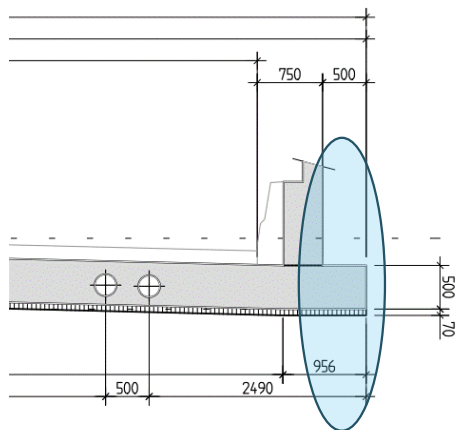
Het bekeken object (Swalmen) bestaat uit verschillende constructietypen. Aangezien bij deze evenwichtsconstructie per moot het type constructie en de afmetingen dermate verschillen kunnen geen algemene conclusies gegeven worden voor de gehele constructie. De doorgerekende onderdelen zijn bij ontwerpwaterstanden ongevoelig voor opdrijven.

In algemene zin zijn zowel de noordelijke als ook de zuidelijke toeritten in Swalmen samengesteld uit de constructietypen:

1. betonnen bakconstructie op staal gefundeerd;
2. betonnen bakconstructie + onderwaterbetonvloer;
3. betonnen bakconstructie + onderwaterbetonvloer + trekpalen.

Van zowel de noordelijke als -ook de zuidelijke toeritten zijn de constructietypes 1 en 2 beschouwd en dan van beide de diepste moten. In totaal 4 doorsneden.

Voor constructietype 1 geldt dat aan de beide zijden buiten de bakconstructie “oren” zijn aangebracht. Grond op deze oren verhoogd de weerstand tegen opdrijven. Met dit extra gewicht is rekening gehouden. Per moot is de breedte van zo'n oor variabel van 0,5 m tot 2,0 m. Naast de variabele breedte varieert ook de vloerdiktes van de diverse moten. Door deze variatie geeft een berekening van een evenwicht bij de diepst gelegen moot binnen dit constructietype geen uitsluitsel over de minder diep gelegen moten. Bij de ontwerpwaterstanden is het evenwicht van de doorgerekende doorsnedes gewaarborgd. Er zijn meerdere grondwaterstanden beschouwd. Stijging van de grondwaterstand tot aan het instroomniveau van de hoogste gelegen moten is mogelijk, alleen wordt het evenwicht van moot 5 kritisch.



Figuur 3-1: Principe oren.

Voor constructietype 2 geldt dat de onderwaterbetonvloer middels stekken gekoppeld is aan de betonnen bakconstructie. De dikte van de onderwaterbetonvloer varieert over de verschillende moten. In de beschikbare informatie zijn geen tekeningen gevonden met de diktes van het onderwaterbeton. De diktes waarmee gerekend is, zijn gebaseerd op de ontwerpberekeningen. Ook hiervoor geldt dat bij de beschouwing van een moot deze beschouwing geen uitsluitsel kan geven voor alle moten binnen deze constructietype. Ook hier geldt voor Swalmen dat de beschouwde moten die gekoppeld zijn aan een vloer van onderwaterbeton (constructietype 2) minder gevoelig zijn tegen opdrijven. De dikte van de onderwaterbetonvloer is waarschijnlijk gebaseerd op de bouwfase om zo een droge bouwkuip te creëren en minder op de definitieve situatie.



3.6 Impact stijging grondwater ten opzichte van diepte constructie

In de voorgaande paragrafen zijn onzekerheden van de constructieve componenten voor een deel meegenomen in de uitgevoerde oprijfberekeningen. Tijdens de overleggen met RWS is een meer algemene analyse aan bod gekomen. Namelijk, dat een stijging van het grondwater een grotere impact heeft als de diepte van de betreffende constructie minder is.

Deze redenering wordt in onderstaand voorbeeld toegelicht en uitgewerkt:

Bij een constructie met een veiligheidsfactor 1,1, bedraagt de neerwaartse kracht 1,1 maal de opwaartse. Bij een constructie die 5 meter waterdruk heeft bedraagt de veiligheid 10% van de opwaartse waterdruk. De veiligheid voor dit onderdeel is 0,5 m. Indien een (onderdeel van een) constructie 2 m waterdruk heeft, en de veiligheid nog steeds 10% bedraagt, is bij een gelijke veiligheid de waterdruk 0,2 m. Op basis van bovenstaande kan geconcludeerd worden dat (onderdelen van een) constructies die minder diep in het grondwater liggen gevoeliger zijn voor een stijging van het grondwater. Een stijging van 0,15 m kan bij de ondiepere constructie een kritisch effect hebben, maar de diepe constructie niet. Uit de uitgevoerde oprijfberekeningen komt dit echter niet naar voren, met name vanwege verschillen in de constructiewijze. Door deze verschillen in constructie is in de uitgevoerde analyse in paragraaf 3.5 juist een hogere veiligheid bij de ondiepere delen van de constructie berekend.



4 Mogelijk gevoelige en ongevoelige constructies

In hoofdstuk 3 zijn gedetailleerde berekeningen van een aantal objecten uitgevoerd. Hieruit bleek dat voor de meeste van de bekeken objecten geldt dat deze gevoelig zijn voor opdrijven bij een stijgende grondwaterstand. Voor Noorkerveld geldt echter dat voor de diepe delen niet voldaan wordt aan de huidige eisen.

De maximale grondwaterstandstijging wordt gelimiteerd door de drempelhoogte van de constructies. Uit de berekeningen blijkt dat als de grondwaterstand op of net onder het niveau van de drempelhoogte zit, er geen risico is op opdrijven (met uitzondering voor de diepe delen van Noorkerveld). Voordat opdrijven plaatsvindt zullen andere mechanismen (zoals instroom van (grond)water over de drempelhoogte of het onder water lopen van het omringende gebied) plaatsvinden.

In het voorgaande onderzoek [4] is een volgorde van gevoeligheid tegen opdrijven van de constructietypen vastgesteld, waarbij de polderconstructie (IV) het minst gevoelig is, en de gewichtsconstructie (I) het meest gevoelig.

Deze was in aflopende gevoeligheid:

- I. Gewichtsconstructie;
- II. folieconstructies;
- III. constructie met trekpalen;
- IV. polderconstructie.

Uit de nieuwe beschouwing volgt dat een folieconstructie minder gevoelig is dan gedacht. Naar aanleiding van het onderzoek is de gevoeligheid van de folieconstructies vergelijkbaar met die van de constructies met trekpalen. Dat betekent dat er nu drie categorieën zijn, waarbij de polderconstructie (III) nog steeds het minst gevoelig is, en de gewichtsconstructie (I) het gevoeligst.

De nieuwe volgorde met aflopende gevoeligheid wordt daarmee:

- I. Gewichtsconstructie;
- II. constructie met trekpalen/ folieconstructies;
- III. polderconstructie.

Op basis van deze berekeningen zijn de objecten uit het voorgaande onderzoek [4] opnieuw beschouwd. Op basis van expert judgement van Aveco de Bondt en van Rijkswaterstaat is een inschatting gemaakt welke objecten mogelijk wel gevoelig zijn voor opdrijven en welke niet. Hierbij is het (deel)objecttype leidend.

In Tabel 4-1 staan de beschouwde objecten weergegeven. Van vier objecten is geconcludeerd dat deze mogelijk gevoelig zijn voor opdrijven. Dit zijn ofwel gewichtsconstructies ofwel het constructietype is onbekend. Zoals aangegeven in de tabel zijn deze vier objecten mogelijk wel gevoelig. Om de daadwerkelijke gevoeligheid te bepalen dienen ze nader beschouwd te worden. In de tabel staat ook de eindscore weergegeven van de eerdere prioritering. Daarin is te zien dat voor een aantal objecten de score hoog was, maar na nader onderzoek de gevoeligheid kleiner wordt ingeschat. Voor Swalmen en de Verlsruerverkeerstunnel geldt juist dat deze gevoeliger worden ingeschat. Voor Swalmen komt dat voornamelijk omdat blijkt dat de constructie dermate complex is dat een analyse voor een onderdeel geen conclusie geeft voor het gehele object.

In de tabel zijn ook de Vollenhovetunnel, de prinses Margrietunnel en de Vlaketunnel opgenomen. Bij de bekende problematiek van deze objecten speelt het constructief bezwijken van een onderdeel een rol. In [4] is aangegeven dat dit geen onderdeel is van de prioritering



In de volgende paragrafen is voor de vier constructies weergegeven hoe de verandering in grondwaterstand die met het LHM- grondwatermodel is berekend zich verhoudt tot oprijfberekeningen.

Tabel 4-1: Ongevoelige en mogelijk gevoelige objecten voor opdrijven. De oranje gearceerde constructies zijn mogelijk gevoelig voor opdrijven.

Nummer	Kunstwerknaam	Type constructie t.b.v. prioritering	Eindscore eerste prioritering [4]	Mogelijk gevoelig
30G-312-05	Spoorwegviaduct (A4)	Niet bekend	340	Ja
21F-306-01	Blankenstein (A32)	Gewichtsconstructie	220	Ja
58D-361-01	Swalmen (A73)	Gewichtsconstructie	140	Ja
25A-004-01	Velservederkeerstunnel (A22)	Gewichtsconstructie	100	Ja
25D-005-01	Schiphol tunnels (A4) ⁶	Niet bekend	300	Nee
37E-149-01	Oeververbinding Gaag (A4) ⁷	Folieconstructie	260	Nee
37E-315-01	Spoortunnel Schiedam (A20)	Trekelementen	310	Nee
37E-304-01	Spoortunnel Schiedam noord (A20)	Trekelementen	220	Nee
37E-003-16	Knooppunt Kleinpolderplein (A20)	Trekelementen	170	Nee
48H-300-01	Vlaketunnel (A58)	Trekelementen	250	Nee
37D-131-01	Thomassentunnel (A15)	Trekelementen	220	Nee
25H-118-01	Vechtzicht (A1)	Trekelementen	220	Nee
38A-004-01	Gouwe Aquaduct (A12)	Trekelementen	240	Nee
30G-006-01	Sijtwendetunnel (A14)	Folieconstructie	220	Nee
11A-112-01	Akwadukt Mid-Fryslan (A32)	Folieconstructie	200	Nee
28H-308-02	Noorkerveld (A1)	Folieconstructie	200	Nee
58E-365-01	Kunstwerk Tegelen (A73)	Polderconstructie	180	Nee
44A-302-01	Drechtunnel (A16)	Polderconstructie	300	Nee
38A-114-01	Cortlandt (A20)	Trekelementen	180	Nee
30F-132-01	HSL (A4)	Trekelementen	180	Nee
51E-121-01	Nijnsel (A50)	Trekelementen	180	Nee
28H-308-02	Noorkerveld (A1)	Trekelementen	180	Nee
37E-149-01	Oeververbinding Gaag (A4)	Trekelementen	240	Nee
37H-312-01	1e Heinenoordtunnel (A29)	Trekelementen	250	Nee
37D-131-01	Thomassentunnel (A15)	Folieconstructie	120	Nee
28C-105-01	Salland Twentetunnel (A35)	Trekelementen	100	Nee
10H-302-01	Prinses Margriet tunnel (A7)	Trekelementen	90	Nee
11A-112-01	Akwadukt Mid-Fryslan (A32)	Polderconstructie	40	Nee

⁶ Er zijn meerdere Schipholtunnels. Deze objecten zijn beschouwd door RWS en op basis daarvan kan geconcludeerd worden dat deze niet gevoelig zijn voor opdrijven.

⁷ Voor de Oeververbinding Gaag geldt dat twee deelobjecten doorgerekend zijn. Zowel de veiligheid voor de folieconstructie als die voor de trekelementen is berekend.



4.1.1 Spoorviaduct A4, 30G-312-05

Voor de spoortunnel onder de A4 bij Leidschendam zijn de grondwaterstanden weergegeven in Tabel 4-2. De hoge eindscore uit het voorgaande onderzoek [4] en de classificatie mogelijk gevoelig wordt bepaald door de berekende grondwaterstandstijging door de onttrekking van voormalig Gist-Brocades in Delft en de ontbrekende archief gegevens. De kans dat de onttrekking in Delft zonder meer gestopt wordt is wellicht niet groot, afbouw van de onttrekking is wel degelijk in gang gezet.

Tabel 4-2: Grondwaterstanden en uitgangspunten berekeningen spoorviaduct A4

Bron	Grondwaterstand (m NAP)	Toelichting
LHM GHG	-4,15	Huidige (referentie)
LHM I2 (GHG)	-2,30	
Ontwerp		Onbekend
Instroomhoogte		Onbekend
Berekende stijging	0,513	
Maaiveld	-6.62	Weghoogte o.b.v. AHN

4.1.2 Blankenstein (A32), 21F-306-01

Voor de tunnel in de A32 bij Meppel zijn de grondwaterstanden weergegeven in Tabel 4-3. Uit de tabel blijkt dat de berekende grondwaterstandsverandering zeer klein is. De gevoeligheid van het object voor een verandering de grondwaterstand is hoog vanwege de hoge score voor een gewichtsconstructie. Daarnaast is, hoewel de verandering klein is, de maximaal berekende waterstand (met 0,7 m NAP) wel hoger dan de ontwerp grondwaterstand.

Een nabij gelegen peilbuis (BRO GMW000000080699) heeft een grondwaterstand van circa 0,47 m NAP als 95 percentiel (periode 2022-2024). Aangezien dit overeenkomt met de range van het model en dit nagenoeg zo hoog is als de ontwerpgrondwaterstand blijft deze constructie, ook bij kleine veranderingen in de grondwaterstand, gevoelig voor wijzigingen.

Tabel 4-3: Grondwaterstanden en uitgangspunten berekeningen Blankenstein A32

Bron	Grondwaterstand (m NAP)	Toelichting
LHM GHG	0,28 (max =0,7)	
LHM I2 (GHG)	0,00 (max = 0,46)	
Ontwerp	0,50	
Instroomhoogte	4,67	Bovenkant wand
Berekende stijging	0.01	
Maaiveld	-2,95	Weghoogte o.b.v. AHN



4.1.3 Swalmen (A73), 21F-306-01

Voor de tunnel in de A73 bij Swalmen zijn de gegevens opgenomen in Tabel 4-4. De constructie is gevoelig vanwege de complexe opbouw waardoor geen eenduidige conclusie is te trekken. In het eerdere onderzoek was dit nog niet bekend [4]. Per moot is de opbouw verschillend. De berekende stijging is aanzienlijk, zeker in verhouding tot de ontwerpgrondwaterstand (bij moot 16) en de marge tussen ontwerpgrondwaterstand en berekende grondwaterstanden. Er zijn in de directe omgeving geen (openbare) peilbuizen om de grondwaterstanden ter plaatse van de constructie te verifiëren.

Tabel 4-4: Grondwaterstanden en uitgangspunten berekeningen Swalmen A73

Bron	Grondwaterstand (m NAP)	Toelichting
LHM GHG	20,,26	
LHM I2 (GHG)	20,25	
Ontwerp	20,85	
Instroomhoogte	21,78	As Toerit
Berekende stijging	0,61	
Maaiveld	-17,08	Weghoogte o.b.v. AHN

4.1.4 Velservederkeerstunnel (A22), 58D-361-01

Voor de Velservederkeerstunnel staan de gegevens in Tabel 4-5. De score en de gevoeligheid van deze constructie wordt voornamelijk bepaald door het feit dat het een gewichtsconstructie betreft. De berekende verandering in de grondwaterstand is echter laag. Deze constructie is ook door Deltares beschouwd, daar was de conclusie dat een nadere beschouwing aanbevolen is.

Nabijgelegen peilbuizen geven freatische waterstanden die een stuk hoger liggen dan de berekende grondwaterstanden. Peilbuizen met een dieper filter, op grotere afstanden van de constructie, geven waarden die wel binnen de range van de modeluitkomsten liggen.

Gezien de beperkte marge tussen de maximale waterstand en de freatische meetgegevens die hogere waterstanden aangeven dan berekend, kan niet worden geconcludeerd dat de kans van voorkomen laag is, ondanks de geringe stijging die berekend wordt. De constructie blijft dus mogelijk gevoelig.

Tabel 4-5: Grondwaterstanden en uitgangspunten berekeningen Velsertunnel A22

Bron	Grondwaterstand (m NAP)	Toelichting
LHM GHG	-0,51 (-0,19 max)	
LHM I2 (GHG)	-0,49	
Ontwerp	0,06	
Instroomhoogte		Onbekend
Berekende stijging	0,03	
Maaiveld	-4,47	Weghoogte o.b.v. AHN



Figuur 4-1: Locaties mogelijk gevoelige verdiepte constructies voor opdrijven.



5 Conclusies en aanbevelingen

Klimaatverandering, maatregelen in het waterbeheer en (autonome) ontwikkelingen hebben invloed op de grondwaterstand. Een stijgende of dalende grondwaterstand kan risico's opleveren voor het hoofdwegennetwerk van Rijkswaterstaat. Onderzoek van Deltares geeft aan dat de toename van grondwaterstanden een risico kan vormen voor de veiligheid van verdiepte constructies, zoals toeritten van tunnels, verdiepte liggingen en aquaducten. In het voorgaande onderzoek [4] is een methodiek opgesteld waarmee een volgorde van urgentie aangebracht kon worden in de gevoeligheid voor opdrijven van verdiepte constructies. Dit is gedaan om te bepalen welke van deze constructies als eerste nader onderzocht dienen te worden, of waar maatregelen getroffen moeten worden.

De methodiek resulteerde in een lijst met scores voor (deel)objecten. De nieuwe prioritering gaf aan welke verdiepte constructies in het hoofdwegennet van Rijkswaterstaat het meest gevoelig zijn voor veranderingen in grondwaterstand en op locaties liggen waar een verandering van grondwaterstanden in de (nabije) toekomst plausibel is, gezien de verwachte klimaatverandering en beleidsaccenten. In deze prioritering werd ook de beschikbaarheid van informatie meegenomen. Het ontbreken van informatie had een grote impact op de hoogte van de score.

Om na te gaan of de objecten hoog op de prioritering daadwerkelijk gevoelig zijn voor opdrijven zijn enkele objecten geselecteerd gedetailleerd doorgerekend met een verhoogde grondwaterstand.

Daarnaast is onderzocht of de methode van prioritering gevoelig is voor aanpassing van de weegfactoren én is bepaald wat de nauwkeurigheid is van de gebruikte getallen, met name van de grondwaterstanden. Hiermee is onderzocht of de prioritering substantieel veranderd bij andere scores.

5.1 Gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse

De gevoeligheidsanalyse laat zien dat de gehanteerde methodiek met scores een robuust resultaat geeft. Er zijn geen significant andere uitkomsten in de prioritering als de weging van de scores anders wordt toegepast. De onzekerheidsanalyse maakte duidelijk dat de berekende grondwaterstanden een grote mate van onzekerheid hebben. De overige parameters zijn voor een belangrijk deel afgeleid op basis van archiefgegevens of het betreffen nominale waarden. Hiervoor is geen onzekerheidsmarge te bepalen. De onzekerheid van deze twee categorieën is in de huidige scoring al meegenomen door de hoge score voor de beschikbaarheid van archief gegevens. Voor het aanpassen van de weging of de scores op basis van gevoeligheid en onzekerheid is op basis van de analyse geen aanleiding.



5.2 Oprijfberekeningen

5.2.1 Folieconstructies

In dit onderzoek zijn twee (deel)objecten met een folieconstructie beschouwd, namelijk Noorkerveld (in de nabijheid van Hengelo (Overijssel)) en Oeververbinding Gaag (in de omgeving van Delft). Voor de situatie dat de constructie in gebruik is, dus geen ontgraving binnen de constructie, zijn deze niet gevoelig voor opdrijven. Wel zijn folieconstructies gevoelig voor opdrijven op het moment dat grond in de constructie ontgraven wordt bijvoorbeeld bij onderhoudswerkzaamheden. Om te bepalen of onderhoud voor een kritische situatie zal zorgen, zijn maatwerkberekeningen nodig zijn. In paragraaf 0 wordt hier verder op ingegaan.

5.2.2 Constructies met trekpalen

In dit onderzoek zijn twee (deel)objecten met trekpalen beschouwd, namelijk Noorkerveld (in de nabijheid van Hengelo (Overijssel)) en Oeververbinding Gaag (in de omgeving van Delft). Voor deze constructies geldt dat de ondiepe delen ongevoelig zijn voor opdrijven. Bij de diepere delen wordt een kleinere veiligheid berekend en zijn sommige delen gevoelig voor opdrijven. Bij de bepaling van het verticaal evenwicht is gerekend met een waterstandsverhoging tot het instroomniveau.

Naast de factoren op de belastingen zijn ook veiligheidsfactoren verwerkt in de bepaling van de trekcapaciteit⁸. De daadwerkelijke veiligheid is daarom hoger dan wat uit de evenwichtsberekeningen volgt. Alle berekende delen zijn ongevoelig als gerekend wordt zonder deze veiligheidsfactoren. In paragraaf 3.4 wordt hier verder op ingegaan.^{3.4}

5.2.3 Gewichtsconstructies

Er is in dit onderzoek de gewichtsconstructie Swalmen (nabij Roermond) beschouwd. De doorgerekende onderdelen zijn bij ontwerpwaterstanden ongevoelig voor opdrijven. In paragraaf 3.4 wordt hier verder op ingegaan.^{3.4} Aangezien bij deze evenwichtsconstructie per moot het type constructie en de afmetingen veel verschillen kunnen geen algemene conclusies voor de gehele constructie getrokken worden. Dit is een belangrijk aandachtspunt voor eventuele vervolgstudies en voor de interpretatie van de resultaten van dit onderzoek.

5.2.4 Algemeen

In algemene zin geldt dat vrijwel alle nader bekeken constructies niet gevoelig zijn voor opdrijven. Een gedetailleerdere berekening, eventueel zelfs op mootniveau, van een object geeft nog meer inzicht in de daadwerkelijke situatie én verkleint de gevoeligheid. Alleen voor het diepe deel van Noorkerveld geldt dat deze zelfs met de huidige richtlijnen niet voldoet.

De constructie-types en de wijze waarop het verticaal evenwicht wordt bepaald verschillen dusdanig dat er geen algemene conclusie kan worden getrokken die generiek is voor alle constructies. Daarnaast bestaan de objecten vaak uit verschillende constructietypen. Het toepassen van een prioritering met alle typen constructies is daarmee niet zinnig. Wel kan de vergelijking gemaakt worden tussen (deel)objecten met dezelfde constructietypen én de gevoeligheid van een constructietype ten opzichte van een ander type.

De conclusies van deze berekeningen zijn meegenomen naar de stap van prioritering naar de bepaling of een constructie (on)gevoelig is.

⁸ Zoals aangegeven in paragraaf 3.4 is er over de tijd variatie geweest in de veiligheidsfactor. Hier dient rekening gehouden mee te worden bij de vergelijking van (berekeningen van) oudere en jongere objecten..



5.3 Van prioritering naar (on)gevoeligheid

Op basis van de conclusies in de vorige paragraaf zijn de objecten uit het voorgaande onderzoek [4] opnieuw beschouwd (dus niet gedetailleerd her berekend). Van vier objecten is geconcludeerd dat deze mogelijk gevoelig zijn voor opdrijven, hierbij is het constructietype leidend. Het zijn ofwel gewichtsconstructies ofwel het constructietype is onbekend. Het gaat om het Spoorwegviaduct in de A4 bij Leidschendam, de Blankensteijntunnel in de A34 bij Meppel, Swalmen tunnel in de A73 bij Roermond en de Velservederkeerstunnel in de A22 bij Velsen. De objecten zijn mogelijk gevoelig, maar dienen voor een daadwerkelijke conclusie nader beschouwd te worden. Als voorbeeld hiervoor kan gekeken worden naar de tunnel Swalmen. De gewichtsconstructie van de tunnel bij Swalmen is weliswaar beoordeeld en goed bevonden, maar tijdens de analyses is geconstateerd dat vloerdiktes en afmetingen van oren per moot verschillen. Door deze variatie geeft het berekende resultaat van een evenwicht bij een bepaalde moot (deelobject) geen uitsluitel over andere moten. Het risico blijft dus aanwezig. De genoemde objecten dienen voor een daadwerkelijke conclusie nader beschouwd te worden.

Voor de vier objecten is ook gekeken of de berekende grondwaterstanden een vergroterend of juist verkleinend effect hebben op de gevoeligheid. Daaruit blijkt dat de wijzigingen soms klein zijn (zoals bij de Velservederkeerstunnel), maar desondanks de objecten nog steeds mogelijk gevoelig zijn. De conclusies wijzigen niet op basis van de berekende grondwaterstanden.

De berekeningen leveren een nieuw inzicht wat betreft de gevoeligheid van folieconstructies. Uit de nieuwe beschouwing volgt dat een folieconstructie minder gevoelig is dan eerder gedacht. De gevoeligheid van de folieconstructies ligt op hetzelfde niveau als constructies met trekpalen. Ook nu blijkt dat gewichtsconstructies het meest gevoelig zijn voor opdrijven.

De nieuwe volgorde van hoge naar lage gevoeligheid wordt daarmee:

- I. _____ Gewichtsconstructie;
- II. _____ constructie met trekpalen/ folieconstructies;
- III. _____ polderconstructie.

5.4 Discussie en aanbevelingen

5.4.1 Generieke conclusies voor complexe constructies

In dit onderzoek en in de voorgaande onderzoeken is getracht om een algemene conclusie over de gevoeligheid voor opdrijven van verdiepte liggingen in het hoofdwegennet van Rijkswaterstaat te genereren. Tijdens de uitvoering van het onderzoek bleek dat de verschillen in de berekeningen voor de veiligheid tegen opdrijven voor de verschillende constructietypen dermate waren dat de uitkomsten van deze verschillende berekeningen niet één op één met elkaar te vergelijken zijn. Daarnaast bleek dat vrijwel geen van de verdiepte liggingen uit één constructietype bestaat, maar soms wel uit drie verschillende typen. Dat maakt het trekken van een conclusie voor één specifiek object met een generieke methode niet mogelijk. Vanwege het veelvoud aan constructietypen én de diversiteit in uitvoering van de verschillende moten is het moeilijk om definitief uit te sluiten dat geen enkel onderdeel van de constructie gevoelig is voor opdrijven.

Eventueel kan gekozen worden om verdiepte constructies uit te splitsen op onderdelen met verschillende bouwwijze op moment dat deze informatie beschikbaar is, bijvoorbeeld tijdens vervanging of renovatie, waarna deze onderdelen gescoord kunnen worden op basis van hun eigenschappen.

De generieke benadering voor de inventarisatie van de risico's heeft beperkingen in de toepasbaarheid op mootniveau. Aanbevolen wordt om de complexiteit van een constructie mee te blijven nemen, ook als generieke conclusies worden getrokken.



Echter, voor vrijwel alle nader bekeken constructies geldt dat deze niet gevoelig zijn voor opdrijven. Alleen voor het diepe deel van Noorkerveld geldt dat deze zelfs met de huidige richtlijnen niet voldoet. Een gedetailleerdere berekening, eventueel zelfs op mootniveau, van een object geeft nog meer inzicht in de daadwerkelijke situatie én kan daarmee de gevoeligheid verkleinen.

5.4.2 Beschikbaarheid gegevens

De complexiteit van de constructies onderschrijft het belang van een goede beschikbaarheid van gegevens. Ook bij dit onderzoek bleek dat niet van alle onderdelen geschikte documenten of tekeningen aanwezig waren in het archief. Dat zorgt ervoor dat de beschouwingen niet altijd volledig zijn. Indien een keuze of een aanname gemaakt moest worden over een parameter of een ontwerpwaterstand is uitgegaan van een conservatieve waarde, waarmee mogelijk een te negatief beeld geschetst wordt. In de bijlagen is aangegeven als een waarde ingeschat diende te worden.

5.4.3 Maximale stijging grondwaterstand

De gedetailleerde berekeningen gaven inzicht in de daadwerkelijke veiligheid van de verschillende onderdelen van de (deel)objecten. Hierbij is gerekend met een grondwaterstand tot het instroomniveau van de verdiepte constructies, dus het kielspit of de drempelhoogte. Daaruit bleek dat deze grondwaterstand (meestal) niet kritisch was. De constructie zal bij een dergelijke grondwaterstand niet gaan opdrijven. Of de grondwaterstand onder de constructie daadwerkelijk volledig gelimiteerd wordt door het instroomniveau is niet onderzocht binnen dit project, en moet verder onderzocht worden. Een verdere stijging van de grondwaterstand kan namelijk de gevoeligheid van de constructies voor opdrijven vergroten. Omgekeerd geldt ook dat als er een kleinere grondwaterstandstijging plaatsvindt de veiligheid toe kan nemen.

5.4.4 Stopzetten onttrekking DSM / Gist Brocades

Voor de oeververbinding Gaag geldt dat bij het stopzetten van de wateronttrekking DSM Delft, waarna de grondwaterstand stijgt naar NAP -1,5 m, zowel de delen met een folieconstructie als ook de constructies met trekpalen instroming van grondwater kunnen ondervinden. In deze rapportage wordt ervan uitgegaan als dit optreedt de folieconstructie niet meer kan opdrijven. Het hoge grondwater wordt namelijk of afgevoerd door de omliggende detailontwatering of doordat het de constructie inloopt (overlopen), waardoor het grondwaterpeil niet verder stijgt. Het mogelijk instromen van (grond)water wordt veroorzaakt door de niveaus van beide kielspitten, namelijk NAP – 1,9 m t.p.v. de noordelijke toerit en NAP -2,4 m t.p.v. de zuidelijke toerit.

Als alleen gekeken wordt naar de constructie met trekpalen, zonder rekening te houden met het instroomniveau van beide kielspitten, dan dienen de effecten op de constructie nader onderzocht te worden. Bij het verder afbouwen van de grondwateronttrekking van de DSM dient hiermee rekening gehouden te worden. Aanbevolen wordt om dit risico te signaleren bij de verantwoordelijke voor het afbouwen van deze onttrekking.

Er bestaat ook mogelijk een moment dat het (grond)water dermate hoog stijgt, dat er een risico is op opdrijven, maar het grondwater nog niet genoeg door drainage of via de pompkelders wordt afgevoerd waardoor wel opdrijven plaatsvindt. In dit onderzoek is niet verder ingegaan op dit moment, maar in eventueel vervolgonderzoek kan deze balans worden onderzocht.



Bijlage 1 Berekening folieconstructie 28H-308-02 Noorkerveld

1.01 Leeswijzer bijlage

In deze bijlage zijn de berekeningen van het deelobject folieconstructie Noorkerveld doorgerekend. Deze bijlage is bedoeld als technische onderbouwing van de conclusies in het hoofdrapport. Eerst wordt een beschrijving van het object gegeven. Daarna wordt ingegaan op de informatie voor de verschillende toeritten. Voor de westelijke toerit geldt dat een wijziging in het ontwerp heeft plaatsgevonden. Er zijn berekeningen uitgevoerd voor de verschillende toeritten. Deze berekeningen zijn uitgevoerd conform de uitgangspunten en eisen voor folieconstructies. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabelvorm en er zijn uitsneden van de rekensheets toegevoegd. In deze uitsneden is in paars de veiligheid weergegeven.

1.02 Beschrijving object

Object Noorkerveld (28H-308-02) betreft de ongelijkvloerse kruising van de A1 met de Hasselerbaan in Hengelo (OV), zie Figuur 5-1. In diverse documenten wordt dit object KW 43 genoemd. Het bouwjaar is medio 1987. De toeritten zijn opgebouwd uit een tweetal type constructies. Ter plaatse van het eerste, minst diepe deel van de toeritten ligt een folieconstructie. Ter plaatse van het dieper gelegen deel ligt een constructie van gewapend beton met trekpalen. Deze beschouwing betreft de folieconstructie. In Bijlage 4 wordt het deel met trekpalen beschouwd.

De lengte van de folieconstructie aan de westzijde was in 1^e instantie 170 m. Lopende het project is de betonnen bak verlengd en de folieconstructie ingekort met 36 m waardoor de lengte 134 m is. De lengte van de folieconstructie aan de oostzijde is 128 m. De westelijke folieconstructie sluit aan op de fietstunnel 28H-307-01 ook wel KW 42 genoemd.

De buitenzijden van de folieconstructies zijn voor een deel opgebouwd uit een natuurlijk talud en voor een deel uit damwanden, zie ook Figuur 5-2.



Figuur 5-1: Situatie ongelijkvloerse kruising Noorkerveld (bron: Google Earth)



Figuur 5-2: Situatie ter plaatse van de westelijke toerit richting het oosten gezien. Op de achtergrond de open bak van gewapend beton (bron: Google Earth).

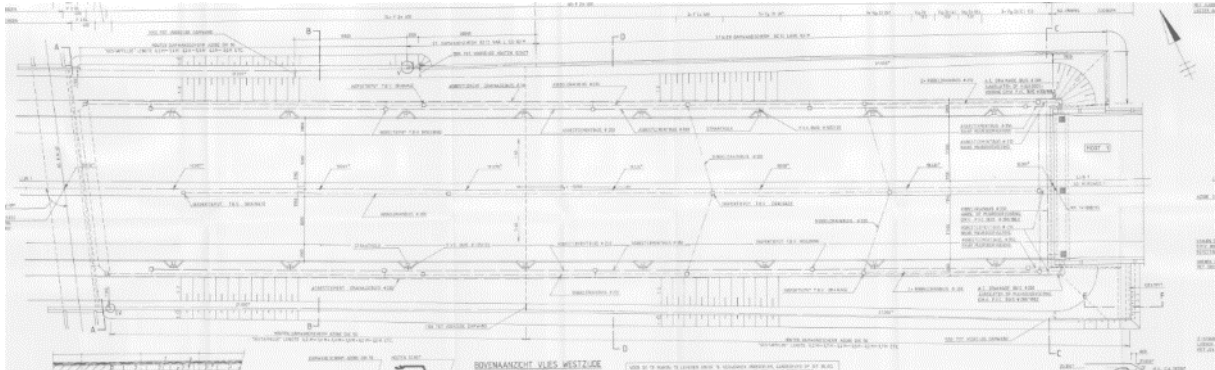


Figuur 5-3: Situatie ter plaatse van de oostelijke toerit richting het westen gezien. Op de achtergrond de open bak van gewapend beton (bron: Google Earth).

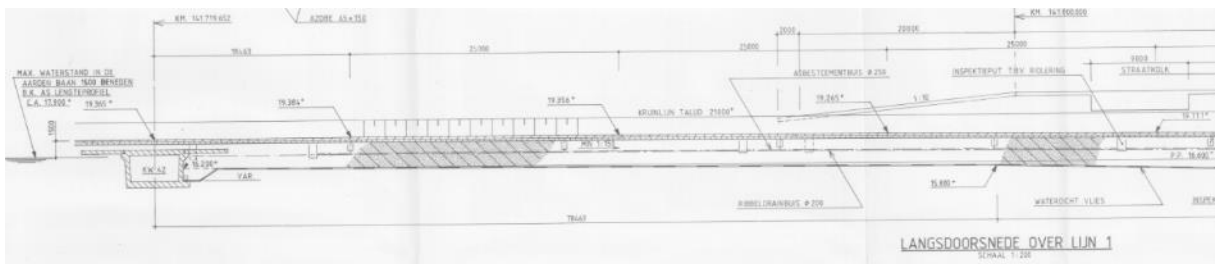


1.03 Informatie Westelijke toerit

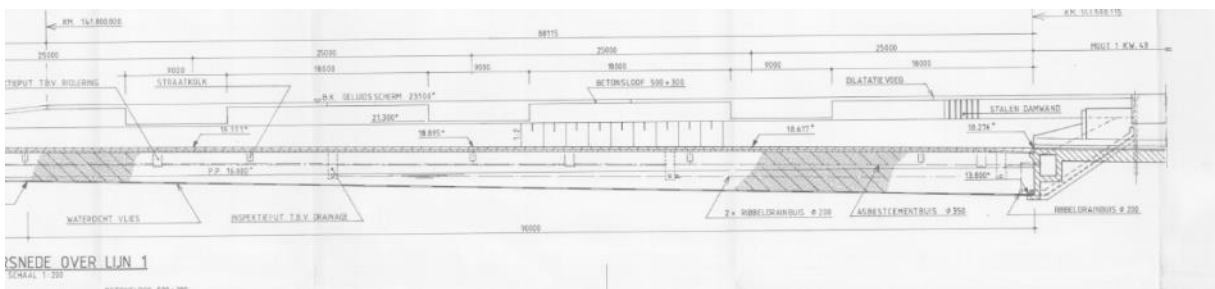
Oorspronkelijk ontwerp:



Figuur 5-4: Bovenaanzicht folieconstructie westelijke toerit (bron: tekening RWSON-2018-097935).



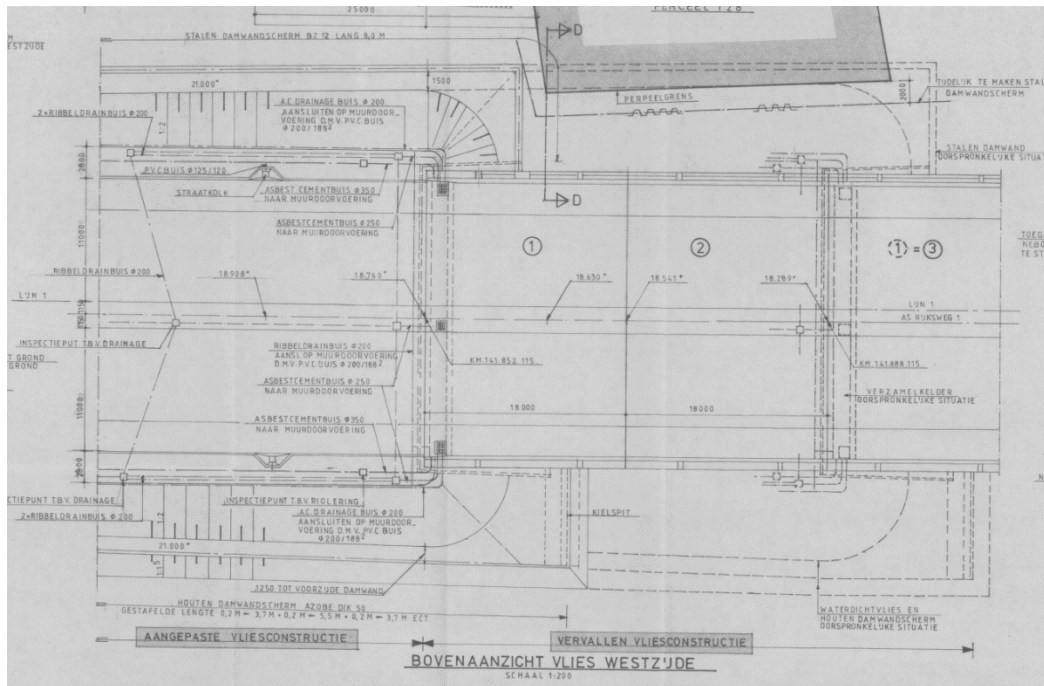
Figuur 5-5: Langsdoorsnede westelijke toerit (bron: tekening RWSON-2018-097935).



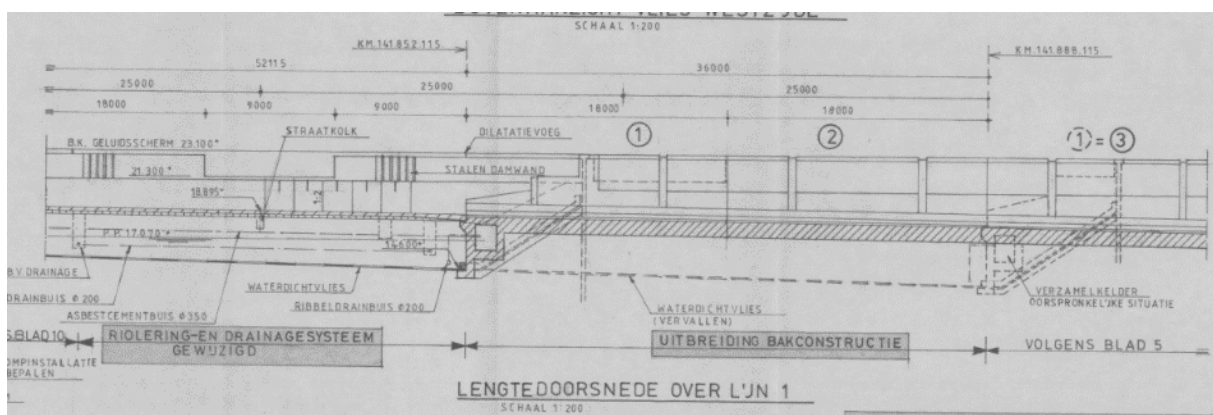
Figuur 5-6: Langsdoorsnede westelijke toerit (bron: tekening RWSON-2018-097935).



Westelijke toerit na wijzigen van het ontwerp door uitbreiding bakconstructie aan de westzijde en inkorten folieconstructie:



Figuur 5-7: Bovenaanzicht westelijke toerit met verlengde betonnen bak en ingekorte folieconstructie (bron: tekening RWSON-2018-097942, RWSON-2018-097943 en RWSON-2018-097944).

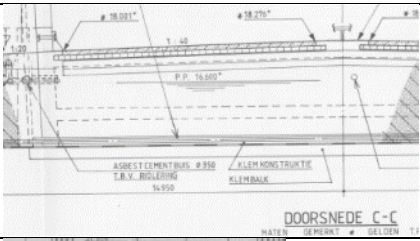



Figuur 5-8: Langsdoorsnede westelijke toerit met verlengde betonnen bak en ingekorte folieconstructie (bron: tekening RWSON-2018-097942, RWSON-2018-097943 en RWSON-2018-097944).



In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-1: Inventarisatie hoogtemaatvoering westelijke toerit.

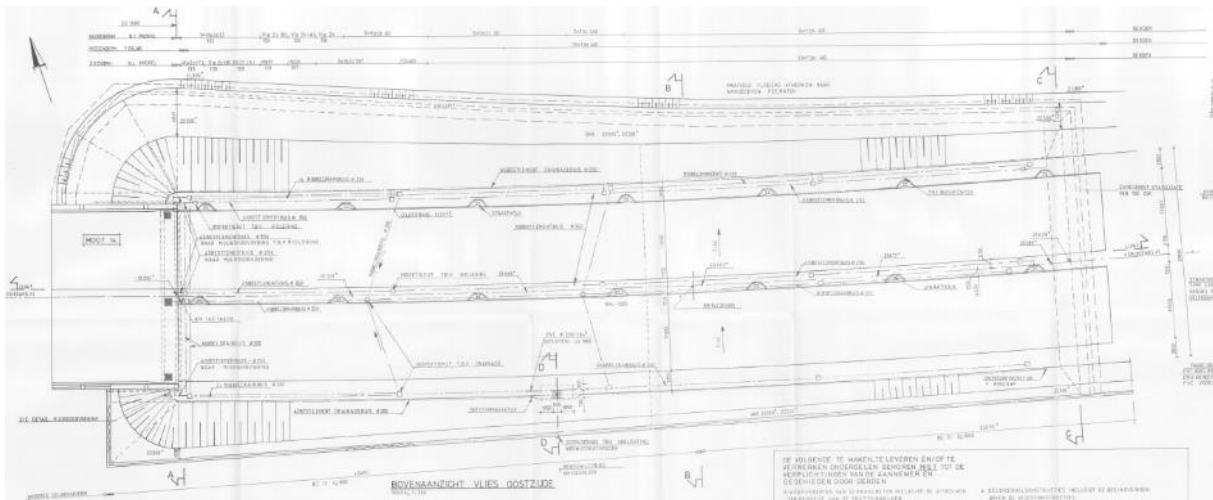
Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Grondwaterstanden volgens geotechnisch onderzoek	+18,0 / 19,5⁹	Document RWSO-2018-097962	Westzijde betreft aansluitend op KW42 3.3. <u>Grondwaterstanden</u> Voor gedetailleerde informatie omtrent de grondwaterstanden wordt ver- wezen naar ons bemalingsadvies (O-23210/94). De grondwaterstanden fluctueren onder invloed van het seizoen: * aan de oostzijde van kunstwerk 41 tussen circa N.A.P. + 20,3 m en N.A.P. + 19,1 m * nabij kunstwerk 41 tussen circa N.A.P. + 19,5 m en N.A.P. + 17,9 m. Alhoewel hieromtrent geen gegevens bekend zijn, moet het niet worden uitgesloten dat in natte perioden de grondwaterstand tot aan maaiveld reikt.
Waterstanden volgens het bestek	+17,3 / +20,0	Document RWSO-2018-097963	Westzijde betreft KW 42 aansluitend op de folieconstructie 3. Ter plaatse van het werk komen diverse wateroverlopende pakket- ten voor gescheiden door slecht waterdoorlatende (klei-)lagen. De vilt- hoogte van het grondwater in de diverse wateroverlopende pakketten t.p.v. KW 42 varieert van ca. 17,300 m + tot ca. 20,000 m+. De stijghoogte van het grondwater in de diverse wateroverlopende pakketten t.p.v. KW 43 varieert van ca. 17,300 m + tot ca. het huidige maaiveld. De hoogte van het hui- dige maaiveld varieert van ca. + 19,700 m aan de westzijde tot ca. + 21,500 m aan de oostzijde. Ter plaatse van de te maken vliedconstructie oost komen plaatselijk nog wat hogere terreinhoogten voor. het kunstwerk is verdeeld in 3 gedeeltes: - de westelijke afrit, lengte circa 166 m, hierbij wordt gebruik gemaakt van een vliedconstructie; aanlegniveau vlied varieert van N.A.P. + 16,6 m (aansluiting kunstwerk 42) tot N.A.P. + 14,1 m (nabij het centrale gedeelte); binnen het vlied zal een grondwaterstand worden nagestreefd van N.A.P. + 16,62 m;
Polderpeil binnen folie-constructie westelijke toerit voor de wijziging van het ontwerp	+16,6	Document RWSO-2018-097962	
Polderpeil binnen folie-constructie westelijke toerit voor de wijziging van het ontwerp.	+16,6	Tekening RWSO-2018-097935	
Polderpeil binnen folie-constructie westelijke toerit na wijziging van het ontwerp.	+17,07	RWSO-2018-097942, RWSO-2018-097943 en RWSO-2018-097944	 Na wijziging van het ontwerp is het rijling- en drainagesysteem aangepast/
Kielspit	+20,3	Tekening RWSO-2018-097935 Niet een echt kielspit toegepast maar aansluiting op damwand	Op het moment dat de GWS hoger dan het kielspit komt lopen zowel de folieconstructie als ook de betonnen bakconstructie vol met water.

⁹ Deze waarden worden aangehouden bij de evenwichtsberekeningen.

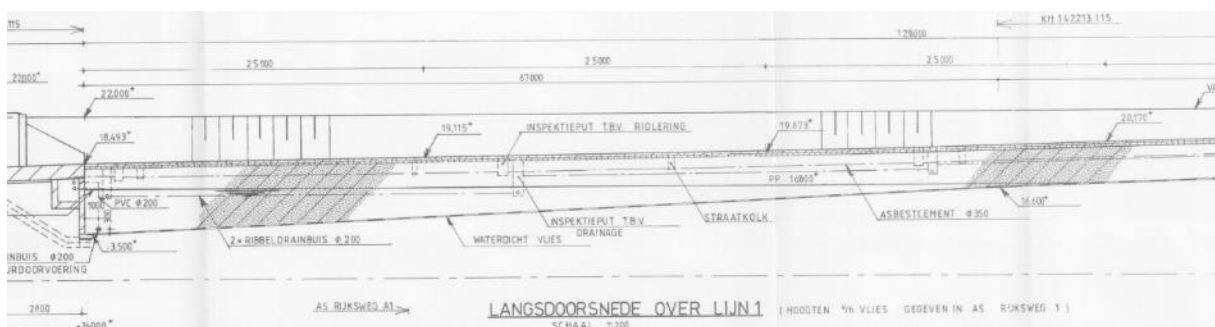


Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Maaiveld	+21,0	Tekening: RWSON-2018-097935	

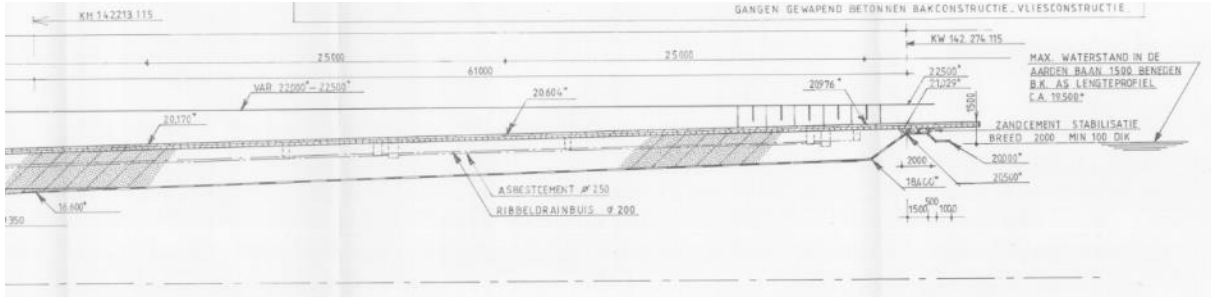
1.04 Informatie oostelijke toerit



Figuur 5-9: Bovenaanzicht folieconstructie oostelijke toerit (bron: tekening RWSON-2018-097936).



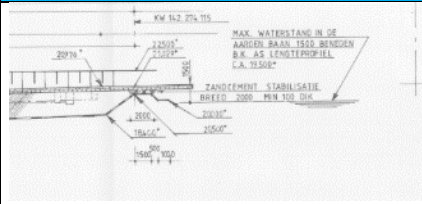
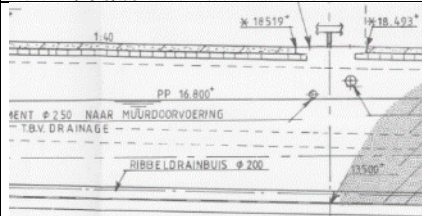
Figuur 5-10: Langsdoorsnede oostelijk toerit (bron: tekening RWSON-2018-097936).



Figuur 5-11: Langsdoorsnede oostelijk toerit (bron: tekening RWSO-2018-097936).

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-2: Inventarisatie hoogtemaatvoering oostelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Waterstand in de aardebaan	+19,5	Tekening: RWSO-2018-097936	
Grondwaterstanden volgens geotechnisch onderzoek	+19,1 / +20,3 ¹⁰	Document RWSO-2018-097962	<p>Oostzijde betreft KW43</p> <p>3.3. Grondwaterstanden</p> <p>Deur gedetailleerde informatie omtrent de grondwaterstanden wordt verwezen naar ons bemalingadvies (O-23510/79). De grondwaterstanden fluctueren onder invloed van het seizoen:</p> <ul style="list-style-type: none"> aan de oostzijde van kunstwerk 43 tussen circa N.A.P. + 20,3 m en N.A.P. + 19,1 m na bij kunstwerk 42 tussen circa N.A.P. + 19,5 m en N.A.P. + 18,0 m. <p>Alhoewel hierover geen gegevens bekend zijn, moet het niet worden uitgesloten dat in natte periodes de grondwaterstand tot een niveau van +18,0 m kan dalen.</p> <p>Er wordt verwezen naar het bemalingadvies, deze is niet aanwezig in de archiefstukken</p>
Waterstanden volgens het bestek	+17,3 / +21,0	Document RWSO-2018-097963	<p>Oostzijde betreft KW43</p> <p>5. Ter plaatse van het eek komen diverse wateroverende pakketten voor gescheiden door niet waterdoorlatende (klei-)lagen. De stijghoogte van het grondwater in de diverse wateroverende pakketten t.p.v. KW 42 varieert van ca. 17,300 m tot ca. 20,000 m. De stijghoogte van het grondwater in de diverse wateroverende pakketten t.p.v. KW 43 varieert van ca. 17,300 m tot ca. het huidige niveau. De hoogte van het huidige niveau varieert van ca. + 19,700 m aan de westzijde tot ca. + 21,000 m aan de oostzijde. Ter plaatse van de te maken vliesconstructie oost komen plaatselijk nog wat hogere terreinhoogtes voor.</p>
Polderpeil binnen folieconstructie westelijke toerit.	+16,8	Tekening: RWSO-2018-097936	

¹⁰ Deze waarden worden aangehouden bij de evenwichtsberekeningen



Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Kielspit	Varieert langs de buitenranden +21,3 / +21,8 / T.p.v. beëindiging toerit +20,5	Tekening RWSON-2018-097936	
Afshot folie	1:40	Folie ligt in dwarsrichting onder afschot. Tekening RWSON-2018-097936	
Maaiveld	+22,0	Tekening RWSON-2018-097936	



1.05 Uitgangspunten en eisen evenwichtsberekening

$$E_{stb;d} \geq E_{dst;d}$$

Hierin is:

- $E_{stb;d}$ = de rekenwaarde van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting zoals een grondpakket binnenin de constructie.
- $E_{dst;d}$ = de rekenwaarde van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Eisen vanuit ROK 2.0

In de ROK zijn een aantal eisen beschreven waaraan nieuwe folieconstructies moeten voldoen. Dit zijn:

Eis ROK-0500:

“De ontwerpuitgangspunten van folieconstructies zijn opgenomen in “CUR Rapport 221, Handboek folieconstructies”. In aanvulling hierop gelden de volgende bepalingen voor de toetsing van het oprijfmechanisme (UPL). Voor de partiële factoren voor de toetsing moet NEN 9997-1, Tabel A.15 worden aangehouden”.

Tabel 5-3: Tabel A.15 NEN 9997-1

Tabel A.15 - Partiële factoren op belastingen (γ_F)

Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
^a Aandrijvend.		
^b Weerstandbiedend.		

De toepassing van deze partiële factoren, ook wel veiligheidsfactoren genoemd, wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt. In het vervolg van deze paragraaf verder e.e.a. toegelicht.

Eis ROK-0685:

“Voor de laagste grondwaterstand geldt de factor $\gamma_{G;dst} = 1,0$ overeenkomstig Tabel A.15 NEN 9997-1. Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op peilbuismetingen geldt de factor $\gamma_{Q;dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q;dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G;dst} = 1,0$ worden aangehouden”.

Deze eis maakt een onderscheid tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Omdat de laagste grondwaterstand min of meer een zekere waterstand is wordt deze vermenigvuldigd met een factor 1,0. Het variabele deel is minder zeker. Daarom wordt dit deel vermenigvuldigd met 1,5. Dit kan bepaald worden door bijvoorbeeld peilbuismetingen. Er is een bovengrens geïntroduceerd dat als het theoretisch niveau van $1,0 \cdot$ de laagste grondwaterstand + $1,5 \cdot$ de variabele waterstand samen groter worden dan het instroomniveau, waardoor een constructie vol kan lopen, dat dan gerekend kan worden met de waterstand die hoort bij dit instroomniveau $\cdot 1,0$.



Eis ROK-0686:

“Hierbij moet rekening worden gehouden met mogelijke trendwijzigingen in de ontwerplevensduur van de constructie (bijvoorbeeld waterwinning, peilwijziging, invloed wijziging peilbeheer van rivier/beek, wijzigingen als gevolg van klimaatveranderingen). Hieraan moet, indien noodzakelijk, een geohydrologisch model ten grondslag liggen”.

Eisen vanuit de CUR 221

De CUR 221 gaat specifiek over folieconstructies en kent twee fasen namelijk de fase voor het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 1) en de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2).

Fase 1 is de situatie voordat de weg met fundering wordt aangebracht. Deze fase kan ook gezien worden als de tijdelijke fase waarbij de wegconstructie vervangen wordt

Fase 2 is de situatie waarin de weg met de fundering is aangebracht. Dit is in feite de gebruiksfase als verkeer door de toerit rijdt.

Uitgangspunten volumieke massa

- $\gamma_{\text{zoet grondwater}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$ vanwege de ligging in oost Nederland,
- $\gamma_{\text{grond droog op folieconstructies}} = 16 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.
- $\gamma_{\text{grond nat op folieconstructies}} = 19 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.

1.06 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{stb},d} \geq E_{\text{dst},d}$ ¹¹. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

- $E_{\text{stb},d}$ = zowel de laagdikte van nat zand ($\gamma_{\text{grond nat folieconstructies}}$) als ook de laagdikte van droog zand ($\gamma_{\text{grond droog folieconstructies}}$) worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- $E_{\text{dst},d}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert, de laagste grondwaterstand, wordt met de partiële factor van 1,0 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

De berekening wordt gemaakt op basis van de grondwaterstanden vanuit het ontwerp. Daarnaast wordt deze berekening gemaakt waarbij de grondwaterstand gelijk is aan het niveau van het kielspit. Bij een grondwaterstand hoger dan het kielspit stroomt de folieconstructie vol en is er geen risico meer op opdrijven.

Dezelfde berekeningen worden ook gedaan bij een tijdelijke ontgraving van 1 m grondpakket in de folieconstructie bijvoorbeeld bij wegonderhoud. In feite is dit fase 1. In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst met een oppervlakte van $1 \times 1 \text{ m}^2$.

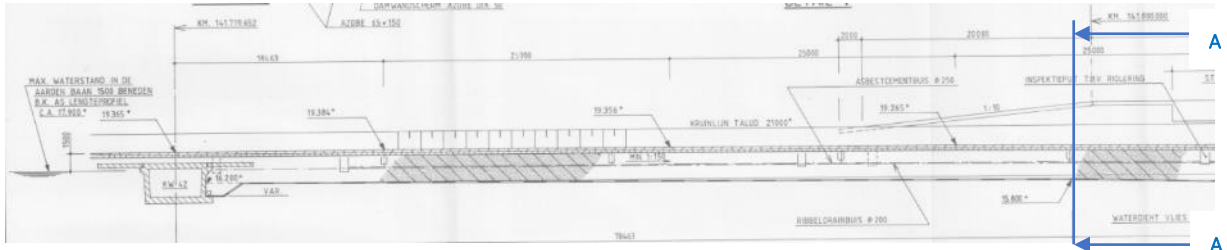
In CUR 221 staat dat naast de controle op evenwicht nog extra controles die uitgevoerd moeten worden zoals de controle op de stabiliteit van het boventalud met talud(bekleding) en een minimale neerwaartse grondoverdruk onder de folie van 5 kN/m^1 . Om de beschouwing eenvoudig te houden zijn deze controleberekeningen niet meegenomen.

¹¹ Een andere schrijfwijze kan ook zijn $E_{\text{dst},d} \leq E_{\text{stb},d}$ of $E_{\text{dst},d}/E_{\text{stb},d}$. Op deze laatste wijze wordt de zogenaamde Unity Check (oftewel UC) bepaald. Deze waarde moet kleiner zijn dan 1,0 zodat voldaan wordt aan het criteria. Deze schrijfwijze wordt vaak gehanteerd bij constructieberekeningen.



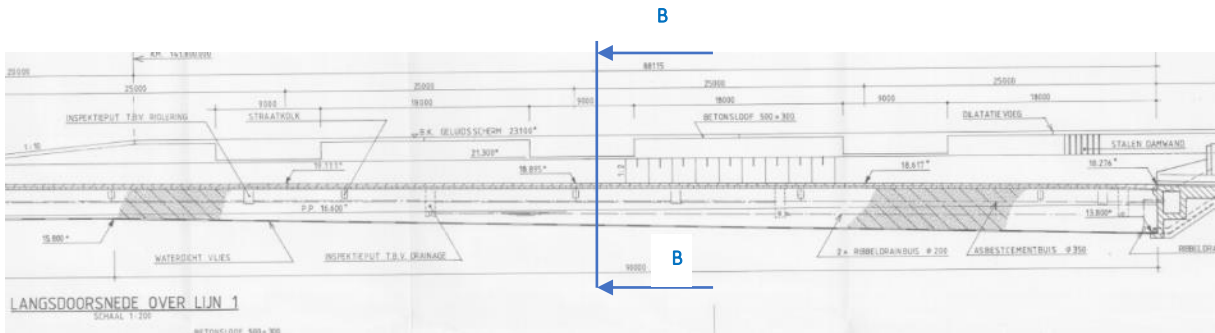
1.07 Beschouwing westelijke toerit

Van de westelijke toerit wordt alleen de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2) beschouwd.



Figuur 5-12: Te toetsen doorsnede t.p.v. de westelijke toerit.(bron: tekening RWSO-2018-097935).

Op bovenstaande langsdoorsnede is te zien dat over dit deel het verloop maar 0,4 m is.



Figuur 5-13: Te toetsen doorsnede t.p.v. de westelijke toerit.(bron: tekening RWSO-2018-097935).

Uitgangspunt is dat het verloop van de folieconstructie als gevolg van het aanpassen van het ontwerp ongewijzigd is t.p.v. doorsnede B-B.

Tabel 5-4: Maatvoering doorsnedes A-A en B-B westelijke toerit.

Onderdeel	Drasn. A-A-1 Peil t.o.v. NAP [m]	Drasn. A-A-2 Peil t.o.v. NAP [m]	Drasn. B-B Peil t.o.v. NAP [m]
LWS = permanent deel.	+18,0	+18,0	+18,0
HWS = veranderlijk deel.	+19,5	+19,5	+19,5
Bovenkant opleveringsniveau middenberm (Middenberm ligt hoger dan de weg. Het gemiddelde wegniveau ligt circa 0,25 m lager)	Middenberm ligt op +19,2 m gemiddeld wegniveau in dwarsrichting +18,95	Middenberm ligt op +19,2 m gemiddeld wegniveau in dwarsrichting +18,95	Middenberm ligt op +18,9 m gemiddeld wegniveau in dwarsrichting +18,65
Diepteligging waterdichte folie	+15,8	+15,8	+14,8
Polderpeil binnen folie-constructie	+16,6 (voor wijziging ontwerp)	17,07 (na wijziging ontwerp)	17,07 (na wijziging ontwerp)
Kielspit	+20,3	+20,3	+20,3
Maaiveld	+21,0	+21,0	+21,0

ROK eis -0685 stelt "Voor de laagste grondwaterstand geldt $\gamma_{G;dst} = 1,0$. Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op peilbuismetingen geldt $\gamma_{Q;dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q;dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G;dst} = 1,0$ worden aangehouden".



Situatie na het bereiken van het opleveringsniveau

De situatie na het bereiken van het opleveringsniveau is in feite de situatie dat verkeer gebruik maakt van de verdiepte ligging. Bij de combinatie 18 / 19,5 stroomt de folieconstructie theoretisch vol. Dit is de waarde dat de veranderlijke grondwaterstand de grootste invloed heeft op het verticaal evenwicht. Bij een waarde voor het veranderlijk deel hoger dan 19,5 m loopt de bijdrage van het veranderlijk deel terug tot 0 op het moment dat het permanent deel op het niveau van het kielspit komt. Dit zijn de extreme waarden.

Deze constructie lijkt **ongevoelig** voor grondwaterstandsverhogingen wanneer gerekend wordt met de fase na het opleveringsniveau.

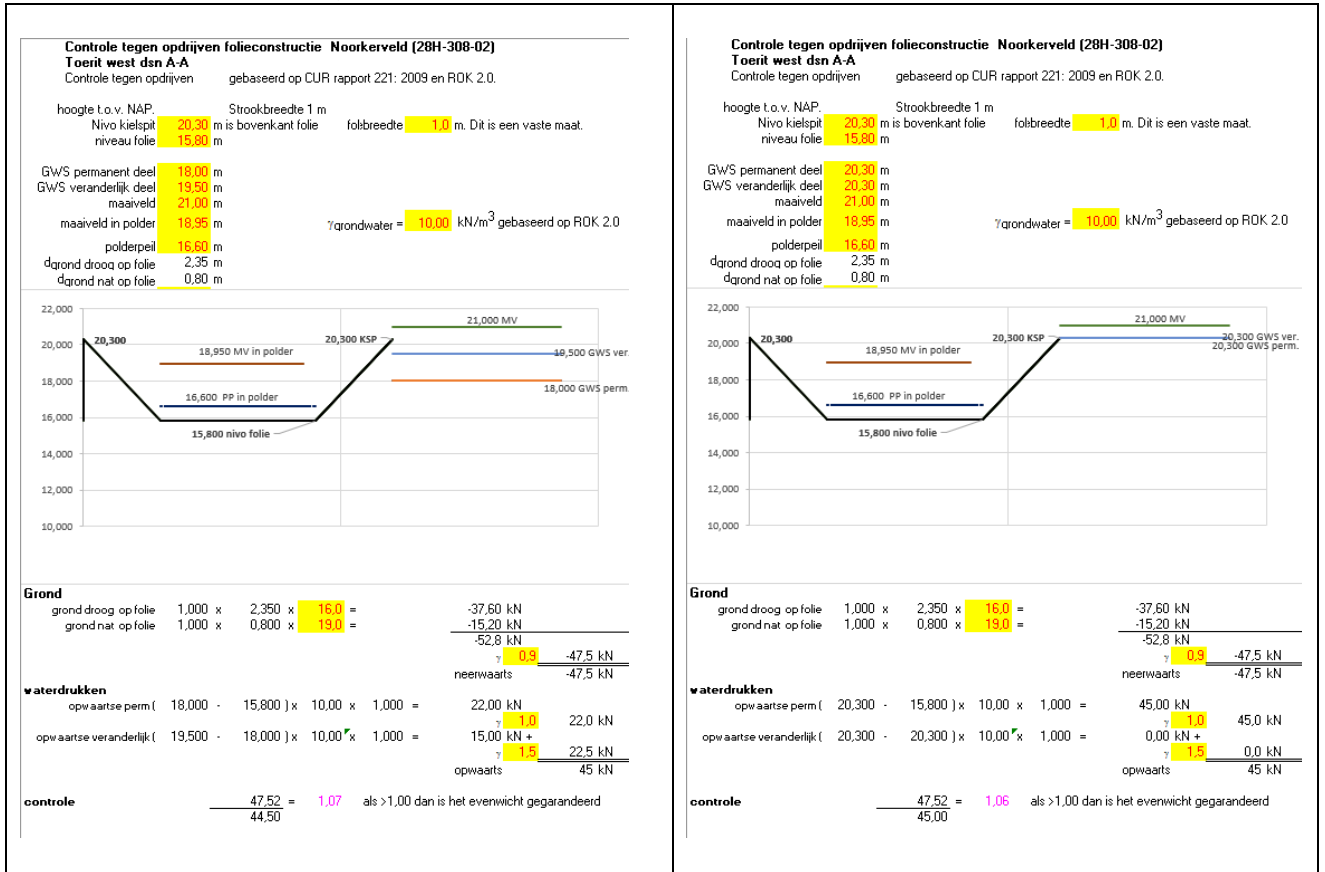
Tabel 5-5: Resultaten doorsnedes A-A; B-B westelijke toerit na het opleveringsniveau.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Drsn. A-A-1 PP = +16,6	Resultaat Drsn. A-A-2 PP = +17,07	Resultaat Drsn. B-B PP = +17,07
+ 18,0	+ 19,5	+ 18 + 1,5 * 1,5 = + <u>20,25 \approx + 20,3</u>	1,07	1,10	1,13
+ 20,3	+ 20,3		1,06	1,08	1,12

In de hierop volgende uitsneden van een berekeningsheet zijn de resultaten van de berekeningen te zien.



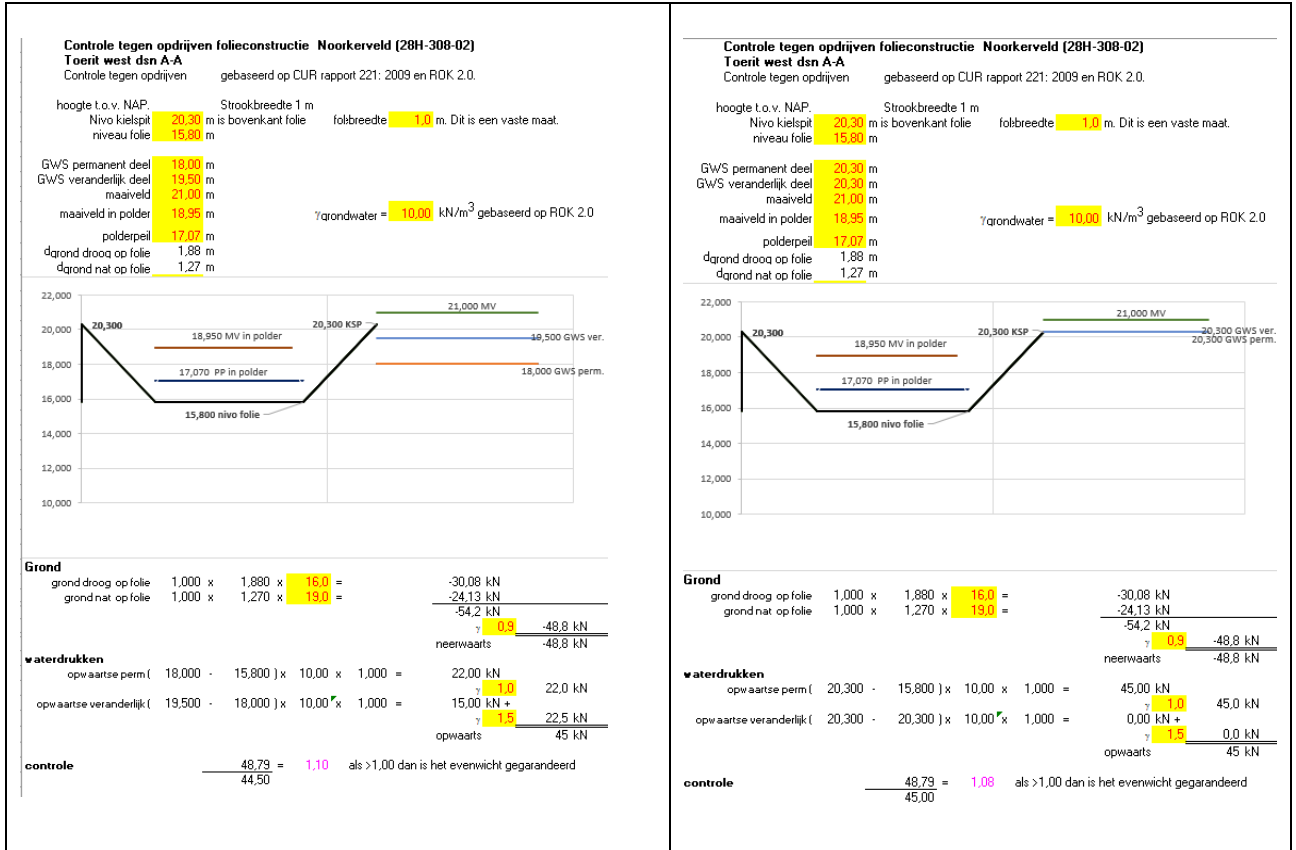
Doorsnede A-A-1 met PP = +16,6



Figuur 5-14: Berekening doorsnede A-A-1 met PP = +16,6 m na het opleveringsniveau.



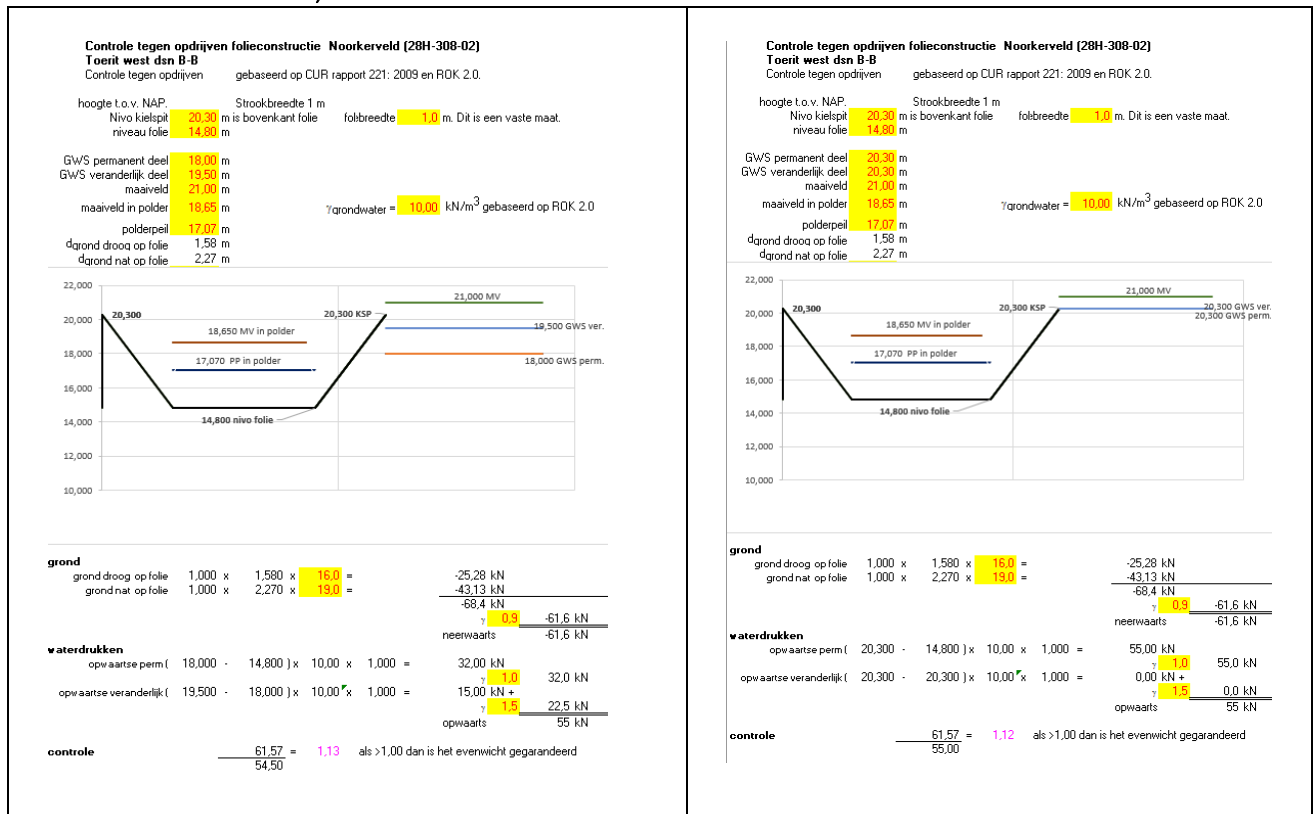
Doorsnede A-A-2 met PP = +17,07



Figuur 5-15: Berekening doorsnede A-A-2 met PP = +17,07 m na het opleveringsniveau.



Doorsnede B-B met PP = +17,07

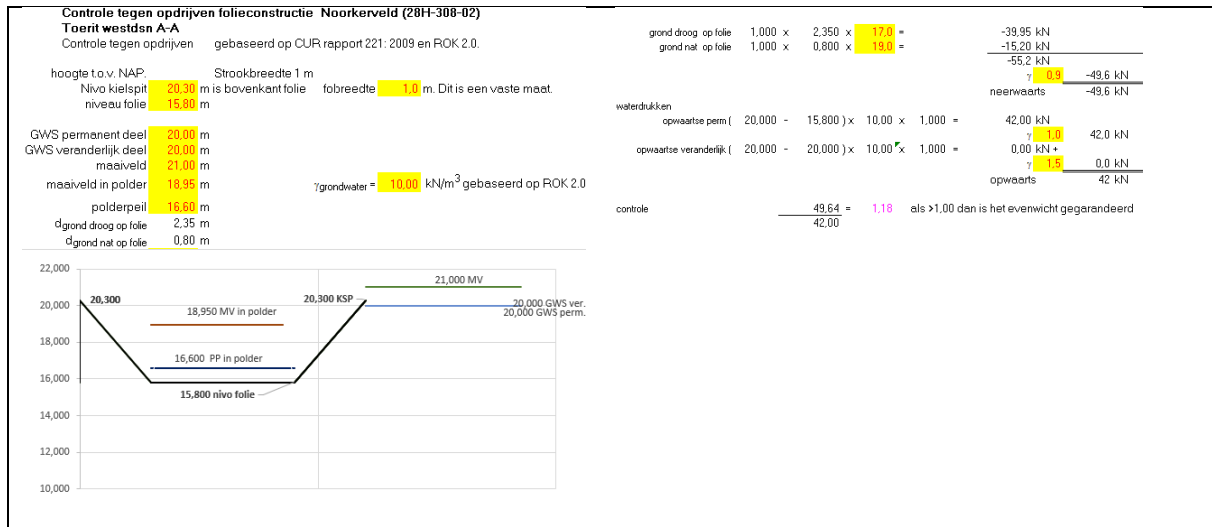


Figuur 5-16: Berekening doorsnede B-B met PP = +17,07 m na het opleveringsniveau.

In het geotechnisch advies (Document RWSO-2018-097962) is het navolgende opgenomen:

Op opdrijven van de folie te voorkomen moet aan de onderzijde van de folie evenwicht zijn verzekerd tussen de opwaartse waterdruk en het gewicht van de erboven liggende grond. Uitgaande van een volumegewicht van het (verdichte) zand van 17 kN/m^2 bedraagt de minimale veiligheid circa 1,2 bij de maximale grondwaterstand van circa N.A.P. + 20 m.

Met welk volumiek gewicht van zand onder het polderpeil is gerekend is niet bekend. Wanneer gerekend wordt met alleen een permanente grondwaterstand van +20,0 m, een volumiek gewicht van 17 kN/m^3 i.p.v. 16 kN/m^3 en een polderpeil van 16,6 m, zoals beschreven staat in het geotechnisch advies, dan wordt de waarde 1,18. Dit komt min of meer overeen met de veiligheid van 1,2. De gehanteerde methodiek komt nagenoeg overeen.

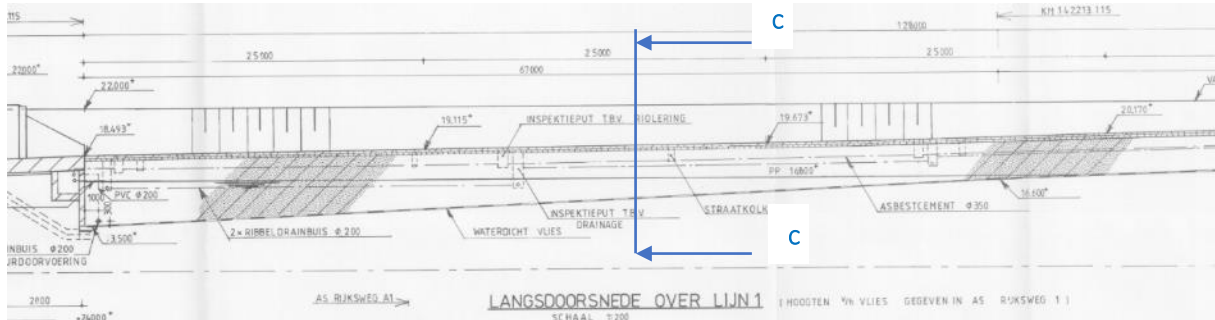


Figuur 5-17: Berekening op basis van geotechnisch advies.

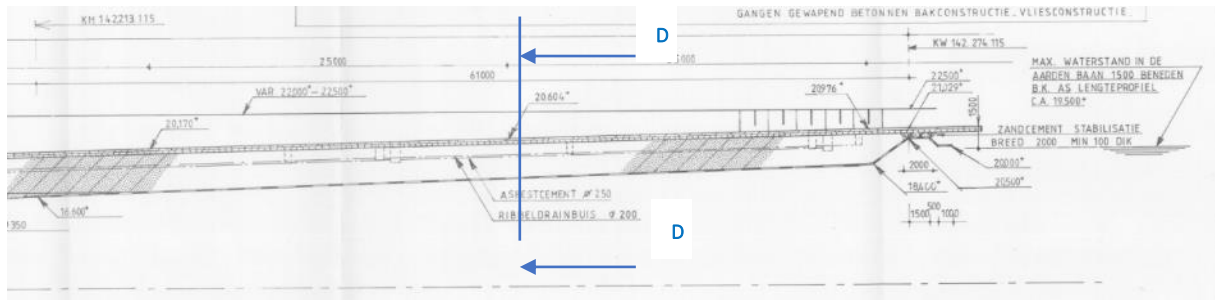


1.08 Beschouwing oostelijke toerit

Van de oostelijke toerit wordt alleen de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2) beschouwd.



Figuur 5-18: Te toetsen doorsnede t.p.v. de oostelijk toerit.(bron: tekening RWSON-2018-097936).



Figuur 5-19: Te toetsen doorsnede t.p.v. de oostelijk toerit.(bron: tekening RWSON-2018-097936).

Tabel 5-6: Maatvoering doorsnedes A-A en B-B oostelijke toerit.

	Drsn. C-C Peil t.o.v. NAP [m]	Drsn. DD Peil t.o.v. NAP [m]	Opmerking
LWS = permanent deel.	+19,1	+19,1	
HWS = veranderlijk deel.	+20,3	+20,3	
Bovenkant opleveringsniveau middenberm	+19,4 m	+20,6 m	De verharding ligt onder een zijwaartse helling van 1:40. Gehanteerd wordt de gemiddelde waarde t.p.v. de middenberm.
Diepteligging waterdichte folie.	+15,2	+17,6	De folie ligt onder een zijwaartse helling van 1:40. Gehanteerd wordt de waarde onder de middenberm.
Polderpeil binnen folie-constructie	+16,8	16,8 → +17,6. PP is lager dan ligging van de folie. Er is geen water aanwezig.	
Kielspit.	+20,5	+20,5	
Maaveld	+22	+22	



Situatie na het bereiken van het opleveringsniveau

Tabel 5-7: Resultaten doorsnedes C-C; D-D oostelijke toerit rekening na het opleveringsniveau.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Doorsnede C-C	Resultaat Doorsnede D-D
+19,1	20,3	+19,1 + 1,5 * 1,2 = +20,9¹²	1,14	1,31
+20,5	+20,5		1,22	1,49

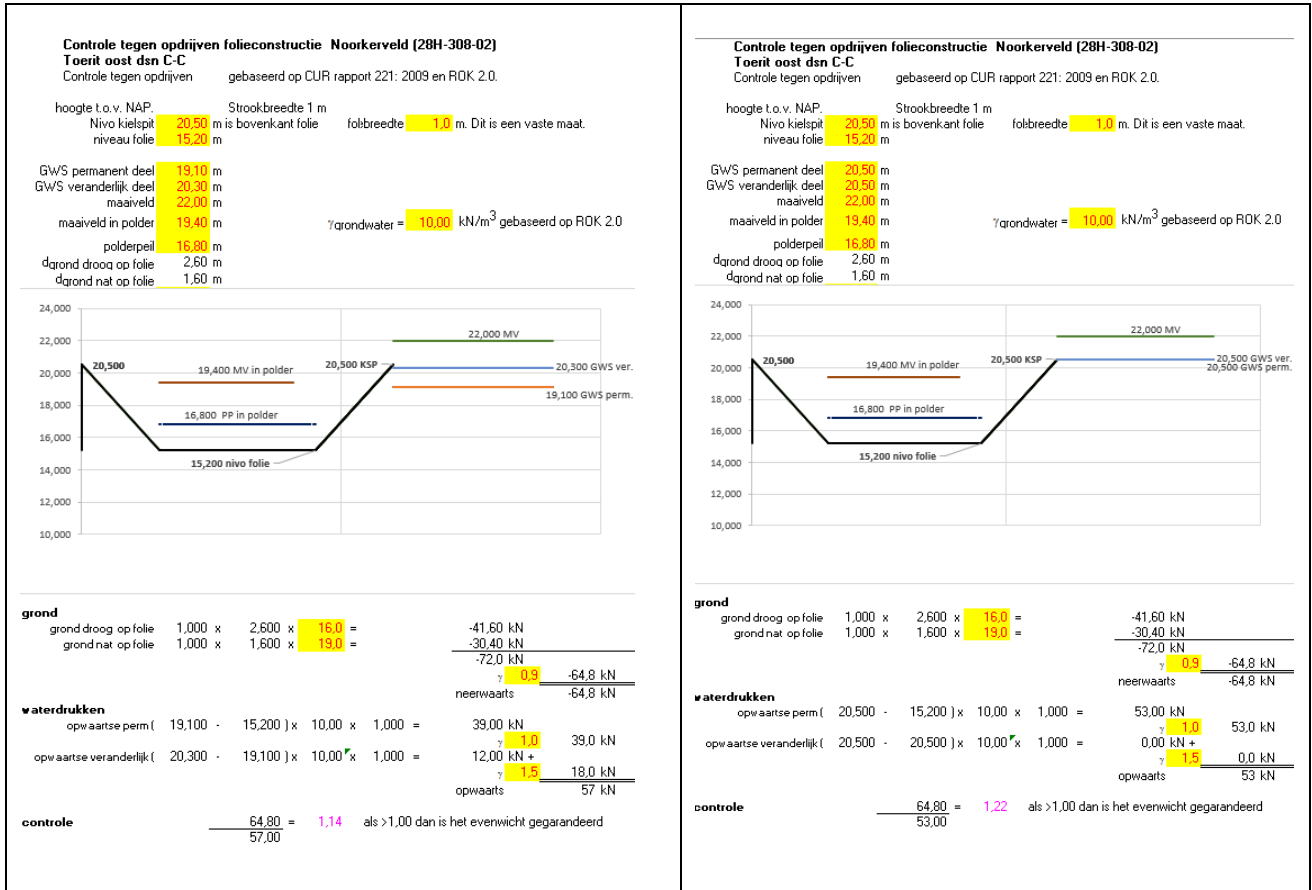
Bij de combinatie +19,1 / +20,3 stroomt de folieconstructie theoretisch vol. Dit is de waarde dat de veranderlijke grondwaterstand de grootste invloed heeft op het verticaal evenwicht. Bij een waarde voor het veranderlijk deel hoger dan 20,5 m loopt de bijdrage van veranderlijk deel terug tot 0 op het moment dat het permanent deel op het niveau van het kielspit komt. Dit zijn de extreme waarden.

Deze constructie lijkt **ongevoelig** voor grondwaterstandsverhogingen wanneer gerekend wordt met de fase na het opleveringsniveau.

¹² Deze waarde is ruimschoots hoger dan het niveau van het kielspit en niet realistisch . Om de berekening overzichtelijk te houden zijn voor deze waarden wel het verticaal evenwicht bepaald.



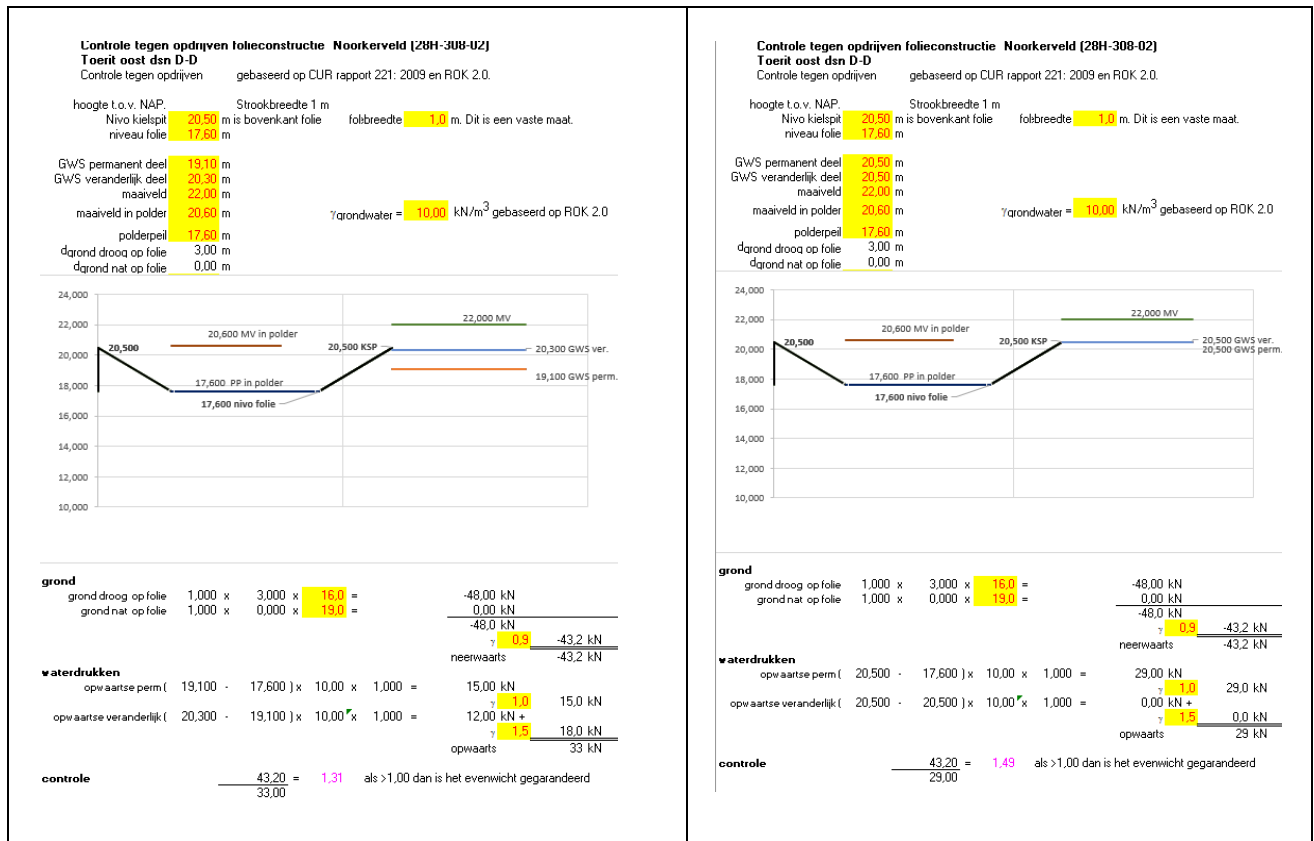
Doorsnede C-C



Figuur 5-20: Berekening doorsnede C-C na het opleveringsniveau.



Doorsnede D-D



Figuur 5-21: Berekening doorsnede D-D na het opleveringsniveau.

1.09 Conclusie

Op basis van de evenwichtsberekeningen van de vier doorsnedes kan geconcludeerd worden dat de situatie waarin de weg in gebruik is (fase 2) de folieconstructie **niet gevoelig** is tegen opdrijven ook niet als de grondwaterstand boven het kielspit komt waardoor de folieconstructie volstroomt. De gevoeligheid tegen opdrijven voor het opleveringsniveau van de folieconstructie c.q. onderhoudsfase (fase 1) is bij dit object niet beoordeeld.

Bij de beoordeling is alleen uitgegaan van het aspect van het verticaal evenwicht. Bij de daadwerkelijke stijging van de grondwaterstand moeten ook de overige controles uit de CUR 221 worden uitgevoerd, zoals de controle op de stabiliteit van het boventalud met talud(bekleding) en een minimale neerwaartse grondoverdruk onder de folie van 5 kN/m^2 .



Bijlage 2 Berekening folieconstructie 37E-149-01 Oeververbinding Gaag

2.01 Leeswijzer bijlage

In deze bijlage zijn de berekeningen van het deelobject folieconstructie Oeververbinding Gaag doorgerekend. De folieconstructie van de Oeververbinding Gaag (37E-149-01) is in het document 222385_AdB_RAP_0002, Bijlage 5, al voor een deel uitgewerkt. Om te voorkomen dat steeds verwezen moet worden naar dit document zijn delen van de tekst hier overgenomen.

Deze bijlage is bedoeld als technische onderbouwing van de conclusies in het hoofdrapport. Eerst wordt een beschrijving van het object gegeven. Daarna wordt ingegaan op de informatie voor de verschillende toeritten. Deze berekeningen zijn uitgevoerd conform de uitgangspunten en eisen voor folieconstructies. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabelvorm en er zijn uitsneden van de rekensheets toegevoegd. In deze uitsneden is in paars de veiligheid weergegeven.

2.02 Beschrijving object

De oeververbinding Gaag is het aquaduct in de A4 onder de Gaag door. Dit aquaduct ligt ten westen van Delft. Het bouwjaar is medio 1995, zie voor de ligging de onderstaande figuren. De toeritten zijn opgebouwd uit een folieconstructie, ter plaatse van het eerste deel van de toerit, en, ter plaatse van het dieper gelegen deel, een constructie van gewapend beton met trekpalen. Deze beschouwing betreft de folieconstructie. De totale lengte waar de folieconstructie is toegepast is tweemaal 160 m.



Figuur 5-22: Situatie aquaduct Gaag (bron: Google Earth)



Figuur 5-23: Situatie ter plaatse van de zuidelijke toerit met de folieconstructie en groene taluds. Op de achtergrond de open bak met trekelementen (bron: Google Earth).

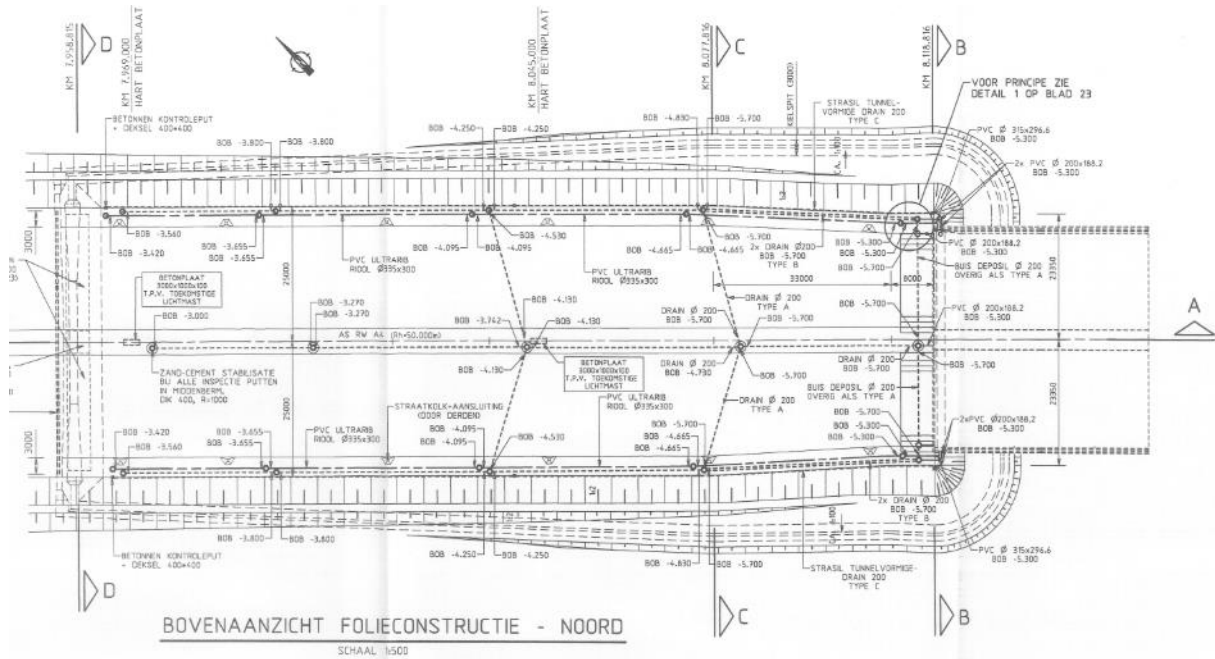


Figuur 5-24: Situatie ter plaatse van de noordelijke toerit met de folieconstructie en groene taluds. (bron: Google Earth).

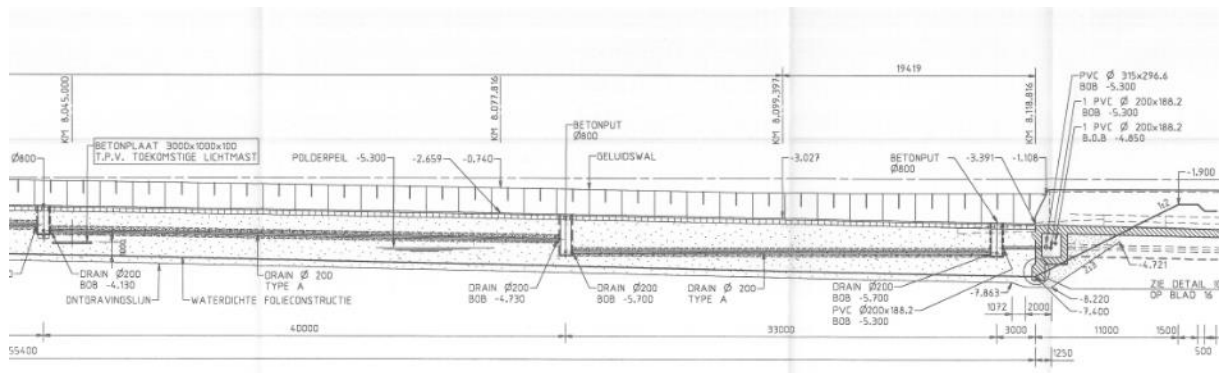
In het aangeleverde archief waren tekeningen beschikbaar van onder andere de langsdoorsneden van de Oeververbinding Gaag. De navolgende figuren zijn gebaseerd op de beschikbare archieftekeningen.



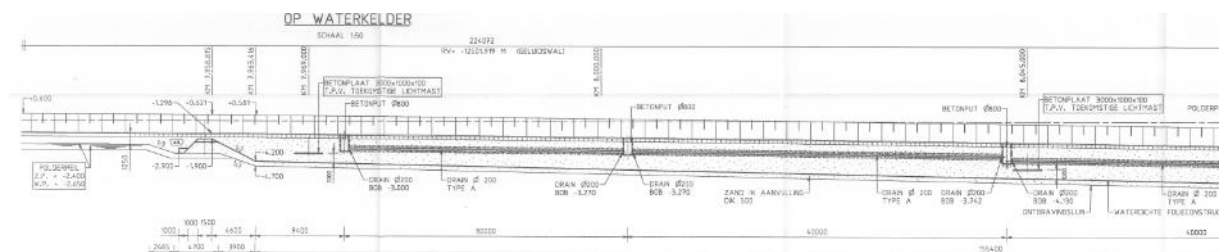
2.03 Informatie noordelijke toerit



Figuur 5-25: Bovenaanzicht folieconstructie noordelijke toerit (bron: tekening AGA-22).



Figuur 5-26: Langdoorsnede ter plaatse van overgang betonnen bakconstructie naar de folieconstructie noordelijke toerit.(bron: tekening AGA-22).

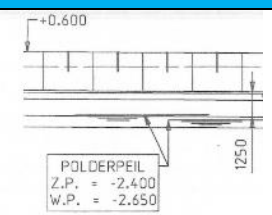
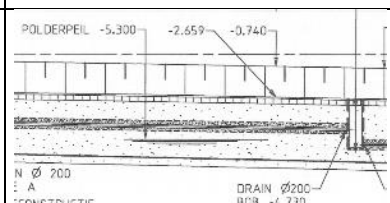
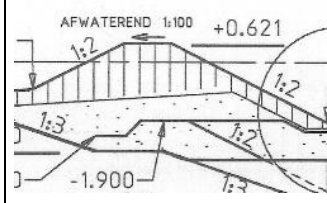


Figuur 5-27: Langdoorsnede ter plaatse van de overgang aardebaan en folieconstructie noordelijke toerit (bron: tekening AGA-22).



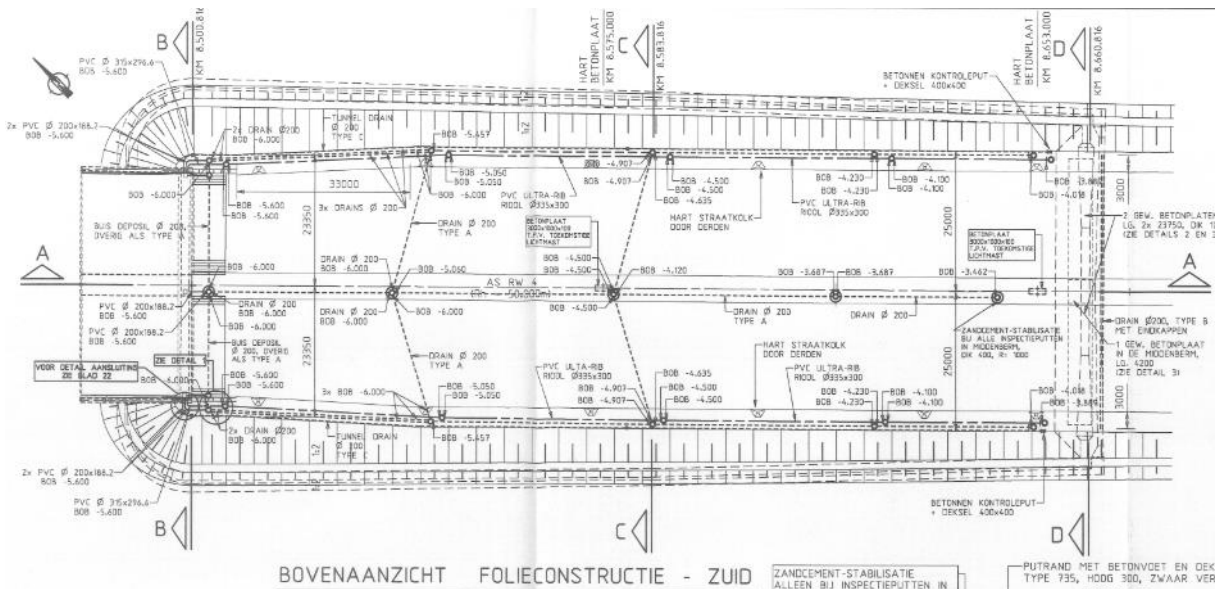
In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-8: Inventarisatie hoogtemaatvoering noordelijke toerit.

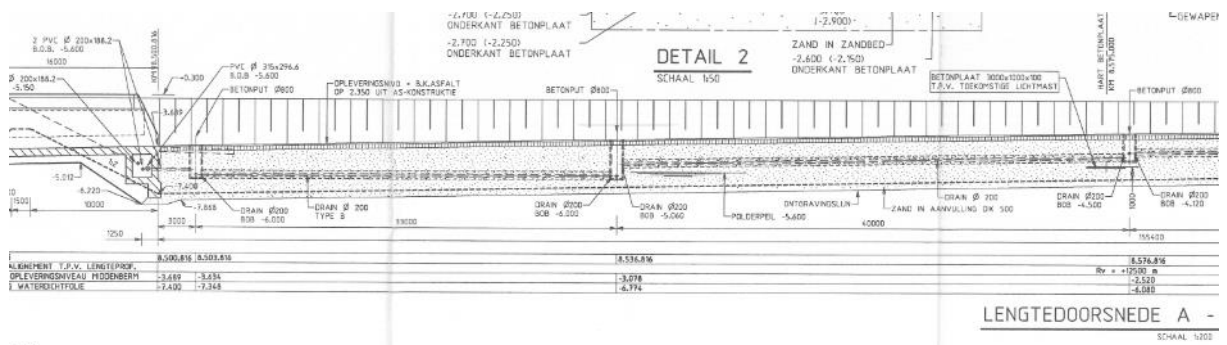
Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Klaas Engelbrechtpolder ZP.	-2,4	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989) Tekening AGA-22	 <p>Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.</p>
Klaas Engelbrechtpolder WP.	-2,65	- BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989) - Tekening AGA-22	Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.
Polderpeil binnen folie-constructie noordelijke toerit.	-5,3	Tekening AGA-22	 <p>De polderpeilen zijn ter plaatse van beide toeritten niet gelijk.</p>
Kielspit.	-1,9	Tekening AGA-22	 <p>Het kielspit ter plaatse van de noordelijke toerit is niet gelijk aan die ter plaatse van de zuidelijke toerit.</p>



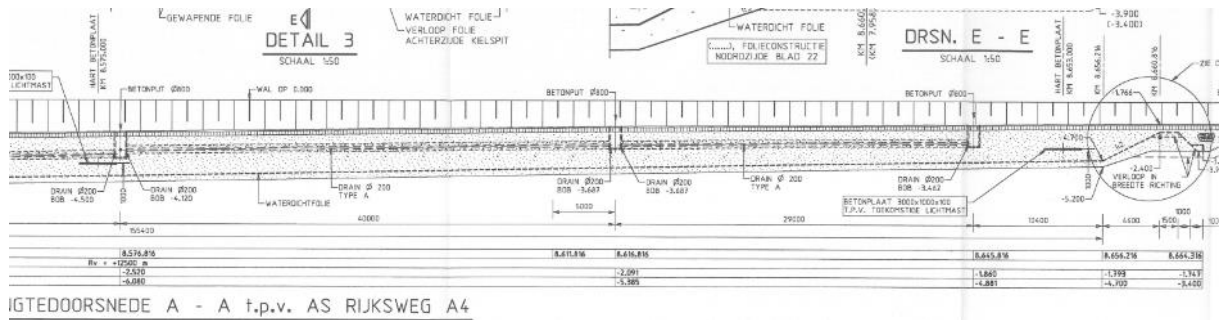
2.04 Informatie zuidelijke toerit



Figuur 5-28: Bovenaanzicht folieconstructie zuidelijke toerit (bron: tekening AGA-23)



Figuur 5-29: Langsdoorsnede ter plaatse van overgang betonnen bakconstructie naar de folieconstructie zuidelijke toerit (bron: tekening AGA-23).



IGTEDOORSNEDE A - A t.p.v. AS RIJKSWEG A4

Figuur 5-30: Langsdoorsnede ter plaatse van de overgang aardebaan en folieconstructie zuidelijke (bron: tekening AGA-23).

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-9: Inventarisatie hoogtemaatvoering zuidelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Polderpeil Vockestraat ZP.	-2,9	Tekeningen AGA-01 en AGA-23 (1995)	<p>Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.</p>
Polderpeil Vockestraat WP.	-3,1	Tekeningen AGA-01 en AGA-23 (1995)	Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.
Polderpeil binnen folieconstructie zuidelijke toerit.	-5,6	Tekening AGA-23	<p>De polderpeilen zijn ter plaatse van beide toeritten niet gelijk.</p>
Kielspit.	-2,4	Tekening AGA-23	<p>Het kielspit ter plaatse van de zuidelijke toerit is niet gelijk aan die ter plaatse van de noordelijke toerit.</p>



Tabel 5-10: Inventarisatie generieke maatvoering oeververbinding de Gaag.

Locatie	Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Generiek	Waterpeil de Gaag.	-0,4	Tekeningen AGA-01 BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	Op basis van tekening uit 1995.
	Maximale en minimale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket.	-3,4 / -4,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	"Variatie van de stijghoogten in het diepe pakket wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Gist-Brocades)".
	Maximale en minimale grondwaterstijghoogte van het ondiepe watervoerend pakket.	-2,9 / -3,4	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	
	Stopzetten wateronttrekking.	-1,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	<p>De variatie van de stijghoogten in het diepe zand (diep pakket) wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Gist-Brocades) op een afstand van circa 3500 m. De wateronttrekking is in de winter kleiner dan in de zomer. In het voorjaar bedraagt de gemiddelde stijghoogte in het diepe zand circa NAP - 3,4 m en in het najaar circa NAP - 4,5 m. Indien de wateronttrekking wordt stopgezet, zal de stijghoogte van het grondwater in het diepe zand toenemen tot NAP circa - 1,50 m. Voor de eindfase van het equivalent zal met deze hoge grondwaterstand worden gerekend. Dit is echter niet het geval voor de verschillende bouwstadia.</p> <p>Deze waarde ligt hoger dan de beide kielspitten van de folieconstructies. Om deze reden lijkt de folieconstructie niet te zijn ontworpen op het stopzetten van de wateronttrekking.</p>

Op basis van bovenstaande tabellen valt het navolgende op:

- I. Uitgangspunt is dat toentertijd de polderpeilen gehanteerd zijn als ontwerpwaterstanden gezien het ontbreken van freatische grondwaterstanden.
- II. In het document "BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)" is opgenomen dat de maximale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket NAP -3,3 m is en na het stopzetten van de industriële bemaling stijgt naar -1,5 m. Deze waarde ligt hoger dan de hoogtematen van de kielspitten.



2.05 Uitgangspunten en eisen evenwichtsberekening

$$E_{stb;d} \geq E_{dst;d}$$

Hierin is:

- $E_{stb;d}$ = de rekenwaarde van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting zoals een grondpakket binnenin de constructie.
- $E_{dst;d}$ = de rekenwaarde van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Eisen vanuit ROK 2.0

In de ROK zijn een aantal eisen beschreven waaraan nieuwe folieconstructies moeten voldoen. Dit zijn:

Eis ROK-0500:

“De ontwerpuitgangspunten van folieconstructies zijn opgenomen in “CUR Rapport 221, Handboek folieconstructies”. In aanvulling hierop gelden de volgende bepalingen voor de toetsing van het oprijfmechanisme (UPL). Voor de partiële factoren voor de toetsing moet NEN 9997-1, Tabel A.15 worden aangehouden”.

Tabel 5-11: Tabel A.15 NEN 9997-1

Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

^a Aandrijvend.
^b Weerstandbiedend.

De toepassing van deze partiële factoren, ook wel veiligheidsfactoren genoemd, wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt. In het vervolg van deze paragraaf verder e.e.a. toegelicht.

Eis ROK-0685:

“Voor de laagste grondwaterstand geldt de factor $\gamma_{G;dst} = 1,0$ overeenkomstig Tabel A.15 NEN 9997-1. Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op peilbuismetingen geldt de factor $\gamma_{Q;dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q;dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G;dst} = 1,0$ worden aangehouden”.

Deze eis maakt een onderscheid tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Omdat de laagste grondwaterstand min of meer een zekere waterstand is wordt deze vermenigvuldigd met een factor 1,0. Het variabele deel is minder zeker. Daarom wordt dit deel vermenigvuldigd met 1,5. Dit kan bepaald worden door bijvoorbeeld peilbuismetingen. Er is een bovengrens geïntroduceerd dat als het theoretisch niveau van $1,0 \cdot$ de laagste grondwaterstand + $1,5 \cdot$ de variabele waterstand samen groter worden dan het instroomniveau, waardoor een constructie vol kan lopen, dat dan gerekend kan worden met de waterstand die hoort bij dit instroomniveau $\cdot 1,0$.



Eis ROK-0686:

“Hierbij moet rekening worden gehouden met mogelijke trendwijzigingen in de ontwerplevensduur van de constructie (bijvoorbeeld waterwinning, peilwijziging, invloed wijziging peilbeheer van rivier/beek, wijzigingen als gevolg van klimaatveranderingen). Hieraan moet, indien noodzakelijk, een geohydrologisch model ten grondslag liggen”.

Eisen vanuit de CUR 221

De CUR 221 gaat specifiek over folieconstructies en kent twee fasen namelijk de fase voor het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 1) en de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2).

Fase 1 is de situatie voordat de weg met fundering wordt aangebracht. Deze fase kan ook gezien worden als de tijdelijke fase waarbij de wegconstructie vervangen wordt

Fase 2 is de situatie waarin de weg met de fundering is aangebracht. Dit is in feite de gebruiksfase als verkeer door de toerit rijdt.

Uitgangspunten volumieke massa

- $\gamma_{\text{zout grondwater}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$ uitgaande van zoutwater conform ROK 2.0 eis 0404 in het geval twijfel is of het zoet of zoutwater betreft.
- $\gamma_{\text{grond droog op folieconstructies}} = 16 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.
- $\gamma_{\text{grond nat op folieconstructies}} = 19 \text{ kN/m}^3$ conform CUR 221 paragraaf 4.6.2.1.

2.06 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{stb};d} \geq E_{\text{dst};d}$ ¹³.

Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

- $E_{\text{stb};d}$ = zowel de laagdikte van nat zand ($\gamma_{\text{grond nat folieconstructies}}$) als ook de laagdikte van droog zand ($\gamma_{\text{grond droog folieconstructies}}$) worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- $E_{\text{dst};d}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert, de laagste grondwaterstand, wordt met de partiële factor van 1,0 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

De berekening wordt gemaakt op basis van de grondwaterstanden vanuit het ontwerp. Daarnaast wordt deze berekening gemaakt waarbij de grondwaterstand gelijk is aan het niveau van het kielspit. Bij een grondwaterstand hoger dan het kielspit stroomt de folieconstructie vol en is er geen risico meer op opdrijven.

Dezelfde berekeningen worden ook gedaan bij een tijdelijke ontgraving van 1 m grondpakket in de folieconstructie bijvoorbeeld bij wegonderhoud. In feite is dit fase 1. In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst met een oppervlakte van $1 \times 1 \text{ m}^2$.

In CUR 221 staat dat naast de controle op evenwicht nog extra controles die uitgevoerd moeten worden zoals de controle op de stabiliteit van het boventalud met talud(bekleding) en een minimale neerwaartse grondoverdruk onder de folie van 5 kN/m^2 . Om de beschouwing eenvoudig te houden zijn deze controleberekeningen niet meegenomen.

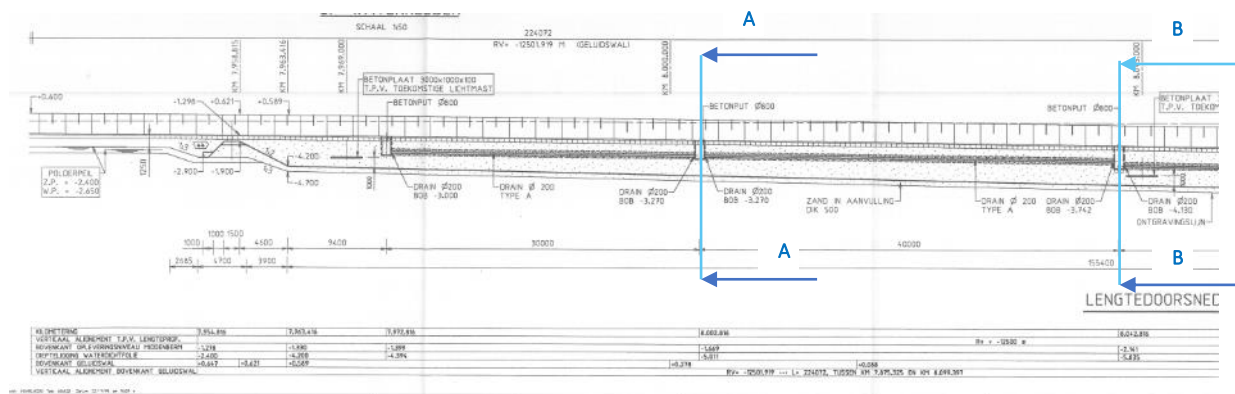
¹³ Een andere schrijfwijze kan ook zijn $E_{\text{dst};d} \leq E_{\text{stb};d}$ of $E_{\text{dst};d}/E_{\text{stb};d}$. Op deze laatste wijze wordt de zogenaamde Unity Check (oftewel UC) bepaald. Deze waarde moet kleiner zijn dan 1,0 zodat voldaan wordt aan het criteria. Deze schrijfwijze wordt vaak gehanteerd bij constructieberekeningen.



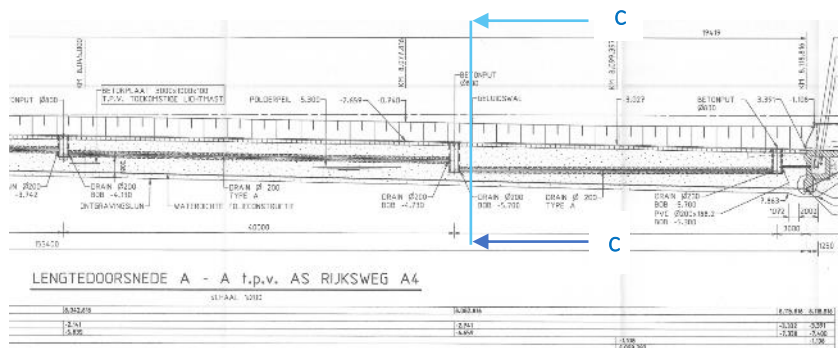
De doorsnedes die berekend zijn, zijn verdeeld over de toeritten. Er zijn doorsnedes berekend die diep liggen en doorsnedes die minder diep liggen.

2.07 Beschouwing noordelijke toerit

Van de noordelijke toerit zijn zowel de fase voor het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 1) en de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2) beschouwd.



Figuur 5-31: Te toetsen doorsnedes t.p.v. noordelijke toerit (bron: tekening AGA-22).



Figuur 5-32: Te toetsen doorsnedes t.p.v. noordelijke toerit (bron: tekening AGA-22).

Tabel 5-12: Maatvoering doorsnedes A-A; B-B en C-C noordelijke toerit.

	Drasn A-A Peil t.o.v. NAP [m]	Drasn. B-B Peil t.o.v. NAP [m]	Drasn. C-C Peil t.o.v. NAP [m]
Klaas Engelbrechtpolder WP = LWS = permanent deel.	-2,65	-2,65	-2,65
Klaas Engelbrechtpolder ZP = HWS = veranderlijk deel.	-2,4	-2,4	-2,4
Bovenkant opleveringsniveau middenberm (Middenberm ligt hoger dan de weg. Het middelste wegniveau ligt circa 0,33 m lager)	Middenberm ligt op -1,669 m gemiddeld wegniveau -2,00 m	Middenberm ligt op -2,141 m gemiddeld wegniveau -2,47 m	Middenberm ligt op -2,7 m gemiddeld wegniveau -3,03 m
Diepteligging waterdichte folie	-5,011	-5,835	-6,66
Polderpeil binnen folie-constructie	-5,3 < -5,011 Aanhouden -5,011 t.b.v. berekening	-5,3	-5,3
Kielpit.	-1,9	-1,9	-1,9



Situatie na het bereiken van het opleveringsniveau

Om de gevoeligheid te beoordelen wordt de waarde van het permanent deel van NAP-2,65 m verhoogd tot aan het niveau van het kielspit.

Tabel 5-13: Resultaten doorsnedes A-A; B-B en C-C noordelijke toerit na het opleveringsniveau.

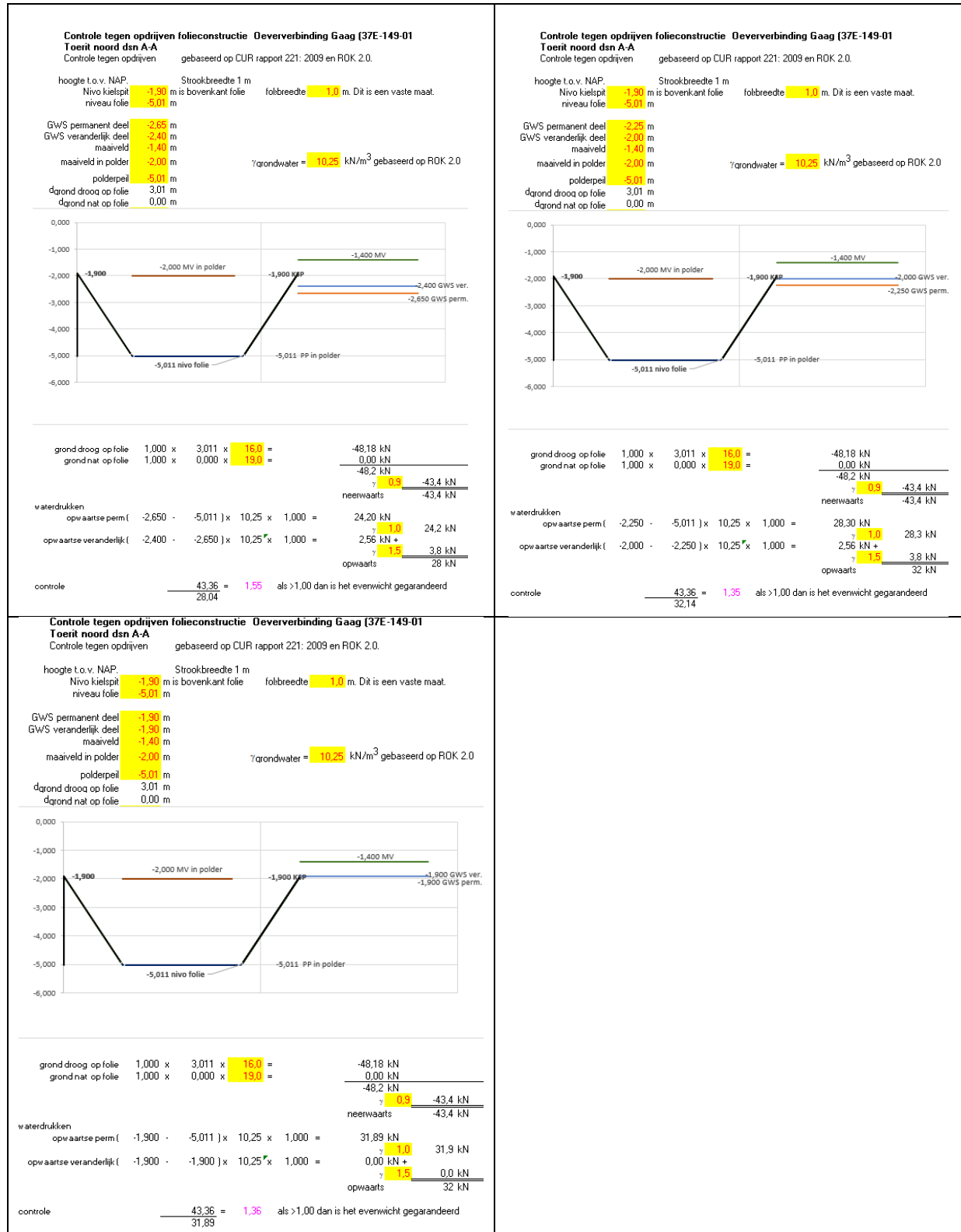
GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + $1,5 * \Delta$ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Drsn. A-A	Resultaat Drsn. B-B	Resultaat Drsn. C-C
-2,65	-2,4	$-2,65 + 1,5 * 0,25 = -2,275$	1,55	1,37	1,24
-2,25	-2,0	$-2,25 + 1,5 * 0,25 = -1,875$	1,35	1,23	1,14
-1,9	-1,9	0	1,36	1,24	1,15

Bij de combinatie -2,25 / -2,0 stroomt de folieconstructie theoretisch vol. Dit is de waarde dat de veranderlijke grondwaterstand de grootste invloed heeft op het verticaal evenwicht. Bij een waarde voor het veranderlijk deel hoger dan -2,0 m loopt de bijdrage van veranderlijk deel terug totdat het permanent deel op het niveau van het kielspit komt. Dit volgt uit bovenstaande tabel.

Deze constructie lijkt **ongevoelig** voor grondwaterstandsverhogingen wanneer gerekend wordt met de fase na het opleveringsniveau. Bij een verhoging van 0,75 m wordt nog steeds voldaan aan de criteria.



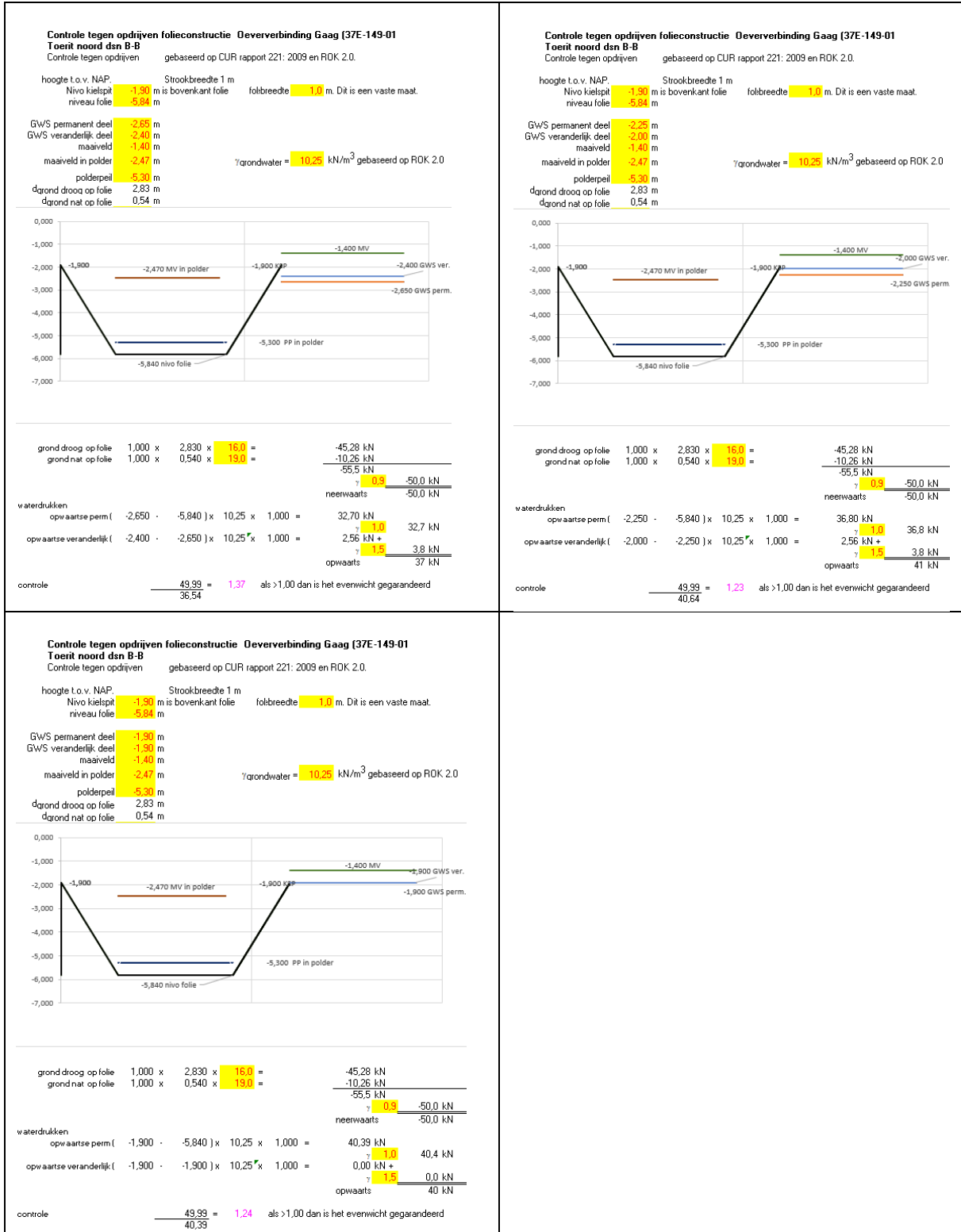
Doorsnede A-A



Figuur 5-33: Berekening doorsnede A-A na het opleveringsniveau.



Doorsnede B-B



Figuur 5-34: Berekening doorsnede B-B na het opleveringsniveau.



Doorsnede C-C



Figuur 5-35: Berekening doorsnede C-C na het opleveringsniveau.

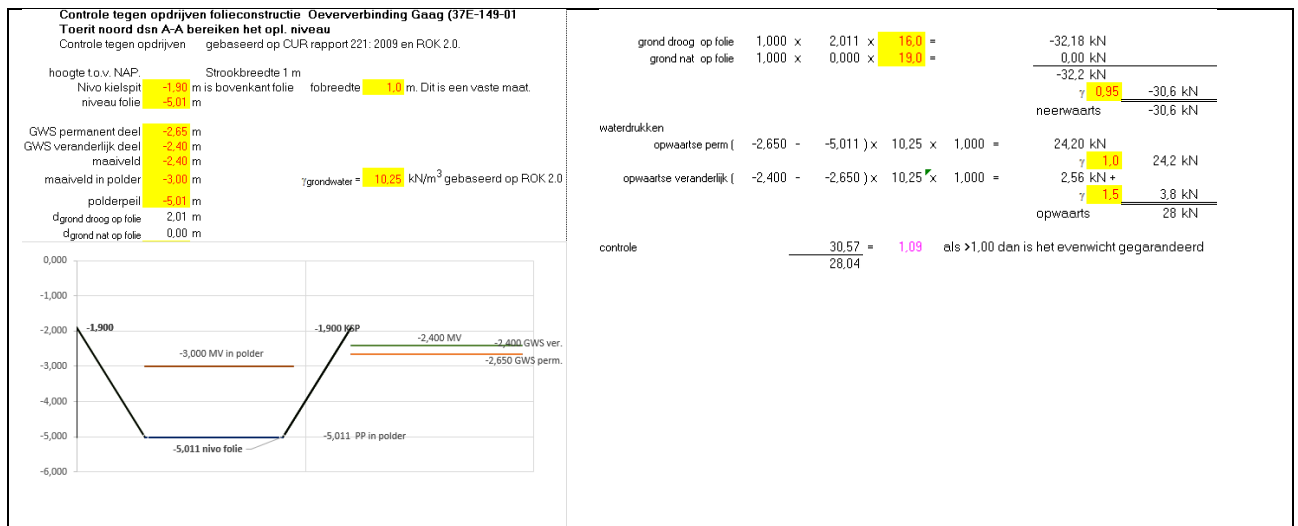


Situatie bij het berekenen van het opleveringsniveau

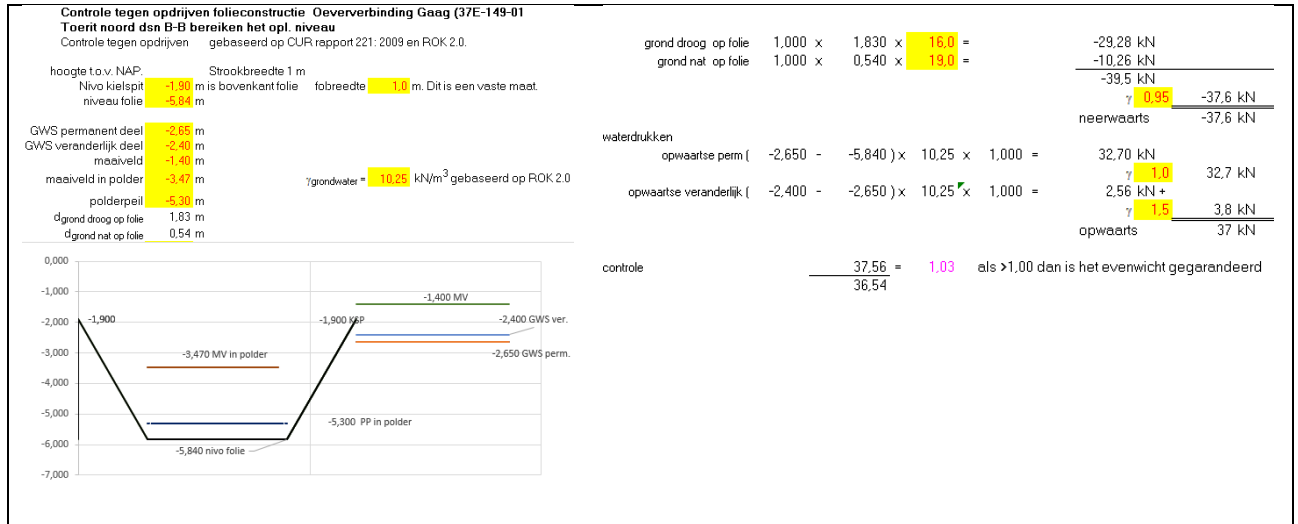
Bij het beoordelen van de situatie bij het berekenen van het opleveringsniveau wijzigt het maaiveldniveau in de polder met 1 m. Dit kan bijvoorbeeld optreden bij vervanging van de wegconstructie inclusief de fundering. De waarde van 1 m is een inschatting.

Tabel 5-14: Resultaten doorsnedes A-A; B-B en C-C noordelijke toerit bij het berekenen van het opleveringsniveau.

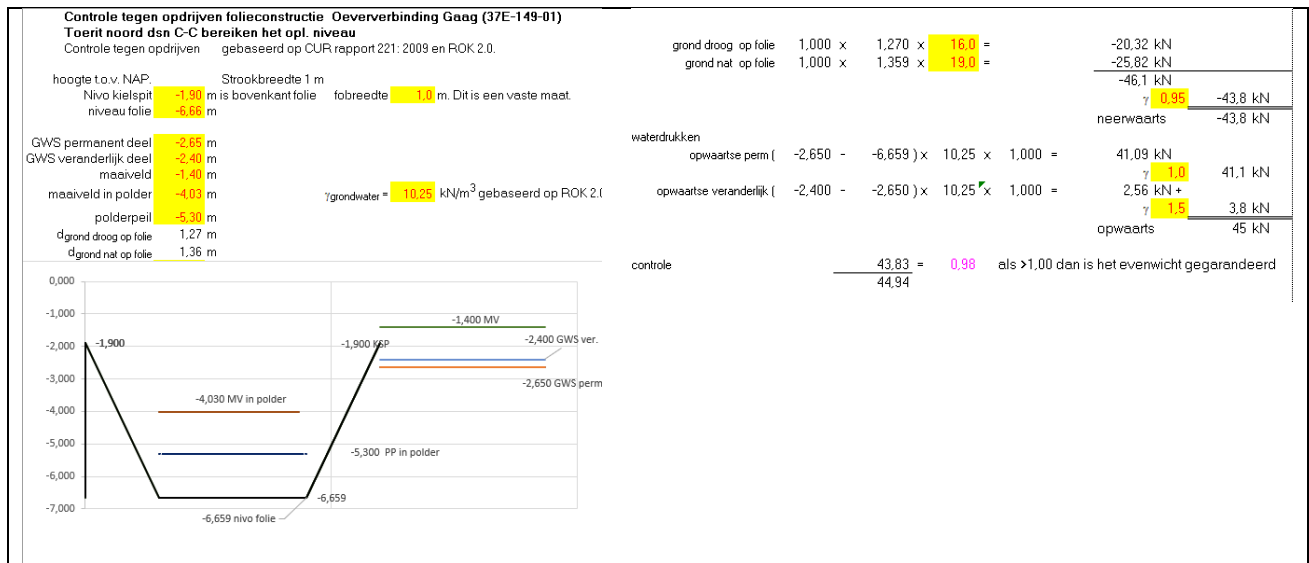
GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + $1,5 * \Delta$ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Drsn. A-A	Resultaat Drsn. B-B	Resultaat Drsn. C-C
-2,65	-2,4	$-2,65 + 1,5 * 0,25 = -2,275$	1,09	1,03	0,98
-2,45	-2,2	$-2,45 + 1,5 * 0,25 = -2,075$	1,02	0,97	0,93
-2,25	-2,0	$-2,25 + 1,5 * 0,25 = \underline{-1,875}$	0,90	0,92	0,89
-1,9	-1,9	0	0,96	0,93	0,90



Figuur 5-36: Berekening doorsnede A-A voor het opleveringsniveau.



Figuur 5-37: Berekening doorsnede B-B voor het opleveringsniveau.

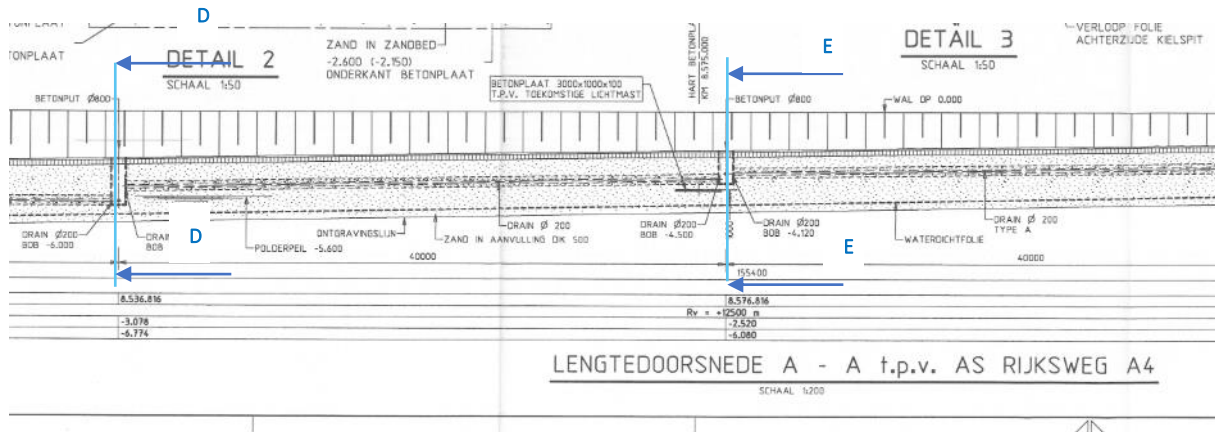


Figuur 5-38: Berekening doorsnede C-C na het opleveringsniveau.



2.08 Beschouwing zuidelijke toerit

Van de zuidelijke toerit zijn zowel de fase voor het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 1) en de fase na het opleveringsniveau van de folieconstructie (fase 2) beschouwd.



Figuur 5-39: Te toetsen doorsnedes t.p.v. zuidelijke toerit. (bron: tekening AGA-23).

Tabel 5-15: Maatvoering doorsnedes D-D en E-E zuidelijk toerit.

	Drnsn. D-D Peil t.o.v. NAP [m]	Drnsn. E-E Peil t.o.v. NAP [m]
Polderpeil Vockestraat WP = LWS = permanent deel	-3,1	-3,1
Polderpeil Vockestraat ZP = HWS = veranderlijk deel.	-2,9	-2,9
Bovenkant opleveringsniveau middenberm (Middenberm ligt hoger dan de weg. Het middelde wegniveau ligt circa 0,33 m lager)	Middenberm lig op -2,52 m Gemiddeld wegniveau in dwarsrichting -2,85 m	Middenberm lig op -2,091 m Gemiddeld wegniveau in dwarsrichting -2,42 m
Diepteligging waterdichte folie	-6,080	-5,39
Polderpeil binnen folie-constructie	-5,6	-5,6 < -5,385 = -5,39 t.b.v. berekening
Kielspit.	-2,4	-2,4

Situatie na het bereiken van het opleveringsniveau

Tabel 5-16: Resultaten doorsnedes D-D en E-E zuidelijke toerit na het opleveringsniveau.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + $1,5 * \Delta$ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Doorsnede D-D	Resultaat Doorsnede E-E
-3,1	-2,9	$-3,1 + 1,5 * 0,20 = -2,8$	1,42	1,61
-2,7	-2,5	$-2,7 + 1,5 * 0,20 = -2,4$	1,27	1,40
-2,4	-2,4		1,27	1,40

Bij de combinatie -2,7 / -2,5 stroomt de folieconstructie theoretisch vol. Dit is de waarde dat de veranderlijke grondwaterstand de grootste invloed heeft op het verticaal evenwicht. Bij een waarde voor het veranderlijk deel hoger dan -2,5 m loopt de bijdrage van veranderlijk deel terug totdat het permanent deel op het niveau van het kielspit komt. Dit volgt uit bovenstaande tabel.

Deze constructie lijkt **ongevoelig** voor grondwaterstandsverhogingen wanneer gerekend wordt met de fase na het opleveringsniveau. Bij een verhoging van 0,7 m wordt voldaan aan de criteria.



Doorsnede D-D



Figuur 5-40: Berekening doorsnede D-D na het opleveringsniveau.



Doorsnede E-E



Figuur 5-41: Berekening doorsnede E-E na het opleveringsniveau.

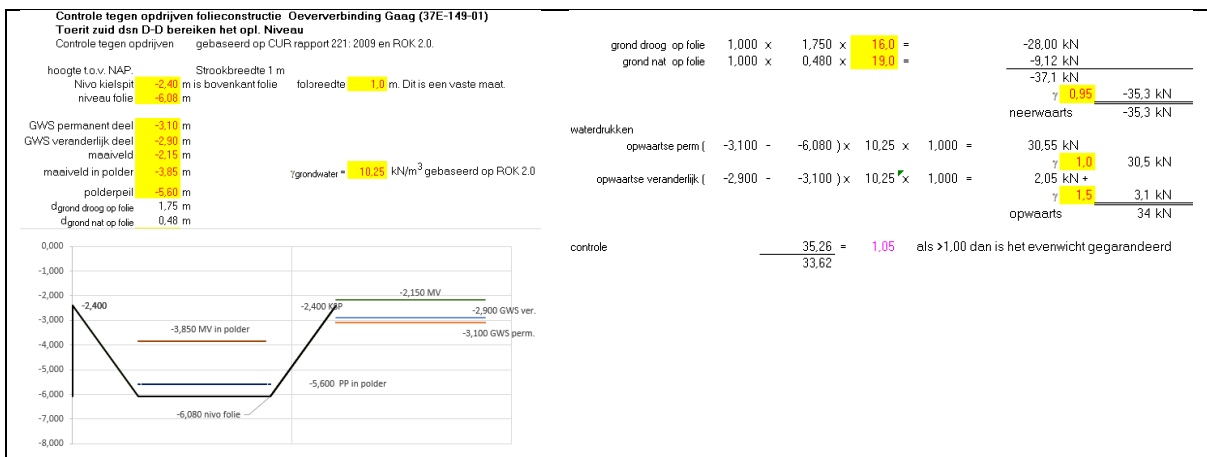


Situatie bij het bereiken van het opleveringsniveau

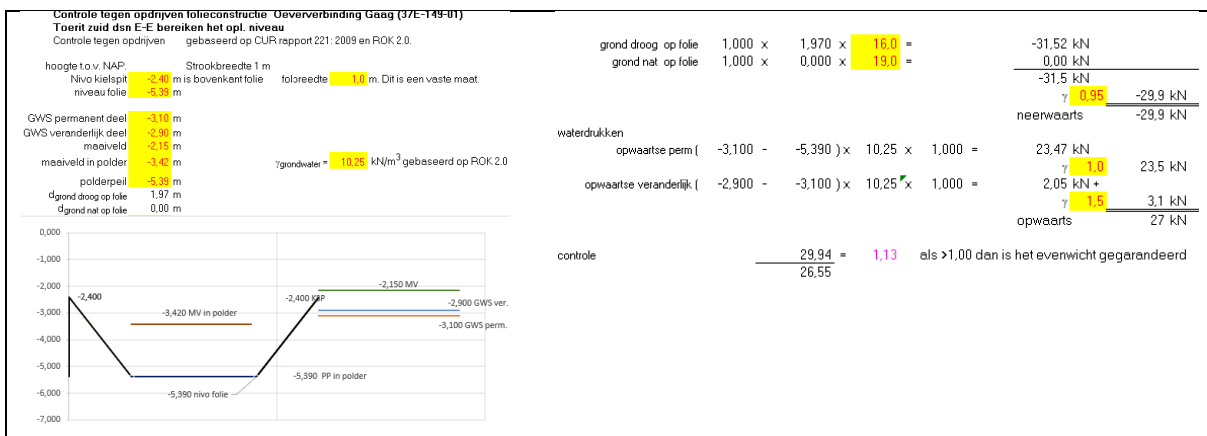
Bij het beoordelen van de situatie bij het bereiken van het opleveringsniveau dan wijzigt het maaiveldniveau in de polder met 1 m. Deze constructie lijkt is in de situatie van het bereiken van het opleveringsniveau **gevoeliger** en dan met name t.p.v. de **hogere delen**.

Tabel 5-17: Resultaten doorsnedes D-D en E-E zuidelijk toerit bij bereiken opleveringsniveau.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Drsn. D-D	Resultaat Drsn. E-E
-3,1	-2,9	$-3,1 + 1,5 * 0,20 = -2,8$	1,05	1,13
-2,9	-2,7	$-2,9 + 1,5 * 0,20 = -2,6$	0,99	1,05
-2,7	-2,5	$-2,7 + 1,5 * 0,20 = -2,4$	0,93	0,98
-2,4	-2,4		0,93	0,98



Berekening doorsnede D-D bij bereiken van het opleveringsniveau



Figuur 5-42: Berekening doorsnede E-E bij bereiken van het opleveringsniveau.



2.09 Conclusie

Op basis van de evenwichtsberekeningen kan geconcludeerd worden dat de situatie waarin de weg in gebruik is (fase 2) de folieconstructie **niet gevoelig** is tegen opdrijven ook niet als de grondwaterstand boven het kielspit komt waardoor de folieconstructie volstroomt. Ook kan geconcludeerd kan worden dat de constructies gevoelig zijn tegen opdrijven als er grond in de folieconstructie ontgraven wordt (fase 1), bijvoorbeeld bij onderhoudswerkzaamheden. Dit komt omdat er minder grond op de folie aanwezig is als tegengewicht. Omdat dit een tijdelijke situatie is zal per object maatwerk plaats moeten vinden door bijvoorbeeld de grondwaterstand buiten de folie tijdelijk te verlagen door bemaling of door kleinere oppervlaktes binnen in de folieconstructie te ontgraven.

Bij de beoordeling is alleen uitgegaan van het aspect van het verticaal evenwicht. Bij de daadwerkelijke stijging van de grondwaterstand moeten ook de overige controles uit de CUR 221 worden uitgevoerd zoals de controle op de stabiliteit van het boventalud met talud(bekleding) en een minimale neerwaartse grondoverdruk onder de folie van 5 kN/m^1 .



Bijlage 3 Berekening constructie met trekpalen 37E-149-01 Oeververbinding Gaag

3.01 Leeswijzer bijlage

In deze bijlage zijn de berekeningen van het deelobject trekpalen Oeververbinding Gaag doorgerekend. Deze bijlage is bedoeld als technische onderbouwing van de conclusies in het hoofdrapport. Eerst wordt een beschrijving van het object gegeven. Daarna wordt ingegaan op de informatie voor moten van de verschillende toeritten. Deze berekeningen zijn uitgevoerd conform de uitgangspunten en eisen voor trekpalen. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabelvorm en er zijn uitsneden van de rekensheets toegevoegd. In deze uitsneden is in paars de veiligheid weergegeven. Niet alle uitsneden met verschillende grondwaterstanden zijn opgenomen in het rapport. De resultaten hiervan zijn wel in de tabellen gepresenteerd.

3.02 Beschrijving object

De oeververbinding Gaag is het aquaduct in de A4 onder de Gaag door. Dit aquaduct ligt ten westen van Delft. Het bouwjaar is medio 1995, zie voor de ligging de onderstaande figuren. De toeritten zijn opgebouwd uit een folieconstructie, ter plaatse van het eerste deel van de toerit, en ter plaatse van het dieper gelegen deel, een constructie van gewapend beton voorzien van trekpalen tegen het opdrijven. Deze beschouwing betreft de gewapend betonnen constructie met (trek) palen ter plaatse van de moten 1 t/m 7 met een lengte van 140 m en de moten 11 t/m 18 ook met een lengte van 140 m. De moten 8, 9 en 10 betreffen de diepst gelegen moten ter plaatse van het aquaduct en de parallelwegen. De pompkelder bevindt zich ter plaatse van moot 11.



Figuur 5-43: Situatie aquaduct Gaag (bron: Google Earth)



Figuur 5-44: Situatie ter plaatse van de zuidelijke toerit met de gewapend betonnen bakconstructie. (bron: Google Earth).

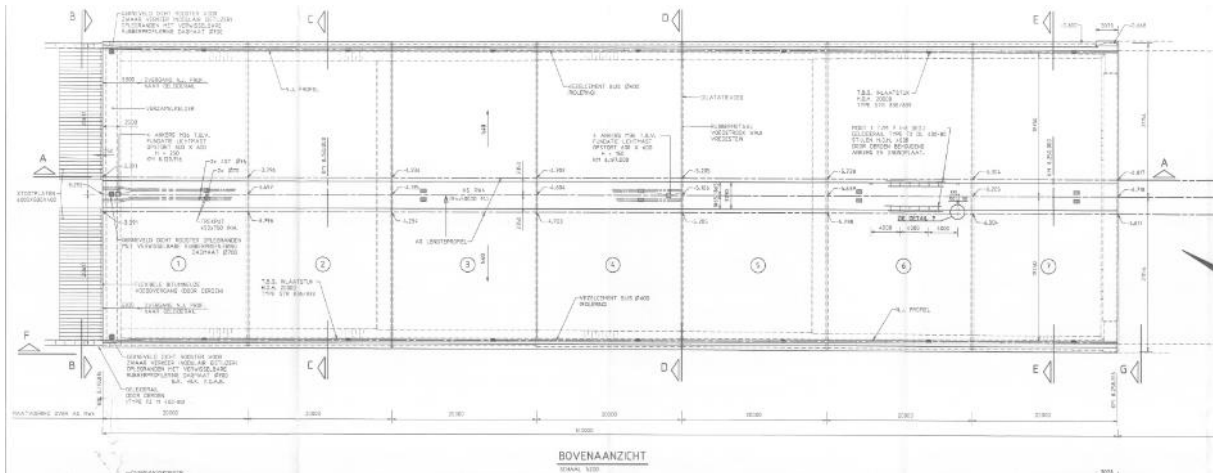


Figuur 5-45: Situatie ter plaatse van de noordelijke toerit met de gewapend betonnen bakconstructie. (bron: Google Earth).

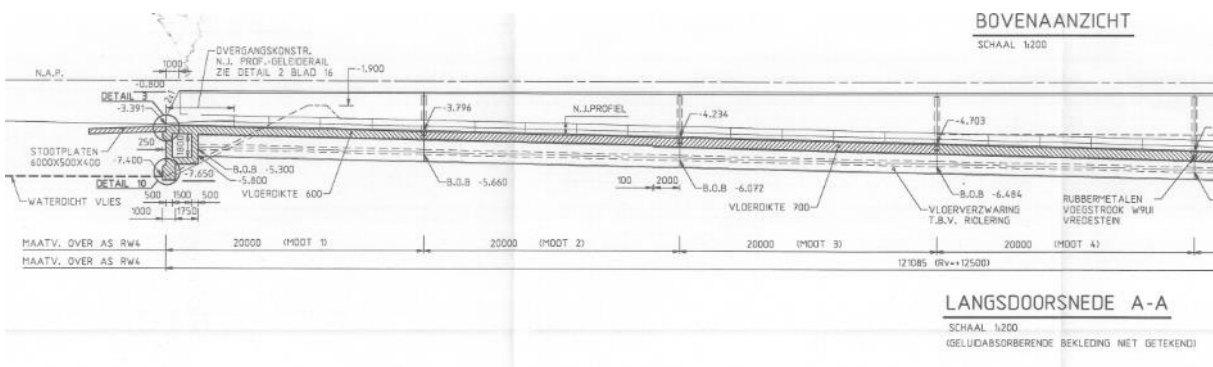
In het aangeleverde archief waren tekeningen beschikbaar van onder andere de langsdoorsneden van de Oeververbinding Gaag. De navolgende figuren zijn gebaseerd op de beschikbare archieftekeningen.



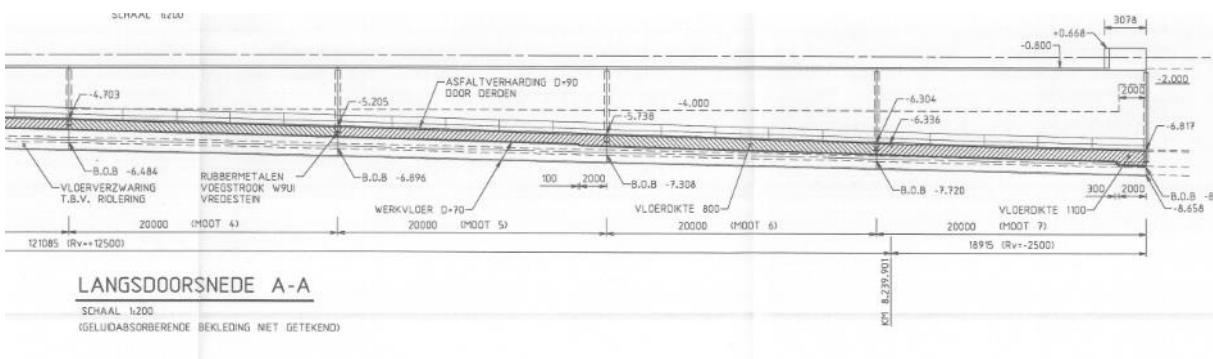
3.03 Informatie noordelijke toerit moten 1 t/m 7



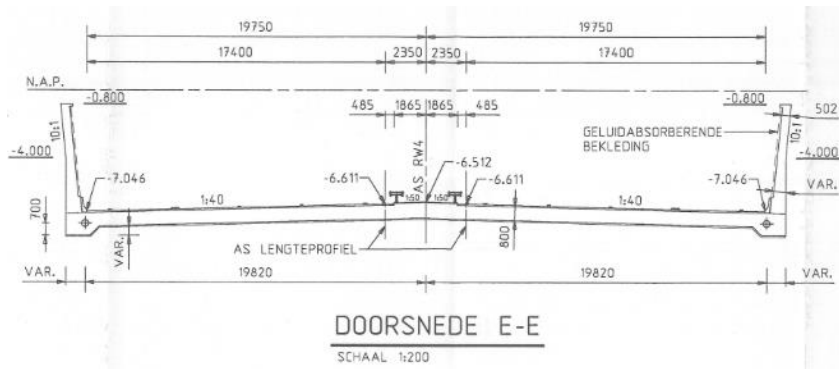
Figuur 5-46: Bovenaanzicht gewapend betonnen bakconstructie noordelijke toerit (bron: tekening AGA-12).



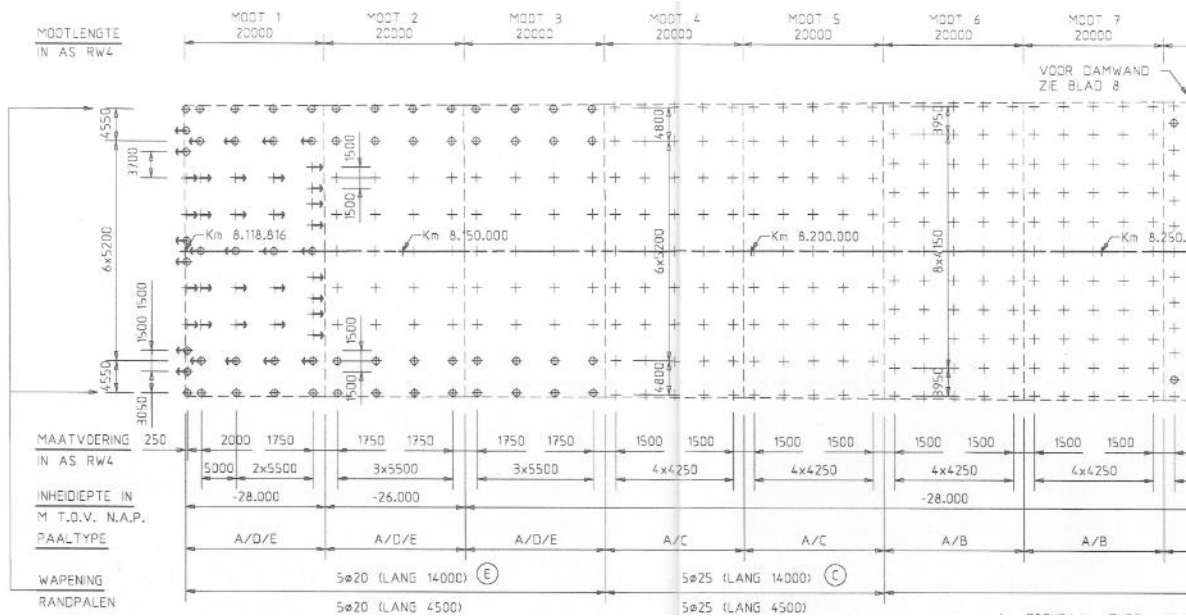
Figuur 5-47: Langdoorsnede ter plaatse van de overgang folieconstructie naar de gewapend betonnen bakconstructie noordelijke toerit (bron: tekening AGA-12).



Figuur 5-48: Langdoorsnede ter plaatse van de overgang naar het gesloten deel noordelijke toerit (bron: tekening AGA-12).



Figuur 5-49: Principe dwarsdoorsnede gebaseerd op doorsnede E-E tekening AGA-12



Figuur 5-50: Palenplan noordelijke toerit (bron: tekening AGA-11).



Inheiveau in m beneden			
NAP	puntweerstand	positieve wrijving	totaal
20,5	540	200	740
22	780	220	1000

Inheiveau in m beneden			
NAP	puntweerstand [kN]	positieve wrijving [kN]	totaal [kN]
21,0	650	120	770
22,0	760	200	960
23,0	890	290	1180
24,0	970	380	1350
25,0	1000	470	1470
27,5	1080	700	1780
30,0	1140	970	2110

De stramienmaten hebben bij deze op drukbelaste palen geen invloed, zij het dat met name bij de Vibropalen wel extra aandacht moet worden geschonken aan de uitvoering van de palen (met name de volgorde van fabricage).

Voor de op trek belaste palen zijn de inheiveaus bepaald voor prefab betonnen palen ϕ 400 mm en Vibropalen ϕ 500 mm. Voor een paal ϕ 400 mm is voor een toelaatbare trekbelasting van 600 kN de vereiste inheidepte NAP - 33,5 en voor een paal ϕ 500 mm is dit NAP - 27,5 m. De volgende uitgangspunten zijn bij de berekeningen gehanteerd:

- de optredende trek is statisch (dus geen belastingwisselingen)
- de veiligheidscoëfficiënt tegen bezwijken is 2,2
- het betreft alleenstaande palen
- voor het bepalen van de grondparameters is gebruik gemaakt van de resultaten van sonderingen O21 en boring O19
- er is uitgegaan van een ontgraving tot NAP - 9 m; de gemeten conusweerstand is voor een ontgraving tot deze diepte gereduceerd.

Om aan het criterium van een alleenstaande paal te kunnen voldoen, moet het gewicht van de grond tussen de palen van een paalgroep minstens 1,2 maal groter zijn dan de toelaatbare trekbelasting van een alleenstaande paal maal het aantal palen van de paalgroep.

In de volgende tabel is de inheidepte aangegeven voor Vibropalen rond 500 mm voor 2 toelaatbare statische trekbelastingen en 5 verschillende stramienmaten. De toelaatbare trekbelastingen zijn bepaald met een formule waarin behalve het schuifcriterium, ook rekening wordt gehouden met het kluitcriterium. Verder zijn de volgende uitgangspunten van toepassing:

- de resultaten van sondering O21 zijn gebruikt
- ontgravingsdiepte is NAP - 9 m
- stijghoogte diepe zand is NAP - 1,5 m
- veiligheidscoëfficiënt tegen bezwijken is 2,2
- de trekkracht is statisch.

stramienmaat palen in m	inheidepte Vibropalen rond 500 mm in m beneden NAP	
	toelaatbare trek- belasting 450 kN	toelaatbare trek- belasting 600 kN
2,5	27	29,5
3	26,6	28,8
3,5	26,4	28,4
4	26,2	28,1
5	26	27,8

De veerconstanten voor de Vibropalen met een diameter van 500 mm zijn in de volgende tabel weergegeven.

Figuur 5-51: Fragment uit document "Bestek 1995-1998 Funderingsrapport Grondmechanica Delft".

Paaltype A, B, C betreffen Vibropalen ϕ 457 trek voorzien van een Dywidagstaaf + een onderlegplaat¹⁴.
 Paaltype D en betreffen Vibropalen ϕ 457 druk.

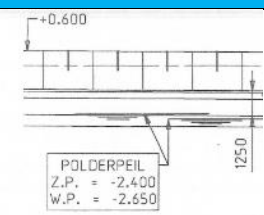
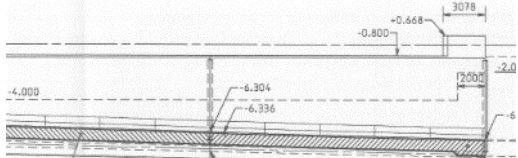
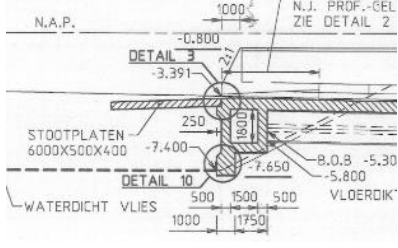
Onder de buitenwanden van de moten 1, 2 en 3 staan drukpalen, voor de rest van de doorsnedes zijn het trekpalen. Bij de toename van de grondwaterstand kunnen deze drukpalen veranderen in trekpalen. Dit wordt niet apart beschouwd.

¹⁴ Dit detail is geen onderdeel van de beschouwing.



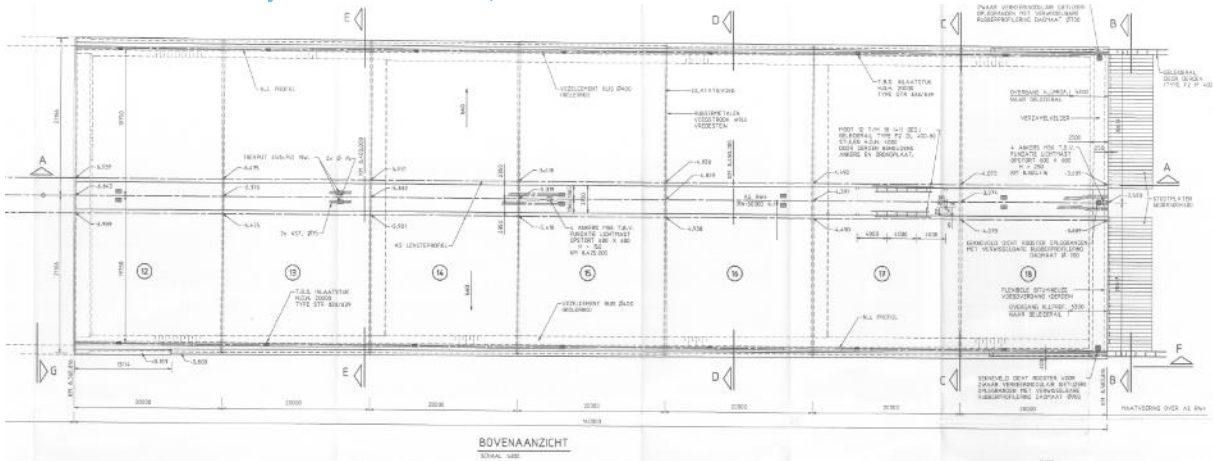
In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-18: Inventarisatie hoogtemaatvoering noordelijke toerit.

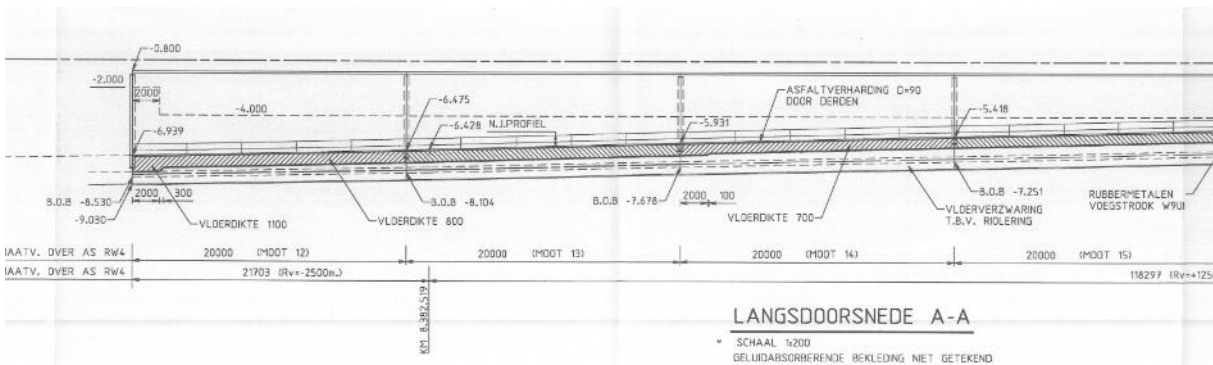
Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Klaas Engelbrechtpolder ZP.	-2,4	- BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989) - Tekening AGA-22	 <p>Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.</p>
Klaas Engelbrechtpolder WP.	-2,65	- BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989) - Tekening AGA-22	Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.
Waterpeil de Gaag.	-0,4	Tekeningen AGA-01 BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	Op basis van tekening uit 1995.
Maximale en minimale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket.	-3,4 / -4,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	“Variatie van de stijghoogten in het diepe pakket wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Gist-Brocades)”.
Maximale en minimale grondwaterstijghoogte van het ondiepe watervoerend pakket.	-2,9 / -3,4	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	
Stopzetten wateronttrekking.	-1,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	De variatie van de stijghoogten in het diepe zand (diep pakket) wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Gist-Brocades) op een afstand van circa 3500 m. De wateronttrekking is in de winter kleiner dan in de zomer. In het voorjaar bedraagt de gemiddelde stijghoogte in het diepe zand circa NAP - 3,4 m en in het najaar circa NAP - 4,5 m. Indien de wateronttrekking wordt stopgezet, zal de stijghoogte van het grondwater in het diepe zand toenemen tot NAP circa - 1,50 m. Voor de eindfase van het aquaduct zal met deze hoge grondwaterstand worden gerekend. Dit is echter niet het geval voor de verschillende bouwstadia.
Bovenzijde buitenwand	-0,8	Tekening AGA-12	
Bovenzijde vloer t.p.v. aansluiting met folie	-3,391	Tekening AGA-12	



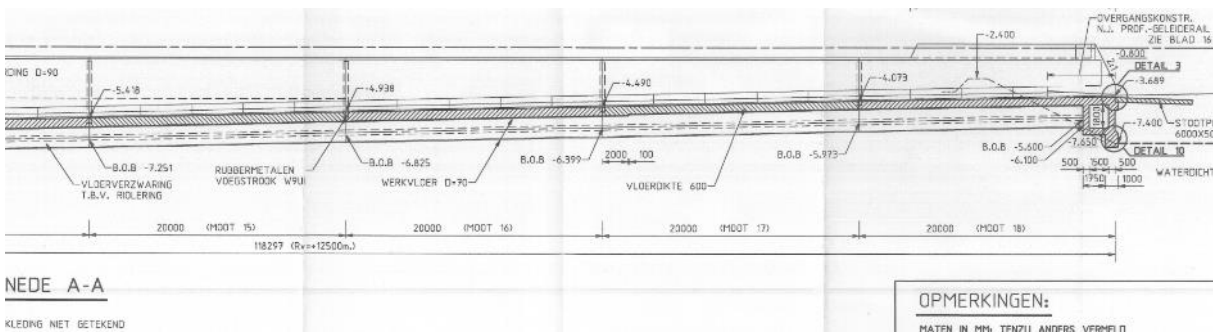
3.04 Informatie zuidelijke toerit moten 12 t/m 18



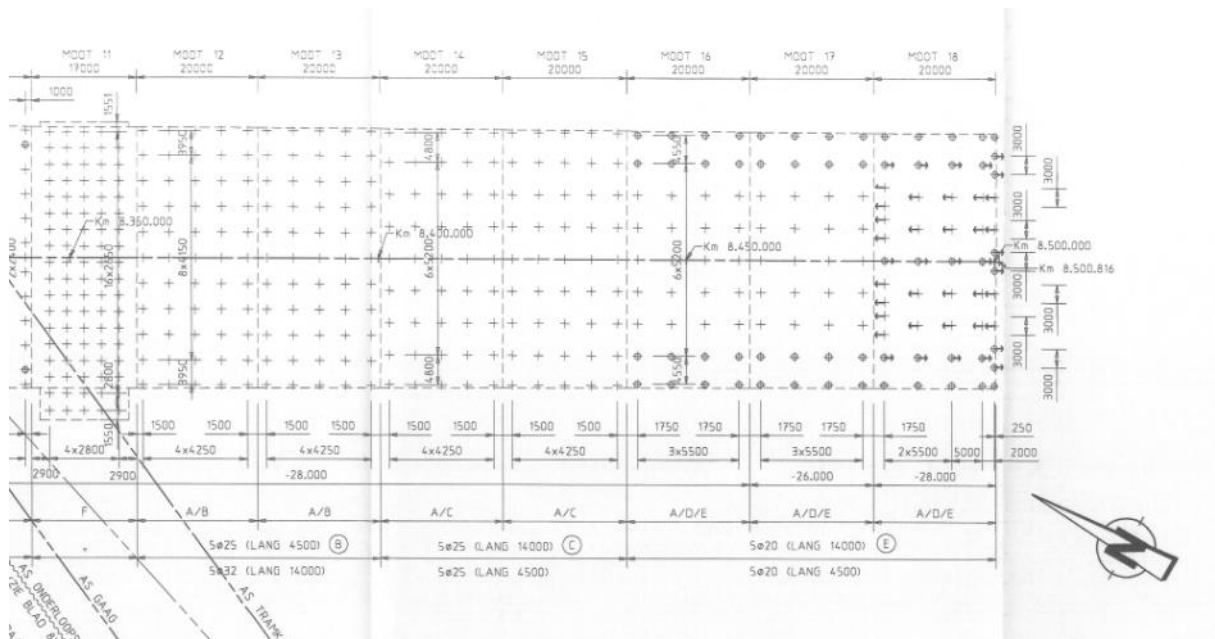
Figuur 5-52: Bovenaanzicht gewapend betonnen bakconstructie zuidelijk toerit (bron: tekening AGA-15).



Figuur 5-53: Langdoorsnede ter plaatse van de overgang naar het gesloten deel zuidelijke toerit (bron: tekening AGA-15).



Figuur 5-54: Langdoorsnede ter plaatse van de overgang folieconstructie naar de gewapend betonnen bakconstructie noordelijke toerit (bron: tekening AGA-15).



Figuur 5-55: Palenplan zuidelijke toerit (bron: tekening AGA-11).

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-19: Inventarisatie hoogtemaatvoering zuidelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Polderpeil Vockestraat ZP.	-2,9	Tekeningen AGA-01 en AGA-23 (1995)	<p>Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.</p>
Polderpeil Vockestraat WP.	-3,1	Tekeningen AGA-01 en AGA-23 (1995)	Freatische ontwerp grondwaterstand is niet bekend.
Waterpeil de Gaag.	-0,4	Tekeningen AGA-01 BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	Op basis van tekening uit 1995.
Maximale en minimale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket.	-3,4 / -4,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	"Variatie van de stijghoogten in het diepe pakket wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Gist-Brocades)".
Maximale en minimale grondwaterstijghoogte van het ondiepe watervoerend pakket.	-2,9 / -3,4	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	



Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Stopzetten wateronttrekking.	-1,5	BDD 674 Bestek 1995-1998 Bemalingsrapport Grondmechanica Delft (1989)	De variatie van de stijghoogten in het diepe zand (diep peilzot) wordt veroorzaakt door industriële bemaling in Delft (Diet Broekda) op een afstand van circa 3800 m. De wateronttrekking is in de winter kleiner dan in de zomer. In het voorjaar bedraagt de gemiddelde stijghoogte in het diepe zand circa NAP - 3,4 m en in het najaar circa NAP - 4,5 m. Indien de wateronttrekking wordt stopgezet, zal de stijghoogte van het grondwater in het diepe zand toenemen tot NAP circa - 1,50 m. Voor de afsluiting van het aquaduct zal met deze hoge grondwaterstand worden gerekend. Dit is echter niet het geval voor de verschillende bouwstadia.
Bovenzijde buitenwand	-0,8	Tekening AGA-15	

3.05 Uitgangspunten en eisen evenwichtsberekening

In algemene zin geldt bij de beschouwing van het statisch evenwicht:

$$E_{\text{stb;d}} + T_d \geq E_{\text{dst;d}}$$

Hierin is:

- $E_{\text{stb;d}}$ = de rekenwaarde van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting binnen de constructie zoals grond ter plaatse van een fietspad.
- T_d = de rekenwaarde van de weerstand die trekpalen kunnen genereren. Ook kan het grond zijn die weerstand biedt.
- $E_{\text{dst;d}}$ = de rekenwaarde van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is het grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Voor de beschouwing van deze constructies is de NEN 9997-1 toegepast. NEN 9997-1 heeft betrekking op nieuwbouw. In de nieuwe berekeningen worden de nieuwbouw-eisen gebruikt. De partiële factoren oftewel de belastingfactoren zijn gebaseerd op de NEN 9997-1. Door toepassing van deze factoren wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt.

Tabel 5-20: Tabel A.1 NEN 9997-1

Tabel A.1 - Partiële factoren voor belastingen (γ_f)

Belasting	Symbol	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Gunstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Gunstig ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0
^a Aandrijvend.		
^b Weerstandbiedend.		



Bij folieconstructies is de eis ROK-0685 van toepassing waarbij een onderscheid wordt gemaakt tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren, waarbij de laagste grondwaterstand min of meer zeker is, en het variabele deel minder zeker. Dit variabele deel kan bepaald zijn door bijvoorbeeld peilbuismetingen. Voor constructie met trekpalen bevat de ROK geen specifieke eisen. Toch wordt bij de beschouwing van trekpalen hetzelfde principe aangehouden. Er wordt gerekend met een $\gamma_{G,dst} = 1,1$ voor de laagste grondwaterstand en $\gamma_{Q,dst} = 1,5$ voor het variabel deel. Bij een grondwaterstand die gelijk is aan het laagste instroompunt van de constructie wordt gerekend met een $\gamma_{G,dst} = 1,1$. Bij een grondwaterstand hoger dan het instroompunt stroomt de constructie vol en is er geen risico meer op opdrijven.

Uitgangspunten volumieke massa

Om het verticaal evenwicht te bepalen wordt gerekend met volumieke massa's oftewel het soortelijk gewicht. Ook deze parameter wordt weergegeven met de γ . Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's:

- $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.
ROK 2.0 eis 404 stelt dat voor beton in het ontwerpstadium een variatie van +/- 0,7 kN/m³ kan worden toegepast. Het minimaal volumiek gewicht wordt dan $24,5 - 0,7 = 23,8 \text{ kN/m}^3$.
In de beschouwingen wordt hiervan afgeweken omdat gerekend met de daadwerkelijke afmetingen van de betonconstructie.
- $\gamma_{\text{grondwater zout}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$ uitgaande van zoutwater conform ROK 2.0 eis 0404.
- $\gamma_{\text{grond droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$.
- $\gamma_{\text{grond nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

3.06 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{bst;d} + T_d \geq E_{dst;d}$. Wanneer de evenwichtssituatie wordt bepaald dan betreft het de STR/GEO¹⁵ combinatie. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

Hierin is:

- $E_{stb;d}$ = zowel de betonconstructie ($\gamma_{\text{betonconstructies}}$) als ook andere componenten, zoals grond of asfalt binnen de constructie ($\gamma_{\text{grond droog}}$), worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- T_d = de weerstand door trekpalen. Deze wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9.
- $E_{dst;d}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert wordt met de partiële factor van 1,1 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

Enkele opmerkingen t.a.v. de beschouwingen:

- In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst over een strookbreedte van 1 m.
- Als de onderlinge paalafstand in een dwarsdoorsnede varieert dan wordt ervan uitgegaan dat alle palen dezelfde belasting krijgen. Dit is niet helemaal correct, omdat de paalbelastingen kunnen variëren, maar het geeft wel inzicht in de totale weerstand tegen opdrijven.

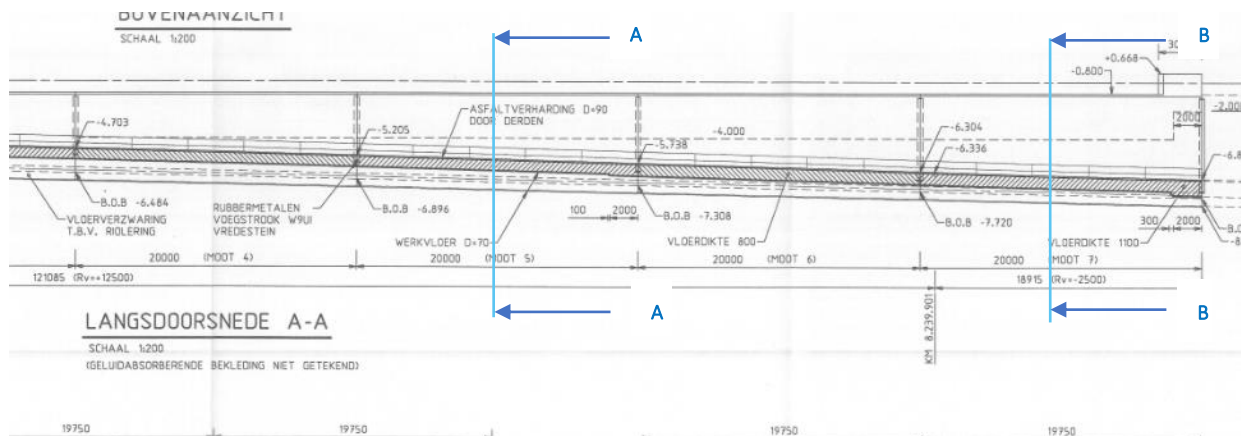
¹⁵ STR/GEO is een term die in de normering gebruikt wordt. STR staat voor intern falen of overmatige vervorming van de constructie(onder)delen. GEO staat voor het bezwijken of overmatige vervorming van de grond waarbij de sterkte van de grond belangrijke invloed heeft op het bieden van weerstand.



- Bij de beoordeling op de “gevoeligheid” a.g.v. verhoging van de waterstand wordt in de berekening de waterstand in meerdere stap verhoogd. Hieruit volgt een waarde van de weerstand tegen opdrijven. De onderlinge resultaten geven een indicatie van de gevoeligheid.

3.07 Beschouwing noordelijke toerit

In onderstaand figuur zijn 2 doorsnedes aangegeven die beschouwd worden.



Figuur 5-56: Langsdoorsnede ter plaatse van moot 5 en moot 7 noordelijke toerit (bron: tekening AGA-12).

Toelichting keuze doorsnedes:

Op basis van het palenplan hebben de moten 4 en 5 hetzelfde paalstramien. Ook de moten 6 en 7 hebben hetzelfde paalstramien. De moten 1 t/m 3 zijn de hoogstgelegen moten met gecombineerde trek- en drukpalen. De stramienmaten komen overeen met die van de moten 4 en 5 en zijn om deze reden niet maatgevend v.w.b. opdrijven. Dit staat los van het aspect van de capaciteit van een drukpaal die na verhoging van de grondwaterstand een trekpaal wordt met een lagere trekcapaciteit.

Gekozen is om een doorsnede met een strookbreedte van 1 m halverwege de moot te toetsen. Een strook van 1 m bij een voegovergang geeft een vertekend beeld, vanwege de onderlinge paalafstanden tot de voeg. Daarnaast geeft een strook van 1 m bij een voegovergang een vertekend voor de gehele moot. De moot in zijn geheel in een 3D model te toetsen geeft een beter beeld van het gedrag van de moot zelf. Dit was echter geen onderdeel van deze beschouwing, een 3D-model is niet gebruikt.



Tabel 5-21: Inventarisatie (hoogte)maatvoering noordelijke toerit.

	Drsn. A-A Maatvoering	Drsn. B-B Maatvoering	Opmerking
LWS = permanent deel.	-4,5 [m NAP]	-4,5 [m NAP]	Dit is de startwaarde
HWS = veranderlijk deel.	-3,4 [m NAP]	-3,4 [m NAP]	Dit is de startwaarde
Dikte vloer	0,7 [m]	0,8 [m]	De werkvloer wordt niet meegenomen.
Gemiddeld niveau bovenkant vloer	$\frac{1}{2} * (-5,472 + -5,906) = -5,68$ [m NAP]	$\frac{1}{2} * (-6,56 + -7,00) = -6,77$ [m NAP]	De verharding ligt onder een zijwaartse helling van 1:40. Gehanteerd wordt de gemiddelde waarde t.p.v. de middenberm.
Gemiddeld niveau onderkant vloer	$-5,68 - 0,7 = -6,38$ [m NAP]	$-6,77 - 0,8 = -7,57$ [m NAP]	
Bovenkant wand	-0,8 [m NAP]	-0,8 [m NAP]	
Kielspit	-1,9 [m NAP]	-1,9 [m NAP]	De moten voorzien van trekpalen sluiten aan op de folioconstructie. Het kielspit is hierbij het laagste instroompunt. Op het moment dat de freatische GWS hoger dan het kielspit komt te liggen dan stroomt de folieconstructie en de bakconstructie vol met water
Wanddikte (gemiddeld)	0,7 [m]	0,7 [m]	Is een inschatting
Inwendige mootbreedte	39,5 [m]	39,5 [m]	
Paalpuntniveau palen	-28,0 [m NAP]	-28,0 [m NAP]	
Aantal palen	9 st Dwarsrichting $4,55 + 6*5,2 + 4,55 =$ gemiddeld 5,03 Langsrichting: 4,250 m	11 st Dwarsrichting $3,95 + 8*4,15 + 3,95 =$ gemiddeld 4,11 Langsrichting: 4,250 m	
Trekcapaciteit Vibropaal	Circa 600 kN/paal $600/4,25 = 141$ kN/paal/m ¹	Circa 600 kN/paal $600/4,25 = 141$ kN/paal/m ¹	



Tabel 5-22: Resultaten doorsnedes A-A; B-B noordelijke toerit.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	Resultaat Doorsnede A-A $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1	Resultaat Doorsnede B-B $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1	Resultaat Doorsnede A-A $\gamma_F = 1,0$	Resultaat Doorsnede B-B $\gamma_F = 1,0$
-4,5 ¹⁶	-3,4 $\gamma_F = 1,5$ m.b.t. verand. deel	1,67	1,30	-	-
-3,4 ¹⁷	-2,9 $\gamma_F = 1,5$ m.b.t. verand. deel	1,42	1,17	-	-
-3,0	-2,5 $\gamma_F = 1,5$ m.b.t. verand. deel	1,18	1,03	-	-
-2,5	-2,0 $\gamma_F = 1,5$ m.b.t. verand. deel	0,97	0,89	1,34	1,18
-2,5	-2,5 Veranderlijk deel = 0	1,28	1,09		
-2,0	-2,0 Veranderlijk deel = 0	1,04	0,94	1,34	1,18
-1,5 ¹⁸	-1,5 Veranderlijk deel = 0	0,87	0,82		

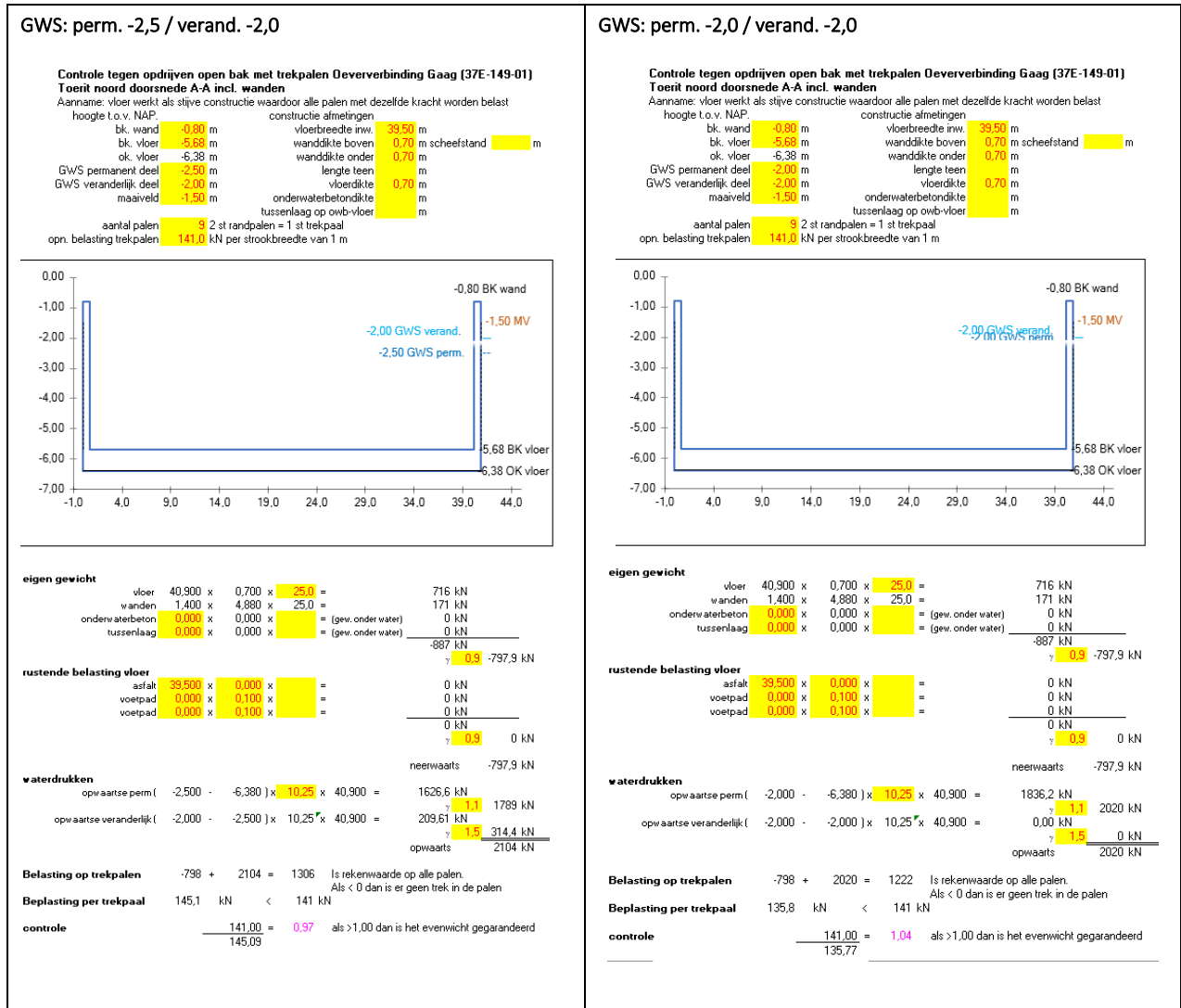
NB:

- Het kielspit ligt op NAP -1,9 m waardoor bij een hoger waterstand de constructie volstroomt met grondwater.
- De rood omkaderde rijen geven de waarden aan waarbij de constructie kan volstromen.
- De waarden NAP -1,5/-1,5 m kunnen in feite niet optreden maar geven een inzicht wanneer de grondwateronttrekking wordt uitgezet waardoor de grondwaterstand stijgt naar NAP -1,5 m.
- Omdat bij het instroomniveau van NAP -2,0 m de berekeningsresultaten $< 1,0$ zijn er extra berekeningen uitgevoerd waarbij voor de partiële factoren $\gamma_F = 1,0$ is aangehouden om te beoordelen of zonder veiligheidsfactoren de constructie opdrijft.
- Niet alle berekeningen met verschillende grondwaterstanden zijn opgenomen in dit rapport.

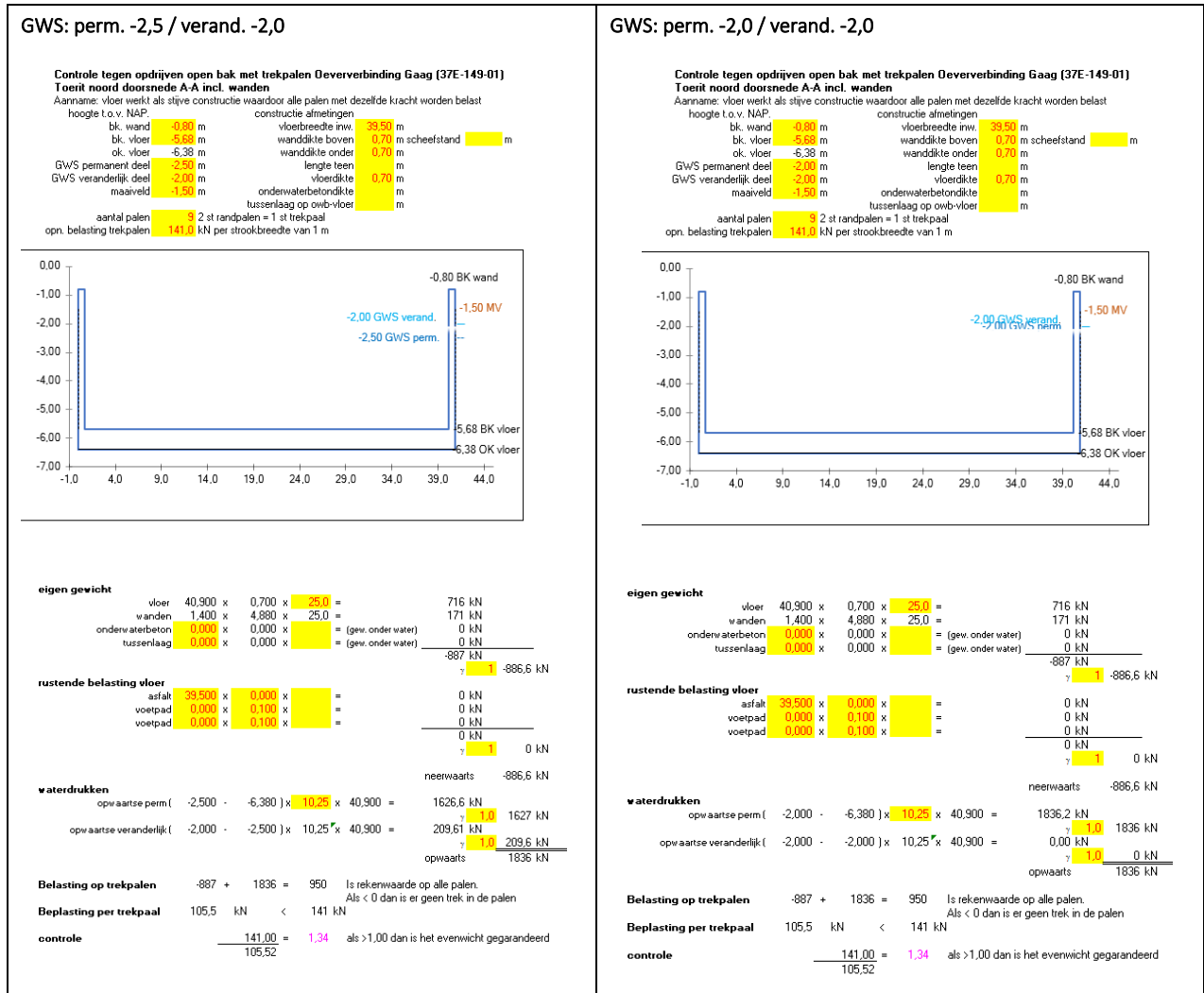
¹⁶ Maximale en minimale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket

¹⁷ Maximale en minimale grondwaterstijghoogte van het ondiepe watervoerend pakket.

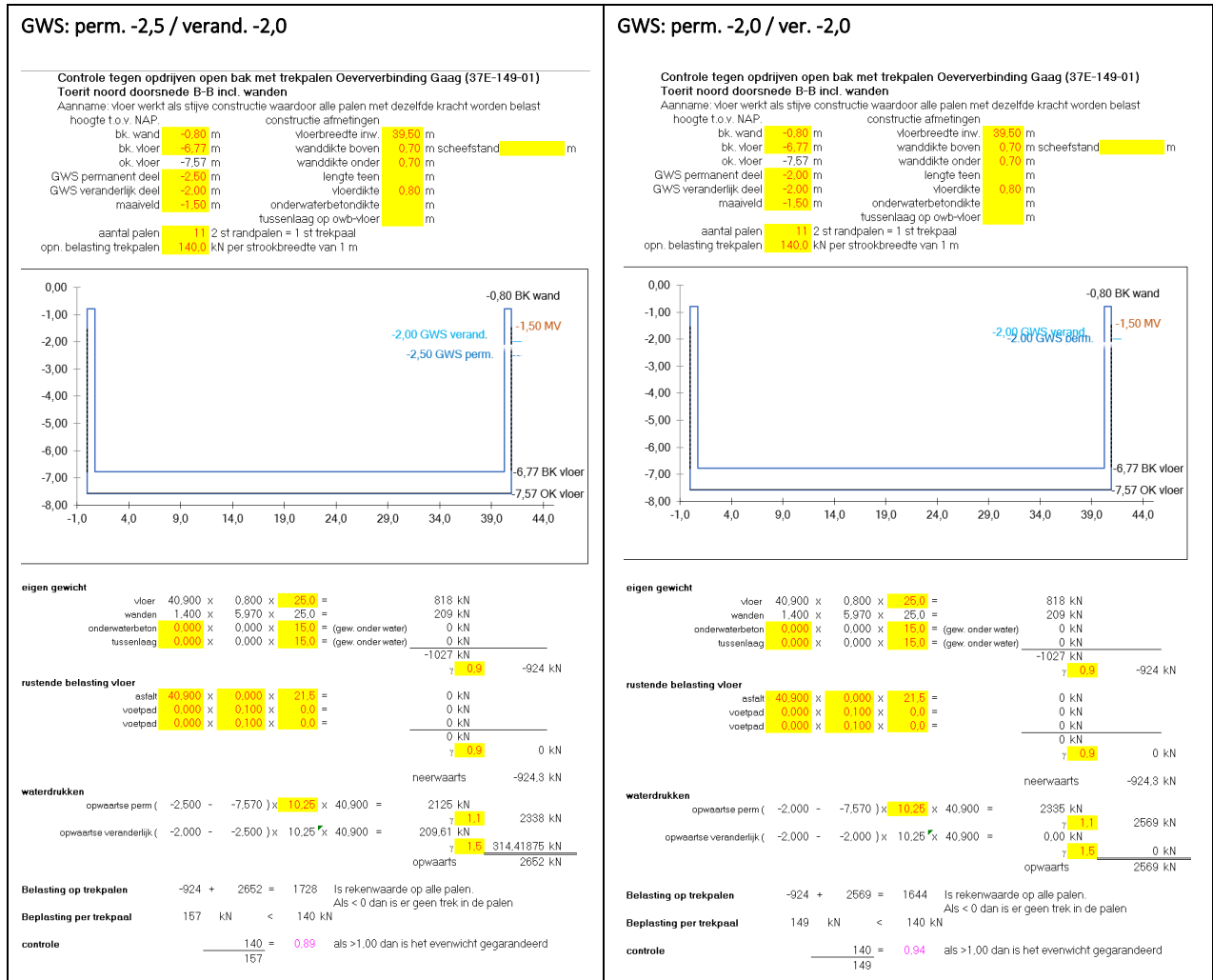
¹⁸ Stopzetten wateronttrekking.



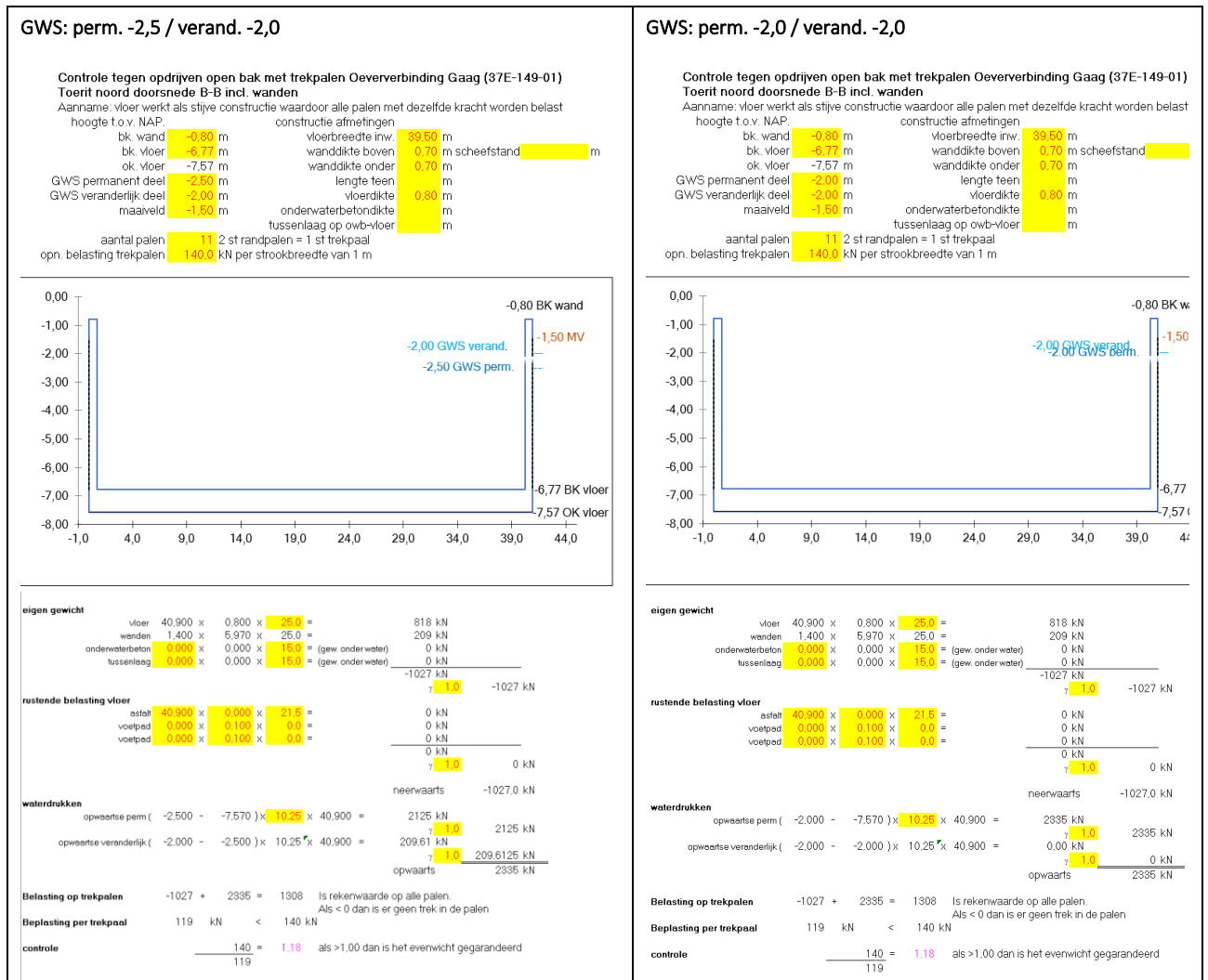
Figuur 5-57: Berekening doorsnede A-A met γ_F = tabel A.1 NEN 9997-1.



Figuur 5-58: Berekening doorsnede A-A met $\gamma_F = 1,0$.



Figuur 5-59: Berekening doorsnede B-B met γ_f = tabel A.1 NEN 9997-1.



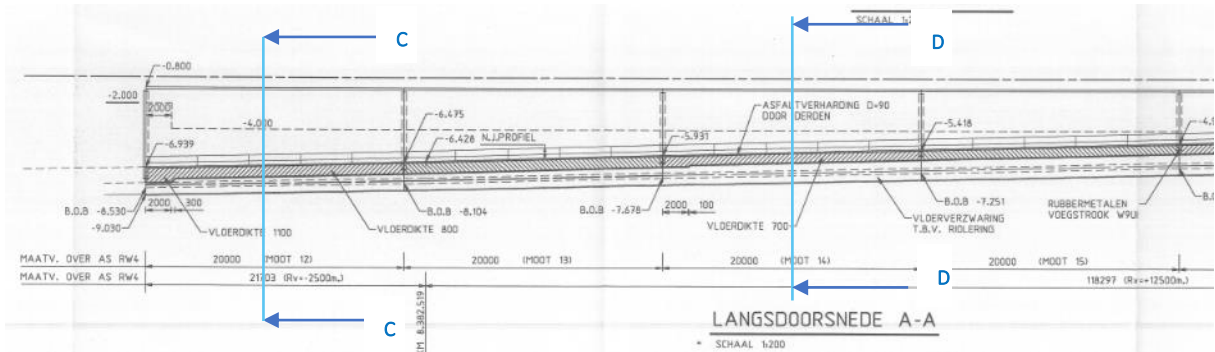
Figuur 5-60: Berekening doorsnede B-B met $\gamma_F = 1,0$.

Niet alle berekeningen met verschillende grondwaterstanden zijn opgenomen in dit rapport.



3.08 Beschouwing zuidelijke toerit

In onderstaand figuur zijn twee doorsnedes (C-C en D-D) van de zuidelijke toerit aangegeven die beschouwd worden.



Figuur 5-61: Dwarsdoorsnedes zuidelijke toerit (bron: tekening AGA-15).

Tabel 5-23: Inventarisatie (hoogte)maatvoering zuidelijke toerit.

	Drsn. C-C Peil t.o.v. NAP [m]	Drsn. D-D Peil t.o.v. NAP [m]	Opmerking
LWS = permanent deel.	-4,5	-4,5	Dit is de startwaarde
HWS = veranderlijk deel.	-3,4	-3,4	Dit is de startwaarde
Dikte vloer	0,8 m	0,7 m	
Gemiddeld niveau bovenkant vloer	$\frac{1}{2} * (-6,707 + -7,142) = -6,92$	$\frac{1}{2} * (-5,675 + -6,11) = -5,89$	De verharding ligt onder een zijwaartse helling van 1:40. Gehanteerd wordt de gemiddelde waarde t.p.v. de middenberm.
Gemiddeld niveau onderkant vloer	$-6,92 - 0,8 = -7,72$	$-5,89 - 0,7 = -6,59$	
Bovenkant wand	-0,8	-0,8	
Kielspit	-2,4	-2,4	De moten voorzien van trekpalen sluiten aan op de folioconstructie. Het kielspit is hierbij het laagste instroompunt. Op het moment dat de freatische GWS hoger dan het kielspit komt te liggen dan stroomt de folieconstructie en de bakconstructie vol met water
Wanddikte (gemiddeld)	0,7 [m]	0,7 [m]	Is een inschatting
Inwendige mootbreedte	39,5 [m]	39,5 [m]	
Paalpuntniveau palen	-28,0	-28,0	
Aantal palen	11 st. Dwarsrichting $3,95 + 8 * 4,15 + 3,95 =$ gemiddeld 4,11 Langsrichting: 4,250 m	9 st. Dwarsrichting $4,8 + 6 * 5,2 + 4,8 =$ gemiddeld 4,11 Langsrichting: 4,250 m	
Trekcapaciteit Vibropaal	Circa 600 kN/paal $600/4,25 = 141$ kN/paal/m ¹	Circa 600 kN/paal $600/4,25 = 141$ kN/paal/m ¹	



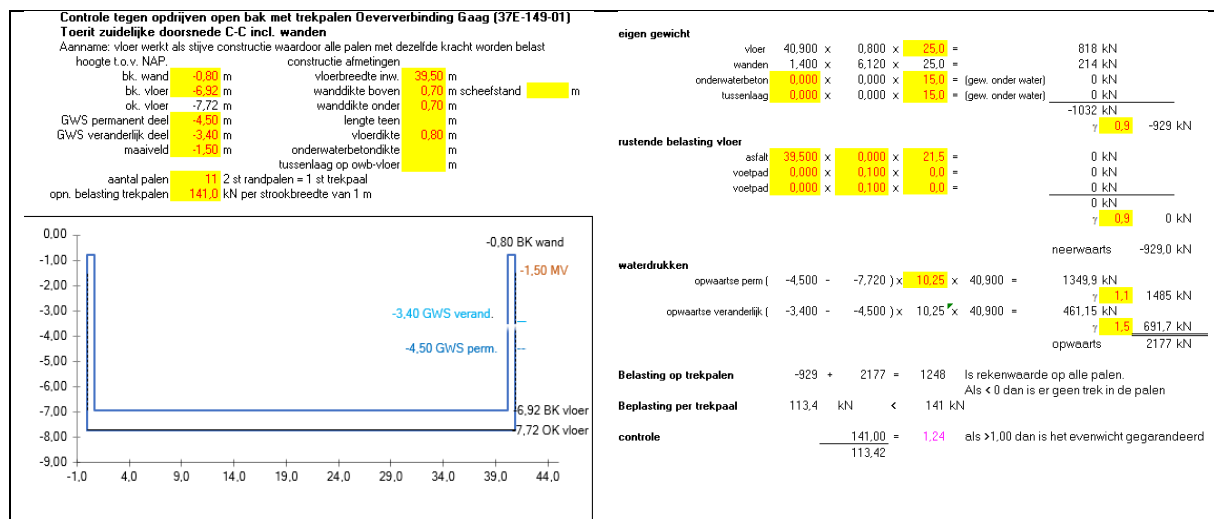
Alleen de situatie met wanden wordt beschouwd. Door deze waarden te vergelijken met de waarden die volgen uit de noordelijke toerit is er inzicht in de gevoeligheid. Doorsnede B-B is te vergelijken met C-C en doorsnede A-A met D-D.

Tabel 5-24: Resultaten doorsnedes C-C; D-D zuidelijke toerit.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	Resultaat Drsn. C-C $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1	Resultaat Drsn. D-D $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1
-4,5 ¹⁹	-3,4	1,24	1,49
-3,4 ²⁰	-2,9	1,13	1,29
-3,0	-2,5	0,99	1,09
-2,5	-2,0	0,87	0,91
-2,5	-2,5	1,05	1,17
-2,0	-2,0	0,91	0,97
-1,5 ²¹	-1,5	0,80	0,82

NB:

- Het kielspit ligt op NAP -2,4 m. Bij een hogere grondwaterstand stroomt de toerit vol met grondwater.
- De rood omkaderde rijen geven ongeveer de waarden aan waarbij de constructie kan volstromen.
- De waarden -2,0/-2,0 en -1,5/-1,5 kunnen in feite niet optreden maar geven een inzicht wanneer de grondwateronttrekking wordt uitgezet waardoor de grondwaterstand stijgt naar NAP-1,5 m.

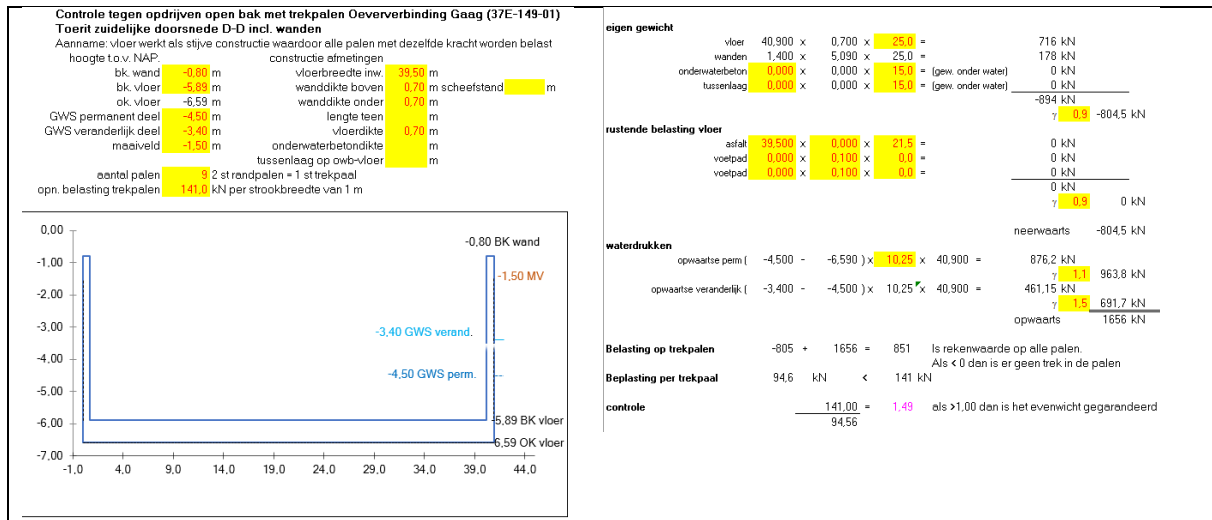


Figuur 5-62: Berekening doorsnede C-C met $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.

¹⁹ Maximale en minimale grondwaterstijghoogte in het diepe watervoerend pakket

²⁰ Maximale en minimale grondwaterstijghoogte van het ondiepe watervoerend pakket.

²¹ Stopzetten wateronttrekking.



Figuur 5-63: Berekening doorsnede D-D met $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.

3.09 Conclusie

Voor de Oeververbinding Gaag geldt dat erg bepalend is met welk permanent deel van de grondwaterstand is gerekend en met welk variabel deel. De noordelijke toerit is **wat gevoelig** ten aanzien van het opdrijven wanneer gerekend wordt met het **instroomniveau** van de **aansluitende folieconstructie** met een kielspit als **laagste instroompunt** van NAP-1,9 m. Voor **lagere grondwaterstanden voldoet** het verticale evenwicht. Voor de noordelijke toerit zijn ook berekening gemaakt met $\gamma_F = 1,0$ om inzicht te krijgen of de constructie zonder rekening te houden met veiligheden gaat opdrijven. Dit is niet het geval. Hierdoor kan de conclusie worden getrokken dat wanneer gerekend wordt met γ_F conform de NEN 9997-1 er **relatief veel reserve** aanwezig is.

Voor de zuidelijke toerit geldt dat wanneer gerekend wordt met het **instroomniveau** van de **aansluitende folieconstructie**, met een kielspit als **laagste instroompunt** van NAP-2,4 m, de berekende doorsnedes **niet gevoelig** zijn ten aanzien van opdrijven. Naast de γ_F zijn bij de bepaling van de trekcapaciteit van de palen veiligheidsfactoren verwerkt. De daadwerkelijke veiligheid is daarom hoger dan wat uit de evenwichtsberekeningen volgt.

Of de constructie veilig is bij het stopzetten van de wateronttrekking, waarna de grondwaterstand stijgt naar NAP -1,5 m, zal nader onderzocht moeten worden bijvoorbeeld door de opneembare trekkracht van de palen opnieuw te beschouwen.



Bijlage 4 Berekening constructie met trekpalen 28H-308-02 Noorkerveld

4.01 Leeswijzer bijlage

In deze bijlage zijn de berekeningen van het deelobject trekpalen Noorkerveld doorgerekend. Deze bijlage is bedoeld als technische onderbouwing van de conclusies in het hoofdrapport. Eerst wordt een beschrijving van het object gegeven. Zoals ook benoemd in Bijlage 1 heeft voor de westelijke toerit een wijziging in het ontwerp plaatsgevonden. Voor de oostelijke toerit zijn geen bruikbare bestanden beschikbaar. Wel is een geotechnisch advies beschikbaar voor de westelijke toerit. De berekeningen zijn uitgevoerd conform de uitgangspunten en eisen voor trekpalen. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabelvorm en er zijn uitsneden van de rekensheets toegevoegd. In deze uitsneden is in paars de veiligheid weergegeven. Niet alle uitsneden met verschillende grondwaterstanden zijn opgenomen in het rapport. De resultaten hiervan zijn wel in de tabellen gepresenteerd.

4.02 Beschrijving object

Object Noorkerveld (28H-308-02) betreft de ongelijkvloerse kruising van de A1 met de Hasselerbaan in Hengelo (OV), zie Figuur 5-1. In diverse documenten wordt dit object KW 43 genoemd. Het bouwjaar is medio 1987. De beide toeritten zijn opgebouwd uit een tweetal type constructies. , Ter plaatse van het eerste ondiepe deel van de toeritten ligt een folieconstructie. Ter plaatse van het dieper gelegen deel ligt een constructie van gewapend beton voorzien van trekpalen. Deze beschouwing betreft het dieper gelegen deel met trekpalen.

De lengte van de gewapende betonnen bakconstructie aan de westzijde was in 1^e instantie 126 m en betreffen de moten 1 t/m 7 waarbij moot 7 de pompkelder betreft. Lopende het project is de betonnen bak verlengd (nieuwe moten 1 en 2) en de folieconstructie ingekort met 36 m waardoor de lengte $126 + 36 = 162$ m. De moten zijn opnieuw genummerd van 1 t/m 9. De lengte van de betonnen bakconstructie aan de oostzijde is 6×18 m is 108 m en betreffen de moten 9 t/m 14 volgens de oude nummering.





Figuur 5-64: Situatie ongelijkvloerse kruising Noorkerveld Gaag (bron: Google Earth)



Figuur 5-65: Situatie ter plaatse van de westelijke toerit richting het oosten gezien. Op de achtergrond de open bak van gewapend beton (bron: Google Earth).

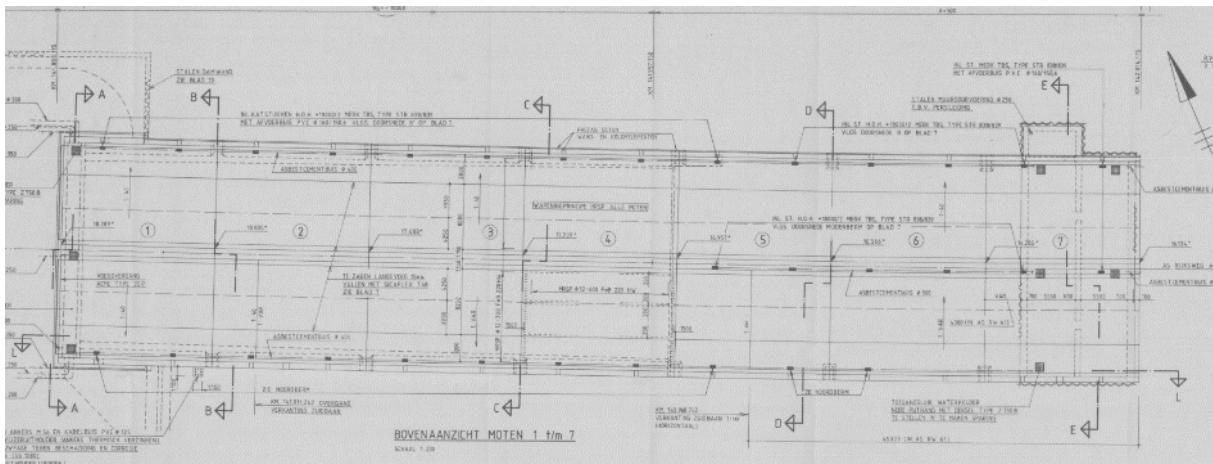


Figuur 5-66: Situatie ter plaatse van de oostelijke toerit richting het westen gezien (bron: Google Earth).

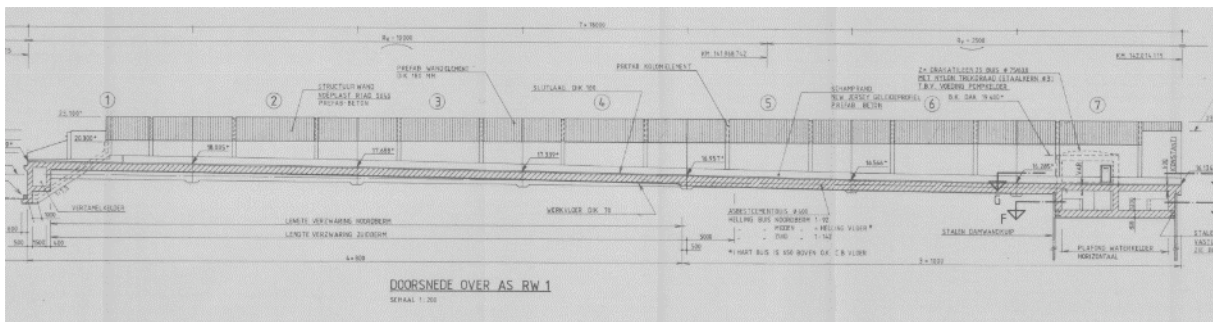


4.03 Informatie Westelijke toerit

Oorspronkelijk ontwerp:



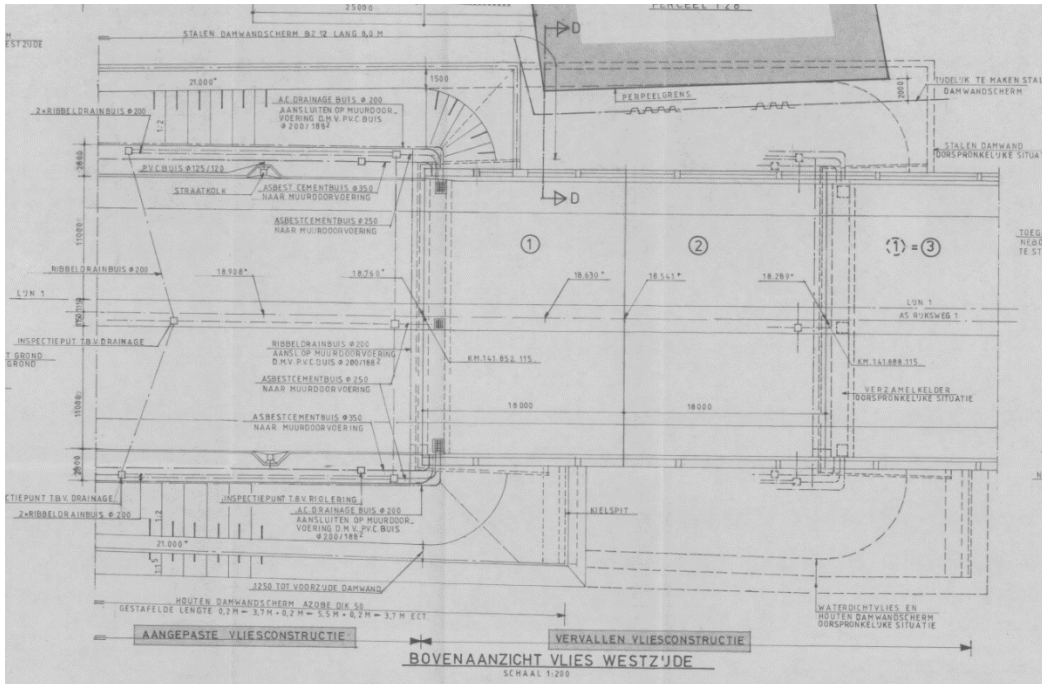
Figuur 5-67: Bovenaanzicht westelijke toerit met "oude" mootnummering (bron: tekening RWSON-2018-097928).



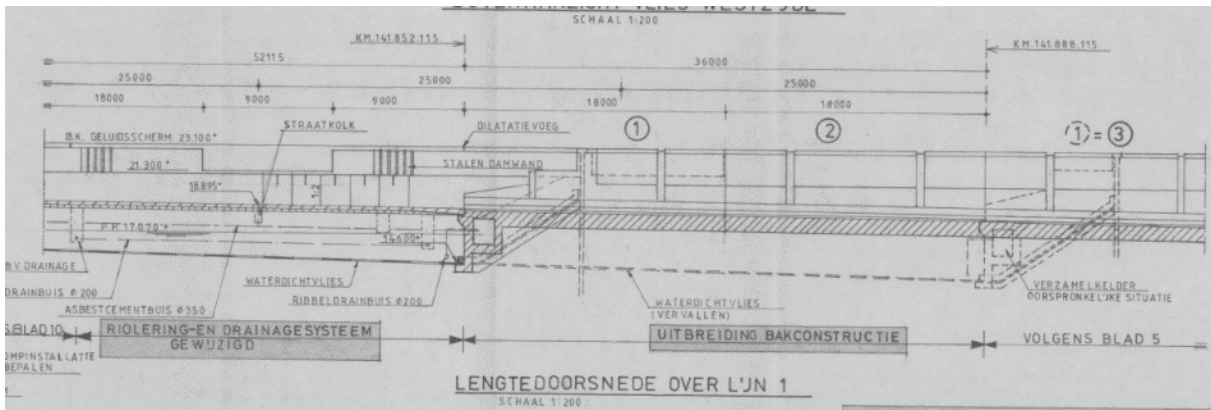
Figuur 5-68: Langdoorsnede westelijke toerit met "oude" mootnummering (bron: tekening RWSON-2018-097928).



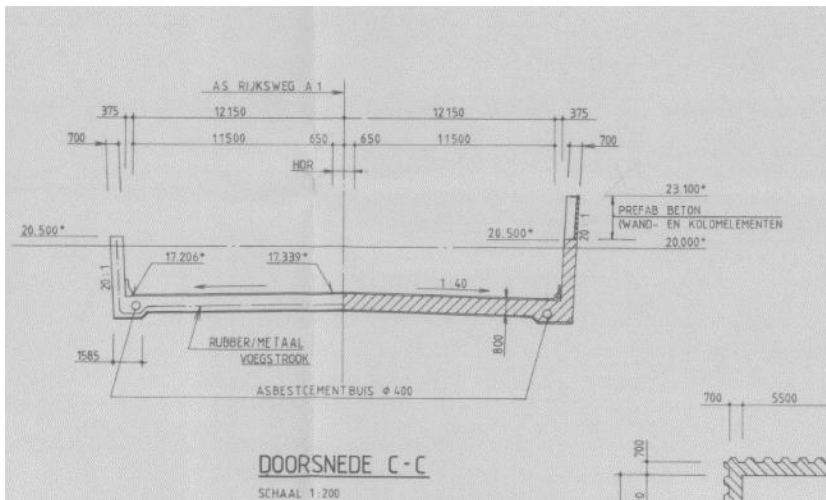
Westelijke toerit na wijzingen van het ontwerp door uitbreiding bakconstructie aan de westzijde waarbij de folieconstructie is ingekort:



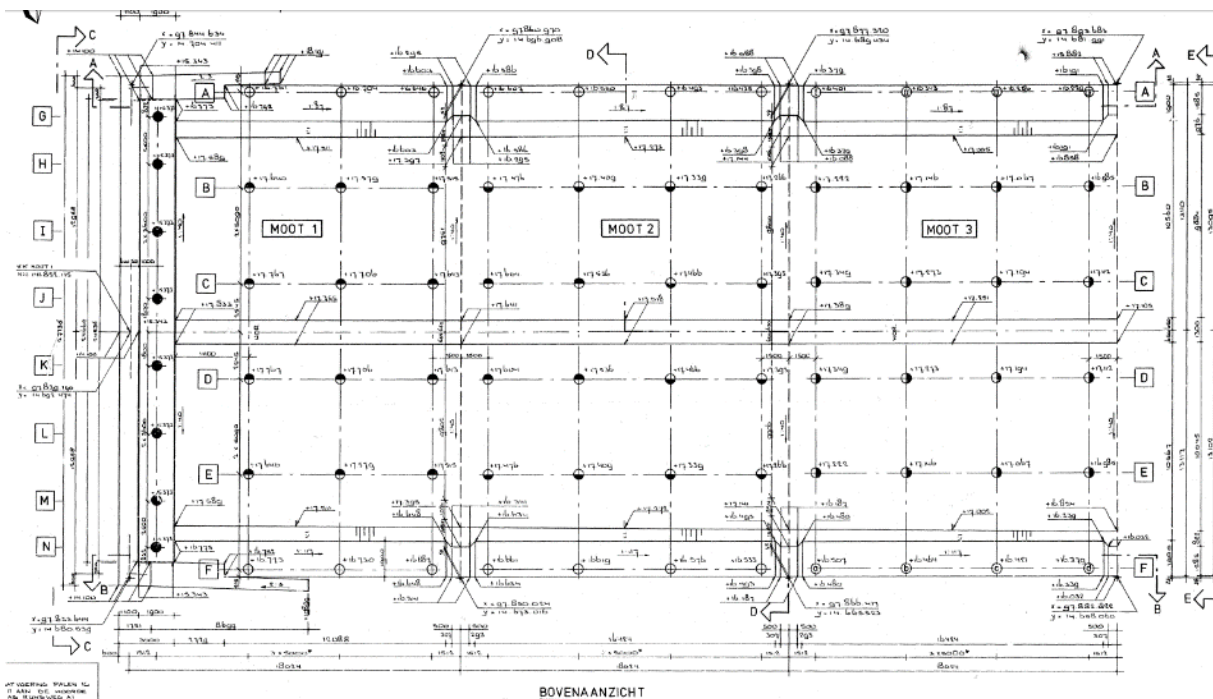
Figuur 5-69: Bovenaanzicht westelijke toerit met verlengde betonnen bak en ingekorte folieconstructie (bron: tekening RWSON-2018-097942, RWSON-2018-097943 en RWSON-2018-097944).



Figuur 5-70: Langsdoorsnede westelijke toerit met verlengde betonnen bak en ingekorte folieconstructie (bron: tekening RWSON-2018-097942, RWSON-2018-097943 en RWSON-2018-097944).

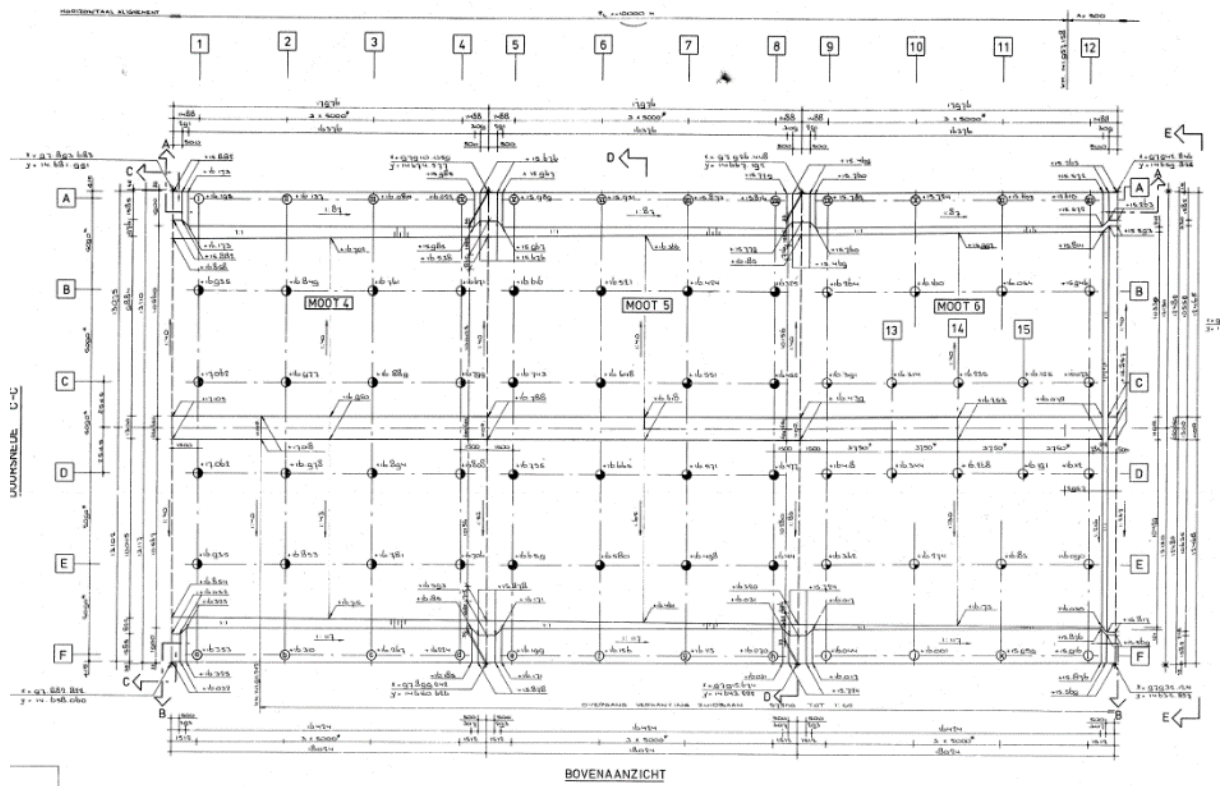


Figuur 5-71: Principe dwarsdoorsnede gebaseerd op doorsnede C-C tekening RWSON-2018-097928).

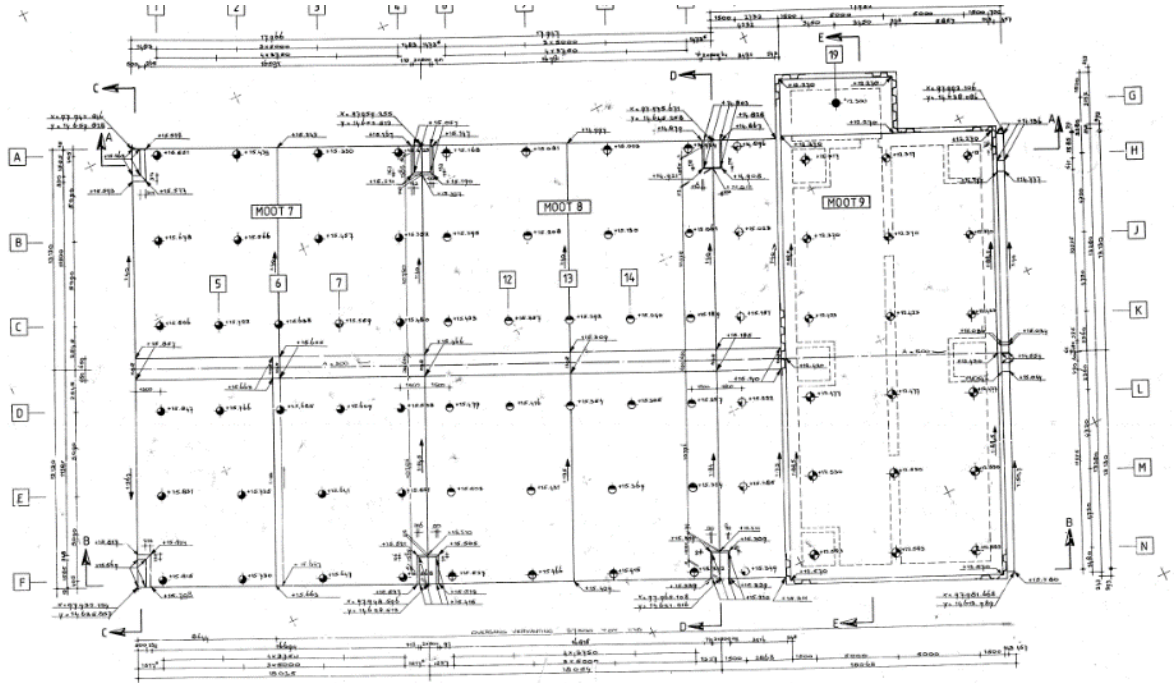


Figuur 5-72: Palenplan westelijke toerit moot 1 t/m 3 nieuwe nummering (bron: tekening RWSON-2018-097947).

De palen betreffen Vibro-palen \varnothing 457 zowel trek- als ook drukpalen. Stramienmaten 5 m x 5,09 m. Sondering 8/9. Volgens tekening RWSON-2018-097947 zijn het trekpalen ter plaatse van moot 3 en dieper gelegten.



Figuur 5-73: Palenplan westelijke toert moot 4 t/m 6 nieuwe nummering (bron: tekening RWSON-2018-097948). Vibro-palen \varnothing 457 trekpalen. Stramienmaten 5 m x 5,09 m.

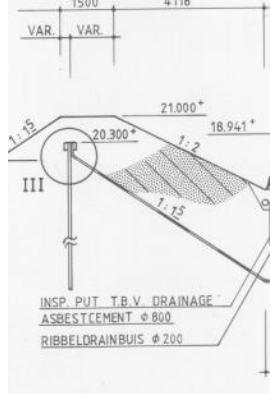


Figuur 5-74: Palenplan westelijke toerit moot 7 t/m 9 nieuwe nummering (bron: tekening RWSON-2018-097949). Vibro-palen \varnothing 457 trekpalen. Stramienmaten 5 m x 5,09 m.



In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van diverse hoogtematen en peilen gebaseerd op beschikbare documenten.

Tabel 5-25: Inventarisatie hoogtemaatvoering westelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Grondwaterstanden volgens geotechnisch onderzoek	+18,0 / 19,5	Document RWSO-2018-097962	<p>Westzijde</p> <p>3.3. Grondwaterstanden</p> <p>Voor gedetailleerde informatie omtrent de grondwaterstanden wordt verwezen naar ons bemiddelingsadvies (09-233210/96). De grondwaterstanden fluctueren onder invloed van het seizoen:</p> <ul style="list-style-type: none"> aan de oostzijde van kunstwerk 41 tussen circa N.A.P. + 20,3 m en N.A.P. + 19,1 m na bij kunstwerk 41 tussen circa N.A.P. + 19,5 m en N.A.P. + 17,0 m. <p>Althoewel hieromtrent geen gegevens bekend zijn, moet het niet worden uitgesloten dat in natte perioden de grondwaterstand tot aan maaiveld reikt.</p> <p>Deze waarden worden aangehouden als startwaarde evenwichtsberekening.</p>
Waterstanden volgens het bestek	+17,3 / +20,0	Document RWSO-2018-097963	<p>Westzijde betreft KW 42 aansluitend op de folieconstructie</p> <p>5. Ter plaatse van het werk komen diverse watervoerende pakketten voor gescheiden door slecht waterdoorlatende (klei-)lagen. De stijghoogte van het grondwater in de diverse watervoerende pakketten t.p.v. KW 42 varieert van ca. 17,300 m + tot ca. 20,000 m+. De stijghoogte van het grondwater in de diverse watervoerende pakketten t.p.v. KW 43 varieert van ca. 17,300 m + tot ca. het huidige maaiveld. De hoogte van het huidige maaiveld varieert van ca. + 19,700 m aan de westzijde tot ca. + 21,000 m aan de oostzijde. Ter plaatse van de te maken vloerconstructie moet kunnen plaatselijk nog het hogere terreinhoogten voor.</p>
Bovenzijde wand	+20,5 / +21,5 / +23,1	Tekening RWSO-2018-097928	Varieert.
Kielspit	+20,3	Tekening RWSO-2018-097935	<p>Op het moment dat de GWS hoger dan het kielspit komt lopen zowel de folieconstructie als ook de betonnen bakconstructie vol met water.</p> 
Maaiveld	+21,0	Tekening: RWSO-2018-097935	



Geotechnisch advies

- 10 - CO-255210/138						
Tabel 2: Toelaatbare trekkracht (in kN) voor gladde prefabpalen \varnothing 0,4 m						
basisniveau in m + N.A.P.	nummer van de sondering					
	08	09	010	013	014	015
6	160	210	150	150	250	250
4	230	250	210	200	300	270
2	330	320	250	280	410	370
0	560	610	500	530	620	600
Tabel 3: Toelaatbare trekkracht (in kN) voor gladde prefabpalen \varnothing 0,45 m						
basisniveau in m + N.A.P.	nummer van de sondering					
	08	09	010	013	014	015
6	170	230	160	160	270	270
4	250	270	230	220	330	290
2	350	340	270	300	450	400
0	600	660	550	570	670	650
Tabel 4: Toelaatbare trekkracht (in kN) voor Vibropalen \varnothing 0,45 m						
basisniveau in m + N.A.P.	nummer van de sondering					
	08	09	010	013	014	015
6	330	440	300	300	520	520
4	490	530	440	420	630	560
2	680	660	520	580	860	780
0	1160	1270	1000	1100	1300	1260

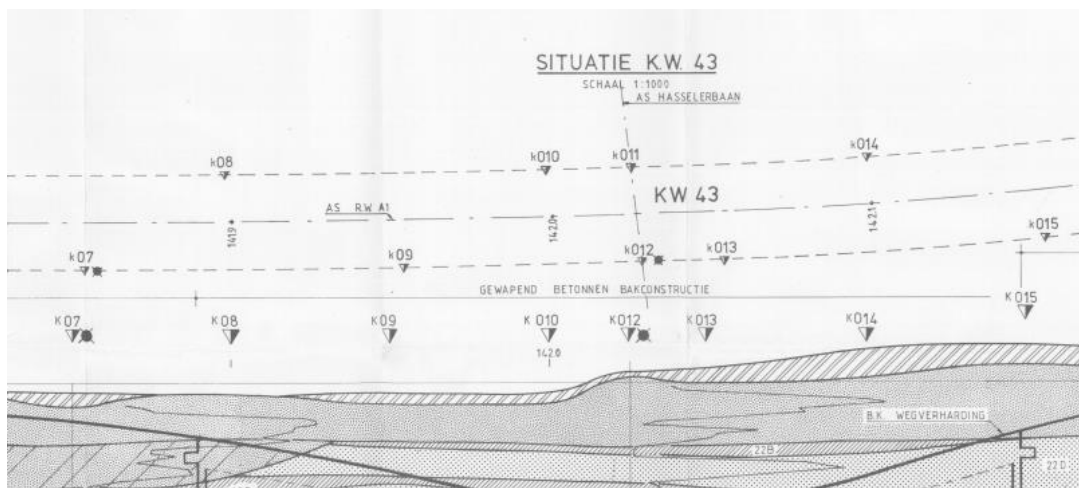


- 11 -
CO-255210/138

Bij voorgaande tabellen wordt nog het volgende opgemerkt.

1. Indien gekozen wordt voor een diep gelegen basisniveau (N.A.P. \pm N.A.P. + 2 m) dan wordt aangeraden een heiblok te gebruiken met een slagenergie van 100 \hat{a} 140 kNm; het heilwerk zal over de laatste meters zwaar zijn.
2. Bij een diep gelegen basisniveau zullen de (trek-)palen de trekkracht grotendeels ontleenen aan de zandige lagen, zodat slechts een geringe verplaatsing nodig is om de maximale wrijving tot ontwikkeling te laten komen. De te verwachten kopverplaatsing van de palen zal naar verwachting enkele millimeters bedragen.
3. Bij voorgaande berekeningen is geen rekening gehouden met de groepswerking van de palen. Volgens mv opgave wordt thans uitgegaan van een paalfatstand van 4 \hat{a} 5 m; daarbij hoeft geen reductie van de toelaatbare trekkracht te worden toegepast.

Figuur 5-75: Fragment uit document "RWSO-2018-097962 Funderingsadvies voor Kunstwerk 42 en Kunstwerk 43". Beschouwd wordt Kunstwerk 43



Figuur 5-76: Locatie sonderingen (RWSO-2018-0979244).

- K08 op kilometrering 14,19;
- K09 op kilometrering 14,195;
- K09 op kilometrering 14,20.



4.04 Informatie oostelijke toerit

Van de oostelijke toerit zijn wel overzichtstekeningen van de gewapend betonnen moten beschikbaar maar de palenplan-tekeningen ontbreken. Om deze reden is deze toerit niet verder uitgewerkt.

4.05 Uitgangspunten en eisen evenwichtsberekening

In algemene zin geldt bij de beschouwing van het statisch evenwicht:

$$E_{\text{bst},d} + T_d \geq E_{\text{dst},d}$$

Hierin is:

- $E_{\text{bst},d}$ = de rekenwaarde van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting binnen de constructie zoals grond ter plaatse van een fietspad.
- T_d = de rekenwaarde van de weerstand die trekpalen kunnen genereren. Ook kan het grond zijn die weerstand biedt.
- $E_{\text{dst},d}$ = de rekenwaarde van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is het grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Voor de beschouwing van deze constructies is de NEN 9997-1 toegepast. NEN 9997-1 heeft betrekking op nieuwbouw. In de nieuwe berekeningen worden de nieuwbouw-eisen gebruikt. De partiële factoren oftewel de belastingfactoren zijn gebaseerd op de NEN 9997-1. Door toepassing van deze factoren wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt.

Tabel 5-26: Tabel A.1 NEN 9997-1

Belasting	Symbool	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1
Gunstig ^b	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
Gunstig ^b	$\gamma_{Q,stab}$	0

^aAandrijvend.
^bWeerstandbiedend.

Bij folieconstructies is eis ROK-0685 van toepassing waarbij een onderscheid wordt gemaakt tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren waarbij de laagste grondwaterstand min of meer zeker is en het variabele deel is minder zeker. Dit variabele deel kan bepaald zijn door bijvoorbeeld peilbuismetingen, Voor constructie met trekpalen bevat de ROK geen specifieke eisen. Toch wordt bij de beschouwing van trekpalen hetzelfde principe aangehouden. Er wordt gerekend met een $\gamma_{G,dst} = 1,1$ voor de laagste grondwaterstand en $\gamma_{Q,dst} = 1,5$ voor het variabel deel. Bij een grondwaterstand die gelijk is aan het laagste instroompunt van de constructie wordt gerekend met een $\gamma_{G,dst} = 1,1$. Bij een grondwaterstand hoger dan het instroompunt kan (grond)water de constructie instromen en is er geen risico meer op opdrijven.



Uitgangspunten volumieke massa

Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's:

- $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.
ROK 2.0 eis 404 stelt dat voor beton in het ontwerpstadium een variatie van +/- 0,7 kN/m³ kan worden toegepast. Het minimaal volumiek gewicht wordt dan $24,5 - 0,7 = 23,8 \text{ kN/m}^3$.
In de beschouwingen wordt hiervan afgeweken omdat gerekend met de daadwerkelijke afmetingen van de betonconstructie.
- $\gamma_{\text{grondwater zoet}} = 10,25 \text{ kN/m}^3$ conform ROK 2.0 eis 0404 .
- $\gamma_{\text{grond droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$.
- $\gamma_{\text{grond nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

4.06 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{bst;d}} + T_d \geq E_{\text{dst;d}}$. Wanneer de evenwichtssituatie wordt bepaald dan betreft het de STR/GEO²² combinatie. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

Hierin is:

- $E_{\text{bst;d}}$ = zowel de betonconstructie ($\gamma_{\text{betonconstructies}}$) als ook andere componenten, zoals grond of asfalt binnen de constructie ($\gamma_{\text{grond droog}}$), worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- T_d = de weerstand door trekpalen. Deze wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9.
- $E_{\text{dst;d}}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert wordt met de partiële factor van 1,1 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

Enkele opmerkingen t.a.v. de beschouwingen:

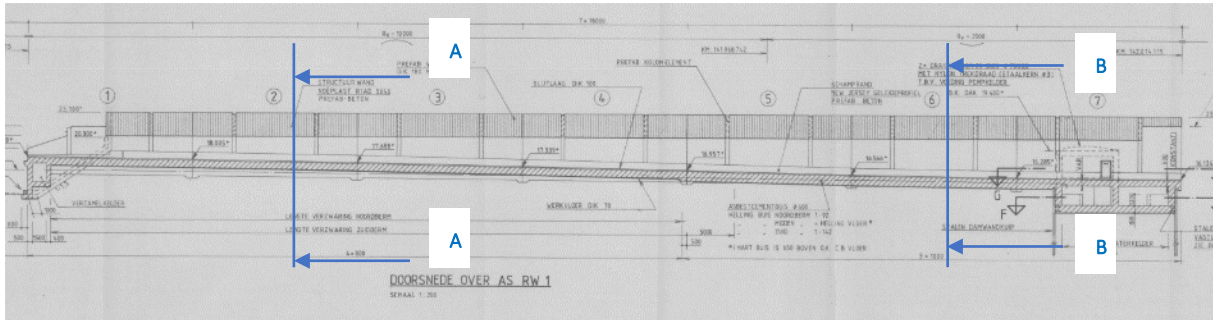
- In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst over een strookbreedte van 1 m.
- Als de onderlinge paalafstand in een dwarsdoorsnede varieert dan wordt ervan uitgegaan dat alle palen dezelfde belasting krijgen. Dit is niet helemaal correct, omdat de paalbelastingen kunnen variëren, maar het geeft wel inzicht in de totale weerstand tegen opdrijven.
- Bij de beoordeling op de "gevoeligheid" a.g.v. verhoging van de waterstand wordt in de berekening de waterstand in meerdere stap verhoogd. Hieruit volgt een waarde van de weerstand tegen opdrijven. De onderlinge resultaten geven een indicatie van de gevoeligheid.

²² STR/GEO is een term die in de normering gebruikt wordt. STR staat voor intern falen of overmatige vervorming van de constructie(onder)delen. GEO staat voor het bezwijken of overmatige vervorming van de grond waarbij de sterkte van de grond belangrijke invloed heeft op het bieden van weerstand.



4.07 Beschouwing westelijke toerit

Beoordeeld worden de moten 4 en 8 conform de nieuwe mootnummering waarbij de doorsnedes halverwege de moten liggen.



Figuur 5-77: Getoetste doorsnedes A-A en B-B westelijke toerit met “oude” mootnummering (bron: tekening RWSON-2018-097928).

In bovenstaande langdoorsnede met:

- moot 2 = nieuwe nummering moot 4;
- moot 6 = nieuwe nummering moot 8.

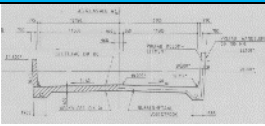
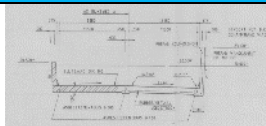
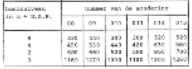
Een langdoorsnede met de nieuwe nummering is niet aangetroffen.

In Figuur 5-76 staan de locaties van de sonderingen aangegeven. Per sondering is in het verleden de draagtrekkracht bepaald. Omdat niet duidelijk is of sondering K09 of K10 zich ter plaatse van doorsnede B-B bevinden zijn de draagtrekkrachten van beide sonderingen gebruikt om het opdrijven van doorsnede B-B te toetsen.

Tabel 5-27: Maatvoering doorsnedes A-A en B-B westelijke toerit.

	Drasn. A-A Maatvoering	Drasn. B-B Maatvoering	Opmerking
LWS = permanent deel.	+18,0 m NAP	+18,0 m NAP	Dit is de startwaarde
HWS = veranderlijk deel.	+19,5 m NAP	+19,5 m NAP	Dit is de startwaarde
Kielspit	+20,3 m NAP	+20,3 m NAP	De moten voorzien van trekpalen sluiten aan op de folioconstructie. Het kielspit is hierbij het laagste instroompunt. Op het moment dat de freatische GWS hoger dan het kielspit komt te liggen dan stroomt de folieconstructie en de bakconstructie vol met water
Dikte vloer	0,8 [m]	1,0 [m]	De werkvloer wordt niet meegenomen.
Maaiveld			
Gemiddeld niveau bovenkant vloer	Middenberm lig op +17,8 [m NAP] Gemiddeld wegniveau in dwarsrichting ligt 14 cm lager +17,66 m NAP	Middenberm lig op +16,4 [m NAP] Vanwege dwarsafschot van 1:40 is dit gelijk de gemiddelde waarde	



	Drsn. A-A Maatvoering	Drsn. B-B Maatvoering	Opmerking
			
Bovenkant wand	+20,5 [m NAP]	+20,5 [m NAP]	Prefab elementen op wanden worden niet meegenomen in de gewichtsberekening
Maaiveld	+20 [m NAP]	+20 [m NAP]	
Wanddikte (gemiddeld)	0,7 [m]	0,7 [m]	Is een inschatting
Inwendige mootbreedte	24,3 [m]	24,3 [m]	
Paallengte Paalpuntniveau palen	10,9 [m] Paalkop: +17,0 [m NAP] Paalpunt: +5,8 [m NAP] Basisniveau ≈ 6 conform geotechnisch advies	9,47 [m] Paalkop: +15,4 [m NAP] Paalpunt: +5,8 [m NAP] Basisniveau ≈ 6 conform geotechnisch advies	
Aantal palen per doorsnede	6 st Stramien: Dwarsrichting: 5,09 m Langsrichting: 5,0 m	6 st Stramien: Dwarsrichting: 3,6 m Langsrichting: 5,0 m	
Nummer sondering	K08	K09/10	
Trekcapaciteit Vibropaal	K08: Circa 330 kN/paal → 330/5,0 = 66 kN/paal/m ¹	K09: Circa 440 kN/paal → 300/4,25 = 88kN/paal/m ¹ K10: Circa 300 kN/paal → 300/5,0 = 60 kN/paal/m ¹	

Tabel 5-28: Resultaten doorsnedes A-A; B-B westelijke toerit met γ_F = tabel A.1 NEN 9997-1.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Doorsnede A-A γ_F = tabel A.1 NEN 9997-1	Resultaat Doorsnede B-B o.b.v. K09 γ_F = tabel A.1 NEN 9997-1	Resultaat Doorsnede B-B o.b.v. K10 γ_F = tabel A.1 NEN 9997-1
+18,0	+ 19,5 met $\gamma = 1,5$	+ 18 + 1,5*1,5 = + <u>20,25 ≈ + 20,3</u>	1,14	0,87	0,59
+20,3	+ 20,3 met $\gamma = 1,1$		0,94	0,78	0,53



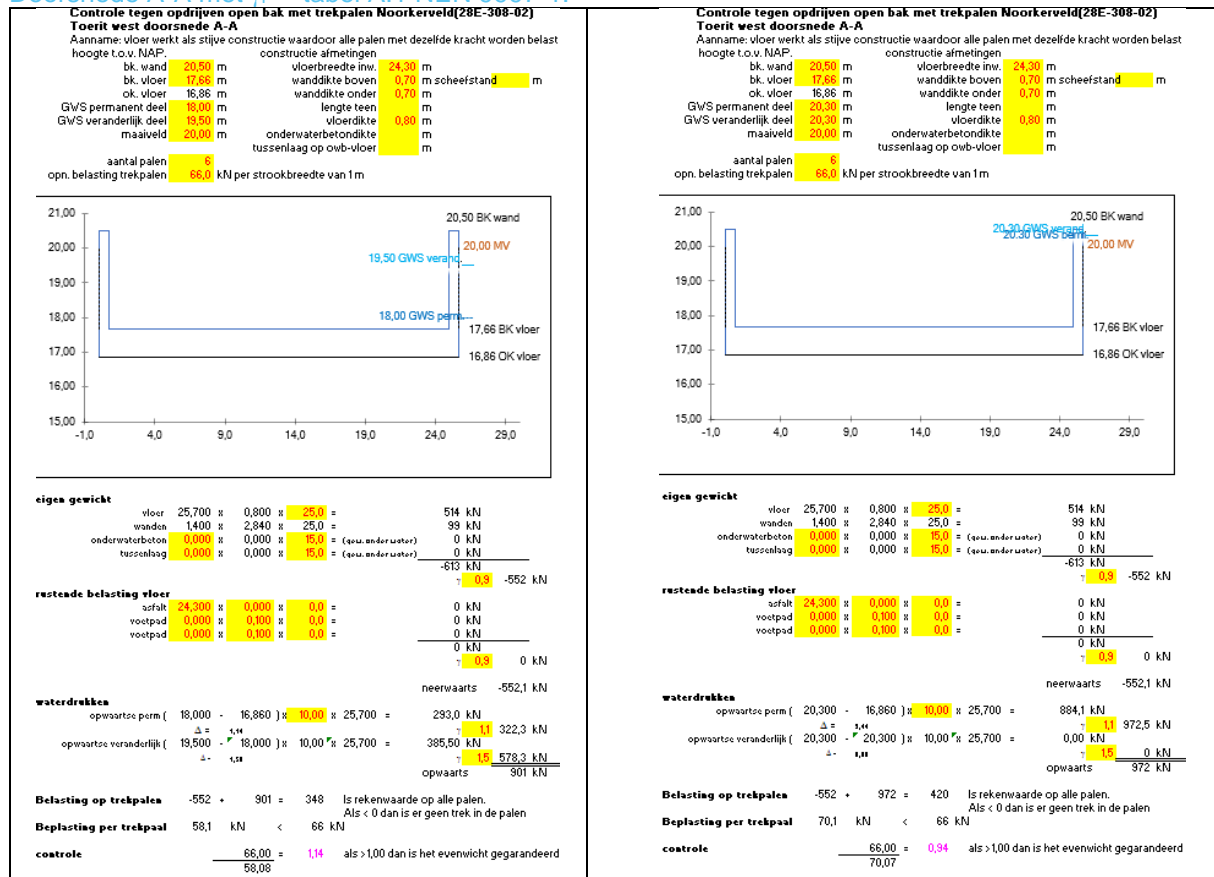
NB:

- Wanneer voor zowel NAP +18 m als ook NAP + 19,5 m gerekend wordt met $\gamma = 1,1$ dan wijzigt de waarde van 0,87 naar 1,17.
- Het kielspit ligt op NAP +20,3 m waardoor bij een hoger waterstand de constructie volstromt met grondwater.
- Ten aanzien van doorsnede B-B ligt het voor de hand dat ontworpen is op basis van K09. Detailberekeningen om dit te verifiëren ontbreken.
- Omdat bij het instroomniveau m.b.t. doorsnede B-B de berekeningsresultaten $< 1,0$ zijn, zijn er extra berekeningen uitgevoerd waarbij voor de partiële factoren $\gamma_F = 1,0$ is aangehouden om te beoordelen of zonder veiligheidsfactoren de constructie opdrijft.
- Niet alle berekeningen met verschillende grondwaterstanden zijn opgenomen in dit rapport.

Tabel 5-29: Resultaten doorsnede B-B westelijke toerit met $\gamma_F = 1,0$.

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Doorsnede A-A $\gamma_F = 1,0$	Resultaat Doorsnede B-B o.b.v. K09 $\gamma_F = 1,0$	Resultaat Doorsnede B-B o.b.v. K10 $\gamma_F = 1,0$
18,0	+ 19,5	+ 18 + 1,5*1,5 = + <u>20,25 \approx + 20,3</u>	6,08	1,97	1,34
+20,3	+ 20,3		1,46	1,12	0,76

Doorsnede A-A met $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



Figuur 5-78: Doorsnede A-A K08 en $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



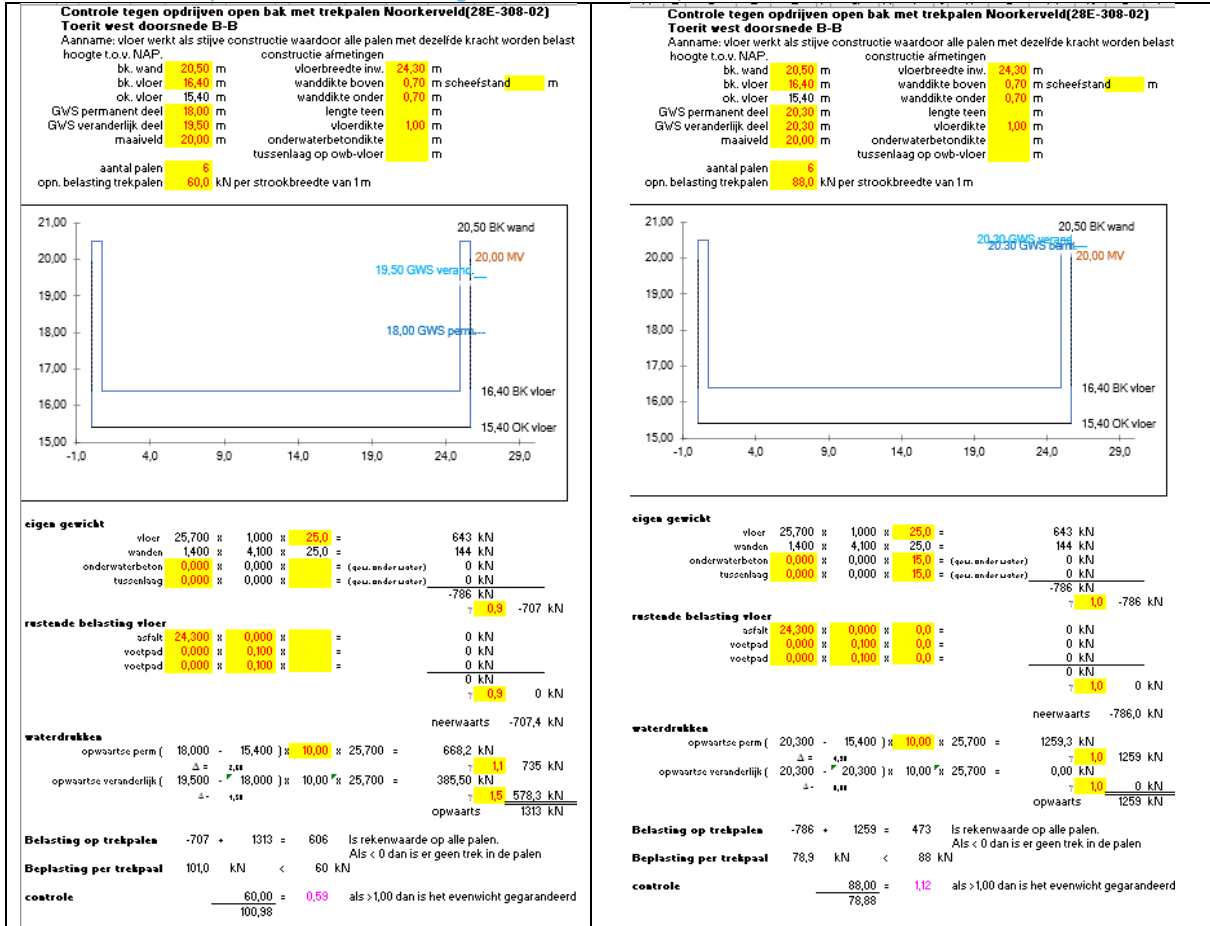
Doorsnede B-B op basis van sondering K09: 88 kN/m¹ en $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



Figuur 5-79: Doorsnede B-B op basis van sondering K09: 88 kN/m¹ en $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



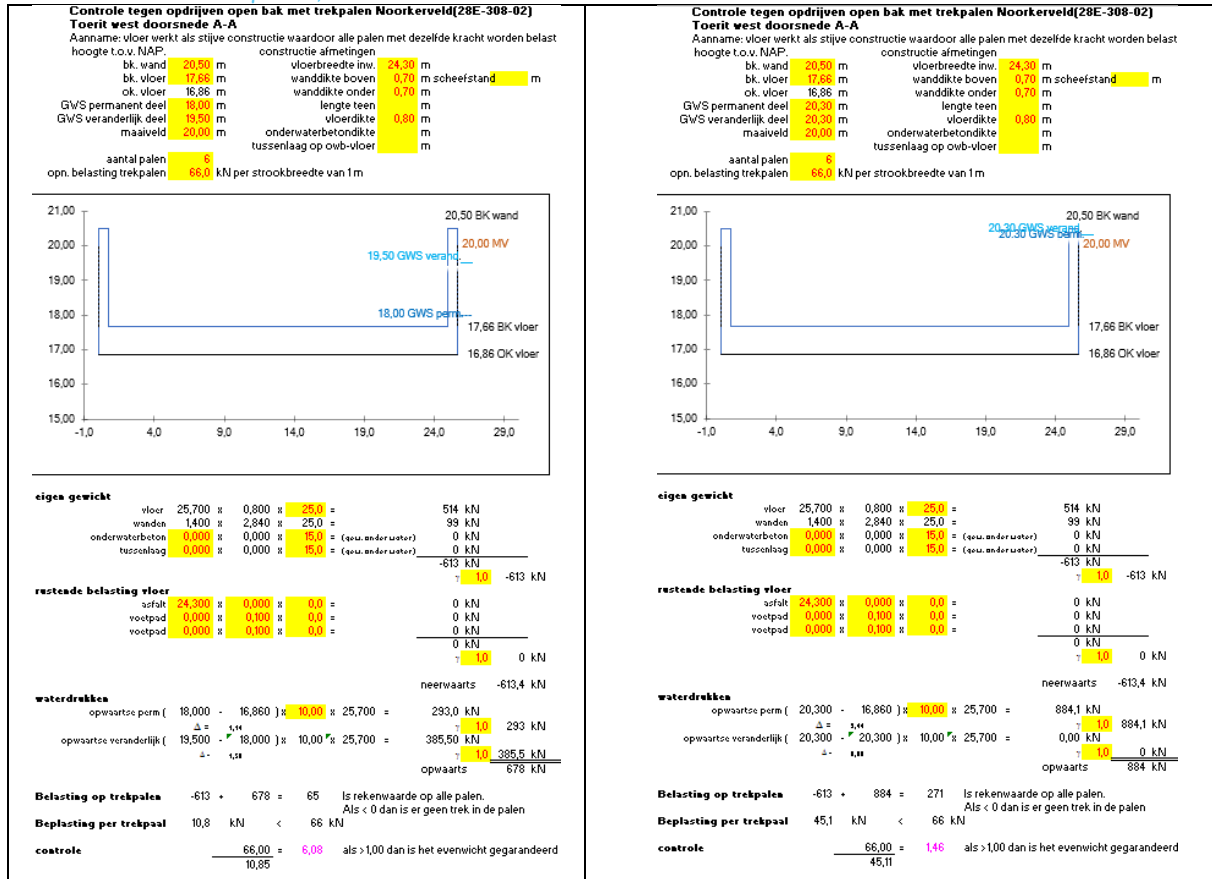
Doorsnede B-B op basis van sondering 10: 60 kN/m¹ en $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



Figuur 5-80: Doorsnede B-B op basis van sondering K10: 60 kN/m¹ en $\gamma_F =$ tabel A.1 NEN 9997-1.



Doorsnede A-A met $\gamma_F = 1,0$



Figuur 5-81: Doorsnede A-A K08 en $\gamma_F = 1,0$.



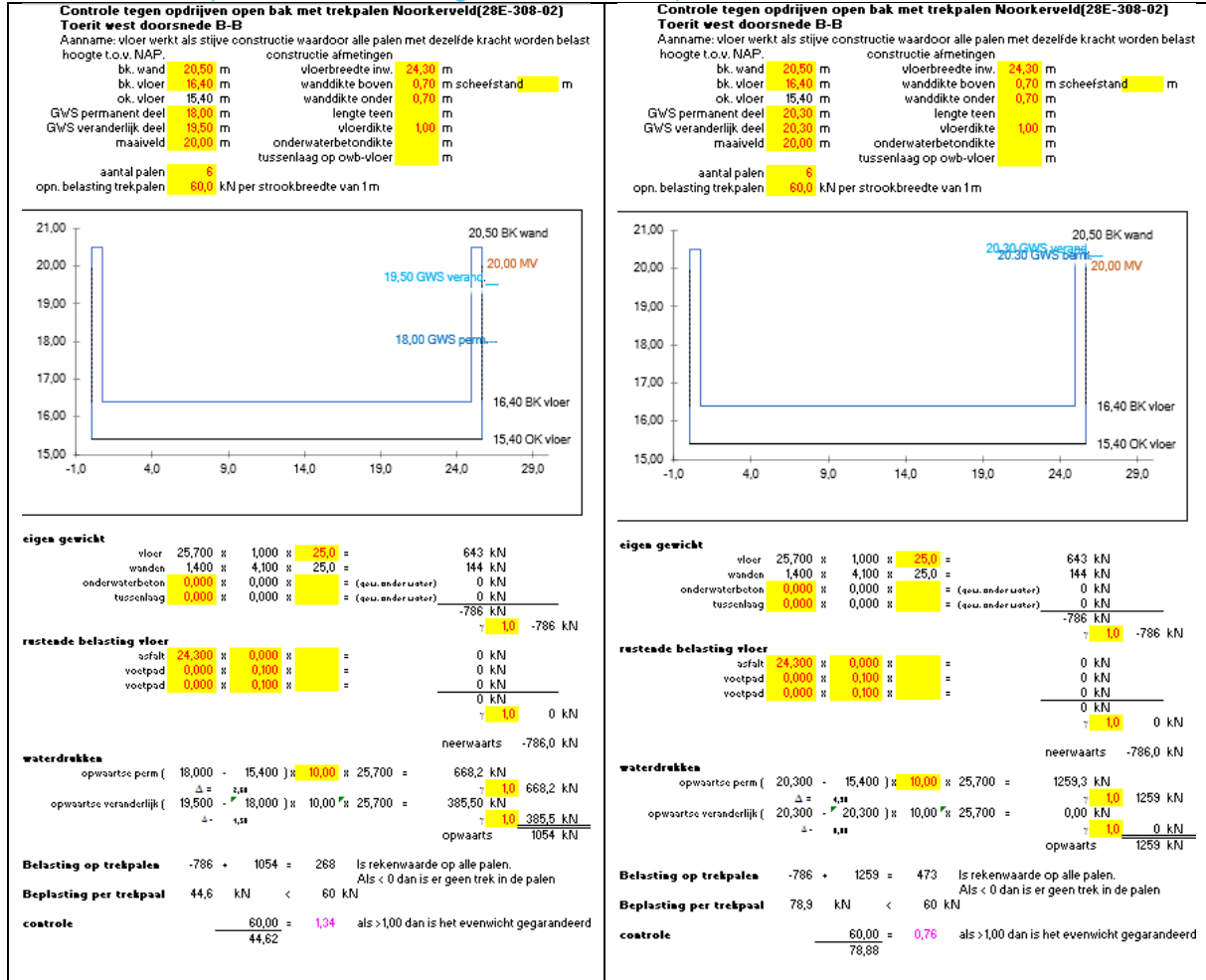
Doorsnede B-B op basis van sondering K09: 88 kN/m¹ en $\gamma_F = 1,0$.



Figuur 5-82: Doorsnede B-B op basis van sondering K09: 88 kN/m¹ en $\gamma_F = 1,0$.



Doorsnede B-B op basis van sondering 10: 60 kN/m¹ en $\gamma_F = 1,0$.



Figuur 5-83: Doorsnede B-B op basis van sondering K10: 60 kN/m¹ en $\gamma_F = 1,0$.



4.08 Conclusie

Voor de westelijke toerit van Noorkerveld is met name het dieper gelegen deel **erg gevoelig** ten aanzien van opdrijven wanneer gerekend met het **instroomniveau** van de **aansluitende** folieconstructie. Aanbevolen wordt om voor deze toerit een **meer gedetailleerde berekening** te maken van het verticaal evenwicht.

Er zijn aanvullende berekeningen gemaakt met een partiële factor $\gamma_F = 1,0$ om inzicht te krijgen of de constructie zonder rekening te houden met veiligheden gaat opdrijven. Dit is niet het geval. Hierdoor kan de conclusie worden getrokken dat wanneer gerekend wordt met γ_F conform de NEN 9997-1 er relatief veel reserve aanwezig is. Naast de γ_F zijn bij de bepaling van de trekcapaciteit van de palen veiligheidsfactoren verwerkt. De daadwerkelijke veiligheid is daarom hoger dan wat uit de evenwichtsberekeningen volgt.

Van de oostelijke toerit zijn geen documenten bekend.



Bijlage 5 Berekening gewichtsconstructie 58D-361-01 Swalmen

5.01 Leeswijzer bijlage

In deze bijlage zijn de berekeningen van het object gewichtsconstructie Swalmen doorgerekend. Deze bijlage is bedoeld als technische onderbouwing van de conclusies in het hoofdrapport. Eerst wordt een beschrijving van het object gegeven. Hieruit blijkt dat dit object uit veel verschillende delen bestaat. De berekeningen zijn uitgevoerd conform de uitgangspunten en eisen voor gewichtsconstructies. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in tabelvorm en er zijn uitsneden van de rekensheets toegevoegd. In deze uitsneden is in paars de veiligheid weergegeven.

5.02 Beschrijving object

Object Swalmen (58D-361-01) betreft de verdiepte constructie van de A73 langs Swalmen. De totale lengte van het object is 1.006 m.



Figuur 5-84: Situatie ongelijkvloerse kruising Swalmen (bron: Google Earth)

Deels is de verdiepte ligging een gesloten constructie (445 m) en voor een deel open toeritten. Deze beschouwing betreft de open toeritten. Hoewel de beide toeritten zuidwestelijk en noordoostelijk ten opzichte van het gesloten deel wordt de aanduiding zuidelijke en noordelijke toerit gebruikt overeenkomstig de ontwerpberekening.



Figuur 5-85: Situatie ter plaatse van de zuidelijke toerit richting het noorden gezien. Op de achtergrond het gesloten deel (bron: Google Earth).



Figuur 5-86: Situatie ter plaatse van de noordelijke toerit richting het zuidwesten gezien. Op de achtergrond het gesloten deel (bron: Google Earth).

De zowel de noordelijke als ook de zuidelijke toeritten in Swalmen zijn samengesteld uit de constructietypen:

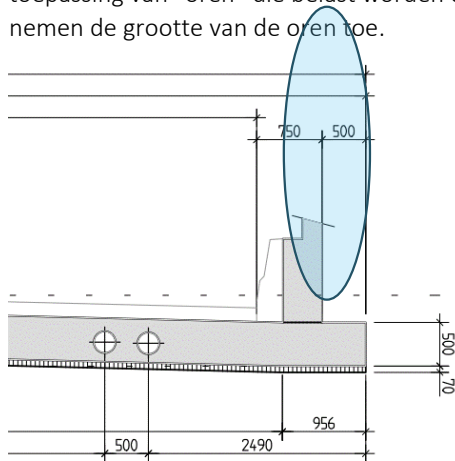
1. betonnen bakconstructie op staal gefundeerd;
2. betonnen bakconstructie + onderwaterbetonvloer;
3. betonnen bakconstructie + onderwaterbetonvloer + trekpalen



5.03 Informatie zuidelijke toerit

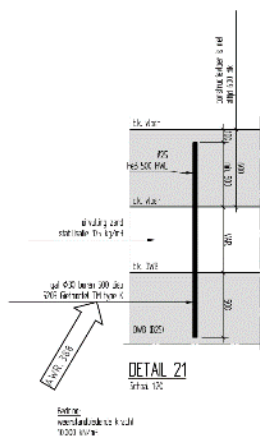
Toerit zuid bestaat uit:

- 5 moten (1 t/m 5) met lengten van circa 22,0 m. Het eerste deel van de zuidelijke toerit bestaat uit een gewapend betonnen bakconstructie die op staal is gefundeerd. De verticale stabiliteit is gewaarborgd door toepassing van “oren” die belast worden door een grondaanvulling. Naarmate de diepteligging toeneemt nemen de grootte van de oren toe.



Figuur 5-87: Principe oren.

- Moten 6 en 7 met lengten van circa 23 m zijn samengesteld uit een gewichtsvloer van gewapend beton met daaronder gekoppeld een vloer van onderwaterbeton.



Figuur 5-88: Detail koppeling vloer van gewapend beton met het onderwaterbeton (bron: UF-S-TRZ-LIN-VOR-2071 revD Vorm vloer moot 7).

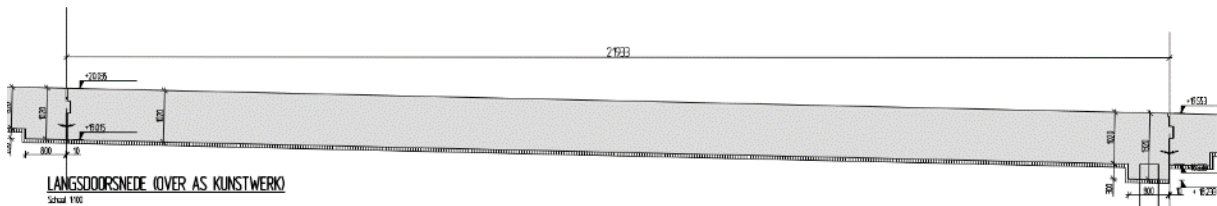
Op basis van dit detail wordt geconcludeerd dat er grondwater tussen het onderwaterbeton en constructievloer kan komen. Als dit niet het geval zou zijn dan was een koppeling niet nodig geweest.



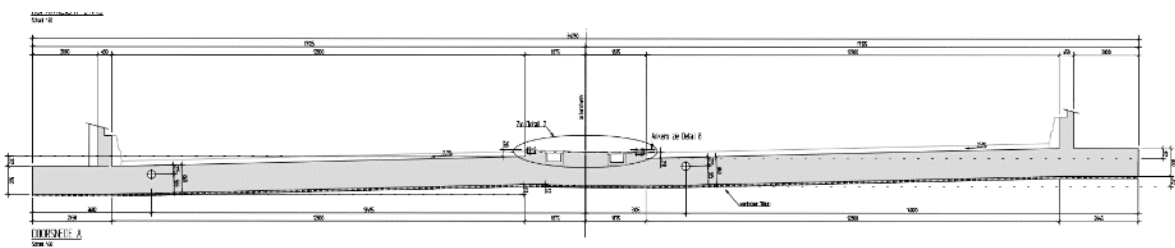
Tabel 5-30: Inventarisatie hoogtemaatvoering zuidelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Ontwerpgrondwaterstand	+ 18,25/+ 20,85	DO-R-ALG-BDD-NOT-0008	De ontwerpwaterstanden zijn tevens de stijghoogten tijdens de definitieve situatie <i>3.4.2.1 Toerit zuid</i> zandpakket (freatisch water) hoog : NAP +20,85 m zandpakket (freatisch water) laag : NAP +18,25 m stijghoogte grindpakket hoog : NAP +20,55 m stijghoogte grindpakket laag : NAP +18,05 m
.		UF-S-ALG-BDD-BER-2011 A "Verticaal evenwicht toerit hoog Tunnel Swalmen"	Begin toerit zuid – Kilometrerig 130.925, freatisch water: <ul style="list-style-type: none"> • Ontwerpwaterstand hoog N.A.P. + 20,85 m • Ontwerpwaterstand laag N.A.P. + 18,25 m
Bovenkant buitenwanden	+23,0 / +22,6	UF-S-TRZ-LIN-VOR-2053_C_vorm wanden moot 5	Hoogtemaatvoeringen van de wanden verschillen onderling.
Gemiddeld maaiveldniveau	+22,7	UF-S-ALG-BDD-BER-2011 A	
Overgang moot 1 naar aardebaan	+21,786	UF-S-TRZ-LIN-VOR-2011 revD.1 vorm vloer moot 01 en 02	Is waarde over de as van de toerit = moot 1. GWS hoger dan dit niveau leidt ertoe dat de toerit volstroomt

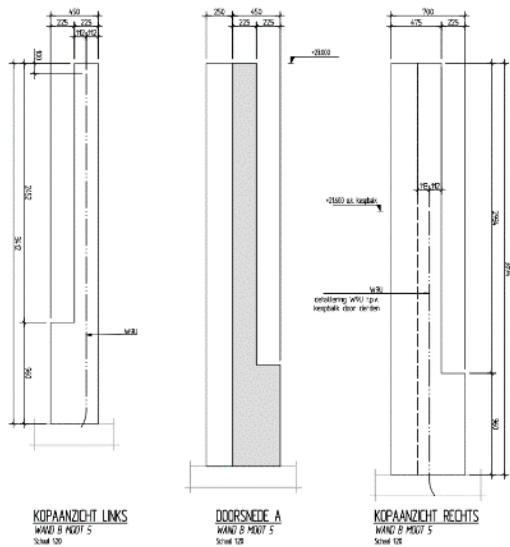
Een leesbare overzichtstekening van de zuidelijke toerit ontbreekt. Beoordeeld worden de moten 5 (diepste gelegen moot van gewapend beton) en 7 (diepst gelegen moot van gewapend beton met, gekoppeld, onderwaterbeton). Vanwege de afmetingen van de moten zijn de tekeningen opgesplitst in een tekening met alleen de vloeren en tekeningen met alleen de wanden.



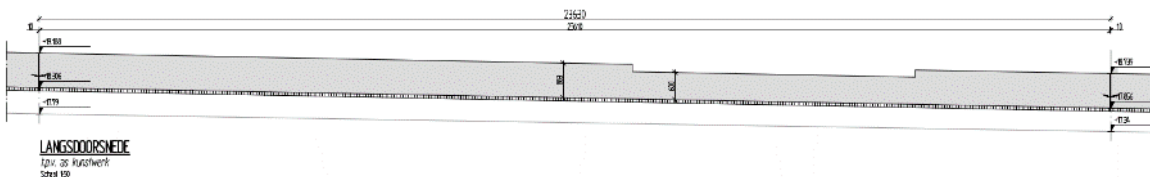
Figuur 5-89: Langsdoorsnede vloer moot 5 (bron: tekening UF-S-TRZ-LIN-VOR-2051 revE.1 vorm vloer moot 5).



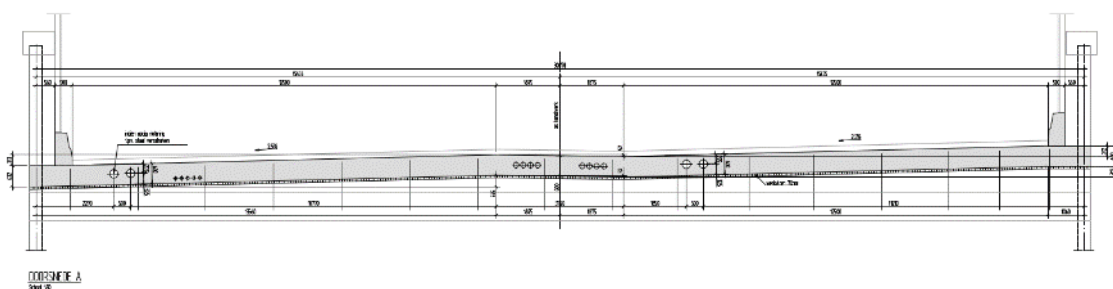
Figuur 5-90: Dwarsdoorsnede vloer halverwege moot 5.(bron: tekening UF-S-TRZ-LIN-VOR-2051 revE.1 vorm vloer moot 5).



Figuur 5-91: Dwarsdoorsnede buitenwand moot 5. De hoogtemaatvoering van de andere buitenwand is +22,6 (bron: tekening UF-S-TRZ-LIN-VOR-2053_C_vorm wanden moot 5).



Figuur 5-92: Langsdoorsnede vloer moot 7 gekoppeld met onderwaterbeton. Onderwaterbeton is niet getekend (bron: tekening UF-S-TRZ-LIN-VOR-2071 revD Vorm vloer moot 7).



Figuur 5-93: Dwarsdoorsnede vloer halverwege moot 7 gekoppeld met onderwaterbeton. Onderwaterbeton is niet getekend (bron: tekening UF-S-TRZ-LIN-VOR-2071 revD Vorm vloer moot 7).

In bovenstaande doorsnede is te zien dat de gewapend betonnen buitenwanden maar een beperkte hoogte hebben (960 mm) en fungeren als barri er. Als grondkering fungeert een stalen damwand die afgedekt is met een voorzetwand.



5.04 Informatie noordelijke toerit

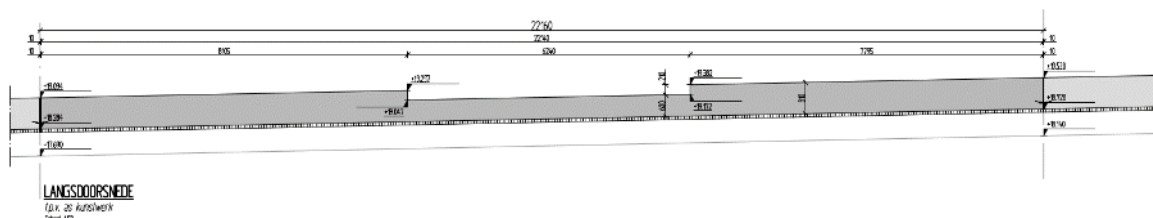
Toerit noord bestaat uit:

- 3 moten (37 t/m 39) met lengten van circa 22 m zijn samengesteld uit een gewichtsvloer van gewapend beton met daaronder gekoppeld een vloer van onderwaterbeton als extra ballast
- 8 moten (40 t/m 47) met lengten van circa 22,0 m. Dit is een gewichtsvloer van alleen gewapend beton gefundeerd op staal.

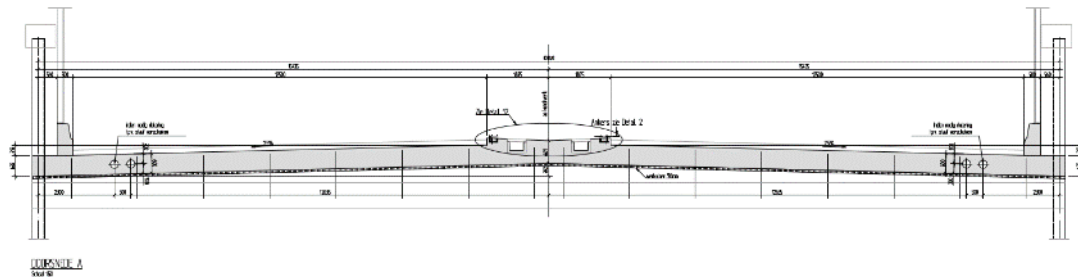
Tabel 5-31: Inventarisatie hoogtemaatvoering noordelijke toerit.

Peilen	GWS t.o.v. NAP[m]	Bron	Opmerking
Ontwerpgrondwaterstand	+ 21,50/+ 18,60	DO-R-ALG-BDD-NOT-0008	De ontwerpwaterstanden zijn tevens de stijghoogten tijdens de definitieve situatie <i>3.4.2.3 Toerit noord</i> zandpakket (freatisch water) hoog : NAP +21,50 m zandpakket (freatisch water) laag : NAP +18,60 m stijghoogte grindpakket hoog : NAP +21,05 m stijghoogte grindpakket laag : NAP +18,30 m
.		UF-S-ALG-BDD-BER-2011 A Berekening betreft "Verticaal evenwicht toerit hoog Tunnel Swalmen"	Kilometrering 131.370 – einde toerit noord, freatisch water: • Ontwerpwaterstand hoog N.A.P. + 21,50 m • Ontwerpwaterstand laag N.A.P. + 18,60 m
Bovenkant buitenwanden	+22,6	UF-S-TRN-LIN-VOR-2403 rev C.2 vorm wanden moot 40	
Gemiddeld maaiveldniveau	+22,6	UF-S-ALG-BDD-BER-2011 A	De berekening geeft aan NAP +22,7 gebaseerd op moot 40. Dit zou betekenen dat het maaiveld hoger ligt dan de wanden. Om deze reden is maaiveld = bovenkant buitenwanden.
Laagste punt toerit = overgang moot naar aardebaan	+21,699	UF-S-TRN-LIN-VOR-2471 rev C.2 vorm vloer moot 47	Is waarde over de as van de toerit = moot 47. GWS hoger dan dit niveau leidt ertoe dat de toerit volstroomt.

Een leesbare overzichtstekening van de noordelijke toerit ontbreekt. Beoordeeld worden de moten 37 (diepst gelegen moot van gewapend beton met, gekoppeld, onderwaterbeton) en 40 (diepste gelegen moot van gewapend beton). Vanwege de afmetingen van de moten zijn de tekeningen opgesplitst in een tekening met alleen de vloeren en tekeningen met alleen de wanden.

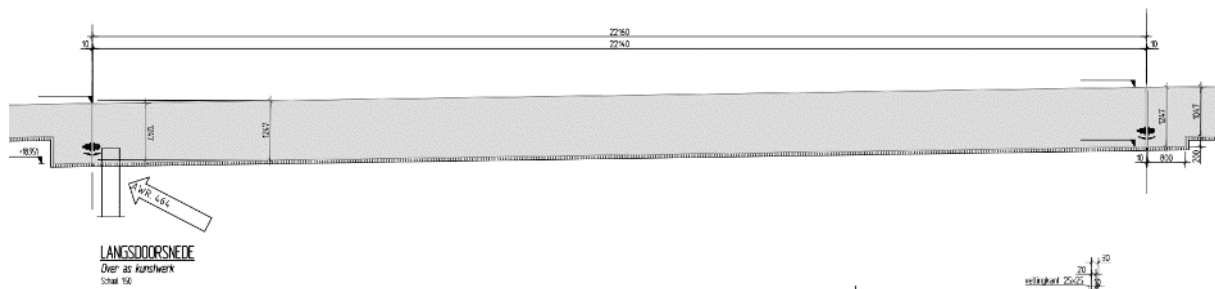


Figuur 5-94: Langsdoorsnede vloer moot 37 gekoppeld met onderwaterbeton. Onderwaterbeton is niet getekend (bron: tekening UF-S-TRN-LIN-VOR-2371 rev F Vorm vloer moot 37).

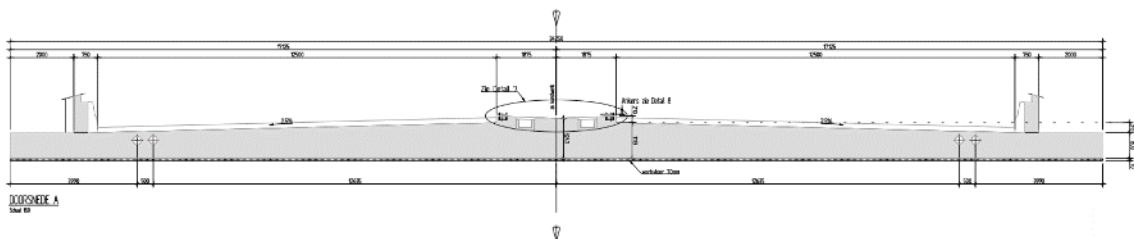


Figuur 5-95: Dwarsdoorsnede vloer moot 37 gekoppeld met onderwaterbeton. Onderwaterbeton is niet getekend (bron: tekening UF-S-TRN-LIN-VOR-2371 rev F vorm vloer moot 37).

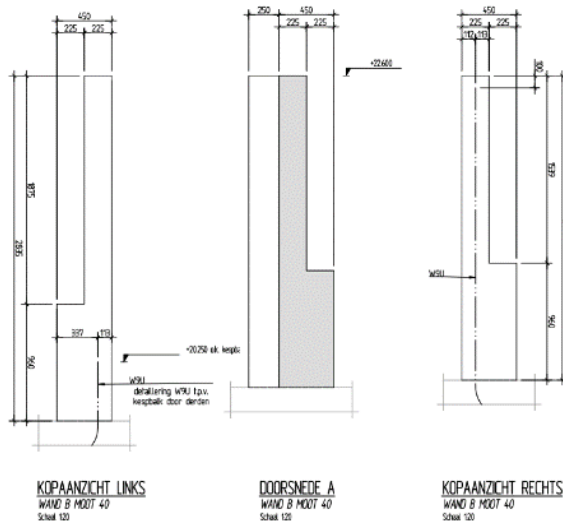
In bovenstaande doorsnede is te zien dat de gewapend betonnen buitenwanden maar een beperkte hoogte hebben (960 mm) en fungeren als barrier. Als grondkering fungeert een stalen damwand die afgedekt is met een voorzetwand.



Figuur 5-96: Langsdoorsnede vloer moot 40 (bron: tekening UF-S-TRN-LIN-VOR-2401 rev D.2 vorm vloer moot 40).



Figuur 5-97: Dwarsdoorsnede vloer halverwege moot 40 (bron: tekening UF-S-TRN-LIN-VOR-2401 rev D.2 vorm vloer moot 40).



Figuur 5-98: Dwarsdoorsnede buitenwand moot 40. De hoogtemaatvoering van de andere buitenwand is ook +22,6 (bron: tekening UF-S-TRN-LIN-VOR-2403 rev C.2 vorm wanden moot 40).

5.05 Uitgangspunten evenwichtsberekening

$$E_{stb;d} \geq E_{dst;d}$$

Hierin is:

- $E_{stb;d}$ = de rekenwaarde van de weerstand biedende verticale belastingen die gunstig werken zoals het eigen gewicht van een constructie of een rustende belasting zoals een grondpakket binnenin de constructie.
- $E_{dst;d}$ = de rekenwaarde van de aandrijvende verticale belasting die ongunstig werkt. Dit is grondwater dat de constructie omhoog wil duwen.

Bij het verticaal evenwicht moet het gewicht van de constructie groter of gelijk zijn aan de opwaartse waterdruk. Deze wijze van noteren wordt in het vervolg van dit rapport gehanteerd. Ook voor de beschouwing van de gewichtsconstructies is ROK 2.0 van belang. De ROK heeft betrekking op nieuwbouw. Bij deze beschouwing van de evenwichtsconstructies worden de nieuwbouw-eisen gehanteerd.

Eisen vanuit ROK 2.0

De partiële factoren oftewel de belastingfactoren zijn gebaseerd op ROK 2.0 eistekst ROK-0399 waarin verwezen wordt naar NEN 9997-1 tabel A.15. Door toepassing van deze factoren wordt een bepaald veiligheidsniveau bereikt.

Tabel 5-32: Tabel A.15 NEN 9997-1

Tabel A.15 - Partiële factoren op belastingen (γ_f)		
Belasting	Symbol	Waarde
Blijvend		
Ongunstig ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
Gunstig ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veranderlijk		
Ongunstig ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5

^a Aandrijvend.
^b Weerstandbiedend.



Bovendien stelt ROK-0399 voor niet afgezonken tunnels gefundeerd op staal en deels liggend in het water: *Voor de laagste grondwaterstand geldt $\gamma_{G,dst} = 1,0$. Voor de variatie van de grondwaterstand gebaseerd op bijvoorbeeld peilbuismetingen geldt $\gamma_{Q,dst} = 1,5$. Indien de grondwaterstand na vermenigvuldiging met $\gamma_{Q,dst} = 1,5$ fysiek niet kan optreden (bijvoorbeeld als dit boven het peil van vollopen van de constructie ligt), mag de fysieke grens met $\gamma_{G,dst} = 1,0$ worden aangehouden.*

Deze eis maakt een onderscheid tussen een laagste grondwaterstand en een waterstand die kan variëren. Omdat de laagste grondwaterstand min of meer een zekere waterstand is wordt deze vermenigvuldigd met een factor 1,0. Het variabele deel is minder zeker. Daarom wordt dit deel vermenigvuldigd met 1,5. Er is een bovengrens geïntroduceerd dat als het theoretisch niveau van $1,0 * \text{de laagste grondwaterstand} + 1,5 * \text{de variabele waterstand}$ samen groter worden dan het instroomniveau, waardoor een constructie vol kan lopen, dat dan gerekend kan worden met de waterstand die hoort bij dit instroomniveau $* 1,0$.

Uitgangspunten volumieke massa

Er wordt gerekend met de navolgende uitgangspunten ten aanzien van de volumieke massa's.

- $\gamma_{\text{gewapend beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.
ROK 2.0 eistekst 0404 stelt als richtlijn bijvoorbeeld voor gewapend beton
Dat kan worden uitgegaan van een minimaal volumiek gewicht van $24,5 - 0,7 = 23,8 \text{ kN/m}^3$.
Met deze waarde wordt niet gerekend omdat de afmetingen van een betondoorsnede met zekerheid kan worden vastgesteld;
- $\gamma_{\text{ongewapend beton}} = 23,60 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{onderwaterbeton}} = 23,0 \text{ kN/m}^3$;
ROK 2.0 eistekst 002204 stelt dat voor het gewicht van onderwaterbeton als ondergrens een volumiek gewicht γ van 23 kN/m^3 worden aangehouden.
- $\gamma_{\text{zoet grondwater}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$ aangehouden.
- $\gamma_{\text{grond droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{grond nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

5.06 Berekeningswijze

Zoals eerder vermeld geldt voor het verticaal evenwicht $E_{\text{stb;d}} \geq E_{\text{dst;d}}$. Om tot deze waarde te komen wordt de navolgende berekening gemaakt.

- $E_{\text{stb;d}}$ = het gewicht van beton, grond, onderwaterbeton e.d. worden vermenigvuldigd met de partiële factor van 0,9 omdat het gewicht gunstig werkt.
- $E_{\text{dst;d}}$ = het deel van de grondwaterdruk dat niet varieert, de laagste grondwaterstand, wordt met de partiële factor van 1,0 vermenigvuldigd. Het deel dat kan variëren, bijvoorbeeld door het verschil in de jaargetijden, wordt vermenigvuldigd met de partiële factor van 1,5.

De berekening wordt gemaakt op basis van de grondwaterstanden vanuit het ontwerp. Daarnaast wordt deze berekening gemaakt waarbij de grondwaterstand gelijk is aan het niveau van het kielspit. Bij een grondwaterstand hoger dan het laagste instroompunt stroomt de constructie vol en is er geen risico meer op opdrijven.

Ten aanzien van de berekeningen wordt gewicht van asfalt wordt niet meegenomen in de evenwichtsberekening. Bij onderhoudswerkzaamheden kan dit asfalt niet aanwezig zijn. In de beschouwingen wordt alleen het evenwicht 1-dimensionaal getoetst over een strookbreedte van 1 m^1 .



Bij de beoordeling op de “gevoeligheid” als gevolg van verhoging van de waterstand wordt in de berekening de waterstand met kleine stappen verhoogd. Hieruit volgt een waarde van de weerstand tegen opdrijven. De onderlinge resultaten geven een indicatie van de gevoeligheid.

5.07 Beschouwing zuidelijke toerit

Tabel 5-33: Maatvoering moot 5 en 7

	Halverwege moot 5	Halverwege moot 7 (incl. onderwaterbeton)
Gemiddelde hoogte bovenzijde vloer	+19,59 m NAP	+18,79 m NAP
Gemiddelde vloerdikte	860 mm Dit is excl. werkvloer	632 mm
Gemiddelde hoogtemaat onderzijde vloer	+18,73 m + NAP	+18,158 m NAP
LWS = permanent deel.	+18,25 m NAP Deze waarde ligt lager dan onderzijde vloer. +18,73m NAP aanhouden	+18,25 m NAP
HWS = veranderlijk deel.	+20,85 m NAP	+20,85 m NAP
Maaiveld	+22,7 m NAP	+22,7 m NAP
Gemiddelde hoogte wand t.o.v. NAP	$\frac{1}{2} * (22,6 + 23) = +22,8$ m NAP	+22,8 m NAP Dit is de fictieve hoogte i.v.m. aanwezigheid van damwanden
Gemiddelde vloerbreedte tussen de wanden / damwanden	29,35 m	30,87 m
Gemiddelde wanddikte	0,25 m	0 m Dit is de fictieve dikte i.v.m. aanwezigheid van damwanden
Gemiddelde lengte oor	2 m	0 m
Gemiddelde dikte tussenlaag onder betonvloer	N.v.t.	Niet bekend
Gemiddelde dikte onderwaterbetonvloer	N.v.t.	2,1 m
Gemiddelde waarden instroomniveau moot 1	+21,786 m NAP	

NB: De dikte van de onderwaterbetonvloer volgt uit berekening: CUF-S-ALG-BDD-BER-0611 B. Een tekening met een duidelijke omschrijving is niet gevonden.

Bij de beschouwing van het verticaal evenwicht zijn de navolgende uitgangspunten gehanteerd.

- Het gewicht van wegverhardingen, opvulzand, barrières e.d. worden niet meegenomen.
- Bij moot 7 zal de damwand verticale belasting op kunnen nemen. Dit effect is niet meegenomen.
- Het gewicht van onderwaterbeton wordt meegenomen als een gewicht onder water van $23 - 10 = 13$ kN/m². Omdat het onderwaterbeton met stekken vastzit aan de constructievloer wordt ervanuit gegaan dat er water aanwezig kan zijn tussen het onderwaterbeton en de constructievloer.

NB: de stekken zelf worden niet getoetst.

- De gronddruk op de oren worden als rechthoekige doorsnede meegenomen en niet als een wig.
- De grondwaterstand op instroomniveau is de bovengrens. Bij hogere grondwaterstand stroomt de tunnel vol. Het instroomniveau moot 1 ligt op NAP +21,786 m
- Wanneer rekening wordt gehouden met asfaltverhardingen, barrières e.d. worden de waarden hoger.



Tabel 5-34: Resultaten doorsnedes moot 5 en 7 zuidelijke toerit

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + 1,5 * Δ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Moot 5	Resultaat Moot 7 incl. onderwaterbeton
+18,25	+20,85 met $\gamma = 1,5$ voor het veranderlijk deel	+18,25 + 1,5*2,6 = 22,15 \geq 21,786 Deze hoogtemaat kan in feite niet optreden omdat de GWS boven de gemiddelde waarde van het in instroomniveau t.p.v. moot 1 komt	0,79	0,97
+20,85	+20,85 met deel $\gamma = 1,0$ voor het veranderlijk deel		1,20	1,44
+21,3	+21,3 met $\gamma = 1,0$ voor het veranderlijk deel		1,00	1,23
+21,786	+21,786 met deel $\gamma = 1,0$ voor het veranderlijk deel		0,85	1,07

Moot 5

GWS +18,730/+20,850 + 1,5* veranderlijk deel GWS

Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (5813-861-01)

Moot 5
hoogte t.o.v. NAP

bel. wand	22,000 m	constructie zinkenbor	voetpadzijde in	21,800 m
ok. vloer	19,850 m	wandzijde onder	wandzijde onder	0,200 m
ok. vloer	18,750 m	kerkzijde	kerkzijde	0,000 m
GWS permanent deel	18,750 m	vloer dille	vloer dille	0,000 m
GWS veranderlijk deel	20,000 m	onderwaterbeton dille	onderwaterbeton dille	0,000 m
rioolveld	22,700 m	tussenlaag op 0-0 stia	tussenlaag op 0-0 stia	0,000 m

$\rho_{beton} = 24,000 \text{ kNm}^3$
 $\rho_{water} = 9,800 \text{ kNm}^3$

eigen gewicht

vloer inw + wanden	29,850 x 0,860 x 25,0 =	641,78 kN
wanden	0,500 x 3,210 x 25,0 =	40,13 kN
onderwaterbeton	23,350 x 0,000 x 13,0 = (geen onder water)	0,00 kN
tussenlaag	0,000 x 0,000 x 0,0 = (geen onder water)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	4,000 x 0,860 x 15,0 = (geen onder water)	51,60 kN
		-733,5 kN
		$\gamma = 0,9$
		-660 kN

rustende belasting vloer

estaf	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
schamperkant	x x x =	0,00 kN
		0,00 kN
		$\gamma = 0,9$
		0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog (22,700 - 19,590) x 17,0 x 4,000 =	211,48 kN
net (19,590 - 19,590) x 10,0 x 4,000 =	0,00 kN
		-211,48 kN
		$\gamma = 0,9$
		-190 kN

waterdrukken

opwaartse perm (18,730 - 18,730) x 10,00 x 33,850 =	0,00 kN
Δ	0,000	$\gamma = 1,0$
opwaartse veranderlijk (20,850 - 18,730) x 10,00 x 33,850 =	717,62 kN
Δ	2,120	$\gamma = 1,5$
		1076 kN

controle

	850 =	0,79	eis > 1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
	1076		
	1,27		

GWS +20,850 /+20,850 en 1,0* veranderlijk deel GWS



Figuur 5-99: Berekening moot 5



Moot 7

GWS +18,250/+20,850 + 1,5* veranderlijk deel GWS

Controle tegen opdrijven gewichtskonstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 7 met onderwaterbeton

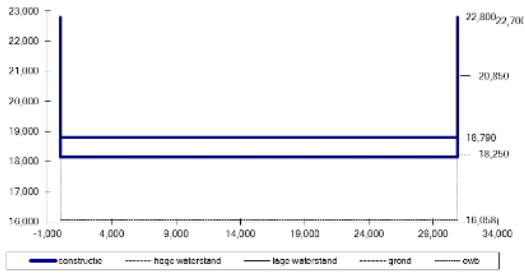
hoogte t.o.v. NAP:

bk. wand 22,800 m
 bk. vloer 18,790 m
 ok. vloer 18,158 m
 GWS permanent deel 20,850 m
 GWS veranderlijk deel 20,850 m
 maaiveld 22,750 m

constructie afmetingen:

vloerbreedte inv. 30,870 m
 wanddikte boven 0,000 m scheefstand
 wanddikte onder 0,000 m
 lengteoor 0,000 m
 vloerdikte 0,632 m
 onderwaterbetondikte 2,100 m
 tussenlaag op owb-vloer 0 m

$\gamma_{grondwater} = 10,00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{beton} = 25,00 \text{ kN/m}^3$



eigen gewicht

vloer inv + wanden	30,870	x	0,632	x	25,0	=	487,75	kN	
wanden	0,000	x	4,010	x	25,0	=	0,00	kN	
onderwaterbeton	30,870	x	2,100	x	13,0	=	842,75	kN	
tussenlaag	0,000	x	0,000	x	0,0	=	0,00	kN	
vloer t.p.v. de oren	0,632	x	15,0	x	0,0	=	0,00	kN	
								-1330,5	kN
								γ	0,9
								-1197	kN

rustende belasting vloer

asfalt	x	x	x	=	0,00	kN			
voetpad	x	x	x	=	0,00	kN			
voetpad	x	x	x	=	0,00	kN			
schamkant	x	x	x	=	0,00	kN			
								0,00	kN
								γ	0,9
								0	kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog	(22,700 - 18,790) x	17,0	x	0,000	=	0,00	kN		
nat	(18,790 - 18,790) x	10,0	x	0,000	=	0,00	kN		
								0,00	kN
								γ	0,9
								0	kN

waterdrukken

opwaartse perm	(18,250 - 18,158) x	10,00	x	30,870	=	28,40	kN		
$\Delta =$	0,092					γ	1,0		
opwaartse veranderlijk	(20,850 - 18,250) x	10,00	x	30,870	=	802,62	kN		
$\Delta =$	2,600					γ	1,5		
								1204	kN
								opwaarts	1232

controle

1197 = 0,97 als >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
 1232
 UC = 1,03

GWS +20,850/+20,850 en 1,0* veranderlijk deel GWS

Controle tegen opdrijven gewichtskonstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 7 met onderwaterbeton

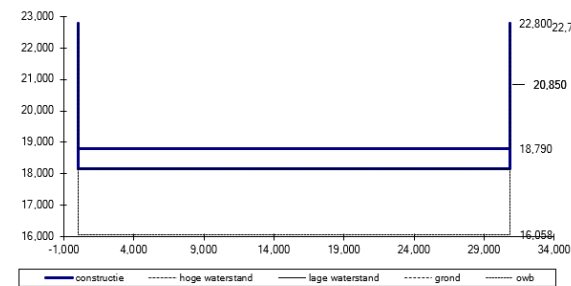
hoogte t.o.v. NAP:

bk. wand 22,800 m
 bk. vloer 18,790 m
 ok. vloer 18,158 m
 GWS permanent deel 20,850 m
 GWS veranderlijk deel 20,850 m
 maaiveld 22,700 m

constructie afmetingen:

vloerbreedte inv. 30,870 m
 wanddikte boven 0,000 m scheefstand
 wanddikte onder 0,000 m
 lengteoor 0,000 m
 vloerdikte 0,632 m
 onderwaterbetondikte 2,100 m
 tussenlaag op owb-vloer 0 m

$\gamma_{grondwater} = 10,00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{beton} = 25,00 \text{ kN/m}^3$



eigen gewicht

vloer inv + wanden	30,870	x	0,632	x	25,0	=	487,75	kN	
wanden	0,000	x	4,010	x	25,0	=	0,00	kN	
onderwaterbeton	30,870	x	2,100	x	13,0	=	842,75	kN	
tussenlaag	0,000	x	0,000	x	0,0	=	0,00	kN	
vloer t.p.v. de oren	0,632	x	15,0	x	0,0	=	0,00	kN	
								-1330,5	kN
								γ	0,9
								-1197	kN

rustende belasting vloer

asfalt	x	x	x	=	0,00	kN			
voetpad	x	x	x	=	0,00	kN			
voetpad	x	x	x	=	0,00	kN			
schamkant	x	x	x	=	0,00	kN			
								0,00	kN
								γ	0,9
								0	kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog	(22,700 - 20,850) x	17,0	x	0,000	=	0,00	kN		
nat	(20,850 - 18,790) x	10,0	x	0,000	=	0,00	kN		
								0,00	kN
								γ	0,9
								0	kN

waterdrukken

opwaartse perm	(20,850 - 18,158) x	10,00	x	30,870	=	831,02	kN		
$\Delta =$	2,692					γ	1,0		
opwaartse veranderlijk	(20,850 - 20,850) x	10,00	x	30,870	=	0,00	kN		
$\Delta =$	0,000					γ	1,0		
								831	kN
								opwaarts	831

controle

1197 = 1,44 als >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
 831
 UC = 0,69



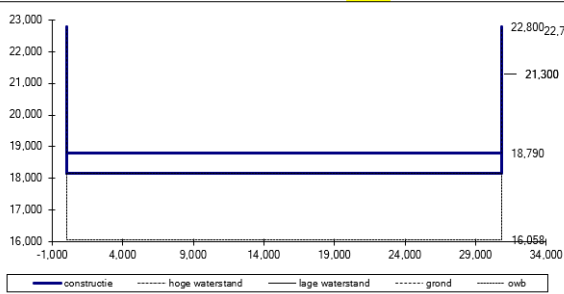
GWS +21,3 /+21.3 en 1,0* veranderlijk deel GWS

Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 7 met onderwaterbeton

hoogte t.o.v. NAP:	constructie afmetingen
bk. wand 22.800 m	vloerbreedte inv. 30,870 m
bk. vloer 18.790 m	wanddikte boven 0,000 m scheefstand
ok. vloer 18.158 m	wanddikte onder 0,000 m
GWS permanent deel 21.300 m	lengteoor 0,000 m
GWS veranderlijk deel 21.300 m	vloerdikte 0,632 m
maasveld 22.700 m	onderwaterbetondikte 2,100 m
	tussenlaag op owb-vloer m

$\gamma_{\text{grondwater}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$



eigen gewicht

vloer inv + vanden	30,870 x 0,632 x 25,0 =	487,75 kN
vanden	0,000 x 4,010 x 25,0 =	0,00 kN
ondervaterbeton	30,870 x 2,100 x 13,0 = (gev. onder wat)	842,75 kN
tussenlaag	x 0,000 x 0,0 = (gev. onder wat)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	x 0,632 x 15,0 = (gev. onder wat)	0,00 kN
		-1330,5 kN
γ		0,9
		-1197 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voepad	x x x =	0,00 kN
voepad	x x x =	0,00 kN
schamplank	x x x =	0,00 kN
γ		0,9
		0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog (22,700 - 21,300) x	17,0 x 0,000 =	0,00 kN
nat (21,300 - 18,790) x	10,0 x 0,000 =	0,00 kN +
γ		0,9
		0 kN
		-1197 kN

waterdrukken

opwaartse perm (21,300 - 18,158) x	10,00 x 30,870 =	969,94 kN
$\Delta = 3,142$		1,0
opwaartse veranderlijk (21,300 - 21,300) x	10,00 x 30,870 =	0,00 kN
$\Delta = 0,000$		1,0
		0 kN
		970 kN

controle

$\frac{1197}{970} = 1,23$ als >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
 UC = 0,81

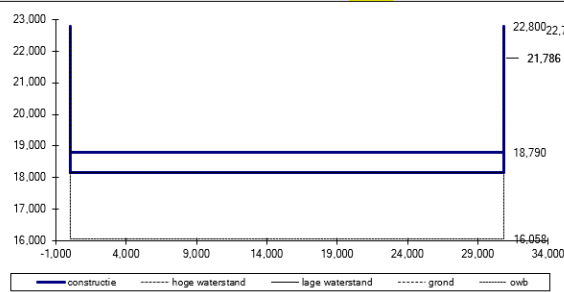
GWS +21,786 /+21.786 en 1,0* veranderlijk deel GWS

Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 7 met onderwaterbeton

hoogte t.o.v. NAP:	constructie afmetingen
bk. wand 22.800 m	vloerbreedte inv. 30,870 m
bk. vloer 18.790 m	wanddikte boven 0,000 m scheefstand
ok. vloer 18.158 m	wanddikte onder 0,000 m
GWS permanent deel 21.786 m	lengteoor 0,000 m
GWS veranderlijk deel 21.786 m	vloerdikte 0,632 m
maasveld 22.700 m	onderwaterbetondikte 2,100 m
	tussenlaag op owb-vloer m

$\gamma_{\text{grondwater}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$



eigen gewicht

vloer inv + vanden	30,870 x 0,632 x 25,0 =	487,75 kN
vanden	0,000 x 4,010 x 25,0 =	0,00 kN
ondervaterbeton	30,870 x 2,100 x 13,0 = (gev. onder wat)	842,75 kN
tussenlaag	x 0,000 x 0,0 = (gev. onder wat)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	x 0,632 x 15,0 = (gev. onder wat)	0,00 kN
		-1330,5 kN
γ		0,9
		-1197 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voepad	x x x =	0,00 kN
voepad	x x x =	0,00 kN
schamplank	x x x =	0,00 kN
γ		0,9
		0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog (22,700 - 21,786) x	17,0 x 0,000 =	0,00 kN
nat (21,786 - 18,790) x	10,0 x 0,000 =	0,00 kN +
γ		0,9
		0 kN
		-1197 kN

waterdrukken

opwaartse perm (21,786 - 18,158) x	10,00 x 30,870 =	1119,96 kN
$\Delta = 3,628$		1,0
opwaartse veranderlijk (21,786 - 21,786) x	10,00 x 30,870 =	0,00 kN
$\Delta = 0,000$		1,0
		0 kN
		1120 kN

controle

$\frac{1197}{1120} = 1,07$ als >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
 UC = 0,94

Figuur 5-100: Berekening moot 7



5.08 Beschouwing noordelijke toerit

Tabel 5-35: Maatvoering moot 37 en 40

	Halverwege moot 37 (incl. onderwaterbeton)	Halverwege moot 40
Gemiddelde hoogte bovenzijde vloer	+19,05 m NAP	+20,1 m NAP
Gemiddelde vloerdikte	632 mm	$\frac{1}{2}*(1113+800)=957$ mm Excl. werkvloer van 70 mm
Gemiddelde hoogtemaat onderzijde vloer	+18,42 m NAP	+19,14 m NAP
LWS = permanent deel.	+18,60 m NAP	+18,60 m NAP
HWS = veranderlijk deel.	+21,50 m NAP	+21,50 m NAP
Maaiveld	+22,8 m NAP is fictieve hoogte i.v.m. aanwezigheid van damwanden	+22,8 m NAP
Hoogte wand t.o.v. NAP	+22,6 m NAP	+22,6 m NAP
Gemiddelde vloerbreedte tussen de wanden	30,870 m	29,35 m
Gemiddelde wanddikte	0 m Dit is de fictieve dikte i.v.m. aanwezigheid van damwanden	0,280 m
Gemiddelde lengte oor	0 m	2 m
Gemiddelde dikte tussenlaag onder betonvloer	Niet bekend	N.v.t.
Gemiddelde dikte onderwaterbetonvloer	2,2 m	N.v.t.
Gemiddelde waarden instroomniveau moot 47	+21,7 m NAP	+21,7 m NAP

NB: De dikte van de onderwaterbetonvloer volgt uit berekening: CUF-S-ALG-BDD-BER-0611 B. Een tekening met een duidelijke omschrijving is niet gevonden

Tabel 5-36: Resultaten doorsnedes moot 37 en 40 noordelijke toerit

GWS permanent t.o.v. NAP [m]	GWS veranderlijk = GWS permanent + Δ t.o.v. NAP [m]	GWS permanent + $1,5 * \Delta$ t.b.v. theoretische hoogte t.o.v. NAP [m]	Resultaat Moot 37 incl. onderwaterbeton	Resultaat Moot 40 A
+18,60	21,50 met $\gamma = 1,5$	$+18,60 + 1,5*2,9 = 22,95 \geq$ $+21,7$ kan in feite niet optreden	1,13	0,6
+21,50	+21,50 $\gamma = 1,0$		1,30	1,12
+21,7	+21,7 $\gamma = 1,0$		1,22	1,04

Instroomniveau moot 47 op +21,7 m NAP



Moot 37

GWS +18,60/+21,5 + 1,5* veranderlijk deel GWS

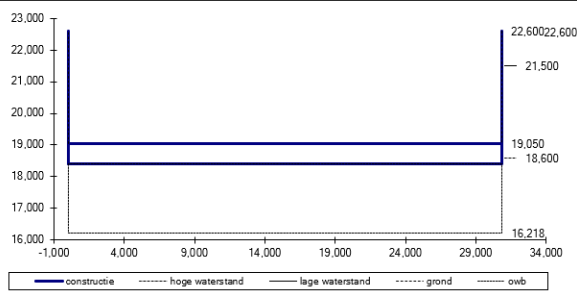
Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 37 met onderwaterbeton

hoogte t.o.v. NAP:	constructie afmetingen
bk. wand 22,600 m	vloerbreedte inw. 30,870 m
bk. vloer 19,050 m	wanddikte boven 0,000 m scheefstand
ok. vloer 18,418 m	wanddikte onder 0,000 m
GWS permanent deel 18,600 m	lengteoor 0,000 m
GWS veranderlijk deel 21,500 m	vloerdikte 0,632 m
maaiveld 22,600 m	onderwaterbetondikte 2,200 m
	tussenlaag op owb-vloer

$$\gamma_{\text{grondwater}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$



eigen gewicht

vloer inv + vanden	30,870 x 0,632 x 25,0 =	487,75 kN
vanden	0,000 x 3,550 x 25,0 =	0,00 kN
onderwaterbeton	30,870 x 2,200 x 13,0 = (gew. onder wat)	882,88 kN
tussenlaag	x 0,000 x 0,0 = (gew. onder wat)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	0,632 x 15,0 = (gew. onder wat)	0,00 kN
		-1370,6 kN
		γ 0,9 -1234 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
schamplank	x x x =	0,00 kN
		0,00 kN
		γ 0,9 0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog	(22,600 - 19,050) x 17,0 x 0,000 =	0,00 kN
nat	(19,050 - 19,050) x 10,0 x 0,000 =	0,00 kN
		0,00 kN
		γ 0,9 0 kN
		neerwaarts -1234 kN

waterdrukken

opwaartse perm.	(18,600 - 18,418) x 10,00 x 30,870 =	56,18 kN
$\Delta = 0,182$		1,0 56 kN
opwaartse veranderlijk	(21,500 - 18,600) x 10,00 x 30,870 =	895,23 kN
$\Delta = 2,900$		1,5 1343 kN
		opwaarts 1399 kN

controle

$$\frac{1234}{1399} = 0,88 \text{ als } > 1,00 \text{ dan is het everwicht gegarandeerd}$$

$$UC = 1,13$$

GWS +21,500/+21,500 en 1,0* veranderlijk deel GWS

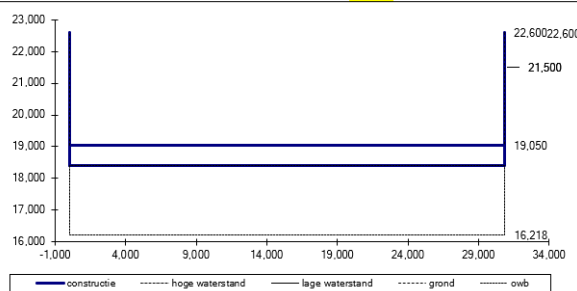
Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 37 met onderwaterbeton

hoogte t.o.v. NAP:	constructie afmetingen
bk. wand 22,600 m	vloerbreedte inw. 30,870 m
bk. vloer 19,050 m	wanddikte boven 0,000 m scheefstand
ok. vloer 18,418 m	wanddikte onder 0,000 m
GWS permanent deel 21,500 m	lengteoor 0,000 m
GWS veranderlijk deel 21,500 m	vloerdikte 0,632 m
maaiveld 22,600 m	onderwaterbetondikte 2,200 m
	tussenlaag op owb-vloer

$$\gamma_{\text{grondwater}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$$



eigen gewicht

vloer inv + vanden	30,870 x 0,632 x 25,0 =	487,75 kN
vanden	0,000 x 3,550 x 25,0 =	0,00 kN
onderwaterbeton	30,870 x 2,200 x 13,0 = (gew. onder wat)	882,88 kN
tussenlaag	x 0,000 x 0,0 = (gew. onder wat)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	0,632 x 15,0 = (gew. onder wat)	0,00 kN
		-1370,6 kN
		γ 0,9 -1234 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
voetpad	x x x =	0,00 kN
schamplank	x x x =	0,00 kN
		0,00 kN
		γ 0,9 0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droog	(22,600 - 21,500) x 17,0 x 0,000 =	0,00 kN
nat	(21,500 - 19,050) x 10,0 x 0,000 =	0,00 kN
		0,00 kN
		γ 0,9 0 kN
		neerwaarts -1234 kN

waterdrukken

opwaartse perm.	(21,500 - 18,418) x 10,00 x 30,870 =	951,41 kN
$\Delta = 3,082$		1,0 951 kN
opwaartse veranderlijk	(21,500 - 21,500) x 10,00 x 30,870 =	0,00 kN
$\Delta = 0,000$		1,0 0 kN
		opwaarts 951 kN

controle

$$\frac{1234}{951} = 1,30 \text{ als } > 1,00 \text{ dan is het everwicht gegarandeerd}$$

$$UC = 0,77$$

Figuur 5-101: Berekening moot 37



Moot 40

GWS +18,60/+21,5 + 1,5* veranderlijk deel GWS

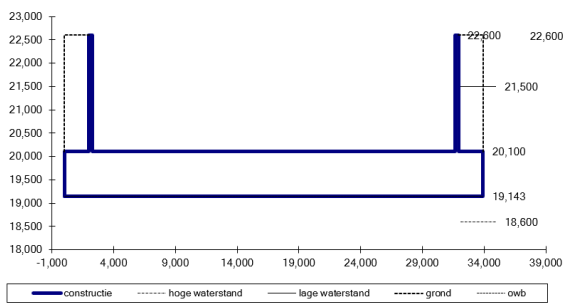
Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 40

hoogte to.v. NAP	
bk. wand	22,600 m
bk. vloer	20,100 m
ok. vloer	19,143 m
GWS permanent deel	18,600 m
GWS veranderlijk deel	21,500 m
meisveld	22,600 m

constructie afmetingen	
vloerbreedte inw.	29,350 m
wanddikte boven	0,280 m
wanddikte onder	0,280 m
lengteoor	2,000 m
vloerdikte	0,957 m
onderwaterbetondikte	m
tussenlaag op owb-vloer	m

$\gamma_{\text{grondwater}}$	10,00 kN/m ³
γ_{beton}	25,00 kN/m ³



eigen gewicht

vloer inw + wanden	29,910 x 0,957 x 25,0 =	715,60 kN
wanden	0,560 x 2,500 x 25,0 =	35,00 kN
onderwaterbeton	0,000 x 0,000 x 13,0 = (gew. onder water)	0,00 kN
tussenlaag	0,000 x 0,000 x 0,0 = (gew. onder water)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	4,000 x 0,957 x 15,0 = (gew. onder water)	57,42 kN
		-808,0 kN
		γ 0,9 -727 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voelpad	x x x =	0,00 kN
voelpad	x x x =	0,00 kN
schempkant	x x x =	0,00 kN
		γ 0,9 0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

droeg	(22,600 - 20,100) x 17,0 x 4,000 =	170,00 kN
nat	(20,100 - 20,100) x 20,0 x 4,000 =	-170,00 kN
		γ 0,9 -153 kN
		-600 kN

waterdrukken

opwaartse perm	(18,600 - 19,143) x 10,00 x 33,910 =	0,00 kN
Δ =	-0,543	γ 1,0 0 kN
opwaartse veranderlijk	(21,500 - 18,600) x 10,00 x 33,910 =	983,39 kN
Δ =	2,900	γ 1,5 1475 kN
		opwaarts 1475 kN

controle

	680 =	0,60	els >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
	1475		
	UC =	1,68	

GWS +21,500/+21,500 en 1,0* veranderlijk deel GWS

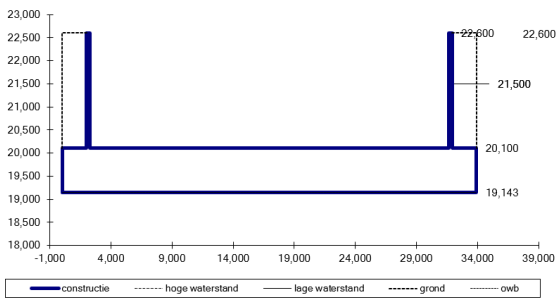
Controle tegen opdrijven gewichtsconstructie Swalmen (58D-361-01)

Moot 40

hoogte to.v. NAP	
bk. wand	22,600 m
bk. vloer	20,100 m
ok. vloer	19,143 m
GWS permanent deel	21,500 m
GWS veranderlijk deel	21,500 m
meisveld	22,600 m

constructie afmetingen	
vloerbreedte inw.	29,350 m
wanddikte boven	0,280 m
wanddikte onder	0,280 m
lengteoor	2,000 m
vloerdikte	0,957 m
onderwaterbetondikte	m
tussenlaag op owb-vloer	m

$\gamma_{\text{grondwater}}$	10,00 kN/m ³
γ_{beton}	25,00 kN/m ³



eigen gewicht

vloer inw + wanden	29,910 x 0,957 x 25,0 =	715,60 kN
wanden	0,560 x 2,500 x 25,0 =	35,00 kN
onderwaterbeton	0,000 x 0,000 x 13,0 = (gew. onder water)	0,00 kN
tussenlaag	0,000 x 0,000 x 0,0 = (gew. onder water)	0,00 kN
vloer t.p.v. de oren	4,000 x 0,957 x 15,0 = (gew. onder water)	57,42 kN
		-808,0 kN
		γ 0,9 -727 kN

rustende belasting vloer

asfalt	x x x =	0,00 kN
voelpad	x x x =	0,00 kN
voelpad	x x x =	0,00 kN
schempkant	x x x =	0,00 kN
		γ 0,9 0 kN

grond naast de tunnel (dit is de grondkolom tussen de wand en de rand van de teen van de tunnel)

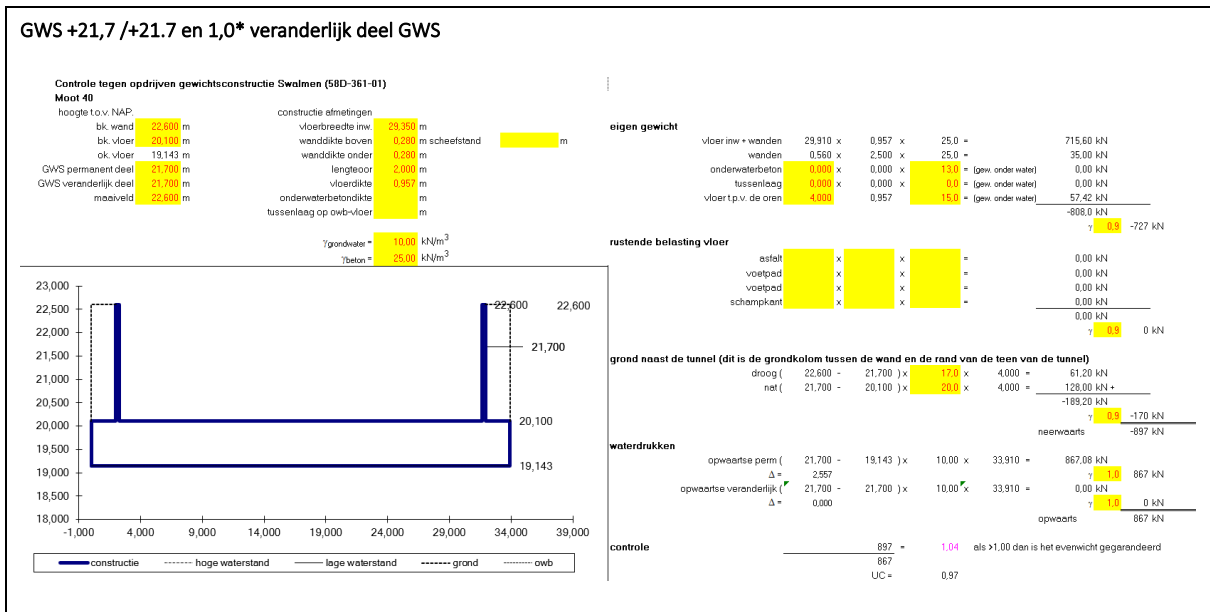
droeg	(22,600 - 21,500) x 17,0 x 4,000 =	74,80 kN
nat	(21,500 - 20,100) x 20,0 x 4,000 =	-112,00 kN
		-186,80 kN
		γ 0,9 -168 kN
		-935 kN

waterdrukken

opwaartse perm	(21,500 - 19,143) x 10,00 x 33,910 =	799,26 kN
Δ =	2,357	γ 1,0 799 kN
opwaartse veranderlijk	(21,500 - 21,500) x 10,00 x 33,910 =	0,00 kN
Δ =	0,000	γ 1,0 0 kN
		opwaarts 799 kN

controle

	895 =	1,12	els >1,00 dan is het evenwicht gegarandeerd
	799		
	UC =	0,89	



Figuur 5-102: Berekening moot 40 .

5.09 Conclusie

Met name **moot 5** van de zuidelijke toerit lijkt **gevoelig** wanneer een evenwichtsberekening wordt gemaakt waarbij de grondwaterstand minimaal **gelijk** is aan het **instroomniveau**. De beschouwde moten die gekoppeld zijn aan een vloer van onderwaterbeton zijn minder gevoelig voor opdrijven dan moten waarmee alleen het eigen gewicht van de constructie in rekening kan worden gebracht. De dikte van de onderwaterbetonvloer is waarschijnlijk gebaseerd op de bouwfase om zo een droge bouwkuip te creëren en minder op de definitieve situatie. De algehele conclusie is dat bij **evenwichtsconstructies per moot** het type constructie en de afmetingen kunnen **verschillen** waardoor **geen uitsluitel** kan worden gegeven over de gehele constructie.



Bijlage 6 Resultaten gevoeligheids- en onzekerheidsanalyse

In deze bijlage zijn de methodiek, aanpak en de resultaten van de gevoeligheid en onzekerheidsanalyse opgenomen.

1.1 Methodiek

1.1.1 Gevoeligheid

De gevoeligheidsanalyse onderzoekt of de prioritering met behulp van scores anders wordt als we de weging per score aanpassen. Als dat zo is dan is de prioritering dus gevoelig voor de waarde die we aan de score toekennen en wordt het belangrijker hier een goede afweging in te maken. Als de aanpassing per score niet leidt tot een andere prioritering is de methodiek minder gevoelig en is het belang van de score per individuele parameter minder groot.

Door elke parameter in de scoringslijst een variatie in de factor naar boven en beneden (0,1; 0,5; 1; 2; 10) toe te kennen laten we zien welk effect dit op de score heeft. De score zijn ordinaal (laag – midden – hoog) waardoor deze analyse enkel inzicht geeft in de mate van invloed van de scores per parameter.

Vervolgens zijn de parameters geanalyseerd. Relaties tussen parameters zijn onderzocht en gekeken is of een prioritering op basis van sommatie van genormaliseerde waarden van de scores een bruikbaar alternatief zou kunnen zijn voor de prioritering. De parameters worden vertaald naar een genormaliseerde waarde (0-10) en de prioriteit wordt gescoord op de sommatie van de genormaliseerde parameters. Hiervan wordt de gevoeligheid bepaald door variatie met een procentuele verandering.

1.1.2 Onzekerheid

Voor de onzekerheidsanalyse is de betrouwbaarheid en nauwkeurigheid van de grondwater gegevens beoordeeld. Als eerste is de afwijking tussen de gemeten en berekende grondwaterstanden onderzocht. Daarbij is gekeken of deze afwijking de marge tussen de voorspelde grondwaterstand en de ontwerpgrondwaterstand vergroot of verkleint. Daarnaast is gekeken naar reële bandbreedtes waarbinnen grondwater gerelateerde parameter waarden kunnen variëren.

Voor de effecten van klimaatverandering op de grondwaterstanden zijn de resultaten van de berekening met het Landelijk Hydrologisch Model (LHM) benut [3]. Bij de analyse worden niet alleen de hoogste waarde in beschouwing meegenomen maar alle uitkomsten van de acht scenario's om een indruk te krijgen van de bandbreedtes.

In de onzekerheidsanalyse is ook de veiligheid van de constructieve parameters van de objecten beschouwd. Een gewichtsconstructie wordt over het algemeen economisch ontworpen met in achtneming van veiligheidsfactoren. In de analyse is gekeken naar de procentuele verandering van de grondwaterstand van het deel van de constructie onder de grondwaterstand als maat voor de gevoeligheid.



1.2 Aanpak

De analyses zijn uitgevoerd met behulp van python scripts. Hiermee is de prioriteringslijst ingelezen waardoor waardes en scores geautomatiseerd kunnen worden aangepast en een eindscore kan worden berekend.

Voor de analyse van de grondwaterstanden zijn van de BRO rond elke locatie maximaal 10 peilbuislocaties geselecteerd waarvoor een meetreeks is de BRO beschikbaar is. Van deze reeksen zijn de GHG en GLG berekend. Op de geselecteerde peilbuislocaties is ook de GHG en GLG uit de LHM modelberekeningen geselecteerd om beide te kunnen vergelijken.

Op de puntlocaties van de objecten is de maximale grondwaterstand uit de modelberekeningen van de referentiesituatie vergeleken met de ontwerpgrondwaterstanden uit de prioriteringslijst (afgeleid uit de beschikbare gegevens).

Voor de bandbreedte van de modeluitkomsten zijn alle resultaten van alle scenario's van de LHM berekeningen voor elk object geselecteerd en in een boxplot weergegeven. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in de uitkomsten uit modellaag 1 (freatisch grondwater) en modellaag 2 (watervoerend pakket).

1.3 Resultaten gevoeligheidsanalyse

1.3.1 Gevoeligheid weegfactoren parameters

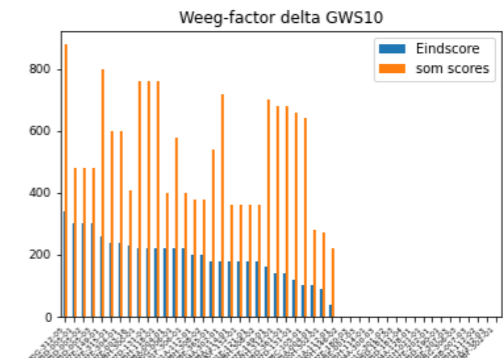
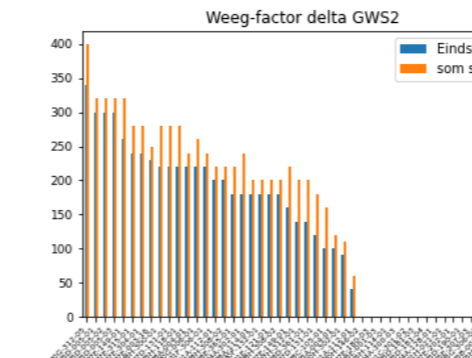
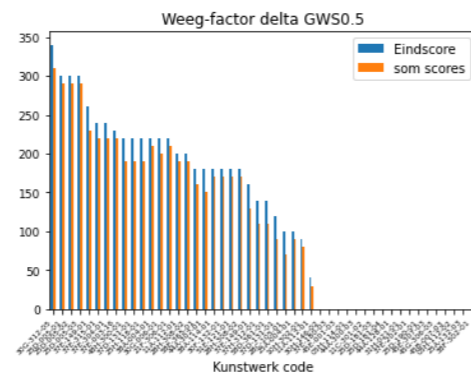
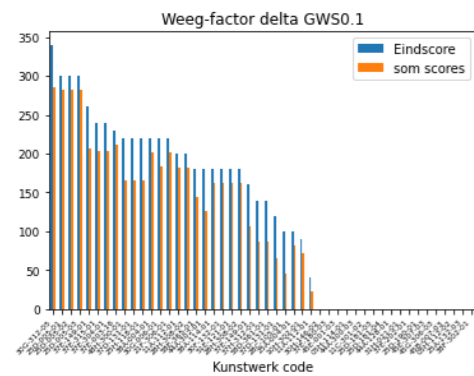
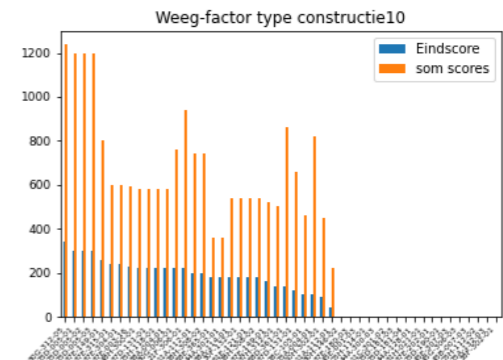
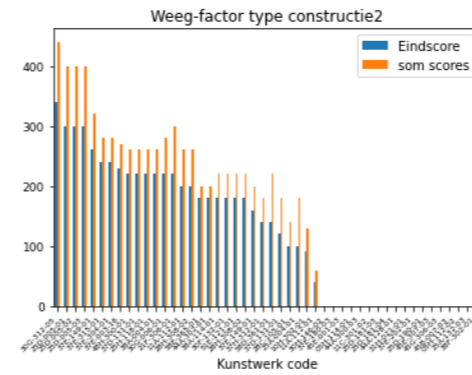
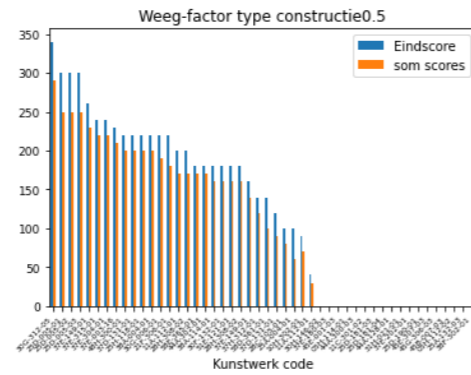
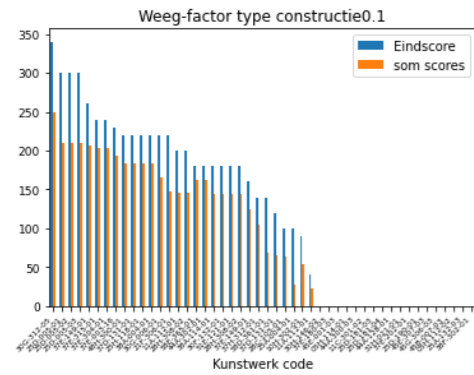
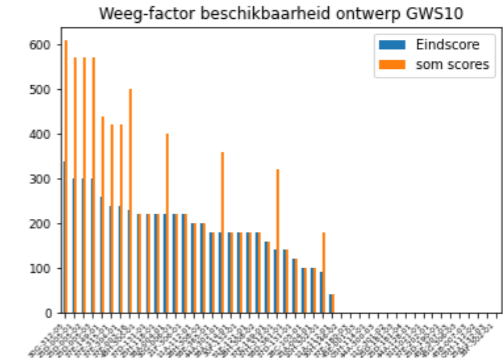
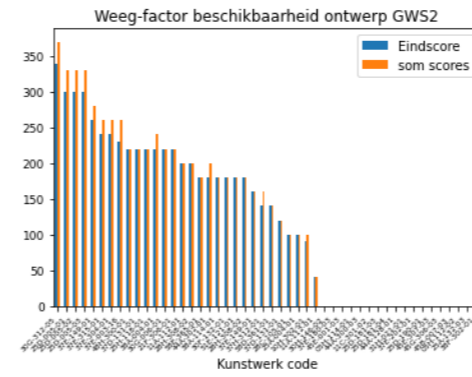
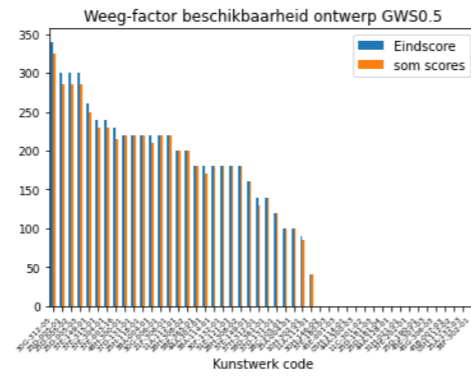
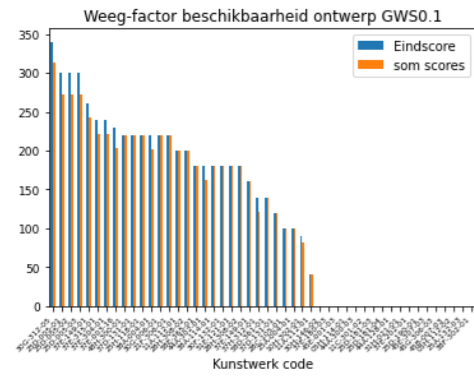
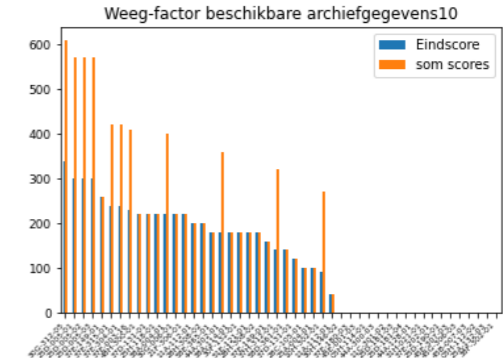
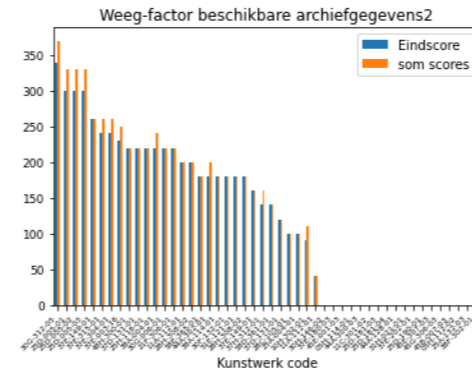
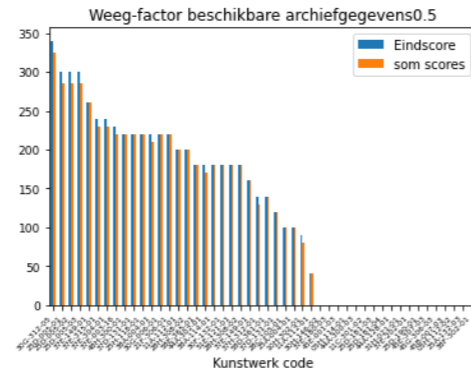
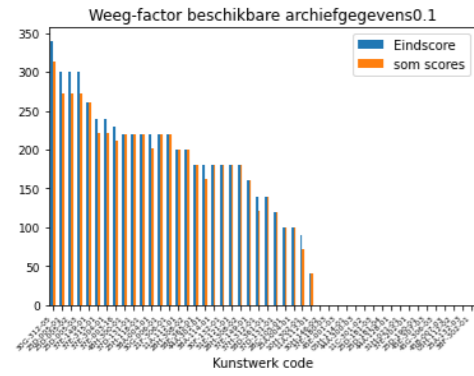
In onderstaande tabel zijn de figuren opgenomen met het resultaat van de veranderingen in de factoren.

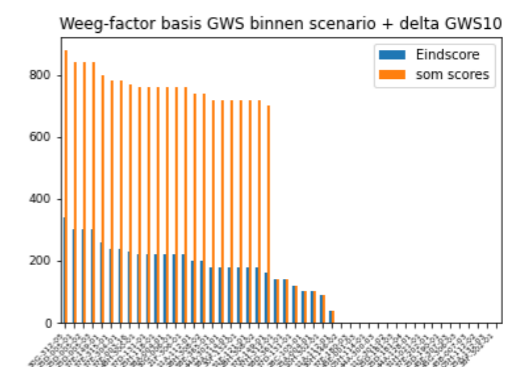
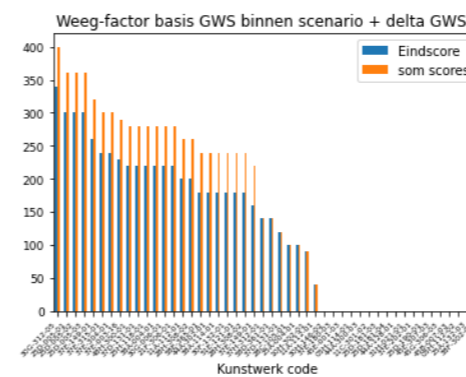
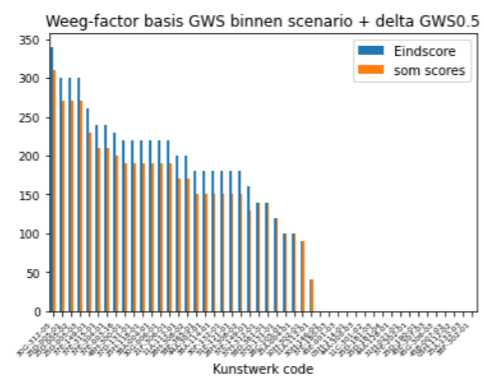
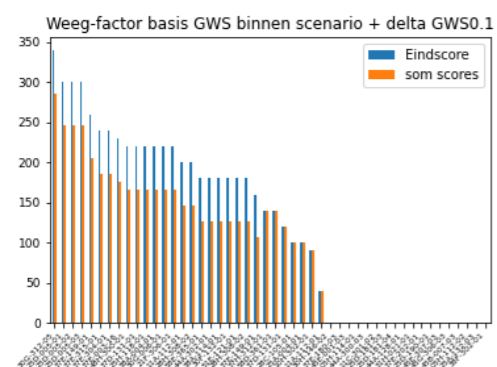
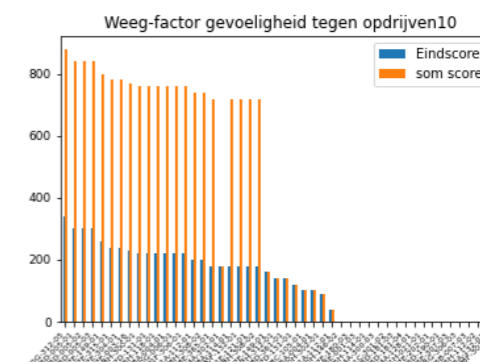
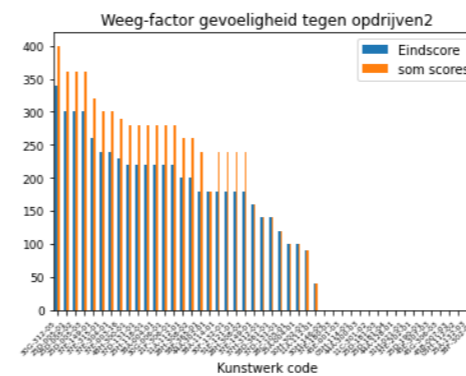
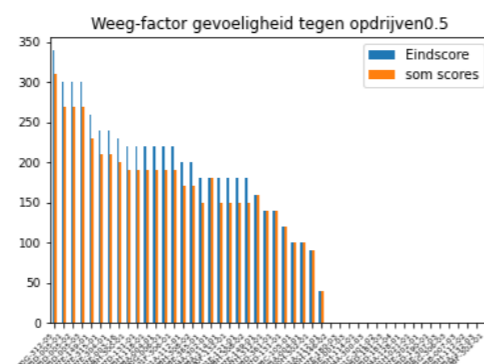
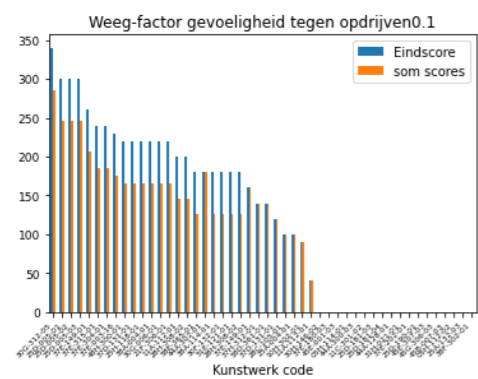
Van boven naar beneden zijn dat achtereenvolgens:

- Beschikbaarheid archiefgegevens
- Beschikbaarheid ontwerp grondwaterstand
- Delta GWS (De toename van de grondwaterstand in het modelscenario)
- Gevoeligheid tegen opdrijven
- Basis GWS + delta

In de figuren op de volgende pagina's is in blauw is de originele prioritering weergegeven, in oranje de prioritering met de veranderde factor. Van links naar rechts wordt de factor steeds groter (van een tiende van de oorspronkelijke score tot keer tien).

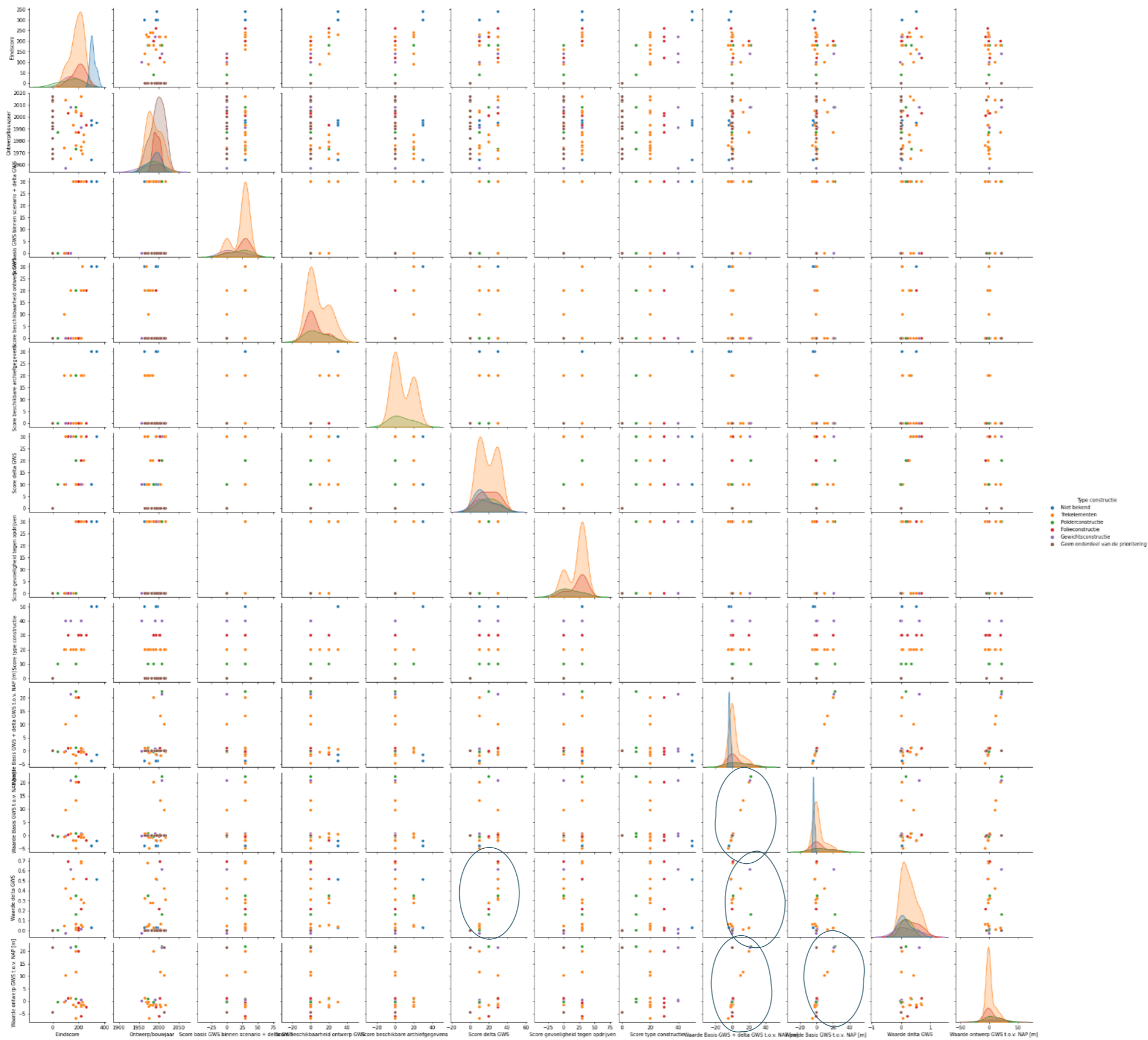
De grootste veranderingen zijn zichtbaar bij de aanpassing in de grondwaterstand verandering en bij de aanpassing van de weging van het type constructie.







1.3.2 Samenhang verschillende parameters





Om inzicht te geven in de samenhang tussen de verschillende parameters zijn in bovenstaande plot de scores van de verschillende parameters én de eindscore tegen elkaar uitgezet. Iedere parameter van de prioritering en de eindscore komt terug op zowel de x-as als op de y-as. Op de diagonaal staat dus zowel op de x-as als op de y-as dezelfde parameter-score, hier is met een Gumbel plot de verdeling van de score weergegeven. De kleuren van de punten geven de verschillende type constructies weer. De figuur is symmetrisch, boven en onder de diagonaal zijn de grafieken gelijk.

Als de plot een vaste matrix (rechte rijen of kolommen) of losse puntenwolk laat zien is er geen relatie tussen de twee parameters. Pas als er een trend waar te nemen is in de puntenwolk is er mogelijk sprake van een relatie. De score-paren vertonen een verband bij de basis grondwaterstand met de berekende grondwaterstand en tussen de berekende nieuwe grondwaterstand en de berekende toename. Dit is te zien in de plot op de drie onderste rijen, blauw omcirkeld. In deze plots lijkt een lineaire trend aanwezig te zijn.

Een correlatie tussen deze scores en de onderliggende parameters is logisch. Zowel voor de basisgrondwaterstand en de berekende grondwaterstand als voor de berekende nieuwe grondwaterstand en de berekende toename valt te beredeneren dat deze elkaar kunnen beïnvloeden. Het is belangrijk om te onderzoeken of dit verband ook leidt tot een overwaardering van de scores en daardoor een effect heeft op de volgorde van prioritering.

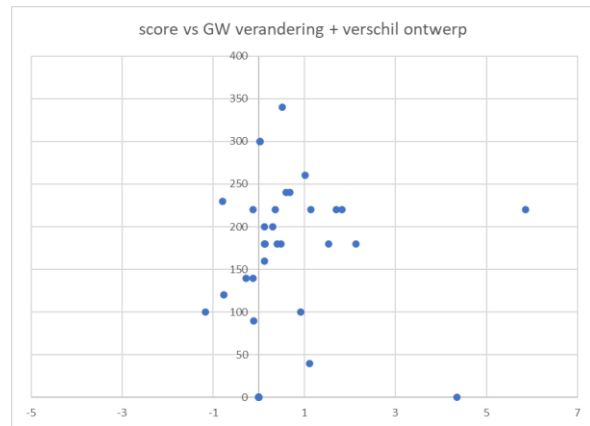
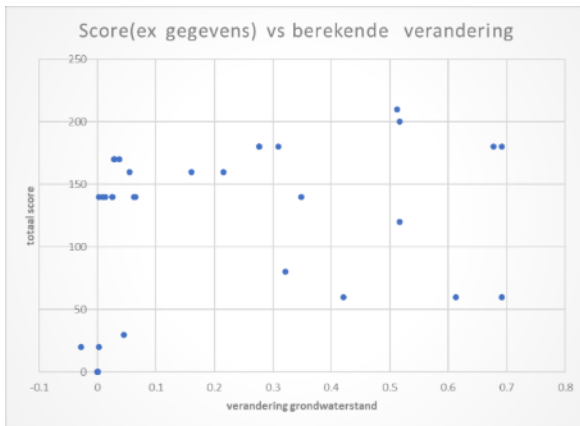
De aanpassingen van de scoring, zoals in de vorige paragraaf beschreven leidt echter niet tot een verandering in de volgorde van prioritering. Wel betekent de correlatie dat de scores samengevoegd kunnen worden in de methodiek zonder verlies aan onderscheidend vermogen.

1.3.3 Invloed grondwaterstanden prioritering

Voor de invloed van de grondwaterstanden op de prioritering is gekeken naar de relatie tussen de berekende grondwaterstandsverandering en de eindscore. Hierbij is de score voor ontbrekende gegevens niet meegenomen. Deze de score heeft geen invloed op de verdeling van de puntenwolk maar vergroot de spreiding over de Y-as waardoor de grafiek slechter leesbaar wordt.

Daarnaast is gekeken naar de berekende verandering gecombineerd met de marge in de grondwaterstand in het ontwerp, namelijk het verschil tussen de ontwerpgrondwaterstand en de maximale grondwaterstand. In de rechter figuur hieronder zijn deze parameters tegen elkaar afgezet. De grafiek wordt beïnvloed door uitschieters waardoor een (lineaire) trend niet is te bepalen. In de scores op de Y-as rond 150 – 250 lijkt wel in enige mate een trend te zitten. Om de uitschieters te filteren is een nadere analyse van zowel de brongegevens als de modeluitkomsten nodig welke binnen dit project niet paste.

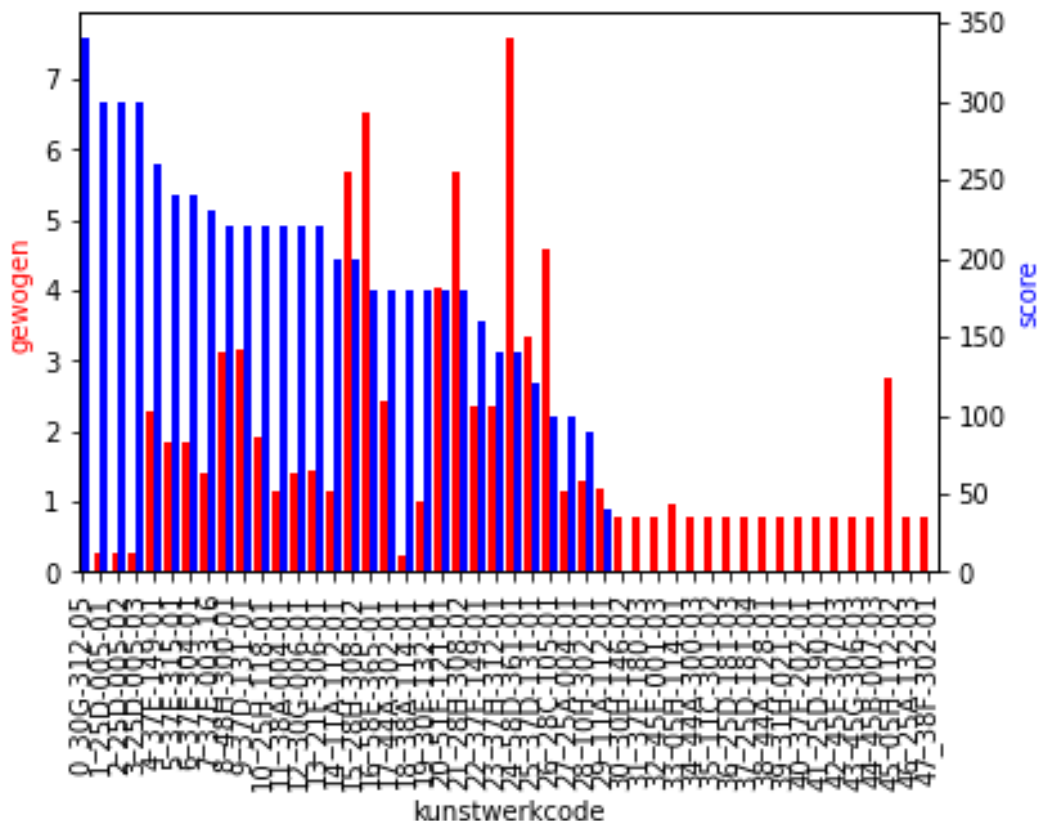
Een positieve correlatie is echter wel logisch te verklaren; de berekende stijging van het grondwater heeft een groter invloed op de score als het verschil tussen de ontwerpgrondwaterstand en de maximale grondwaterstand kleiner is.



1.3.4 Effecten normalisatie van de parameters

Het toekennen van scores berust op een combinatie van een (numerieke) parameter waarde en expert-judgement. In de data zijn ook niet numerieke gegevens, zoals de herkomst (en dus betrouwbaarheid) van een ontwerp grondwaterstand of een type constructie aanduiding.

Als toets op het toekennen van scores is de prioritering uitgevoerd voor die parameters met een numerieke waarde. De numerieke waarden zijn genormaliseerd tussen 0 en 2 en vervolgens gesommeerd. De overige waarden zijn uit deze bewerking achterwege gelaten.



Vergelijk prioritering op basis van scores (blauw) en op basis van genormaliseerde parameters (rood). Op de linker y-as wordt de waarde van de gewogen parameters weergegeven op de rechter y-as de score van de originele prioritering.



In de grafiek op de vorige pagina is het resultaat van deze exercitie weergegeven. In rood staat de som van de gesommeerde genormaliseerde parameters, in blauw de originele scores.

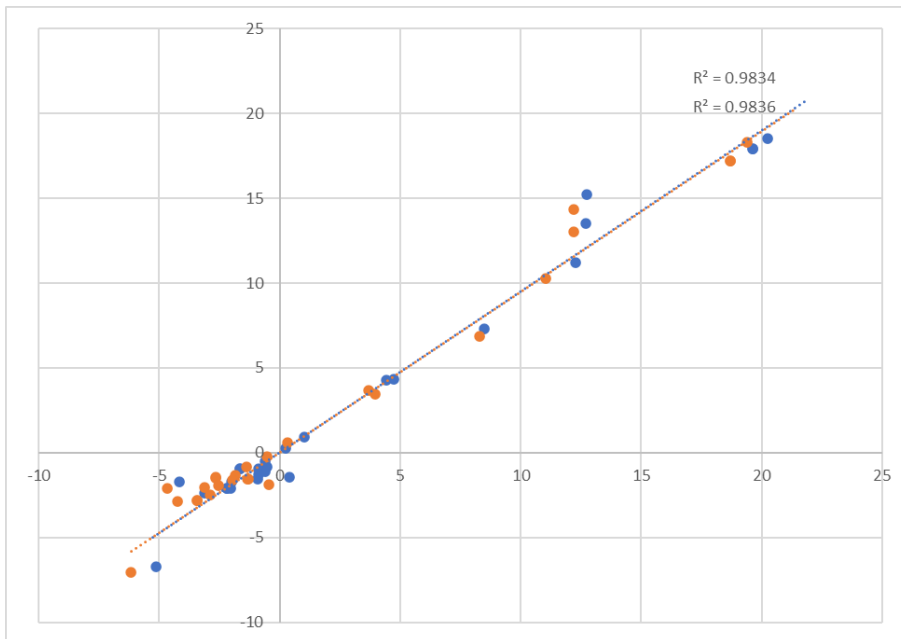
Om de genormaliseerde uitkomst vergelijkbaar te laten zijn met de prioritering zouden de parameter op een andere wijze gewogen moeten worden. De absolute grondwaterstanden tellen namelijk bij een hogere waarde zwaarder mee. Om dit op een correctere manier mee te nemen zou deze gerelateerd moet zijn aan de diepte van het object. Vanwege de aanwezigheid van eerdergenoemde nominale waarden en de ontbrekende gegevens in de data is gekozen deze aanpak niet verder te onderzoeken binnen dit project. Dit komt mede door de uitkomsten van de andere analyses, waarbij enerzijds is geconcludeerd dat de huidige wijze van prioritering voldoende beeld geeft (en robuust is) en anderzijds de uitkomst van de oprijfberekeningen dat het daadwerkelijk risico op opdrijven niet bijzonder hoog is.

1.4 Resultaten onzekerheidsanalyse

1.4.1 Vergelijking berekende en gemeten GxG's

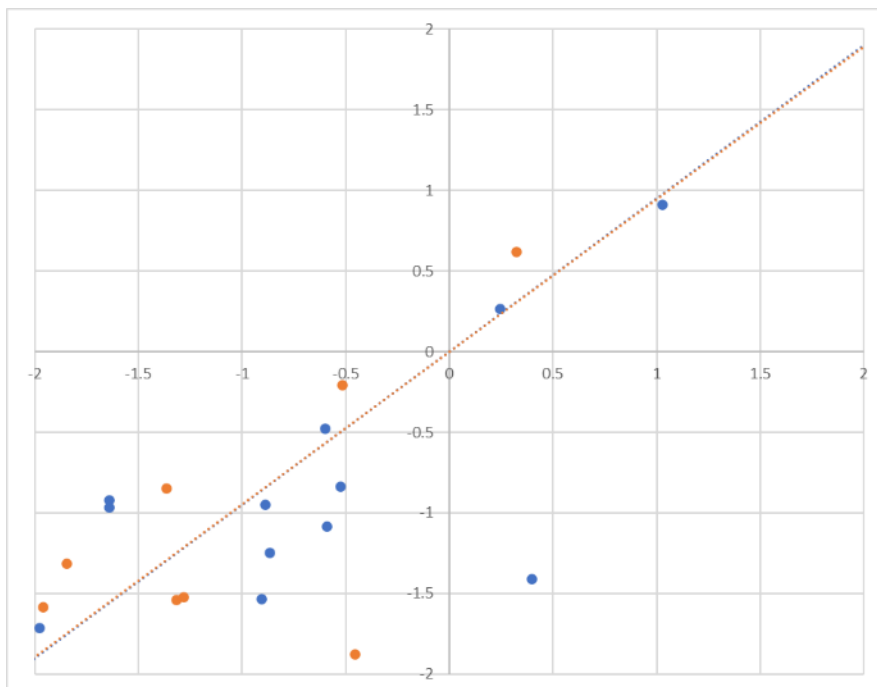
In de prioritering is gebruik gemaakt van de grondwaterstanden berekend met het Landelijk Hydrologisch Model (LHM). De uitkomsten van deze berekening zijn vergeleken met peilbuismetingen in de directe omgeving van de verdiepte constructies. Dit is uitgevoerd met een script waarmee geautomatiseerd peilbuisgegevens opgehaald zijn van de 10 dichtstbijzijnde meetlocaties per constructie, voor zover deze beschikbaar zijn in de Basisregistratie Ondergrond (BRO). Met deze gegevens is een gemiddeld hoogste grondwaterstand (GHG) en gemiddeld laagste grondwaterstand (GLG) berekend welke is vergeleken met de uitkomsten van de LHM berekening op de locatie van de geselecteerde peilbuizen.

In onderstaande plots zijn de berekende GHG en GLG uitgezet, met op de x-as de modeluitkomst, op de Y-as de berekende GxG van de peilbuizen. In de figuur is te zien dat gemiddeld genomen de berekende grondwaterstanden niet veel afwijken van de gemeten grondwaterstanden. De determinatiecoëfficiënt (R^2) voor deze lineaire vergelijking is boven de 0,98, daarmee presteert het model over het geheel genomen erg goed.



Figuur 5-103: Gemeten versus berekende waterstanden ter plaatse van de beschikbare peilbuizen. Hierin is te zien dat de R^2 hoger dan 0,98 is.

Echter als ingezoomd wordt op het gebied tussen -2 en +2 m NAP om de daadwerkelijke verschillen te bepalen is te zien dat afwijkingen van meer dan 0,5 m veel voorkomen. Voor een landelijk grondwatermodel zijn deze afwijkingen toelaatbaar, maar bij lokaal gebruik van de berekende grondwaterstandsverandering en de toleranties in oprijfberekeningen zijn ze significant.

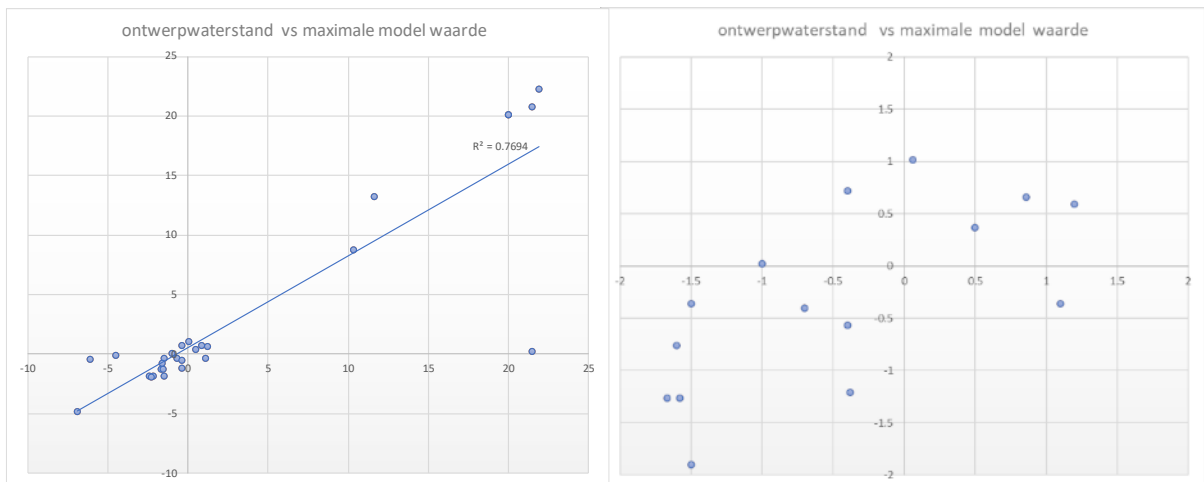


Figuur 5-104: Gemeten versus berekende waterstanden ter plaatse van de beschikbare peilbuizen



1.4.2 Vergelijking ontwerpgrondwaterstand en maximale berekende referentie grondwaterstand

Ook de berekende gebruikte ontwerp grondwaterstand voor de constructie (voor zover bekend) is vergeleken met de maximale grondwaterstanden in de referentieberekening van het LHM. Deze vergelijking geeft een iets ongunstiger beeld dan het beeld dat in de vorige paragraaf is beschreven. De R^2 is hierbij 0,76.



Figuur 5-105: Ontwerpwaterstanden versus berekende maximale waterstand voor de referentie situatie

De orde grootte van de afwijking tussen berekende waterstanden en de ontwerpgrondwaterstand is ook hier over het algemeen tussen 0,5 – 1,0 m. Ook dit verschil is significant bij oprijfberekeningen.

In de oprijf-berekeningen voor de prioritering blijkt echter dat het risico veelal gelimiteerd wordt door de hoogte waarop grondwater de constructie in kan lopen.



1.4.3 Variatie in grondwaterstanden

De variatie in de berekende grondwaterstanden kan een indruk geven hoe graat de grondwaterdynamiek is. De aanname hierbij is dat een grotere variatie gevoeliger is voor veranderingen waardoor de dynamiek door de verandering toeneemt. In de analyse is per object van alle scenario's de berekende GHG en de maximale grondwaterstand bij het objecten weergegeven voor laag 1 en voor laag 2.

De verschillen tussen de berekende grondwaterstanden voor de verschillende scenario's per object liggen tussen 0,4 en 0,9 m. Er zit echter geen duidelijk onderscheid tussen de objecten onderling.

Wel is zichtbaar dat bij de aquaducten Gouwe en Alphen de boxplots in laag 2 buiten het grafiekgebied vallen. Deze liggen fors dieper dan de freatische standen in laag 1. Dit wordt waarschijnlijk veroorzaakt door de aanwezigheid van een boezem, of vergelijkbaar hooggelegen oppervlaktewater, in een gebied met diepere polders die de waterstanden in het watervoerend pakket beïnvloeden. Voor met name de open toeritten van dergelijke constructies geldt dat de kleinschaligheid in waterhuishouding in met name het freatisch pakket niet terugkomt in de modelberekeningen.

NB ook Cortland valt buiten het bereik van de grafiek





1.4.4 Gebruik LHM-inzicht grondwaterstanden

Op basis van bovenstaande is de conclusie dat het LHM als instrument voor het bepalen van de actuele of ontwerp grondwaterstand ter plaatse van de verdiepte constructies maar beperkt geschikt is. Voor de poldergebieden in west- Nederland heeft dit naar verwachting ook enig effect op de berekende grondwaterstandsveranderingen. De waterbeheersing en polderpeilen rond de verdiepte constructies is dermate kleinschalig en wordt daardoor niet meegenomen in de grove modelresolutie van het LHM, dat dit naar verwachting invloed heeft op de effectberekening. Voor het opstellen van een prioritering zijn de berekende grondwaterstandsverandering voldoende betrouwbaar. Het geeft namelijk snel een goed inzicht in de mogelijke grondwaterstand(swijzigingen). Voor de bepaling van de daadwerkelijke kans van voorkomen is het model, met name vanwege de resolutie en de modelafwijking, minder geschikt.

1.5 Conclusie

De gevoeligheidsanalyse laat zien dat de gehanteerde methodiek met scores een robuust resultaat geeft. Er zijn niet heel andere uitkomsten in de volgorde van de prioritering van de objecten op het moment dat de weging van de scores anders wordt toegepast. Bij een prioritering op basis van de daadwerkelijke getalswaarden zoals beschreven in 1.3.4. ontbreekt de mogelijkheid de nominale waarden en de ontbrekende waarden mee te nemen in de prioritering. Deze methode heeft daardoor te veel beperkingen om te worden toegepast en is daarom niet verder uitgewerkt.

De onzekerheidsanalyse geeft aan dat de berekende grondwaterstanden een grote mate van onzekerheid hebben. De overige parameters zijn voor een belangrijk deel afgeleid op basis van archief gegevens of het betreffen nominale waarden. Hiervoor is geen onzekerheidsmarge te bepalen. De onzekerheid van deze twee categorieën is in de huidige scoring al meegenomen door de hoge score voor de beschikbaarheid van archief gegevens.

Voor het aanpassen van de weging of de scores op basis van gevoeligheid en onzekerheid is op basis van de analyse geen aanleiding. De uitgevoerde oprijfberekeningen geven wel aanleiding tot aanpassing in de scores van beschouwde objecten en de waardering van onder andere het constructie type, zie hiervoor de volgende hoofdstukken.



Bijlage 7 Excellijst

Kunstwerk code	Objectnaam	Kunstwerknaam			Eindscore	Eindscore excl. beschikbaarheid	Op basis van aanvullend onderzoek	
			% GW tegen	% GW tegen			Mogelijk gevoelig	Toelichting
30G-312-05	Spoorwegviaduct	Onderdoorgang Spoorwegviaduct			340	210	Ja	Type constructie is niet bekend
25D-005-01	Schipholtunnels	1e Schipholtunnel oost			300	170	Nee	Object is beoordeeld door RWS
25D-005-02	Schipholtunnels	2e Schipholtunnel west			300	170	Nee	Object is beoordeeld door RWS
25D-005-03	Schipholtunnels	Schipholtunnel			300	170	Nee	Object is beoordeeld door RWS
37E-149-01	Oeververbinding Gaag	Oeververbinding			260	200	Nee	Betreft een folieconstructie
37E-315-01	Spoortunnel Schiedam	Spoortunnel Schiedam			240	180	Nee	Betreft constructie met trekelementen
37E-304-01	Spoortunnel Schiedam noord	Spoortunnel toerit Schiedam			240	180	Nee	Betreft constructie met trekelementen
37E-003-16	Knooppunt Kleinpolderplein	Broekstuk West			230	170	Nee	Betreft constructie met trekelementen
48H-300-01	Vlaketunnel	Vlaketunnel			220	180	Nee	Betreft constructie met trekelementen
37D-131-01	Thomassentunnel	Thomassentunnel			220	180	Nee	Betreft constructie met trekelementen
25H-118-01	Vechtzicht	Vechtzicht			220	180	Nee	Betreft constructie met trekelementen
38A-004-01	Gouwe Aquaduct	Gouwe Aquaduct			220	160	Nee	Betreft constructie met trekelementen
30G-006-01	Sijtwendetunnel	Vliettunnel			220	160	Nee	Betreft een folieconstructie
21F-306-01	Blankenstein	Blankenstein - West	31%	34%	220	140	Ja	Betreft een gewichtsconstructie
11A-112-01	Akwadukt Mid-Fryslan	Akwadukt Mid- Fryslan			200	140	Nee	Betreft een folieconstructie
28H-308-02	Noorkeveld	Noorkeveld			200	140	Nee	Betreft een folieconstructie
58E-365-01	Kunstwerk Tegelen	Haanderheide			180	160	Nee	Betreft een polderconstructie
44A-302-01	Drechtunnel	Drechtunnel			180	140	Nee	Betreft een polderconstructie
38A-114-01	Cortlandt	Zuidplaspolder	64%		180	140	Nee	Betreft constructie met trekelementen
30F-132-01	HSL	HSL			180	140	Nee	Betreft constructie met trekelementen
51E-121-01	Nijnsel	Nijnsel			180	140	Nee	Betreft constructie met trekelementen
28H-308-02	Noorkeveld	Noorkeveld			180	140	Nee	Betreft constructie met trekelementen
37E-149-01	Oeververbinding Gaag	Oeververbinding			160	120	Nee	Betreft constructie met trekelementen
37H-312-01	1e Heinenoordtunnel	1e Heinenoordtunnel			140	80	Nee	Betreft constructie met trekelementen
58D-361-01	Swalmen	Swalmen	61%		140	60	Ja	Betreft een gewichtsconstructie
37D-131-01	Thomassentunnel	Thomassentunnel			120	60	Nee	Betreft een folieconstructie
28C-105-01	Salland Twentetunnel	Salland Twentetunnel	97%		100	60	Nee	Betreft constructie met trekelementen
25A-004-01	Velservederconstructie	Velservederconstructie			100	20	Ja	Betreft een gewichtsconstructie
10H-302-01	Prinses Margrietunnel	Prinses Margrietunnel			90	30	Nee	Betreft constructie met trekelementen
11A-112-01	Akwadukt Mid-Fryslan	Akwadukt Mid- Fryslan			40	20	Nee	Betreft een polderconstructie
30H-146-02	Brug Oostvaart	Oostvaart verdiepte weg			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
37E-180-03	De Dulder	De Dulder			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
45E-001-03	Den Hoan	Den Hoan			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
05H-114-01	Fiadukt de Skimer	Fiadukt de Skimer			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
44A-300-03	Glazenstraat	Glazenstraat Oostelijke / westelijke tunnelbak			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
11C-301-02	Hollandiatunnel	Hollandiatunnel			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
25D-181-03	Hoofdweg	naam onbekend			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
25D-181-04	Hoofdweg	naam onbekend			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
44A-128-01	Hugo van Gijntunnel	Hugo van Gijntunnel			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
31H-021-01	Koningsweg / Amelisweerd	Tunnelbak Amelisweerd			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
37E-202-01	Landtunnel A4 Delft- Schiedam	Ketheltunnel			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
25D-190-01	Lijnden	Schipholweg			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
45E-307-03	Loo	Loo			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
45G-306-03	Menzel	Menzel			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
45B-007-03	Schaapskooi	Schaapskooi			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
05H-112-02	Sylsterbrege	Sylsterbrege			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
25A-132-03	Wijkerbroek	Wijkerbroek			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering
38F-302-01	Zevenboompjes	Zevenboompjes			0	0	N.v.t.	Is geen onderdeel van de prioritering

