

PER E-MAIL

Rijkswaterstaat Grote Projecten en Onderhoud
Gebouw Westraven
18e verdieping Westraven
T.a.v. de heer [REDACTED]
Postbus 2232
3500 GE UTRECHT 5.1.2.e

Datum	Ons kenmerk	Aantal pagina's
16 februari 2023	11209150-006-GEO-0001	1 van 47
Contactpersoon	Doorkiesnummer	E-mail
[REDACTED]	[REDACTED]	[REDACTED]@deltares.nl

Onderwerp 5.1.2.e
Stijghoogten en grondwaterstanden voor beoordeling bestaande constructie en ontwerp vervangende fundering toerit Prinses Margriettunnel - versie 3.

Geachte heer [REDACTED], 5.1.2.e

Op dinsdag 13 december 2022 stelde een wegininspecteur van Rijkswaterstaat schade aan het asfalt vast bij moot 26 van de Noordelijke toerit van de Prinses Margriettunnel. Moot 26 bleek opgedreven. Dit proces is het door plaatsen van ballast gestabiliseerd en waarna voor de overige delen van de toeritten ook veiligheidsverhogende ballast is aangebracht.

Rijkswaterstaat heeft Deltares gevraagd een advies uit te brengen voor de aan te houden grondwaterstanden en stijghoogten voor het ontwerp van de vervangende paalfundering en beoordeling van de bestaande constructie. De vervangende paalfundering wordt ontworpen op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar. De bestaande constructie wordt beoordeeld op CC3 verbouw met een restlevensduur van 50 jaar.

1.1 Situatie

De onderzijde van de diepste delen van de toeritten en de zinktunnel bevinden zich in het Pleistocene zand, hier direct boven bevindt zich over het geheel gezien een slecht doorlatende laag, de Drenthe klei. Hier weer boven bevindt zich een Holocene zandlaag met daarboven tot aan het maaiveld is over het geheel gezien een Holocene slecht doorlatende laag aanwezig. Direct naast en onder de toeritten en zinktunnel is Antropogene grond aanwezig. Dit betreft onder de toeritten en de tunnel een zandlaag en naast de toeritten en de zinktunnel de grondaanvulling van de bouwputten en zinksleuf. De waterdruk onder de toeritten wordt beheerst door de stijghoogte in het Pleistocene zand.

1.2 Aanpak

Als eerste wordt met behulp van het grondwatermodel een analyse gemaakt van de te verwachten gemiddelde en maximale stijghoogten onder de toeritten van de tunnel. Vervolgens worden conform de NEN1990 de karakteristieke en rekenwaarden van de extreme lage en hoge stijghoogten bepaald op basis van een extreme waardeanalyse op de beschikbare langjarige peilbuismetingen in de nabije omgeving. In het laatste hoofdstuk worden de geadviseerde waarden voor het ontwerp gepresenteerd. Verder zijn er in Bijlage F twee uitgewerkte rekenvoorbeelden opgenomen voor de bepaling van de rekenwaarde van de trekbelasting op de vervangende paalfundering.

2 Maximale stijghoogten op basis van modelberekeningen

2.1 Methode

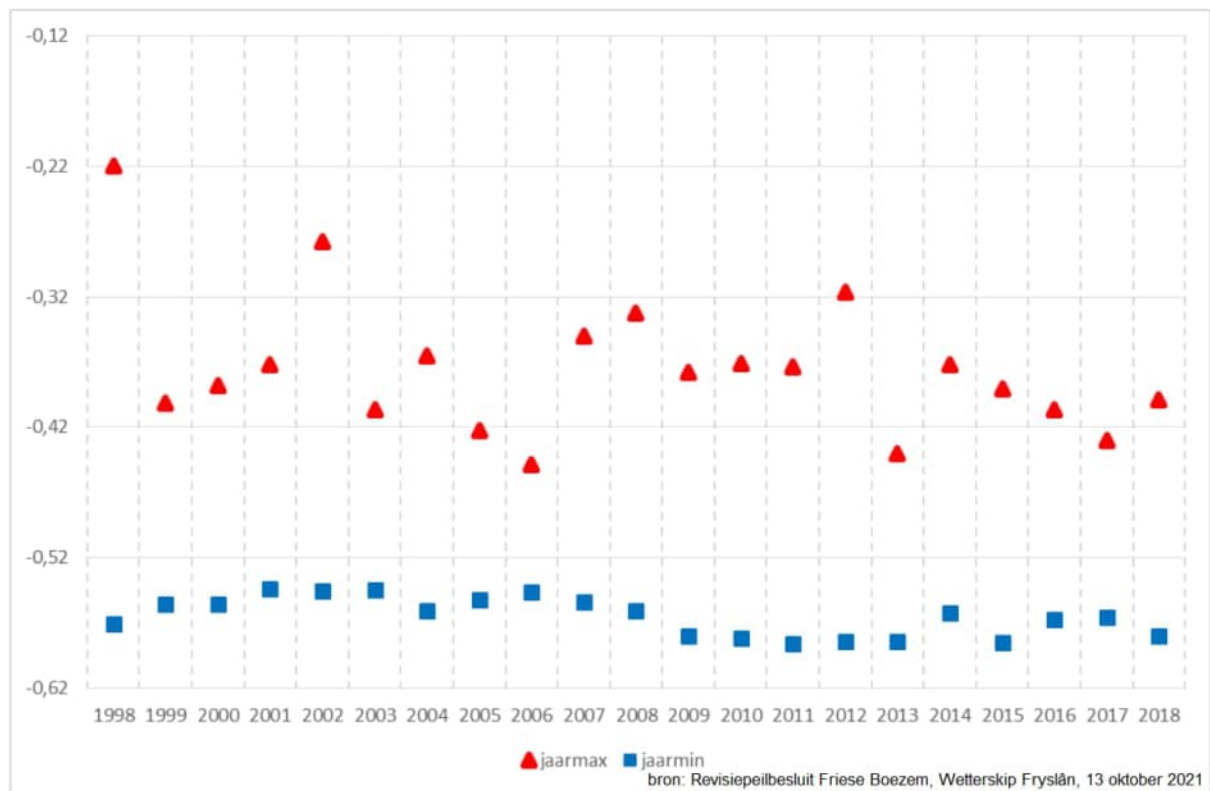
De berekeningen voor de bepaling van de waterdruk onder de weg zijn uitgevoerd met het grondwatermodel dat voor het bemalingsadvies is opgezet. Dat is een stationair model dat bij benadering uitgaat van de gemiddelde stijghoogten van het grondwater in de diverse watervoerende lagen.

Voor de bepaling van de waterdruk onder de toeritten is de stijghoogte in het zandpakket onder de Drenthe klei maatgevend. De bovenzijde van dat zandpakket ligt bij de tunnel op circa NAP - 13 m. De stijghoogte in dat pakket kan in de tijd variëren en dus lager, maar ook hoger worden dan het gemiddelde zoals dat met het model is berekend. Voor het ontwerp van de weg zijn vooral de hoogste stijghoogten maatgevend. De vraag is hoeveel de hoogste stijghoogten boven het gemiddelde kunnen uitkomen. Verhoging van de stijghoogte in het zandpakket onder de Drenthe klei kan worden veroorzaakt door onder meer stijging van de oppervlaktewaterpeilen, toename van de neerslag en stopzetten van grondwaterwinningen in de nabije omgeving.

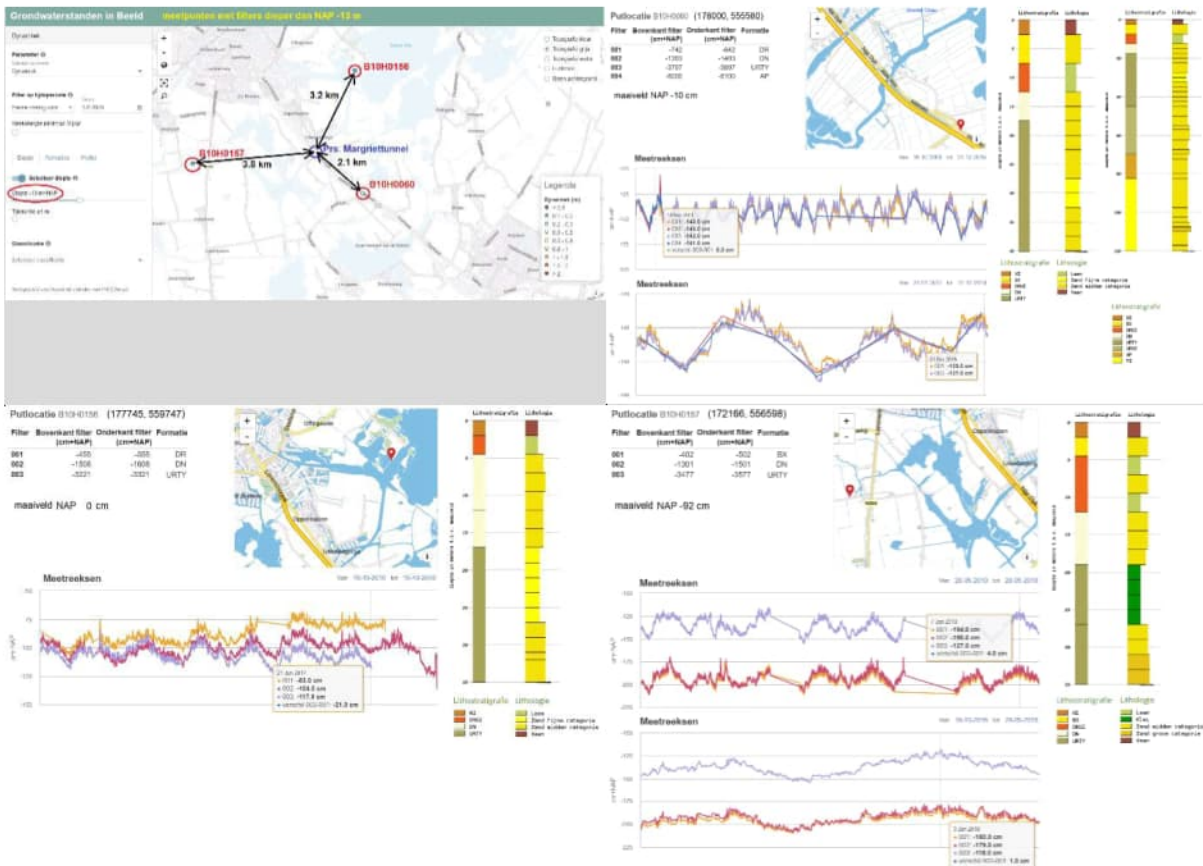
Volgens het grondwaterregister van Provincie Friesland zijn er geen relevante grondwaterwinningen in de nabije omgeving van de Prinses Margrietunnel (Figuur 2.1). Uit gegevens van het waterschap blijkt dat het streefpeil van de Friese boezem NAP - 0,52 m is en de als normaal beschouwde variatie daarvan ligt tussen NAP - 0,29 m en NAP - 0,66 m. De maximaal gemeten waterstand in de laatste 25 jaar ligt daar met NAP - 0,22 m iets boven (Figuur 2.2). De polderwatersloten rondom de tunnelingang aan de noordzijde van het kanaal hebben een streefpeil in de zomer van NAP - 1,50 m en in de winter van NAP - 1,70 m. Aan de zuidzijde van het kanaal zijn zomer- en winter-streefpeilen beide NAP - 1,95 m. Door hevige neerslag kunnen de waterpeilen in deze sloten tijdelijk meer stijgen dan de maximale stijging van het waterpeil in de Friese boezem. Door de kleiige en venige deklaag is het effect van deze peilvariaties op de stijghoogte in de onderliggende zandlagen een stuk kleiner. Figuur 2.3 geeft voor drie meetpunten met filters in het watervoerend pakket onder de Drenthe klei het verloop van de stijghoogte in dat pakket van de afgelopen jaren. De maximaal gemeten stijghoogten in deze meetpunten zijn ongeveer 25 cm hoger dan de gemiddeld gemeten stijghoogten. In de zandlagen daarboven en daaronder zijn de stijghoogtevariaties vergelijkbaar van grootte. De stijghoogten zijn in de winter hoger dan gemiddeld en in de zomer lager dan gemiddeld.



Figuur 2.1 Locatie grondwaterwinningen in de nabije omgeving van de Prinses Margriet tunnel.



Figuur 2.2 Jaarmaxima en jaarminima gemiddelde boezemwaterstand (tijdvak 1998-2018).

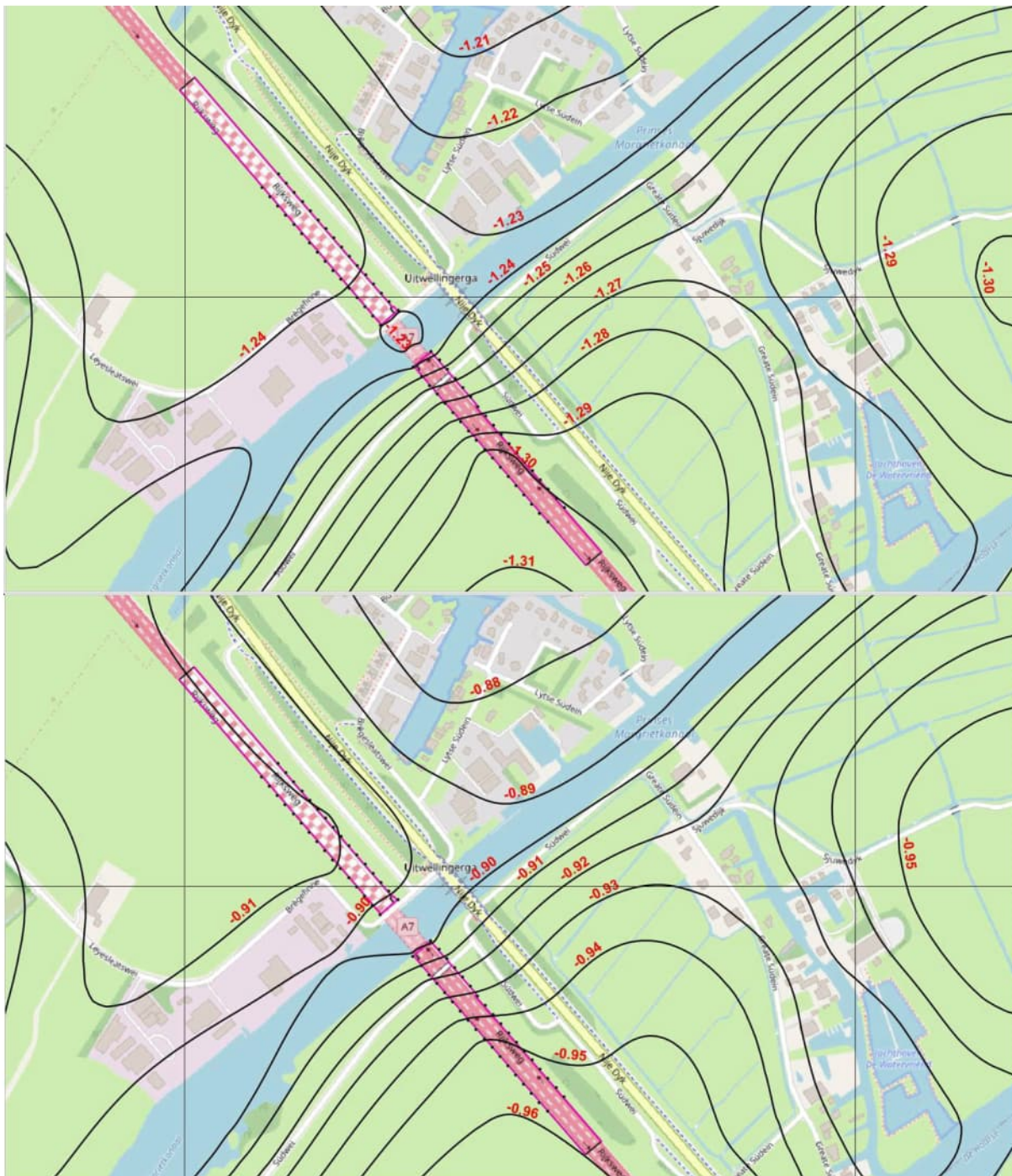


Figuur 2.3 Tijdsreeksen van stijghoogten in het zandpakket onder de Drenthe klei van meetpunten in de omgeving van de Prinses Margriet tunnel. Linksboven de ligging van deze meetpunten en de afstand tot de tunnel.

2.2 Berekende stijghoogten

De bovenbeschreven effecten op de stijghoogtevariatie zijn met het model vertaald in een fictief maximum stijghoogtescenario. Daarbij zijn de boezempeilen op NAP - 0,22 m gezet, de winterpeilen van de polders met 0,5 m verhoogd en de randstijghoogten van het model met 0,25 m verhoogd. Het effect van de toename van de neerslag is verdisconteerd in de verhoogde waterpeilen.

Figuur 2.4 geeft een overzicht van de stationair berekende stijghoogte aan de onderzijde van de tunnel. Het bovenste plaatje geeft de berekende gemiddelde situatie. Het onderste plaatje de stationair berekende fictieve maximum situatie.



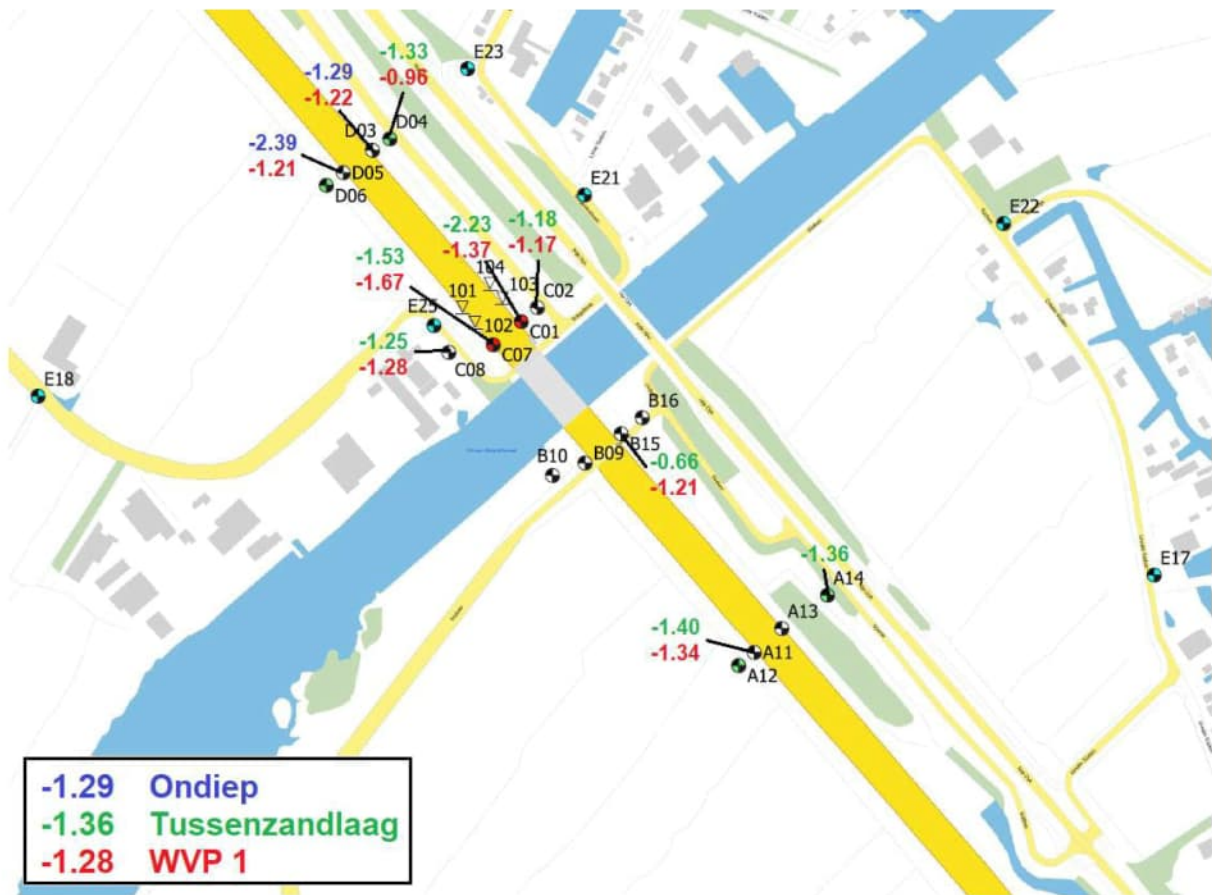
Figuur 2.4 Stationair berekende stijghoogte aan de onderzijde van de tunnel. Boven: uitgaande van een gemiddelde situatie; onder: uitgaande van een maximum situatie. Waarden in m +NAP. De zwarte punten langs de toeritten van de tunnel geven de mootscheidingen aan.

Voor de gemiddelde situatie loopt de berekende stijghoogte aan de zuidzijde van het kanaal iets op in de richting van het kanaal, van NAP - 1,30 m tot NAP - 1,24 m bij de tunnelingang. Aan de noordzijde is de berekende stijghoogte met NAP -1,23 m nog een fractie hoger. De variatie van de berekende stijghoogte aan de noordzijde van het kanaal is kleiner dan aan de zuidzijde.

De berekende stijghoogte van de fictieve maximum situatie geeft een vergelijkbaar beeld met een circa 0,33 m hogere stijghoogte. Kanttekening daarbij is dat deze tijdelijke extreme situatie is berekend met een stationair model. De rekenresultaten geven daarmee een

overschatting van het tijdelijk aanwezige effect die de stijghoogte in het zandpakket onder de tunnel omhoog doet gaan.

Inmiddels is rondom de tunnel een monitoringsnetwerk aangelegd, waarvan de eerste resultaten beschikbaar zijn (Figuur 2.5). De eerste meetwaarden zijn niet allemaal consistent. Sommige waarnemingen roepen wat vragen op en behoeven enige toetsing op correctheid en betrouwbaarheid. De meetwaarden van de stijghoogten in het pakket onder de Drenthe klei, met meetfilters op ca NAP - 13 m, geven vergelijkbare stijghoogten, of lager, als de stationair berekende stijghoogten voor de gemiddelde situatie uit Figuur 2.4. Het gemeten boezemwaterpeil bij het 7 km afstand gelegen meetpunt Terherne was op dat moment met NAP - 0,54 m (bron: waterinfo.rws.nl) ongeveer de streefwaarde.



Figuur 2.5 Eerste metingen (25 januari – 2 februari 2023) van het ingerichte monitoringsnetwerk. De gegeven meetwaarden zijn van 2 februari 2023 tussen 21:00 en 22:00 uur. De rode getallen zijn de metingen in het watervoerend pakket onder de Drenthe klei.

2.3 Stijghoogten onder tunnel

De berekende gemiddelde stijghoogte onder de Prinses Margrietunnel bedraagt NAP -1,23 m met een marginaal verloop in lengterichting van de weg. De onzekerheidsmarge van de resultaten van het model wordt daarbij geschat op 0,1 m.

3 Karakteristieke en rekenwaarde stijghoogte en GWS

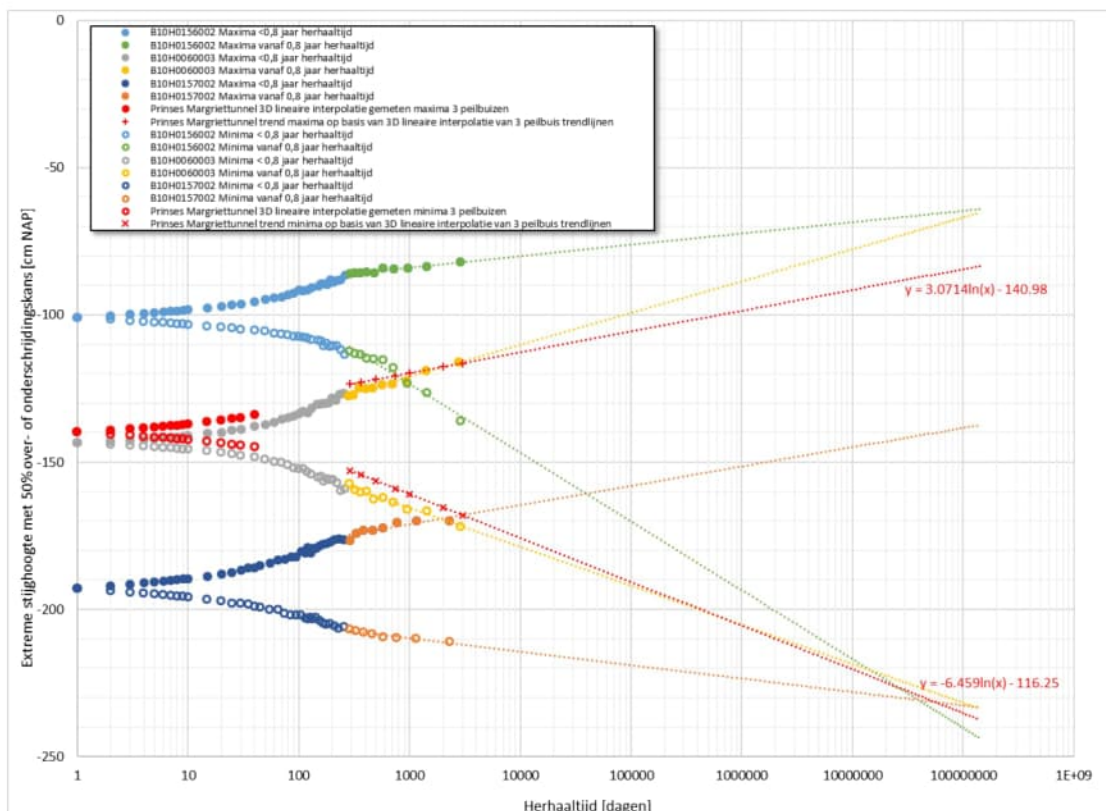
3.1 Methode

De karakteristieke en rekenwaarden van de stijghoogten zijn bepaald volgens de NEN-EN 1990 en ROK 2.0. Als eerste zijn langjarige meetreeksen van de peilbuizen in de omgeving geanalyseerd. Vervolgens zijn de diverse stijghoogten van het Pleistocene zand voor het ontwerp van de vervangende fundering en beoordeling van de bestaande fundering berekend. Hierna zijn de grondwaterstanden bepaald.

3.2 Langjarige meetreeksen stijghoogte Pleistoceen

In de directe omgeving van de tunnel zijn 3 peilbuizen met langjarige meetreeksen met een meetfrequentie van 1 dag aanwezig, zie Figuur 2.3 en Bijlage A. In Bijlage B zijn grafieken met de maand gemiddelde en maxima alle peilbuizen tezamen opgenomen en in Bijlage C zijn diverse grafieken op basis van het maand gemiddelde per peilbuis gegeven. In Bijlage D en E zijn dezelfde grafieken voor de maand gemiddelden en minima opgenomen. Uit Bijlagen B t/m E volgt dat er sprake is van seizoens-effecten. Verder lijkt in de meetperiode er geen sprake te zijn van een voor de, vervangende paalfundering ongunstige, systematische toename van alle de stijghoogten in dit gebied.

Voor de gemeten stijghoogten is een extreme waarde verdeling voor de minimale en de maximale stijghoogte, zie Figuur 3.1. Door de waarden vanaf een herhaaltijd van 0,8 jaar die relevant zijn voor extrapolatie naar grote herhaaltijden zijn een lognormale fit gemaakt, zie Figuur 3.1. Vervolgens is voor de locatie van de Prinses Margrietunnel een 3D lineaire interpolatie gemaakt tussen de trendlijnen van de 3 peilbuizen. Deze zelfde 3D lineaire interpolatie uitgevoerd voor de waargenomen extreme stijghoogten bij de 3 peilbuizen waarvan de herhaaltijden in de extreme waarde verdeling gelijk waren.



Figuur 3.1 Extreme waarde analyse op langjarige peilbuiswaarnemingen en 3D interpolatie van waarden ter plaatse van de Prinses Margrietunnel.

3.3 Gevolgklasse en referentieperiode

De Prinses Margrietunnel in de A7 maakt onderdeel uit van hoofdwegennet en wordt daarom in CC3 geplaatst. De vervangende paalfundering wordt ontworpen op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0. De bestaande constructie wordt beoordeeld op CC3 verbouw de betrouwbaarheid van CC3 voor verbouw in de NEN 8700 komt overeen met die van CC2 nieuwbouw in de NEN 1990¹. De restlevensduur is 50 jaar, dus de referentieperiode voor de belastingen $T_{ref} = 50$ jaar.

3.4 Berekening stijghoogten

3.4.1 Algemeen

In NEN 1990 is beschreven op welke wijze (grond)waterbelastingen dienen worden bepaald. Zowel de karakteristieke als de rekenwaarden van de (grond)waterbelastingen dienen te worden bepaald op basis van de herhaaltijd (=kans van onder- en overschrijden). De ROK 2.0 eis ROK-0635 (2) is eveneens op basis van herhaaltijd geformuleerd. De herhaaltijd voor karakteristieke ongunstige waterstand is gelijk aan de referentietijd, T_{ref} . De NEN 1990 geeft 2 methode om de rekenwaarde van de waterstanden te bepalen waarbij methode A de verfijndere methode is en methode B een grovere CC-klasse onafhankelijke methode is die geen rekening houdt met het type rekenwaarde. De hoge en lage extreme stijghoogten in het Pleistocene zand worden achtereenvolgens volgens methode A en B bepaald.

3.4.2 Methode A

De rekenwaarde van de herhaaltijd T_d van ongunstige waterstand dient te worden bepaald met NEN 1990 formule NB.3:

$$T_d = f_{Td} \times T_{ref} \quad (3.1)$$

NEN 1990 Tabel NB.8 geeft voor de overheersende belasting en de combinatie (=overige) belastingen voor f_{Td} respectievelijk een waarde van 256 en 6,94 de hiermee berekende herhaaltijden zijn voor CC2 weergegeven in Tabel 3.1 en voor CC3 in Tabel 3.2. De overschrijdingskans over de levensduur van $1,3 \cdot 10^{-3}$ voor CC3 in ROK 2.0 eis ROK-0635 (2) komt overeen met f_{Td} in vergelijking (3.2) de hiermee berekende herhaaltijd is weergegeven in Tabel 3.2.

$$f_{Td} = \frac{1}{1,3 \cdot 10^{-3}} \quad (3.2)$$

Voor het huidige dagelijks gemiddelde wordt uitgegaan van de in paragraaf 2.2 berekende waarde. Voor de decimeringswaarde en het verschil tussen het dagelijks gemiddelde wordt uitgegaan de waarden uit 3D lineaire interpolatie van de trendlijnen van de 3 peilbuizen. Er wordt komende 50 jaar geen systematische toename van de stijghoogten verwacht.

Samengevat wordt uitgegaan van:

- Dagelijks gemiddelde stijghoogte = NAP -1,23 m.
- Decimeringswaarde voor de:
 - Extreme hoge waarde = 0,031 m.
 - Extreme lage waarde = -0,065 m.
- Verschil tussen het dagelijks gemiddelde en de extreme stijghoogte met herhaaltijd van 1 jaar voor de:
 - Extreme hoge waarde = 0,17 m.
 - Extreme lage waarde = -0,145 m.

¹ NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 Eurocode. Grondslagen van het constructief ontwerp, inclusief nationale bijlage NB:2019, Nederlands Normalisatie Instituut.

Ter plaatse van de Prinses Margrietunnel zijn geen langjarige peilbuismetingen beschikbaar en er bestaat onzekerheid over ontwikkelingen komende 50 jaar waaronder het effect van klimaatveranderingen. De onzekerheid in de stijghoogte met een herhaaltijd van 1 jaar² en de decimeringswaarde ter plaatse en de veranderingen komende 50 jaar wordt afgedekt door toepassing van:

- Onzekerheidsmarge extreme stijghoogte met een herhaaltijd van 1 jaar = 0,15 m.
- Onzekerheidsmarge decimeringswaarde factor = 1,3.

Met NEN-EN 1990 formule NB.2 zijn vervolgens de karakteristieke en rekenwaarden voor de hoge en lage extreme stijghoogten bepaald voor CC3-verbouw (=CC2-nieuwbouw), zie Tabel 3.1 weergegeven. Op dezelfde wijze zijn de hoge extreme waarden voor CC3-nieuwbouw voor het ontwerp van de vervangende fundering de bepaald, zie Tabel 3.2.

Tabel 3.1 CC3-verbouw $T_{ref}=50$ jaar. Hoge en lage extreme stijghoogten in het Pleistocene zand.

Type waarde	f_{Td} [-]	Herhaaltijd [jaar]	Type extreem	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-	50	Hoog	-0,75
			Laag	-1,86
Rekenwaarde combinatie belasting	6,94	347	Hoog	-0,67
			Laag	-2,02
Rekenwaarde overheersende belasting	256	12800	Hoog	-0,53
			Laag	-2,32

Tabel 3.2 CC3-nieuwbouw $T_{ref}=50$ jaar. Hoge extreme stijghoogten in het Pleistocene zand.

Type waarde	f_{Td} [-]	Herhaaltijd [jaar]	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-	50	-0,75
Rekenwaarde combinatie belasting	11,2	560	-0,65
Rekenwaarde overheersende belasting	2564	128200	-0,44
ROK-0635 (2) CC3 waarde	7090	384500	-0,39

3.4.3 Methode B

De uitwerking voor methode B is ter illustratie uitgewerkt. Deltares adviseert methode A toe te passen. Op basis van dezelfde uitgangspunten gebruikt voor methode A zijn met NEN-EN 1990 formule NB.2 de rekenwaarden van de stijghoogte in het Pleistocene zand bepaald volgens methode B:

- Extreme hoge waarde = NAP -0,27 m.
- Extreme lage waarde = NAP -2,48 m.

De karakteristieke waarden zijn methode onafhankelijk:

- Extreme hoge waarde = NAP -0,75 m.
- Extreme lage waarde = NAP -1,86 m.

² Dit betreft schatting van de kwadratische gesommeerde modelonzekerheid uit paragraaf 2.3, de onzekerheid over het verschil tussen het jaarlijkse gemiddelde en de extreme stijghoogte met herhaaltijd van 1 jaar en de verandering ervan komende 50 jaar.

3.5 Grondwaterstanden

Door de sterk inhomogene grondaanvullingen van de bouwputten met de uitkomende grond en de aanwezigheid van een zandlaag onder de toeritten heeft de stijghoogte in Pleistoceen grote invloed op het grondwater. Deze situatie is afwijkend van de omgeving. Ter plaatse van de Prinses Margrietunnel zijn geen langjarige ondiepe peilbuismetingen beschikbaar. De waarden voor de hoge en lage extreme grondwaterstanden in dit advies zijn gebaseerd op een inschatting hoe deze zich verhouden tot de stijghoogte in het Pleistocene zand:

- De extreme hoge grondwaterstanden zijn gelijk aan de waarden voor de hoge extreme stijghoogten in Tabel 3.1 en Tabel 3.2.
- De lage extreme grondwaterstanden voor de beoordeling van bestaande constructie liggen 0,2 m lager dan de stijghoogten Tabel 3.1.

4 Advies stijghoogten en grondwaterstanden

Geadviseerd wordt om voor het beoordelen van de bestaande constructie op CC3-verbouw met een restlevensduur van 50 jaar de stijghoogten en grondwaterstanden in Tabel 3.1 te hanteren.

Tabel 4.1 CC3-verbouw hoge en lage extreme grondwaterstand en stijghoogte Pleistocene zand.

Type waarde	Type extreem	Grondwaterstand [m NAP]	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	Hoog	-0,75	-0,75
	Laag	-2,06	-1,86
Rekenwaarde combinatie belasting	Hoog	-0,67	-0,67
	Laag	-2,22	-2,02
Rekenwaarde overheersende belasting	Hoog	-0,53	-0,53
	Laag	-2,52	-2,32

Geadviseerd wordt om voor het ontwerp van de vervangende fundering op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar de stijghoogten en grondwaterstanden in Tabel 4.2 te hanteren voor de bepaling van de waterdruk onder de toeritten.

Tabel 4.2 CC3-nieuwbouw hoge extreme grondwaterstand en stijghoogten Pleistocene zand.

Type waarde	Stijghoogte en grondwaterstand [m NAP]
Karakteristieke waarde	-0,75
Rekenwaarde combinatie belasting	-0,65
Rekenwaarde overheersende belasting	-0,44
ROK-0635 (2) CC3 waarde	-0,39

Verder wordt geadviseerd om zorg te dragen dat het ontwerp van de vervangende fundering ook wordt beoordeeld volgens:

- NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB:2019 artikel A1.3.1 (2) bepaling d).

In Bijlage F zijn ter illustratie twee uitgewerkte rekenvoorbeelden opgenomen voor de bepaling van de rekenwaarde van de trekbelasting op de vervangende paalfundering op CC3 nieuwbouw inclusief ROK 2.0 met een restlevensduur van 50 jaar.

Wij vertrouwen erop u hiermee voldoende te hebben geïnformeerd. Mocht u nog vragen hebben dan vernemen wij die graag.

Hoogachtend,



5.1.2.e

Paraaf

de heer

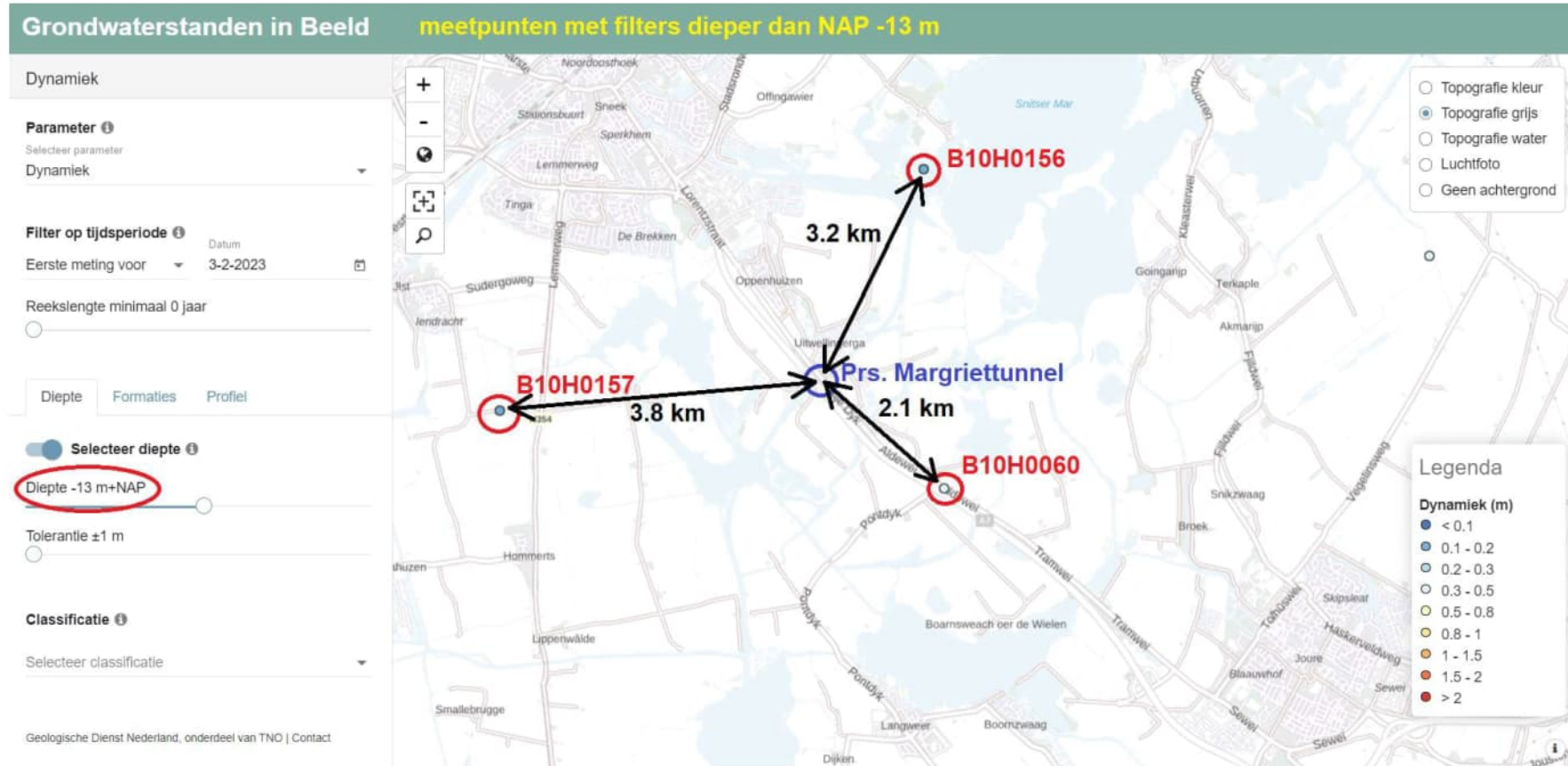
de heer



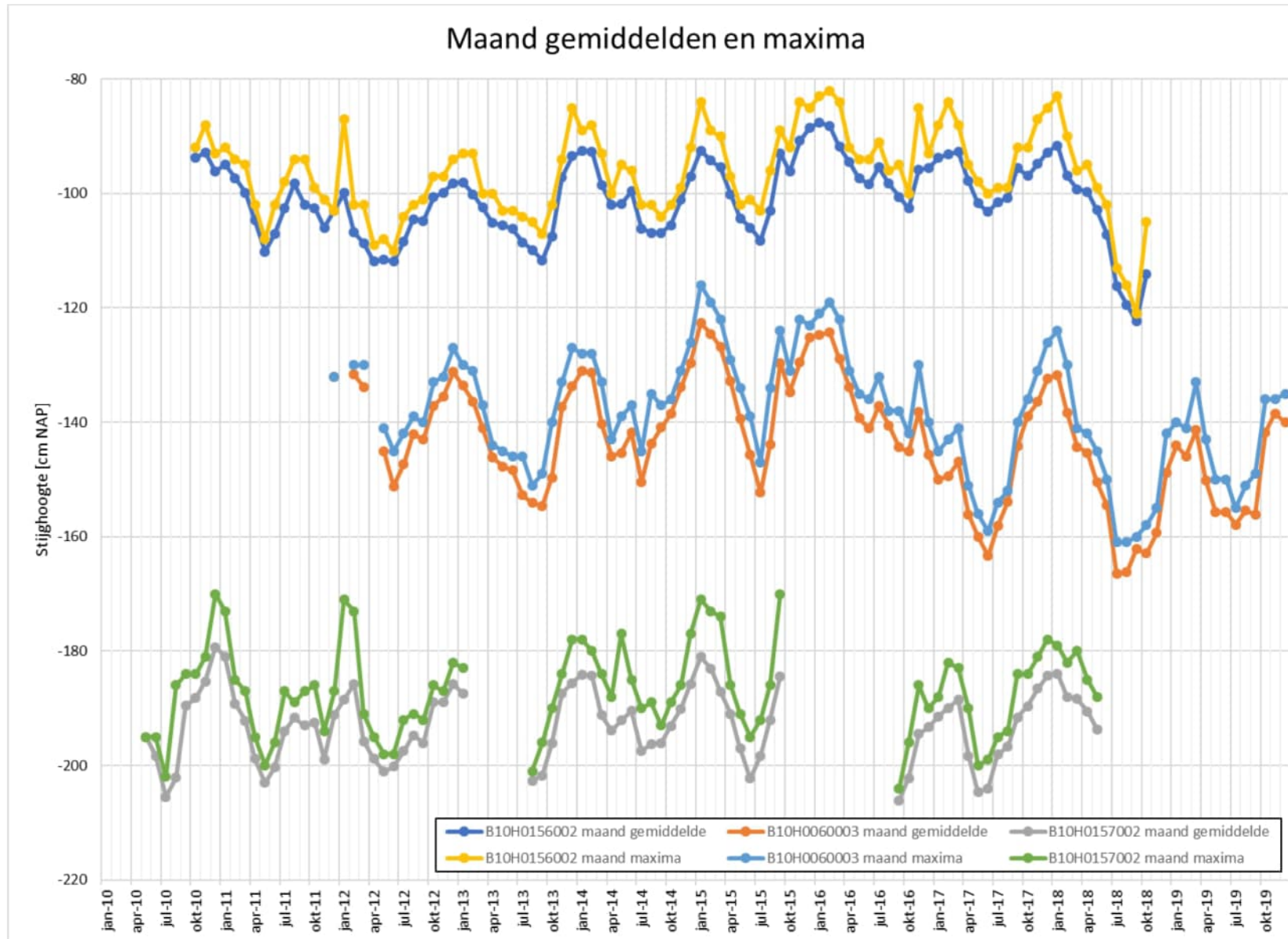
Bijlage(n)

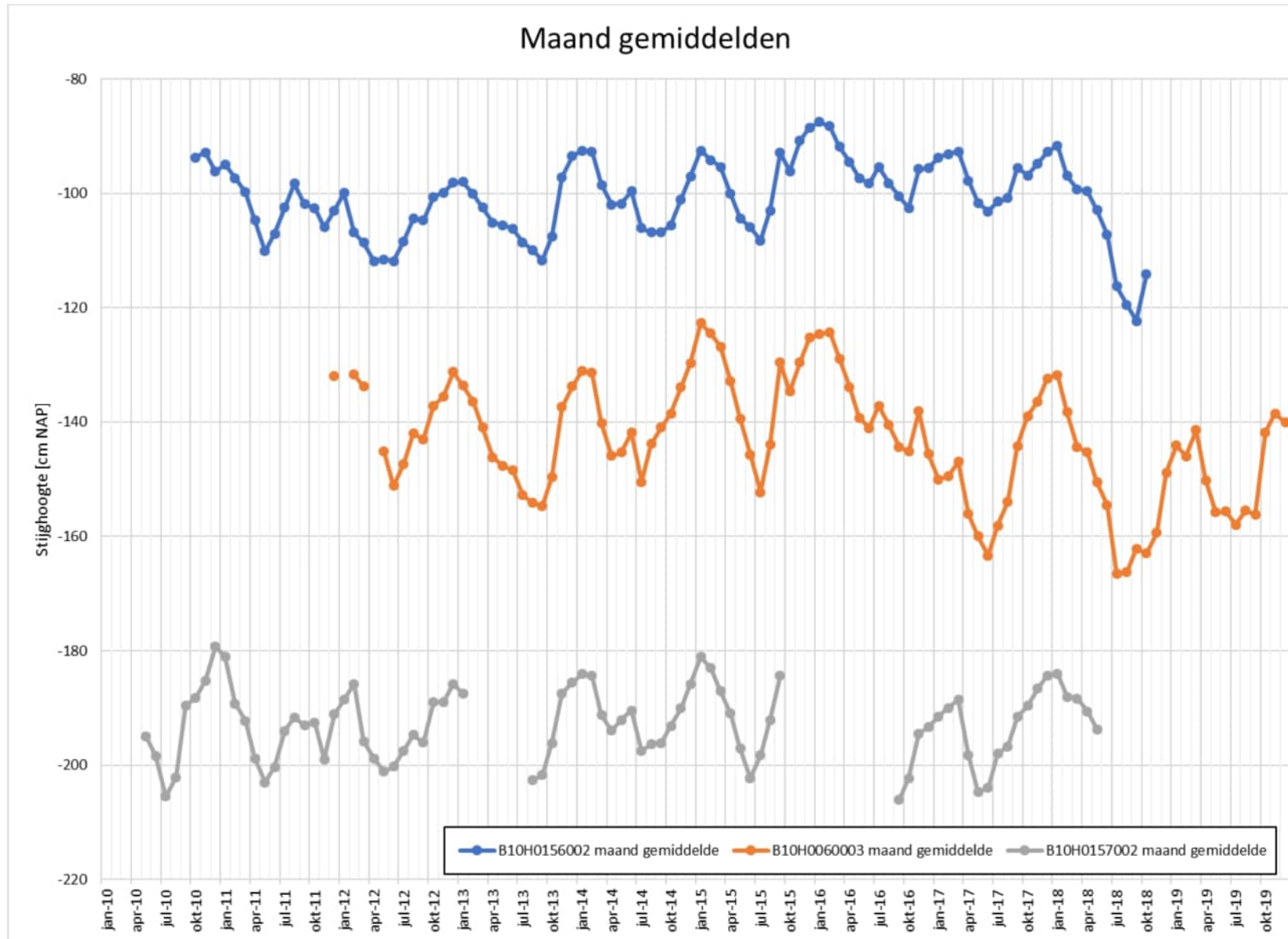
- A Situatie peilbuizen
- B Maand gemiddelde en maxima grafieken alle peilbuizen tezamen
- C Maand gemiddelde en maxima grafieken per peilbuis
- D Maandgemiddelde en minima grafieken alle peilbuizen tezamen
- E Maand gemiddelde en minima grafieken per peilbuis
- F Rekenvoorbeelden rekenwaarde belasting paalfundering

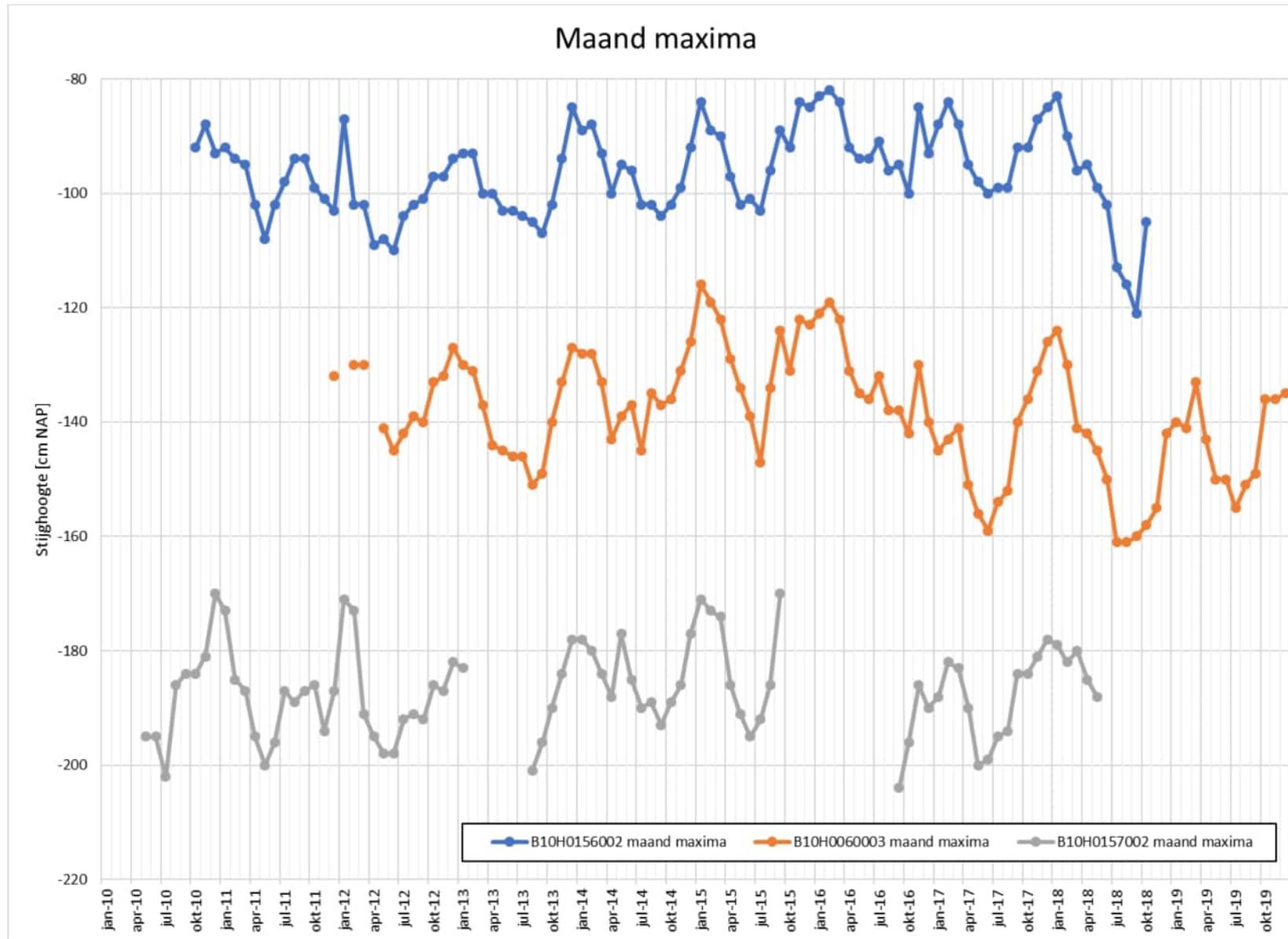
A Situatie peilbuizen



B Maand gemiddelde en maxima grafieken alle peilbuizen tezamen

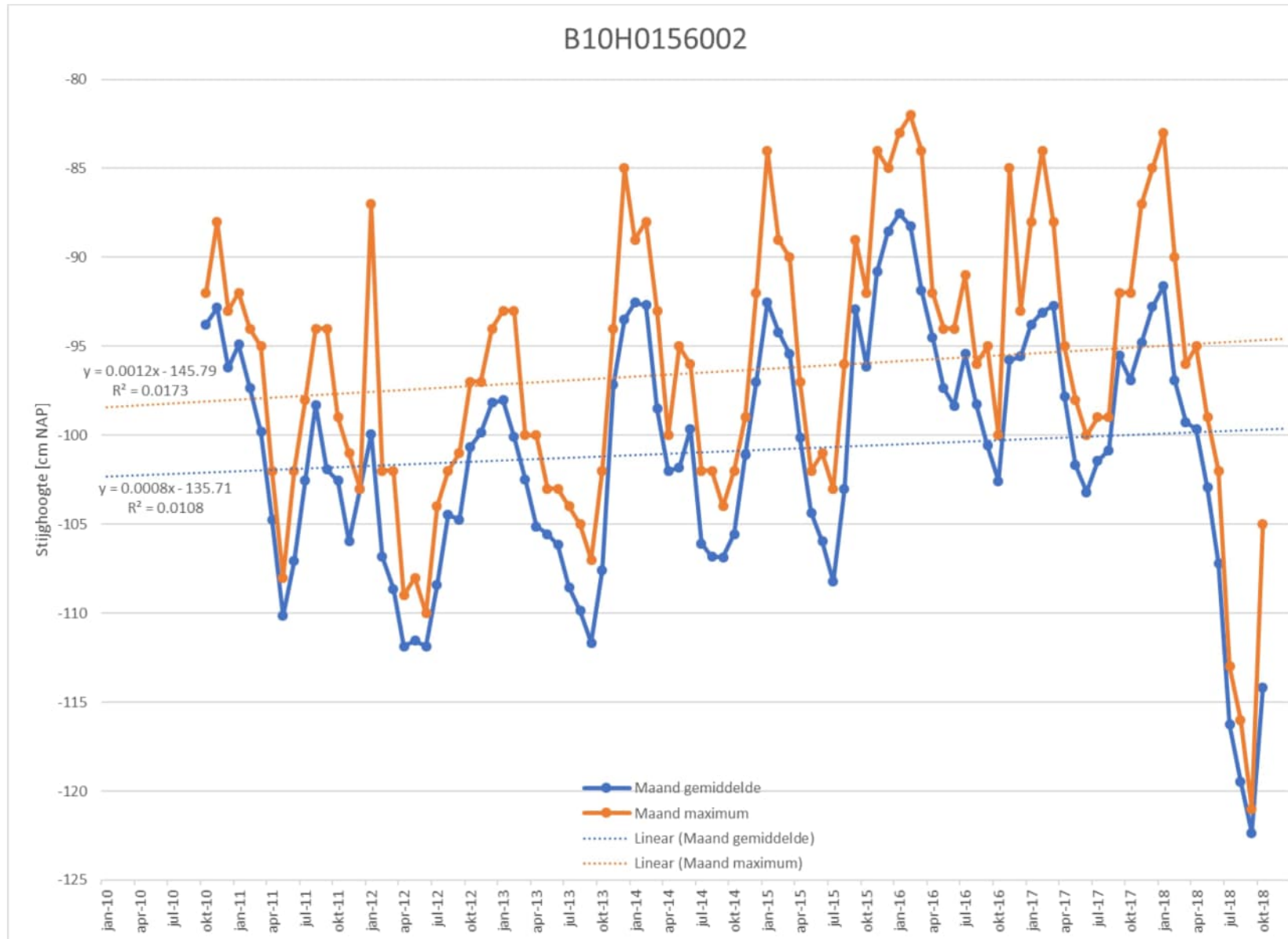


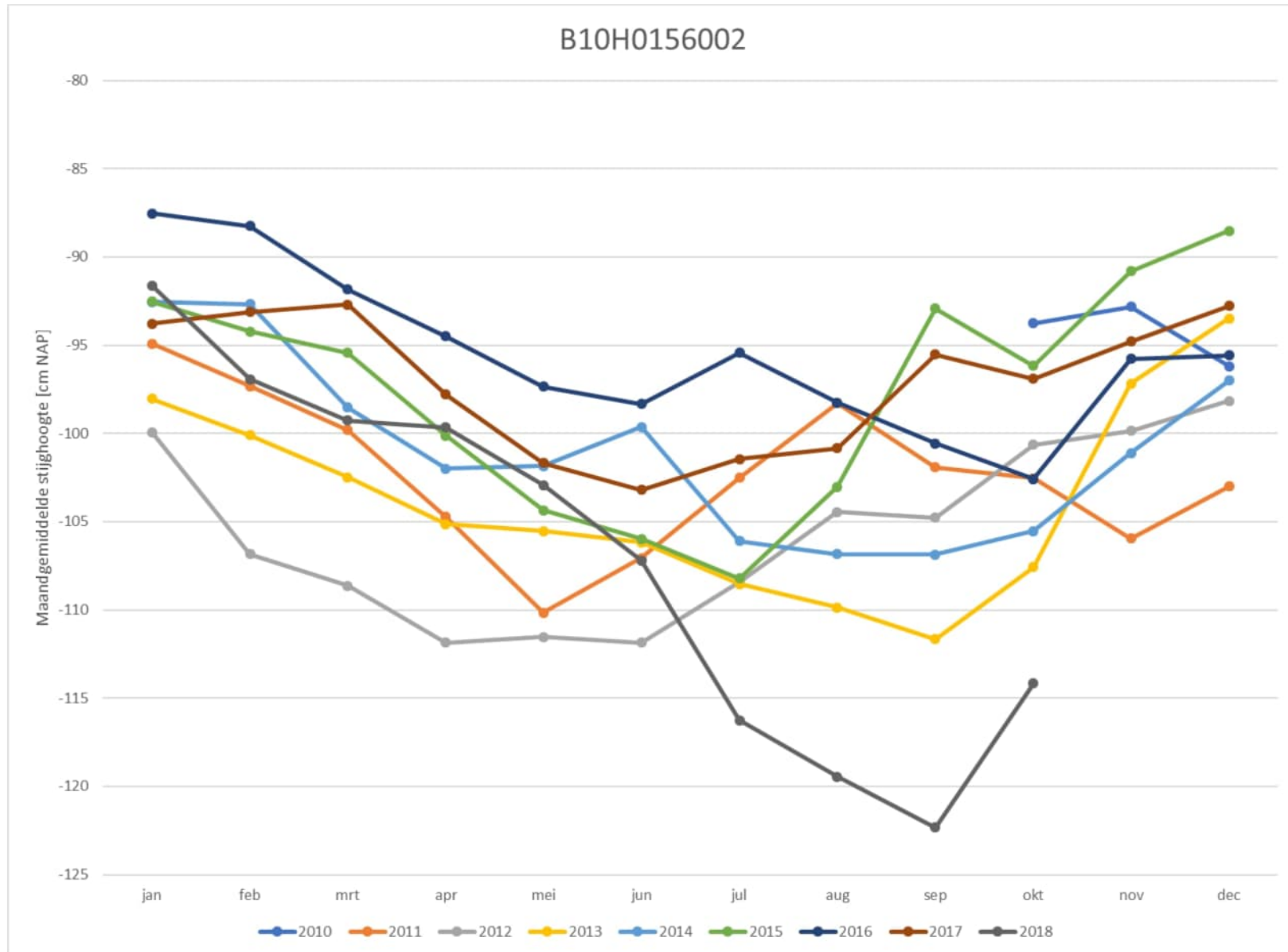


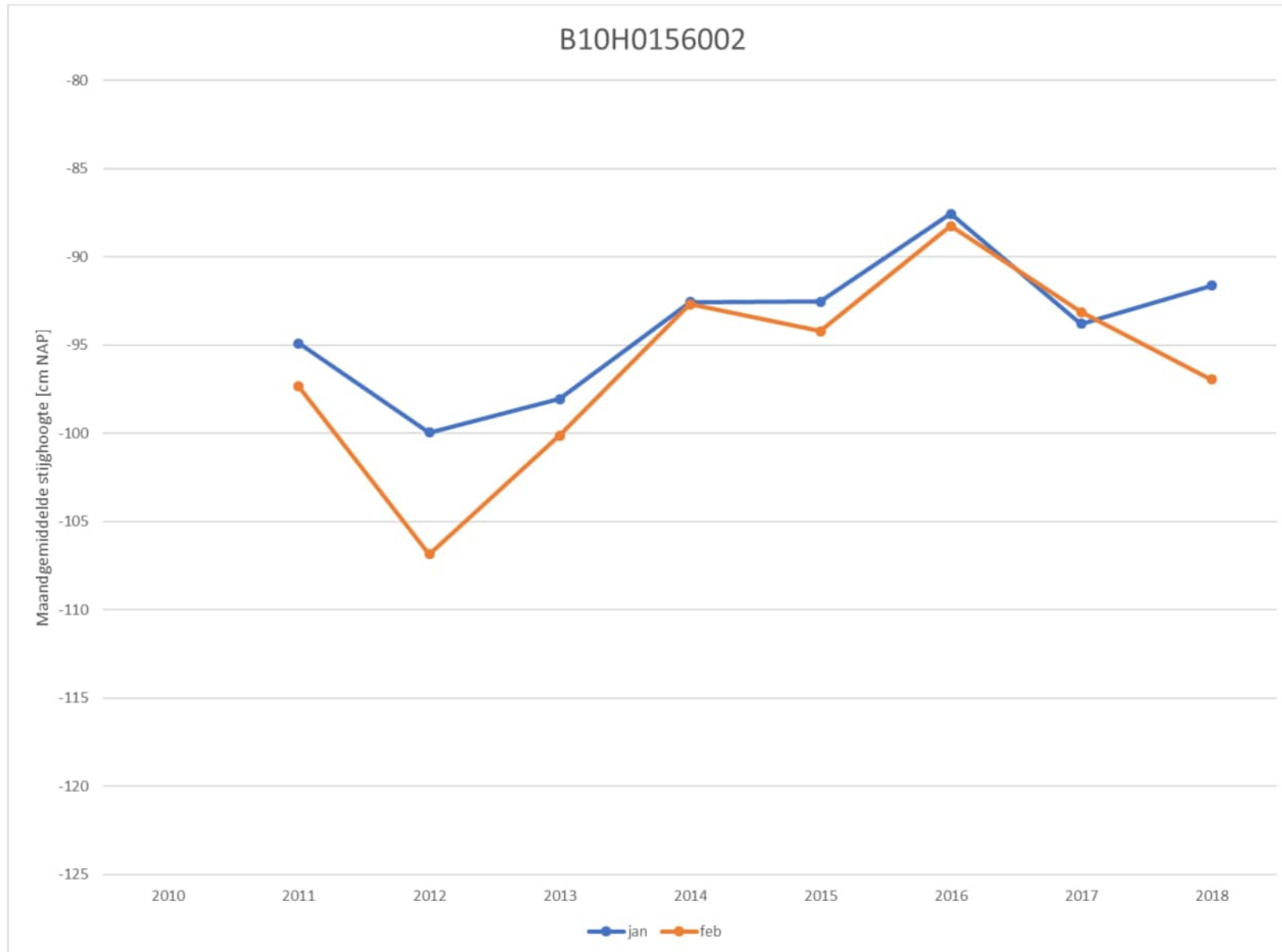


C Maand gemiddelde en maxima grafieken per peilbuis

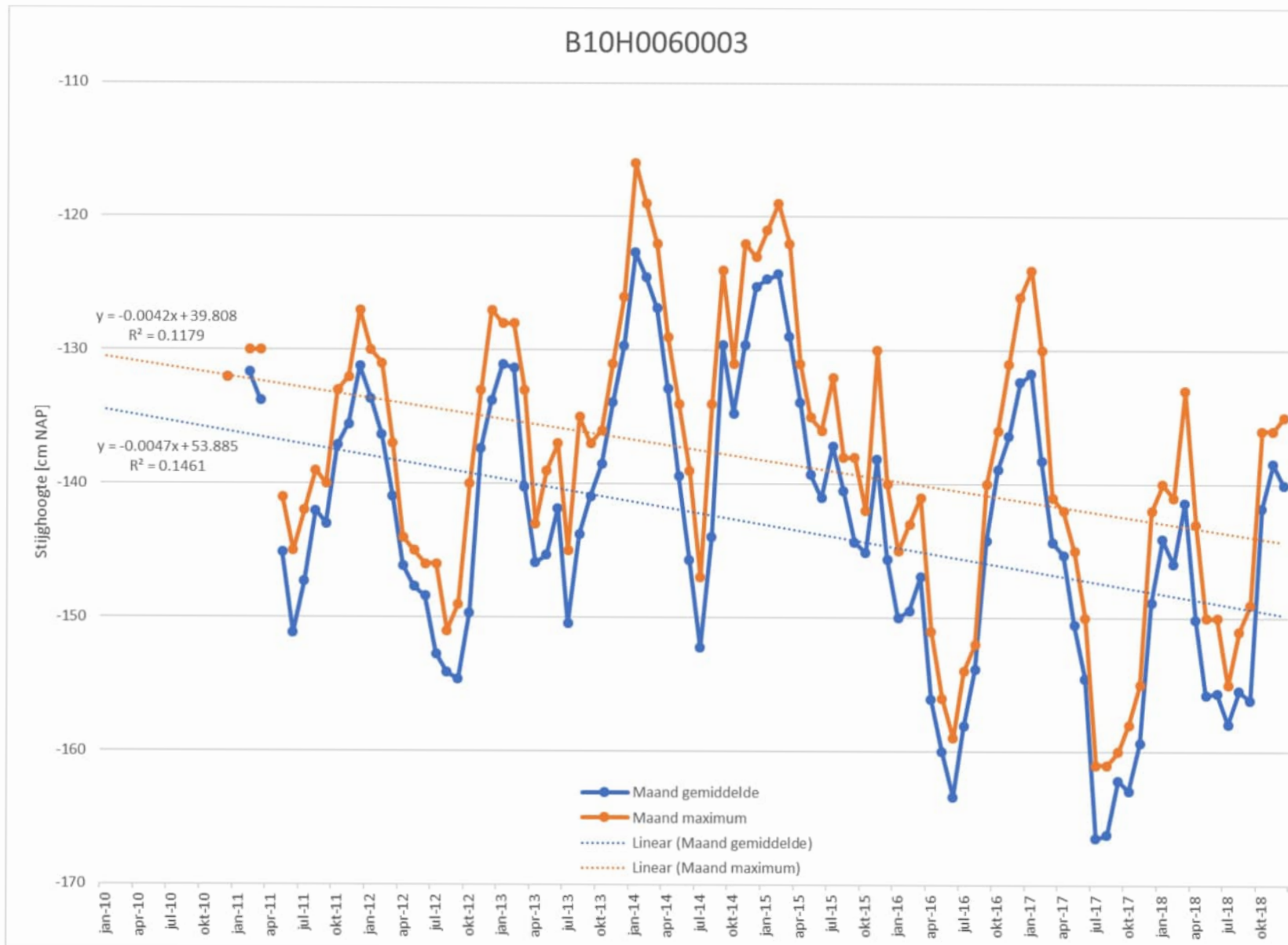
C.1 Peilbuis B10H015002

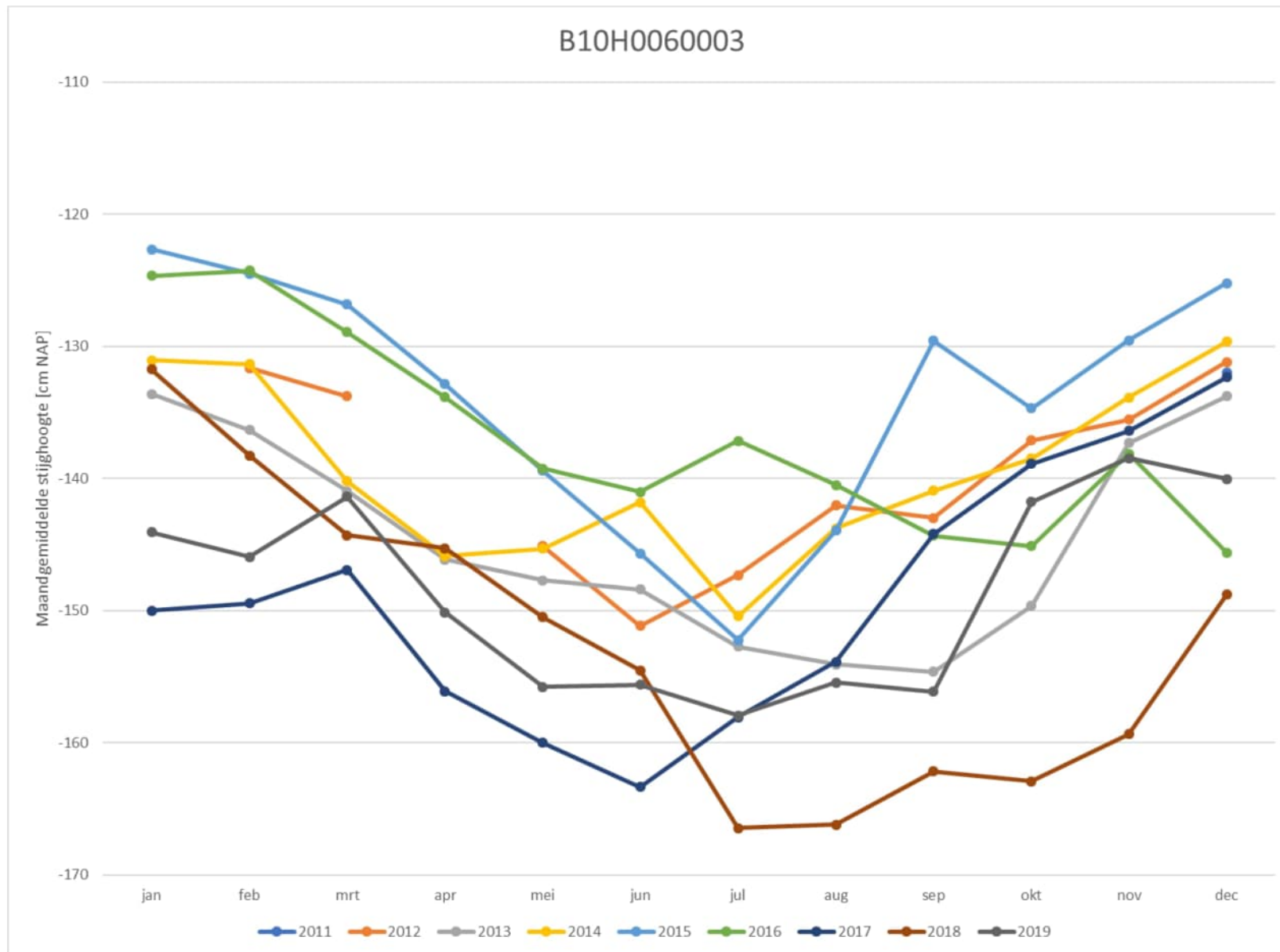


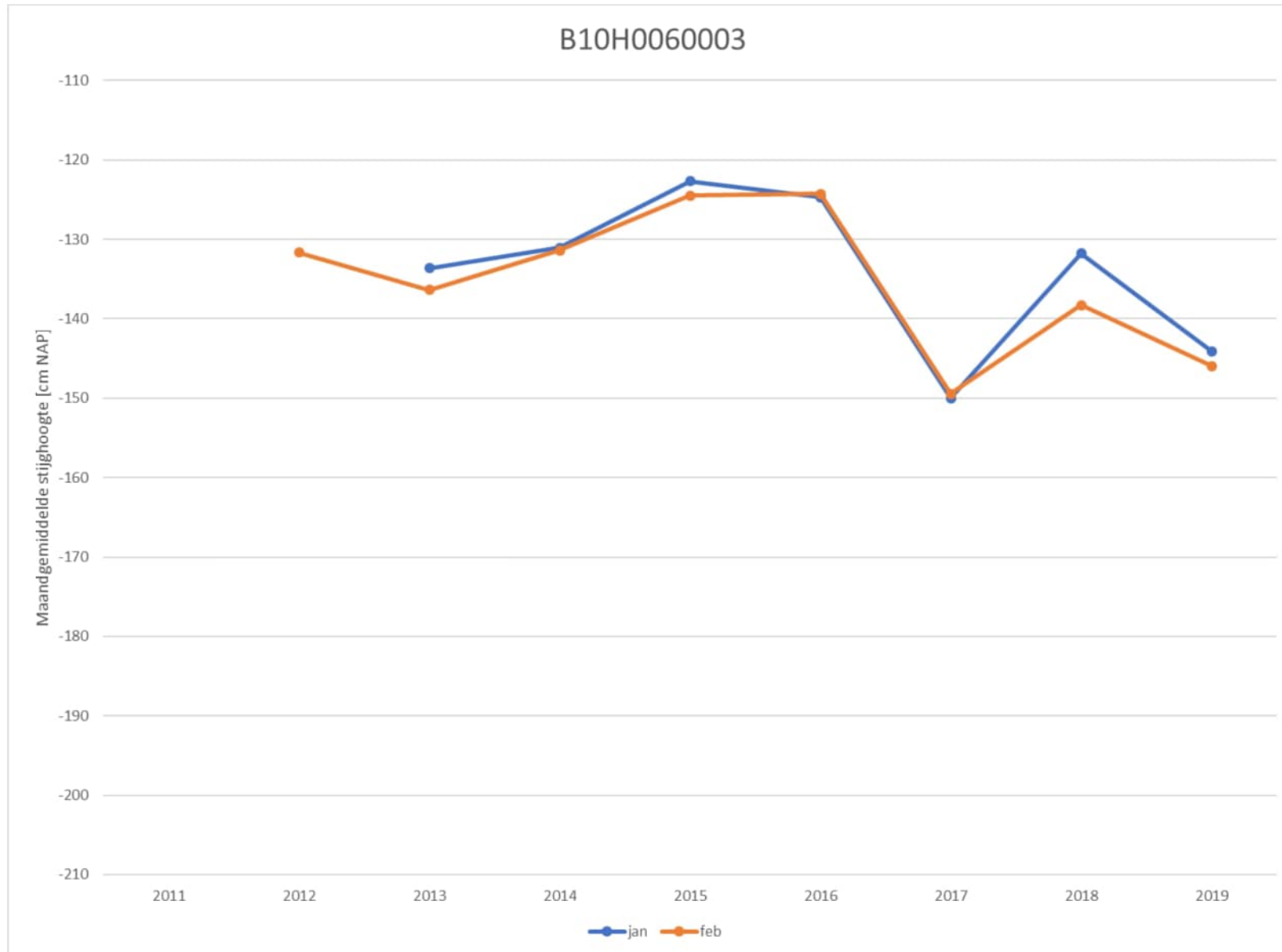




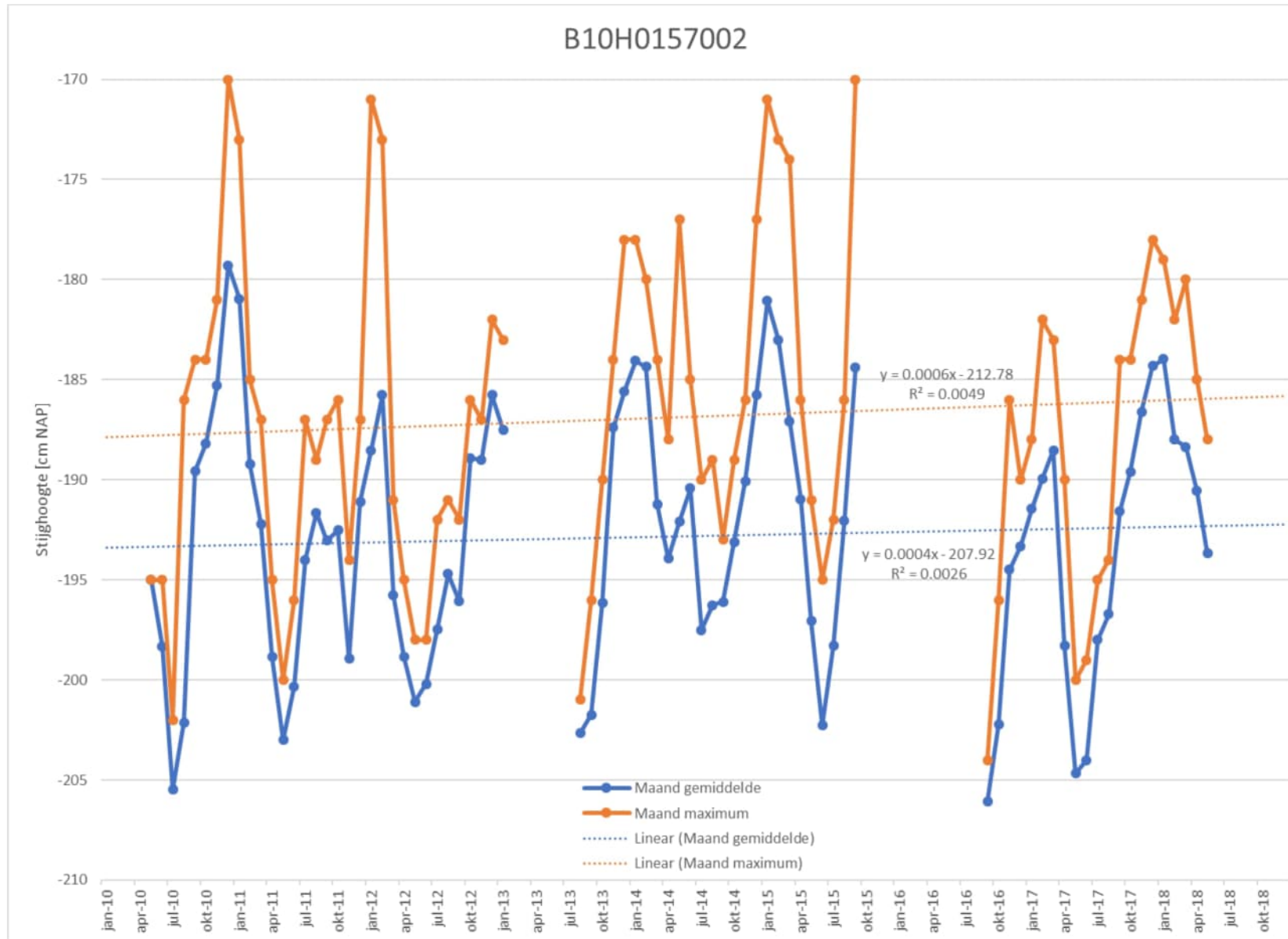
C.2 Peilbuis B10H0060003

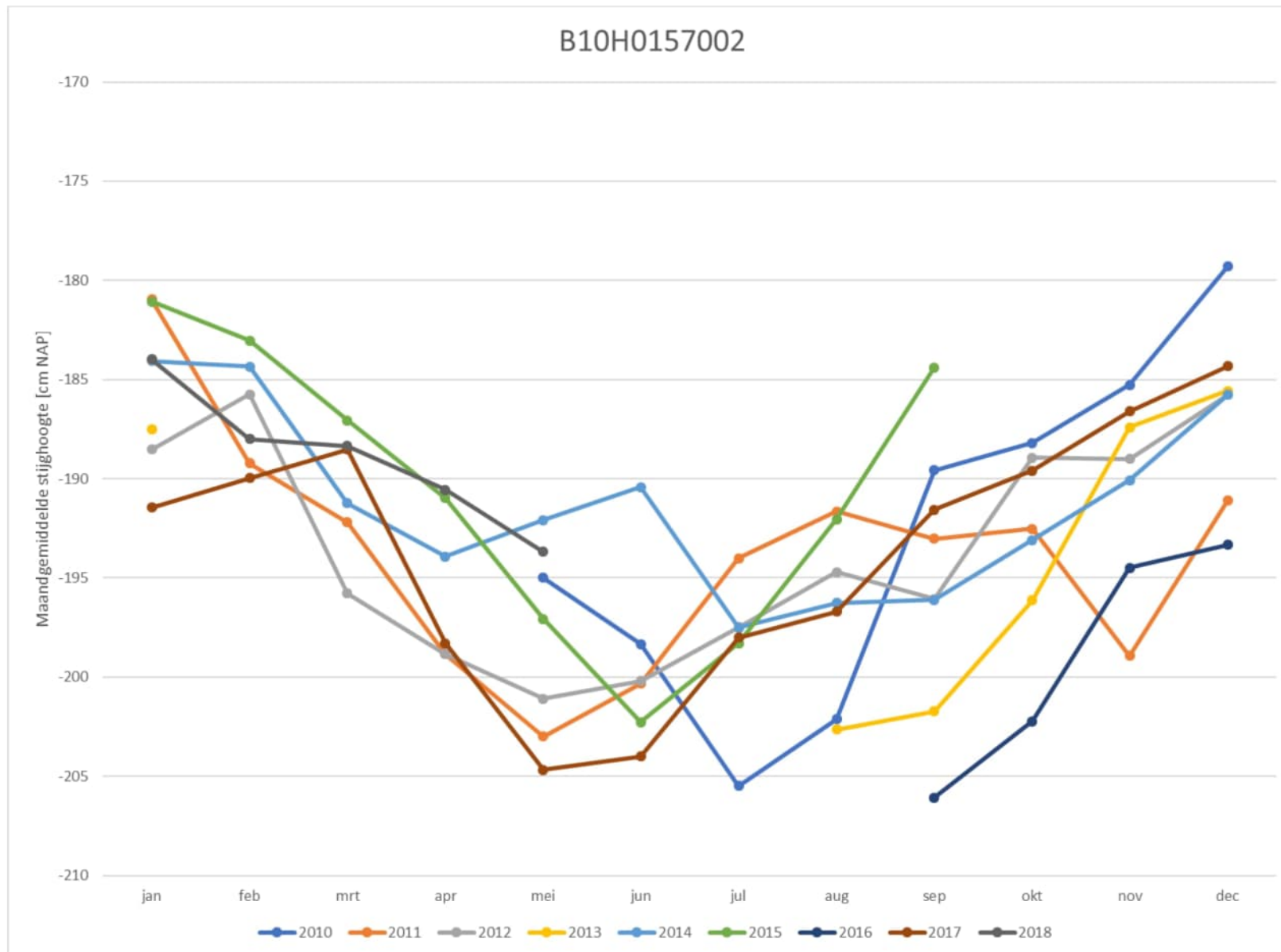


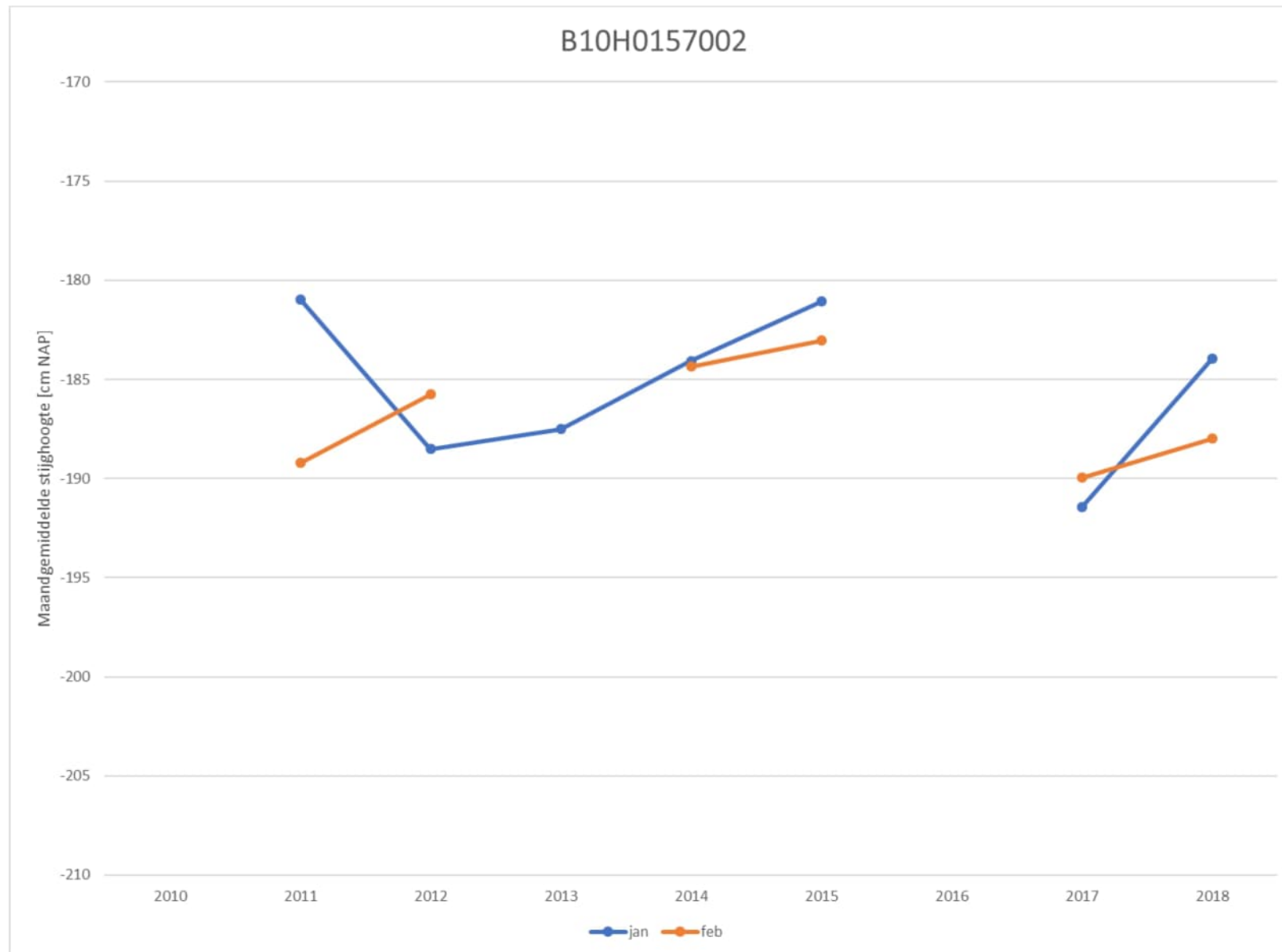




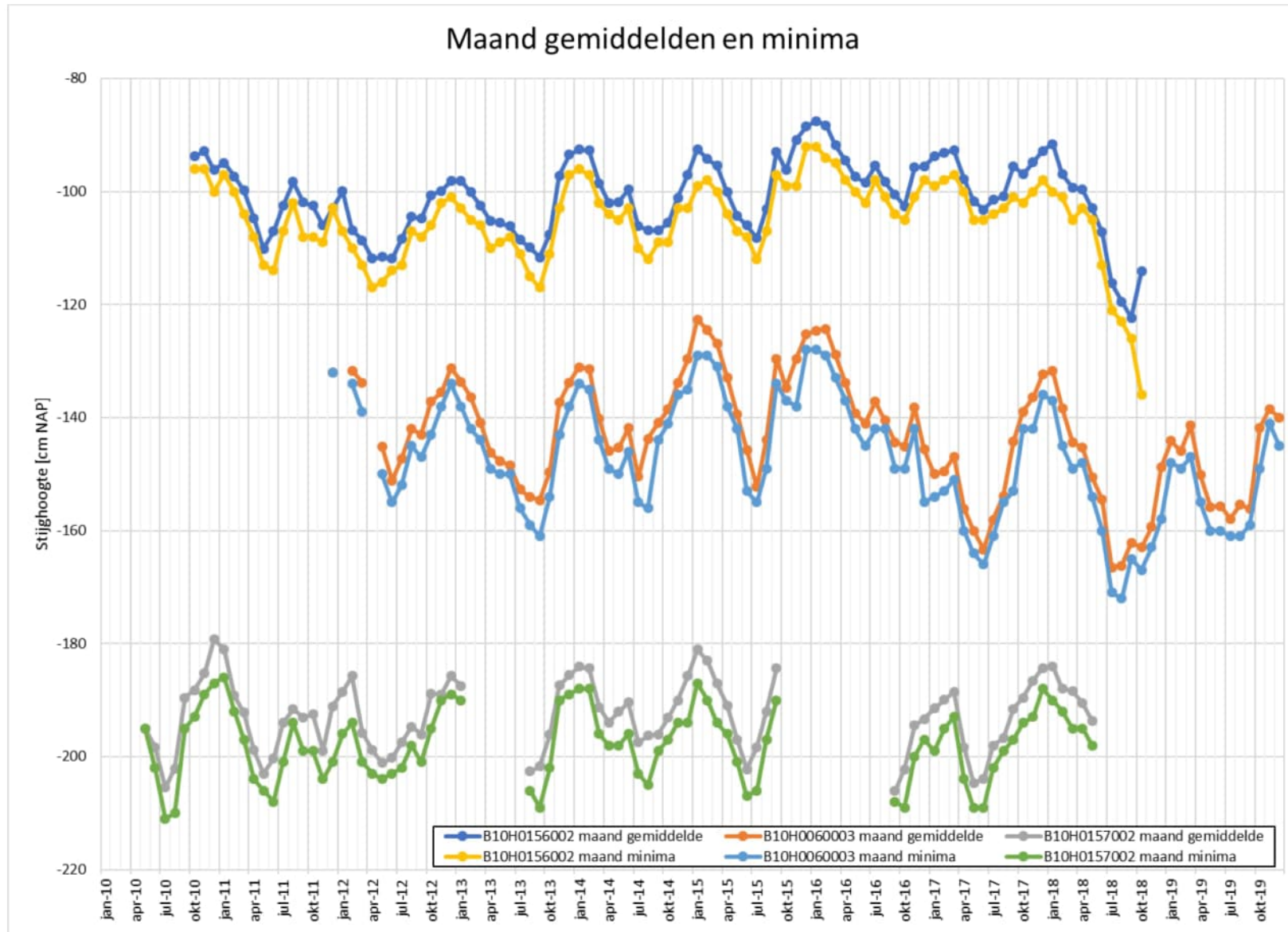
C.3 Peilbuis B10H0157002

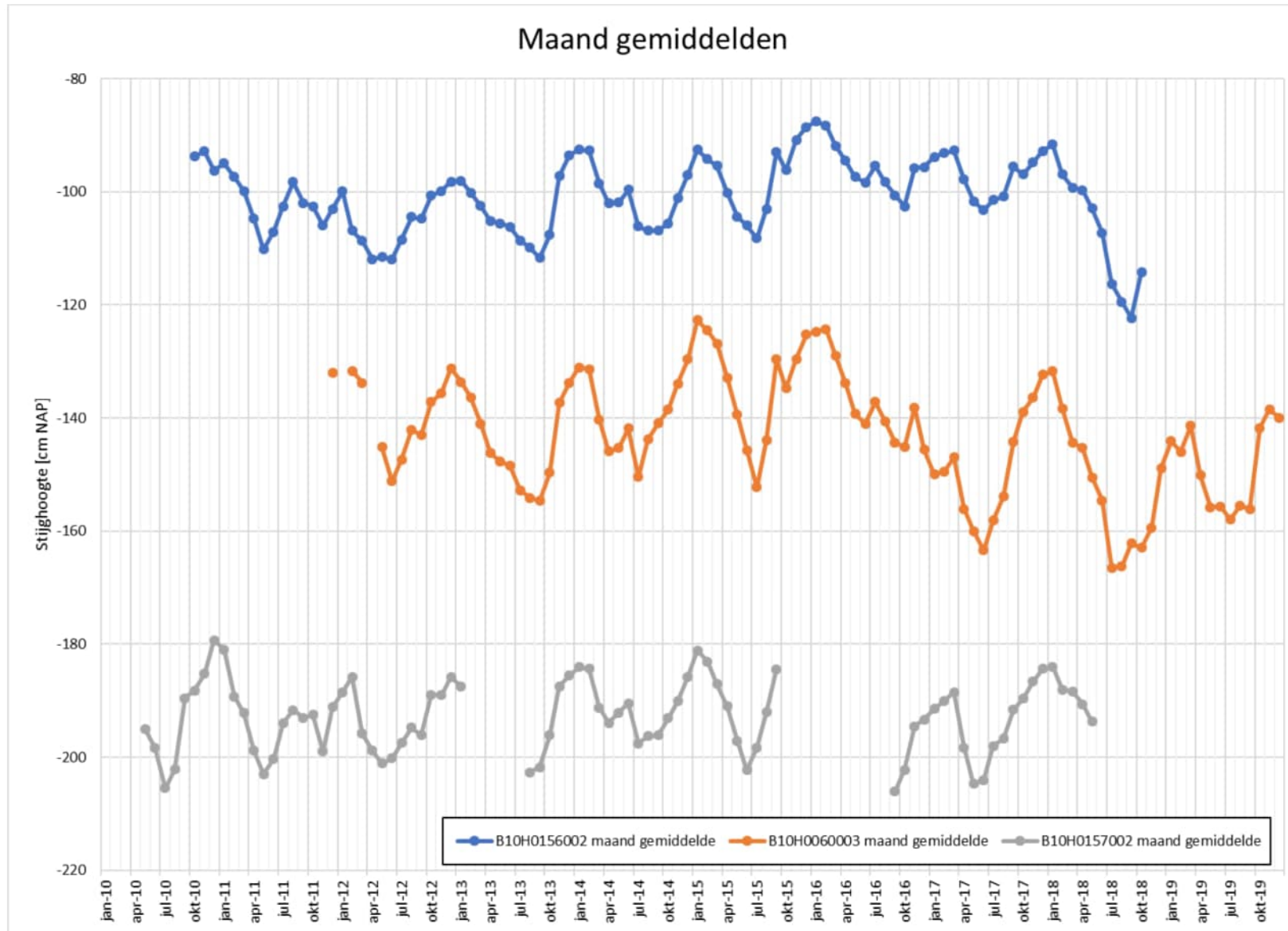


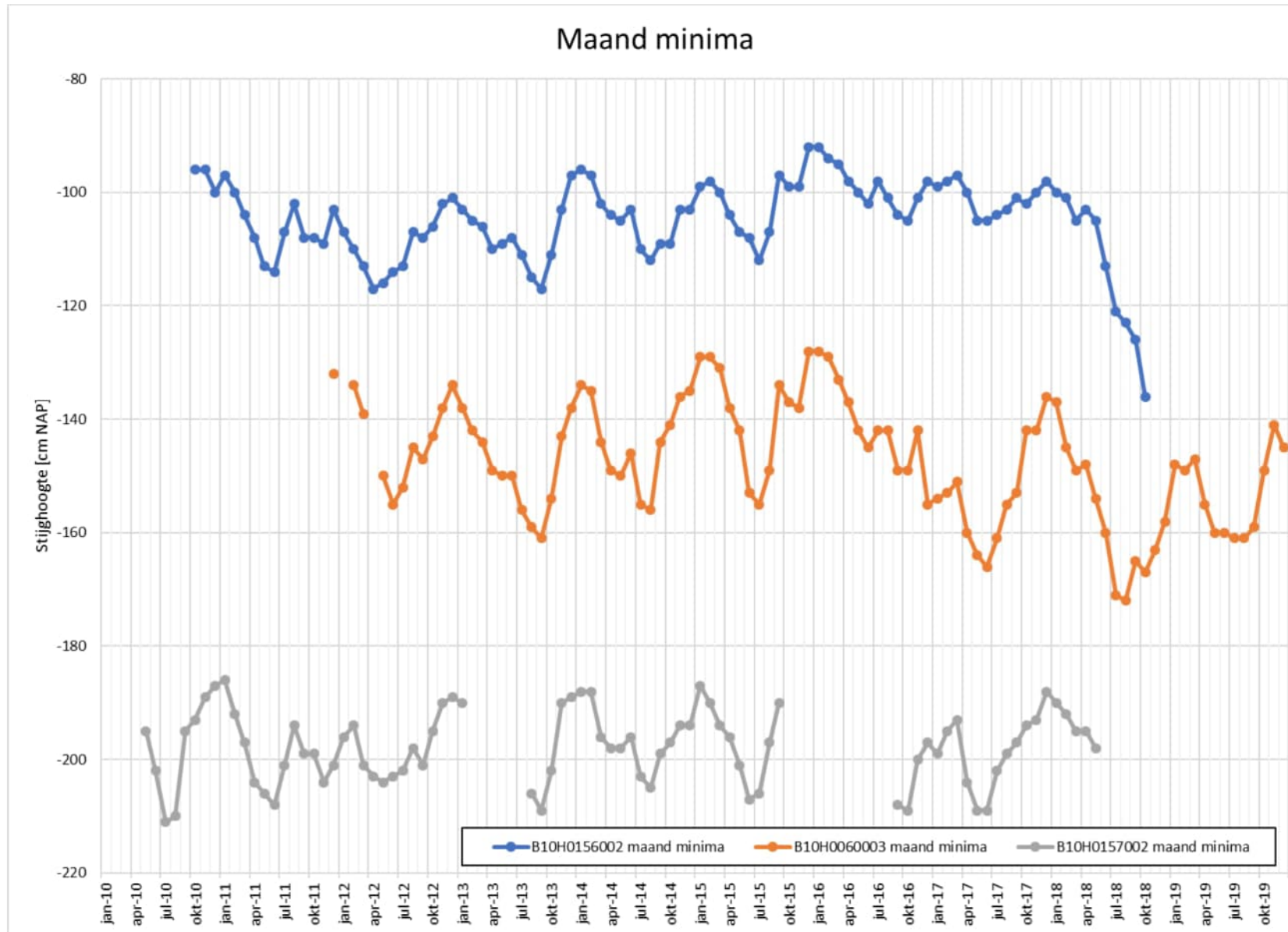




D Maand gemiddelde en minima grafieken alle peilbuizen tezamen

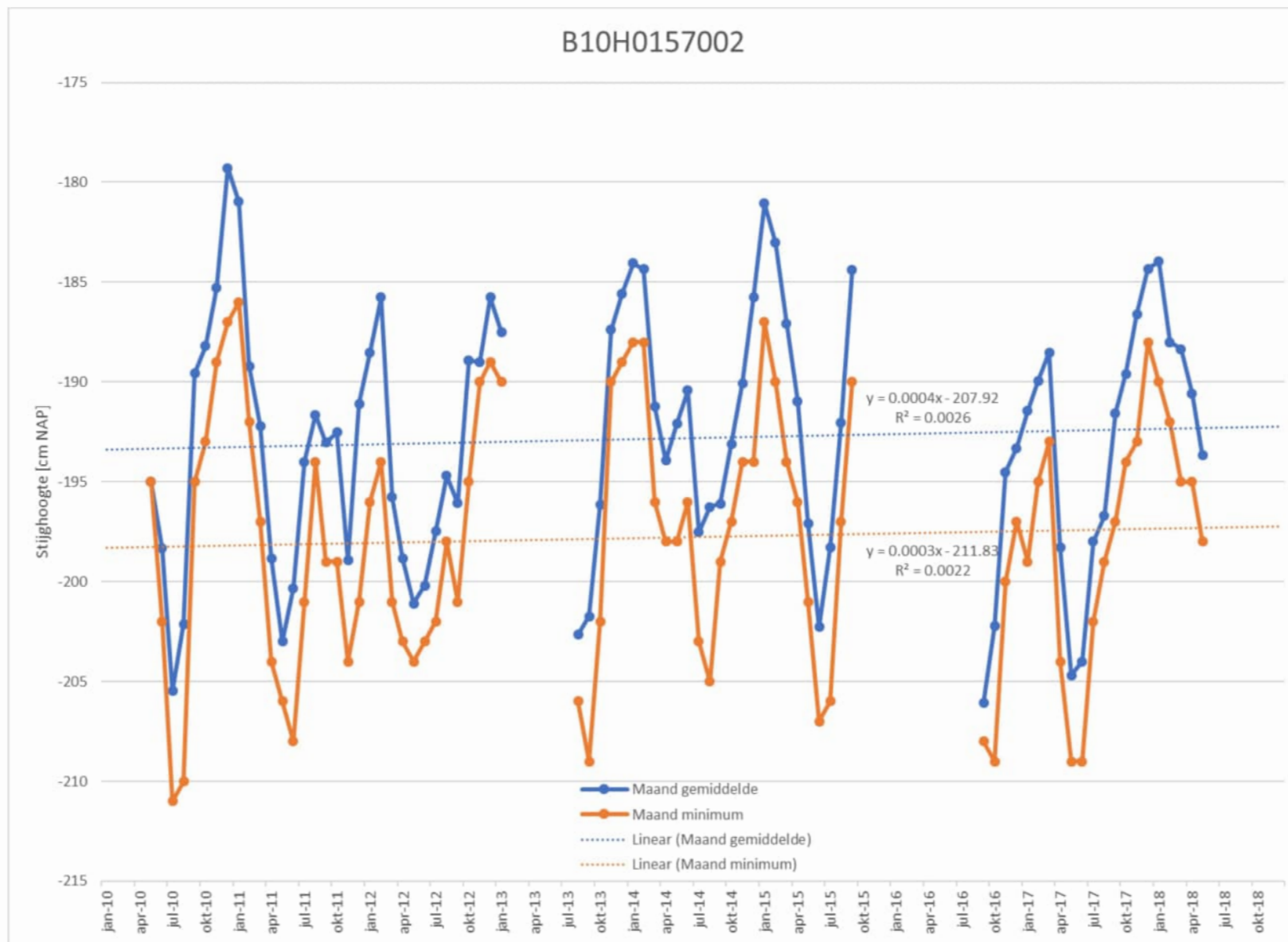


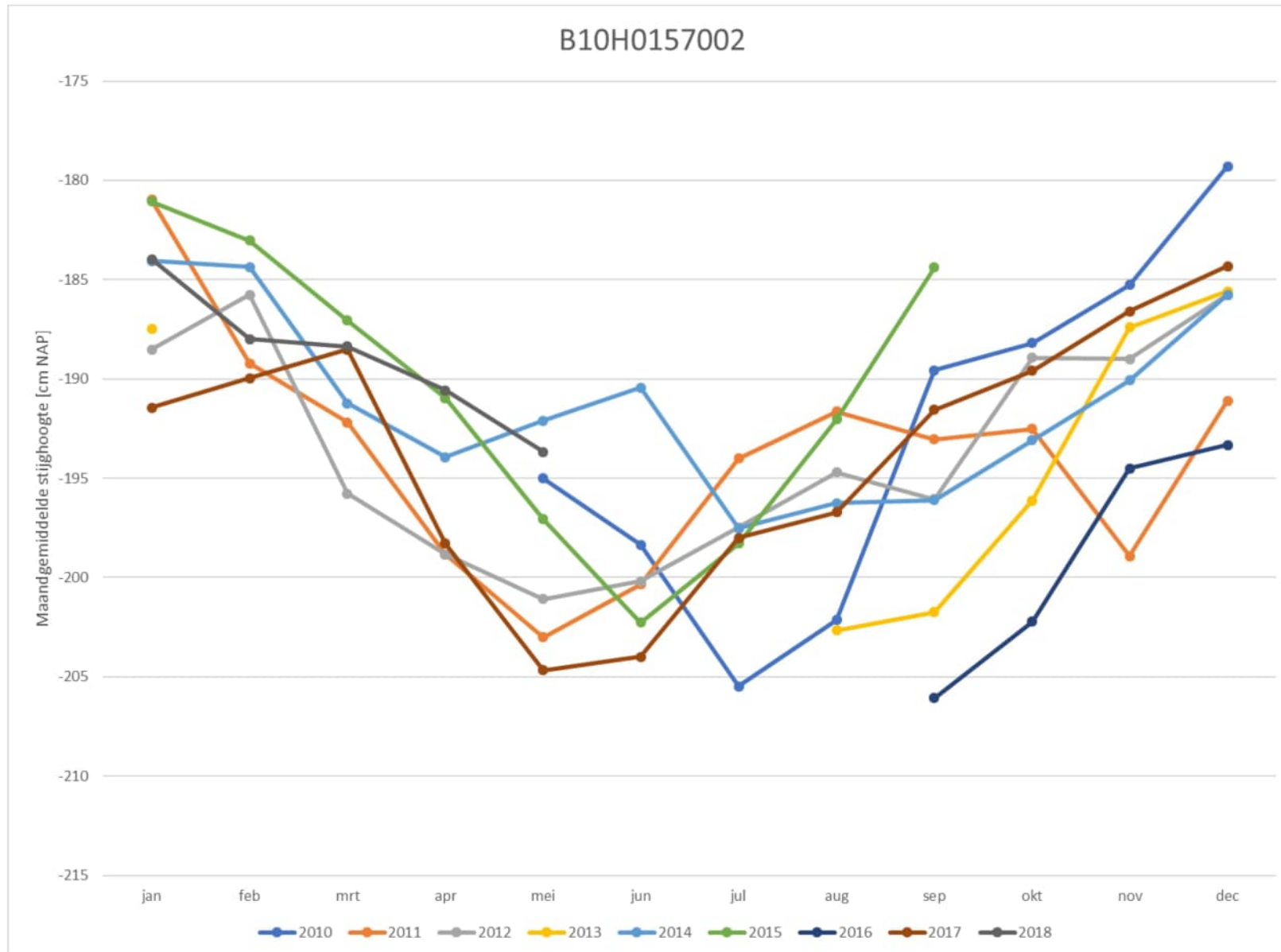


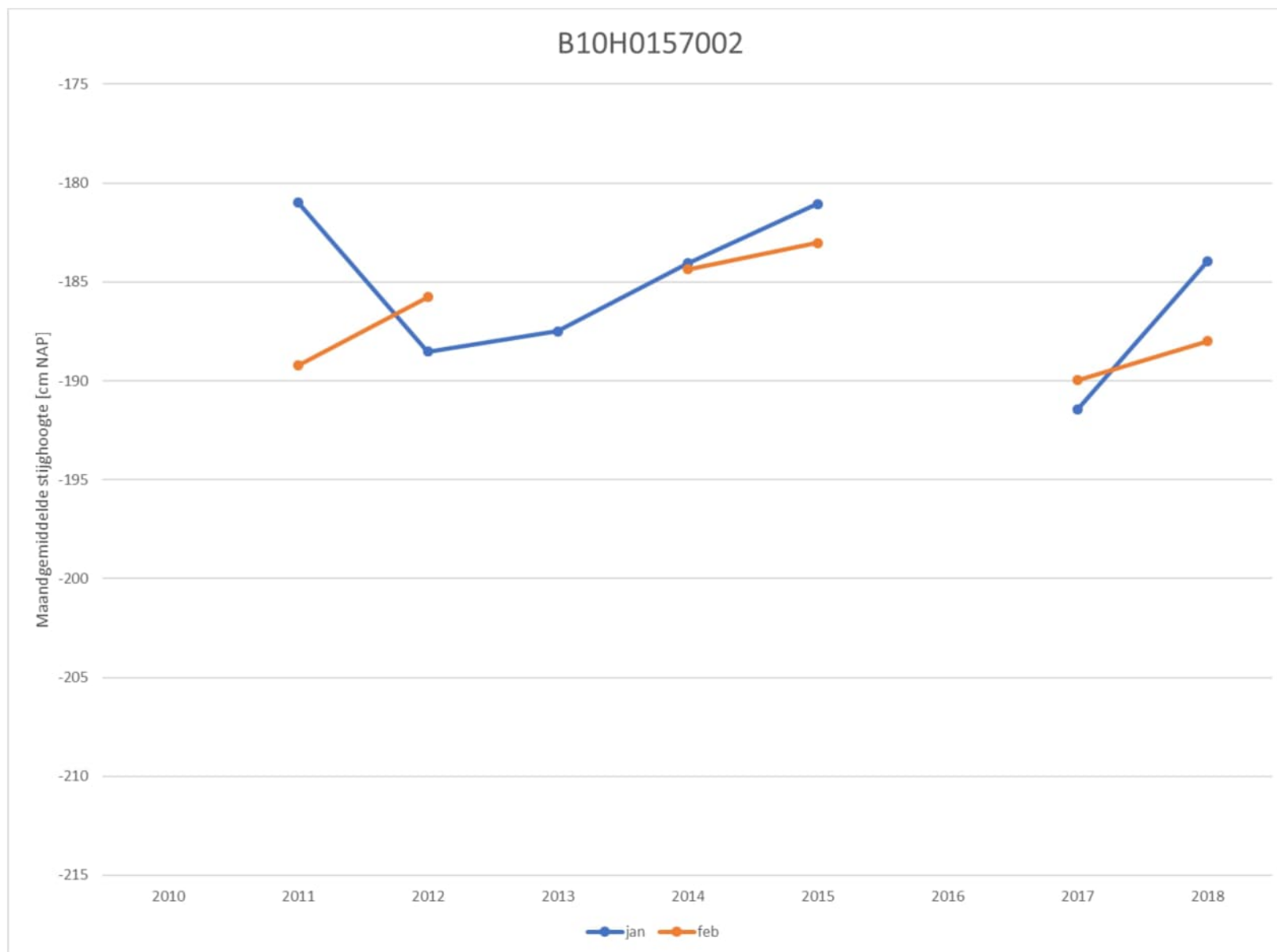


E Maand gemiddelde en minima grafieken per peilbuis

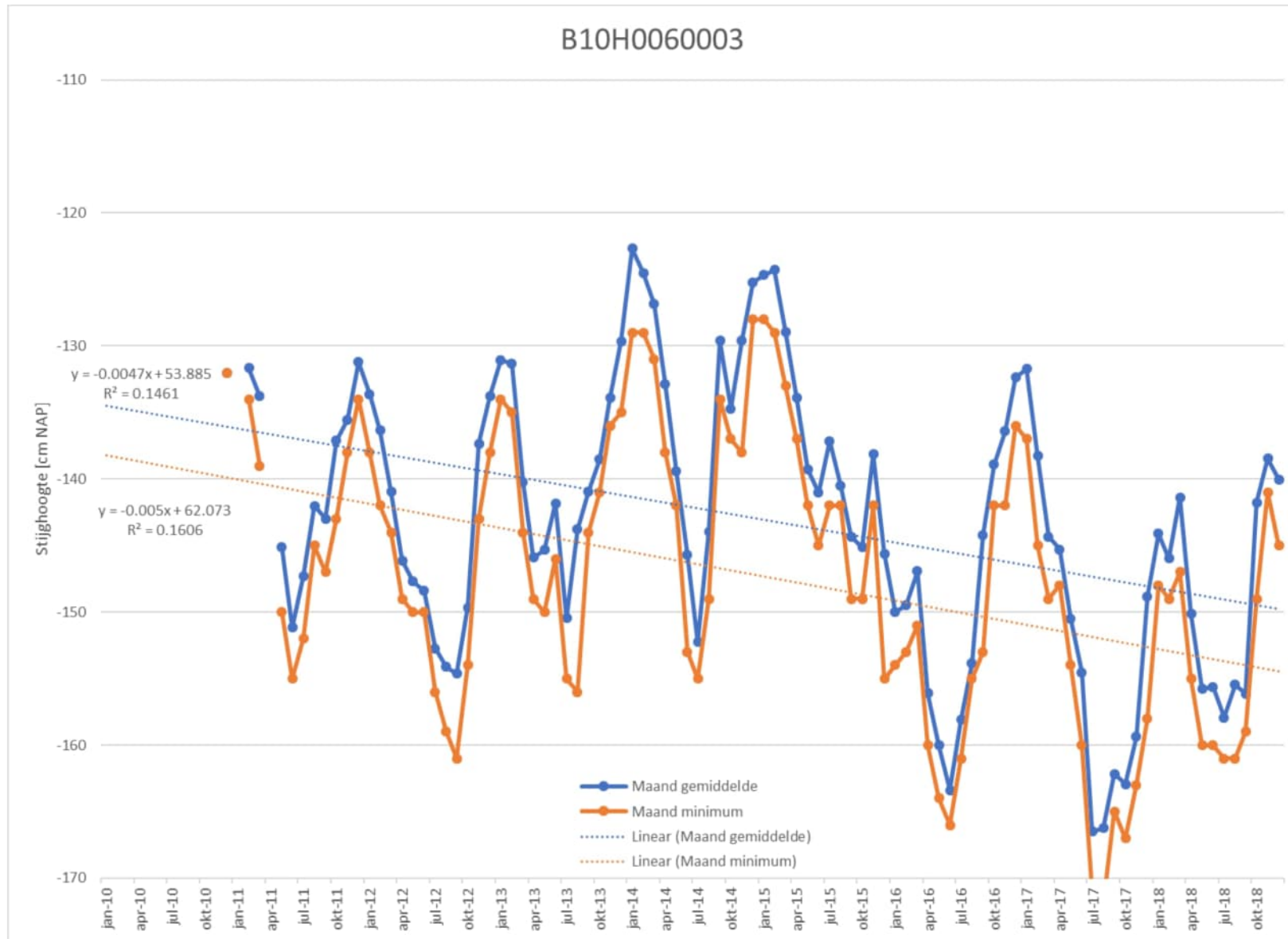
E.1 Peilbuis B10H015002

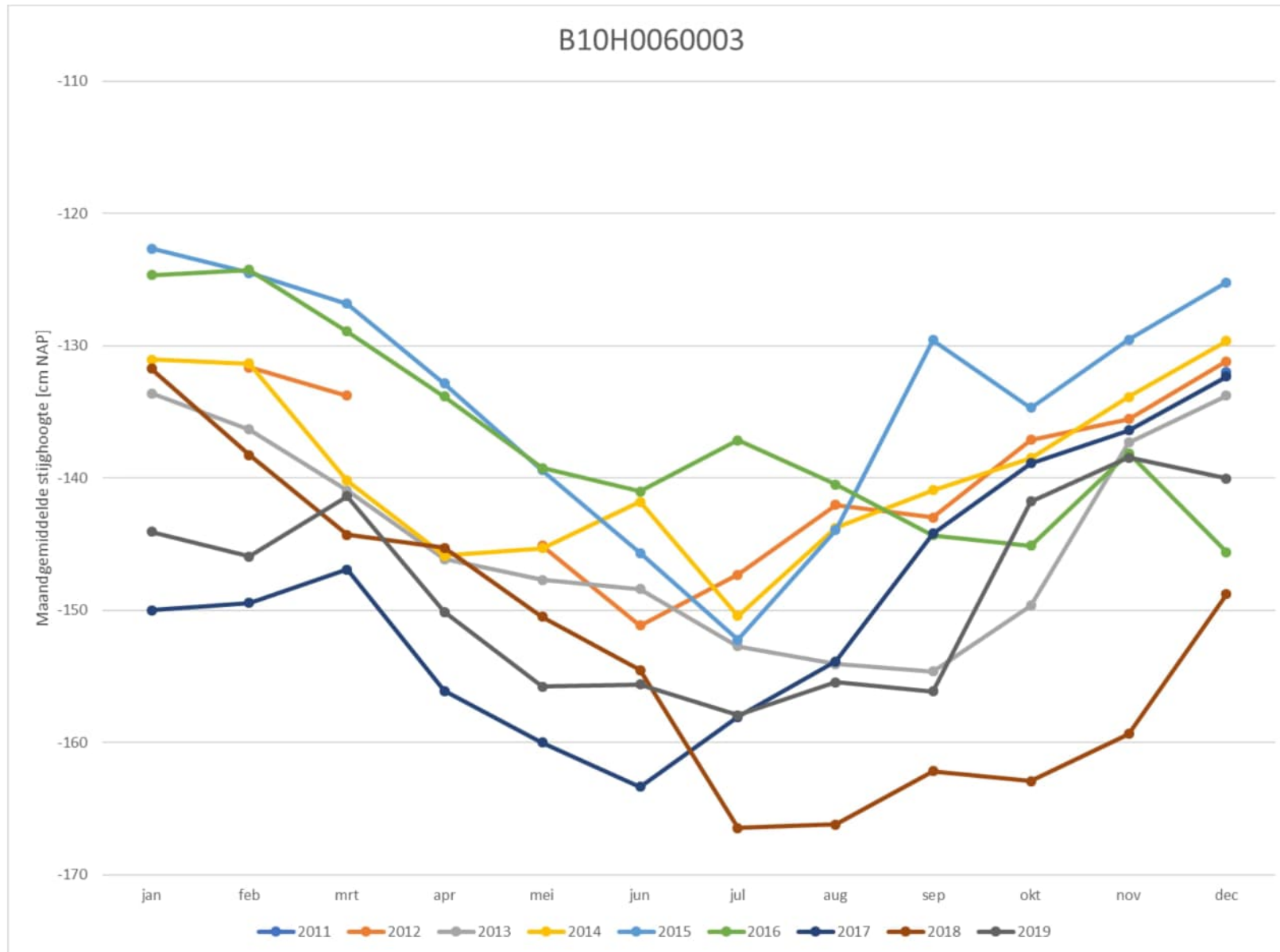




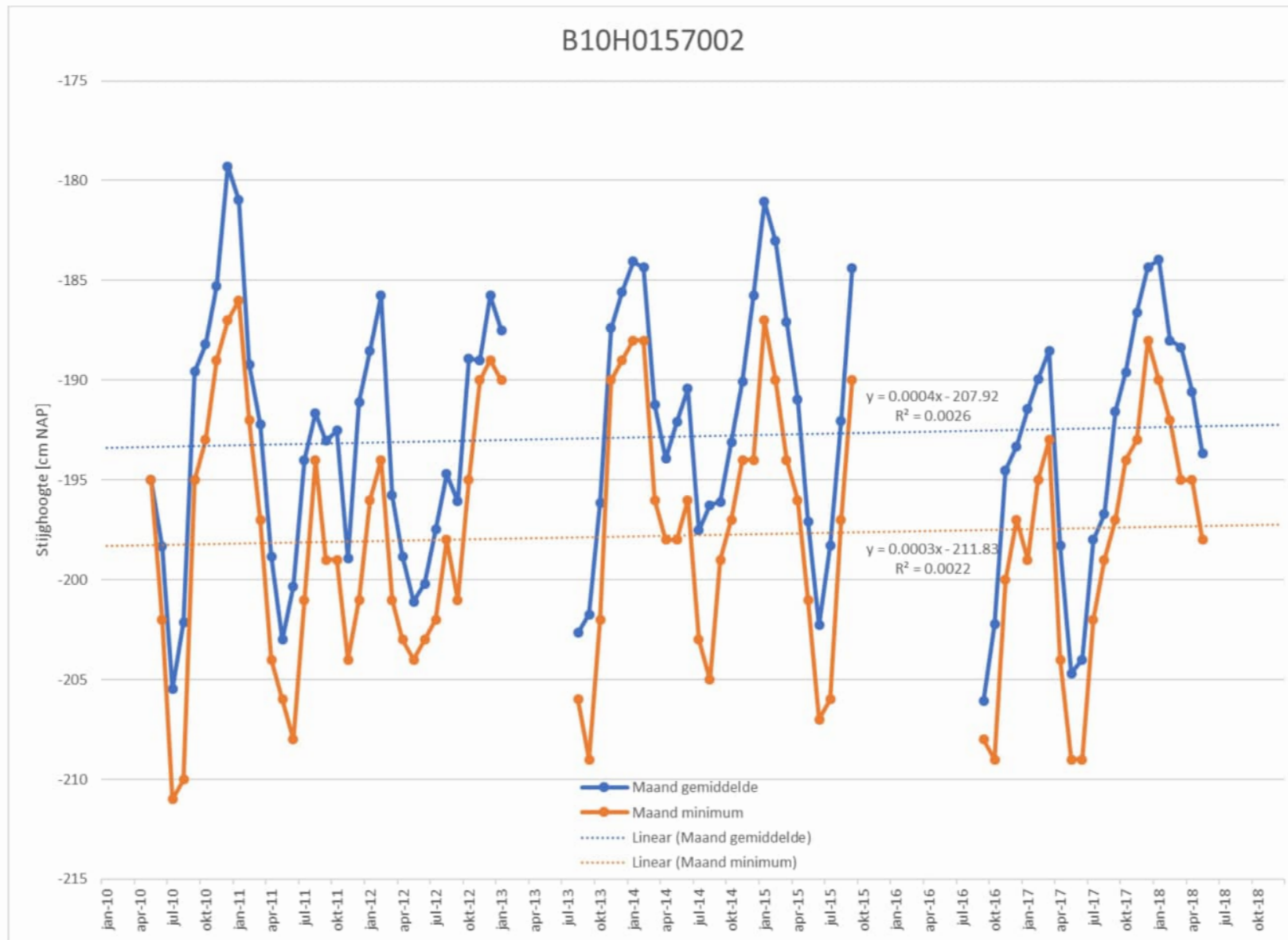


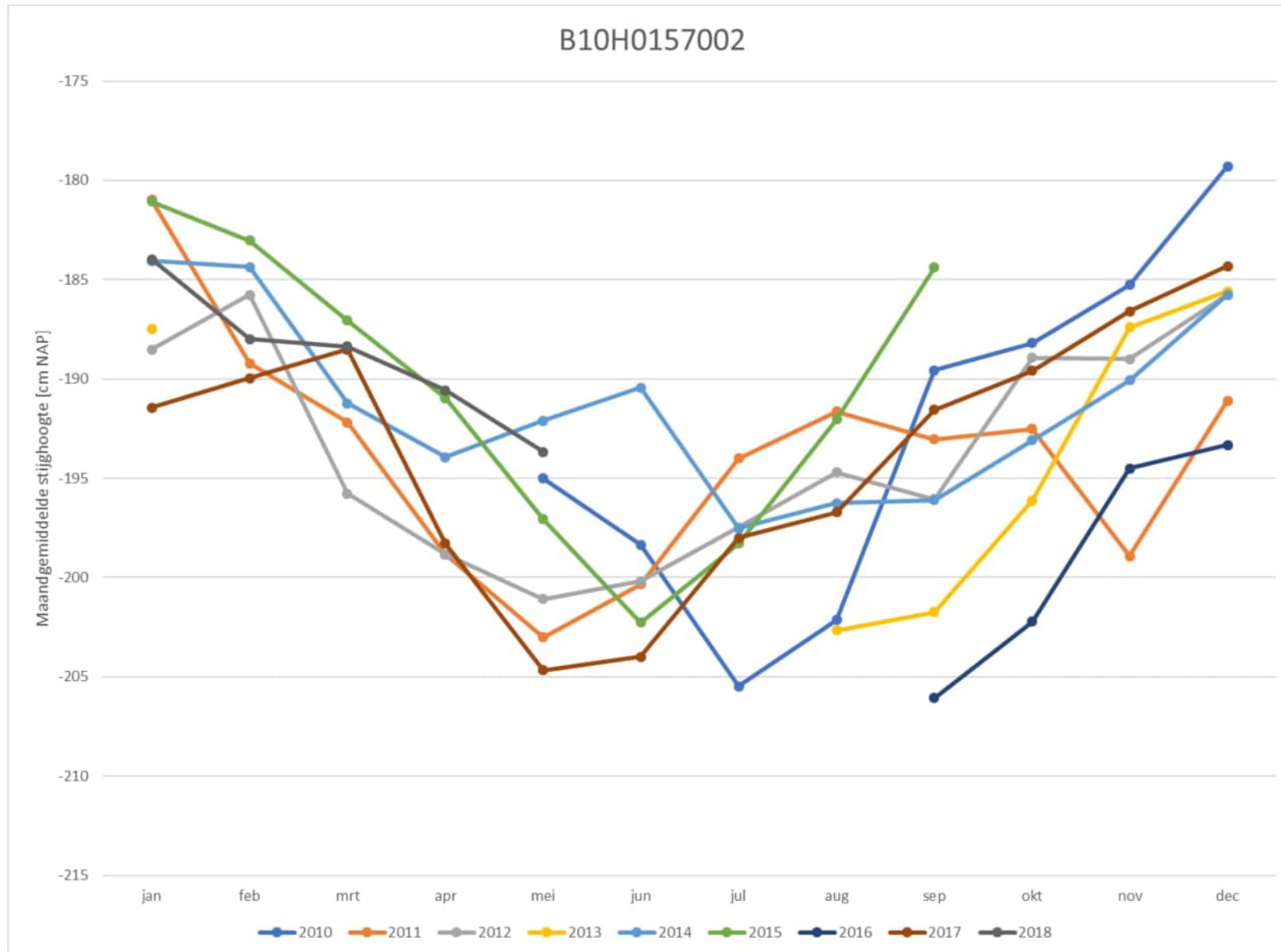
E.2 Peilbuis B10H0060003

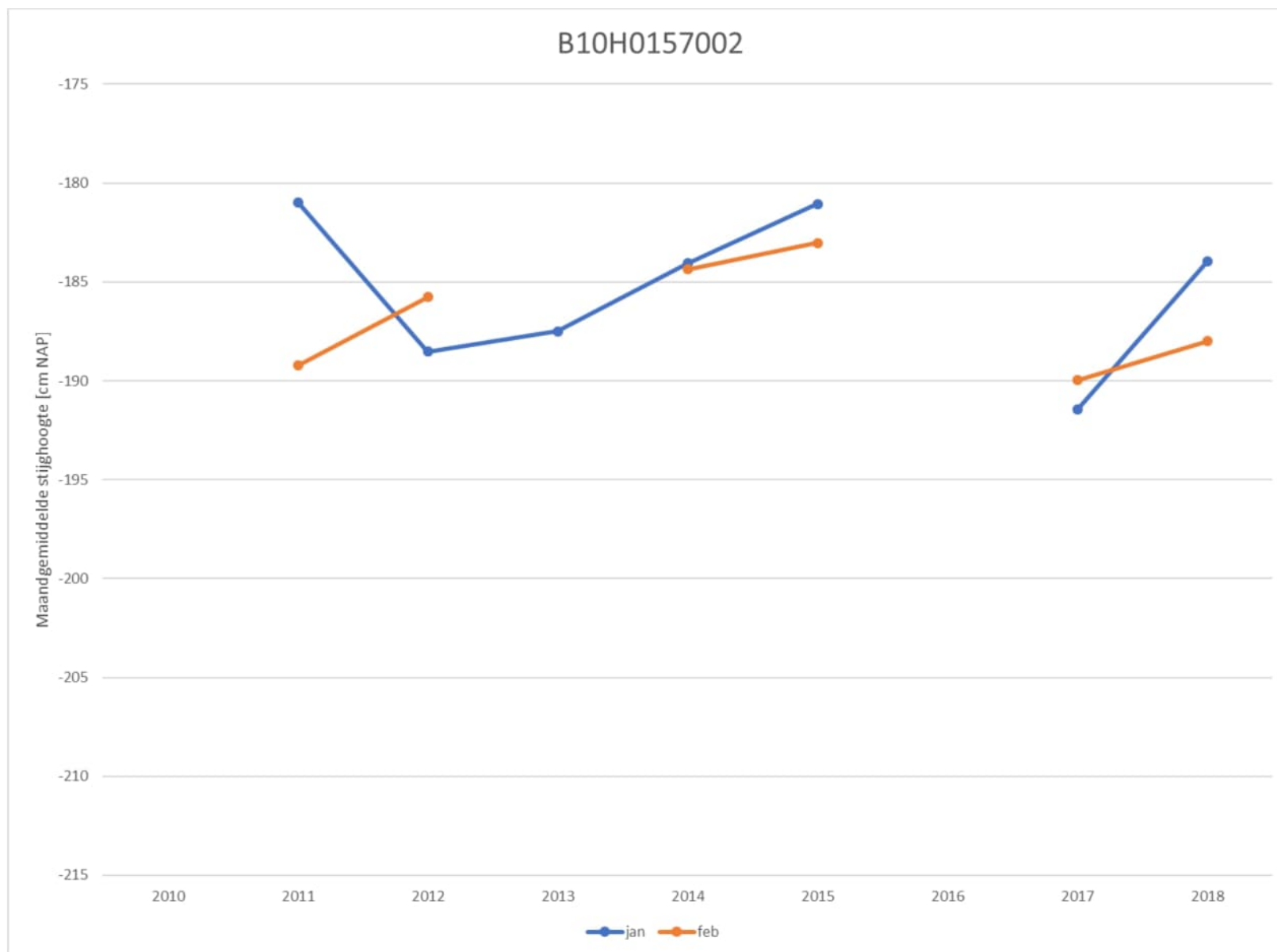




E.3 Peilbuis B10H0157002







Datum

16 februari 2023

Ons kenmerk

11209150-006-GEO-0001

Pagina

44 van 47

F Rekenvoorbeelden rekenwaarde belasting paalfundering

F.1 Inleiding

Ter illustratie is de rekenwaarde van de belasting op de paalfundering voor 2 doorsneden bepaald uitgaande van het geval met 2 belastingen:

- Het eigengewicht van de toerit constructie.
- De waterdruk tegen de onderzijde van de toerit.

Zoals in het advies beschreven wordt de vervangende paalfundering ontworpen voor CC3 nieuwbouw met een restlevensduur van 50 jaar en is de ROK2.0 van toepassing. Als eerste zijn de rekenwaarden van belasting op de paalfundering berekend volgens de NEN-EN 1990 en daarna volgens de ROK2.0. De rekenwaarde van de belasting voor de paalfundering bij toepassing van de ROK 2.0 is de maatgevende van beide methoden.

De rekenwaarde volgens de NEN-EN 1990 is de maatgevende van de op 3 wijzen berekende rekenwaarden met: vergelijking 6.10a en b en artikel A1.3.1 (2) bepaling d).

Voor de 2 belastingen reduceert NEN-EN 1990 vergelijking 6.10a tot:

$$V_{d;NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot G_{kj,inf} + Q_{water, gelijkzijdig} \quad (D.1)$$

Voor de 2 belastingen reduceert NEN-EN 1990 vergelijking 6.10b tot:

$$V_{d;NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot G_{kj,inf} + Q_{water, overheersend} \quad (D.2)$$

Voor de 2 belastingen resulteert NEN-EN 1990 A1.3.1 (2) bepaling d) voor CC3 in:

$$V_{d;NEN1990.A1.3.1(2)} = 1,35 \cdot (G_{kj,inf} + Q_{water,k}) \quad (D.3)$$

De rekenwaarde volgens de ROK2.0 is de maatgevende van de op 5 wijzen berekende rekenwaarden volgens: vergelijkingen D.1 t/m 3 + ROK-0633 vergelijking 6.10a en b.

Voor de 2 belastingen reduceert ROK2.0 T0332-2 vergelijking 6.10a tot:

$$V_{d;ROK-6.10a} = 1,3 \cdot Q_{water,ROK0635} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} \quad (D.4)$$

Voor de 2 belastingen reduceert ROK2.0 T0332-2 vergelijking 6.10b tot:

$$V_{d;ROK-6.10b} = 1,15 \cdot Q_{water,ROK0635} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} \quad (D.5)$$

De in hoofdstuk 4 geadviseerde hoge extreme waarden van de stijghoogte die bij de rekenvoorbeelden worden gebruikt staan in Tabel D.1.

Tabel D.1 Stijghoogten voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Stijghoogte [m NAP]
Karakteristieke waarde	-0,75
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	-0,65
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	-0,44
ROK-0635 (2) belasting	-0,39

F.2 Diepste doorsnede moot 26

F.2.1 Uitgangspunten

Het karakteristieke lage gewicht betonconstructie³ is 1578 kN/m en de constructiebreedte³ is 33 m. Dus de karakteristieke waarde van de gemiddelde eigengewicht belasting is uitgedrukt in spanning $1578/33 = 47,8$ kPa.

De onderzijde van de vloer³ ligt op NAP -10,23 m op basis hiervan zijn de grondwaterdrukken onder de vloer voor de stijghoogten in Tabel D.1 bepaald, zie Tabel D.2.

Tabel D.2 Grondwaterdrukken t.p.v. diepste doorsnede moot 26 voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Grondwaterdruk [kPa]
Karakteristieke waarde	94,8
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	95,8
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	97,9
ROK-0635 (2) belasting	98,4

F.2.2 NEN-EN 1990

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de NEN-EN 1990 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.1 t/m 3 ingevuld.

$$V_{d:NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot -47,8 + 95,8 = 52,8 \text{ kPa} \quad (\text{D.1})$$

$$V_{d:NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot -47,8 + 97,9 = 54,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.2})$$

$$V_{d:NEN1990.A1.3.1(2)} = 1,35 \cdot (-47,8 + 94,8) = 63,5 \text{ kPa} \quad (\text{D.3})$$

Voor de NEN-EN 1990 is de rekenwaarde de druk 63,5 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 3. De constructiebreedte is 33 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 2095,5 kN/m.

F.2.3 ROK2.0

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de ROK2.0 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.4 t/m 5 ingevuld.

$$V_{d:ROK-6.10a} = 1,3 \cdot 98,4 + 0,9 \cdot -47,8 = 84,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.4})$$

$$V_{d:ROK-6.10b} = 1,15 \cdot 98,4 + 0,9 \cdot -47,8 = 70,1 \text{ kPa} \quad (\text{D.5})$$

Voor de ROK 2.0 is de rekenwaarde de druk 84,9 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 5. De constructiebreedte is 33 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 2801,7 kN/m.

³ De illustratieve waarden van het gewicht van de constructie, constructie breedte en niveau onderzijde van de constructie zijn verstrekt door het projectteam. Voor deze voorbeeldberekening is ervan uitgegaan dat het nominale afmetingen en de lage waarde van het gewicht betreft.

F.3 Hoogste doorsnede moot 8

F.3.1 Uitgangspunten

Het karakteristieke lage gewicht betonconstructie³ is 874 kN/m en de constructiebreedte³ is 31,5 m. Dus de karakteristieke waarde van de gemiddelde eigengewicht belasting is uitgedrukt in spanning $874/31,5 = 27,7$ kPa.

De onderzijde van de vloer³ ligt op NAP -4,38 m op basis hiervan zijn de grondwaterdrukken onder de vloer voor de stijghoogten in Tabel D.1 bepaald, zie Tabel D.3.

Tabel D.3 Grondwaterdrukken t.p.v. de hoogste doorsnede moot 8 voor het ontwerp van de vervangende paalfundering CC3-Nieuwbouw+ROK2.0.

Type waarde	Grondwaterdruk [kPa]
Karakteristieke waarde	36,3
NEN-EN 1990 Rekenwaarde combinatie belasting	37,3
NEN-EN 1990 Rekenwaarde overheersende belasting	39,4
ROK-0635 (2) belasting	39,9

F.3.2 NEN-EN 1990

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de NEN-EN 1990 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.1 t/m 3 ingevuld.

$$V_{d:NEN1990\ 6.10a} = 0,9 \cdot -27,7 + 37,3 = 12,4 \text{ kPa} \quad (\text{D.1})$$

$$V_{d:NEN1990\ 6.10b} = 0,9 \cdot -27,7 + 39,4 = 14,5 \text{ kPa} \quad (\text{D.2})$$

$$V_{d:NEN1990.A1.3.1(2)} = 1,35 \cdot (-27,7 + 36,3) = 11,6 \text{ kPa} \quad (\text{D.3})$$

Voor de NEN-EN 1990 is de rekenwaarde de druk 14,5 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 3. De constructiebreedte is 31,5 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 454,5 kN/m.

F.3.3 ROK 2.0

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de druk volgens de ROK2.0 zijn de waterdrukken en de druk als gevolg van het eigen gewicht vergelijkingen D.4 t/m 5 ingevuld.

$$V_{d:ROK-6.10a} = 1,3 \cdot 39,9 + 0,9 \cdot -27,7 = 26,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.4})$$

$$V_{d:ROK-6.10b} = 1,15 \cdot 39,9 + 0,9 \cdot -27,7 = 20,9 \text{ kPa} \quad (\text{D.5})$$

Voor de ROK 2.0 is de rekenwaarde de druk 26,9 kPa, dit is de maatgevende waarde die volgt uit vergelijking D.1 t/m 5. De constructiebreedte is 31,5 m dus rekenwaarde van belasting voor het ontwerp van de paalfundering is 847,4 kN/m.