

Memo

Bestemd voor: First Sponsor Group
Betreft: Dreeftoren – Second opinion UO fase – Beoordeling beganegrondvloer
Opgesteld door: 5.1, 2, e
Kopie aan: Provast, BouAd

■ Datum: 4 november 2024

■ Project: Dreeftoren, Amsterdam

■ Betreft: Dreeftoren – Second opinion UO fase – Beoordeling beganegrondvloer

■ Ref.: M-319-136-UO-12A

1 Inleiding

Pieters Bouwtechniek heeft van First Sponsor Group opdracht gekregen om de constructieve beoordeling uit te voeren van de UO fase van de geplande Dreeftoren te Amsterdam.

Onderhavige memo behandelt de gewichts- en stabiliteitsberekening van de uitbreiding van de bestaande kantoortoren.

De volgende documenten zijn meegenomen in deze beoordeling:

- 10918-016 Gewichts- en stabiliteitsberekening

Na de eerste uitgave van deze memo heeft VRRRI op 12-10-2023 hierop gereageerd (10918-M023 - Reactie PBT GWB + stab. Kantoor). Daarna is er nog diverse malen per e-mail correspondentie hierover geweest. Op basis van die correspondentie is er een aanvullend windtunnelonderzoek uitgevoerd door Peutz (rapport HL 5894-2-RA).

1.1 Revisiebeheer

Versie	Datum	Wijziging
Definitief	27-9-2023	Eerste uitgave memo.
A	4-11-2024	Revisie naar aanleiding van reactie VRRRI en windtunnelonderzoek.

2 Bevindingen

2.1 Stabiliteitsberekening

2.1.1 Paalbelastingen

Waar worden de paalreacties getoetst in combinatie met de toegenomen windbelasting?

Het windmoment neemt fors toe door de uitbreidingen op de bovenste 2 lagen, de uitbreidingen aan de zijkant, en de verbreding van de laagbouw. Er worden geen nieuwe stabiliteitselementen toegepast. De bestaande stabiliteitselementen worden tevens niet versterkt.



Links: Bestaande kantoortoren. Rechts: Nieuwe kantoortoren.

Uit de archiefberekening volgt een karakteristiek windmoment in de bestaande situatie van 143312 kNm.

Rotatie computer berekening wind 11/11/2024

maximale horizontale vervorming top (knop 90) = 3,09m

rotatie fundering kern = 4,4E-4 rad

verplaatsing t.g.v. rotatie fundering: $4,4E-4 \times 66,91 = 0,03m$

verplaatsing t.g.v. uitkruiging kern = 0,06m

Totaal moment op fundering kern en wanden

$M = 12608 \times 0,07 + 13074 + 13018 \times 5387 = 143312 \text{ kNm}$

Inclusie wordt verondersteld dat de totale vervorming wordt veroorzaakt door de hoekvervalsing van de fundering, draagt alle veer stijfheid van de fundering

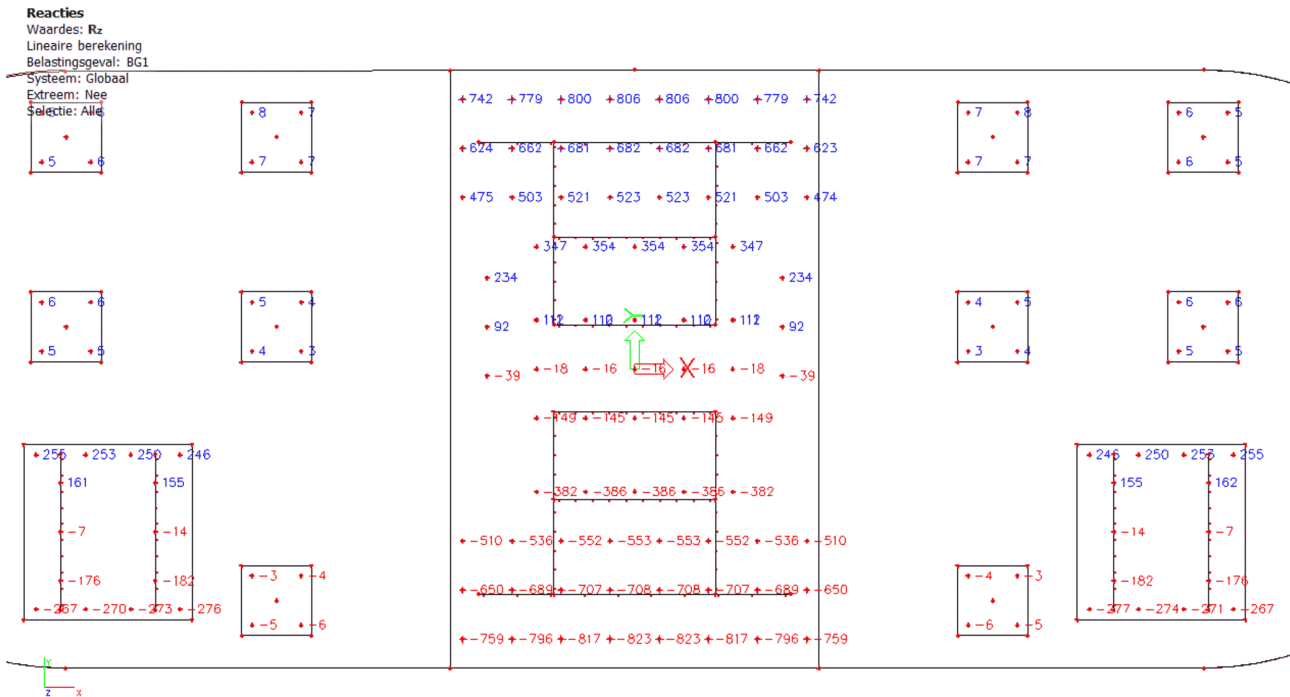
$P = 143312 / (0,07 / 66,91) = 106.5486 \text{ k/m}$

Uit de Excelsheet van VRR1 volgt een karakteristiek windmoment van 229952 kNm.

Windbelasting in y-richting:

$q_{1,y} =$	99,0 kN/m	$L_{1,y} =$	20,2 m	$z_{1,y} =$	59,5 m
$q_{2,y} =$	0,0 kN/m	$L_{2,y} =$	0,0 m	$z_{2,y} =$	0,0 m
$q_{3,y} =$	90,8 kN/m	$L_{3,y} =$	49,4 m	$z_{3,y} =$	24,7 m
$V_{1,y} =$	1999,4 kN	$M_{1,y} =$	119037 kNm		
$V_{2,y} =$	-2243,4 kN	$M_{2,y} =$	0 kNm		
$V_{3,y} =$	4486,8 kN	$M_{3,y} =$	110915 kNm		
$V_{tot,y} =$	4242,9 kN	$M_{tot,y} =$	229952 kNm		

Dit is een toename van meer dan 60%. Wanneer dit windmoment in een versimpeld SCIA model (snelle controleberekening van Pieters) wordt ingevoerd op de bestaande fundering dan zijn de karakteristieke paalreacties als volgt:



Karakteristieke paalreacties n.a.v. een windmoment van 230000 kNm

Als deze worden vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor van 1,5 (CC2) dan geeft dit rekenwaardes van 1200 kN voor enkel de windbelasting. De rekenwaarde van het paal draagvermogen bedraagt 1500 kN conform het rapport van VRR1. Dit betekent dat 80% van het draagvermogen wordt verbruikt door enkel wind. In combinatie met de neerwaartse belasting (eigen gewicht, rustende belasting en momentane veranderlijke belasting) wordt het paal draagvermogen dus fors overschreden. Anderzijds kunnen er ook forse trekkrachten in de palen ontstaan terwijl er in de archiefberekening is uitgegaan van geen trek op de palen. Graag jullie reactie.

Reactie Pieters: Naar aanleiding van diverse discussies per e-mail heeft Peutz een windtunnelonderzoek uitgevoerd waaruit lagere windbelastingen volgen dan uit de norm. De afgeronde hoeken van het gebouw hebben een positief effect op de reductie van de windbelasting op het gebouw.

Reactie VRR1:

De factor tussen de windbelasting volgens de Eurocode en windtunnelonderzoek is 0.84 (= 168 / 141). Zie onderstaand eerst de bestaande berekening uit het onze rapportage, vervolgens wordt de trek op de palen berekend met de reductie.

In onderstaande tabel de nieuwe paalreacties, volgens NEN8700, waarbij de windbelasting dominant is.

	$1.15 * Q_g$	$1.3 * Q_q * \psi_0$	$1.4 * Q_{q:wind}$	Totaal
F_{druk}	$1.15 * (56789.4 / 73) =$ 895 kN	$1.3 * (10626.3 / 73) =$ 189 kN	$1.4 * (5614/8) =$ 983 kN	2066 kN > 2041 kN
F_{trek}	$0.9 * (56789.4 / 73) =$ 700 kN	n.v.t.	$- 1.4 * (5614/8) =$ -983 kN	-282 kN > 296 kN

$$\begin{aligned}
 F_{wind} &= -1.4 * ((5614 * 0.84) / 8) &&= -825 \text{ kN} \\
 F_{druk} &= 895 + 189 + 825 &&= +1909 \text{ kN} \\
 F_{trek} &= 700 - 825 &&= -125 \text{ kN trek op de palen}
 \end{aligned}$$

Naar ons inziens is het zowel geotechnisch als op paal technisch vlak te verantwoorden.

Reactie Pieters:

- Peutz geeft een maximaal gemeten windmoment op van 141000 kNm. Vervolgens bepalen zij in hun rapportage ook een Eurocode windmoment van 168000 kNm. Beiden excl. c_d factor en exclusief partiele veiligheidsfactor. Daarmee bepalen jullie de reductiefactor van 0,84 (141/168), die jullie vervolgens in rekening brengen over het windmoment dat jullie zelf hebben bepaald (waar de reactiekracht van 5614 kN uit volgt). Ik kan echter niet goed herleiden wat het verschil is tussen het Eurocode windmoment dat Peutz heeft bepaald en het Eurocode windmoment wat jullie zelf in rekening hebben gebracht (excl. c_d factor dan). Dus in hoeverre is deze reductiefactor correct? Kloppen de uitgangspunten van Peutz? Ik mis de onderbouwing van hun EC berekening.
- Peutz stelt: *“Bij het controleren van de constructie door de constructeur dient deze in acht te nemen dat de extreme waarde voor de kracht in y-richting optreedt bij een windrichting waar de kracht in x-richting ook hoog is en vice versa. Uit de figuren in bijlage 2 valt af te lezen wat de combinaties van krachten en momenten zijn waar bij een gegeven windrichting rekening mee gehouden dient te worden.”* De gemeten krachten in y-richting zijn echter dusdanig laag vergeleken met de x-richting dat deze m.i. verwaarloosd kunnen worden.
- Peutz rekent in hun Eurocode beschouwing met een toren van 67,5m hoog. In jullie stukken gingen jullie uit van een hoogte van 69,63m. Graag onderling afstemmen, mogelijk heeft dit nog iets met de reductie?
- De conclusie *“Naar ons inziens is het zowel geotechnisch als op paal technisch vlak te verantwoorden.”* mist een rekenkundige onderbouwing. Geotechnisch is dit eerder aangetoond, maar op paaltechnisch vlak weten we nog steeds niet wat de paalkopwapening is en wat de verankeringslengte van deze (gladde) strengen is. De trekkracht van 125 kN per paal voor een hele rij palen is nog steeds niet verwaarloosbaar laag. Maar, nu deze een stuk lager is geworden, kan dit wel rekenkundig onderbouwd worden? Uitgaande van de ondergrens voor hoeveelheid strengen, diameter strengen, en de minimaal toegepaste verankeringslengte? Mogelijk dat de trekkracht nog iets lager uitvalt n.a.v. bovenstaande punten?

Reactie VRR1:

- In de bijgevoegde Excel heb ik het moment in de y-richting bepaald, daarbij eenmaal zonder cd factor om de vergelijking te maken met het Eurocode moment van Peutz. Deze komen zo goed als overeen. De aangepaste factor t.b.v. de reductie:

$$\begin{aligned}
 149 / 183 &= 0,81 \\
 F_{wind} &= -1.4 * ((5614 * 0.81) / 8) = -800 \text{ kN} \\
 F_{druk} &= 895 + 189 + 800 = +1884 \text{ kN} \\
 F_{trek} &= 700 - 800 = -100 \text{ kN trek op de palen}
 \end{aligned}$$

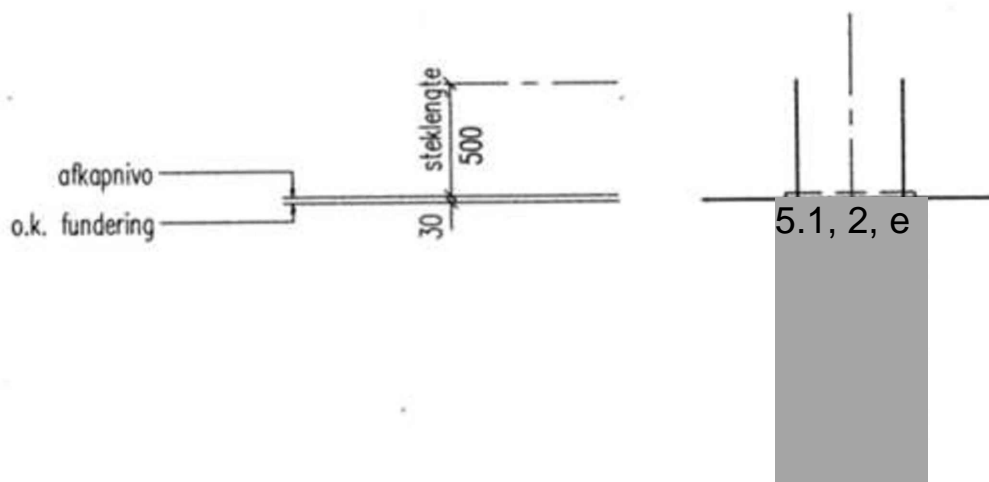
Tevens heeft Peutz nog een extra toelichting gegeven op de Eurocode berekening, zie bijlage.

- Eens.
- Dit is een verkeerde aanname geweest van Peutz, zij hebben dit reeds aangepast. Bijgevoegd de aangepaste berekening.
- Paal technisch kan gesteld worden dat er minimaal 7 strengen wapening aanwezig zal zijn (in de berekening van de kraanpoer is dit bij palen van 350x350 7 strengen Ø9.3). Indien deze als gewone wapening wordt gezien is daarmee de volgende trek opneembaar.

$$7 \times 0.25 \times 9.3^2 \times \pi \times 0.435 = 206.8 \text{ kN.}$$

Daarbij komend zullen in de palen 450x450 waarschijnlijk meer strengen aanwezig zijn.

Onderstaande afbeelding is afkomstig uit het palenplan:



$$\begin{aligned}
 f_{bd} \text{ (C20/25)} &= 2.25 * 1.0 * 1.0 * 1.03 = 2.32 \text{ N/mm}^2 \\
 l_{b,rqd} &= 9.3 * 435 / 4 * 2.32 = 436 \text{ mm} < 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ervan uitgaande dat er volledige spanning (435 N/mm²) ontstaat in de staaf en er zijn geen reductie factoren (α) meegenomen.

Reactie Pieters:

De resultaten van het windtunnelonderzoek hebben een positief effect op de resulterende trekkracht op de bestaande palen. Wat ons betreft is nu voldoende aannemelijk gemaakt dat de toename in windbelasting op de kantortoren (t.g.v. het ophogen en verbreden) opneembaar is door de bestaande paalfundering. Daarmee is dit onderdeel afgerond.

2.1.2 2^e orde factor

In de originele berekening is uitgegaan van een 2^e orde factor van 1,1. Is deze ook meegenomen in de herberekening? Neemt deze 2^e orde factor nog verder toe? (Meer windbelasting leidt tot een zwaarder belaste en daarmee slappere stabiliteitsconstructie en dus een verhoging van de 2^e orde factor. Meer aanpendelende belasting leidt tevens tot een verhoging van de 2^e orde factor).

Reactie VRR1:

In beide richtingen neemt de veerstijfheid van de fundering toe. De aanpendelende belasting wordt ongeveer 10% meer. Dit beide in rekening brengend blijft de 2e orde factor nagenoeg gelijk. In Bijlage A wordt dit berekend/bewezen.

Reactie Pieters: toelichting voldoende, geen opmerkingen meer.

2.1.3 Vervormingen en trillingsgedrag

Zijn de vervormingen en trillingen getoetst in de nieuwe situatie?

Reactie VRR1:

De vervormingen worden gevonden in de opgestelde raamwerken. De toelaatbare vervorming bedraagt:
 $1/500 * 66.91 = 0.134 \text{ m}$

De optredende vervorming wordt:

Uletterassen = $0.113 \text{ m} \leq 0.134 \text{ m} \rightarrow$ voldoet

Ucijferassen = $0.107 \text{ m} \leq 0.134 \text{ m} \rightarrow$ voldoet

Hieruit kunnen we concluderen dat de vervorming van de stabiliteitswanden blijft voldoen bij de toenemende windbelasting.

Reactie Pieters: toelichting voldoende, geen opmerkingen meer.

2.2 Gewichtsberekening

2.2.1 Dakbelastingen

De veranderlijke belasting op het dakniveau neemt toe van 1,0 kN/m² naar 3,0 kN/m². Dit is een nieuwe dakconstructie die hoger licht dan de originele dakconstructie.

1. Verandert de functie van het bestaande dak van cat. H naar cat. B? Kan de vloer deze toename in belasting aan?
2. De veranderlijke belasting op het nieuwe dak bedraagt 3,0 kN/m². Is dit een toegankelijk dak/daktuin? Zo ja, waarom is dan cat. H ipv cat. B/C aangehouden. Gaat dit dan goed in de gewichtsberekening als er meer momentane veranderlijke belasting op deze laag wordt meegenomen?

Reactie VRRi:

De betonvloeren van alle verdiepingen inclusief het dak zijn op dezelfde manier berekend, met dezelfde belastingen. Het dak kan in de bestaande situatie 4.0 kN/m² aan, de toename van 1.0 naar 3.0 kN/m² is daarom akkoord bevonden. De veranderlijke belasting van het dak is aangehouden op 3.0 kN/m² i.v.m. de GWI en de exacte afwerking. Deze waarden bij het bepalen van de belastingen nog niet bekend. De aanname is juist geweest. In de UO worden de aanwezige elementen met de exacte belasting bepaald en berekend.

Reactie Pieters: toelichting voldoende, geen opmerkingen meer.

2.2.2 Soortelijk gewicht beton

Waarom is voor al het beton ongewapend (24 kN/m³) ipv gewapend (25 kN/m³) aangehouden?

Reactie VRRi:

In de oorspronkelijke berekening wordt ook 24 kN/m³ aangehouden. Aangezien we verder geen betonnen elementen toevoegen wordt deze waarden gehandhaafd.

Reactie Pieters: toelichting voldoende, geen opmerkingen meer.