



Betreft : Constructieberekeningen EAZ-Twaalf
Uitvoerende instantie : E.A.Z. Wind
Datum : 27-10-2016

Documentstatus			
Versie	Datum	Wijzigingen	Auteur
1.0	12-11-2015		
2.0	27-10-2016	Berekening scheefstand, verbetering tekst	

INHOUDSOPGAVE

Inleiding.....	2
Constructieberekeningen turbine	2
Load case A – normal operation	3
Turbine	3
Mast	4
Load case B – max yaw rate	5
Load case H – extreme wind loading	5
Turbine	5
Mast	6
Scheefstand.....	7
Conclusie	8

Behoort bij het besluit van burgemeester en wethouders

21 JAN. 2020



INLEIDING

In dit document staan de constructieberekeningen die van toepassing zijn op de EAZ-Twaalf windmolen.

Procedures voor certificering zijn afgestemd op grote windturbines en zijn niet op redelijke wijze uit te voeren op een kleine windturbine. De windmolen is doorgerekend conform IEC 61400-2, de Europese norm voor kleine windturbines. Deze norm beschrijft het aantal belastingscenario's waar rekening mee gehouden dient te worden. In dit document wordt aangetoond dat deze windmolen voldoet aan de Europese richtlijn. Deze methode is conform de bepaling van de Nederlandse Wind Energie Associatie (NWEA).

De constructietekeningen zijn toegevoegd als bijlage.

De constructieberekeningen van de fundering staan in een apart document beschreven.

CONSTRUCTIEBEREKENINGEN TURBINE

De omgevingscondities zijn bepaald aan de hand van SWT klasse 4 met een gemiddelde windsnelheid van 6m/s en een maximale windsnelheid van 42m/s. De norm gaat uit van 9 verschillende belastinggevallen, gevallen A t/m I, met zowel langdurige vermoeiingsbelastingen als extreme belastingen. Van deze belastinggevallen worden de meest kritische in dit document behandeld.

Voor vermoeiingsbelastingen geldt een veiligheidsfactor van 7 en voor extreme belastingen geldt een veiligheidsfactor 3.

Het gebruikte hout heeft een treksterkte van 21MPa en het staal heeft een treksterkte van 355MPa . De ontwerpspanningen zijn voor vermoeiing 3MPa voor hout en 50.7MPa voor staal. De ontwerpspanning voor extreme belasting is 7MPa voor hout en 118.3MPa voor staal.

Er wordt gebruik gemaakt van de coördinaten definitie van Figure 1.

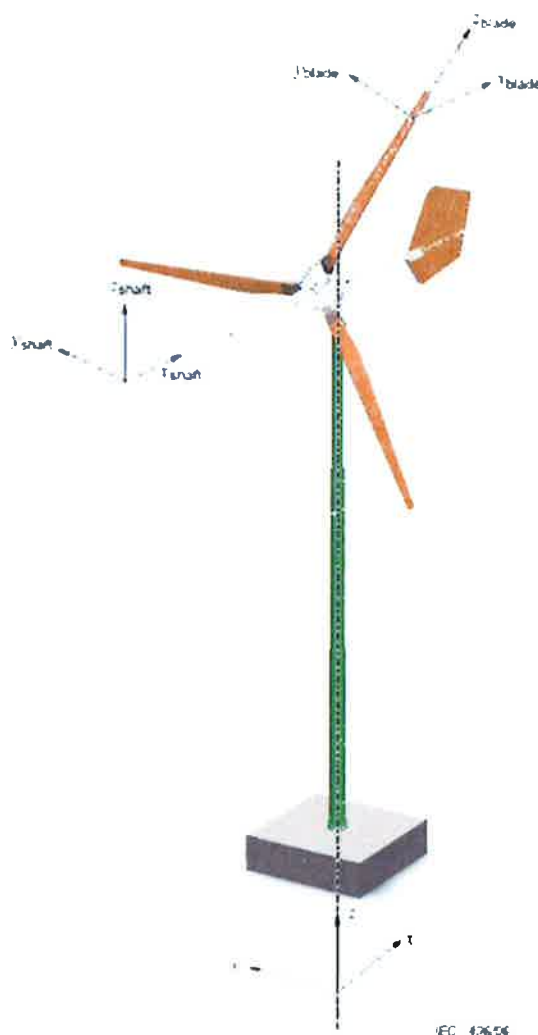


FIGURE 1 COORDINATEN DEFINITIE

LOAD CASE A – NORMAL OPERATION

Door energieproductie op nominaal vermogen van 10kw treden vermoeiingsbelastingen op. Zowel de bladen van de turbine als de mast moeten deze vermoeiingsbelasting aan kunnen.

TURBINE

De amplitude van de belasting wordt gegeven door een combinatie van de kracht in de z-richting en de momenten om de x-as en y-as. De kracht in de z-richting bestaat uit de centrifugale kracht, gegeven door:

$$\Delta F_z = 2m_B R_{cog} \omega_{n,design}^2$$

Waarbij m_B is de massa van een blad, R_{cog} is het zwaartepunt van een blad en $\omega_{n,design}$ is de rotatiesnelheid van de bladen bij nominaal vermogen. In dit geval zijn

$$\begin{aligned} m_B &= 51.5kg \\ R_{cog} &= 1981m \\ \omega_{n,design} &= 80rpm * \frac{\pi}{30} \end{aligned}$$

Dit geeft:

$$\Delta F_{zB} = 14.3kN$$

Het buigend moment om de x-as wordt samengesteld door het koppel en het overhangen op horizontale positie.

$$\Delta M_{xB} = \frac{Q_{design}}{B} + 2m_B g R_{cog}$$

Waarbij Q_{design} is het nominale koppel, B is het aantal bladen en g is de versnelling door de zwaartekracht. In dit geval zijn

$$\begin{aligned} Q_{design} &= 1194Nm \\ B &= 3 \\ g &= \frac{9.81m}{s^2} \end{aligned}$$

Dit geeft:

$$\Delta M_{xB} = 2.40kNm$$

Het buigend flap moment om de y-as wordt gegeven door

$$\Delta M_{yB} = \frac{\lambda Q_{design}}{B}$$

Waarbij λ is de tip speed ratio. Het flap moment is dan

$$\Delta M_{yB} = 2.79kNm$$

De normaalspanning in z-richting ten gevolge van deze belastingen wordt gegeven door

$$\sigma_{zzB} = \frac{\Delta F_{zB}}{A_B} + \frac{\Delta M_{xB} d_B}{2I_{xB}} + \frac{\Delta M_{yB} h_B}{2I_{yB}}$$

Waarbij A_B is het dwarsdoorsnede oppervlak van het blad bij de wortel, I_{xB} en I_{yB} zijn het oppervlakte traagheidsmoment om de x-as en y-as en d_B en h_B zijn de breedte en de dikte van de aanhechting van het blad. Voor de rechthoekige bladbevestiging met afmetingen

$$\begin{aligned}d_B &= 0.35m \\t_B &= 0.16m\end{aligned}$$

Geeft dat

$$\begin{aligned}A_B &= 0.012m^2 \\I_{xB} &= 6.4 * 10^{-5}m^4 \\I_{yB} &= 3.2 * 10^{-5}m^4\end{aligned}$$

En daarmee worden de spanningen bij de wortel van het blad:

$$\begin{aligned}\sigma_{zzB} &= 0.6 + 0.26 + 1.6 \\ \sigma_{zzB} &= 2.86MPa\end{aligned}$$

Deze spanning ligt onder de toelaatbare ontwerpspanning van $3MPa$.

MAST

De kracht op de rotorbladen veroorzaken een buigend moment in de mast. Voor deze load case is dit een vermoeiingsbelasting. De amplitude van deze belasting wordt gegeven door:

$$\begin{aligned}\Delta F_{xS} &= \frac{3\lambda Q_{design}}{2R} \\ \Delta F_{xS} &= 2.09kN\end{aligned}$$

Het buigend moment aan de onderkant van de bovenste sectie T3 van de mast wordt gegeven door:

$$\begin{aligned}\sigma_{zzT3} &= \frac{\Delta F_{xS} L_{T3} D_{T3}}{2I_{yT3}} \\ \sigma_{zzT3} &= \frac{2090 * 5 * 0.273}{2 * 8.70 * 10^{-5}} \\ \sigma_{zzT3} &= 16.40MPa\end{aligned}$$

Voor de middelste sectie T2 van de mast:

$$\begin{aligned}\sigma_{zzT2} &= \frac{\Delta F_{xS} L_{T2} D_{T2}}{2I_{yT2}} \\ \sigma_{zzT2} &= \frac{2090 * 10 * 0.355}{2 * 2.47 * 10^{-4}} \\ \sigma_{zzT2} &= 14.51MPa\end{aligned}$$

En voor de onderste sectie T1 van de mast:

$$\begin{aligned}\sigma_{zzT1} &= \frac{\Delta F_{xS} L_{T1} D_{T1}}{2I_{yT1}} \\ \sigma_{zzT1} &= \frac{2090 * 15 * 0.406}{2 * 4.54 * 10^{-4}}\end{aligned}$$

$$\sigma_{zzT2} = 14.02 \text{ MPa}$$

Deze spanningen liggen onder de ontwerpspanning bij vermoeiing van 50.7 MPa .

LOAD CASE B – MAX YAW RATE

Deze load case is een extreem belasting geval, waarbij de maximale yaw snelheid van de turbine veroorzaakt door een plotselinge windrichting verandering. Dit is vooral een extreme belasting voor het blad, de belasting op de toren is niet significant.

De maximale yaw snelheid wordt volgens de norm gegeven door:

$$\omega_{yaw} = 3 - 0.01(\pi R^2 - 2)$$

$$\omega_{yaw} = \frac{2.88 \text{ rad}}{\text{s}}$$

Het buigend moment M_{yB} door de gyroscopische krachten is tijdens deze load case is gegeven door:

$$M_{yB} = m_B \omega_{yaw}^2 L_r R_{cog} + 2 \omega_{yaw} I_B \omega_{design} + \frac{R}{9} \Delta F_{xs}$$

Waar L_r de afstand van de hub tot het yaw lager is. Het buigend moment is dan

$$M_{yB} = 8.15 \text{ kNm}$$

De optredende spanning bij de aanhechting van het blad is dan:

$$\sigma_{zzB} = \frac{M_{yB} t_B}{2 I_{yB}}$$

$$\sigma_{zzB} = 5.46 \text{ MPa}$$

Dit is lager dan de ontwerpspanning voor extreme belastingen van 7 MPa .

LOAD CASE H – EXTREME WIND LOADING

Deze load case gaat uit van de maximale windsnelheid die voor kan komen met een waarschijnlijkheid van 5% over een periode van 50 jaar. Deze windsnelheid, aangeduid met het symbool V_{e50} , is volgens de norm 42 m/s . Het systeem wordt beschermt met een pitch systeem wat het geprojecteerd oppervlakte ten opzichte van de wind verkleint. Zowel de bladen van de turbine, de mast en de fundering moeten de krachten optredend bij deze windsnelheid kunnen verdragen.

TURBINE

Het flap moment door de extreme windbelasting wanneer de bladen worden geparkeerd door het kortsluiten van de generator wordt gegeven door

$$M_{yB} = C_d \frac{1}{4} \rho_{air} V_{e50}^2 A_{projB} R$$

Waarbij C_d is de weerstandscoefficient van een vleugelprofiel, ρ_{air} is de dichtheid van lucht en A_{projB} is het geprojecteerde oppervlakte van het blad ten opzichte van de instromende wind. In dit geval geldt:

$$C_d = 1.5$$

$$\rho_{air} = 1.228 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$A_{projB} = 0.78 \text{ m}^2$$

Het buigend flap moment is dan

$$M_{yB} = 5.06 \text{ kNm}$$

De optredende spanning is dan 3.39 MPa wat wederom onder de ontwerpspanning voor extreme belastingen van 7 MPa ligt.

MAST

De mast ondervindt een buigend moment door de luchtweerstand van de turbine en door de luchtweerstand van de mast zelf. De belasting door de luchtweerstand van de turbine wordt gegeven door:

$$F_{xS} = BC_d \frac{1}{2} \rho_{air} V_{e50}^2 A_{projB}$$

$$F_{xS} = 7.54 \text{ kN}$$

De windbelasting op de mast wordt gegeven door:

$$F_{xT} = C_f \frac{1}{2} \rho_{air} V_{e50}^2 A_{projT}$$

Waar C_f de weerstandscoefficient is van een cilinder en A_{projT} is het geprojecteerde oppervlak van de mast. In dit geval geldt:

$$C_f = 1$$

Voor mastsectie 3:

$$M_{yT3} = 5 * 7540 + 2.5 * 1475$$

$$M_{yT3} = 41 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{zzT3} = 64.3 \text{ MPa}$$

Voor mastsectie 2:

$$M_{yT2} = 10 * 7540 + 4.67 * 3396$$

$$M_{yT2} = 91 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{zzT2} = 65.40 \text{ MPa}$$

Voor mastsectie 1:

$$M_{yT1} = 15 * 7540 + 6.86 * 5591$$

$$M_{yT1} = 150 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{zzT1} = 67.14 \text{ MPa}$$

Wederom liggen beide spanningen onder de toelaatbare extreme spanning van 118.3 MPa .

Het buigend moment $M_{yT1} = 150 \text{ kNm}$ is tevens ontwerpbelasting voor de fundering.

SCHEEFSTAND

De EAZ-Twaalf is gefundeerd op een elastisch ondersteunde prefab fundering. Zetting van de fundering veroorzaakt na verloop van tijd een zekere mate van scheefstand. Het manual van de molen beschrijft een maximaal toegestane scheefstand van 1.5 graad. Meer scheefstand moet worden bijgesteld met behulp van de stelbouten bij de aansluiting van de mast op de fundering.

Scheefstand veroorzaakt een offset van het zwaartepunt van de gondel. Dit zorgt voor een extra buigend moment in de mast en in de fundering. De offset wordt berekend als

$$r_{off} = 15 * \sin\left(\frac{1.5}{180}\pi\right) = 0.39m$$

Het gewicht van de gondel is 1500kg. Het extra buigend moment op de fundering is dan

$$M_{off} = 1500 * 9.81 * 0.39 = 5.7kNm$$

Dit is een verhoging van 3.4% ten opzichte van de ontwerpbelasting van 150kNm. Op het onderste mastdeel houdt dit een verhoging in van de extreme spanning van 67.14MPa naar 69.69MPa. Dit is binnen de toelaatbare spanning van 118.3MPa. Ook voor de fundering is deze belasting niet dusdanig significant dat de stabiliteit in het geding komt.

CONCLUSIE

In dit document zijn de constructieberekeningen van de EAZ-Twaalf windmolen gepresenteerd voor de optredende meest extreme belastinggevallen. Er is gerekend met vermoeiingsbelastingen en extreme belastingen. Aan de hand van deze berekeningen kan geconcludeerd worden dat de windmolen voldoet aan IEC61400-2, de Europese norm voor kleine windturbines.

ELASTISCH ONDERSTEUNDE PREFAB FUNDERING EAZ TWAALF WINDMOLEN



Rapport M&CC 15.700.3

Opdrachtgever :RvB Infra Harderwijk
Opdrachtnummer :M&CC 15.700.3
Datum :7 oktober 2015

Status :**Definitief**

Documentstatus			
Versie	Datum	Status	Auteur
3	07-10-2015	Definitief	

Wijzigingen				
Versie / Rev	Gereviseerde sectie / paragraaf	Korte beschrijving van de wijzigingen	Revisie door	Datum
3	Alle	tekst	DVI	07-10-2015

Distributielijst						
Naam	Initialen	Organisatie	Origineel	Kopie	Digitaal Arch.	Aantal
RvB					X	
EAZ					X	

INHOUDSOPGAVE

	Pagina
INHOUDSOPGAVE	3
INLEIDING	4
1.1 ALGEMEEN	4
1.2 DOELSTELLING	4
1.3 LIJST MET DEFINITIES EN AFKORTINGEN.	4
1.4 ONDERLIGGENDE DOCUMENTEN	5
2 FUNDERING VAN DE EAZ-TWAALF WINDMOLEN	6
2.1 INLEIDING	6
2.2 GEKOZEN AFMETINGEN FUNDERINGSPLATEN, FRAME EN PLAATSING HIERVAN (TOLERANTIES)	6
2.3 ZETTINGEN	6
2.4 HUIDIGE EN BEOOGDE FUNDERING EN ONDERZOEK	7
2.5 BELASTINGEN	8
2.6 GRONDONDERZOEK EN GEOPARAMETERS	8
2.7 UITVOERINGSMETHODE	9
3 DIMENSIONERING FUNDERING OP STAAL	10
3.1 INLEIDING	10
3.2 BELASTINGEN	10
3.3 GRONDCONDITIES	11
3.4 ALGEHELE STABILITEIT	11
4 GROND GRENS-, EVENWICHTSDRAAGVERMOGEN	13
4.1 ALGEMEEN	13
4.2 TOETSING VERTIKAAL EVENWICHTSDRAAGVERMOGEN EN HORIZONTALE SCHUIFWEERSTAND	13
5 DETAILS FRAME EN PLAAT	15
5.1 STELCONPLAAT DIMENSIES EN WAPENING	15
5.2 FRAME	16
5.3 VERBINDING FRAME/MOLEN	17
5.4 VERBINDING FRAME MET DE STELCONPLAAT	18
5.5 VERBINDING HE300B MET HE300B	18

INLEIDING

1.1

ALGEMEEN



Fig. 1.1 De EAZ twaalf windmolen

EAZ Wind (EAZ) ontwikkelt, produceert en installeert de "EAZ-Twaalf windmolen". Deze windmolen heeft een rotordiameter van 12 meter.

De EAZ-Twaalf windmolen wordt turn-key, als compleet systeem inclusief de fundering en de benodigde elektrische apparatuur, geïnstalleerd.

EAZ wil met de molen, die een hoge opbrengst tegen minimale kosten genereert, een grote doelgroep (vooral de agrarische markt) bereiken.

Naast de berekeningen van de molen en de te verwachten energie-opbrengst wordt tevens de stabiliteit van de ondergrond voor een fundering op staal berekend. Een variant van het EAZ funderingsontwerp op staal, voorziet nu in een in-situ gestort betonblok van 3,5 x 3,5 x 1,0 m.

De klant wil de EAZ Twaalf windmolenfundering op staal, voor meerdere type ondergronden standaardiseren. Voor de fundering is de ontwerpwen een kortstondige installatieperiode voor de molen en fundering van 1 dag, waarbij de inzet van zwaar materieel zo veel mogelijk dient te worden voorkomen.

RvB Infra Harderwijk (RvB) kan EAZ een dergelijk funderingssysteem aanbieden. RvB heeft DVI Consult BV (DVI) gevraagd haar plan voor de windmolenfundering (met de bijbehorende uitvoeringmethode) uit te werken. RvB heeft haar plannen gedurende een overleg de datum 10 juni jl. en 7 juli nader toegelicht. Ook is informatie over de windmolen (zie de literaturopgave) door EAZ, per e-mail van 12 juni, (vrijblijvend) aan DVI Consult ter beschikking gesteld.

1.2

DOELSTELLING

De doelstelling van deze notitie is op een VO plus abstractieniveau, de typische dimensies van de windmolenfundatie voor een slappe ondergrond vast te stellen.

1.3

LIJST MET DEFINITIES EN AFKORTINGEN.

Definities en afkortingen	
PvE	Programma van eisen
DO	Definitief Ontwerp
VO	Voorontwerp
EAZ	EAZ Wind BV
RvB	RvB Infra Harderwijk BV

Tab. 1.1 Lijst met definities en afkortingen.

1.4 ONDERLIGGENDE DOCUMENTEN

De onderhavige rapportage is opgesteld aan de hand van de beschikbare informatie van:

1. EAZ Wind; e-mail bericht van 12 juni 2015,
2. EAZ Wind; constructieberekeningen EAZ twaalf windmolen (rapport heeft geen nr of datum),
3. EAZ Wind Technische tekeningen overzicht en fundering dd. 27-04-2015,
4. Overleggen RVB, EAZ en DVI Consult dd. 10 juni en 7 juli,
5. NEN-EN normen als mede de CUR 36 en CUR 166.

2 FUNDERING VAN DE EAZ-TWAALF WINDMOLEN

2.1 INLEIDING

Het plan van RvB is de molen te funderen op een 4-tal prefab Stelcon funderingsplaten met behulp van een stalen frame. De funderingsplaten worden in een raster (met variabele afstand tussen de platen) gelegd.

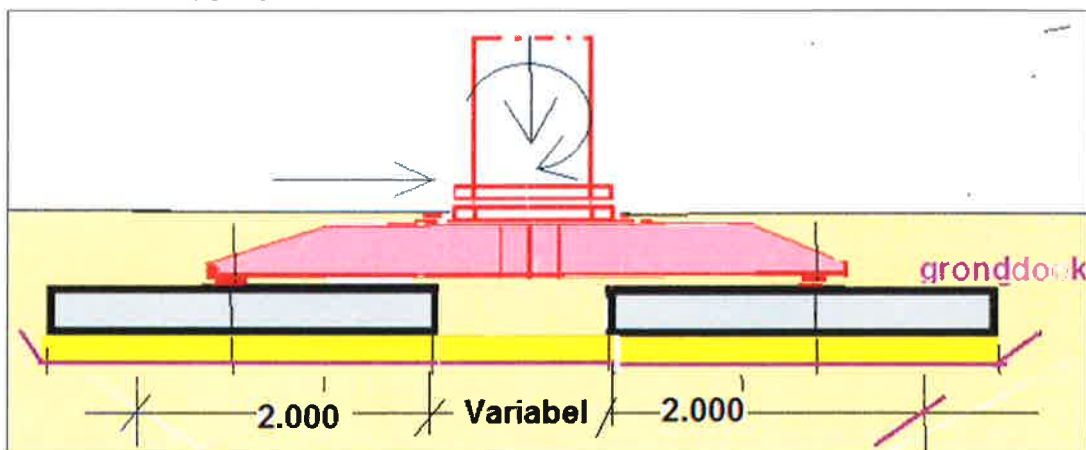


Fig. 2.1 Typische doorsnede

De funderingsplaten worden vorstvrij, na het maaiveld plaatselijk te hebben verlaagd, op een grondverbetering van 0,10 tot 0,20 m gevleid. In het hart van enkel prefab plaat bevindt zich een 2-tal gaten met bouten en platen (o/b). Via een hierop gemonteerd stalen frame wordt (gecentreerd) de windmolenbelasting afgeven. Deze centrering voorkomt een scheefstand van de plaat als gevolg van de molenbelasting.

De voorgestelde grondverbetering, voor klei- dan wel klei/veenachtige ondergronden, bedraagt 0,20 m zand (zand voor zandbed). In geval van klei- of klei/veenachtige in de ondergrond is de aanbeveling een gronddoek Geolon PP 60 (treksterkte 60 kN/m¹) toe te passen. Voor een zanderige ondergrond is geen grondverbetering of gronddoek noodzakelijk.

De onderkant van de Stelcon funderingsplaten ligt om reden van vorstvrij funderen op een niveau van 0,60 m-mv. Indien gekozen wordt de funderingsplaten direct op maaiveldniveau met grondverbetering te plaatsen moet rekening gehouden worden met een gronddekking van minimaal 45 cm op de prefab funderingsplaat

2.2 GEKOZEN AFMETINGEN FUNDERINGSPLATEN, FRAME EN PLAATSING HIERVAN (TOLERANTIES)

De funderingsplaten zijn standaard van het type gewapende Stelcon platen (C55) met een hoogte van 140 mm. De afstand tussen de platen is afhankelijk van de geologie. Het stalen frame, een HE 300 B (staalkwaliteit S235), is de standaard. Het frame wordt voorzien van een één laag ijzermene grondverf. De levensduur van het frame, inclusief corrosie afslagen, is berekend aan de hand van de aanbevelingen volgens de CUR 166 deel 6.

2.3 ZETTINGEN

Als gevolg van de structurele en incidenteel zware windmolenbelastingen worden extra belastingen aan de ondergrond toegevoegd. Een molenfundering op staal zal door de

toegevoegde belastingen, in welke mate dan ook, zetten. De grootte van de zettingen zijn, naast de kwaliteit van de ondergrond, ook afhankelijk van de funderingskeuze.

Een gelijkmatige zetting van de ondergrond geeft, afgezien van hoogteverschillen met het omliggende maaiveld, geen toegevoegde momenten of spanningen in de fundering. Anders is het als de mast, door excentriciteit uit de fundering, scheef komt te staan. Een dergelijke scheefstand moet (binnen EAZ gestelde grenzen) worden voorkomen. De windmolenfundering is daarom (dubbel) instelbaar ontworpen. Zo worden als gevolg van deze scheefstand grote additionele 2^{de} orde krachten en momenten op de molenfundering voorkomen. De instelopties zijn omschreven in het manual van de molen.

2.4 HUIDIGE EN BEOOGDE FUNDERING EN ONDERZOEK

Een grondonderzoek bestaat uit een survey, enerzijds een zoek in het DINO loket op sonderingen in de omgeving, anderzijds door geo-informatie op te vragen bij de gemeente of de eigenaar van de locatie is dringend gewenst. Naast deze data wordt met behulp van een visueel in-situ onderzoek en een daaraan gekoppelde beoordeling van een Geo deskundige de grond geclassificeerd.

Voor de bepaling van de fundering zijn, gezien de grootte van de belastingen, niet zo zeer het evenwicht-draagvermogen, maar vooral het vormverandering-draagvermogen bepalend voor dimensies van de fundering. Indien de belasting op een fundering wordt opgevoerd tot aan het evenwichtsgrensdraagvermogen kan voor het bereiken hiervan de fundering al te ver in de grond weggezonden zijn (zie fig. 2.2).

Zijn de grondlagen volledig onsamendrukbaar (zand, grind en rots) dan wordt dit wegzinken veroorzaakt doordat de grond zijdelings wordt weg geperst. Zijn de grondlagen sterk samendrukbaar dan wordt dit wegzinken veroorzaakt doordat de dieper gelegen grondlagen sterk worden samengedrukt. In werkelijkheid zal het wegzinken veelal een gevolg zijn van de combinatie van beide verschijnselen.

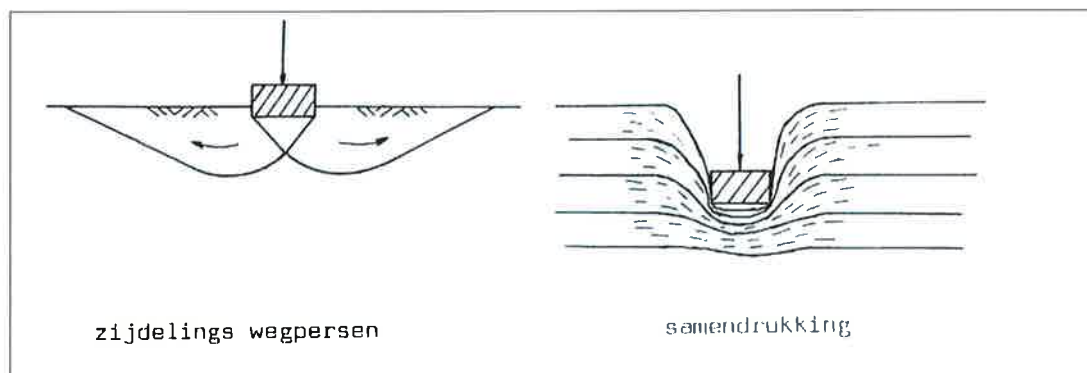


Fig. 2.2. Bezwijkmodellen van de ondergrond

Indien meer zetting aan één zijde van de fundering optreedt ontstaat er scheefstand. Deze scheefstanden zijn ook tot een berekende grenswaarde toelaatbaar. In het beoogd ontwerp van de molen-fundering worden de afzonderlijke funderingsplaten centrisch belast, waardoor een initiële scheefstand van de afzonderlijke funderingsplaten wordt voorkomen. De platen zullen toch geneigd zijn naar het hart van de molen te zetten. Een optie om dit fenomeen te voorkomen is de centrering van de plaatbelasting iets uit het midden (lees; verder van het hart) aan te brengen.

De zettingen van de ondergrond zijn vooral een functie van de toegevoegde belastingen. Indien geen belasting boven de historische grondbelastingen (POP waarden) wordt toegevoegd, zal de ondergrond niet of nauwelijks zetten.

Het verdient dus de aanbeveling de ondergrond als gevolg van de molenfunderatiebelastingen zo min mogelijk boven de historische grondbelastingen te belasten. Dit kan door de fundering zo licht mogelijk te ontwerpen, waarbij wel rekening gehouden moet worden met de overall stabiliteit van de constructie.

Voor bijzonder zettinggevoelige ondergronden kan overwogen worden, (indien er voldoende tijd is) deze tijdelijk voor te belasten, of de druk op de ondergrond te verminderen door zware grond (antropogene gronden) te vervangen door een lichter materiaal. Uiteraard moet ook hier de overall stabiliteit tegen kantelen wel zijn gehandhaafd.

Een fundering van de mast op staal met behulp van een in-situ gestort gewapend betonblok van 3,5 x 3,5 x 1,0 m is in de praktijk reeds toegepast. De stabiliteit en de sterkte van het betonblok zijn getoetst in [2], waarin ook de maximale gronddruk aan de norm, berekend en getoetst zijn. Het nadeel van deze methode is dat veel belasting aan een relatief zettingsgevoelige ondergrond wordt toegevoegd.

2.5 BELASTINGEN

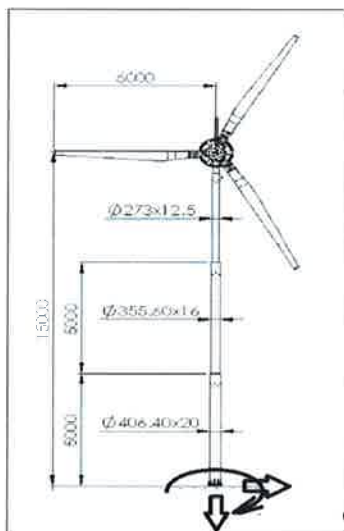


Fig. 2.3 De EAZ Twaalf molen

In dit hoofdstuk zijn voor de EAZ Twaalf windmolen de representatieve- en rekenbelastingen gepresenteerd.

Deze belastingen zijn ontleend uit [2] en berekend aan de hand van de IEC61400-2 norm. Voor het ontwerp van de molen is gerekend met vermoeiingsbelastingen en extreme belastingen.

In deze berekening [2] zijn ook voor de typische fundering de eisen van het vervorming-grensdraagvermogen en evenwicht-draagvermogen vastgesteld.

De maximale wind- en molenbelastingen op de fundering zijn met de veiligheidsfactoren volgens klasse CC2 van de NEN-EN berekend. De reken- en representatieve belastingen van de molen op het frame zijn gegeven in tabel 2.1.

Belastingen op funderingsniveau	Representatieve belastingen op het frame	Rekenbelastingen op het frame
Verticaal eigengewicht	40 kN	60 kN
Horizontaal	10 kN	15 kN
Overturning moment	150 kNm	225 kNm

Tab. 2.1 Samenvatting belastingen

2.6 GRONDONDERZOEK EN GEOPARAMETERS

Voor de standaardisering van de beoogde typische fundering op staal is besloten de ondergrond in een 3-tal (samengestelde) typen (soft t/m stiff) volgens tabel 2.2 onder te verdelen.

Locatie	Geologie	Conusweerstand	Inwendig wrijving	Cohesie [kN/m ²]	Volume [kN/m ³]	Bedding N/mm ³	Grondwater [m- mv]
Soft	Klei slap	0,1-0,3 N/mm ²	17,5°	5	13	0,01	0,6
Medium	Klei/leem	0,3-3,0 N/mm ²	22,5°	2,5	15	0,05	
Stiff	Zand/klei	3,0- N/mm ²	27,5°	0	18	0,10	

Tab. 2.2 Grondcondities

De beoogde fundering moet vorstvrij minimaal ca. 60 cm (onderkant Stelcon plaat) onder het maaiveld worden aangelegd. Het verdient de aanbeveling bij de condities soft en medium onder de Stelcon plaat de grondlagen te verwijderen en deze te vervangen door een op Geolon doek type 60 gefundeerde zandlaag van minimaal 20 cm dikte. Het Geolon doek voorkomt menging van de zandlaag met de ondergrond en spreidt de belastingen uit de fundering door haar trekkracht. Het zand dient te voldoen aan de eisen voor zand in ophoging of aanvulling (conform Standaard RAW Bepalingen 2015, artikel 22.06.01), en verdicht te worden.

Ten gevolge van de belastingen op de fundering is het plausibel te verwachten dat zettingen in de orde van enkele cm's tot dm's zullen optreden. Voor de stabiliteit van de molen zijn niet zo zeer de absolute zetting maar veel meer de verschilzettingen een punt van aandacht. De verwachting is dat de elastische (s1) en de plastische zettingen (s2) verschilzetting in de orde van grootte van meerdere cm's kan bedragen.

Reden om in het onderhoudsmanual van de molen een meet- en onderhoudsinterval op te nemen, waarin (in het begin maandelijks en later jaarlijks) de verschilzettingen worden gemeten en beoordeeld aan de norm van de molen.

De bodemeigenschappen en de parameters zijn, omdat de ondergrond veelal een niet-homogeen medium is, dat zich niet-lineair gedraagt, over het algemeen lastig in-situ te bepalen. Daarom zijn voor de grootte van de parameters (vooral het beddingsgetal van de fundering) de aanbevelingen en de richtlijnen van de CUR 36 en de NEN-EN gevolgd.

2.7 UITVOERINGSMETHODE

Uitgangspunt van het ontwerp is de volgende uitvoeringsmethode;

1. De bovenste, veelal klei- en klei/veenachtige lagen, worden verwijderd tot ca. 20 cm onder de onderkant van de funderingsplaten tot een niveau van 0,60 m+0,20=0,80 m-maaiveld. In ieder geval moet het aanleg niveau van onderkant fundering altijd boven grondwaterpeil zijn.
2. Een Geolondoek (rolbreedte 5,20) met de afmetingen 5,2 x 5,2 m wordt geplaatst bij bovengenoemde gronden.
3. Hierop wordt een aanvulling van zand voor zandbed, die machinaal tot de voorgeschreven Proktor-waarden wordt verdicht, geplaatst.
4. Op het verdichte zandbed wordt een 4-tal prefab Stelcon platen geplaatst,
5. Hierop komt het stalen of een betonnen (prefab frame) en deze wordt met behulp van 4 x 2-tal stelbouten op hoogte gesteld. Op het frame is een scharnierinrichting met borgpen gemonteerd ten behoeve van de richten en plaatsen van de stalen windmolenmast.
6. Na het stellen en richten van het frame met de bovengenoemde stelbouten, wordt deze aangevuld met uitkomende gronden (van een gegarandeerd volumegewicht (of zand) tot bovenkant frame. Hierna kan de montage van de molen, welke scharnierend overeind getrokken wordt, plaatsvinden.
7. Na het stellen van de windmolenmast (2^{de} stelmogelijkheid) en de aanleg van de benodigde kabels is de molen geschikt voor gebruik.
8. De onderhoudsperiode van de fundering (volgens het manual) start.

3 DIMENSIONERING FUNDERING OP STAAL

3.1 INLEIDING

In dit hoofdstuk is het molenfunderingsontwerp op staal op een VO plus abstractieniveau, voor de gedefinieerde grondcondities (volgens tabel 3.2) uitgewerkt. De term: "funderen op staal" is afkomstig van het Oudgermaanse "stal", wat "staan op, rusten op" betekent.

Bepalend voor de dimensies van de funderingen is de uiterste grondconditie (soft ondergrond). Omdat een uniform systeem van funderen, zij het met wisselende rasterafmetingen, gezocht is zijn in dit VO+ rapport zijn alle onderdelen van de constructie berekend voor deze ongunstigste conditie.

Bij de toetsing van een fundering op staal moeten zowel grenstoestanden in UGT als in BGT worden beschouwd. Conform NEN-EN in bijzonder de NEN-EN 1997-1 [6.1] zijn de volgende situaties te onderzoeken:

1. Verlies van algehele stabiliteit (zie hoofdstuk 3.1)
2. Toetsing beton (zie hoofdstuk 3.2)
3. Toetsing ondergrond (zie hoofdstuk 3.3)

Toetsing verticaal draagvermogen ondergrond, bezwijken door overschrijding van draagkracht, doorponsen en/of zijdelings wegpersen (squeezing)

 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak en invloedsdiepte;
 - b. toets verticale draagkracht in (on)gedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - c. toets op doorponsen (indien van toepassing) en zijdelings wegpersen (indien van toepassing).

Toetsing weerstand tegen horizontaal glijden ondergrond:

 - a. toets horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - b. toets horizontale draagkracht in gedraineerde toestand.

Toetsing zakkings en zakkingsverschillen constructie en toetsing op deformatie-eisen van EAZ.
4. Beschouwing zwel (wordt hier niet verder behandeld) en beschouwing onaanvaardbare trillingen (wordt hier niet verder behandeld).

Grondkwalificatie	Stelcon plaat in raster	Frame	Boutverbindingen
1. Soft grond 14/14 kN/m ³ Klei slap	2,0 x 2,0 x 0,14 (C55) Periferie raster 5,5 x 5,5 m	Staal: HE 300B	Mast - frame: 8 x M 24 Frame - Stelcon: 4 x 2 M20
2. Medium 16/16 kN/m ³ Klei medium en leem	2,0 x 2,0 x 0,14 (C55) Periferie raster 5,5 x 5,5 m	Staal: HE 300B	Mast - frame: 8 x M 24 Frame - Stelcon: 4 x 2 M20
3. Stiff grond 17/17 kN/m ³ Stiff klei en zand	2,0 x 2,0 x 0,14 (C55) Periferie raster 5,5 x 5,5 m	Staal: HE 300B	Mast - frame: 8 x M 24 Frame - Stelcon: 4 x 2 M20

Tab. 3.1 Stelcon en frame

3.2 BELASTINGEN

Belastingen op funderingsniveau	Representatieve framebelastingen [kN] resp. [kNm]	Reken minimale resp. maximale framebelastingen [kN] resp. [kNm] Veiligheidsklasse NEN-EN: CC2	
Verticaal eigengewicht	40,0	0,9 x 40 = 36	1,35 x 40 = 54,0
Horizontaal	10,0		10 x 1,5 = 15,0
Overturning moment	150,0		150 x 1,5 = 225,0

Tab. 3.2 Belastingen

3.3 GRONDCONDITIES

Locatie	Geologie	Conus N/mm ²	Inwendig wrijving	Cohesie kN/m ²	Volume kN/m ³	Bedding N/mm ³	Grondwater [m- mv]
1. Soft	Klei/veen	0,3	17,5°	1	14	0,03	0,6
2. Medium	Klei/leem	0,3-3,0	22,5°	2,5	15	0,05	
4. Stiff	Zand	3,0-	27,5°	0	17	0,10	

Tab. 3.3 Grondcondities (Beddingconstanten zie CUR)

3.4 ALGEHELE STABILITEIT

Voor de bepaling van het draagvermogen van een fundering op staal zijn aangehouden de volgende parameters

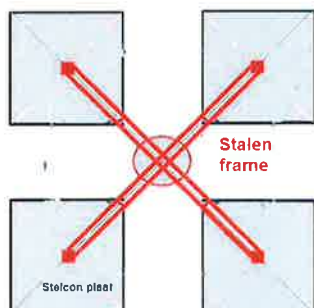
1. Funderingsplaat :2,0 m x 2,0 m x 0,14 m
2. Onderkant funderingsplaat :0,6 m-mv
3. Rekenbelastingen uit constructie verticaal:
 - o Totale verticale belasting op funderingsplaat :64,5 kN
 - o Belasting uit constructie horizontaal idem : 3,8kN
4. Freatische grondwaterstand (gemiddeld) :0,60 m-mv
5. Maaiveldhoogte :0,00 m mv
6. Grondverbetering :zand; 20 cm ok fund
-> $q_c=5$ Mpa
7. Grondaanvulling op funderingsplaat :zand gepakt tot 0,00 NAP

De dimensionering van de platen en het frame is bepaald aan de hand van een 2-tal belasting-gevallen te weten volgens klasse NEN-EN; CC2;

- A. Een scheve buiging van het frame over de zwakke as van het systeem
- B. Een buiging over de stijve x- en y-as van het systeem

Belastingen funderingsniveau op Stelconplaat	Representatieve framebelast. [kN] resp. [kNm]	Reken framebelastingen [kN] resp. [kNm]	
		Minimaal	Maximaal
Verticaal eigen gewicht Stelconplaat 2,0x2,0x0,14	$2,0 \times 2,0 \times 0,14 \times 25 = 14,0$	$0,9 \times 14,0 = 12,6$	$14 \times 1,35 = 18,9$
Verticaal eigen gewicht frame	$\frac{1}{4} \times 12,0 = 3,0$	$0,9 \times 3,0 = 2,7$	$3,0 \times 1,35 = 4,1$
Verticaal eigen gewicht mast	$\frac{1}{4} \times 40 = 10,0$	$0,9 \times 10,0 = 9,0$	$10,0 \times 1,35 = 13,5$
Verticaal eigen gewicht grond	$2,0 \times 2,0 \times 0,46 \times 17_{\text{klei/zand}} = 31,3$	$31,3 \times 0,9 = 28,2$	$31,3 \times 1,35 = 42,5$
Horizontaal wind	$\frac{1}{4} \times 10 = 2,5$	0	$2,5 \times 1,5 = 3,8$
Overturning moment	$(150,0 + 10,0 \cdot 0,5) / \text{afstand en aantal}$		$155 \times 1,5 = 232,5 / \text{afstand en aantal}$

Tab. 3.4 Belastingen op Stelconplaten



Er zijn geen wrijvingnormaalkrachten ten gevolge van interne spanningen tussen de plaat en de ondergrond in het model berekend.

Fig. 3.1 Typische op staal fundering met stalen frame of betonnen frame (plaat)

Model belastingen	Windbelastingen Raster afm. 5,5 x 5,5 m h.o.h. // frame, $\perp$ frame 3,50 m en 4,96 m		Eigen gewicht constructie		Benodigde grond-massa op plaat minimaal Sf >1,1	
	vert.	hor.	min	max	min	max
	Rekenwaarden min/max per plaat van 2,0 x 2,0 in [kN]					
A // frame	$232,5 / (2,3,5) =$ +/- 32,1	5,0	24,3	36,5	Niet maatgevend	
B $\perp$ frame	$232,5 / 4,96 =$ +/- 46,9	5,0	24,3	36,5	$46,9 \times 1,1 - 24,3 = 27,3 \rightarrow 27,3/2,0^2 \cdot 0,46 \rightarrow$ Vol. Gew_{min} = 15 kN/m³ -> Klei/zand	

Tab. 3.5 Belastingen en reactie grond

4 GROND GRENS-, EVENWICHTSDRAAGVERMOGEN

4.1 ALGEMEEN

Zandgronden hebben praktisch geen plasticiteit terwijl klei en veen een zeer grote plasticiteit bezitten. Deze plastische eigenschappen moeten worden gekenmerkt om te onderzoeken of een fundering op dergelijk klei/veenachtige ondergrond wel haalbaar is.

Klei of klei/veen komt in verschillende hoedanigheden voor met nogal uiteenlopende eigenschappen. In het algemeen kan gesteld worden dat de civieltechnische eigenschappen van klei veranderen door invloeden vanuit de omgeving waarin de klei zich bevindt. Voorbeelden van dergelijke invloeden zijn verandering van grondwaterstand, uitdroging, etc. Karakteristieke eigenschappen van klei zijn de cohesie de volume gewichten, de inwendige wrijvingshoek, plastische (consistentie) eigenschappen (Atterbergse grenzen, vloeigrens en uitrolgrens) en het vermogen om water vast te houden.

De cohesie is het gevolg van bindingskrachten tussen zeer fijne gronddeeltjes. Deze krachten zijn groot ten opzichte van het gewicht van de deeltjes. Het vermogen van klei om water vast te houden, komt doordat de watermoleculen zich relatief sterk hechten aan het oppervlak van de gronddeeltjes en omdat de vele zeer fijne poriën in klei de verplaatsing van water door de klei sterk beperken. Bij een relatief hoog watergehalte en daardoor een lage consistentie-index, zal klei gemakkelijk vervormen.

Parameters ondergrond	γ
Ongedraineerde cohesie c_u	1,15
Gedraineerde cohesie c'	1,6
Inwendige wrijving ϕ' (tan)	1,15
Wrijvingshoek δ' (tan)	1,15
Prisma druksterkte	1,35
Volume gewicht	1,1

Bij funderingen op staal wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De veiligheid voor de rekenwaarden van de grondparameters zijn bepaald in tabel 4.1.

Tab. 4.1 Grondveiligheden

De representatieve grondopbouw van type 1 (soft) zijn aangegeven in tabel. De grondparameters zijn bepaald op basis van de NEN0997-1.2011 tabel 2b.

Geologie	Conus-weerstand	Inwendig wrijving	Cohesie [kN/m ²]		Volume	Samendrukking		Bedding N/mm ³	Grondw [m- mv]
		[°]	c_u	c'	[kN/m ³]	c_a	c_e		
	Representatieve parameters								
1. Klei slap	0,5 N/mm ²	17,5°	25	1	14	0,0131	0,3286	0,05	0,6

Tab. 4.2 Grondcondities

4.2 TOETSING VERTIKAAL EVENWICHTSDRAAGVERMOGEN EN HORIZONTALE SCHUIFWEERSTAND

De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve gronden, waarin als gevolg van de molenbelasting wateroverspanningen ontstaan. De berekening van de verticale draagkracht moet voor grond dan zijn ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte $c_{u,d}$. De hoek van inwendige wrijving ϕ is daarbij gelijk aan nul.

Voor zand en grind is de ondergrond zo doorlatend dat deze slechts de gedraineerde toestand wordt onderzocht. Voor klei, leem en andere grondsoorten moeten dus zowel de gedraineerde en ongedraineerde toestand worden onderzocht. Het evenwichtsdraagvermogen voor de

gedraineerde situatie is door Prandtl analytisch uitgewerkt tot een wigvormig bezwijkvlak, waarvoor wordt voldaan aan het Mohr-Coulombcriterium

De toets voor de fundering op staal is door D-Foundations Shallow Foundations (Deltares) module funderingen op staal bedaan. Het ontwerp is getoetst aan de norm voor funderingen op staal, volgens Eurocode 7, Nederlandse Annex. De module beschikt over de volgende van toepassing zijnde opties:

- ✓ horizontale en verticale belastingen op de fundering (ook het afschuiven langs het grondvlak)
- ✓ berekening van maximale draagkracht voor een gegeven fundering en belasting
- ✓ controleberekening op basis van de Eurocode 7, Nederlandse Annex
- ✓ controle op squeezing effecten

Voor de fundering op staal is in M-Foundation ook de zakking bepaald. Hierbij is geen rekening gehouden te hebben met een eventuele POP waarden, waardoor de absolute zettingen wat hoger uitpakken. Omdat de funderingselementen op een afstand van 1,5 m van elkaar gelegen zijn, is de onderlinge beïnvloeding gering. Over het algemeen is de diepte van belang voor de stabiliteit en de zettingen op praktische gronden ca. twee x plaatbreedte, in het onderhavige geval van de molenfundering dus ca. 4,0 m

Met behulp van het programma D-Foundations is nagegaan of het verticaal draagvermogen van de ondergrond toereikend is voor de fundering op de gedefinieerde zwakke kleigronden. In de tabel 4.3 zijn de berekeningsresultaten weergegeven.

Aanvullend zijn tevens de verwachte zettingen van de funderingen bepaald om de ondergrens van de verticale beddingsconstante onder de funderingsplaat te bepalen. De beddingsconstante wordt berekend door de verandering van de belasting te delen door de verandering van de zetting.

Fundering [m]	Diepte [m mv]	$F_{s,v,d}$	$F_{r,v,d}$	$F_{s,v,d} < F_{r,v,d}$	$F_{s,h,d}$	$F_{r,h,d}$	$F_{s,h,d} < F_{r,h,d}$	$Z_{d,pr/se}$	$\Delta Z_{r,pr}$
[m, kN, kN/m2 en kN/m3]									
2,0 x 2,0 m	-/- 0,60	64,5 waarvan repr. wisselend 46,5/1,5 = 31,0*	231,9	akkoord	5,0	74,12	akkoord	0,46	0,08

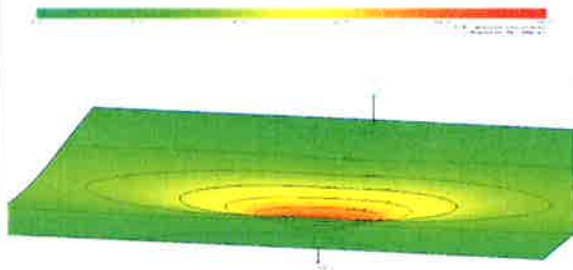
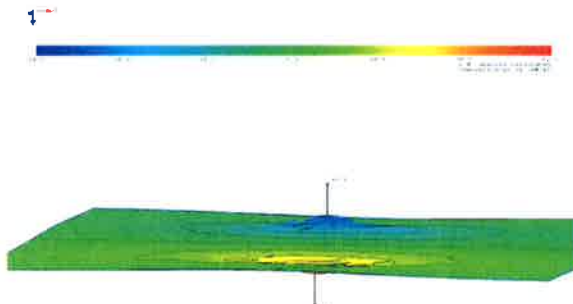
Tab. 4.4 Uitvoer M-Found

Fundering	Diepte [m mv]	Δ belasting	$\Delta Z_{r,pr}$	$k_{30 \text{ jr}}$
[m, kN, kN/m2 en kN/m3]				
2,0 x 2,0 m	-/- 0,60	31,0	0,08 (30 jr)	400

Tab. 4.3 Uitvoer M-Found.

5 DETAILS FRAME EN PLAAT

5.1 STELCONPLAAT DIMENSIES EN WAPENING

Beding	Constructie	Maatgevende positie van het laststel op vloerplaat
k=400 kN/m³	Beton plaat; 2,0 x 2,0 x 0,14 m Gewapend met # 8-150 o/b  Kwaliteit C60. Stalen platen; 200x200x20 mm	 Reactie uit stalen frame op plaat 200 x 200 mm; $F_{d, \text{druk}} = 46,9 + 4,1 + 13,5 = 64,5 \text{ kN}$ $F_{d, \text{trek}} = 46,9 - 2,7 - 9,0 = 35,2 \text{ kN}$ Actie onderkant stalen plaat; $F_{d, \text{max}} = 64,5 / 0,2^2 = 1.600 \text{ kN/m}^2$   $M_{d, x, y \text{ o/b max}} = 15,0 \text{ kNm/m}$ $T_{d, x, y \text{ o/b max}} = 47 \text{ kN/m}$ Gekozen; 14φ8 is # φ8 -150 o/b

Tab. 5.1 Uitvoer geometrie wapening

Geometrie wapening

 trekwapening (1e laag)
 trekwapening (2e laag)
 drukwapening (zonodig)

aantal	diameter	Nut.hoogte (d ₁) [mm]	A _{s1} (A _{s1min} /A _{s1max}) [mm ²]	P _s (P _{smin}) [%]
5,7	∅ 8	106	337 (224/289)	0,32 (0,21)
		0	0 (0)	

 Beugels (PRAKTISCH)
 aant sneden
 hoek beugels

∅ -	hoh	A _{sw} [mm ²]	P _{sw} (P _{swmin}) [%]
∅ 0	- 300 mm	0,00	0 (0,113)
n _a	=	sf = -342mm < 813mm = OK	
α [°]	=	90	

$$\text{Nuttige hoogte mbt onderwapening } d_o = \frac{d_1 A_{s1} + d_2 A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{106 \times 337 + 0 \times 0}{337 + 0} = 106 \text{ mm}$$

Rekenwaarde van de ponsweerstand zonder ponswapening

Kolomkop

k = 2,00	Faktor voor de invloed van de hoogte
p ₁ = 0,0077	Wapeningsverhouding voor de langswapening
σ _{op} = 0,00 N/mm ²	Rekenwaarde van de betondrukspanning
k ₁ = 0,10	Aanbevolen waarde
C _{Rd,c} = 0,12	Aanbevolen waarde
v _{Rd,c} = 0,84 N/mm ²	Rekenwaarde van de ponsweerstand

Plaat

k = 2,00	Faktor voor de invloed van de hoogte
p ₁ = 0,0077	Wapeningsverhouding voor de langswapening
σ _{op} = 0,00 N/mm ²	Rekenwaarde van de betondrukspanning
k ₁ = 0,10	Aanbevolen waarde
C _{Rd,c} = 0,12	Aanbevolen waarde
v _{Rd,c} = 0,84 N/mm ²	Rekenwaarde van de ponsweerstand

Toets van de rekenwaarde van de ponsweerstand

1e periferie

u ₁ = 2032 mm	Lengte van de beschouwde controle omtrek
Δu _{sparing} = 0 mm	Reductie van het controle omtrek t.g.v. een sparing
u _{1,red} = 2032 mm	Gereduceerde lengte van de beschouwde controle omtrek t.g.v. een sparing
ΔV _{Ed} = 2 kN	Bovenbelasting binnen de periferie
V _{Ed,red} = 63 kN	Ponsbelasting
β = 1,15	
v _{Ed} = 0,37 N/mm ²	< 0,84 N/mm ² Voldoet

5.2

FRAME

De stabiliteit van het frame en details zijn berekend met Matrix software. Het frame is geschematiseerd als een ligger op 2 steunpunten met in het midden de belastingen afkomstig van de molen. De verticale belasting is dan 50%. In de liggers van het frame treden de hoogste spanningen op indien het frame ⊥ op zijn y-as belast wordt op:

Belastingen op funderingsniveau	Invoer model
Verticaal eigengewicht V _{d,z} = 54 x 0,5 = 27,0 kN	V _{eq} = 27,0 kN
Overtuning moment M _{d,y,molen} = 225,0 kNm M _{d,y,exc} = 15 x 0,2 = 3,0	H _{eq} = 228/15 = 15,2 kN
K _{veer, korte termijn}	3.000 kN/m

Tab. 5.2 Invoer Matrix

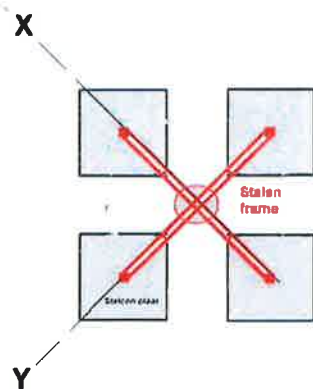


Fig. 5.1 Platte grond frame en platen

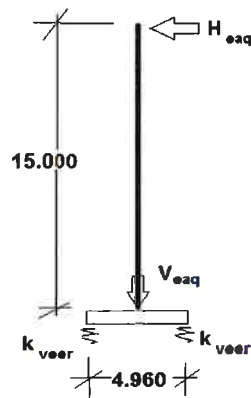


Fig. 5.2 Belastingen

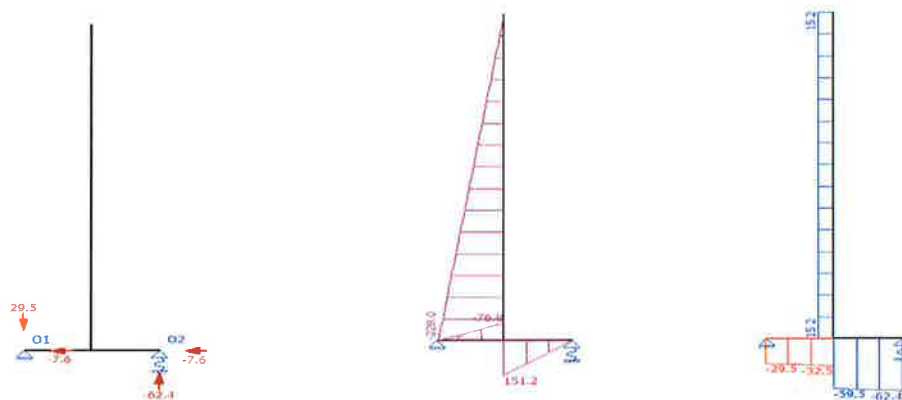


Fig. 5.3 Uitvoer Matrix

$$M_{d, HE300B, max} = 151,2 \text{ kNm.}$$

$$V_{d, HE300B, max} = 59,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{d, max} = 151,2 \cdot e6 / 1.260 \cdot e3 = 120 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{vloei}$$

Controle op corrosie zie tabel 9.2, CUR 166 deel 6. $\rightarrow \Delta_{25 \text{ jaar}} = 1,0 \text{ mm} \rightarrow t_f = 19 - 1,0 = 18 \text{ mm}$

$$W_{y, red} = 18/19 \approx 95 \% \rightarrow \sigma_{d, max, cor} = 127 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{vloei}$$

Frame om praktische redenen verstijven met schotjes nabij opleggingen en aansluiting bij kolom windmolen!

5.3 VERBINDING FRAME/MOLEN

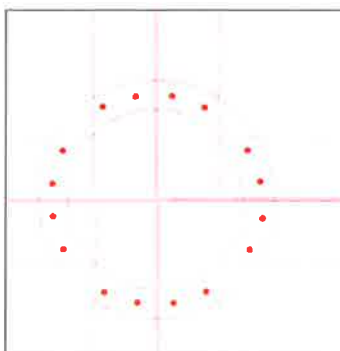


Fig. 5.3 Aansluiting molen op frame

Belastingen per bout;

$$\text{-uit wind} : R_{v, w, d} = 225,0 / 0,5 \cdot 4,0 = 125,0 \text{ kN}$$

$$\text{-uit eig.gew.} : R_{v, EG, d} = 54,0 / 16 = 3,4 \text{ kN}$$

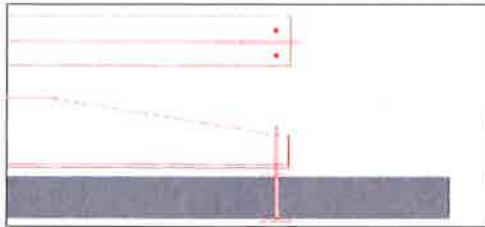
$$\text{-uit wind} : R_{h, d} = 15,0 / 16 = 1,0 \text{ kN}$$

$$\text{Gekozen: } 16 \text{ M24 (8.8} \rightarrow A_a = (16 \times) 353 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{d, bout} = \sqrt{(128,4 \cdot 353)^2 + (3,1 \cdot 0^3 / 353)^2} = 365 \text{ N/mm}^2$$

Aansluiting flensplaat op frame HE300B met schotjes.

5.4 VERBINDING FRAME MET DE STELCONPLAAT



Belastingen per bout:

$$R_{v,d} = 64,5/2 = 32,3 \text{ kN}$$

$$R_{h,d} = 15,0/4.2 = 2,0 \text{ kN}$$

Gekozen op praktische gronden: 2 M20 (8.8)
platen o/b op Stelcon PI ; 2x pl:200x200x20 mm .

Fig 5.4 Typisch detail frame betonnen plaat

5.5 VERBINDING HE300B MET HE300B

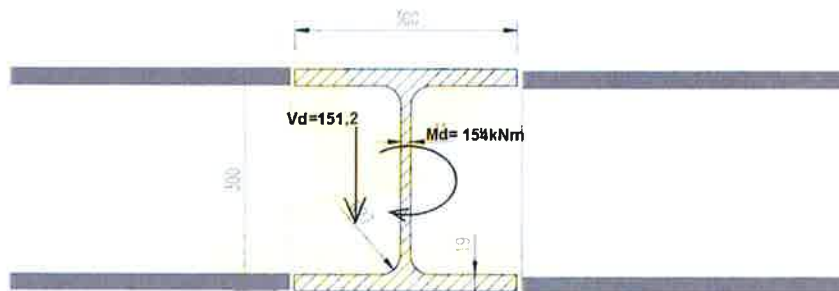


Fig 5.5 Typisch detail HEB-HEB

Volgt in overleg met opdrachtgever en EAZ
Een combinatie met de molen funderingsplaten overwegen