


POVM Eemdijkproef

DO Pull-Over Test (POT)
Product I6/I7

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteur: T. Naves
Datum: mei 2018

Definitief 2.0



Titel




Project
1220518-005

Pagina's
49

Samenvatting

Om het werkelijke gedrag van een met damwandconstructie versterkte waterkering (de 'blauwe dijk') onder extreme condities tot na bezwijken betrouwbaar in kaart te brengen is binnen de POV|Macro stabiliteit voor deze principetechniek een full-scale bezwijkproef (FSP) voorzien. Om de doelstellingen rondom deze hoofdproef te kunnen behalen is geconcludeerd dat een aantal "kleinschalige" fysieke proeven noodzakelijk is waarin verschillende configuraties van damwand-profiel omver worden getrokken. In het vervolg worden deze bezwijkproeven aangeduid als de Pull-Over Tests (afgekort tot POTs).

In dit rapport wordt het definitief ontwerp (DO) van de opbouw- en proeffase van de POTs behandeld (deelproduct I6), inclusief ontwerptekeningen (deelproduct I7).

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	feb 2018	T. Naves		H.J. Lengkeek		L. Voogt	
				M. Post			
02	mei 2018	T.Naves		H.J. Lengkeek		L. Voogt	
				M. Post			

Status
definitief

18 mei 2018, definitief

Inhoud

0 Productoverzicht	1
1 Inleiding	2
1.1 Inleiding	2
1.2 Doelstelling Pull-Over Test	2
1.3 Aanpassingen VO Pull-Over test	3
2 Pull over test opstelling	4
2.1 Proefopstelling	4
2.2 Damwandtypes	4
2.3 Damwandconfiguraties	5
2.3.1 3 dubbel damwandprofiel ('continue wand')	6
2.3.2 1x triple U-profiel	6
2.4 Aanbrengen belasting	7
2.5 Gording	8
2.6 Beïnvloedingszone	8
2.7 Installatie wijze damwanden en buispalen	10
3 Predicties Pull-Over Test	11
3.1 Uitgangspunten Predictie berekeningen	11
3.1.1 Doorsnedeklasse damwandprofiel	11
3.1.2 Damwandprofielen	12
3.1.3 Sterkte damwandprofiel	12
3.1.4 Grondopbouw	13
3.1.5 Geotechnische sterkte parameters	15
3.1.6 Plaxis Model	16
3.1.7 Mesh fijnheid	17
3.2 Predictie: Gu8N (reversed)	18
3.3 Predictie AZ13-700	20
3.4 Predictie AZ26	22
3.5 Vervormingen kop damwand	24
3.6 Vervormingen reactieframe	26
3.7 Rotaties damwand	28
3.7.1 GU8N	29
3.7.2 AZ13-700	30
3.7.3 AZ26	31
4 Monitoring	32
4.1 Doel van de monitoring	32
4.2 Hoe wordt er gemonitord	32
5 Risico's	34
5.1 Damwandplank bezwijkt niet	34
5.2 Damwand bezwijkt te snel / vroegtijdig	34
5.3 Mislukken van installatie damwand	34
5.4 Onveilige situaties tijdens uitvoering van de proef	34



18 mei 2018, definitief

5.5	Uitvallen monitoring	35
6	Conclusie	36
7	Referenties	37

0 Productoverzicht

Als verantwoording voor de invulling van het proefprogramma rondom de POV|M Eemdijkproef zijn de volgende hoofdproducten^[1] in Tabel 0.1 voorzien:

Code	Hoofdproducten
A	Algemene werkzaamheden
B	Externe stuurinformatie
C	Interne stuurinformatie
D	Inkoop installatie monitoring, veld- en laboratoriumonderzoek
E	Vergunningen
F	Geotechnisch basisrapport proeflocatie
G	Voorlopig ontwerp aanleg/opbouw FSP
H	Voorlopig ontwerp proef POT
I	Definitief ontwerp proef/herstel FSP/POT
J	Monitoringsplannen FSP en POT (aanleg, opbouw en proef)
K	Inkoop grondwerk t.b.v. aanleg en opbouw FSP
L	Inkoop grondwerk t.b.v. (tussentijds) herstel proef FSP/POT
M	Inkoop en installatie damwanden en hulpconstructies FSP/POT
N	Inkoop overig materieel t.b.v. uitvoering proef FSP/POT
O	Draaiboeken voor aanleg, opbouw, proef en herstel FSP/POT
P	Factual report en analyse reststerkte & restprofiel proef FSP
Q	Factual report en analyse opbouw en proef POT
R	Factual report aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
S	Analyse aanleg FSP (groene en blauwe dijk)
T	Factual report opbouw FSP (groene en blauwe dijk)
U	Factual report proef FSP (groene en blauwe dijk)
V	Analyse proef FSP/POT (groen en blauwe dijk, push-over)
W	Dataverwerking en dataopslag

Tabel 0.1 Overzicht van producten bij proefprogramma POV|M Eemdijkproef

Het voorliggende deelproduct betreft het Definitief Ontwerp (DO) van de pull-over test (POT, product I5/I6/I7), wat tezamen met het DO van de full-scale damwandproef **hoofdproduct I** vormt. Het DO van de full-scale damwandproef is een afzonderlijk deelproduct.

^[1] zie aanbieding met Deltares kenmerk 11200956-001-GEO-0003-ydh van 10 mei 2017

1 Inleiding

1.1 Inleiding

Als onderdeel van de POV Macro stabiliteit (POV|M) is er een full-scale damwandproef voorzien. Deze proef heeft als doel om sterkte en vervormingsgedrag van een combinatie van constructieve elementen en (on)gedraineerde grond onder extreme (hoogwater)condities betrouwbaarder te kunnen voorspellen. In deze proef zal een stabiliteits-verhogende langsconstructie in een grondrijk tot bezwijken worden gebracht. Op basis van deze en andere voorbereidende proeven kan uiteindelijk antwoord worden gegeven op alle kennisvragen zoals benoemd in bijlage A.

In de definitiefase [ref. 1] is geconcludeerd dat voor het bepalen van de bovenstaande doelstelling een optimale mix van numeriek en fysiek (groot- en kleinschalig) onderzoek noodzakelijk is. Hierbij is als “kleinschalige” fysieke proef een proef voorzien waarin een damwandprofiel omver wordt getrokken. In het vervolg wordt deze bezwijkproef aangeduid als de Pull-Over Test (afgekort tot POT).

Voor dergelijke bezwijkproeven heeft Witteveen+Bos in samenwerking met het Havenbedrijf Rotterdam veel ervaring opgedaan bij bezwijkproeven van afmeerpalen (Dolphins). In Bijlage B is een samenvatting van deze proef opgenomen. Daarnaast is ook in het blad geotechniek een artikel hierover verschenen [ref. 6].

In dit ontwerprapport worden de predicties uit het VO [ref. 6] ge-update op basis van de ge-update grondeigenschappen naar aanleiding van het labonderzoek [ref. 2], de gemeten damwandeigenschappen en geavanceerde 3D berekeningen. Deze predicties zullen dienen als stuurinformatie voor de uitvoering van de proef.

1.2 Doelstelling Pull-Over Test

De POT heeft als doelstelling de invloed van de ondersteuning door grond op het gedrag van een (dis)continue damwand te valideren. Hierin wordt met name gekeken naar de plasticiteit van de damwand en de resulterende grond-constructie interactie. De POT zal antwoord geven op de volgende specifieke kennisvragen in Bijlage A:

1. Hoe goed kunnen de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredend gedrag in de proeven (in dit geval de POT) voorspellen.
2. Welke invloed hebben het (dis)continue karakter van de damwand én mate van inbedding in grond op doorsnedeklasse volgens Eurocode 3 - deel 5?
3. Hoe gedraagt zich een in grond ingebedde plank na het ontstaan van een plastisch scharnier. Is er met volledig ingebedde damwand een hoger moment toelaatbaar dan zonder inbedding?

In aanvulling op het beantwoorden van bovenstaande kennisvragen zal de POT ook dienen om ervaring op te doen voor de Full-Scale damwandproef (afgekort tot FSP). Kennis die wordt opgedaan met het inbrengen van de damwanden, over het gedrag van de damwandprofielen tijdens de installatie en de proef en de mate waarin het functioneren van de hierop aangebrachte monitoringsinstrumenten hierdoor wordt beïnvloed zal gebruikt worden bij de opbouw en analyses van de FSP.

1.3 Aanpassingen VO Pull-Over test

Er is reeds een VO van de POT opgesteld [ref. 7], wat op de volgende belangrijke punten is aangepast:

In het VO was er nog sprake van enkel AZ13-700 en AZ26-700 profielen. Echter is op basis van een proefwalsing door ArcelorMittal gebleken dat het niet mogelijk is om de AZ13-700 damwandprofielen te leveren met een maximale vloeispanning van 300N/mm^2 . Hierdoor kan naar verwachting de FSP niet tot voldoende grote plastische vervormingen worden gebracht. Voor de FSP is dan ook in overleg met ArcelorMittal voor een slapper alternatief gekozen: een triple GU8N profiel. Dit betekent dat ook in de POT een andere damwandconfiguratie toegepast gaat worden om de POT zo goed als mogelijk te laten aansluiten op de FSP, dit is nader uitgewerkt in paragraaf 2.1.

Daarnaast is er in plaats van het AZ26-700 profiel een AZ26 profiel gekozen. Dit profiel heeft een kleinere breedte (0,63m i.p.v. 0,70m). Als gevolg van de gereduceerde breedte kan op basis van de uitgevoerde predicties in dit DO de maximaal te verwachten trekkracht ook iets naar beneden worden bijgesteld tot ca. 950kN t.o.v. 1050kN in het VO.

In het VO is als uitgangspunt een lier gehanteerd omdat hiermee een grote slag behaald kan worden. In overleg met de aannemer is tot de conclusie gekomen dat vijzels toch de voorkeur hebben boven de lier. Om toch de grote slag te maken wordt een daarom een extra lange vijzel toegepast die een slag van 2m kan maken.

Voor het constructief ontwerp van het reactieframe is in het VO voorgesteld om losse HEB-profielen te plaatsen rondom de buispalen. In samenwerking met de aannemer is ervoor gekozen om een prefab frame op de buispalen te plaatsen. Het constructief ontwerp is verder uitgewerkt door de aannemer en is bijgevoegd in bijlage C.

2 Pull over test opstelling

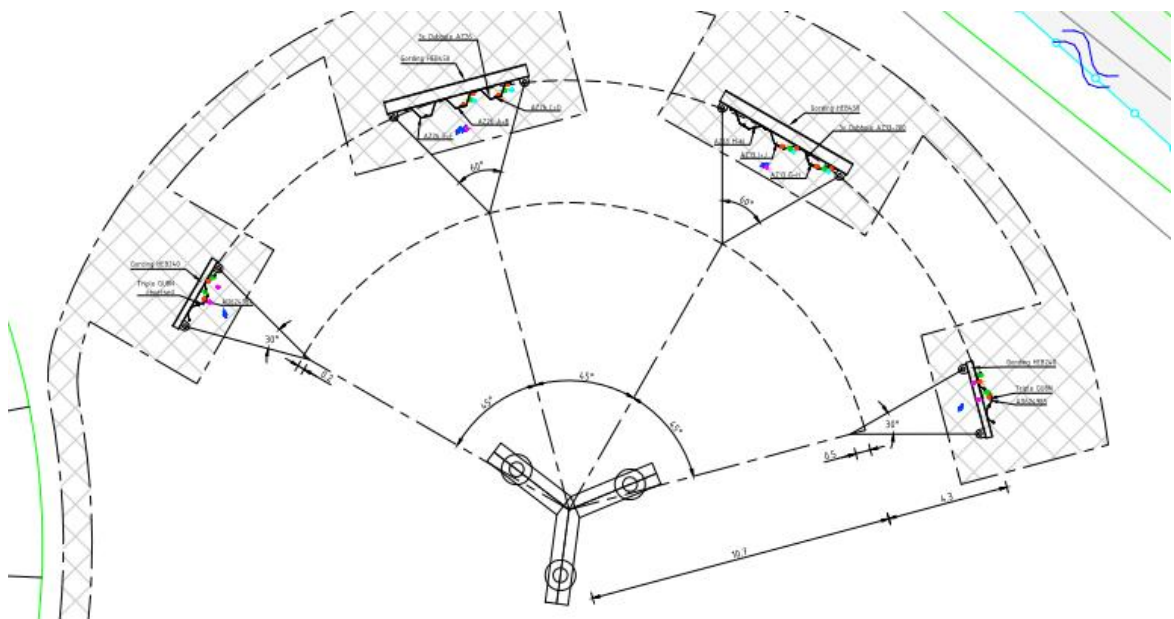
2.1 Proefopstelling

In de POT worden verschillende damwandconfiguraties van één of meerdere meervoudige damwandplanken via een statische trekbelasting op de kop omver getrokken. In Figuur 2.1 is hiervan een bovenaanzicht weergegeven. De te beproeven damwandplanken staan in een waaierformatie, waarbij de configuraties waarvoor de hoogste bezwijkbelasting moet worden gemobiliseerd (3x dubbele AZ26 en 3x dubbele AZ13-700) in het midden staan.

Het omvertrekken van de damwandplanken zal middels een hydraulische vijzel worden uitgevoerd. Deze hydraulische vijzel is gekoppeld aan een reactieframe op 3 buispalen.

Het constructieve detail ontwerp van de trekopstelling is uitgewerkt door de aannemer, dit ontwerp is bijgevoegd in bijlage C.

In bijlage E is een tekening van de opstelling toegevoegd.

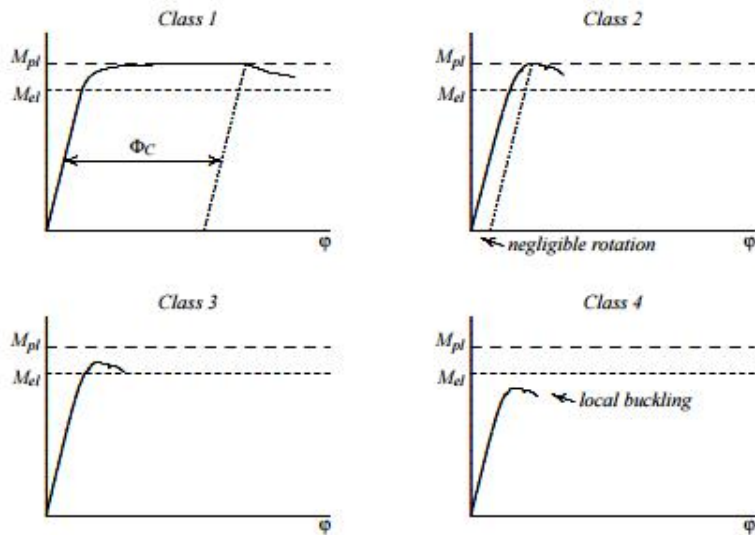


Figuur 2.1 Bovenaanzicht ontwerp proefopstelling pull-over tests

2.2 Damwandtypes

Conform Eurocode EN 1993-5 kunnen damwandprofielen, afhankelijk van hun capaciteit om plastische vervorming te ondergaan, worden ingedeeld in 4 doorsnedeklassen:

- Klasse 1: profiel behaalt de plastische momentcapaciteit en beschikt over rotatiecapaciteit.
- Klasse 2: profiel behaalt de plastische momentcapaciteit en heeft nagenoeg geen rotatiecapaciteit.
- Klasse 3: Profiel behaalt de elastische momentcapaciteit.
- Klasse 4: profiel behaalt niet de elastische momentcapaciteit.



Figuur 2.2 Typisch kracht vervormings diagram per doorsnede klasse

Voor de POT-opstelling zijn de volgende damwandtypes geselecteerd:

- GU8N (doorsnedeklasse 3)
- AZ13-700 (doorsnedeklasse 3)
- AZ26 (doorsnedeklasse 2)

Het GU8N profiel is geselecteerd omdat dit hetzelfde profiel is als dat in de FSP toegepast zal worden.

Het AZ26 profiel is gekozen omdat dit een damwandplank is die ruim in doorsnedeklasse 2¹ valt en daardoor in theorie een grote rotatiecapaciteit heeft.

Om de vergelijking te kunnen maken met een damwand die in theorie in een andere doorsnedeklasse valt, en daarmee een kleinere plastische momentcapaciteit heeft, wordt een AZ13-700 uit doorsnedeklasse 3 beproefd.

2.3 Damwandconfiguraties

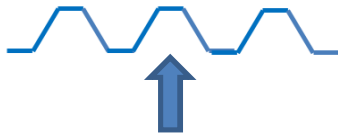
De door de fabrikant opgegeven capaciteit van damwandprofielen heeft betrekking op de situatie waarin deze als continue wand worden uitgevoerd. Bij dijkversterkingen wordt echter steeds vaker op een regelmatige afstand een plank weggelaten, waardoor een discontinue wand ontstaat. Om de invloed van discontinue vs continue wanden te beschouwen (kennisvraag 2 in Paragraaf 1.2) zijn er een 3-tal configuraties van de gekozen profielen vastgesteld:

- 3x dubbel Z-profiel.
- 1x triple U-profiel.
- 1x triple U-profiel (reversed)

¹ Merk op dat dit geldt voor continue wanden conform EN1993-5.

2.3.1 3 dubbel damwandprofiel ('continue wand')

Het 3 dubbele damwandprofiel is gekozen omdat dit ter plaatse van de midden plank het meest op het gedrag van een continue wand lijkt. Daarnaast lijkt dit veel op een panelen wand (wand met openingen) die in de praktijk ook veel wordt toegepast.



Figuur 2.3 3x dubbel damwandprofiel (pijl geeft de belastingsrichting aan)

2.3.2 1x triple U-profiel

Bij een enkel triple U-Profiel heeft de belastingsrichting invloed op het sterkte en stijfheidsgedrag. Daarbij zijn 2 kenmerken te onderscheiden:

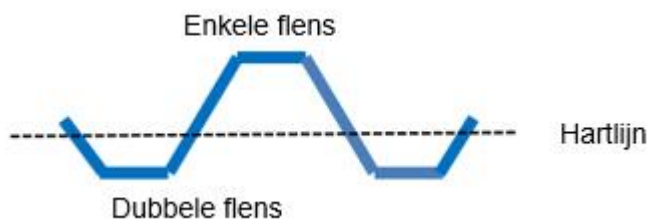
- Initiële sterkte.
- Verandering van sterkte en stijfheid als gevolg van grote vervormingen (2^e orde effect)

Initiële sterkte

De hartlijn van een enkel triple U-Profiel ligt niet meer in het midden van de damwand maar is verschoven in de richting van de dubbele flens. Als gevolg daarvan staat de enkele flens verder van het zwaartepunt af en daardoor eerder zal gaan vloeien dan de dubbele flensen.

Als de enkele flens op druk komt te staan is de verwachting dat deze eerder zal bezwijken als gevolg van knip/plooi dan wanneer de dubbele flens op druk komt te staan.

Op basis van bovenstaande is de verwachting dat het triple U-Profiel met 2 flensen op druk een hogere (initiële) sterkte zal hebben dan een triple U-Profiel met 2 flensen op trek.



Figuur 2.4 Triple U-Profiel (normal)

Verandering eigenschappen damwand als gevolg van rotatie

Naast de invloed van de initiële sterkte speelt de vervorming van het profiel mogelijk een belangrijke rol. Bij een gunstige belastingrichting neemt in theorie de profielhoogte (mede door de steundruk van de achterliggende grond) toe, waardoor ook het weerstandsmoment van het profiel toeneemt. Bij het belasten in de tegenovergestelde richting neemt in theorie de profielhoogte (en daarmee het weerstandsmoment) echter af.

Om dit effect in kaart te brengen zijn geavanceerde DIANA berekeningen gemaakt, zie ook bijlage F².

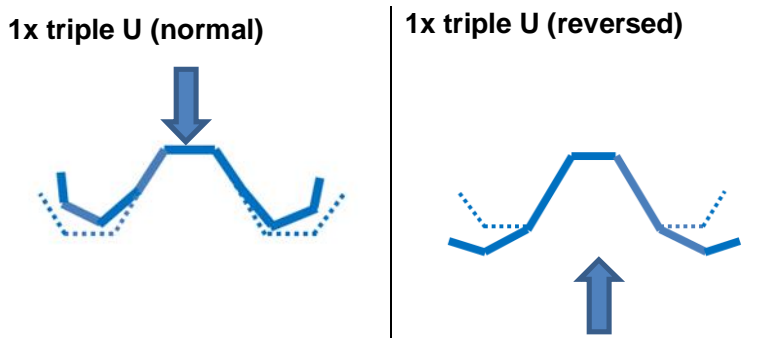
² Merk op dat deze DIANA berekeningen zijn gemaakt als vervolg het VO van de Push over test. Om deze reden wordt hierin nog uitgegaan van een AZ13-700 damwandprofiel en de grondeigenschappen conform het VO.

In deze analyse zijn 3 modellen met elkaar vergeleken:

- Doorgaande wand (continuous wall).
- Niet doorgaande wand in de normal richting belast.
- Niet doorgaande wand in de reversed richting belast.

Het doel van deze berekeningen is het effect van discontinuïteit en belastingrichting aan te tonen. Echter blijkt dat het in de huidige DIANA software niet mogelijk is om zowel grond constructie interactie, plastisch gedrag van staal en geometrische niet lineariteit te modelleren in 1 model. Met name het laatste punt is hierbij van belang, geometrische niet lineariteit zorgt er namelijk voor dat de sterkte en stijfheid eigenschappen van het damwandprofiel worden geüpdate bij vervorming van het damwandprofiel. Uiteindelijk heeft het DIANA model niet kunnen leiden tot een inschatting van het effect van het rotatie effect maar zijn wel de Plaxis berekeningen gekalibreerd en is een inschatting gemaakt van het plastisch gedrag van het staal.

Hoe groot het effect van de veranderde damwandeigenschappen als gevolg van grote vervorming blijft dus nog erg onzeker en zal dus moeten blijken uit de proeven op de GU8N en GU8N reversed.



Figuur 2.5 Verandering eigenschappen damwandprofiel als gevolg van grote vervorming

Om de invloed van het verwachte verschil in de richting van belastingen zichtbaar te maken zullen de triple U-Profielen op twee manieren ten opzichte van de belastingrichting worden geplaatst, om de impact van 2 flensen op druk/trek en het hoger worden vs het lager worden van het profiel in de grond te beschouwen.

2.4 Aanbrengen belasting

Een belangrijk aspect van de Pull-Over Test is het plastisch vervormingsgedrag van de damwand (zie kennisvraag 3 in Paragraaf 1.2). Om dit vervormingsgedrag goed te kunnen onderzoeken is het noodzakelijk dat er een grote vervorming gerealiseerd kan worden.

Op basis van de uitgevoerde Plaxis berekeningen (zie Hoofdstuk 3) is de verwachting dat tot minimaal 1m (AZ26) verplaatsing nodig is om de het volledige plastische traject in kaart te brengen. De verwachting is dat de grond mogelijk een gunstig effect heeft op de rotatiecapaciteit en daarom wordt voor het ontwerp van de trekopstelling rekening gehouden dat een verplaatsing tot 2m noodzakelijk is om dat te bereiken.

De belasting wordt gegenereerd middels vijzels gekoppeld aan een reactieframe, met deze vijzels kan een vervorming van 2m gerealiseerd worden. Het ontwerp van de opstelling is verder toegelicht in paragraaf 2.1.

2.5 Gording

Om de kracht vanuit de vijzel goed over te brengen naar de damwanden zullen er gordingen toegepast worden. Daarbij wordt er een onderscheid gemaakt in de gording voor de GU8N profielen en de gording voor de AZ profielen:

- Voor de GU8N profielen wordt minimaal een HEB240 toegepast.
- Voor de AZ profielen wordt minimaal een HEB450 toegepast.

In bijlage E is de constructieve toets van de gordingen toegevoegd. De gordingen zullen middels een boutverbinding worden gekoppeld aan de damwandprofielen. De bouten dienen ervoor om te zorgen dat de gording niet van de damwand kan afschuiven bij grote vervormingen en tevens dienen deze bouten ervoor om de vorm van de damwand vast te houden aangezien geen zijdelingse verplaatsing kan optreden. De detail uitwerking van deze verbinding is uitgewerkt door de aannemer en bijgevoegd in Bijlage C.

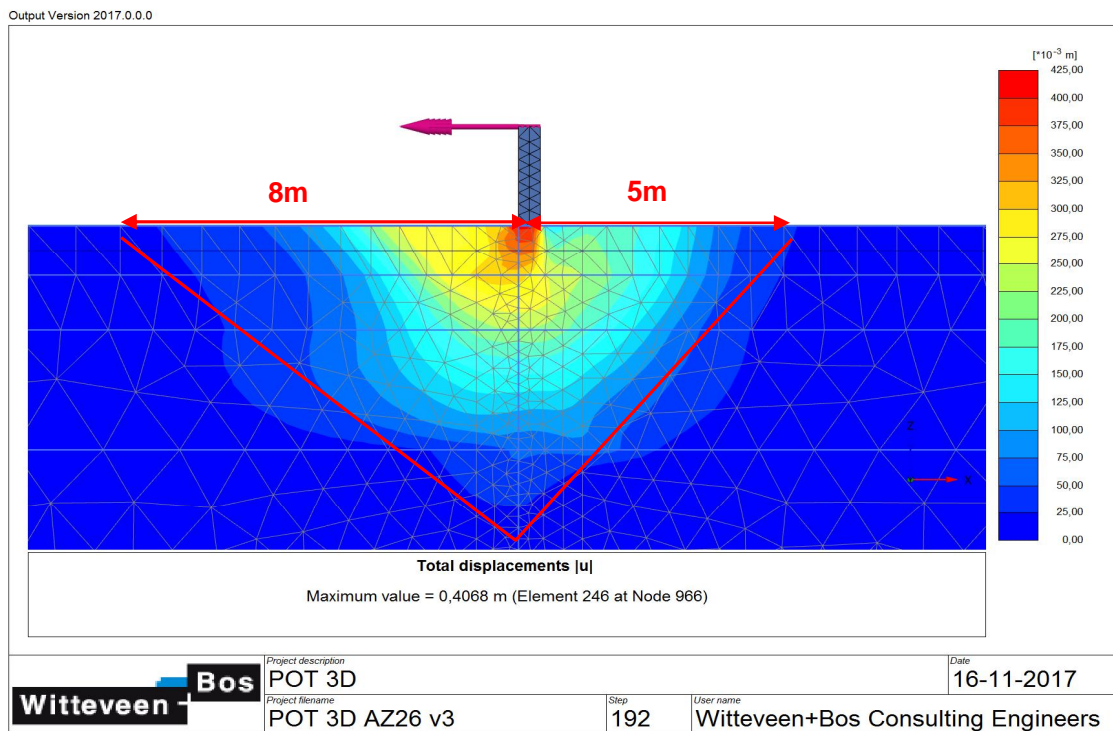
2.6 Beïnvloedingszone

Voor de Pull-Over test is het van belang dat de grond voor en achter de damwandplanken zo minimaal mogelijk beïnvloed wordt door het reactieframe. Daarom is er rondom de planken in de ondergrond een beïnvloedingszone vastgesteld en is er een afstand van 15m aangehouden tussen de buispalen en de damwand.

Als gevolg van het aangepaste ontwerp van het reactieframe ten opzichte van het frame in het VO komen de buizen iets dichterbij de damwanden te staan, de afstand tussen damwand en buispaal is ca. 12m. Op basis van 3D berekeningen zijn de beïnvloedingszones rondom de damwand opnieuw vastgesteld. Maatgevend daarbij zal de AZ26 opstelling zijn aangezien deze het stijfst zal reageren en de meeste grond zal mobiliseren. Hieruit volgt dat in een zone van 8m voor de damwand de grond gemobiliseerd wordt.

De afstand van 12m tussen buispaal en damwand wordt daarmee groot genoeg geacht om beïnvloeding van damwand te voorkomen. Daarbij geldt dat de buispalen met name in de diepere zandlaag zullen mobiliseren en weinig zullen vervormen, zie ook het VO [ref. 7].

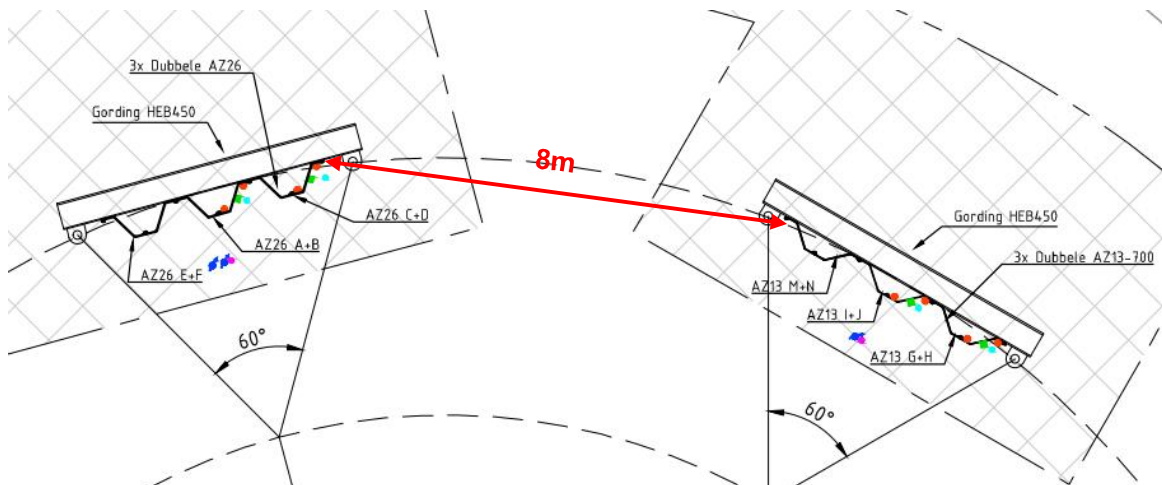
In Figuur 2.6 zijn de te verwachten vervormingen weergegeven.



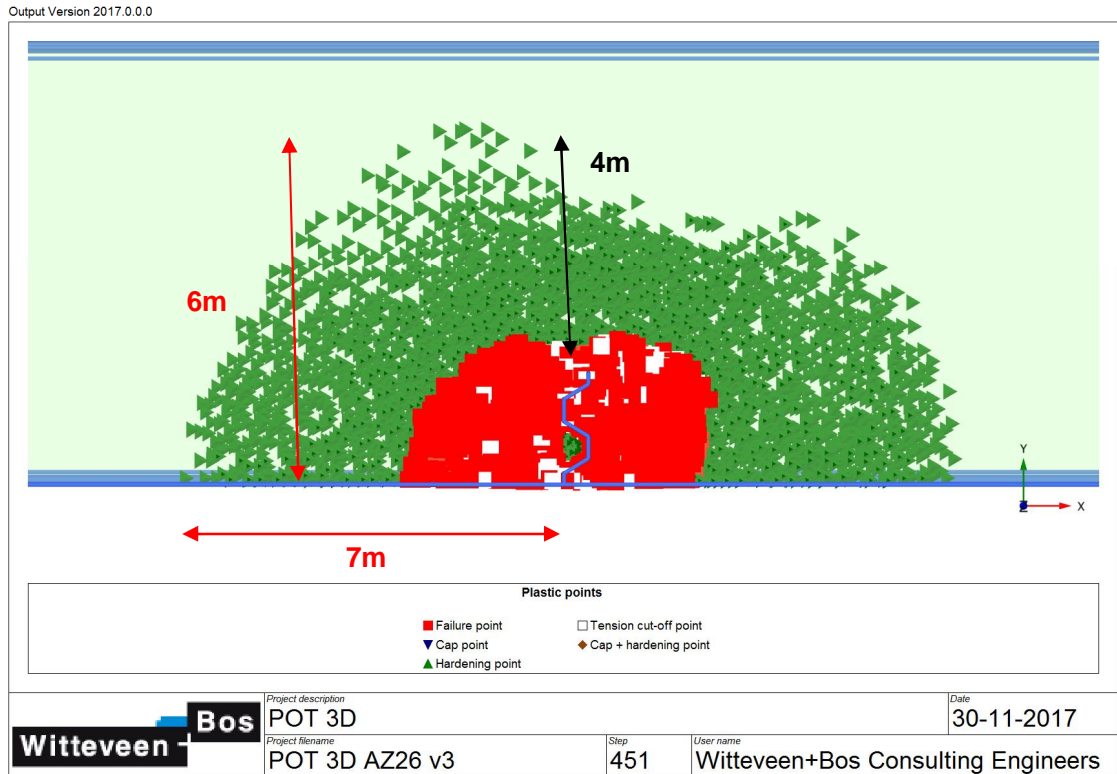
Figuur 2.6 Vervormingen Pull-Over test AZ26, doorsnede

Naast de beïnvloeding met de buispaal is er gekeken naar de afstand tussen de verschillende damwand configuraties. Het is onwenselijk dat het bezwijkvlak van een eerder uitgevoerde test de passieve grondwig van de nog te testen configuratie significant beïnvloed. De aangehouden afstand tussen de damwanden is ca. 8m. Daarbij geldt dat elastisch gedrag van de grond geen probleem is, maar dat plastisch gedrag van de grond ter plaatse van de nog uit te voeren testen ongewenst is.

Het plastisch gedrag van de grond is inzichtelijk gemaakt op basis van de plastic point in het Plaxis 3D model (zie Figuur 2.8). Op basis hiervan is vastgesteld dat een zone tot ca. 4m naast de damwand beïnvloed wordt. De afstand van 8m wordt daarmee voldoende geacht.



Figuur 2.7 Bovenaanzicht AZ configuratie



Figuur 2.8 Plastic point AZ26, doorsnede (NAP-1, 1m).

2.7 Installatie wijze damwanden en buispalen

De wijze van installatie van de damwanden en buispalen zal door de aannemer nader uitgewerkt worden als onderdeel van het werkplan opbouw POT, dat onderdeel uitmaakt van het gezamenlijke draaiboek voor de POT.

Bij het uitwerken van de installatie wijze dient er te allen tijde rekening te worden gehouden met het feit dat dit een proef betreft en dat de damwandplanken voorzien worden van monitoringsapparatuur (zie ook hoofdstuk 324). Een gedeelte van deze apparatuur wordt vooraf geïnstalleerd, voor de proef is het van het grootste belang dat deze apparatuur niet beschadigd raakt.

Na het installeren van de eerste geïnstrumenteerde plank zal eerst getest worden of de monitoring nog functioneert alvorens de volgende geïnstrumenteerde plank (eventueel met een aangepaste werkwijze) wordt geïnstalleerd. Ook dit wordt in het gezamenlijke draaiboek voor de POT nader toegelicht.

3 Predicties Pull-Over Test

In dit hoofdstuk zijn de predicties van het (bezwijk)gedrag van de vier POT-configuraties weergegeven. Deze predicties hebben als hoofddoel dat deze als stuurinformatie tijdens de proef gebruikt zullen worden. Er wordt daarom gefocust op:

- Kracht vs verplaatsing van de vijzel.
- Vervorming kop damwand.
- Rotaties damwand.
- Vervormingen reactieframe.

3.1 Uitgangspunten Predictie berekeningen

3.1.1 Doorsnedeklasse damwandprofiel

Zoals in paragraaf 2.1 is beschreven kunnen damwandprofielen conform Eurocode EN 1993-5 worden ingedeeld in 4 doorsnedeklassen.

De klasse-indeling van damwandprofielen is gebaseerd op 4-puntsbuigproeven op damwandprofielen waarbij er geen rekening wordt gehouden met inbedding in de grond of het discontinue karakter van een wand. Een van de kennisvragen van deze proef is om te kijken wat de invloed van de inbedding van de grond en discontinuïteit is op het gedrag van de damwand (doorsnedeklasse).

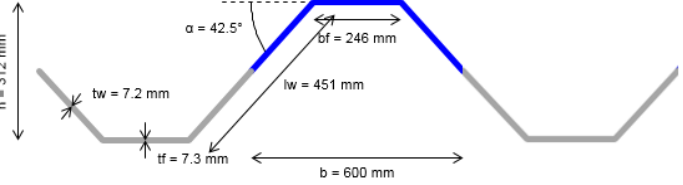
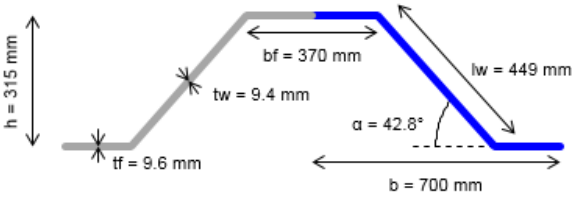
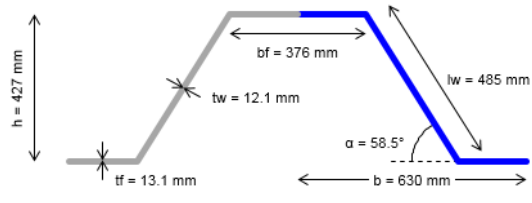
Met andere woorden: is het mogelijk dat een klasse 3 profiel bij een volledige inbedding reageert als een klasse 2 profiel en dus een hogere plastische momentcapaciteit heeft. Of dat een klasse 2 profiel reageert als een klasse 1 profiel en daardoor een grotere rotatiecapaciteit heeft. Of bezwijkt een profiel vroegtijdig als gevolg van discontinuïteit van de damwandplank.

Voor de predicties zijn Plaxis 3D berekeningen gemaakt en daarnaast Plaxis 2D berekeningen ter verificatie. Met deze berekeningen kan het gedrag van de damwand tot aan het ontwikkelen van de vloeispanning goed gemodelleerd worden. Echter een belangrijke beperking is dat lokaal (vroegtijdig) bezwijken van de damwand als gevolg van plooi en/of knik en hardening en softening van het staal niet meegenomen kan worden. Om toch een bruikbare predictie te krijgen van de te verwachten krachten en vervormingen is daarom gebruik gemaakt van de standaard methodiek conform de EN1999-3. Op basis van de slankheid van de flens wordt gecontroleerd in welke doorsnede klasse deze valt. Op basis van de doorsnedeklassen en slankheid is bepaald wat de momentcapaciteit en rotatiecapaciteit is. Merk op dat deze methode empirisch is bepaald op basis van labproeven.

Wat de invloed van de grond is, is daarbij onzeker (doel van de Pull-Over Test om dit te onderzoeken). De verwachting is dat de grond een gunstige bijdrage aan de momentcapaciteit zal leveren. Daarom is als ondergrens een gereduceerd buigend moment conform EN1999-3 aangehouden en als bovengrens de volledig plastische momentcapaciteit.

3.1.2 Damwandprofielen

In de fabriek zijn diktemetingen op de damwandprofielen uitgevoerd. Op basis van deze metingen zijn de gemiddelde diktes van de flens en lijf vastgesteld. Daarnaast zijn er trekproeven uitgevoerd om de sterkte van de profielen vast te stellen. Alle dikte metingen en trekproeven zijn toegevoegd in Bijlage B. Op basis van deze metingen zijn de volgende eigenschappen van de damwandprofielen vastgesteld:

<p>GU8N O.k. damwand: Lengte plank: Aangrijppunt kracht: Vloeispanning: Doorsnedeklasse M_{el} M_{pl}</p>	<p>Nap-11,0m 14,0m NAP+2,0m 380,5N/mm² 3 290kN/m/m 353kN/m/m*</p>	
<p>AZ13-700 O.k. damwand: Lengte plank: Aangrijppunt kracht: Vloeispanning: Doorsnedeklasse M_{el} M_{pl}</p>	<p>NAP-11,0m 14,0m NAP+2,0m 406N/mm² 3 530kN/m/m 626kN/m/m*</p>	 <p>equivalente flensdikte: om het traagheidsmoment van de sloten mee te nemen is een dikkere flens van 13,2mm meegenomen in het plaxis model.</p>
<p>AZ26 O.k. damwand: Lengte plank: Aangrijppunt kracht: Vloeispanning: Doorsnedeklasse M_{el} M_{pl}</p>	<p>NAP-13,0m 16,5m NAP+2,0m 327N/mm² 2 851kN/m/m 1001kN/m/m</p>	 <p>equivalente flensdikte: om het traagheidsmoment van de sloten mee te nemen is een dikkere flens van 16,9mm meegenomen in het plaxis model</p>

*Aangezien het continue uitgevoerde damwandprofiel in klasse 3 valt zal in theorie de plastische momentcapaciteit niet behaald worden en zal de damwand dus eerder bezwijken (zie ook paragraaf 3.1.1).

Figuur 3.1 Overzicht eigenschappen damwandprofielen

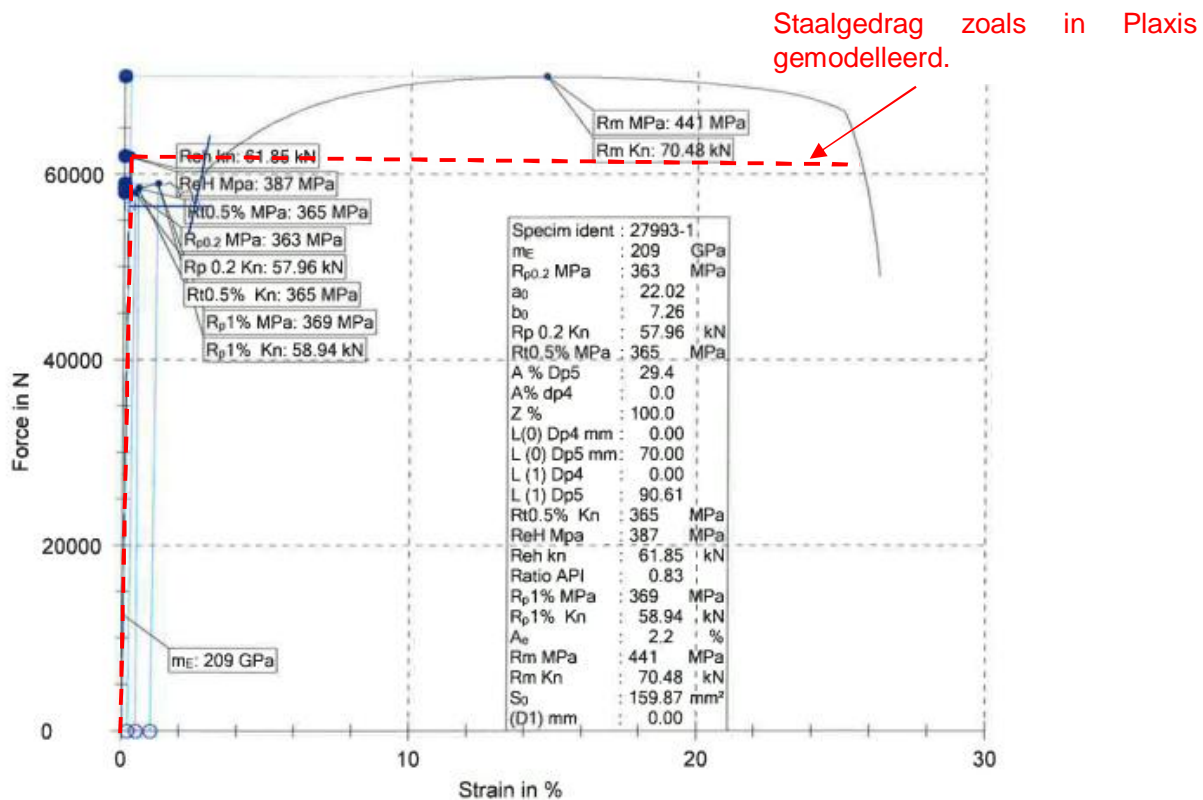
3.1.3 Sterkte damwandprofiel

Het damwandprofiel is gemodelleerd als separate plaelementen met een maximaal toelaatbare vloeispanning.

Een beperking van het constitutieve model voor het modelleren van staalgedrag is dat geen softening en hardening kan worden gemodelleerd. In het model is alleen de pieksterkte als vloeispanning (Reh) gemodelleerd.

In werkelijkheid treedt deze pieksterkte op bij een kleine rek (<1%). Als gevolg van grote rekken tredt na het bereiken van de pieksterkte eerst softening op (1%-3%) waarna de

sterkte weer toeneemt tot de bezwijksterkte (R_m) tot ca 25% rek. Zie in onderstaande afbeelding een typische vervormingslijn bij een trekproef. In de grafiek is in rood aangegeven hoe dit gedrag versimpeld wordt voor het Plaxis model. Voor de POT proef is de verwachting dat de uiteindelijke rekken rond de 2% zullen zijn.

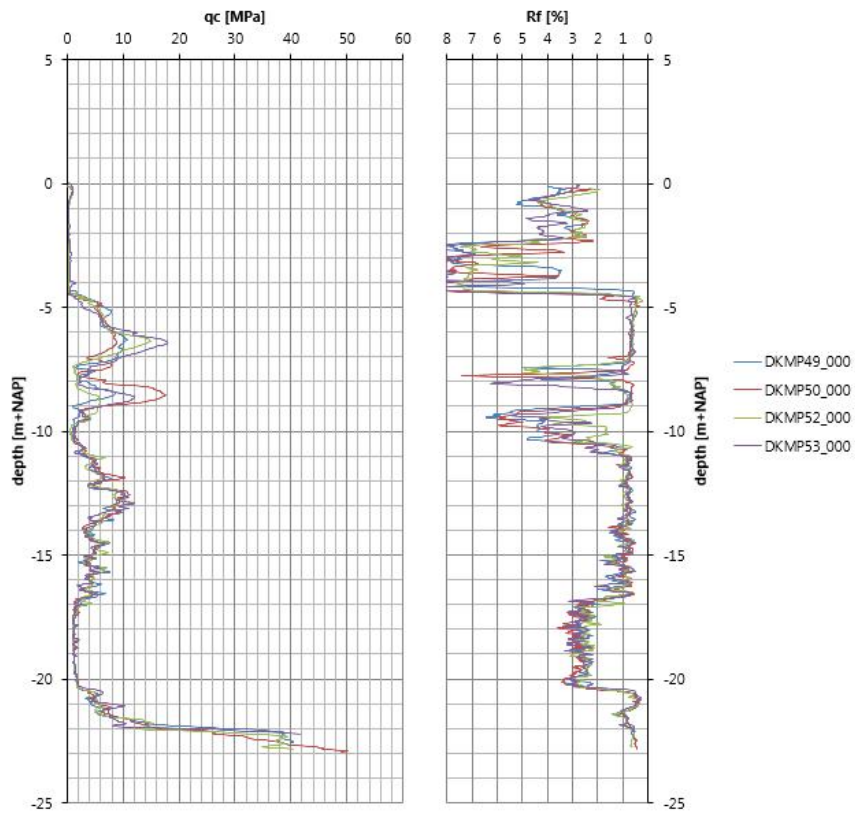


Figuur 3.2 Typisch kracht vervormings diagram (zie ook bijlage B.3 en B.4)

3.1.4 Grondopbouw

Ter plaatse van de te beproeven damwandconfiguraties zijn sonderingen uitgevoerd. In Figuur 3.3 zijn deze weergegeven. Zoals al reeds vastgesteld is op deze locatie een homogene grondopbouw aanwezig.

De grondwaterstand is aangehouden op NAP-1,0m (1m onder maaiveld).



Figuur 3.3 Sonderingen t.p.v. damwanden

Tabel 1: Grondopbouw per damwandprofiel

Grondsoort	GU8N (rev): DKMP53 o.k laag [m+NAP]	AZ13-700: DKMP20 o.k laag [m+NAP]	AZ26: DKMP52 o.k laag [m+NAP]
Mv	0,0	0,0	0,0
Toplaag	-1,0	-1,0	-1,0
Klei	-2,1	-2,3	-2,1
Veen	-4,6	-4,7	-4,5
Zand matig	-7,2	-7,5	-7,2
Klei diep	-8,0	-8,0	-8,0
Zand matig	-9,0	-9,0	-9,2
Klei diep	-11,0	-10,8	-10,5
Zand los	-15,0	-15,0	-15,0

3.1.5 Geotechnische sterkte parameters

Op basis van het uitgevoerde grond en labonderzoek zijn parameters afgeleid [ref. 2]. In onderstaande tabellen zijn de resulterende geotechnische parameters weergegeven. Voor de predicties in dit DO is uitgegaan van de gemiddelde verwachtingswaardes van de grondeigenschappen. Op basis van de variaties die reeds in het VO zijn uitgevoerd is vastgesteld dat de eigenschappen van de grond maar een beperkte invloed hebben en dat de predicties met name worden beïnvloed door de sterkte eigenschappen van het damwandprofiel (zie paragraaf 3.1.3).

Voor de interface is uitgegaan van een interface sterkte (R_i) van 0,8.

Uitgangspunt voor de berekeningen is het Hardening Soil model. Er is een vergelijking gemaakt met het Soft Soil model maar uiteindelijk vallen beide modellen terug op hetzelfde bezwijkcriterium en is er dus geen verschil bij grote vervorming. Bij kleine vervorming is de verwachting dat het HS model een realistischer resultaat geeft.

Tabel 2: Geotechnische parameters MC-model

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	phi [°]	c' [kPa]	psi [°]	ν_{ur}	E' [kPa]
Toplaag	14,5	14,5	30	5	0	0,3	10000

Tabel 3: sterkte parameters HS-model (gedraineerd)

Grondsoort	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	phi [°]	c' [kPa]	psi [°]	ν_{ur} [-]
3. klei, matig siltig, humeus	12,5	12,5	28	4	0	0,2
4. Veen	10,0	10,0	45	3	0	0,1
5. Zand	18,0	20,0	36	1	12	0,2
6. Klei, leem, humeus	12,5	12,5	25	30	0	0,2

Tabel 4: Geotechnische stijfheidsparameters HS-model

Grondsoort	$E'_{50,ref}$ [kPa]	$E_{oed,ref}$ [kPa]	$E_{ur,ref}$ [kPa]	m [-]	POP [kPa]
3. klei, matig siltig, humeus	4.000	2.000	20.000	0,93	17
4. Veen	2.000	500	10.000	1,0	9
5. Zand	30.000	30.000	90.000	0,5	10
6. Klei, leem, humeus	4.000	2.000	20.000	1,0	139,0

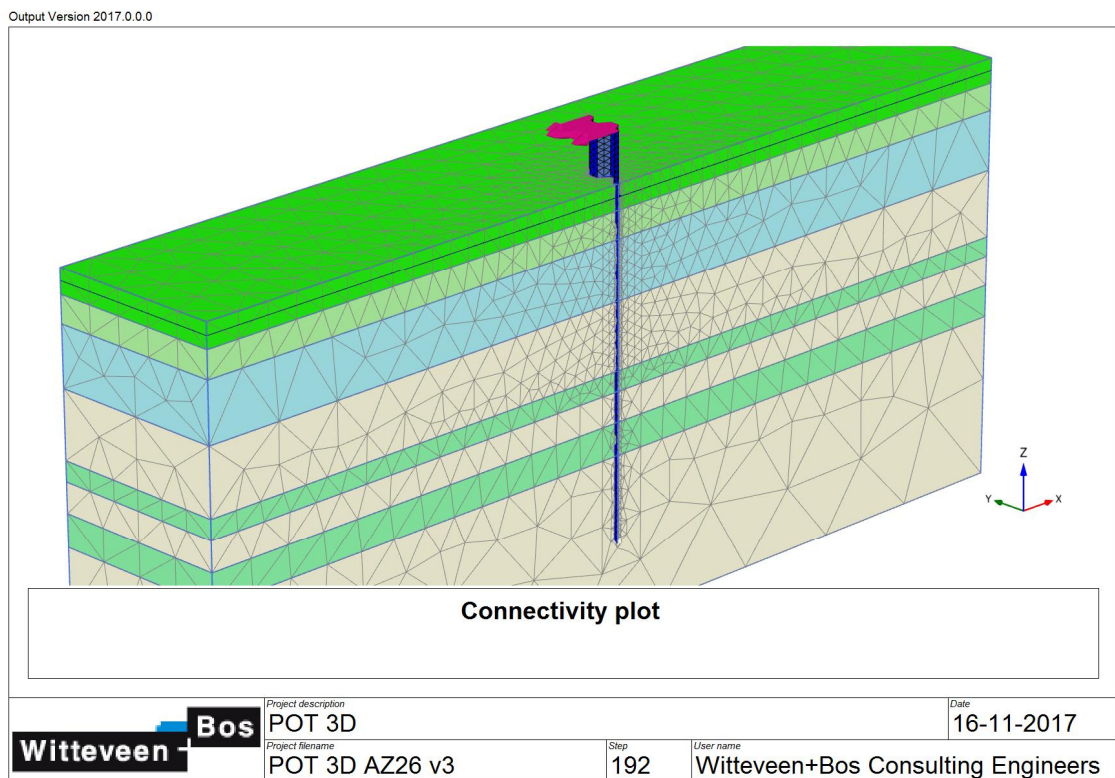
3.1.6 Plaxis Model

In het Plaxis 3D model wordt de damwand met afzonderlijke plaalementen geschematiseerd. Aan de plaalementen is een maximale vloeispanning toegekend om zo plastisch gedrag te modelleren. Merk hierbij op dat in het model alleen vloeien gemodelleerd kan worden, effecten zoals plooi of knik zijn niet meegenomen. Aangezien het GU8N en AZ13-700 profiel in doorsnede klasse 3 vallen is de verwachting dat ze voor het bereiken van het Plastisch weerstandsmoment zullen bezwijken.

Aangezien de opstelling spiegel symmetrisch is wordt de helft van de damwand gemodelleerd. Alle krachten gepresenteerd in dit rapport zijn hiervoor verdubbeld. Voor de totale breedte van het model wordt 4x de breedte van de gemodelleerde wand aangehouden om zo geen beïnvloeding te hebben met de randen van het model.

De belasting wordt opgelegd middels een opgelegde verplaatsing aan de kop van de damwandplanken (op het niveau NAP+2,0m). Merk op dat in werkelijkheid de damwand nog 1m doorloopt tot NAP+3,0m. Om de resultaten van het Plaxis 3D model te controleren zijn er tevens Plaxis 2D berekeningen ter controle uitgevoerd.

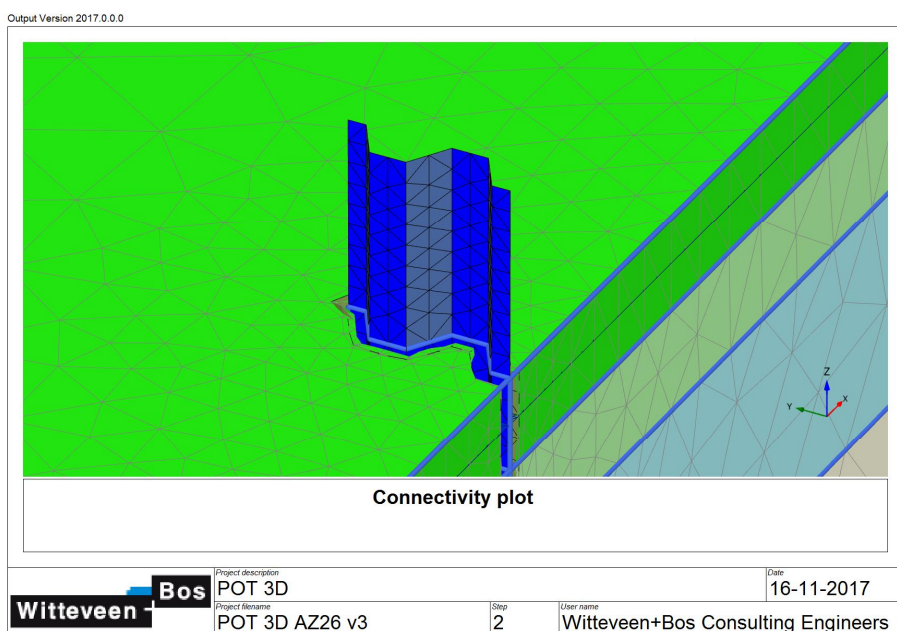
In het model wordt geen suction en trekspanning in de grond meegenomen. Er is gecontroleerd of een Updated Mesh berekening nog wezenlijk andere resultaten gaf maar dit was niet het geval en daarom zijn de berekeningen met een standaard mesh uitgevoerd.



Figuur 3.4 Plaxis 3D model (Triple AZ26)

3.1.7 Mesh fijnheid

Om voldoende nauwkeurige resultaten uit de berekening te krijgen is een relatief fijne mesh toegepast rondom het damwandprofiel. Daarbij is als uitgangspunt aangehouden dat er minimaal 2 elementen over de breedte op de flens en het lijf van de damwand zitten.



Figuur 3.5 Mesh rondom damwandprofiel AZ26

3.2 Predictie: Gu8N (reversed)

Doorsnede klasse 3.

$f_y = 380,5 \text{ N/mm}^2$

Mel: 290kNm/m

Mpl: 353kNm/m*

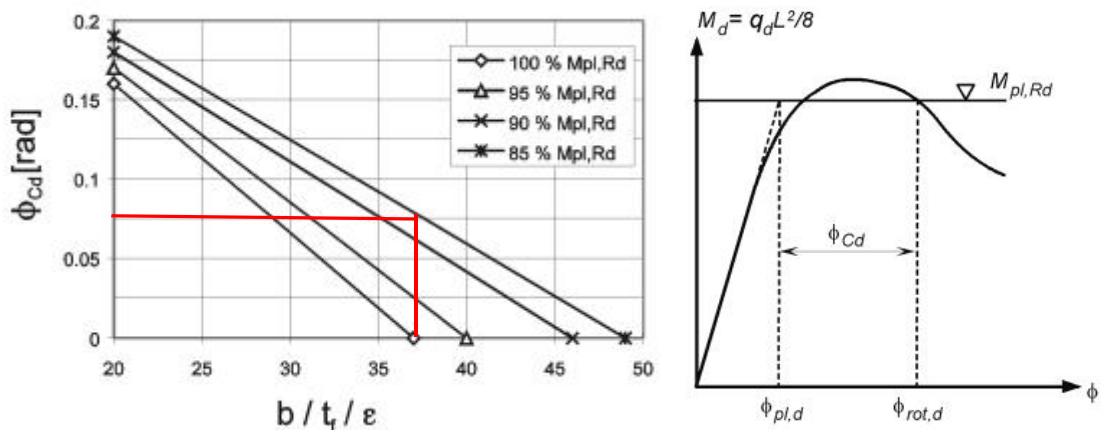
*Conform de doorsnedeklasse (3) is het de verwachting dat de volledige plastische momentcapaciteit niet bereikt wordt. Om toch gevoel te krijgen bij de te verwachten krachten en vervormingen is er een extra berekening uitgevoerd met een gereduceerde vloeigrens. Bij een vloeigrens van 283 N/mm² valt de damwand net in doorsnedeklasse 2.

$f_{y,red} = 283 \text{ N/mm}^2$

Slankheid flens: 37

Mpl;red= 263 kNm/m

Op basis van de EN1993-5 is afgeleid dat bij 100% van Mpl er geen rotatiecapaciteit is. Tot een rotatie van 0,075rad (4,3°) is 85% van de momentcapaciteit toelaatbaar.

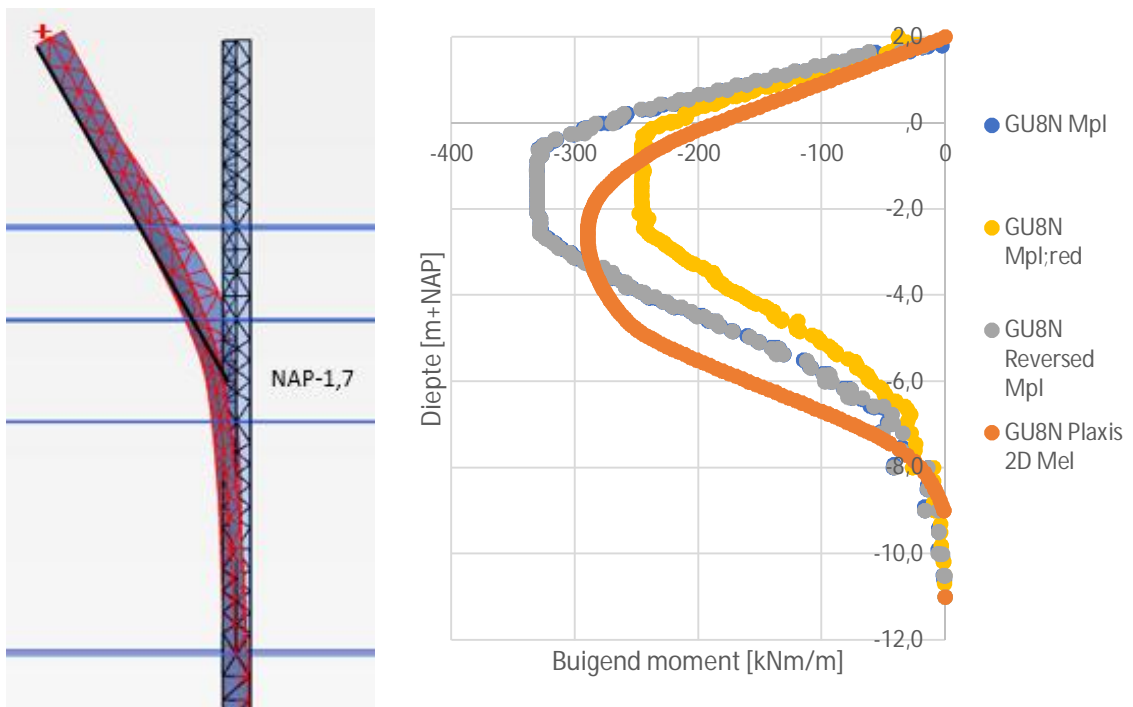


Figuur 3.6 Plastic rotation angle U-profile GU8N [EN 1993-5]

Rotatiepunt

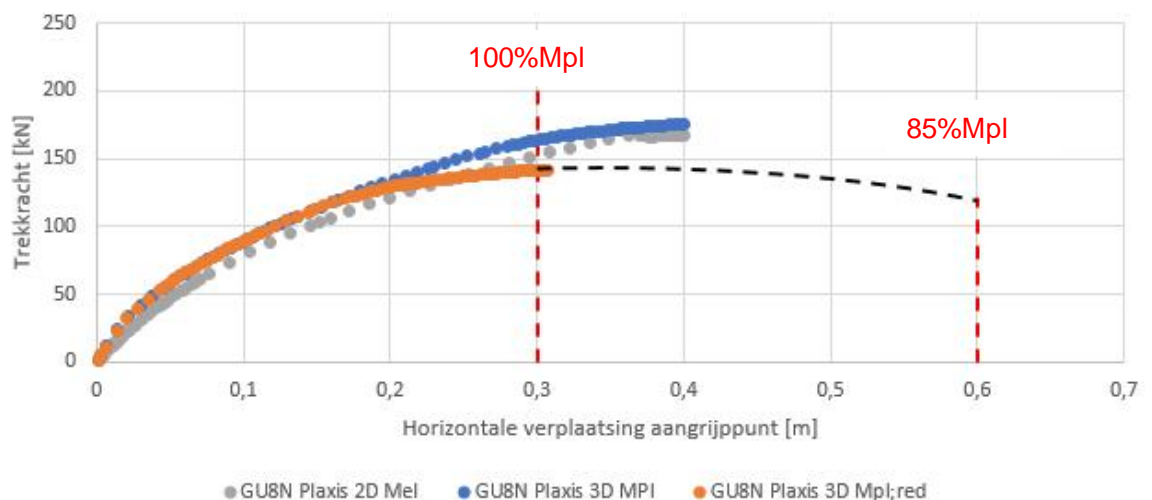
Op basis van de Plaxis 3D berekening is het rotatiepunt vastgesteld van het GU8N profiel. Deze bevindt zich op een diepte van NAP-1,7m. In onderstaand figuur is een afbeelding van de vervorming van de damwand weergegeven. Daarnaast zijn de berekende buigende momenten weergegeven, daarbij is een vergelijking gemaakt tussen het buigend moment gebaseerd op de plastische momentcapaciteit (3D, bovengrens, zowel normaal als reversed), de gereduceerde momentcapaciteit (3D) en de Plaxis 2D (Mel) berekening. Het verschil tussen de 2D en 3D berekening is met name een gevolg van de belastingspreiding in de ondergrond.

In de Plaxis berekening geeft de reversed situatie exact dezelfde resultaten als de normaal belasting richting. Dit is een gevolg van het feit dat lokaal falen van de plaat niet meegenomen wordt in het model. Daarnaast wordt een 2^e orde effect als gevolg van de grote vervorming van de damwand ook niet meegenomen.



Figuur 3.7 Rotatie punt en buigende momenten GU8N

In onderstaande grafiek is de verwachte horizontale verplaatsing uitgezet tegen de totale trekkracht. Als bovengrens geldt daarbij de berekening uitgaande van het maximale plastisch weerstandsmoment. De verwachtingswaarde ligt echter lager uitgaande van het GU8N profiel met een gereduceerde vloeigrens om in doorsnede klasse 2 te vallen. Bij 0,3m is daarbij het maximale moment bereikt. Conform Figuur 3.6 is er dan nog 0,075 rad (4,3°) aan rotatie met behoud van 85% van de momentcapaciteit mogelijk. Uitgaande van het rotatiepunt op NAP-1,7m en 4,3° rotatie is de extra verplaatsing van het aangrijppunt dan 0,3m (totaal 0,6m verplaatsing).



Figuur 3.8 Horizontale verplaatsing vs trekkracht GU8N (reversed)

3.3 Predictie AZ13-700

Slankheid flens: $b/t_f/\epsilon$: 50,7

Doorsnede klasse 3.

$f_y = 406 \text{ N/mm}^2$

Mel: 530kNm/m

Mpl: 626kNm/m*

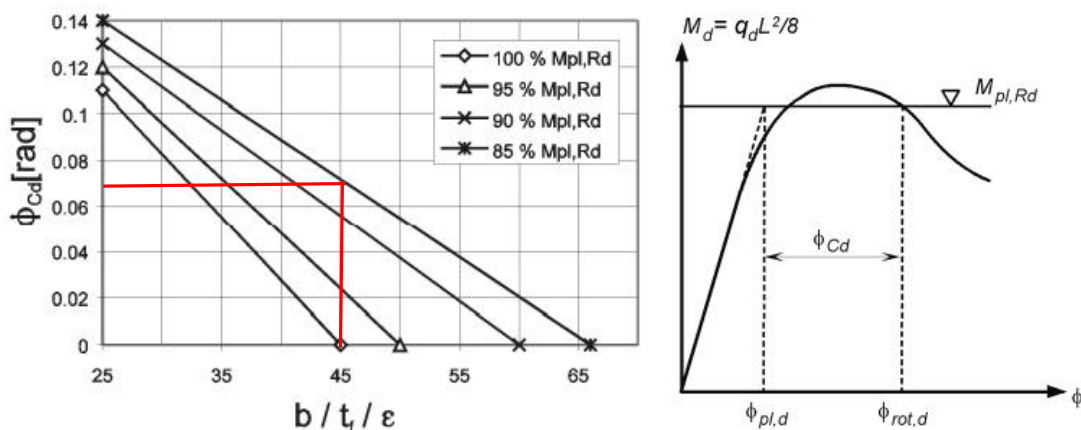
*Conform de doorsnedeklasse (3) is het de verwachting dat de volledige plastische momentcapaciteit niet bereikt wordt. Om toch gevoel te krijgen bij de te verwachten krachten en vervormingen is er een extra berekening uitgevoerd met een gereduceerde vloeigrens. Bij een vloeigrens van 320 N/mm² valt de damwand net in doorsnedeklasse 2.

$f_{y,red} = 320 \text{ N/mm}^2$

Slankheid flens: 45

Mpl;red= 493 kNm/m

Op basis van de EN1993-5 kan worden afgeleid dat bij 100% van Mpl er geen rotatiecapaciteit is. Tot een rotatie van 0,07rad (4°) is 85% van de momentcapaciteit toelaatbaar.



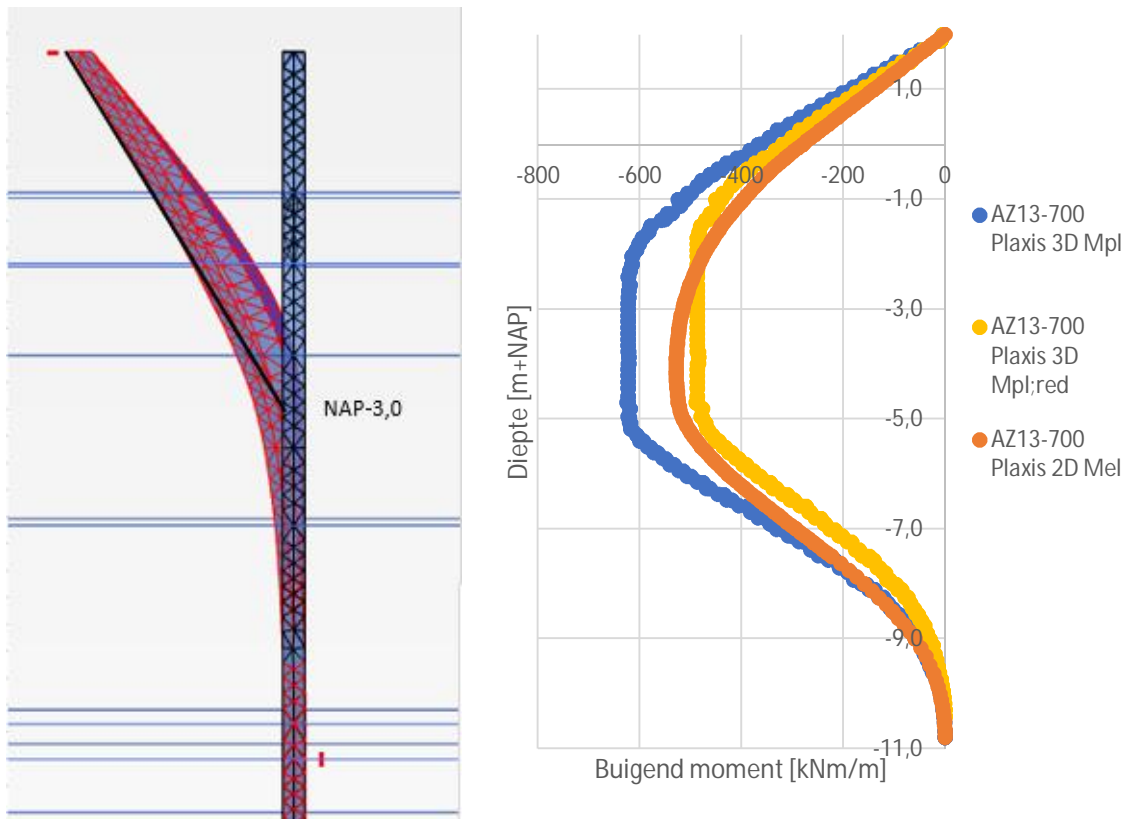
Figuur 3.9 Plastic rotation angle Z-profile AZ13-700 [EN 1993-5]

Rotatiepunt

Op basis van de Plaxis 3D berekening is het rotatiepunt vastgesteld van het AZ13-700 profiel. Deze bevindt zich op een diepte van NAP-3,0m. In onderstaand figuur is een afbeelding van de vervorming van de damwand weergegeven. Daarnaast zijn de berekende buigende momenten weergegeven. Daarbij is een vergelijking gemaakt tussen het buigend moment gebaseerd op de plastische moment capaciteit (3D, bovengrens), de gereduceerde momentcapaciteit (3D) en de Plaxis 2D (Mel) berekening.

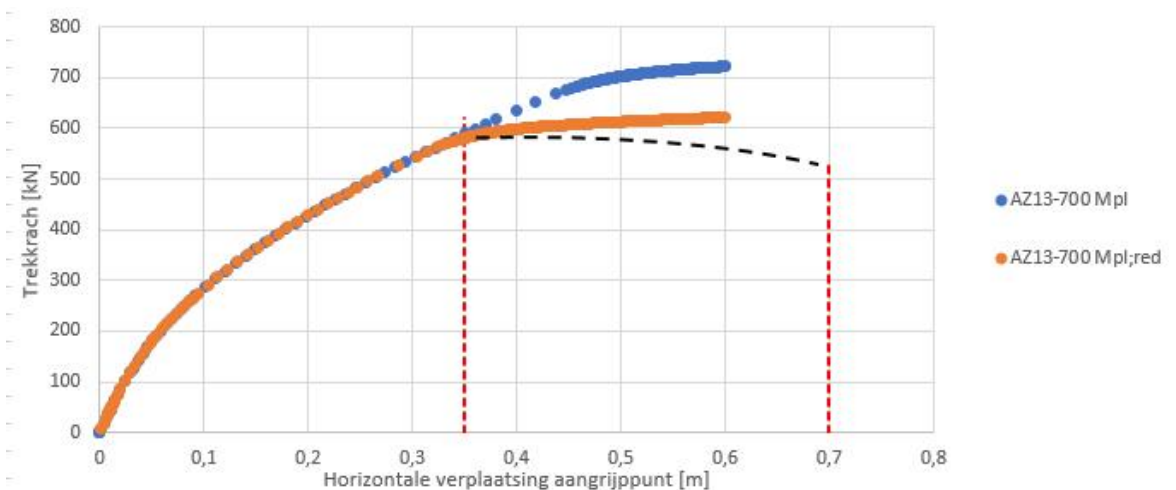
Ter kalibratie zijn deze berekening vergeleken met de resultaten uit de DIANA analyse (zie Bijlage F). Ondanks kleine verschillen in grondopbouw en grondeigenschappen (het DIANA model is nog op basis van het VO) zijn de resultaten vergelijkbaar (zie paragraaf 5.1 uit Bijlage F):

- Het rotatiepunt ligt voor beide modellen op NAP-3,0.
- De plastische zone ligt tussen NAP-1,0m en NAP-5,0m.
- Het Maximaal buigend moment in DIANA is 470kNm/m ($f_y=300\text{N/mm}^2$), in Plaxis 3D 485kNm/m ($f_{y,red}=320\text{N/mm}^2$).



Figuur 3.10 Rotatie punt en buigende momenten AZ13-700

In onderstaande grafiek is de verwachte horizontale verplaatsing uitgezet tegen de totale trekkracht. Als bovengrens geldt daarbij de berekening uitgaande van het maximale Plastisch weerstand moment. De verwachtingswaarde ligt echter wat lager uitgaande van het AZ13-700 profiel met een gereduceerde vloeigrens om in doorsnede klasse 2 te vallen. Bij 0,35m is daarbij het maximale moment bereikt. Conform Figuur 3.9 is er dan nog 0,07 rad ($4,0^\circ$) aan rotatie met behoud van 85% van de momentcapaciteit mogelijk. Uitgaande van het rotatiepunt op NAP-3,0m en $4,0^\circ$ rotatie is de extra verplaatsing van het aangrijppunt dan 0,35m (totaal 0,7m verplaatsing).



Figuur 3.11 Horizontale verplaatsing vs trekkracht AZ13-700

3.4 Predictie AZ26

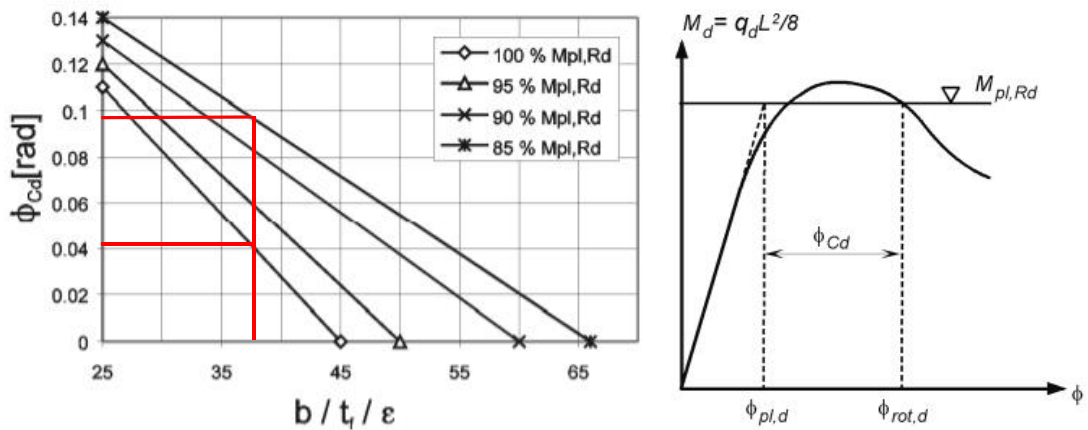
Slankheid flens: $b/t_f/\epsilon$: 37,8

Doorsnede klasse 2.

$f_y = 327 \text{ N/mm}^2$

$M_{pl} = 1001 \text{ kNm/m}$

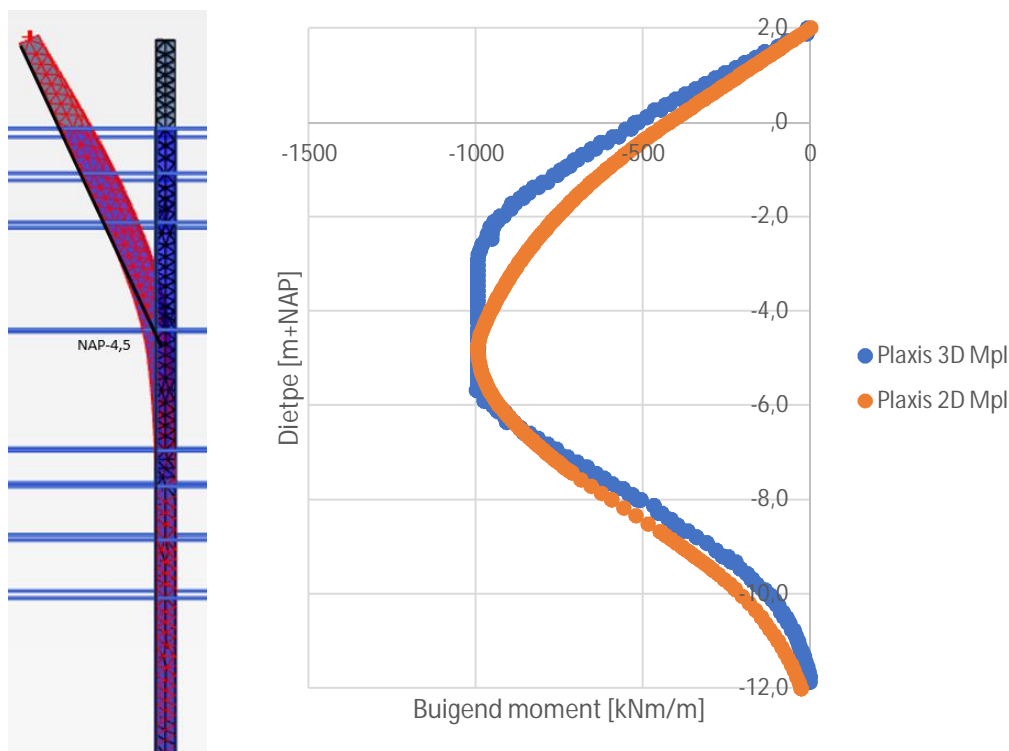
Op basis van de Eurocode EN1993-5 is een rotatie van 0,04 rad ($2,3^\circ$) toegestaan bij 100% M_{pl} . 85% van M_{pl} is toegestaan tot een rotatie van 0,095rad ($5,4^\circ$).



Figuur 3.12 Plastic rotation angle Z-profile AZ26 [EN 1993-5]

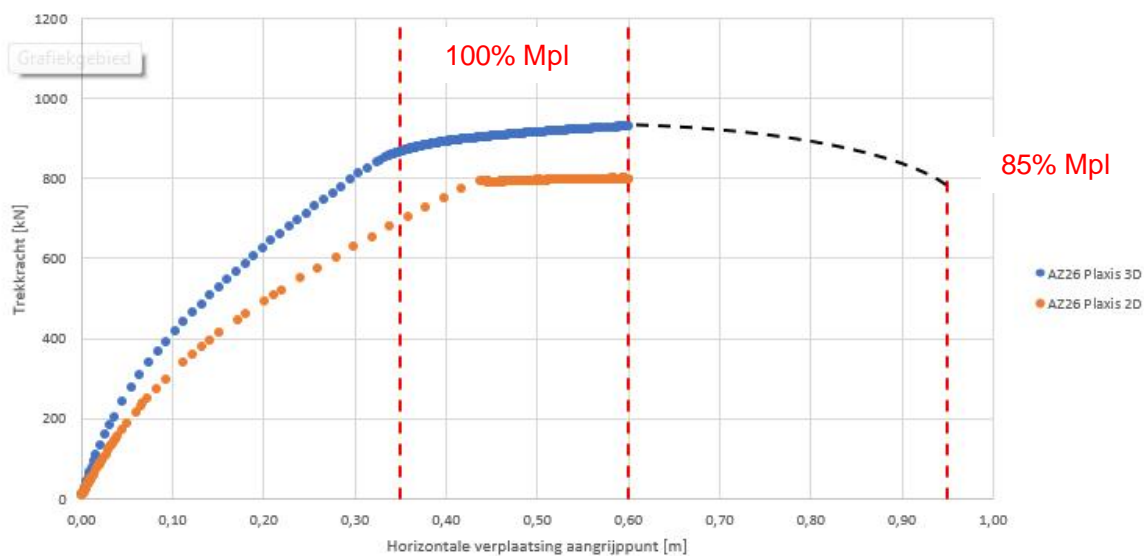
Rotatiepunt

Op basis van de Plaxis 3D berekening is het rotatiepunt vastgesteld van het AZ26 profiel. Deze bevindt zich op een diepte van NAP-4,5m. In onderstaand figuur is een afbeelding van de vervorming van de damwand weergegeven. Daarnaast zijn de berekende buigende momenten weergegeven. Daarbij is een vergelijking gemaakt tussen de 2D en 3D berekening.



Figuur 3.13 Rotatie punt AZ26

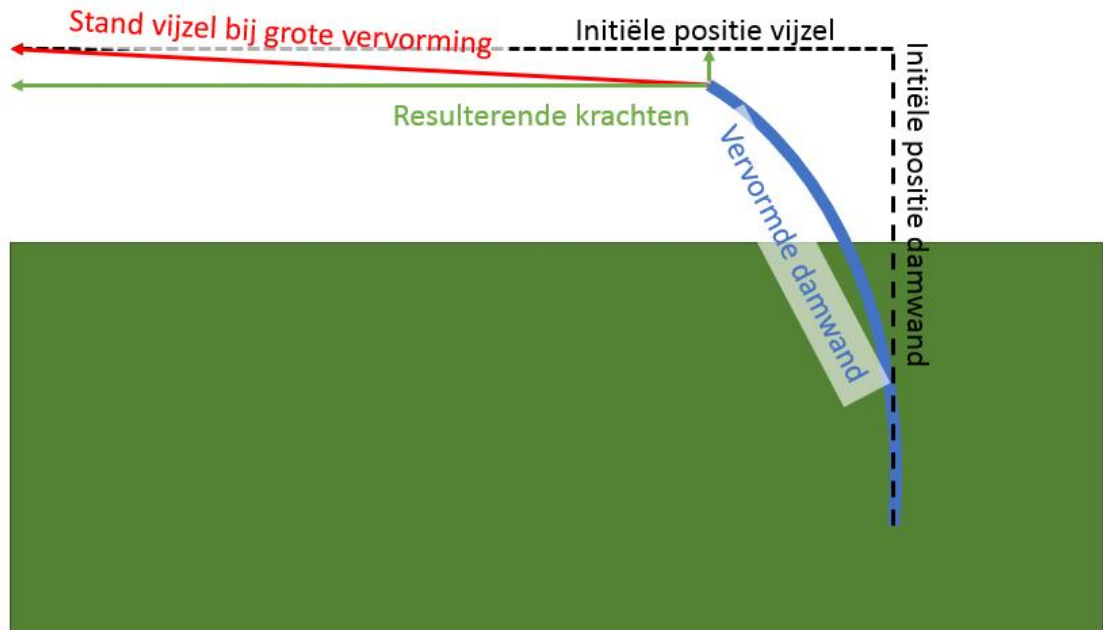
In onderstaande grafiek is de trekkracht op de damwand uitgezet tegen de horizontale verplaatsing van het aangrijppunt. Op basis van elastisch gedrag is een verplaatsing van 0,35m verwacht. Op basis van het rotatiepunt op NAP-4,5m en de toegestane rotatie van 2,3° (100%Mpl) is bepaald dat tot 35cm extra verplaatsing het maximaal plastisch moment is te verwachten. Daarna is 85% van het buigend moment te verwachten tot een rotatie van 5,4 °, totaal 95cm verplaatsing.



Figuur 3.14 Horizontale verplaatsing vs trekkracht AZ26

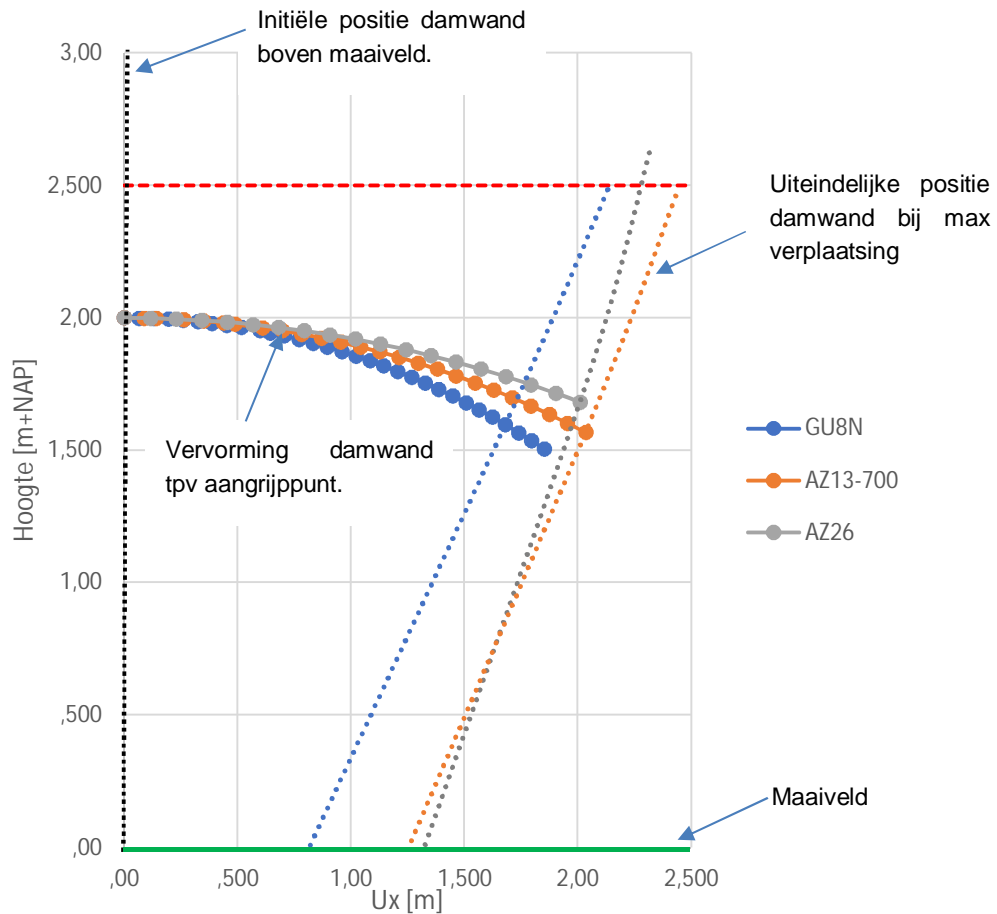
3.5 Vervormingen kop damwand

Als gevolg van het naar voren trekken van het damwandprofiel zal de kop van de damwand ook verticaal vervormingen, zie ook onderstaande schets. In het geval van kleine horizontale vervormingen is dit effect verwaarloosbaar. Echter is voor de POT het voornemen om het damwandprofiel ver voorbij bezwijken te beproeven. Als gevolg daarvan kan de verticale vervorming aanzienlijk zijn.



Figuur 3.15 Resulterende vervorming damwandprofiel

Om de te verwachten verticale vervorming in te schatten is eerst voor de verschillende damwanden het rotatie punt bepaald, zie ook de predicties in de voorgaande paragrafen. Aan de hand van dit rotatiepunt zijn de te verwachten verticale vervormingen tegen de horizontale vervormingen uitgezet (tot maximaal 2m horizontaal). Dit is grafisch weergegeven in onderstaand figuur.



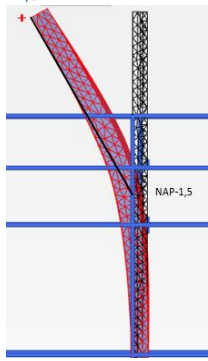
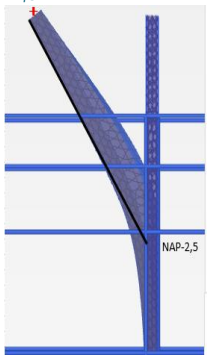
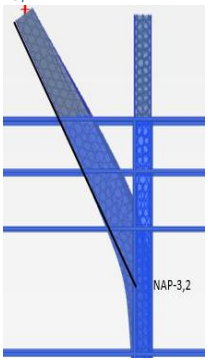
Figuur 3.16 Verticale vervormingen damwand (t.p.v. aangrijppunt op NAP+2,0m)

Tijdens de uitvoering van de proef zal de (verticale) kopverplaatsing (op NAP+3,0m) gemeten worden. Daarbij zal als grenswaarde een maximale verticale kopverplaatsing van 0,5m worden gehanteerd (vergelijkbaar met 0,4m t.p.v. de gording). Bij grotere vervormingen zullen de rotaties en trekkracht aanzienlijk gaan toenemen wat niet wenselijk is voor de proefresultaten en de verbinding van de gording. Op basis van de verwachte vervormingen betekend dit voor de AZ profielen een totale horizontale vervorming van ca. 2m. Voor de GU8N profielen zal dit ca. 1,5m zijn.

Merk op dat het aangrijppunt van de vijzel op de damwand gelijk is aangenomen aan hart van de damwand. Dit aangrijppunt dient niet verder naar voren geplaatst te worden aangezien dan de rotaties en verticale krachten alleen maar groter worden.

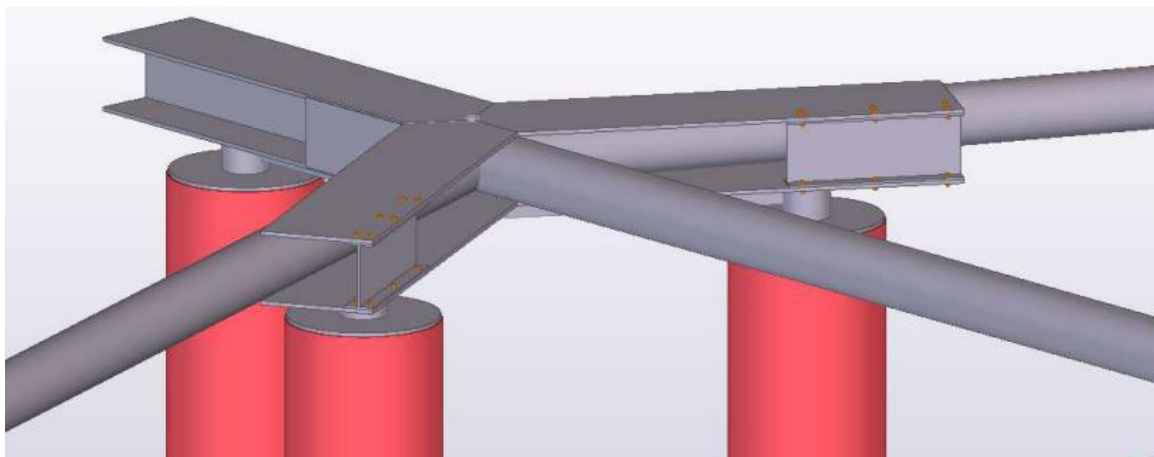
Op basis van de hoek van de vijzel en de totale horizontale trekkracht is de verticale krachts component vanuit de vijzel afgeleid, zie Tabel 5. Daarbij is als bovengrens voor de trekkracht 400kN voor de GU8N en 1200kN voor de AZ profielen aangehouden. Hieruit volgt voor de GU8N ca 15kN en voor de AZ ca. 40kN aan verticale kracht.

Tabel 5: Afleiding verticale kracht in damwand

Damwandtype	GU8N	AZ13-700	AZ26	Eenheid
Rotatiepunt	-1,5 	-2,5 	-3,2 	[m+NAP]
Rotatie in rotatiepunt	30	24	18	[°]
ux (t.p v. aangrijppunt)	1,85	2,03	2,01	[m]
uy (t.p v. aangrijppunt)	0,50	0,43	0,32	[m]
Niveau aangrijppunt	1,50	1,57	1,68	[m+NAP]
Lengte vijzel	13,15	12,97	13,0	[m]
Hoek vijzel	2,2	1,9	1,4	[°]
Maximale trekkracht	400	1200	1200	[kN]
Verticale kracht in damwand	15,1	40,0	29,4	[kN]

3.6 Vervormingen reactieframe

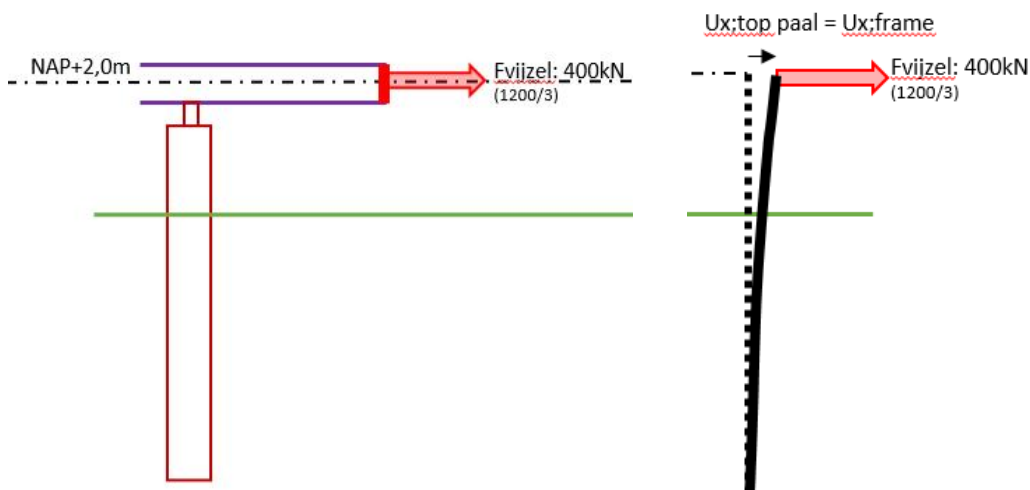
Tijdens de uitvoering van de proef zullen de vervormingen van het reactieframe worden gemeten. Als gevolg van de trekkracht van de vijzel zal niet alleen de damwand maar ook het reactieframe (met buispalen) gaan vervormen. De koppeling tussen het reactieframe en de buispalen is nader uitgewerkt in het constructief ontwerp reactieframe, zie bijlage C. Het reactieframe wordt bovenop de buispalen gelast, de verbinding tussen het frame en de kop van de buispalen wordt niet volledig momentvast uitgevoerd.



Figuur 3.17 Tekening reactieframe op buispalen [Constructief ontwerp, Bijlage C]

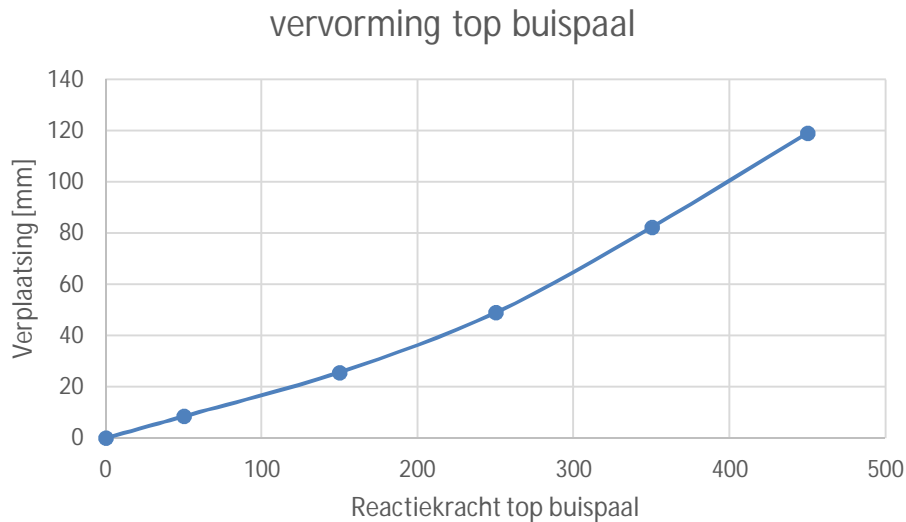
Het ontwerp van de buispalen is uitgewerkt in het VO van de POT [ref. 7]. Voor het ontwerp van de buispalen is als uitgangspunt gehanteerd dat bij de maximale trekkracht de vervorming van het reactieframe 10cm is (BGT).

Om tijdens de proeven te kunnen bepalen in hoeverre de gemeten vervormingen overeen komen met de verwachte vervormingen zijn de te verwachten vervorming als gevolg van de vijzelkracht nader uitgewerkt. Aangezien het frame niet momentvast is gekoppeld aan de buispalen zal de vervorming van het frame voornamelijk volgen uit de vervorming van de kop van de buispaal, daarom is onderstaande versimpelde schematisatie aangehouden voor bepaling van de vervormingen van het frame.



Figuur 3.18 Schematisatie frame t.b.v. bepaling vervormingen reactieframe

In onderstaande grafiek is de zijn de resulterende vervormingen van de kop van de buispaal (vervorming frame) uitgezet tegen de reactiekracht op de kop van de buispaal (NAP+2,0m).



Figuur 3.19 Verwachte vervormingen kop buispaal

3.7 Rotaties damwand

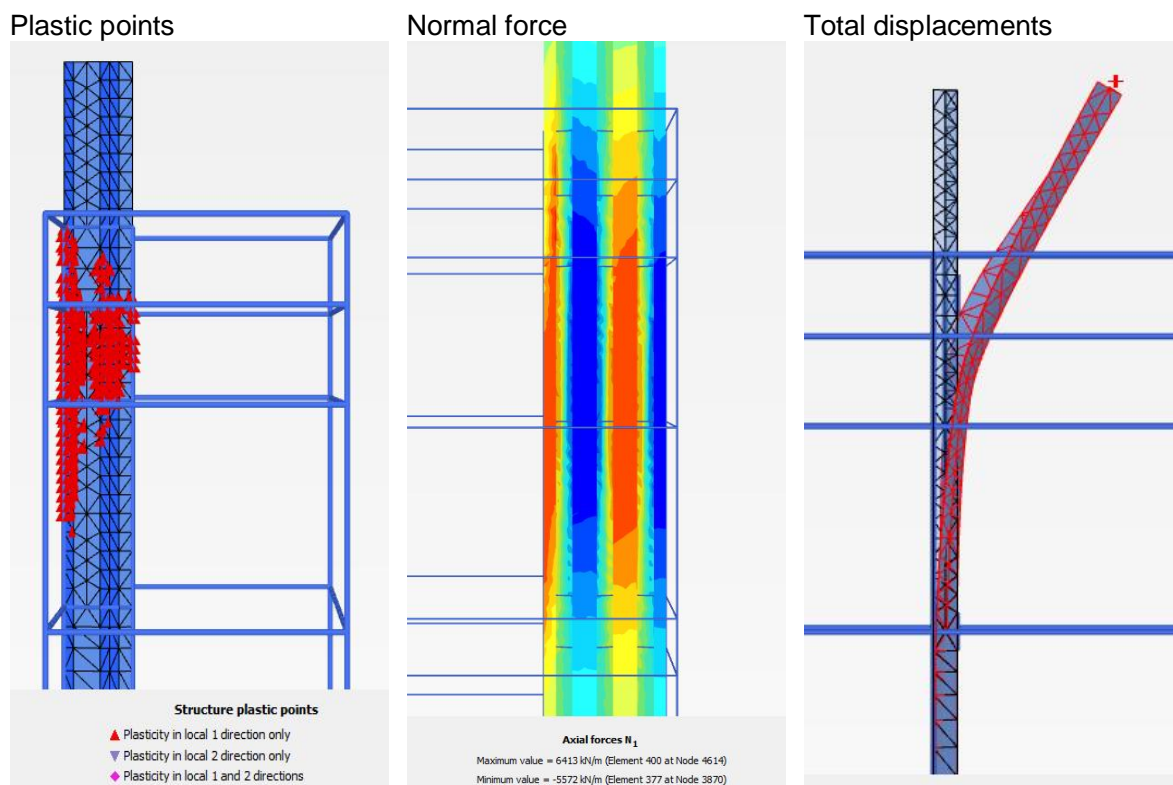
Voor de monitoring van de damwandplanken zijn SAAF's voorzien op de damwandplank. Deze zijn opgebouwd uit meerdere SAAF-elementen met een lengte van 50 cm, die ten opzichte van elkaar kunnen roteren. De SAAF-elementen zelf hebben maar een kleine toelaatbare rotatie.

Op basis van de te verwachten rotaties is zoals gepresenteerd in deze paragraaf is vastgesteld dat het risico op beschadiging van SAAF op damwand erg groot is als de SAAF op de damwand zit als deze tot bezwijken wordt belast.

Om het risico op beschadiging van de SAAF op de damwand te minimaliseren zal de SAAF op de damwand vroegtijdig (voor bezwijken damwand) worden verwijderd. Zo wordt voorkomen dat de SAAF's kapot kunnen gaan. De reksensoren en SAAF's in de grond zullen wel gedurende de gehele proef aanwezig blijven. Dit wordt nader uitgewerkt in het draaiboek.

3.7.1 GU8N

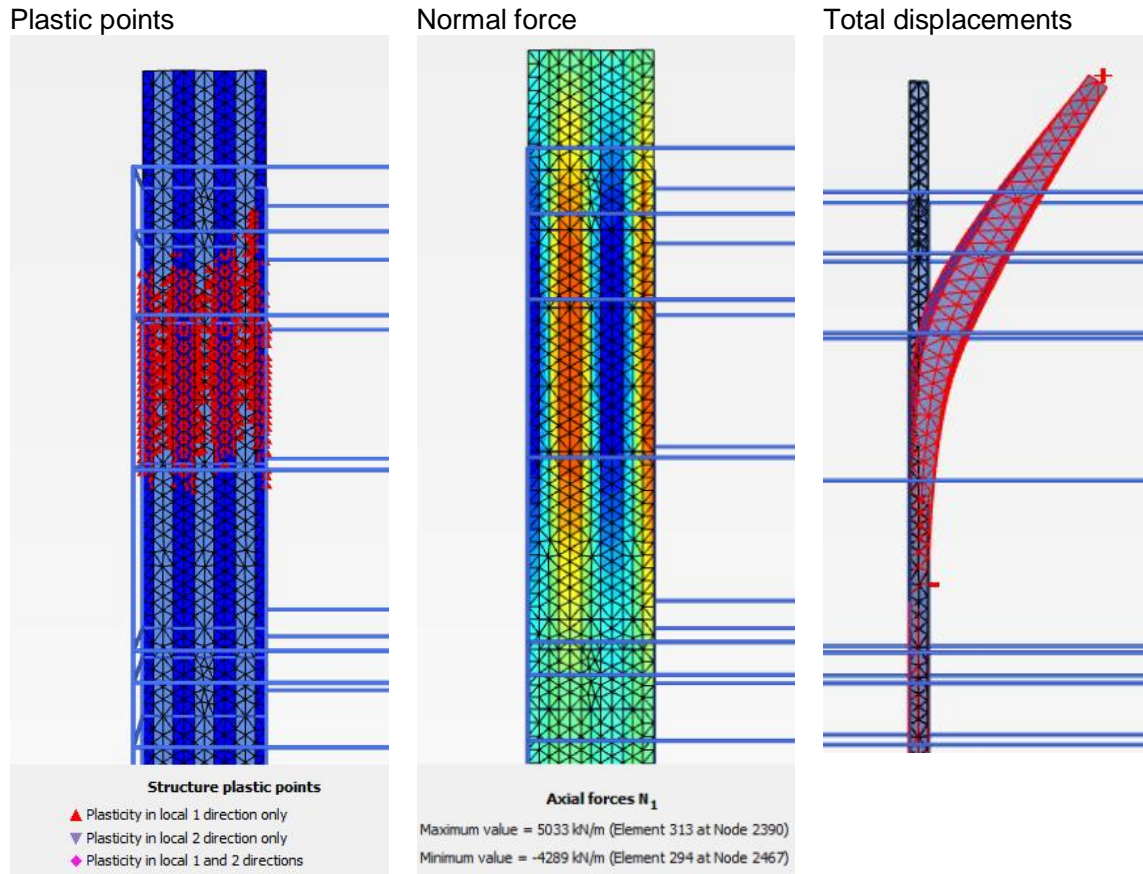
Op basis van de maximale verplaatsing is vastgesteld dat de maximale totale rotatie kan oplopen tot 30° (GU8N, zie Tabel 5). Uitgaande van vloeï van de wand zal deze rotatie optreden over een bepaalde zone, voor het GU8N profiel is deze zone ongeveer 1m hoog (zie ook Figuur 3.20.) maar kan mogelijk kleiner zijn als gevolg van local buckling.



Figuur 3.20 Rotatie GU8N

3.7.2 AZ13-700

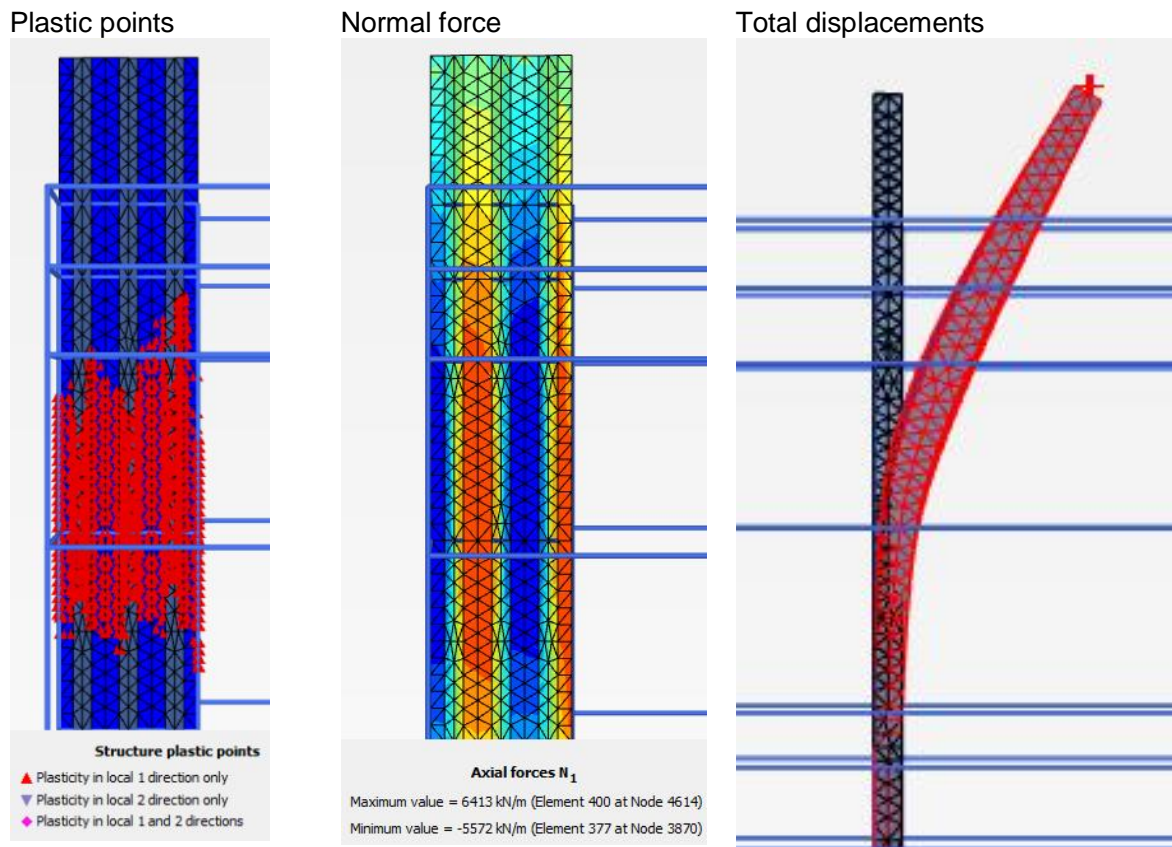
Op basis van de maximale verplaatsing is vastgesteld dat de maximale totale verplaatsing kan oplopen tot 24° (AZ13-700, zie Tabel 5). Uitgaande van vloeï van de wand zal deze rotatie optreden over een bepaalde zone, voor het AZ13-700 profiel is ongeveer 2,5m hoog (zie ook Figuur 3.20.) maar kan mogelijk kleiner zijn als gevolg van local buckling.



Figuur 3.21 Rotatie AZ13-700

3.7.3 AZ26

Op basis van de maximale verplaatsing is vastgesteld dat de maximale totale verplaatsing kan oplopen tot 18° (AZ26, zie Tabel 5). Uitgaande van vloeï van de wand zal deze rotatie optreden over een bepaalde zone, voor het AZ26 profiel is ongeveer 2,5m hoog (zie ook Figuur 3.20.) maar is dieper gelegen dan het AZ13-700 profiel. Daarnaast is het bij het AZ26 profiel niet de verwachting dat local buckling op zal treden.



Figuur 3.22 Rotatie AZ26

4 Monitoring

De constructieve monitoring voor de POT is uitgewerkt in de memo “constructieve monitoring FSP en POT” [ref. 3]. In samenspraak met Fugro zijn enkele zaken geoptimaliseerd om zo tot een optimale monitoring te komen. In dit hoofdstuk wordt op hoofdlijnen de monitoring zoals voorgesteld beschreven. Voor meer detail wordt verwezen naar [ref. 3].

4.1 Doel van de monitoring

De monitoring heeft als doel om:

- Last verplaatsingsdiagrammen vast te stellen (stuur informatie)
- Optredende staalspanningen vast stellen (op basis van rekmetingen)
- Buigend moment vast stellen.
- Vervorming van het damwandprofiel vast stellen (stuurinformatie)
- Vervormingen reactieframe (stuurinformatie)
- Grondvervormingen en waterspanningen (met name passieve zone)

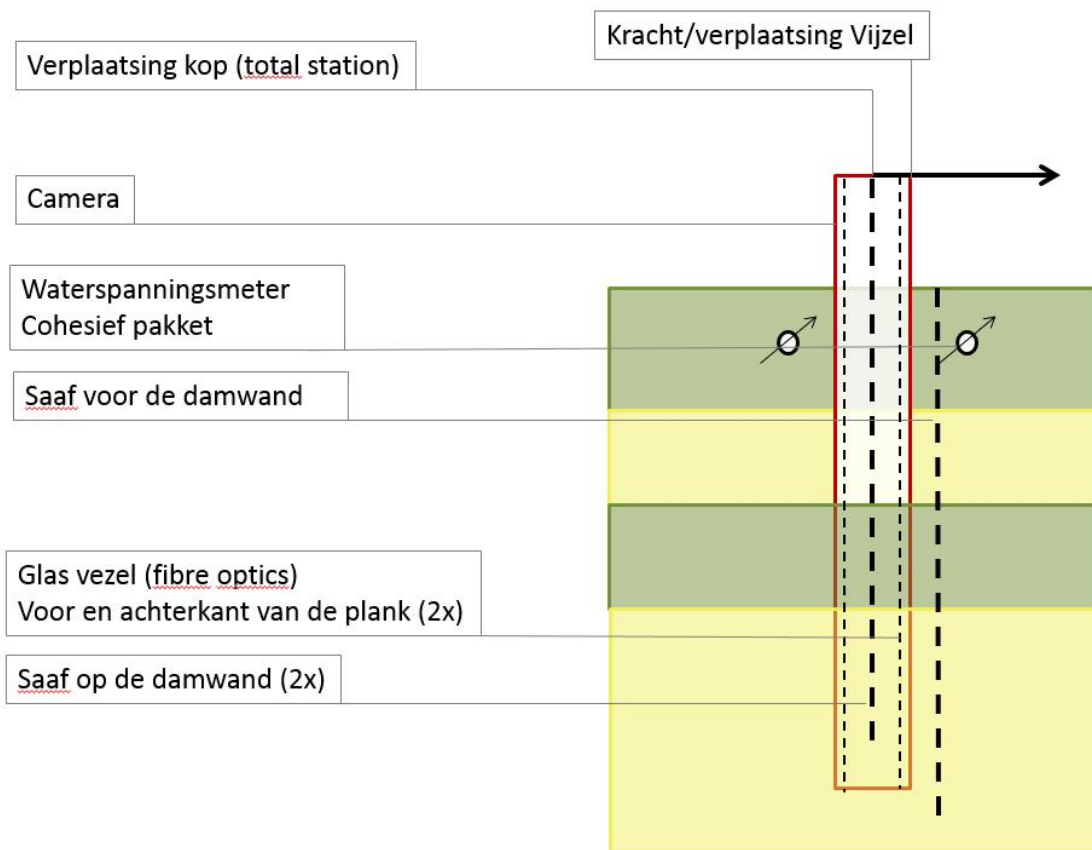
Bovenstaande data zal worden gebruikt in de analyse van de proef. Een deel van deze monitoring zal echter ook als stuurinformatie dienen tijdens de proef.

4.2 Hoe wordt er gemonitord

In Figuur 4.1 en Tabel 6 is een overzicht gegeven van alle monitoringsequipment. Er wordt direct gemeten aan de damwand. Het reactieframe zal met de total station op de hoekpunten worden ingemeten om het gedrag van het reactieframe tijdens de proef vast te stellen. Mochten de vervormingen meer zijn dan verwacht dan kan er vroegtijdig bijgestuurd worden.

Tabel 6: Overzicht monitoring

Apparatuur	Doel
SAAF voor de damwand, 14m lang (2x)	Metten grondvervorming
SAAF op de damwand, 10m lang (2x)	Metten damwandvervorming
Waterspanningsmeters voor de damwand	Metten waterspanningen in de passieve zone In totaal 5 waterspanningsmeters. 1x een waterspannings meter in het zand (t.p.v AZ26)
Total station	Metten verplaatsing damwand (x,y,z), zowel op de top als op een lager niveau Metten verplaatsing reactieframe op de hoekpunten van het frame (x,y,z)
Glasvezel (vooraf geplaatst)	Rekmeting in lengterichting
Trekkrachtmeter vijzel	Trekkrachtmeter tussen vijzel en damwand.
Verplaatsingsmeter vijzel	Metten slag vijzel
Camera kop damwand	Vervormingen kop damwand in beeld brengen. (zijaanzicht)



Figuur 4.1 Monitoring (principe schets)

Op tekening DT476-2-3101 (zie bijlage E) is het detail ontwerp van de POT en de monitoring weergegeven. Om het risico op beschadiging van de SAAF's op de damwand tot een minimum te beperken is de intentie om de SAAF's op de damwand vroegtijdig (voor bezwijken) damwand te verwijderen zodat deze niet kapot gaan. Door de SAAF's wel te gebruiken voor het begin van de proef (elastische deel) kan over dit traject de rekmeting gekalibreerd worden aan de SAAF.

5 Risico's

In onderstaande paragrafen zijn de risico's en bijbehorende maatregelen beschreven die in het DO geïdentificeerd zijn.

5.1 Damwandplank bezwijkt niet

Het risico bestaat dat een configuratie van één of meer dubbele damwandplanken en/of de grond toch sterker blijkt te zijn dan verwacht en dat de kracht die de proefopstelling kan leveren niet voldoende is om de damwand te laten bezwijken.

Om dit risico te minimaliseren zijn berekeningen uitgevoerd op basis van met een bovengrens van de sterkte van de damwand en verwachtingswaardes van de grondsterkte.

Daarnaast heeft de vijzel nog enige restcapaciteit. De verwachte bovengrens van de benodigde trekkracht is 950kN. De proefopstelling kan in een trekkracht voorzien van 1200kN. Het frame en de buispalen zijn tevens ontworpen op de capaciteit van de vijzel.

5.2 Damwand bezwijkt te snel / vroegtijdig

Voor de slappe GU8N profielen bestaat er het risico dat de planken te snel/vroegtijdig bezwijken. Om dit risico te minimaliseren wordt er een zo licht mogelijke gording toegepast. Daarnaast zal hiermee rekening worden gehouden in de volgordelijkheid van de proef uitvoering. Om ervaring met de installatie op te doen zal gestart kunnen worden met de AZ13-700 configuratie. Dit zal nader uitgewerkt in het draaiboek van de POT.

5.3 Mislukken van installatie damwand

Voor de proef zijn relatief slappe GU8N profielen geselecteerd. Het risico bestaat dat de profielen niet op diepte komen of dat deze beschadigd raken tijdens installatie. Daarom dient samen met de aannemer vooraf een goede predictie uitgevoerd te worden en mogelijke benodigde maatregelen voor het vergemakkelijken van de installatie vast gesteld te worden. Bij de predictie dient er rekening te worden gehouden met kleefbrekers op de onderkant van de damwand ter bescherming van de monitorings apparatuur. Hierbij kan gedacht worden aan de volgende maatregelen:

- Voorpoten met een damwandprofiel die niet voorzien is van monitoringsapparatuur.
- Voorboren.

5.4 Onveilige situaties tijdens uitvoering van de proef

Tijdens de proef zullen er grote krachten uitgeoefend worden op alle verschillende onderdelen. Alle elementen zijn ontworpen conform de huidige richtlijnen en bovendien voldoende robuust uitgevoerd. De kans op bezwijken wordt daarom zeer onwaarschijnlijk geacht.

In afwijken van de lier die in het VO is voorgesteld is nu in het DO gekozen voor een zware vijzel. Bij het toepassen van de vijzel zijn er veel minder bewegende delen en is het risico op losschieten van elementen vele malen kleiner wat leidt tot een grotere veiligheid tijdens de uitvoering van de proef.

Om de veiligheid nog verder te waarborgen is het niet toegestaan voor mensen om tijdens de proef in de buurt te komen van de proefopstelling. Alle monitoring wordt daarom automatisch uitgevoerd en behoeft dus geen toegang van mensen tot de locatie.

Daarnaast dient de vijzel ook van een afstand bedient te kunnen worden, zodat er geen mensen op locatie hoeven te zijn.

Als onderdeel van het draaiboek van de proefuitvoering POT zal de veiligheid tijdens de proefuitvoering verder in detail worden uitgewerkt.

5.5 Uitvallen monitoring

Tijdens het beproeven zullen de damwanden uitvoerig gemonitord worden (zie ook hoofdstuk 4). De glasvezels zullen vooraf op de damwand worden aangebracht. Het uitvallen of niet werken van de monitoring is desastreus voor het proefresultaat en dient dus ook voorkomen te worden.

Het is daarom voor het slagen van de proef van het grootste belang dat de damwanden met zorg gehanteerd worden, zowel tijdens het installeren als tijdens het transport maar ook tijdens het plaatsen van de gordingen en installatie van de vijzel.

Na het inbrengen van de damwand zullen de SAAF's geïnstalleerd worden. Tijdens het uitvoeren van de proef bestaat het risico dat als gevolg van te grote rotaties de SAAF defect raakt.

Om het risico op beschadiging van de SAAF's op de damwand tot een minimum te beperken is de intentie om de SAAF's op de damwand vroegtijdig (voor bezwijken) damwand te verwijderen zodat deze niet kapot gaan. Door de SAAF's wel te gebruiken voor het begin van de proef (elastische deel) kan in ieder geval over dit traject de rekmeting gekalibreerd worden aan de SAAF.

Vanaf de apparatuur zullen een groot aantal kabels en leidingen naar de keet lopen. Om beschadiging van de kabels en leidingen te voorkomen zullen Kabel en Leidingen zones worden gemaakt waarbinnen alleen de minimaal noodzakelijke werkzaamheden mogen worden uitgevoerd.

6 Conclusie

In dit ontwerprapport is het Definitief ontwerp van de Pull-Over Testopstelling beschreven. In de POT worden de volgende 4 damwandconfiguraties beproefd:

- 1x triple GU8N.
- 1x triple GU8N reversed.
- 3x dubbel AZ13-700.
- 3x dubbel AZ26.

De damwandprofielen zullen voorzien worden van een uitgebreide monitoring, die zowel voorafgaand aan de installatie als naderhand wordt aangebracht.

De testopstelling is ontworpen op een maximale trekkracht van 1200kN leveren. De testopstelling bestaat uit een 3-tal buispalen ($D=1067\text{mm}$, $t=18\text{mm}$ $L=15\text{m}$) met daarop een reactieframe. Het constructief detailontwerp is uitgewerkt door de Aannemer en is bijgevoegd in bijlage C. Tussen het reactieframe en de te beproeven damwand wordt een vijzel geplaatst. De damwanden staan opgesteld in een waaiervorming op een afstand van 15m uit het midden reactieframe.

Voor bovenstaande configuraties zijn predicties uitgevoerd om een verwachtingswaarde en een bovengrenswaarde van de vervormingen en krachten te krijgen. Deze predicties zullen worden opgenomen in het draaiboek van de proefuitvoering en zullen dienen als stuurinformatie tijdens de proef, daarbij wordt onderscheid gemaakt in:

- Kracht verplaatsings diagram, zie paragraaf 3.2 t/m 3.4.
- Toelaatbare verticale vervorming gording, max 0,4m, zie paragraaf 3.5.
- Toelaatbare verticale vervorming kop damwand max 0,5m zie paragraaf 3.5.
- Toelaatbare vervormingen reactie frame, interventiewaarde 0,1m, zie paragraaf 3.6.
- Maximaal toelaatbare rotatie SAAF op damwand. zie paragraaf 3.7. Verwijderen SAAF voor bezwijken damwand / te grote vervorming op basis van predicties, zie paragraaf 3.2 t/m 3.4.
- Maximale trekkracht, AZ profielen 1200kN, GU8N profielen 400kN, op basis van gordingontwerp en maximale kracht vijzel, zie paragraaf 2.5.
- Maximale slag vijzel, 2,0m.

De verwachte bovengrens van de trekkracht op basis van de predicties in dit DO is vastgesteld op 950 KN en is iets lager dan de verwachte trekkracht in het VO.

Er zijn in dit DO een aantal risico's gesignaleerd, zie hoofdstuk 5. Om de risico's tot een minimum te beperken zijn maatregelen vastgesteld en meegenomen in het ontwerp van de Push over Test.

7 Referenties

- [ref. 1] POV|M full-scale test, Activiteit 2 - Definitiefase, v1,0 definitief, februari 2017.
- [ref. 2] POV|M full-scale test, Grondinterpretatie rapport, 2017.
- [ref. 3] POV|M Constructieve monitoring FSP en POT, v1.0 15 juni 2017.
- [ref. 4] NEN9997-1. Geotechnisch ontwerp van constructies - deel 1: algemene regels.
- [ref. 5] CUR228, Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen.
- [ref. 6] Geotechniek - December 2015, Innovatie "flexible Dolpins" - Aangescherpt paalontwerp op basis van grootschalige proeven.]
- [ref. 7] POV|M Full-scale damwand proef, VO Pull-Over Test (POT), v2.0 definitief, juli 2017.

A Kennisvragen proevenprogramma

De push-over tests en full-scale proeven op een groene en blauwe dijk moeten uiteindelijk leiden tot een complete en betrouwbare dataset, op basis waarvan in de analysefase antwoord kan worden gegeven op de volgende kennisvragen³:

	4PBP simulaties z�nder grond	4PBP simulaties m�t grond	POT (dis)continue wand	FSP restprofiel en -sterkte binnentalud	FSP groene dijk	FSP blauwe dijk
Hoe goed kunnen de beschikbare rekenmodellen het werkelijk optredende gedrag in de proeven voorspellen?	X	X	X	X	X	X
Welke invloed hebben het (dis)continue karakter van de damwand �n mate van inbedding in grond op doorsnede-klasse volgens Eurocode 3 - deel 5?	X	X	X			
Hoe gedraagt zich een in grond ingebedde plank na het ontstaan van een plastisch scharnier. Is er met inbedding een hoger moment toelaatbaar dan zonder inbedding?	X	X	X			
Wat is de meest werkelijkheidsgetrouwe benaderingsmethode voor het restprofiel en de reststerkte?				X		
Wat is het waterkerende vermogen van de blauwe dijk uitgaande van de elastische capaciteit van de damwand? En wat is deze na bereiken van een plastisch scharnier?					X	X
Hoe werkt de krachtsverdeling in de onverankerde damwand onder extreme condities?						X
In welke verhouding worden de sterkte van grond en damwand gemobiliseerd, gaande van nul belasting naar doorgaand bezwijken?						X
Hoeveel vervorming van het systeem is nodig in het traject van elastisch naar plastisch gedrag van de damwand (voor het ontstaan van een plastisch scharnier)?						X
Hoe ziet het vervormingsproces tot na bezwijken eruit, inclusief het ontstaan van restprofiel? Welke volgorde van deelmechanismen treedt er daarbij op?						X
Wat zijn de vervormingen tot aan bezwijken: <ul style="list-style-type: none"> ...bij een waterkering zonder SVLC (groene dijk)? ...bij een waterkering met SVLC (blauwe dijk)? ...ter plaatse van 'aansluiting' (oftewel de verschilvervorming tussen de groene en blauwe dijk, berekend op basis van de resultaten van de groene en blauwe dijk)? 					X	X
Tot welke (relatieve) vervormingen in de omgeving leidt het					X	X

³ ontleend aan Deltares aanbieding met kenmerk 11200956-0001-GEO-0001-jvm van 6 april 2017;

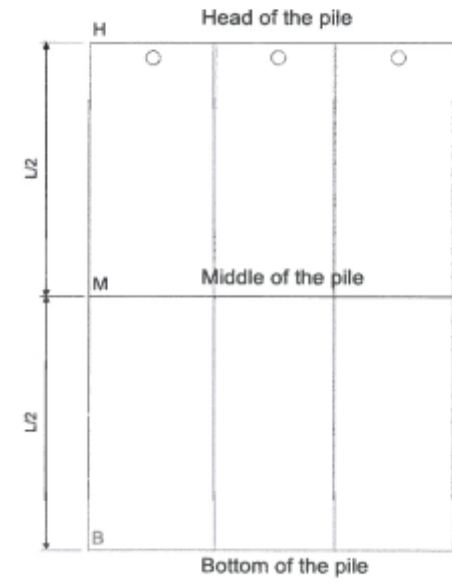
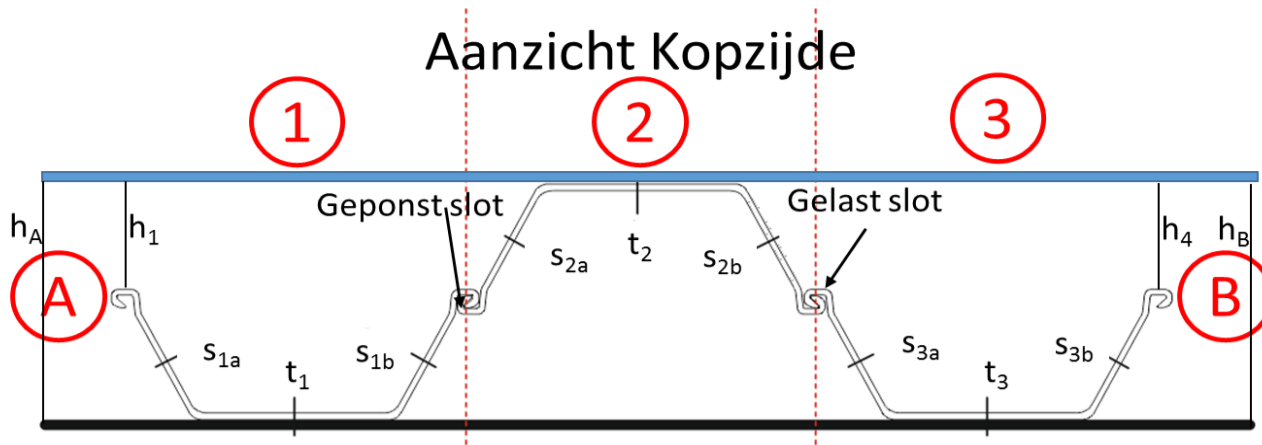
	4PBP simulaties zón der grond	4PBP simulaties mét grond	POT (dis)continue wand	FSP restprofiel en -sterkte binnentalud	FSP groene dijk	FSP blauwe dijk
vervormingsproces van de waterkering met SVLC?						



B Dikte en sterkte metingen damwandprofielen

B.1 Dikte metingen GU8N profielen

Aanzicht Kopzijde



Lengte	Nummer		ha			hb				W	hm						C9 a		C9 b		
			h1	h2	h3	h4	s1a	s1b	s2a		s2b	s3a	s3b	t1	t2	t3					
14000	AD624984	Head	302	290	300	120	135	127	115	1830	7.08	7.26	7.12	7.15	7.45	7.42	7.39	7.18	7.27	OK	OK
14000	AD624984	Middle	309	300		126	138	135	118		7.15	7.14	7.09	7.11	7.07	7.18	7.33	7.20	7.21		
14000	AD624984	Bottom	287	302	301	120	130	130	127	1835	7.09	7.08	7.03	7.06	7.07	7.06	7.33	7.15	7.12		
14000	AD624985	Head	297	307	304	112	130	130	127	1835	7.24	7.27	7.35	7.27	7.03	7.36	7.44	7.45	7.32	OK	OK
14000	AD624985	Middle	307	300		130	140	135	112		7.15	7.15	7.08	7.30	7.12	7.15	7.33	7.36	7.42		
14000	AD624985	Bottom	297	306	301	110	136	132	132	1832	7.14	7.08	7.09	7.20	7.12	7.07	7.32	7.36	7.29		
Average			300	301	302	120	135	132	122	1833	7.14	7.16	7.13	7.18	7.14	7.21	7.36	7.28	7.27		
Stand. Dev.			7.3	5.6	1.5	7.1	3.8	2.9	7.2	2.1	0.052	0.077	0.103	0.085	0.141	0.137	0.044	0.112	0.093		



B.2 Dikte metingen AZ profielen



B.3 Trekproeven GU8N profielen

ArcelorMittal Projects Europe BV
 Mannesmannweg
 4794SL HEIJNINGEN

Date : 14-Sep-17
 Element report number : ARC013-17-09-27993-1
 Customer reference : 3200055556 / 20170623
 POV Macrostabiteit

TEST REPORT

Sample No.:	Item description:	Plate no.:	Material:
27993-1	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625018-1	S240GP
27993-2	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625018-2	S240GP
27993-3	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625018-3	S240GP
27993-4	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625084-1	S240GP
27993-5	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625084-2	S240GP
27993-6	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625084-3	S240GP
27993-7	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624985-1	S240GP
27993-8	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624985-2	S240GP
27993-9	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624985-3	S240GP
27993-10	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625017-1	S240GP
27993-11	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625017-2	S240GP
27993-12	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625017-3	S240GP
27993-13	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624986-1	S240GP
27993-14	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624986-2	S240GP
27993-15	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624986-3	S240GP
27993-16	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624987-1	S240GP
27993-17	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624987-2	S240GP
27993-18	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624987-3	S240GP
27993-19	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624988-1	S240GP
27993-20	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624988-2	S240GP
27993-21	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD624988-3	S240GP
27993-22	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625019-1	S240GP
27993-23	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625019-2	S240GP
27993-24	Segment from sheet pile GU-8N thickness 7.5 mm	AD625019-3	S240GP

TENSILE TEST

Test method: ISO 6892-1				Test temperature: R.T.		
Specimen	Orientation	Size [mm]	Yield strength [MPa]		Tensile strength [MPa] Rm	Elongation [%] After fracture
			Reh	Rp0.2		
27993-1	Longitudinal	22.02 x 7.26	387	363	441	29.5
27993-2	Longitudinal	22.02 x 7.28	385	358	435	27.0
27993-3	Longitudinal	22.01 x 7.32	400	374	444	27.5
27993-4	Longitudinal	22.03 x 7.51	390	380	440	29.0
27993-5	Longitudinal	22.00 x 7.34	394	370	441	28.0
27993-6	Longitudinal	22.02 x 7.28	396	371	445	29.0
27993-7	Longitudinal	22.02 x 7.40	372	358	436	27.0
27993-8	Longitudinal	22.01 x 7.54	388	363	440	27.0
27993-9	Longitudinal	22.03 x 7.42	383	359	437	26.5
27993-10	Longitudinal	22.04 x 7.31	381	364	435	27.0
27993-11	Longitudinal	22.01 x 7.20	417	405	461	25.0
27993-12	Longitudinal	22.01 x 7.38	385	351	432	28.5
27993-13	Longitudinal	22.03 x 7.33	409	397	450	28.5
27993-14	Longitudinal	22.01 x 7.30	374	352	432	27.5
27993-15	Longitudinal	22.02 x 7.38	381	359	435	31.0
27993-16	Longitudinal	22.03 x 7.42	382	357	440	28.5
27993-17	Longitudinal	22.02 x 7.36	376	353	437	29.5
27993-18	Longitudinal	22.02 x 7.29	414	392	445	27.5
27993-19	Longitudinal	22.03 x 7.25	388	353	437	30.5
27993-20	Longitudinal	22.01 x 7.39	391	359	444	29.5
27993-21	Longitudinal	22.03 x 7.28	392	364	440	30.0
27993-22	Longitudinal	22.00 x 7.14	381	368	435	30.0
27993-23	Longitudinal	22.02 x 7.13	382	356	436	30.5
27993-24	Longitudinal	22.01 x 7.38	368	353	431	28.0
Req. acc. EN 10248-1 for S240GP;			≥ 240	--	≥ 340	≥ 26

CHARPY V-NOTCH IMPACT TEST [KV₈]

Test method: ISO 148-1							
Specimen	Direction of specimen/ Notch	Size [mm]	Temp [°C]	Absorbed Energy [J]			
				Single			Average
27993-2	Longitudinal	10x5	0	98	81	90	90
27993-5	Longitudinal	10x5	0	81	90	85	85
27993-8	Longitudinal	10x5	0	81	87	89	86
27993-11	Longitudinal	10x5	0	86	83	83	84
27993-14	Longitudinal	10x5	0	81	88	84	84
27993-17	Longitudinal	10x5	0	82	84	73	80
27993-20	Longitudinal	10x5	0	83	78	87	83
27993-23	Longitudinal	10x5	0	78	81	81	80
Requirements;				≥ 19			≥ 27

Note: Values above 360 Joule exceed 80% of the machine capacity and should be considered as 'approximate values'.

CHEMICAL ANALYSIS

Method: Optical Emission Spectrometry - Element W.I. 09.40

Requirements: EN 10248-1

Chemical element in mass %						
Results	%C	%Mn	%Si	%P	%S	%N
27993-2	0.06	0.50	0.17	0.007	0.007	0.005
27993-5	0.06	0.50	0.17	0.007	0.007	0.005
27993-8	0.06	0.50	0.17	0.007	0.006	0.004
27993-11	0.06	0.50	0.17	0.007	0.007	0.004
27993-14	0.06	0.50	0.17	0.006	0.007	0.004
27993-17	0.06	0.50	0.17	0.007	0.007	0.005
27993-20	0.06	0.49	0.17	0.007	0.007	0.005
27993-23	0.06	0.50	0.17	0.007	0.007	0.004
Req. for S240GP;	≤ 0.25	--	--	≤ 0.055	≤ 0.055	≤ 0.011

Note: All results are an average of minimum 3 measurements. All requirements are maximum unless range given.

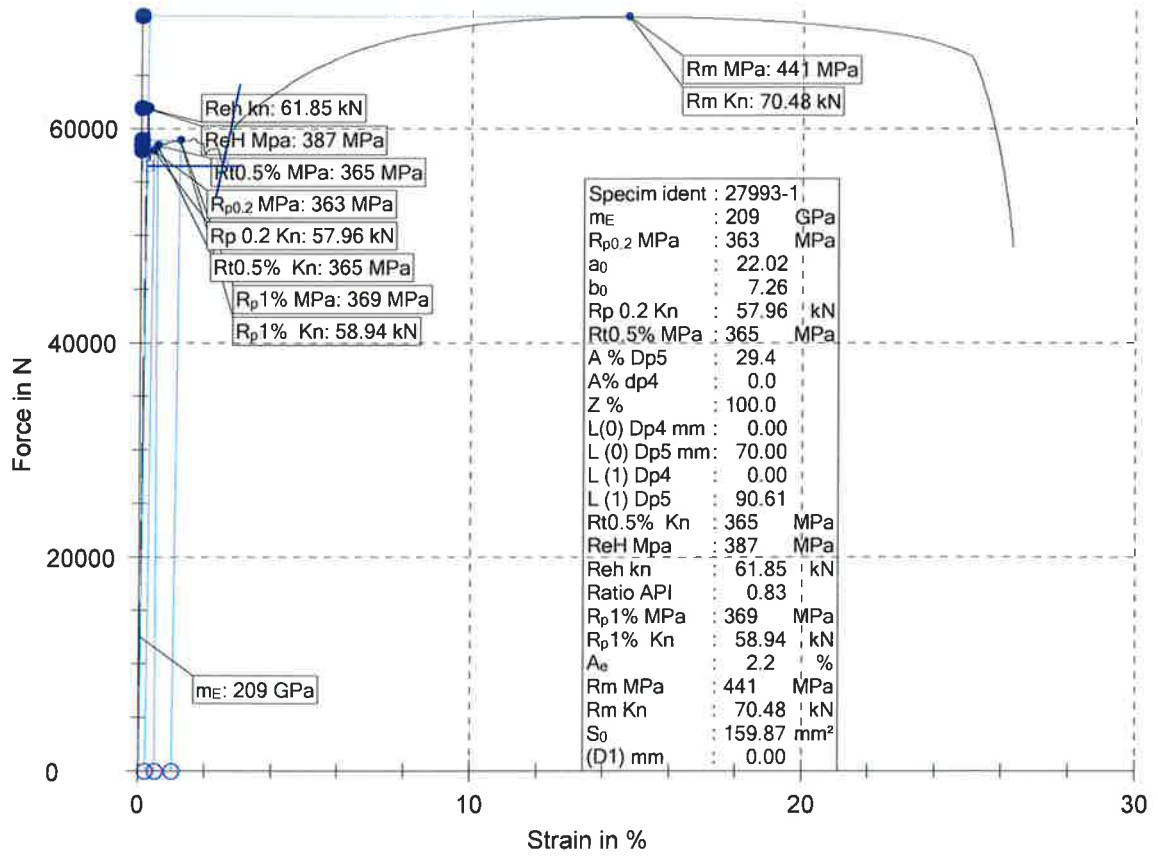
The above mentioned **bold printed** item **does not** satisfy the requirements.

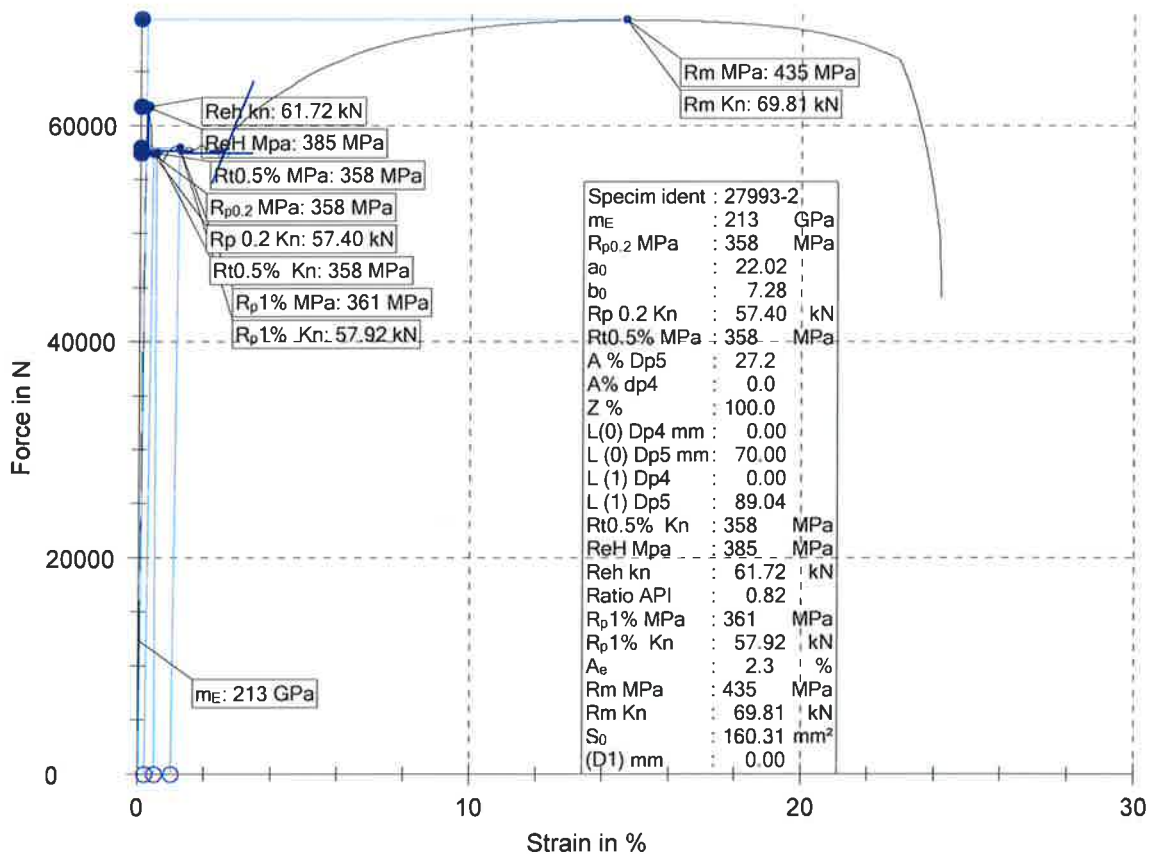


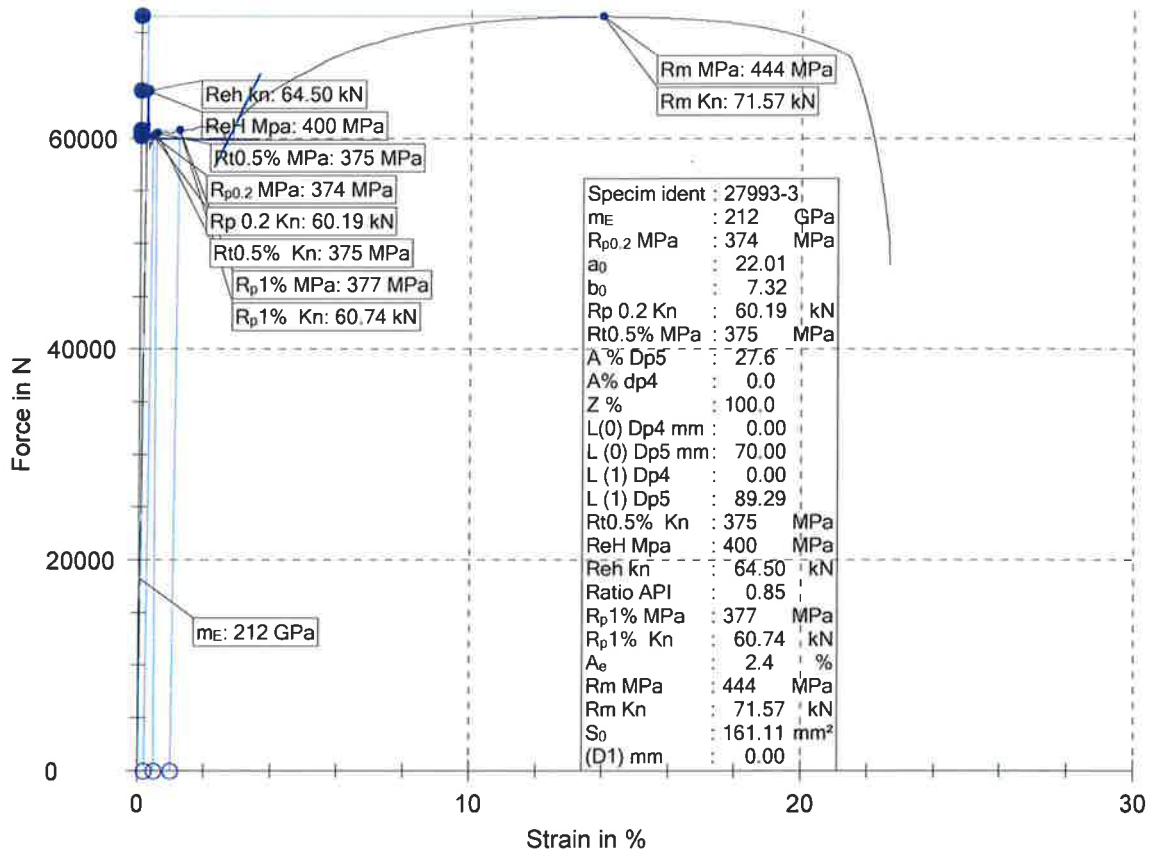
Daniel Schutt

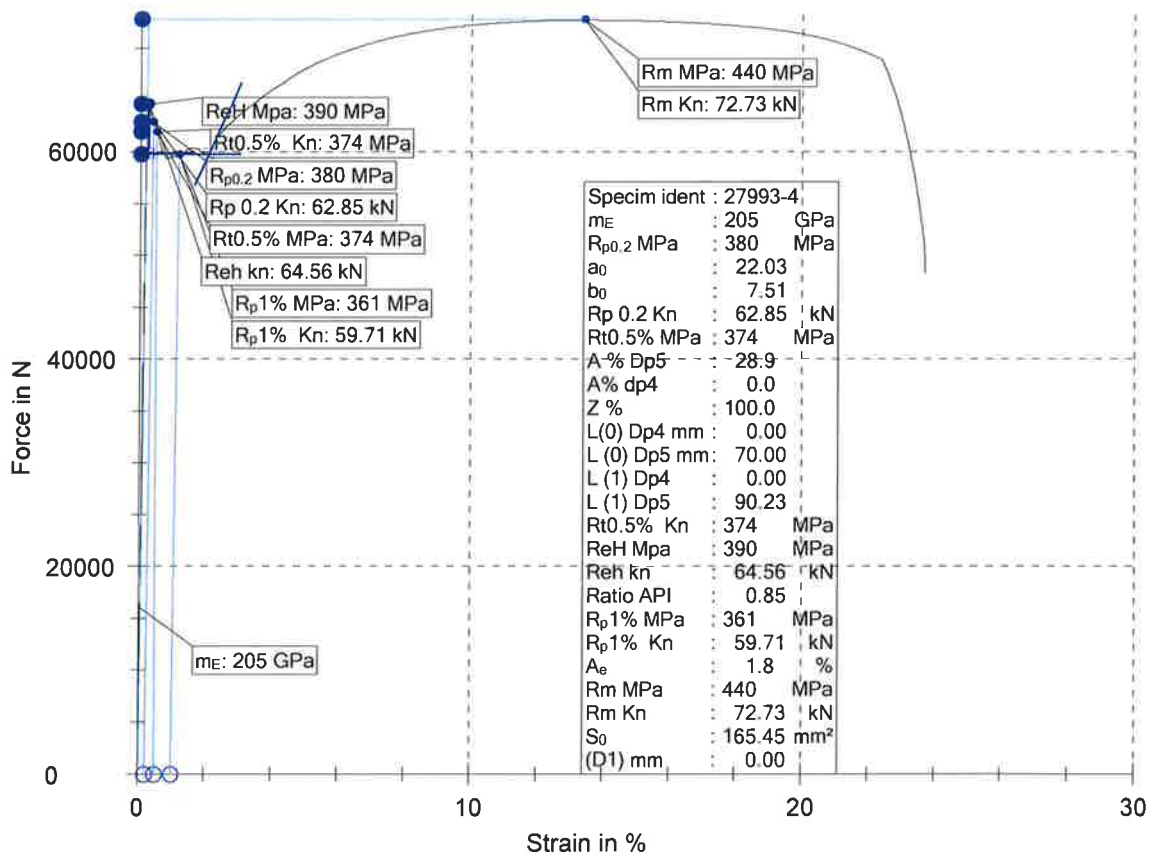
Element Materials Technology

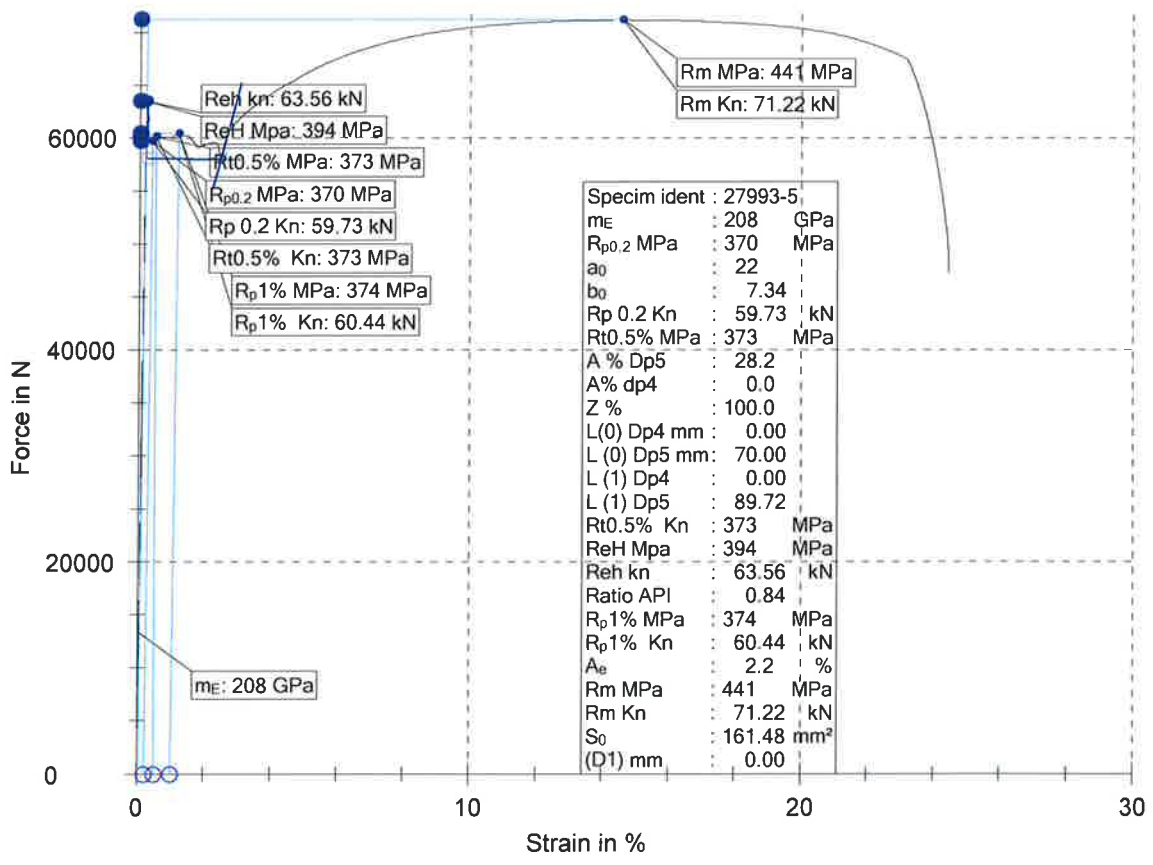
All characteristics of the above object(s) have, as far as accessible and relevant, been verified by Element Materials Technology Rotterdam b.v. (Element). Other information was provided by the purchaser. This information was verified as far as possible and has been copied into this report, unchanged. Element does not bear responsibility for the correctness of this submitted information. Any kind of "witnessing" and conclusions by a third party is not covered by the RVA accreditation L063 and is no part of the Element report. We hereby certify that the reported test data is correct and that the above object(s) was (were) tested/examined in accordance with purchaser's requirements and/or the above procedure(s) and/or code(s)/specification(s). On occasion a test is subcontracted by Element, the accreditation number of the subcontracted party is reported. Interpretations, opinions, conclusions and advice are partly based on the examination results and partly on information supplied by the purchaser. This report has legal value only when furnished with an authorized signature. If, upon reproduction, only part of this report is copied, Element will not bear any responsibility for content, purport and conclusions of that reproduction.

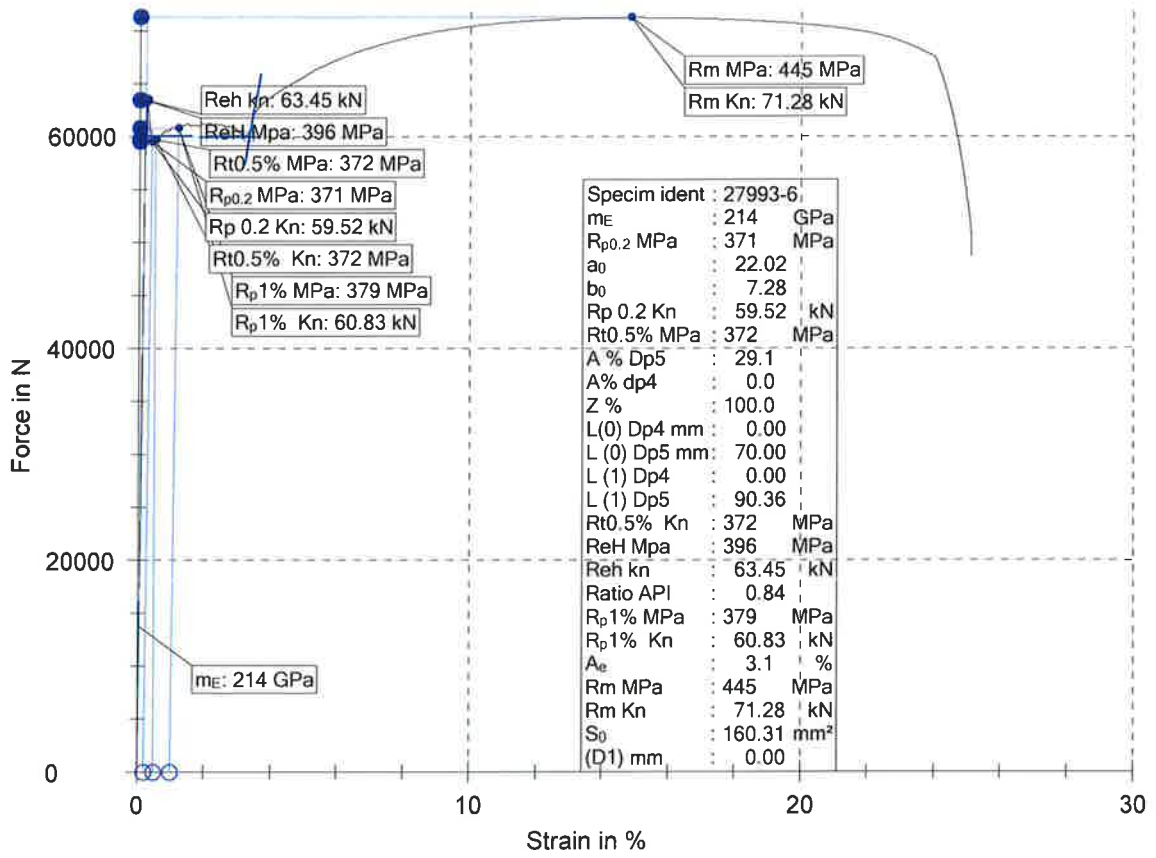


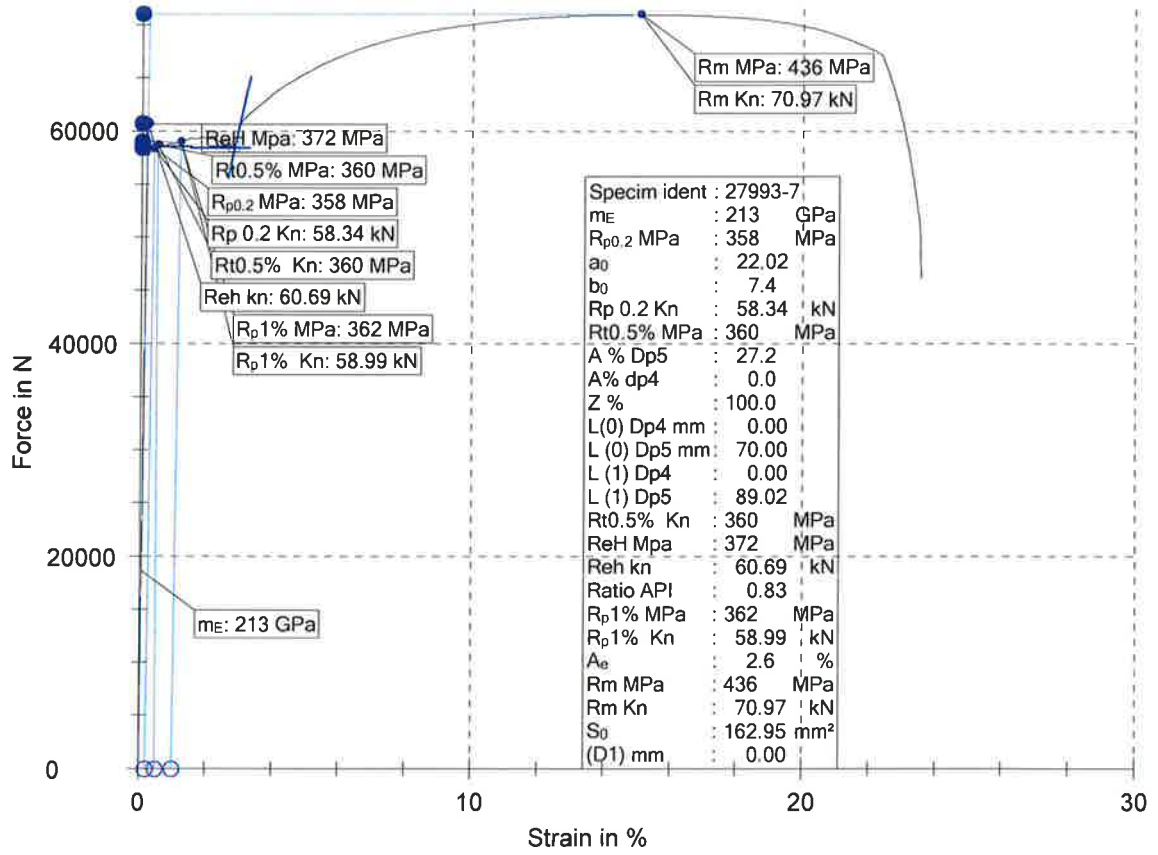


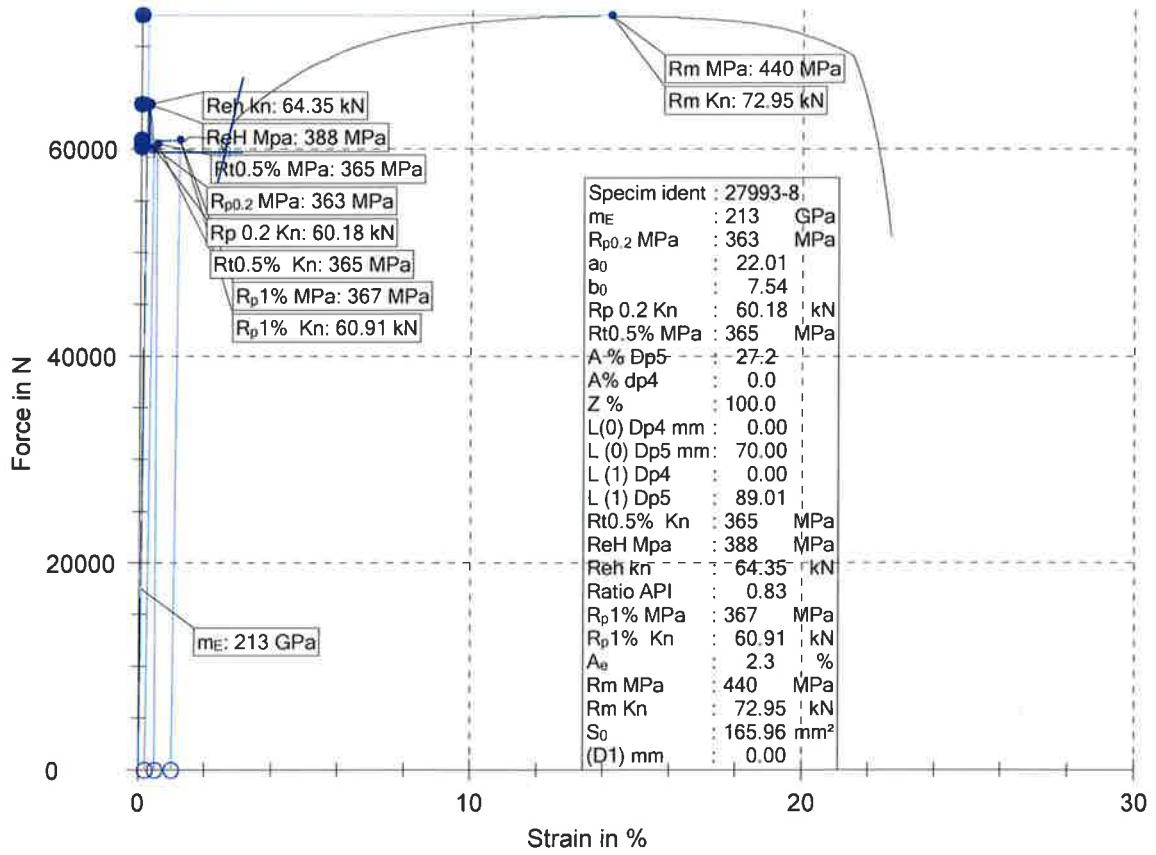


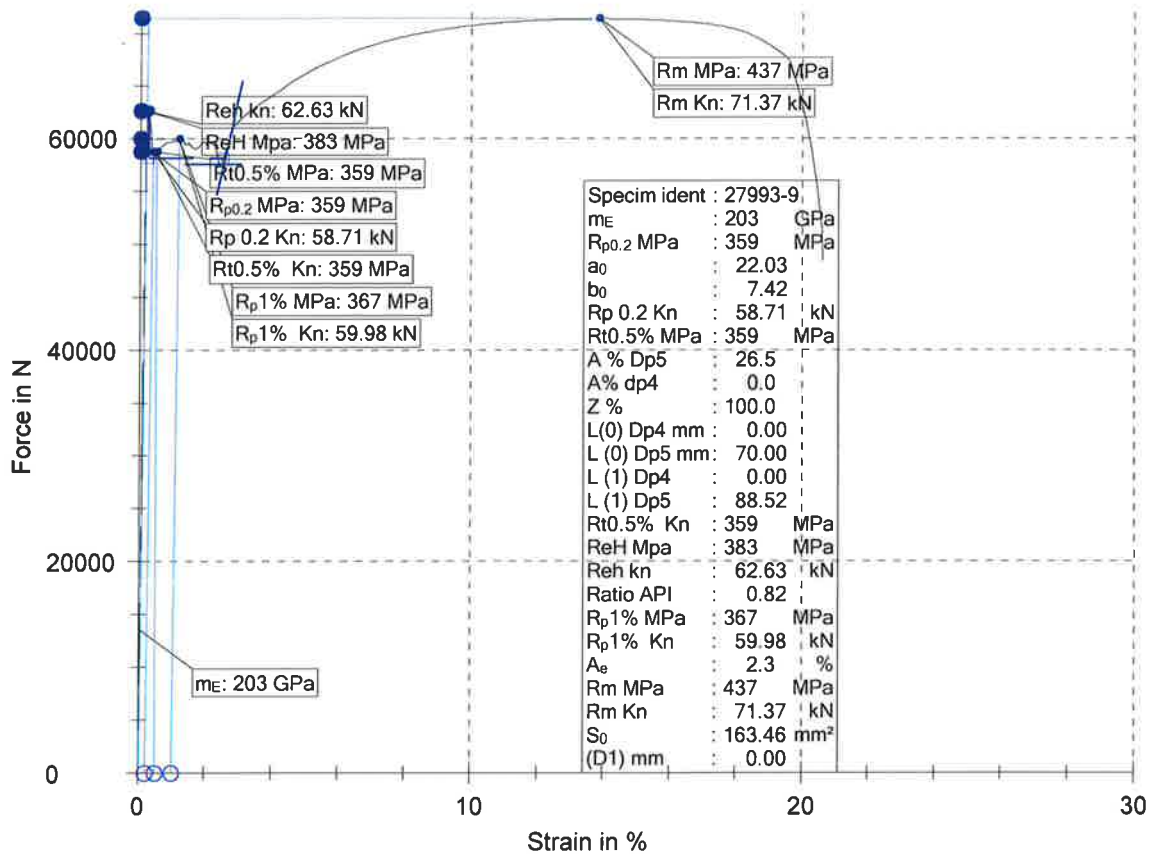


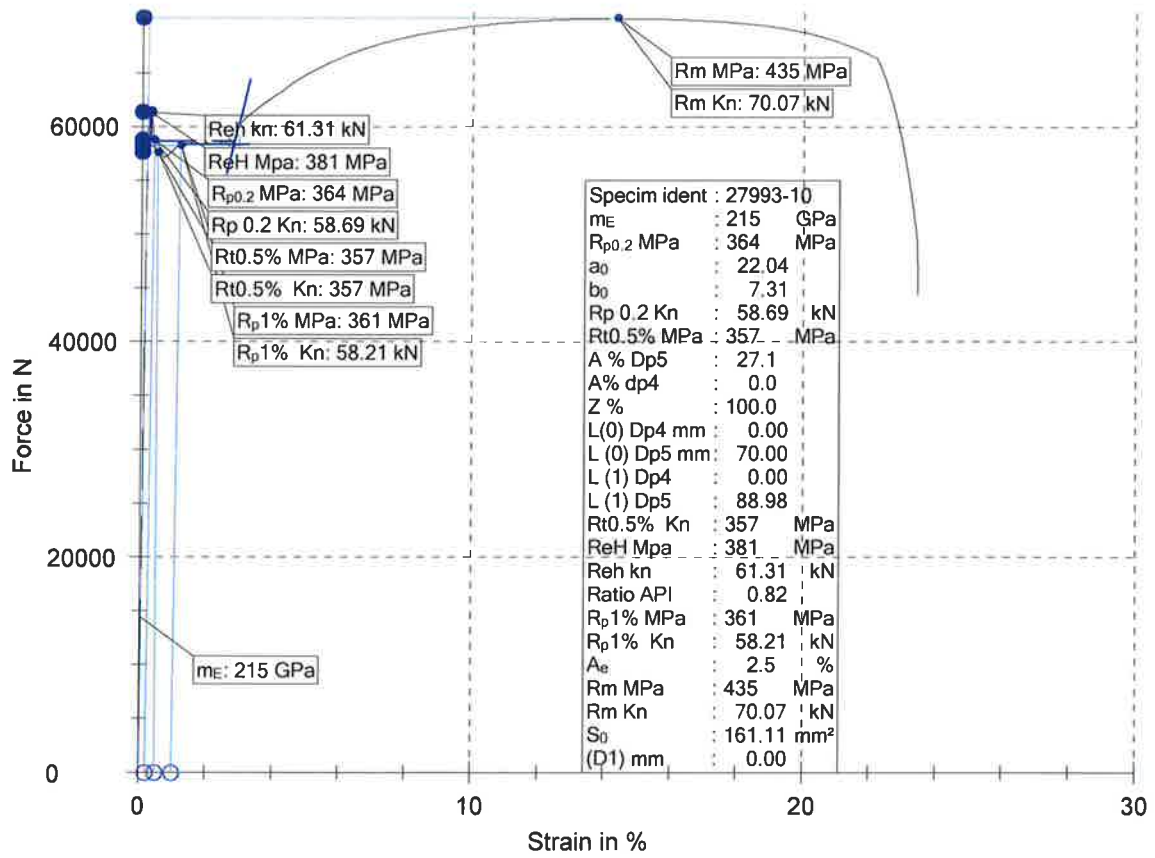


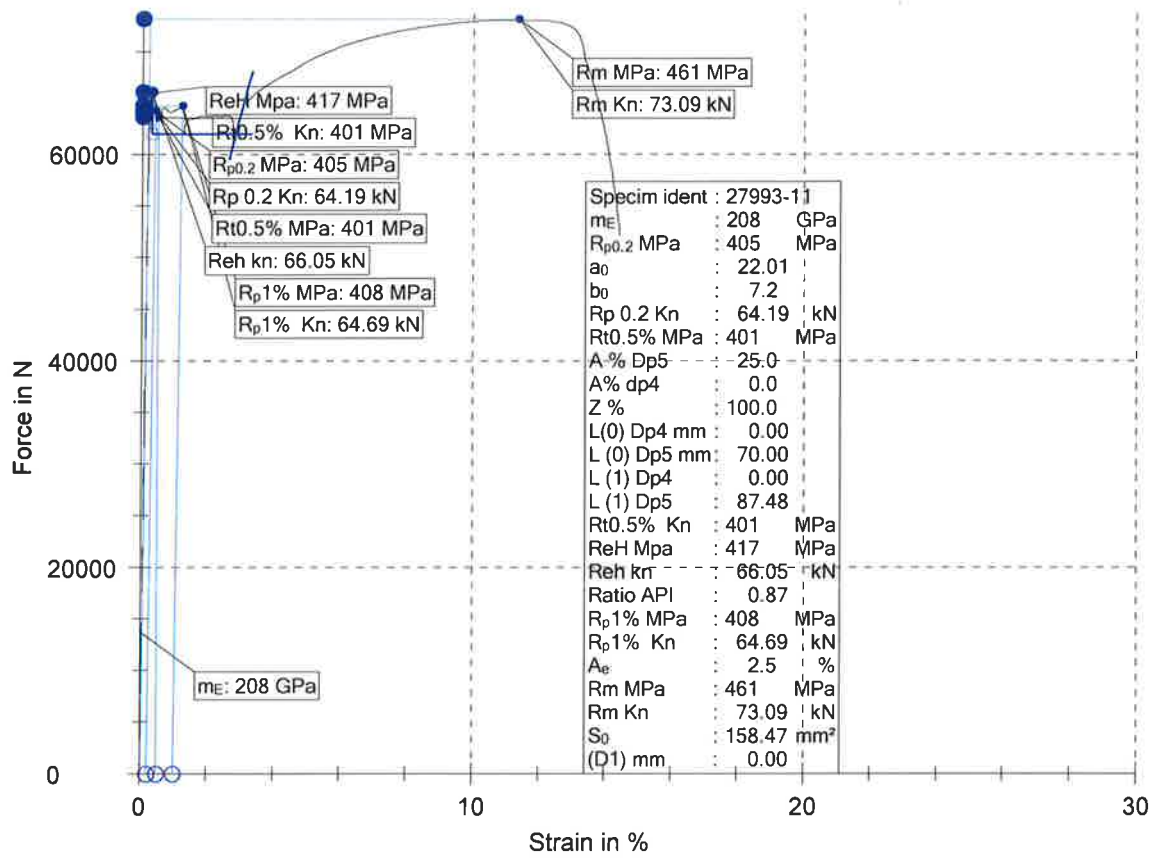


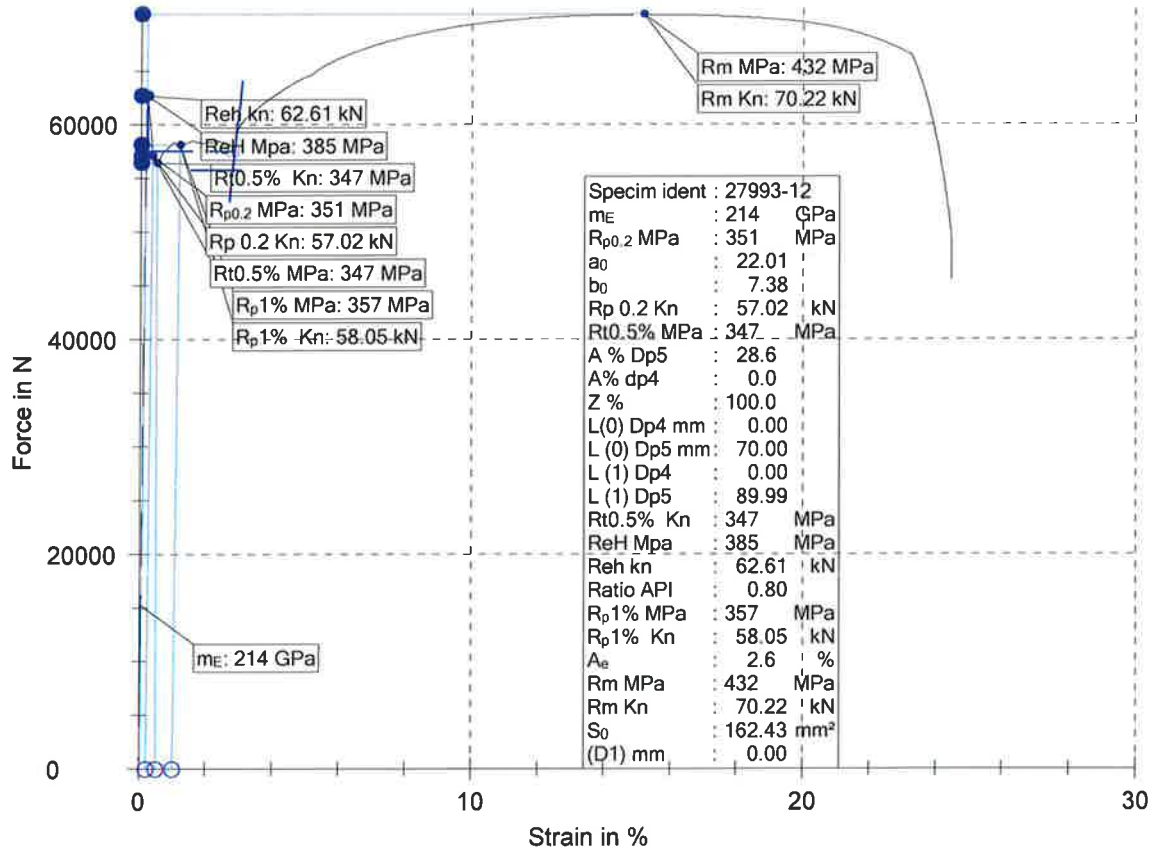


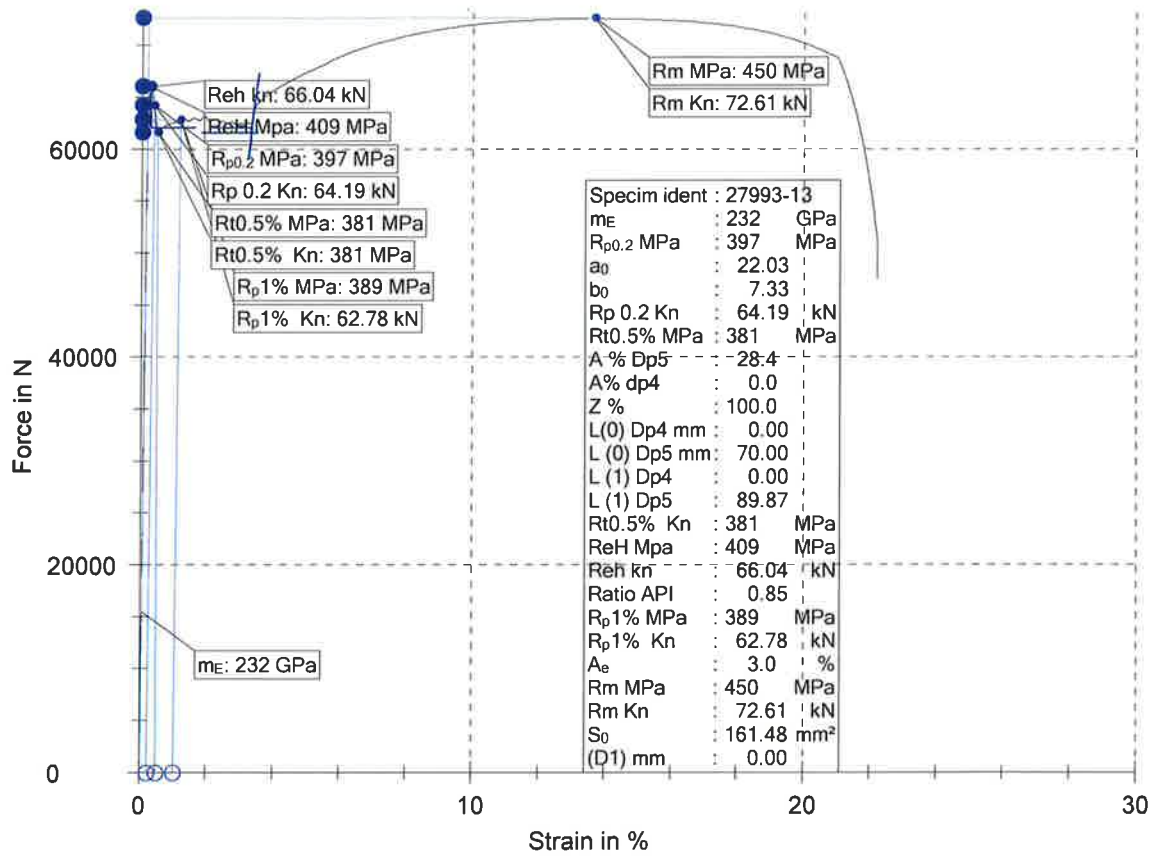


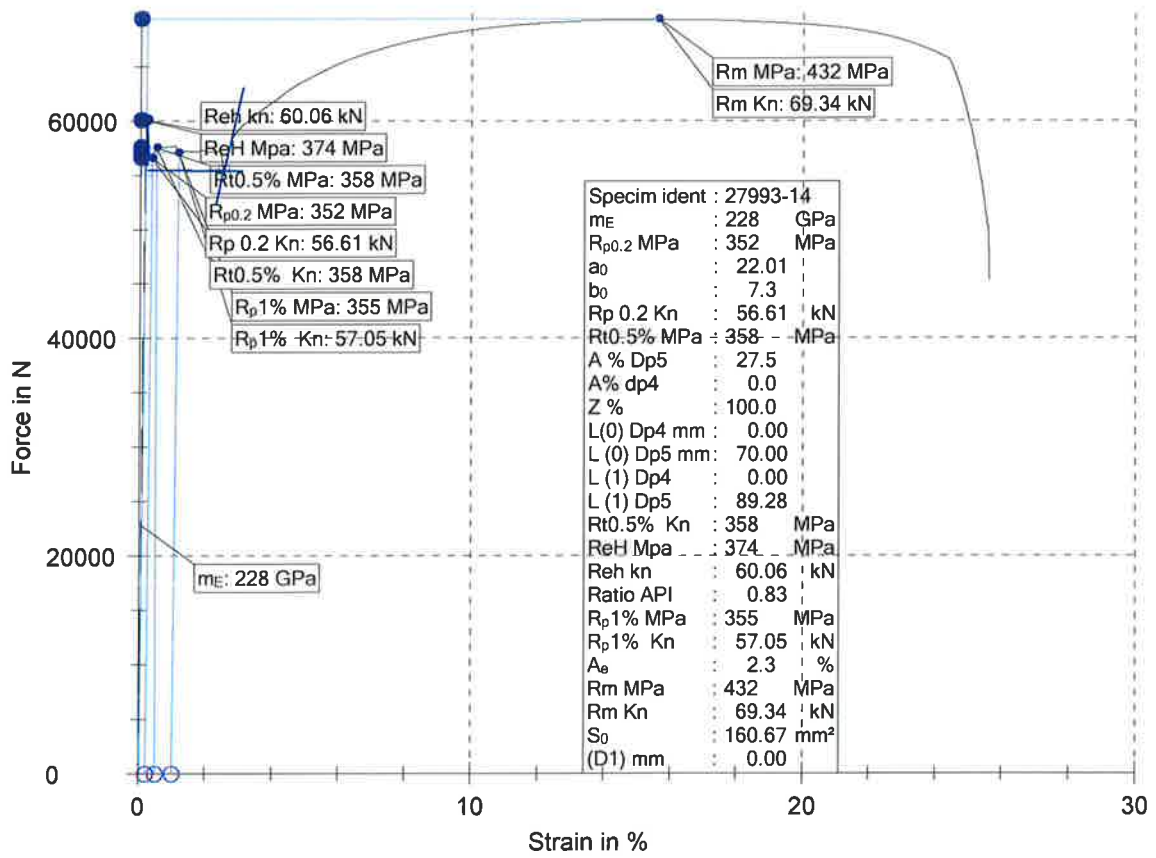


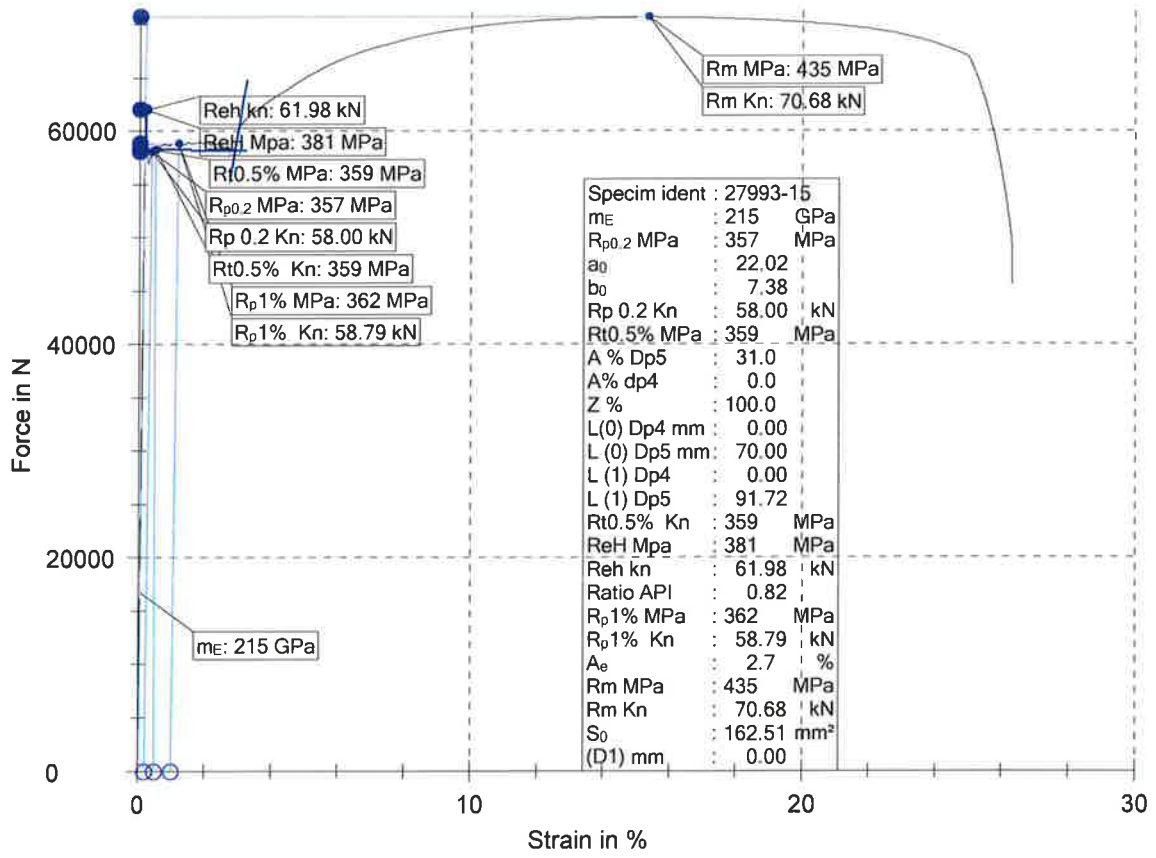


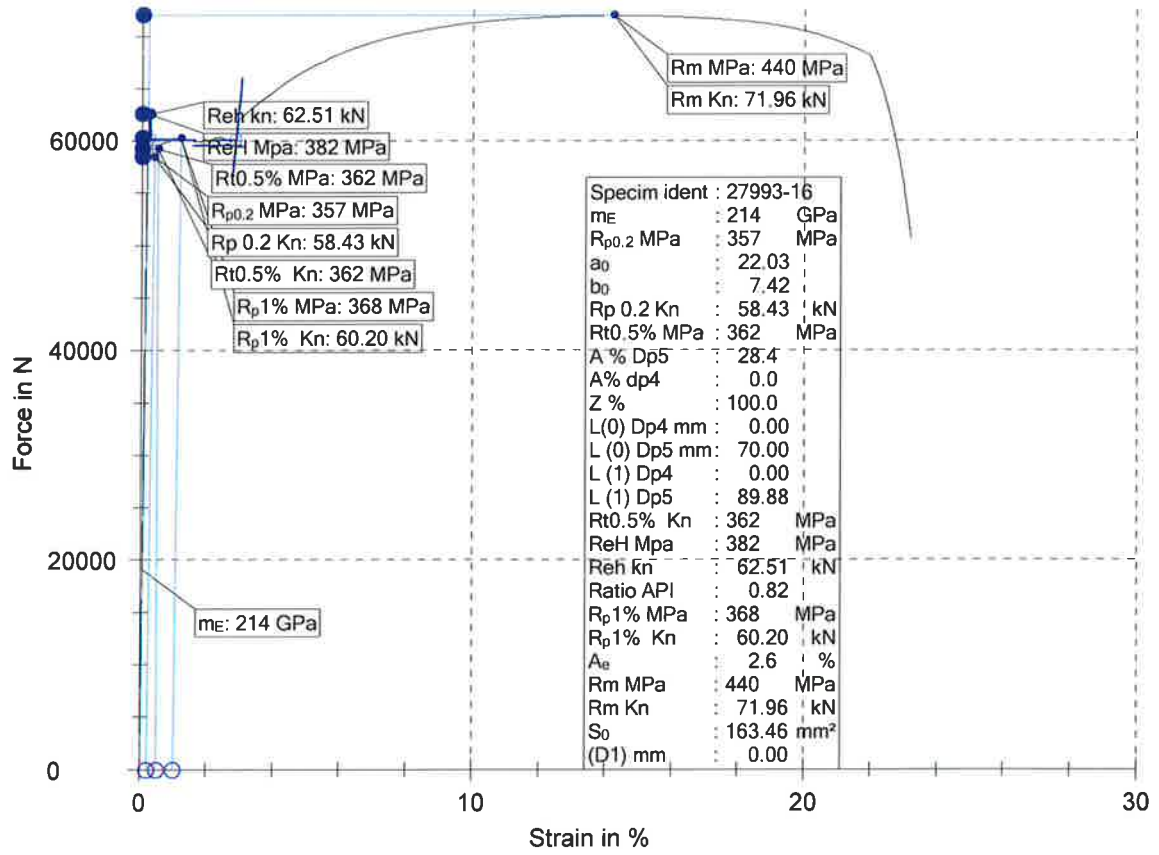


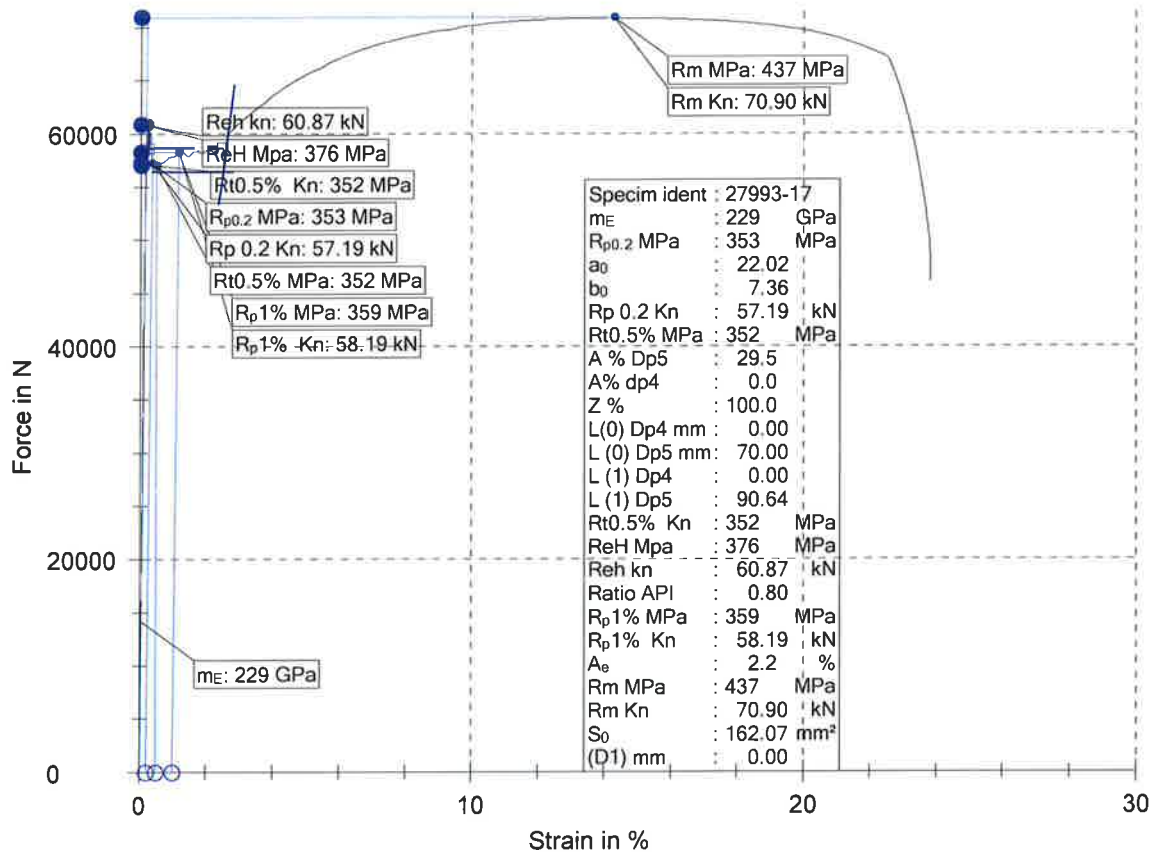


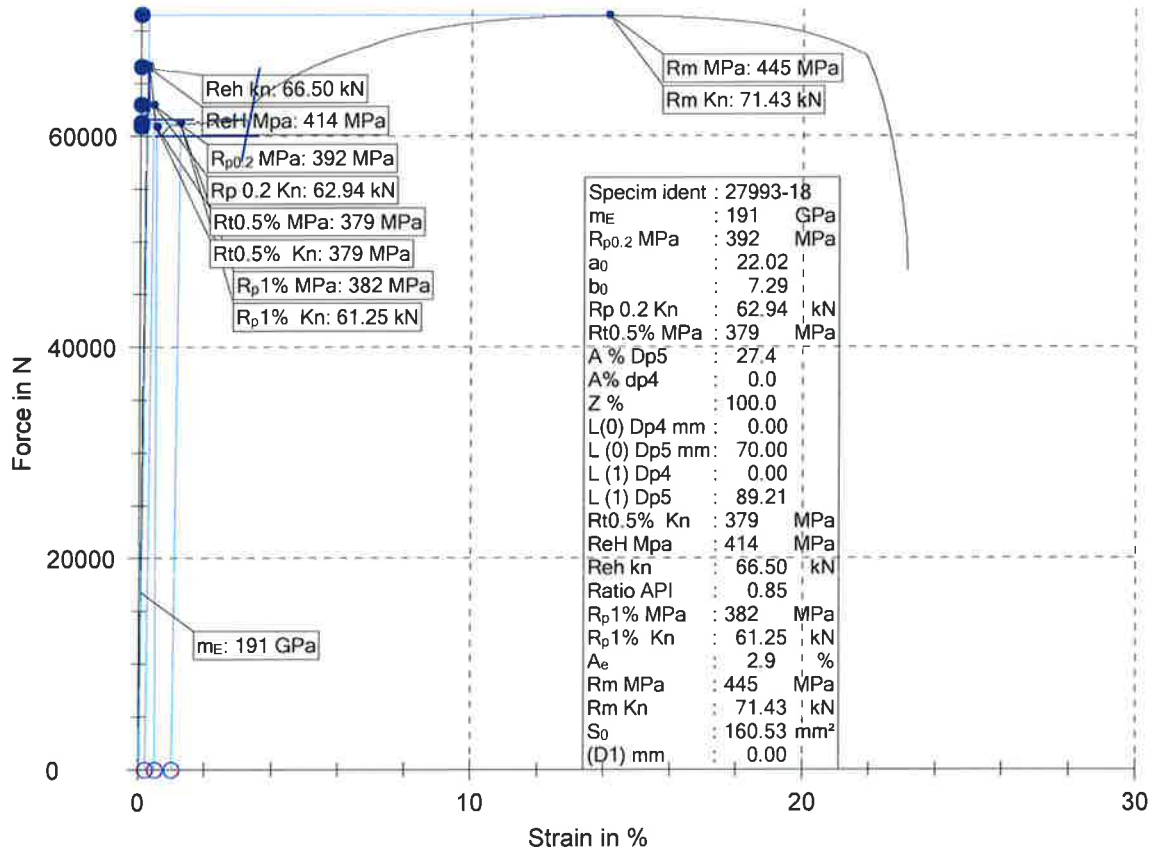


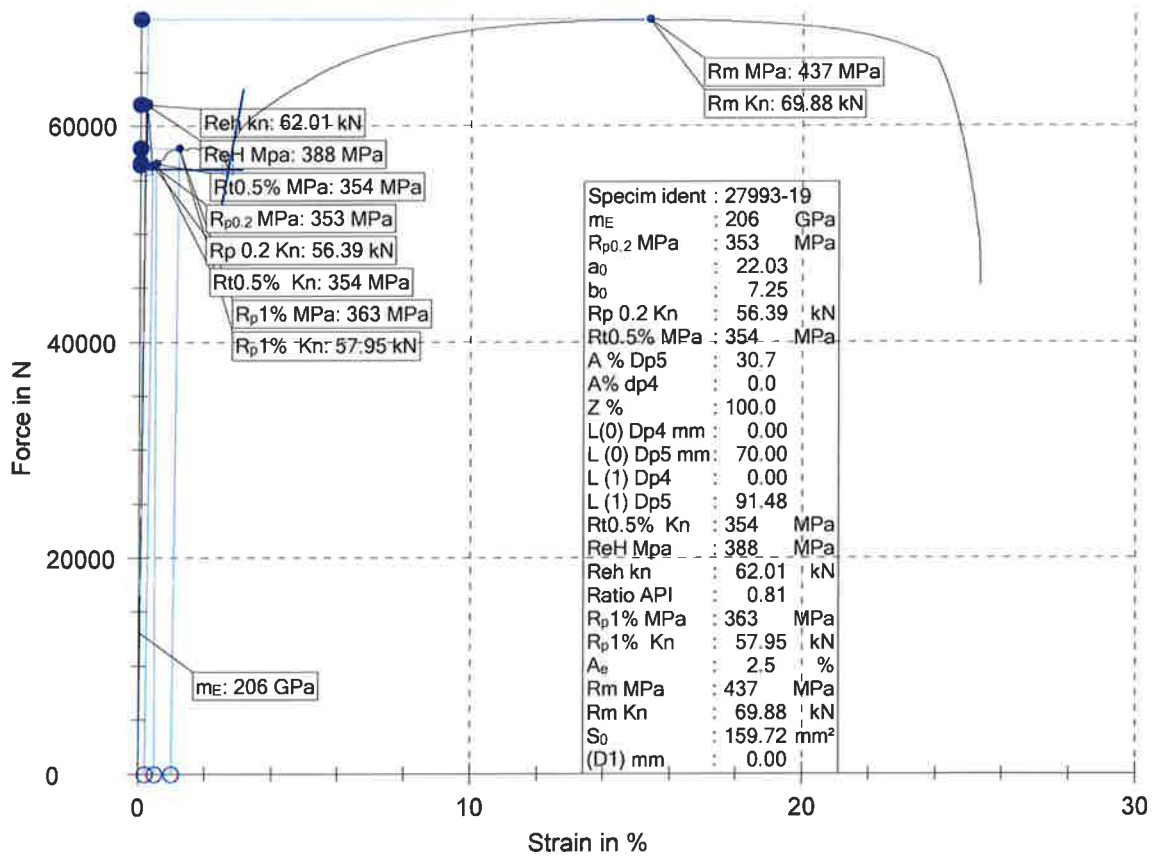


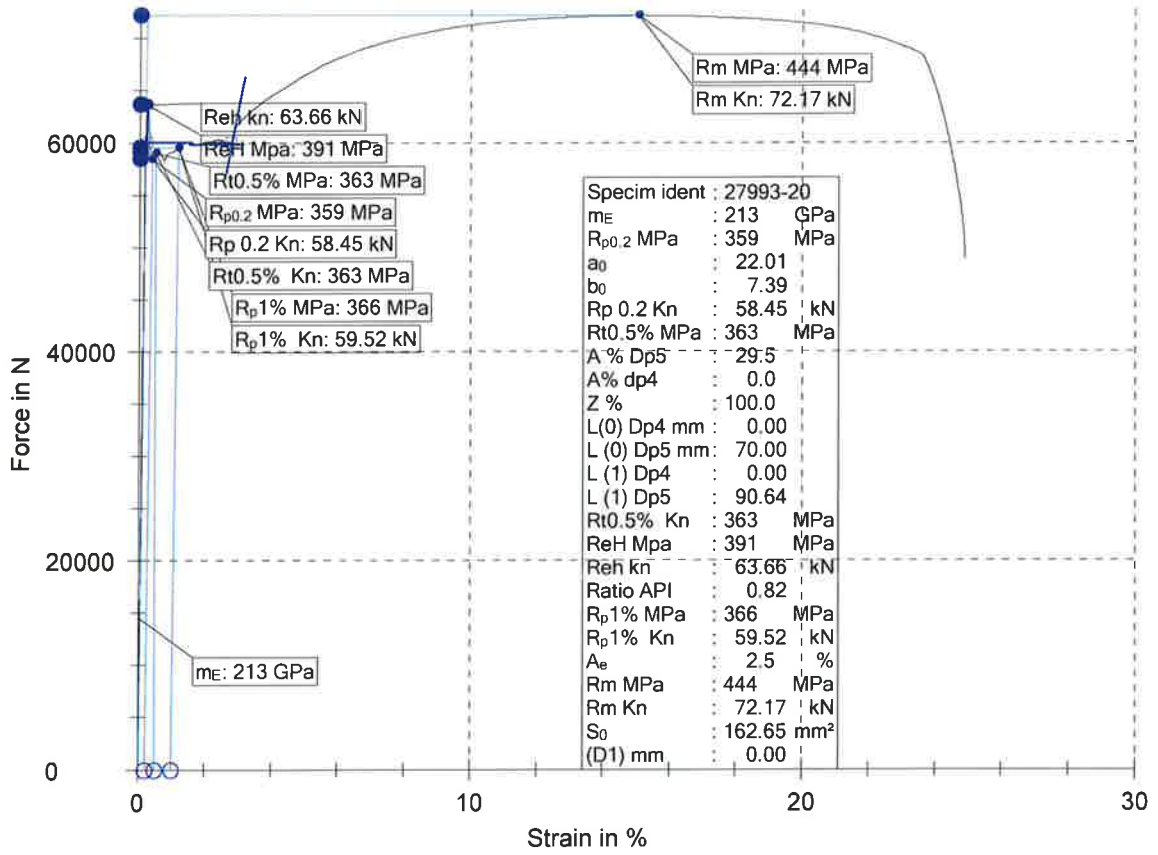


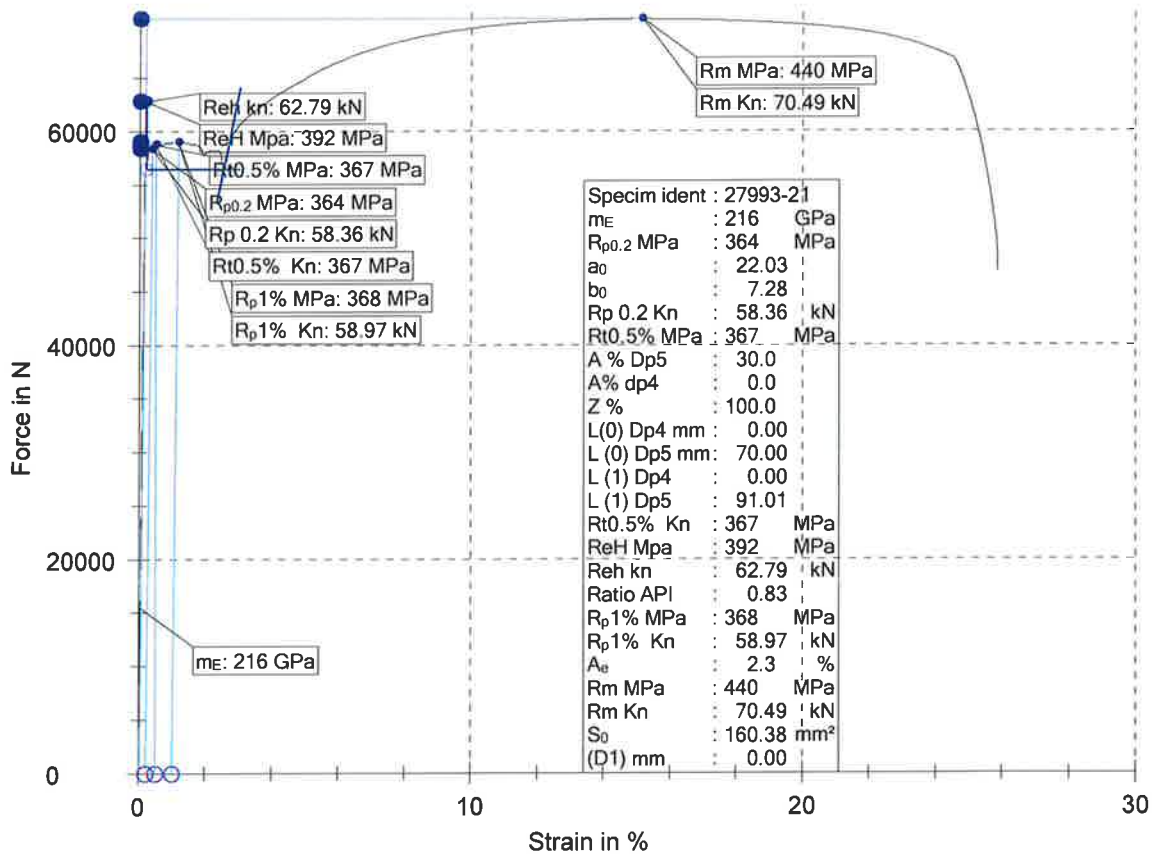


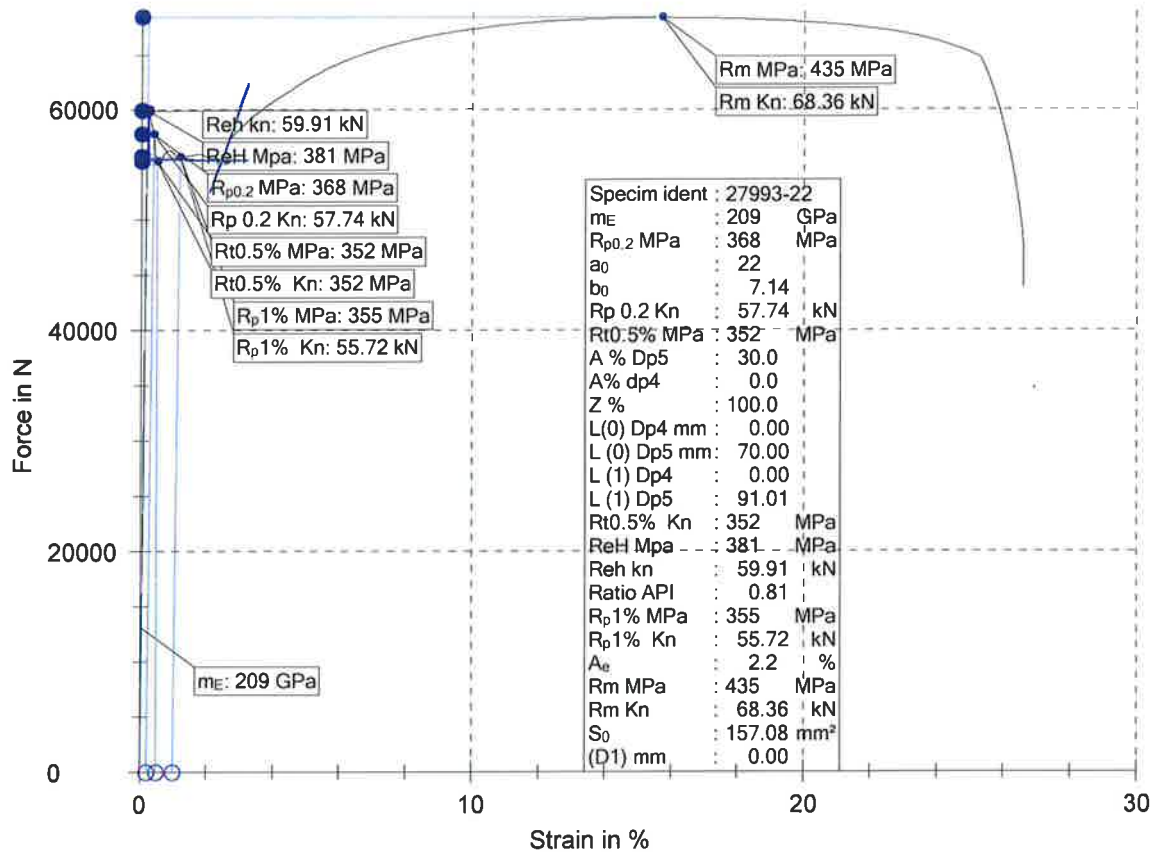


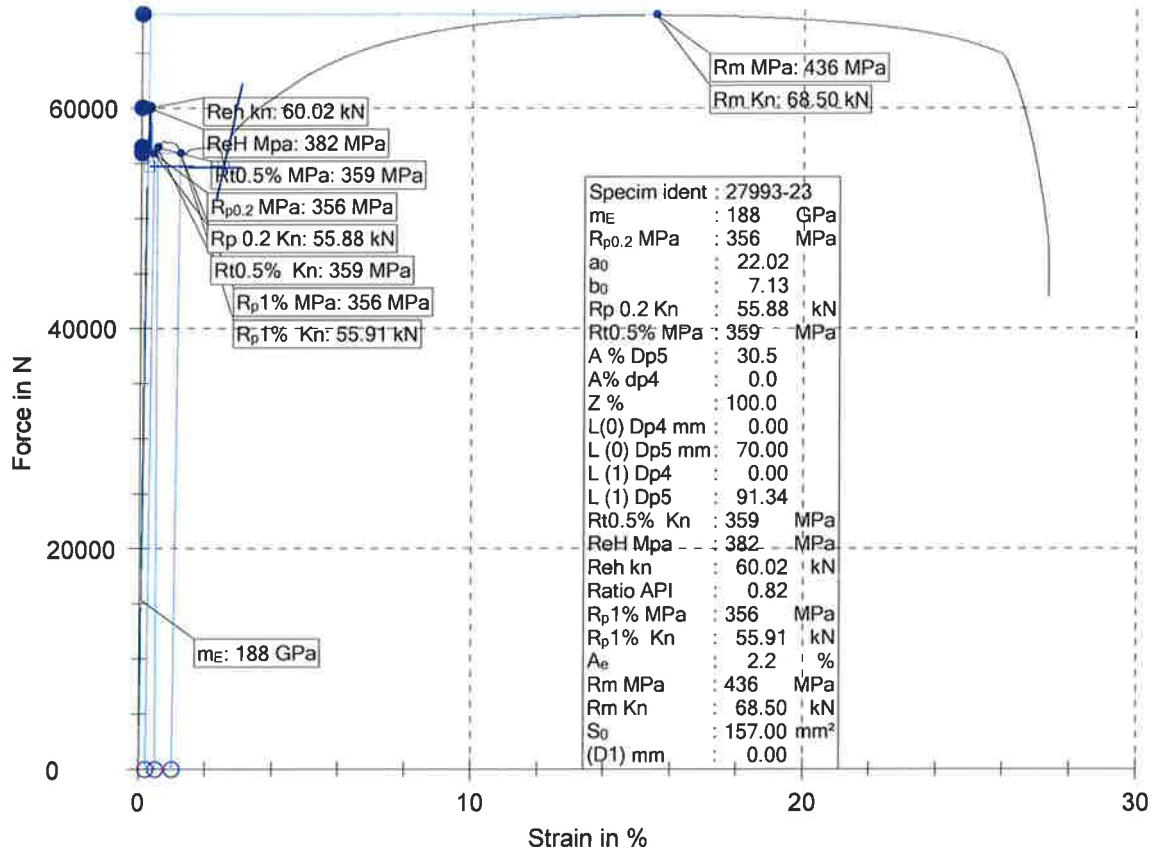


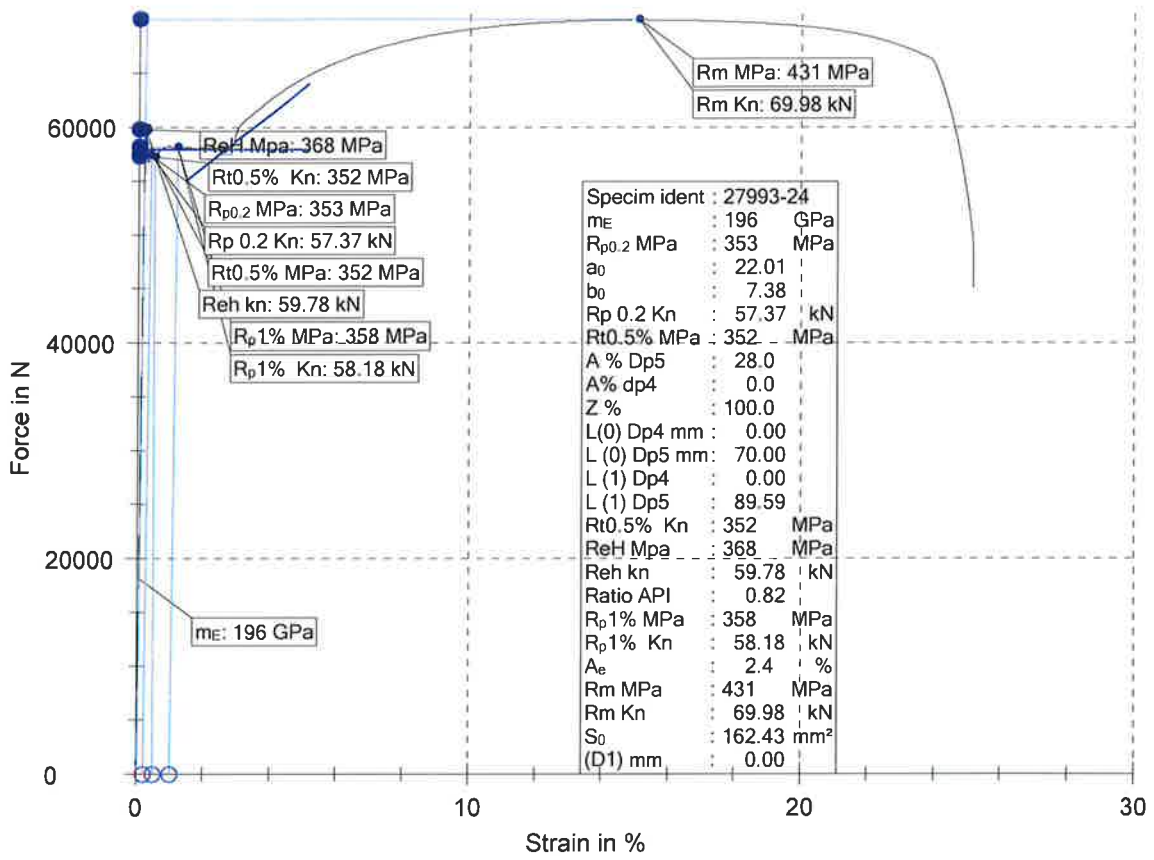














B.4 Trekproeven AZ profielen

C.R.I.T.T. Matériaux, Dépôts et Traitements de Surface

3, boulevard Jean Delautre – Zone de Haute Technologie du Moulin Leblanc
08000 CHARLEVILLE MEZIERES
Tél : 33 (0)3 24 37 89 89 – Fax : 33 (0)3 24 37 62 22

Antenne de Nogent : Pôle Technologique de Haute Champagne

Rue Lavoisier – 52800 NOGENT
Tél : 33 (0)3 25 31 62 09 – Fax : 33 (0)3 25 31 84 54

Site : <http://www.critt-mdts.com> - E-mail : critt-mdts@critt-mdts.com

RAPPORT D'ESSAI N°17.09.178

<u>CLIENT</u>	ARCELORMITTAL GLOBAL R&D Monsieur MAUER 66 rue du luxembourg L-4009 ESCH SUR ALZETTE
<u>REFERENCE CLIENT</u>	POVM - VIKES
<u>OBJET DE L'ETUDE</u>	Essai de traction à température ambiante sur 14 éprouvettes repérées A à N

DATE D'EMISSION : 22 septembre 2017

Anthony FOUQUET
Maître d'œuvre

Caroline DEFONTAINE
Directrice Technique

Le rapport d'essai ne doit pas être reproduit, sinon sous sa forme intégrale, sans l'autorisation écrite du CRITT MDTS
Il comporte 17 pages dont 0 page(s) d'annexe. Le rapport ne concerne que les objets soumis à l'essai.
Seuls les résultats identifiés par le terme **COFRAC** sont couverts par l'accréditation.

DESIGNATION	6 éprouvettes référence A, B, C, D, E et F		
MATIERE	Acier		
N° DE COULEE	-	LOT	-
DATE DE RECEPTION	19/09/2017	BON DE LIVRAISON	-

CARACTERISTIQUES DE L'ESSAI :

METHODE D'ESSAI	ISO 6892-1:A1 (2016)		
AUTRE DOCUMENT DE REFERENCE	-		
DATE DE L'ESSAI	21/09/2017	TEMPERATURE D'ESSAI	23°C
MACHINE D'ESSAI	MTS 810 – ESM-05	LIEU DE L'ESSAI	Site de Charleville

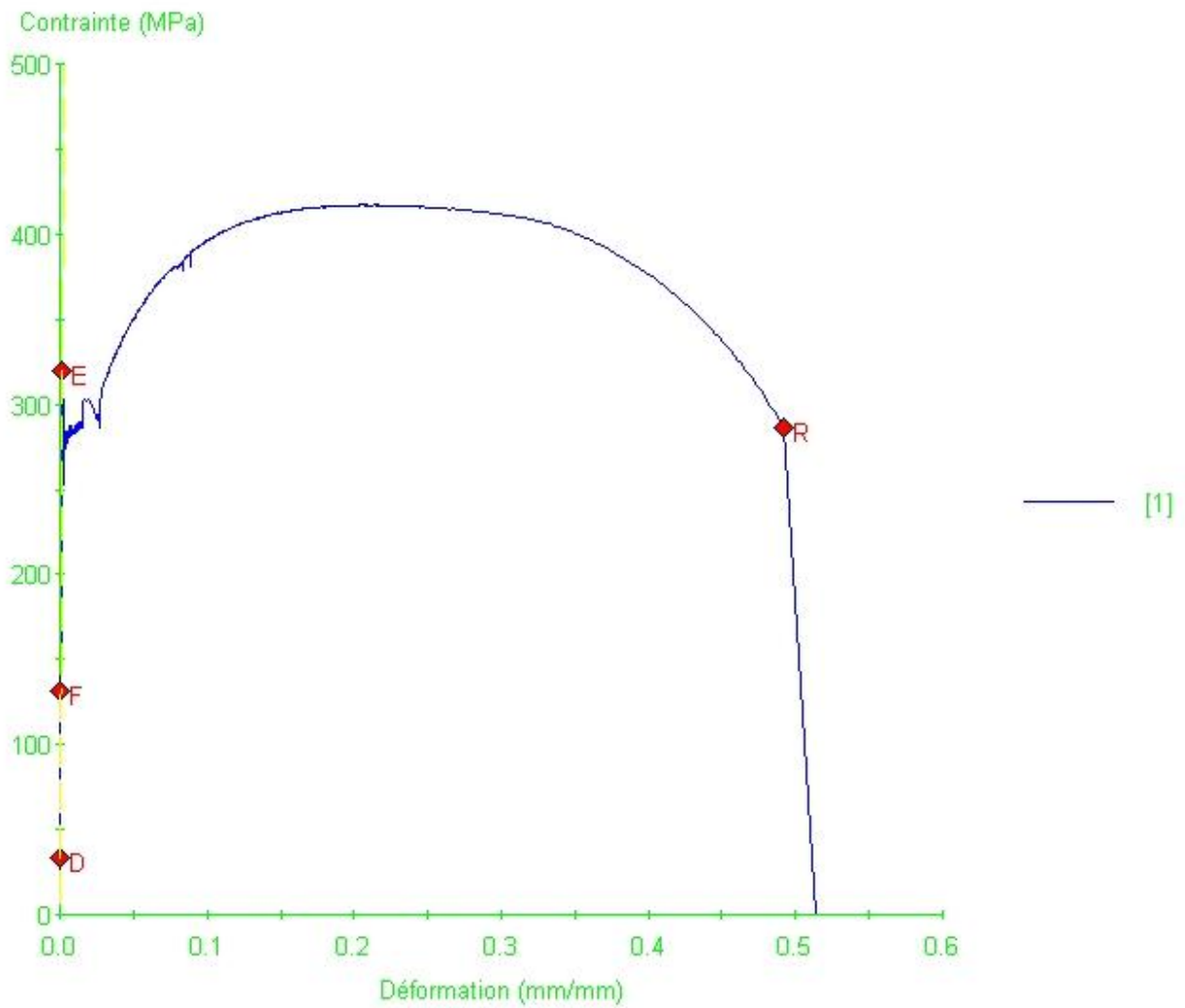
PRELEVEMENT – TYPE D'ÉPROUVETTE	Une éprouvette usinée par référence a été fournie par le client.
Longueur initiale entre repères (Lo)	102/102.5 mm (5.65vS ₀)
Largeur de la partie calibrée (nominale)	25 mm
Épaisseur de la partie calibrée (nominale)	13,1 mm

RESULTATS :

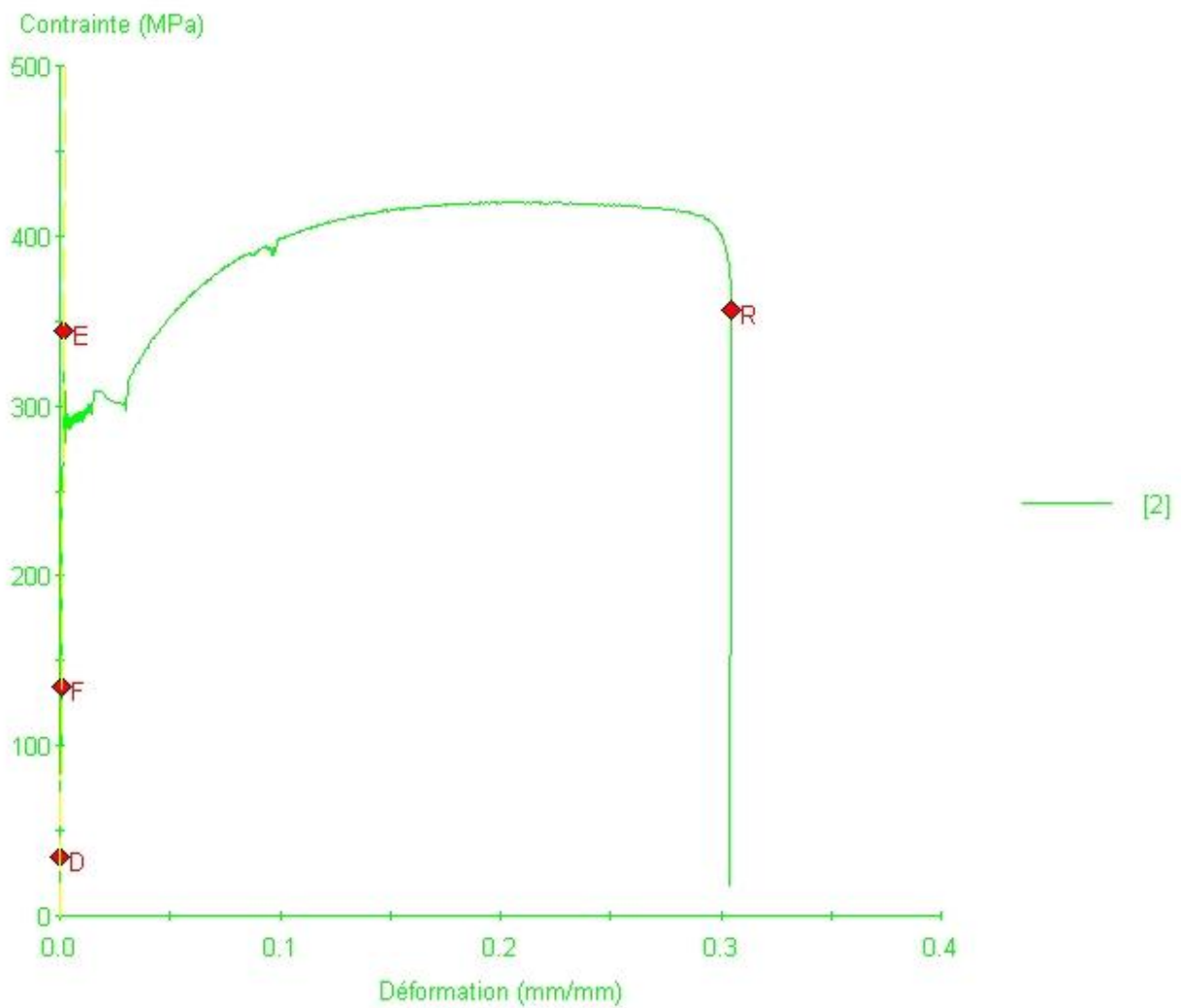
IDENTIFICATION	CARACTERISTIQUES DE TRACTION				
	Rm (MPa)	Rp _{0,2} (MPa)	ReH (MPa)	A% (5.65vS ₀)	Z (%)
Eprouvette A	417	278	319	38.5	-
Eprouvette B	420	292	344	37.0	-
Eprouvette C	424	293	314	37.5	-
Eprouvette D	420	292	330	37.5	-
Eprouvette E	427	298	330	35.5	-
Eprouvette F	422	291	325	37.0	-

OBSERVATIONS : Les calculs d'incertitude sont fournis sur simple demande

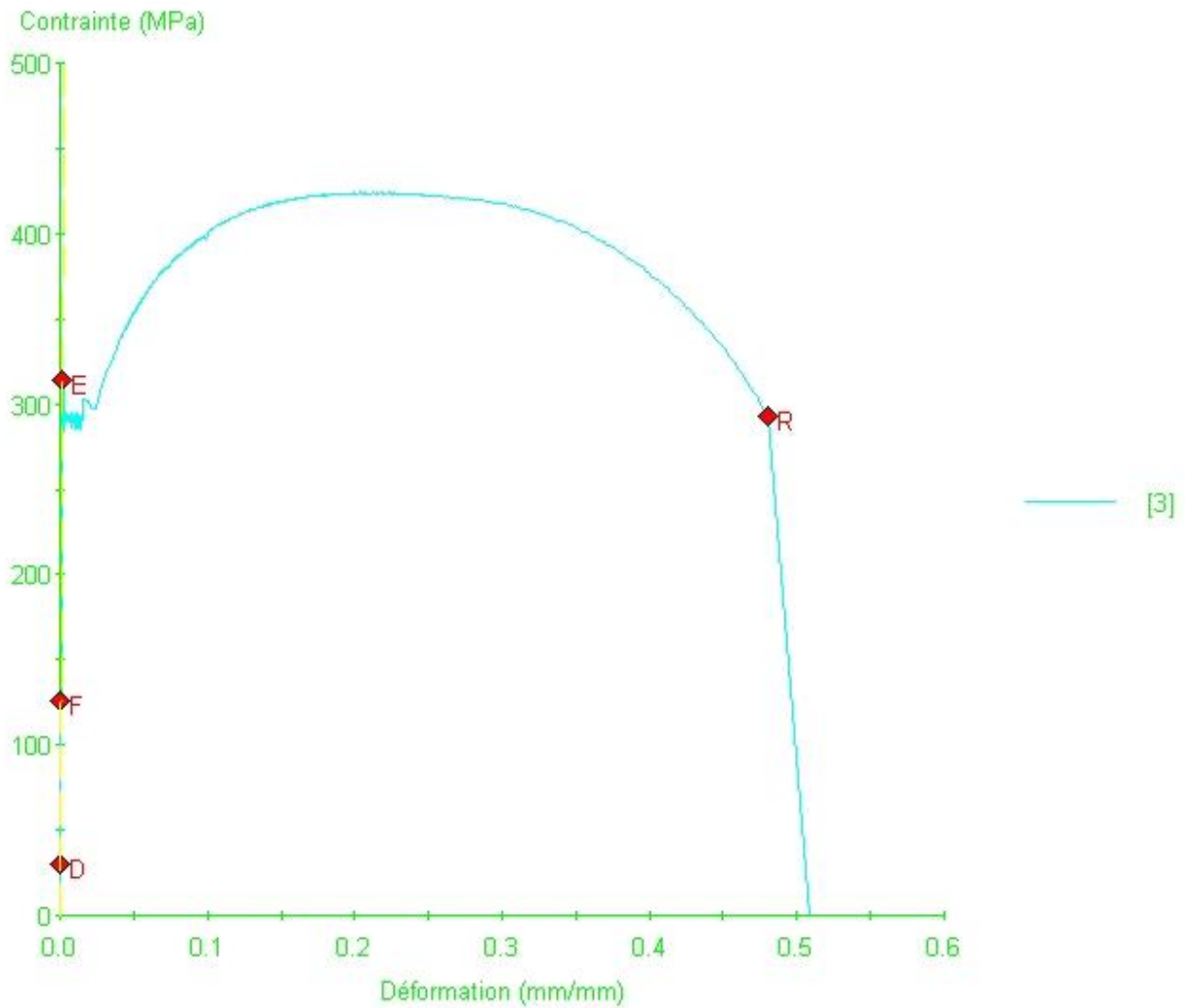
Essai réalisé par Anthony FOUQUET
Responsable Essais mécaniques



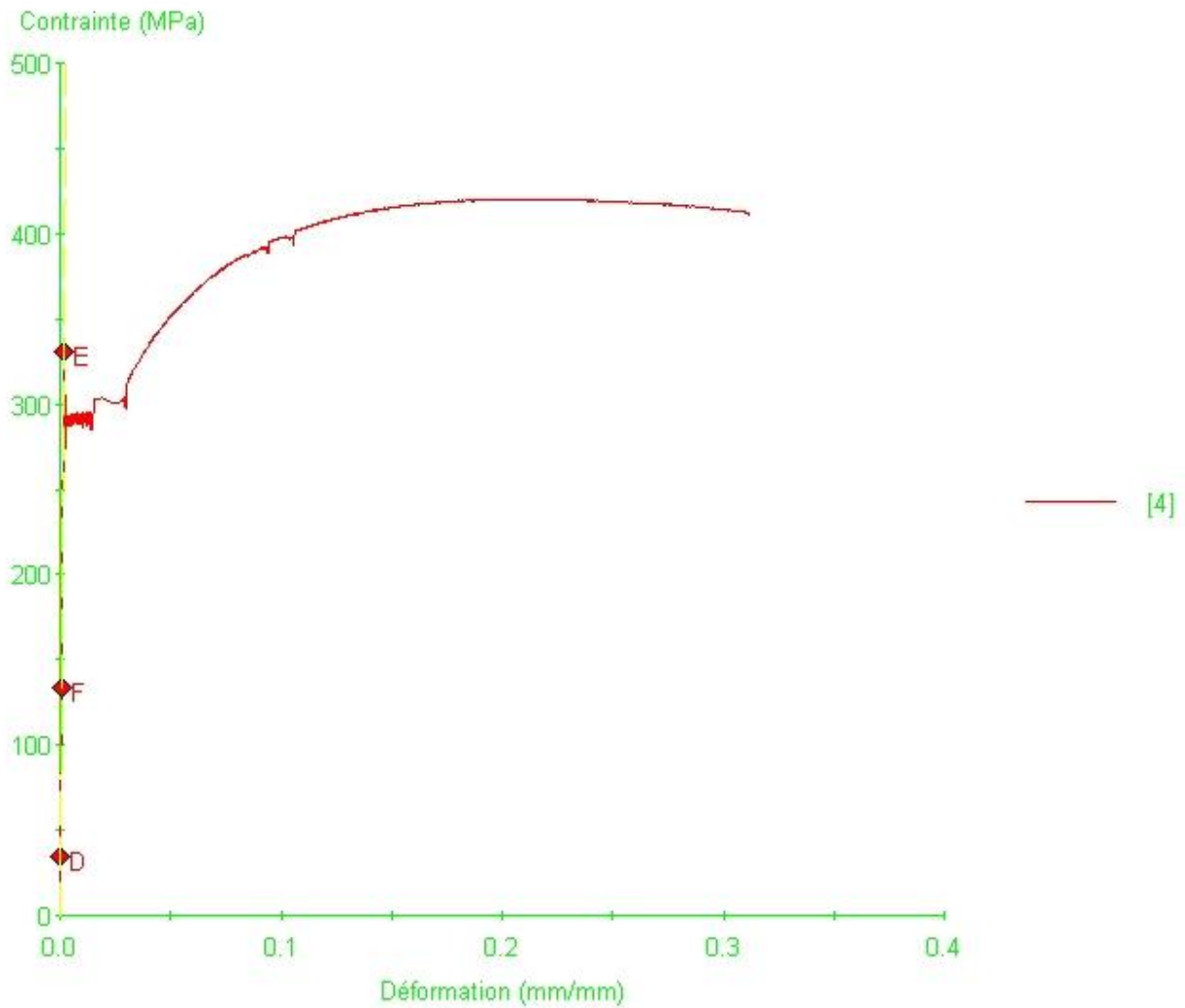
Courbe d'essai de traction – éprouvette A



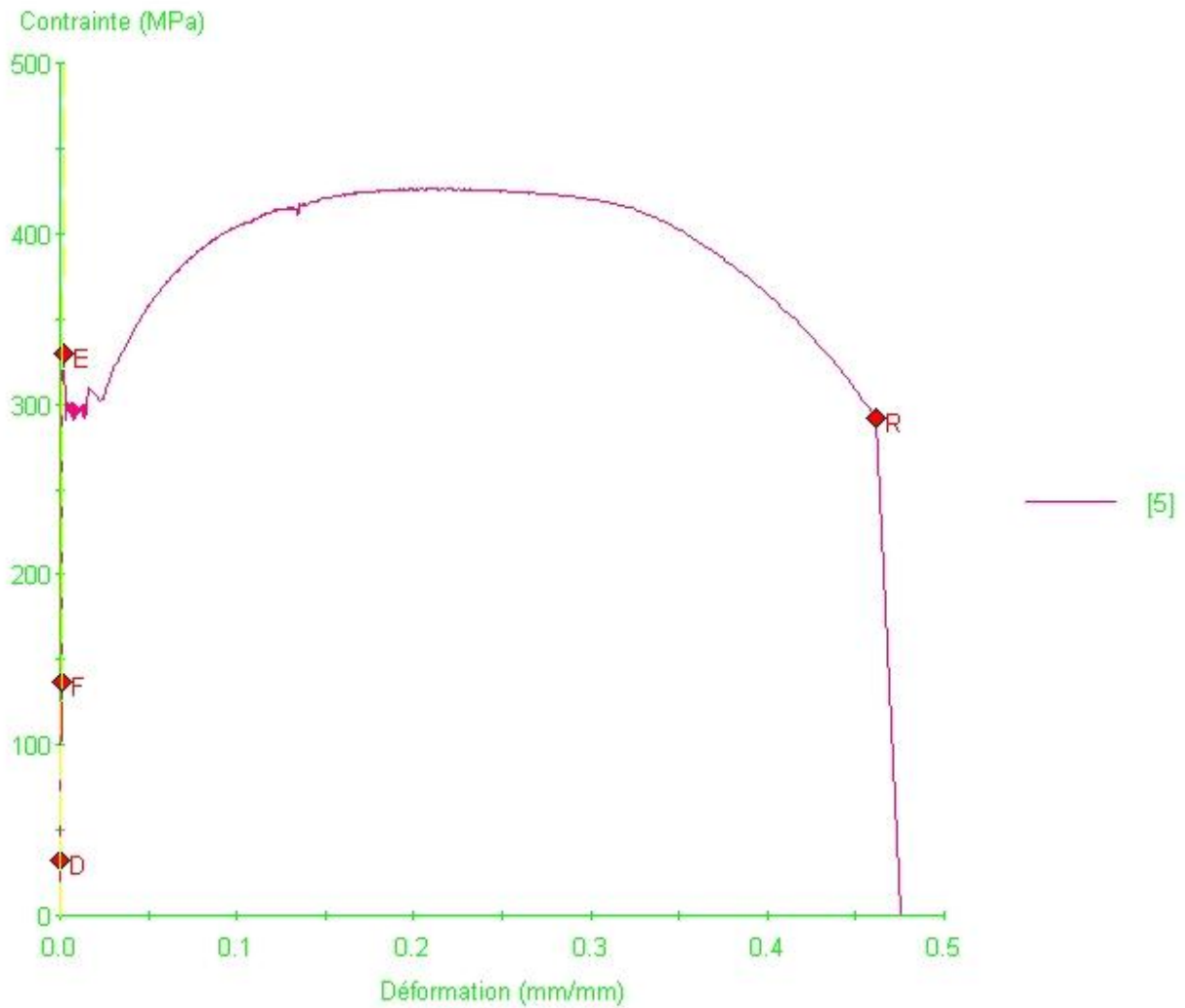
Courbe d'essai de traction – éprouvette B



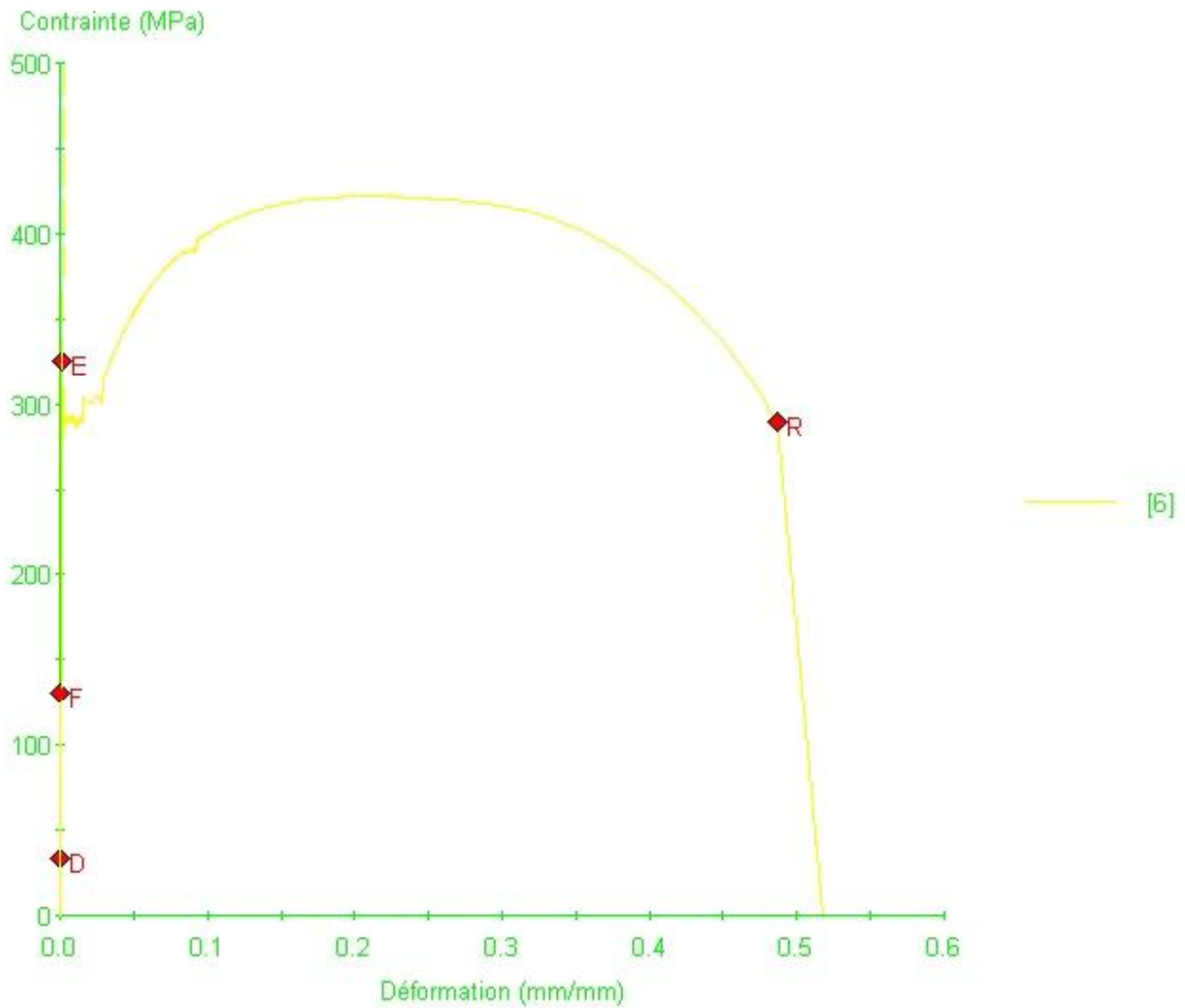
Courbe d'essai de traction – éprouvette C



Courbe d'essai de traction – éprouvette D



Courbe d'essai de traction – éprouvette E



Courbe d'essai de traction – éprouvette F

DESIGNATION	8 éprouvettes référence G, H, I, J, K, L, M et N		
MATIERE	Acier		
N° DE COULEE	-	LOT	-
DATE DE RECEPTION	19/09/2017	BON DE LIVRAISON	-

CARACTERISTIQUES DE L'ESSAI :

METHODE D'ESSAI	ISO 6892-1:A1 (2016)		
AUTRE DOCUMENT DE REFERENCE	-		
DATE DE L'ESSAI	21/09/2017	TEMPERATURE D'ESSAI	23°C
MACHINE D'ESSAI	MTS 810 – ESM-05	LIEU DE L'ESSAI	Site de Charleville

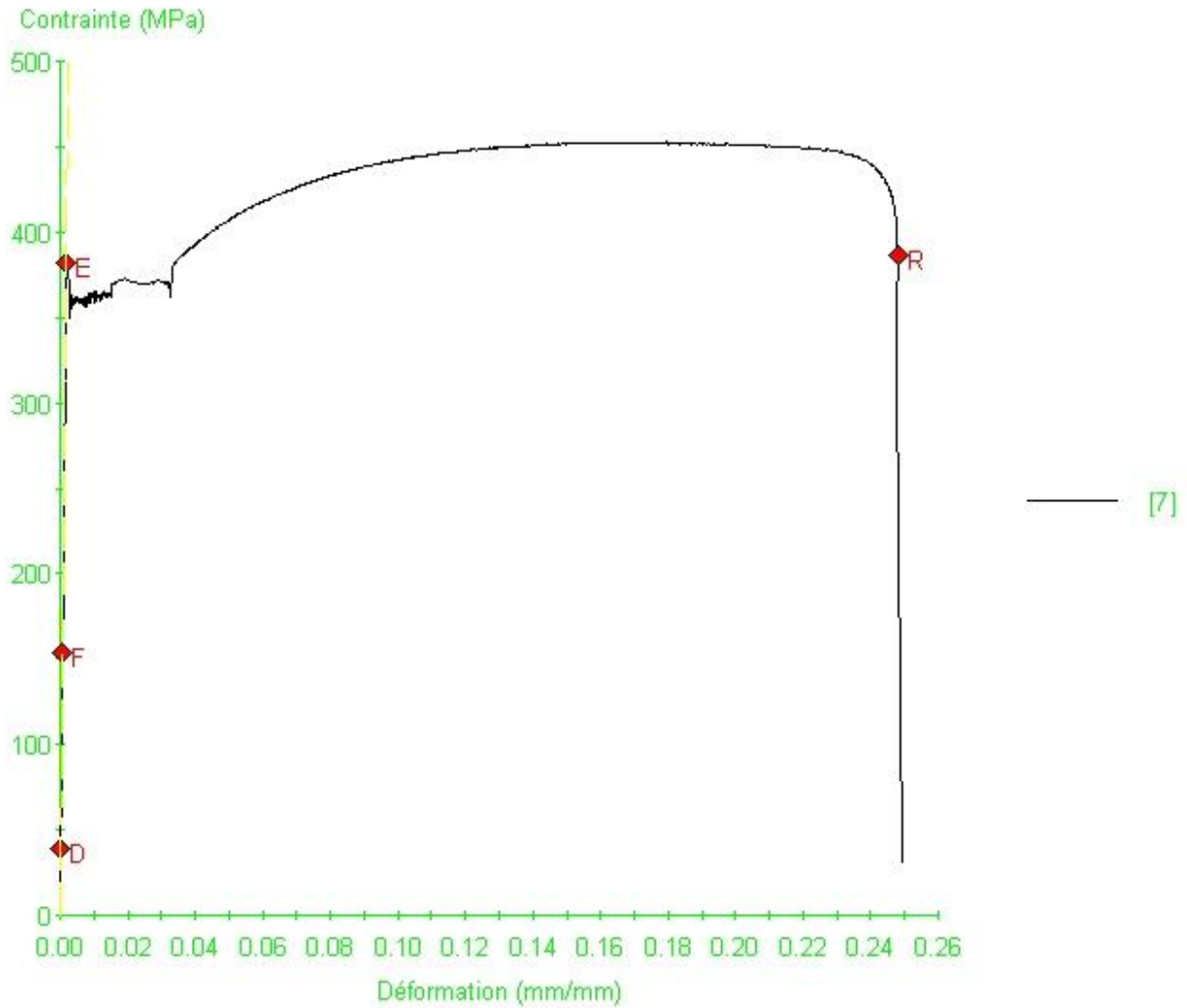
PRELEVEMENT – TYPE D'ÉPROUVETTE	Une éprouvette usinée par référence a été fournie par le client.
Longueur initiale entre repères (Lo)	88/88.5 mm (5.65vS ₀)
Largeur de la partie calibrée (nominale)	25 mm
Épaisseur de la partie calibrée (nominale)	9.7 mm

RESULTATS :

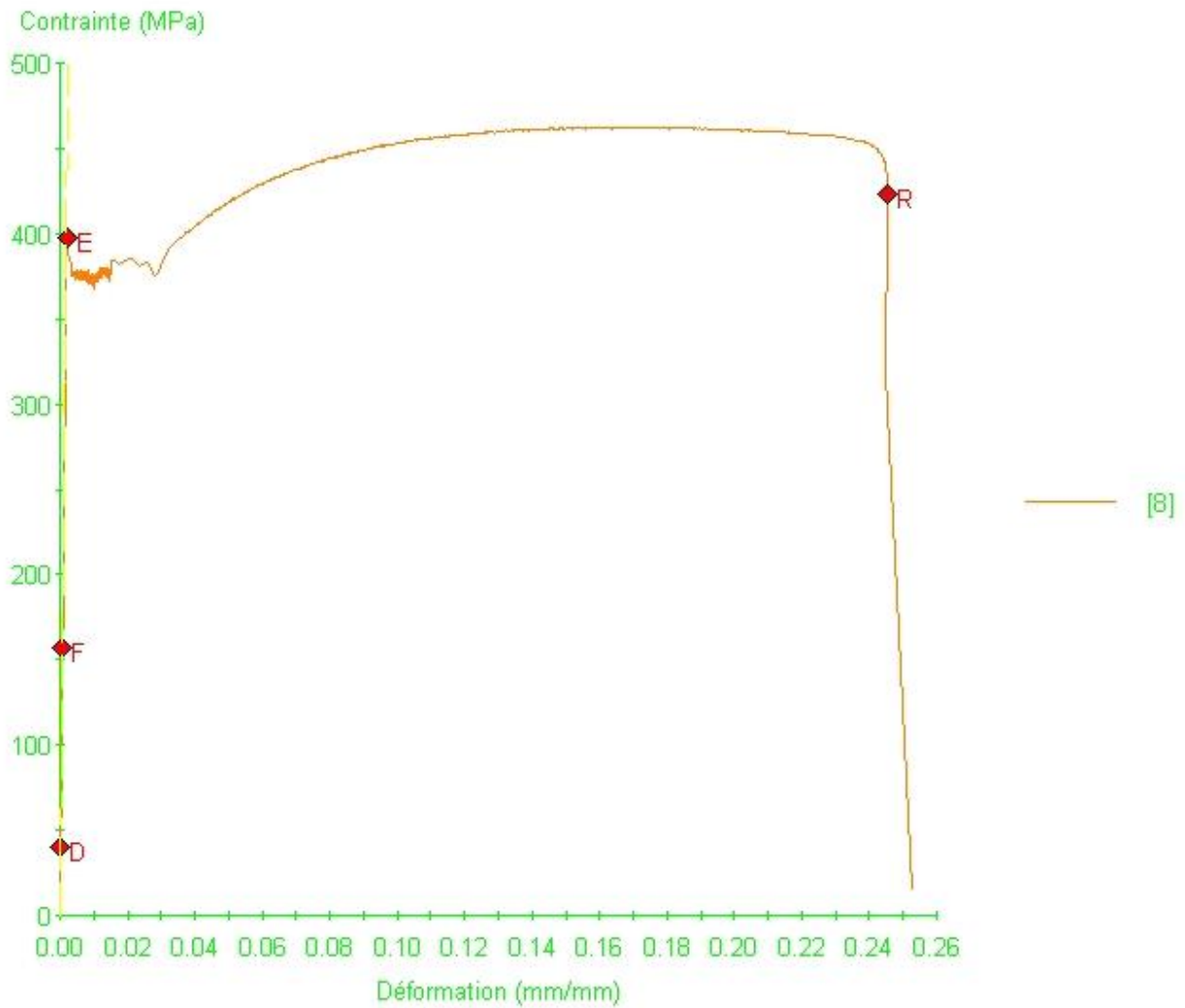
IDENTIFICATION	CARACTERISTIQUES DE TRACTION				
	Rm (MPa)	Rp _{0,2} (MPa)	ReH (MPa)	A% (5.65vS ₀)	Z (%)
Eprouvette G	453	358	382	34.0	-
Eprouvette H	463	376	397	32.5	-
Eprouvette I	453	369	395	34.0	-
Eprouvette J	471	388	415	32.0	-
Eprouvette K	474	391	432	31.0	-
Eprouvette L	467	378	423	32.5	-
Eprouvette M	473	393	437	31.0	-
Eprouvette N	456	356	367	32.5	-

OBSERVATIONS : Les calculs d'incertitude sont fournis sur simple demande

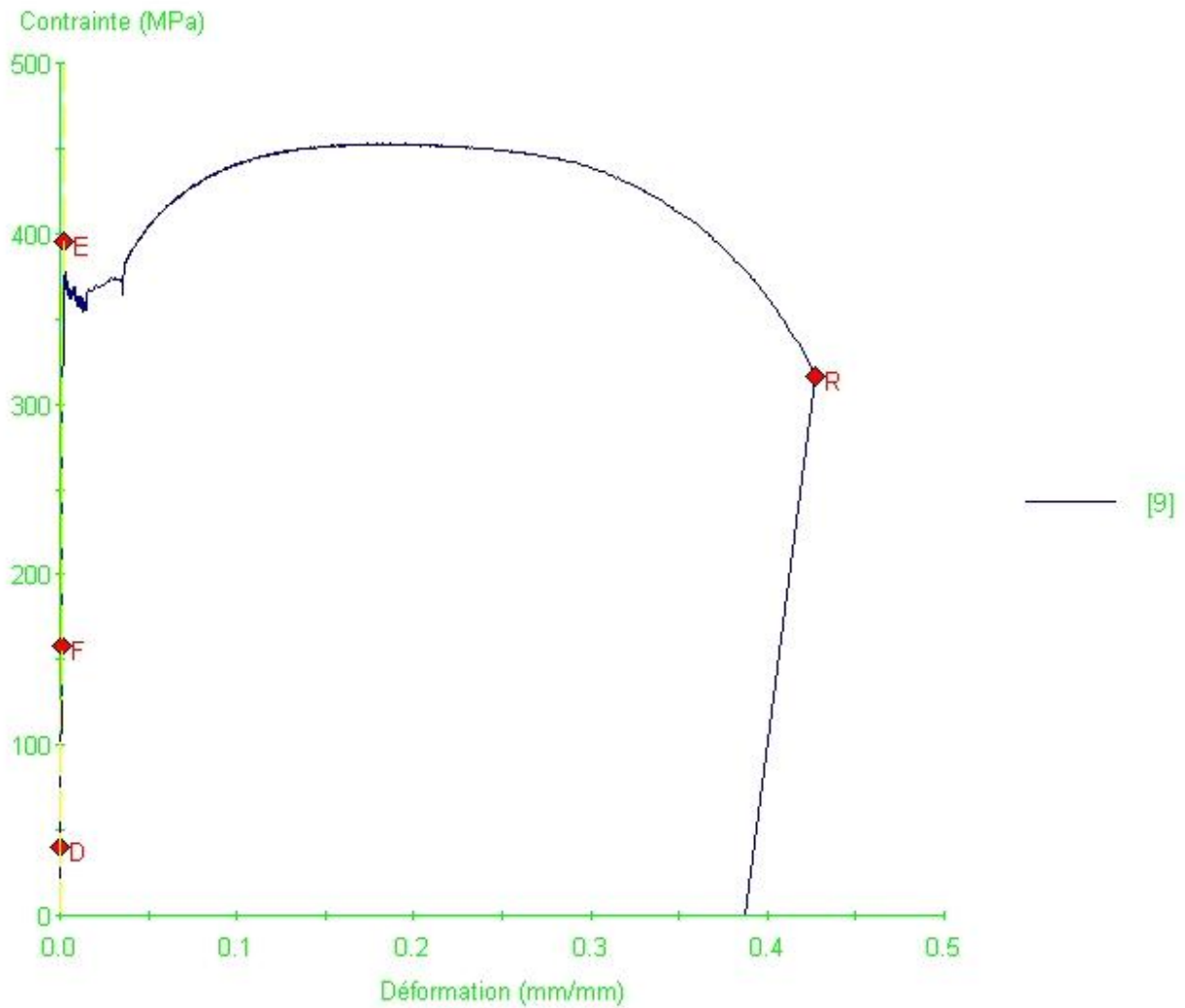
Essai réalisé par Anthony FOUQUET
Responsable Essais mécaniques



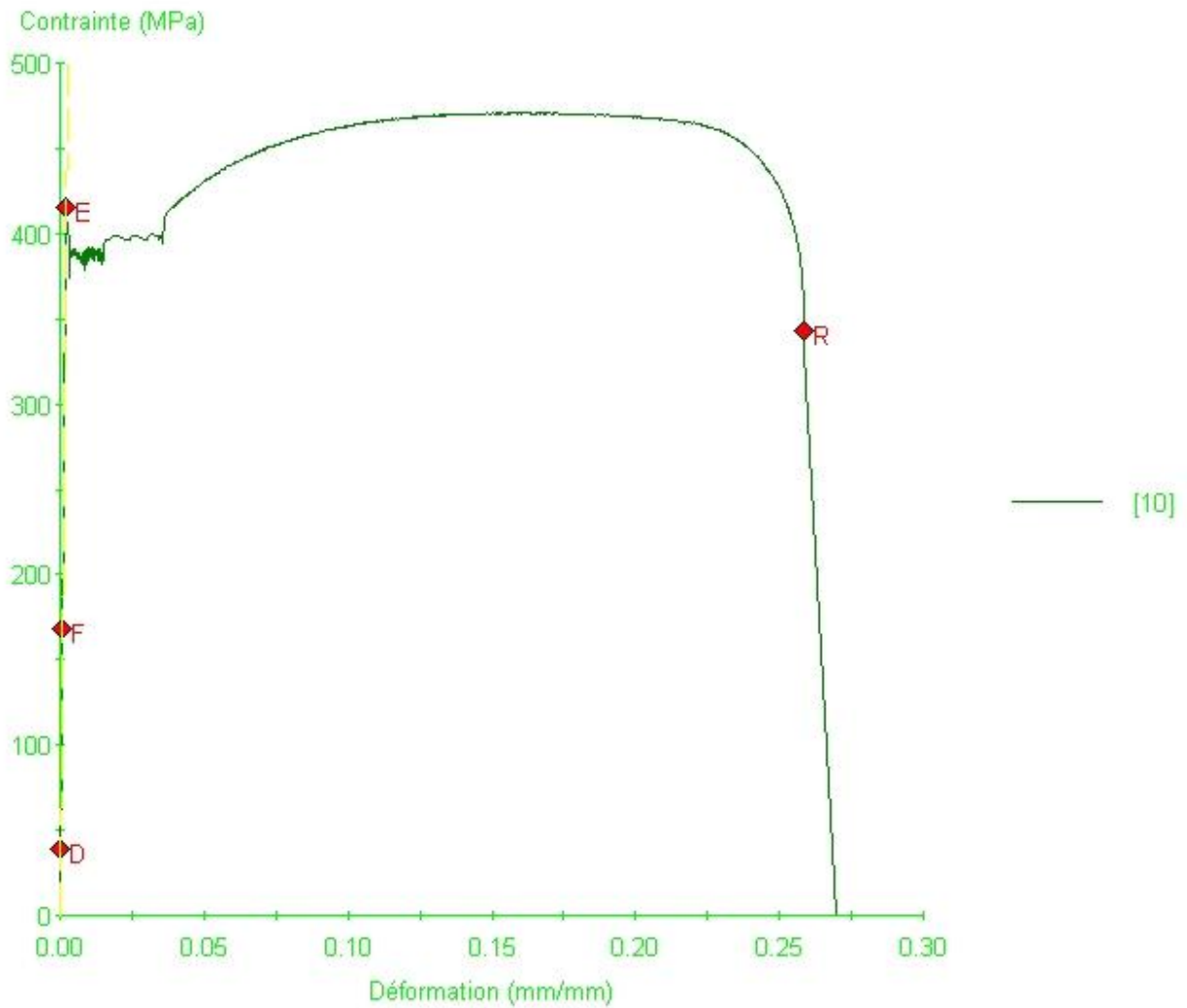
Courbe d'essai de traction – éprouvette G



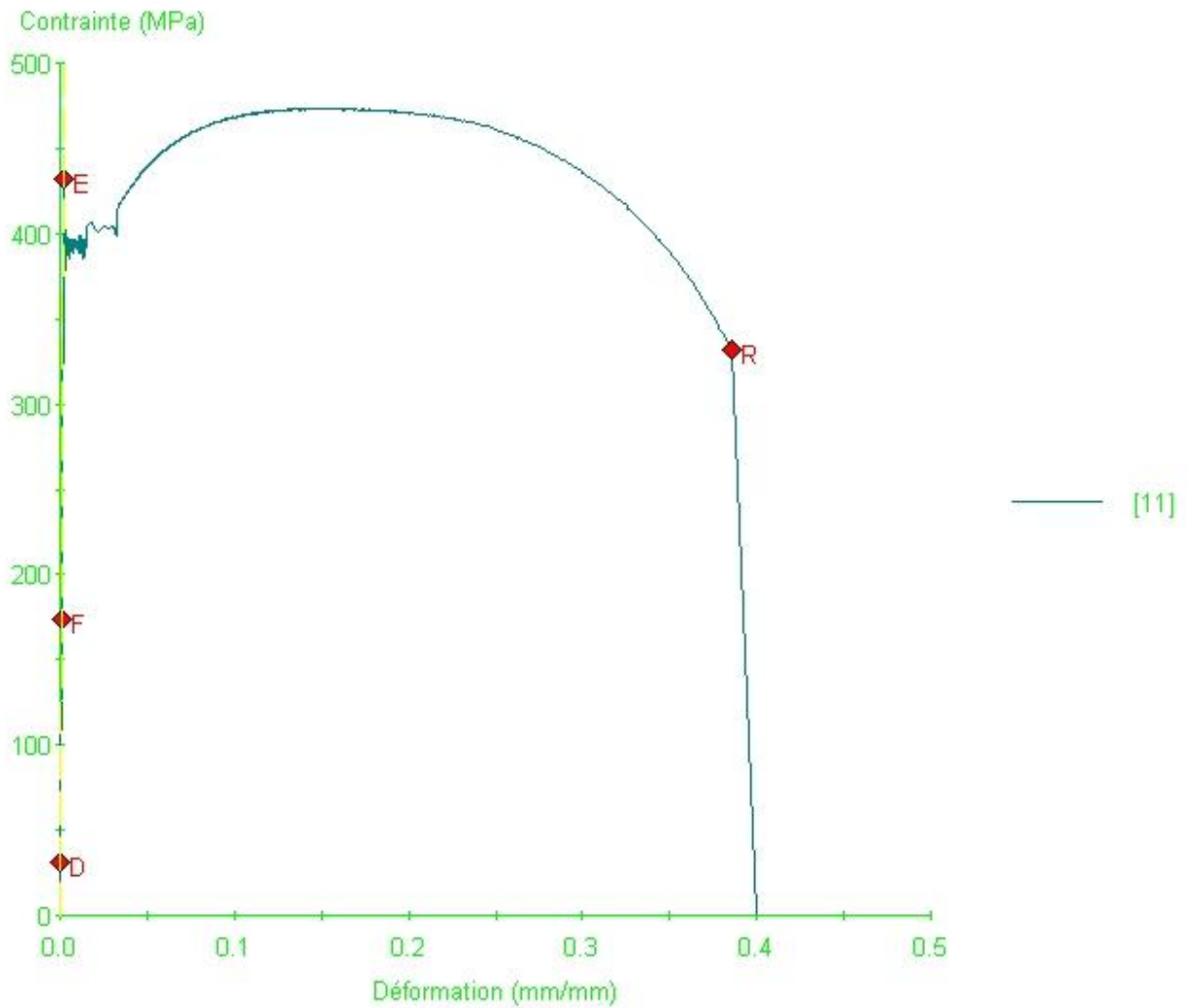
Courbe d'essai de traction – éprouvette H



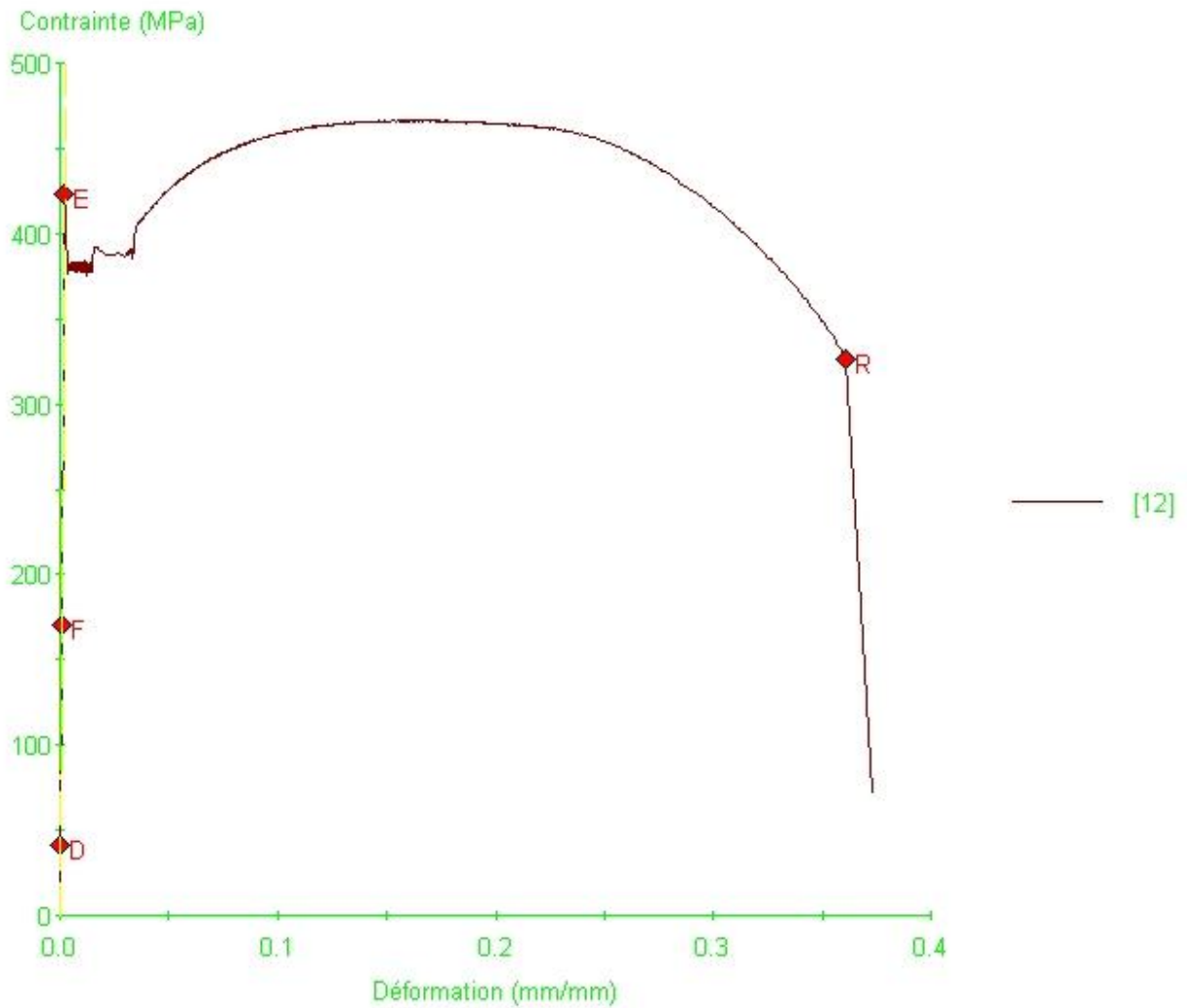
Courbe d'essai de traction – éprouvette I



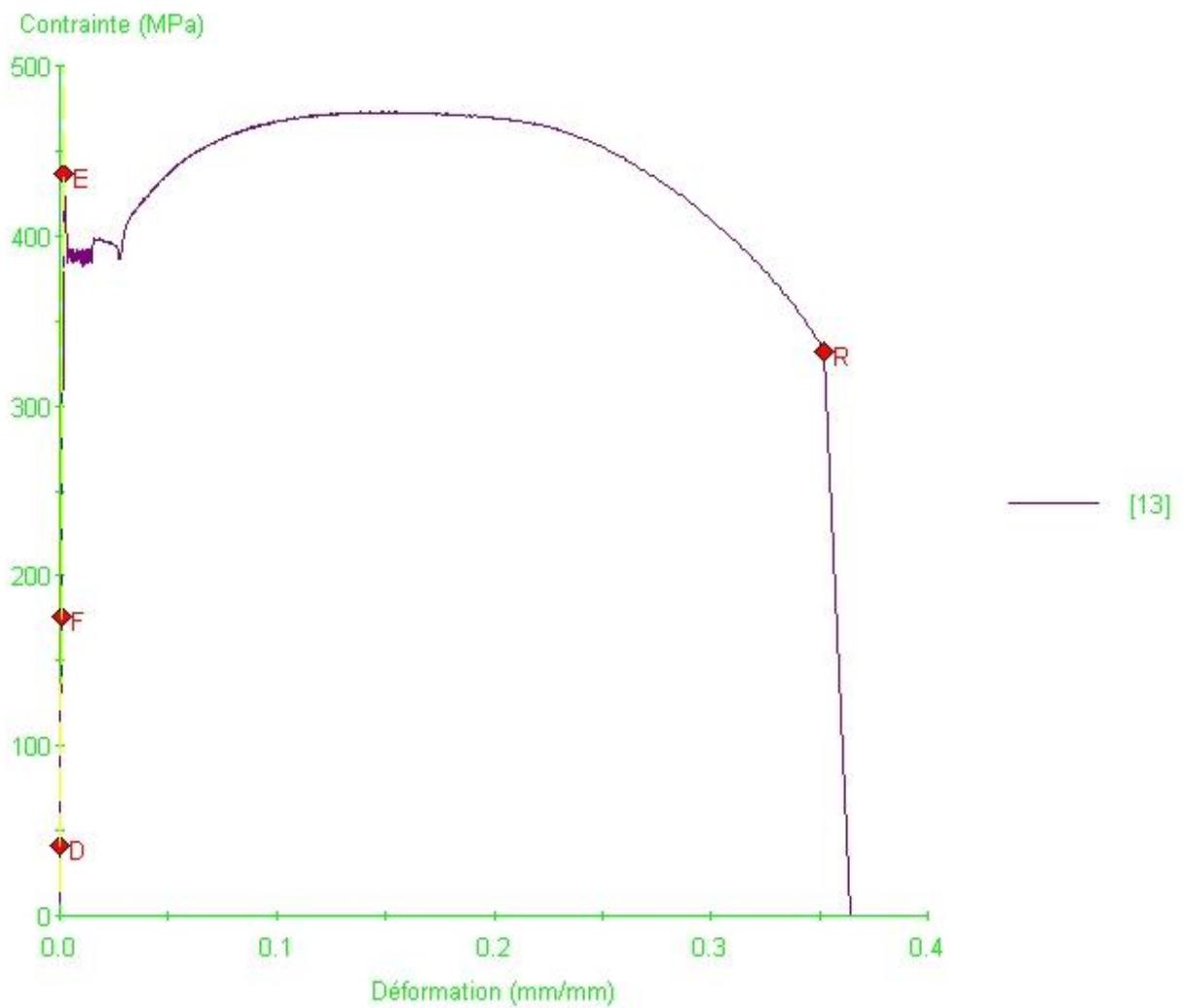
Courbe d'essai de traction – éprouvette J



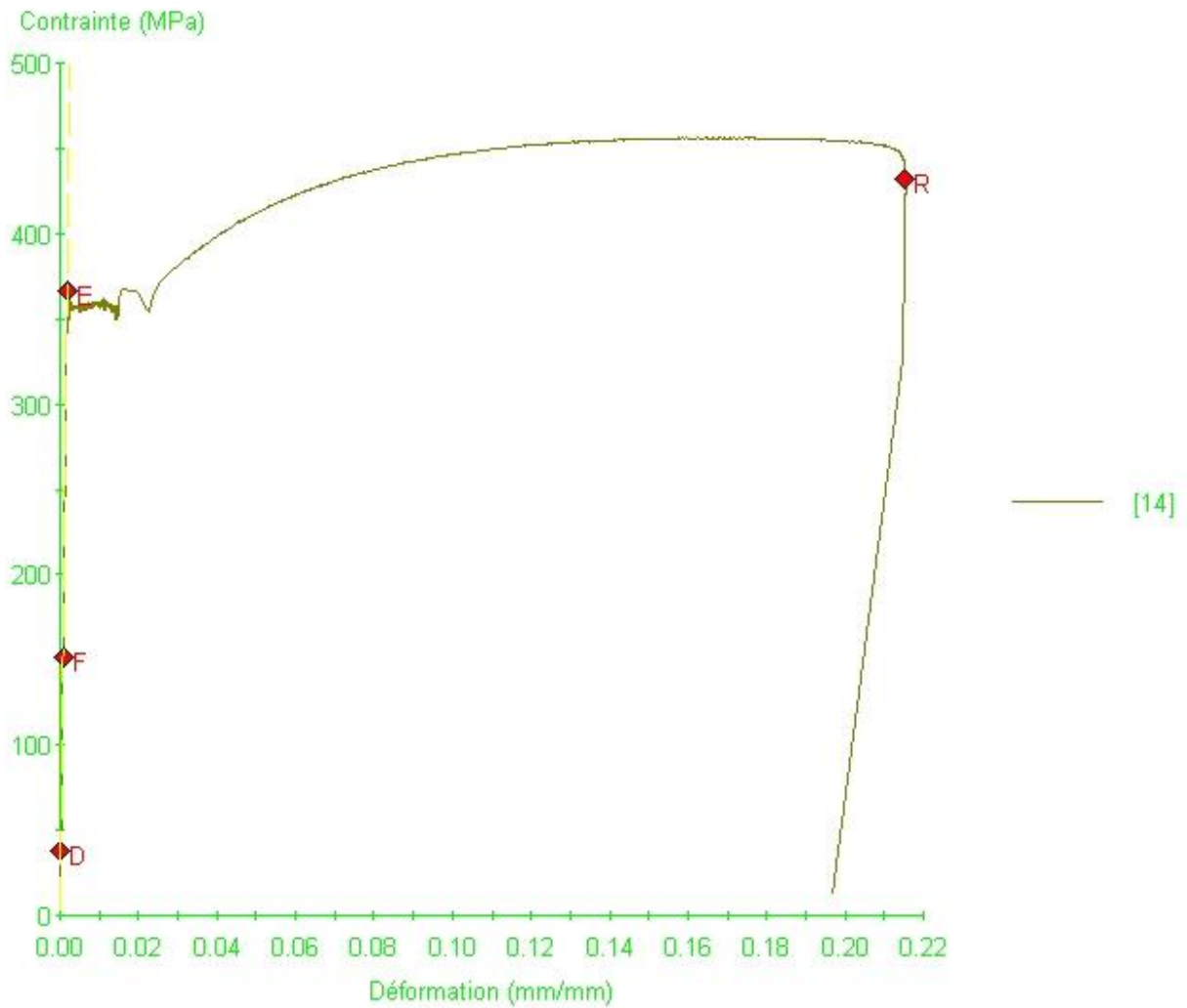
Courbe d'essai de traction – éprouvette K



Courbe d'essai de traction – éprouvette L



Courbe d'essai de traction – éprouvette M



Courbe d'essai de traction – éprouvette N



C Constructief ontwerp Reactie frame en trekopstelling

Berekening stalen frame

"Damwand proef"
F.L. Liebregts B.V.

Opdrachtgever

LIEBREGTS

AANNEMINGSBEDRIJF VAN GROND- WEG- EN WATERBOUW

Putstraat 9
5091 TH Middelbeers

Tel.: +31 (0)13 514 14 23

Mail: info@fl-liebregts.nl

Projectnr. opdrachtgever :

Doc. nr. opdrachtgever:

D	montage las buis a=12	JS	JV	JS	27-11-17	
C	Diverse toevoegingen	JS	JV	JS	8-11-17	
B	Andere oplossing	JS	JV	JS	24-10-17	
A	Krachten op constructie aangepast	JV	JS	JS	27-09-17	
-	First edition	JV	JS	JS	07-09-17	
REV	Omschrijving	Ber.	Gecont.	Goedgk.	Datum	
<i>DUWI Design b.v.</i> ENGINEERING		Project Damwand proef				
		Klant F.L. Liebregts B.V.				
		Locatie				
		Onderdeel Berekening stalen frame				
Berekend	ing. J. Verburg	Project nummer		Document nummer	Rev.	Rev.datum
Gecontroleerd	ing. J. Stahl	5217185		B01	D	27-nov-17
Goedgekeurd	ing. J. Stahl					

0. Inhoud

	page	rev
1. Constructieve uitgangspunten	1-1	D
1.1. Constructie opbouw	1-1	D
1.2. Doel van het rapport / Principes van berekening / Uitvoeringsvereisten	1-1	D
1.3. Eisen t.a.v. doorbuiging	1-1	D
1.4. Software	1-2	D
1.5. Materiaal	1-2	D
1.6. 3D zicht	1-2	D
2. Algemeen	2-1	D
2.1. Opmerkingen	2-1	D
2.2. Gebruikte eenheden	2-1	D
2.3. Gehanteerde Normen / Literatuur	2-1	D
2.4. Referentie tekeningen/documenten	2-1	D
3. Algemene informatie verbindingen / uitvoeringseisen	3-1	D
3.1. Notatie van krachten	3-1	D
3.2. Verklaring gebruikte afkorting van verbinding	3-1	D
3.3. Algemene verbindingsinformatie	3-1	D
3.4. Algemene gegevens voor lassen	3-5	D
3.5. Voetplaatverbindingen	3-6	D
3.6. Staal-staalverbindingen	3-7	D
3.7. Standaard staalverbindingen	3-9	D
3.8. Rekenprogramma's	3-10	D
3.9. FEM Analyses / getoonde spanningen.	3-11	D
4. Belastingen	4-1	D
4.1. Algemeen	4-1	D
4.2. Permanente en opgelegde belastingen volgens EN 1991-1-1 + NB	4-3	D
5. Veranderlijke belastingen op constructie, anders dan opgelegde belasting	5-1	D
5.1. Windbelasting volgens EN 1991-1-4 +NB	5-1	D
5.2. Sneeuw volgens EN 1991-1-3 +NB	5-1	D
5.3. Temperatuur volgens EN 1991-1-5 +NB	5-1	D
5.4. Trekbelasting t.g.v. cilinder.	5-1	D
6. Controle onderdelen	6-1	D
6.1. Pen	6-1	D
6.2. Boven en onderplaat	6-1	D
6.3. Extra controle met staad	6-1	D
6.4. tussenplaat en profiel	6-1	D
6.5. Afsteuning op buispaal	6-2	D
7. Pen en gatverbinding (volgens EN 1993-1-8 +NB §3.13)	7-1	D
7.1. Algemeen	7-1	D
7.2. Materiaalwaarden / profieleigenschappen	7-1	D
7.3. Bepaling min. plaatgeometrie	7-1	D
7.4. Ontwerpcriteria /ontwerp sterktes volgens tabel 3.10	7-1	D
7.5. Werkende krachten	7-1	D
7.6. Controles	7-2	D
8. Conclusie	8-1	D
8.1. Conclusies	8-1	D
8.2. Opmerkingen	8-1	D

Bijlage

- A Overzicht materiaaleigenschappen
- B Uitvoer berekening IDEA
- C Detailberekening
- D Overzicht Normen / Literatuur

Deze berekening is eigendom van DUWI Design b.v. Niets uit deze berekening mag worden veelevoudigd, opgeslagen in een automatisch gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of op enige andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van DUWI Design b.v.

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
	Onderdeel Berekening stalen frame	Project Damwand proef Klant F.L. Liebregts B.V.	REV D

1. Constructieve uitgangspunten

1.1. Constructie opbouw

1.1.1. Algemeen

Op verzoek van LIEBREGTS

AANNEMINGSBEDRIJF VAN GROND- WEG- EN WATERBOUW is door DUWI Design bv voor het werk "Damwand proef" de hoofd en detailberekening gemaakt. Hiervoor zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

Berekeningen worden zoveel mogelijk in 3D uitgevoerd, met 2D controles.

De doorsnede- en stabiliteitcontrole van de verschillende staafelementen wordt binnen het programma uitgevoerd volgens Eurocode.

De constructie bestaat uit een frame op 3 buispalen t.b.v. een trekproef.

Het frame bestaat uit 2 platen met aan de kopse zijden een weg neembare IPE400 er tussen.

De belasting van het geheel is berekend op basis van de maximale trekkracht van de cilinder (1200 kN).

Er is geen controle op vervorming toegepast omdat de constructie voor tijdelijk is. Waarbij kleine vervormingen als toelaatbaar worden gezien.

De bepaling van de gewichten, en overige opbouwen volgens gewichtberekening "4. Belastingen".

De details worden berekend middels IDEA StatiCa CONNECTIONS / Excel.

1.1.2. Mechanica van de constructie

Het is een statisch onbepaald systeem geworden, doordat alles als een gelast frame wordt uitgevoerd, waarbij overal momentverbindingen ontstaan. Ter vereenvoudiging is het bepaald als een 2D geheel.

1.2. Doel van het rapport / Principes van berekening / Uitvoeringsvereisten

1.2.1. Doel van het rapport / Principes van berekening

Het doel van onderliggend document is om aan te tonen dat de berekende constructie voldoet aan de, door de van toepassing zijnde normen, gestelde eisen. Hiervoor zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

De verdeling van de krachten in de staven en de reactiekrachten worden bepaald d.m.v. een eindig elementen model bestaand uit alle primaire onderdelen (kolommen, liggers en windverbanden).

Voor de detailberekening wordt per profieltype / verbindingstype de maatgevende belasting per richting gehanteerd als warende de meest ongunstige combinatie.

De detailkrachten zijn afkomstig uit de hoofdberekening, en per opgegeven ligger uitgezocht.

Voor de knopen is daar waar nodig de werkelijke kracht in de knoop uitgezocht en gehanteerd.

1.2.2. Uitvoeringsvereisten

Bouten -> rekentechnisch volgens ISO 4017 (volledige draad), uitvoering met bouten volgens ISO 4014 (bout met steel)

Moeren -> uitgangspunt voor moeren is sterkte kwaliteit 8 bij 8.8 bouten, en kwaliteit 10 bij 10.9 bouten

Conform EN 1993-1-8 3.6.1 (12) + NB dient tenzij in de berekening anders vermeld wordt een maximale vulplaat dikte te worden gehanteerd van $\frac{1}{3}$ van de nominale boutdiameter.

Voor b.v. M30 is de maximale toegestane vulplaat $30/3 = 10$ mm t.a.v.

Verbindingen worden standaard gecategoriseerd in Categorie A en/of Categorie D van EN 1993-1-8 3.4 + NB.

Indien het speciale verbinding met voorspanning betreft worden deze volgens Categorie C en Categorie E van EN 1993-1-8 3.4 + NB bepaald.

1.3. Eisen t.a.v. doorbuiging

niet van toepassing i.v.m. detailberekening

1.4. Software

Microsoft Office Excel

IDEA StatiCa CONNECTION V8.x.xx Zie uitvoer voor actuele versie

1.5. Materiaal

Voor de materialen gelden, tenzij in de berekening anders vermeld, de volgende uitgangspunten:

Staalconstructie -> Staal -> uitgangspunt is S355 voor profielen

Staalconstructie -> Staal -> uitgangspunt is S355 voor samengestelde profielen

Staalconstructie -> Verbinding middelen -> uitgangspunt is S355 voor kop- en voetplaten

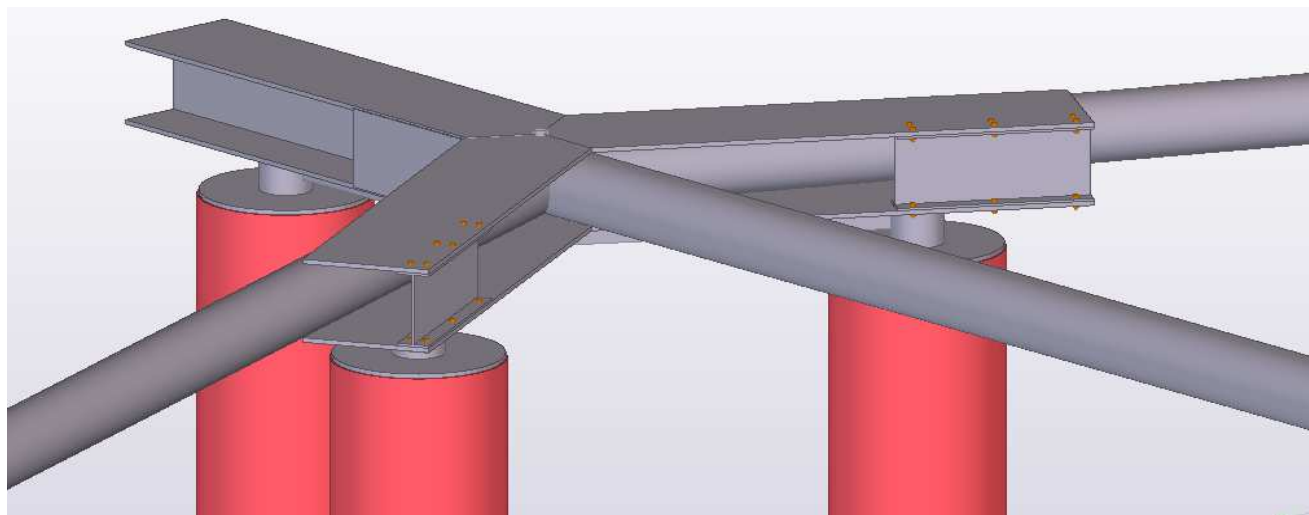
Staalconstructie -> Verbinding middelen -> uitgangspunt voor bouten is 8.8, gerolde draad

Staalconstructie -> Verbinding middelen -> uitgangspunt voor lassen min. a=4

Houtconstructie -> Balkhout -> uitgangspunt voor het materiaal volgens berekening

Eigenschappen van materialen volgens bijlage A

1.6. 3D zicht



DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
	Onderdeel Berekening stalen frame	Project Damwand proef Klant F.L. Liebrechts B.V. Locatie	REV D

2. Algemeen

2.1. Opmerkingen

Dit rapport bevat constructieve-berekeningen en principe schetsen en randvoorwaarden.

Deze berekeningen worden zowel (in dien mogelijk) in 3D uitgevoerd met eventuele 2D controles voor een zo accuraat mogelijk inzicht in de constructie, de optredende krachten en verplaatsingen.

Het dient de aanbeveling deze principe schetsen en randvoorwaarden over te nemen op de daarvoor van toepassing zijnde tekeningen alvorens er met de bouw gestart wordt. Zodat de aanwijzingen uit dit document op de bouw goed verwerkt worden.

Deze afstemming en juistheid op basis van de ons aangereikte gegevens valt buiten onze verantwoordelijkheid.

De aannames uit dit rapport dienen (in het werk) gecontroleerd te worden en zonodig te worden teruggekoppeld.

Indien er afwijkingen met dit rapport worden gevonden of onverwachte constatering in het werk worden gedaan, dienen deze zo spoedig mogelijk te worden gemeld aan de constructeur. Diens aanwijzingen ten aanzien van deze constatering dienen te worden opgevolgd, of te worden voorzien van een alternatief wat ter goedkeuring dient te worden voorgelegd.

De uitvoerders van het project dienen met vakmanschap en goed constructief inzicht het werk uit te voeren. Hierbij dienen zij op de hoogte te zijn van de geldende uitvoeringsnormen.

Op al onze adviezen in zowel berekening, mail als telefonisch gelden de standaard in onze offerte vermelde voorwaarden inzake de verhouding tussen opdrachtgever en adviserend ingenieursbureau: de DNR 2005.

2.2. Gebruikte eenheden

Tenzij bij de betreffende berekening anders aangegeven zijn de volgende eenheden gehanteerd:

Maatvoering 3D model	in mm
Overspanningen	in m ¹
Afmetingen / oppervlakten	in mm en mm ²
Belastingen	in kN/m ² , in kN/m en in kN
Veerconstanten	in kN/m en in MNm/rad
Spanningen	in N/mm ² en Mpa
Weerstandsmomenten	in mm ³
Verplaatsingen	in mm en mrad

2.3. Gehanteerde Normen / Literatuur

De berekeningen worden uitgevoerd conform Eurocode (EN) i.c.m. de geldende Nationale Bijlage (NB)

De van toepassing zijnde hoofdnormen zijn daarmee:

EN 1990 +NB	Algemene norm
EN 1991 +NB	Normen voor Belastingen
EN 1992 +NB	Normen voor controle van Beton
EN 1993 +NB	Normen voor controle van Staal
EN 1994 +NB	Normen voor controle van Staal-Beton constructies
EN 1995 +NB	Normen voor controle van Hout
EN 1996 +NB	Normen voor controle van Metselwerk
EN 1997 +NB	Normen voor controle van Geotechnische constructies
EN 1998 +NB	Normen voor Aardbevingsontwerp
EN 1999 +NB	Normen voor controle van Aluminium

Een volledig overzicht van de van toepassing zijnde hoofd/subnormen zijn vermeld in bijlage D

Daarbij is ook een overzicht aanwezig van de van toepassing zijnde uitvoeringsnormen, materiaalnormen en verbindingnormen als ook een overzicht van de gehanteerde vakliteratuur.

Bij sommige onderdelen van de berekening wordt verder verwezen naar nationale bijlages van andere landen. Daar waar voor speciale gevallen ontwerp data (zoals ψ -waarden voor b.v. montage) ontbreken worden dan Nationale Bijlages / Normen van overige landen gehanteerd.

2.4. Referentie tekeningen/documenten

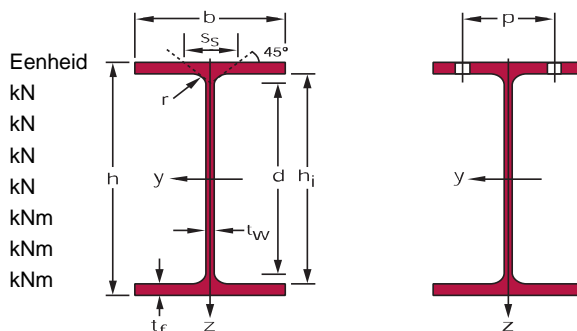
tek./doc.	omschrijving	rev.:	datum:
5217185_OV-01	Overzicht		
VO Pull-Over Test	Voorlopig Ontwerpberekening Pull-Over Test	2.0	Juli-2017
DT476-2-2101	POV Macrostabieleit VO ontwerp Bovenanzicht.	-	12-7-2017

3. Algemene informatie verbindingen / uitvoeringseisen

3.1. Notatie van krachten

Krachtrichting

- + N = Trekkkracht in verbinding / staaf
- N = Drukkkracht in verbinding / staaf
- V_y = Afschuiving zwakke as in verbinding / staaf
- V_z = Afschuiving sterke as in verbinding / staaf
- M_x = Torsie in verbinding / staaf
- M_y = Moment in sterke as van verbinding / staaf
- M_z = Moment in zwakke as van verbinding / staaf



3.2. Verklaring gebruikte afkorting van verbinding

- MC = Moment verbinding
- VP = Voetplaat
- VC = Dwarskrachtverbinding
- WVB = Windverband
- SP = Dellings verbinding
- WC = Gelaste verbinding

3.3. Algemene verbindinginformatie

Bouten -> rekentechnisch volgens ISO 4017 (volledige draad), uitvoering met bouten volgens ISO 4014 (bout met steel)

Moeren -> uitgangspunt voor moeren is sterkte kwaliteit 8 bij 8.8 bouten, en kwaliteit 10 bij 10.9 bouten

De uitloop van bouten dient volgens EN 1090-2 +NB met een doorsteek van 1 gang te worden uitgevoerd (advies is 2 gangen)

Bij voorgespannen bouten dient er tussen moer en begin van steel minimaal 4 gangen excl. uitloop aanwezig te zijn.

Conform EN 1993-1-8 3.6.1 (12) +NB dient tenzij in de berekening anders vermeld wordt een maximale vulplaat dikte te worden gehanteerd van 1/3 van de nominale boutdiameter.

Voor b.v. M30 is de maximale toegestane vulplaat 30/3 = 10 mm t.a.v.

Verbindingen worden standaard gecategoriseerd in Categorie A en/of Categorie D van EN 1993-1-8 3.4 + NB.

Indien het speciale verbinding met voorspanning betreft worden deze volgens Categorie C en Categorie E van EN 1993-1-8 3.4 + NB bepaald.

Bij toepassing van standaard praktische verbindingen in normale gaten en korte sleufgaten zijn sluitringen niet vereist.

Voor het toepassen van overmaatste gaten en lange sleufgaten is het toepassen van sluitringen vereist.

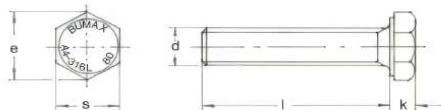
Bij sleufgaten welke op trek belast worden dienen plaatringen van voldoende dikte te worden toegepast.

Voor momentverbindingen, voorgespannen en overlapverbindingen met 1 bout /boutrij dient zowel t.p.v. de moer als boutkop met sluitringen te worden gewerkt.

Toepassen van geharde hellingsplaten bij hellingen groter dan volgens onderstaand:

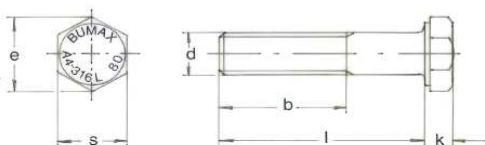
a.) 1/20 (~3gr) ≤ M20

b.) 1/30 (~2gr) > M20



ISO 4017 bouten

gebruikt in berekening



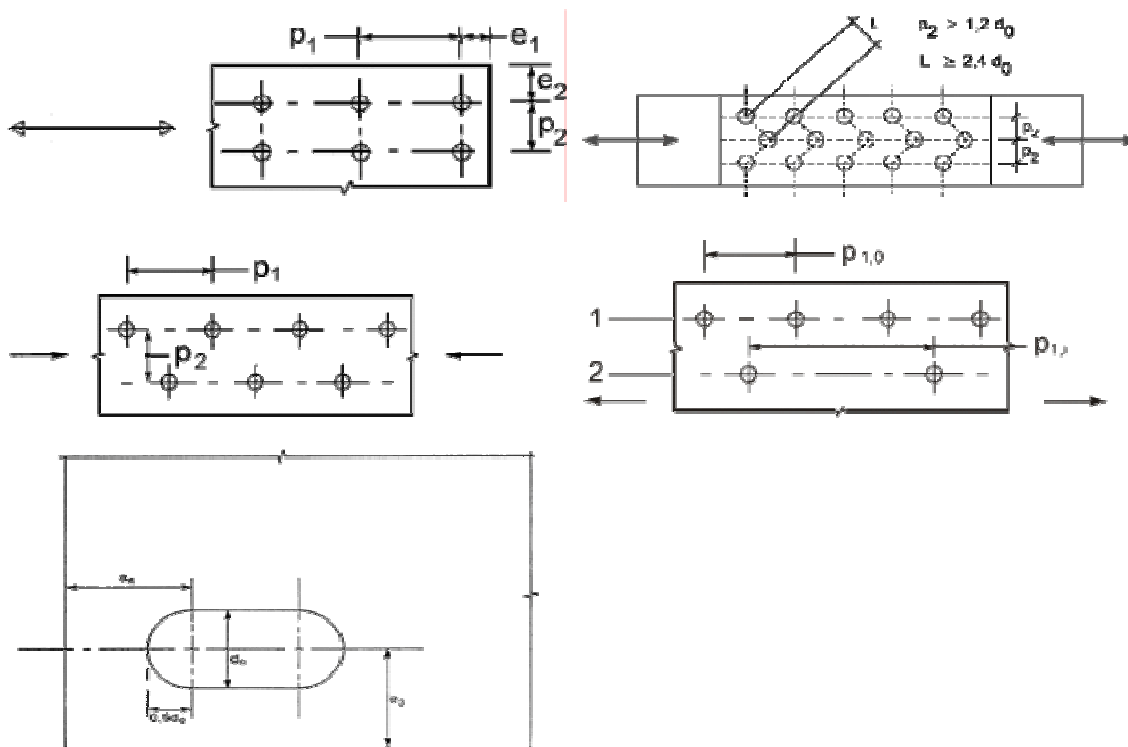
ISO 4014 bouten

gebruikt in constructie



Volgens tabel 3.3 van EN1993-1-8 - Minimale en maximale steekmaten, eind- en randafstanden

Afstanden en tussenaafstanden, zie onderstaande afbeeldingen	Minimale afstand	Maximale afstand		
		Staal overeenkomstig EN 10025 met uitzondering van staalsoorten overeenkomstig EN 10025-5		Staal volgens EN 10025-5
	Alle staalsoorten	staal blootgesteld aan de buitenklimaat of aan andere corrosieve invloeden	staal niet blootgesteld aan de buitenklimaat of aan andere corrosieve invloeden	onbehandeld staal
Eindafstand e_1	$1.2 * d_0$	$4t + 40$ mm		grootste van $8t$ of 125 mm
Randafstand e_2	$1.2 * d_0$	$4t + 40$ mm		grootste van $8t$ of 125 mm
Afstand e_3 in sleufgaten	$1.5 * d_0$			
Afstand e_4 in sleufgaten	$1.5 * d_0$			
Steek p_1	$2.2 * d_0$	kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	kleinste waarde van $14t_{min}$ of 175 mm
Steek $p_{1,0}$		kleinste waarde van $14t$ of 200 mm		
Steek $p_{1,i}$		kleinste waarde van $28t$ of 400 mm		
Steek p_2	$2.4 * d_0$	kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	kleinste waarde van $14t_{min}$ of 175 mm



Nominale gatdiameters, conform Tabel 11 van EN 1090-2+NB, (mm)

nom. Diameter	6	8	10	12	14	16	20	24	27 en groter
Normale ronde gaten			+1				+2		+3
Grote ronde gaten			+3			+4		+6	+8
Korte sleufgaten, over de lengte			+4			+6		+8	+10
Lange sleufgaten, over de lengte	$1.5 * d$								

- Voor gecoatte verbindingmiddelen mag voor diameters ≤ 14 met 1 mm worden verhoogd
- Voor sleufgaten moet over de breedte de afmeting volgens normale gaten worden gehanteerd

Afschuifsterkte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}}$$

Treksterkte bouten

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}}$$

Ponssterkte

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 * \pi * f_u * d_m * t}{\gamma_{M2}}$$

	8.8 door spanningsoppervlak	8.8 door steel	10.9 door spanningsoppervlak	10.9 door steel		8.8 door spanningsoppervlak	10.9 door spanningsoppervlak		d _m	Plaat S235	Plaat S355
M6	7.7	10.9	8.0	13.6		11.6	14.5		10.0	5.4 * t	7.4 * t
M8	14.1	19.3	14.6	24.1		21.1	26.4		13.0	7.1 * t	9.6 * t
M10	22.3	30.2	23.2	37.7		33.4	41.8		16.0	8.7 * t	11.8 * t
M12	32.4	43.4	33.7	54.3		48.6	60.7		19.0	10.3 * t	14 * t
M16	60.3	77.2	62.8	96.5		90.4	113.0		24.0	13 * t	17.7 * t
M20	94.1	120.6	98.0	150.8		141.1	176.4		30.0	16.3 * t	22.2 * t
M24	135.6	173.7	141.2	217.1		203.3	254.2		36.0	19.5 * t	26.6 * t
M27	176.3	219.9	183.6	274.8		264.4	330.5		41.0	22.3 * t	30.3 * t
M30	215.4	271.4	224.4	339.3		323.1	403.9		45.0	24.4 * t	33.3 * t
M36	313.7	390.9	326.8	488.6		470.6	588.2		54.0	29.3 * t	39.9 * t
M42	430.5	532.0	448.4	665.0		645.7	807.1		65.0	35.3 * t	48 * t
M48	565.6	694.9	589.2	868.6		848.4	1060.6		75.0	40.7 * t	55.4 * t

Minimale afstanden
Stuiksterkte

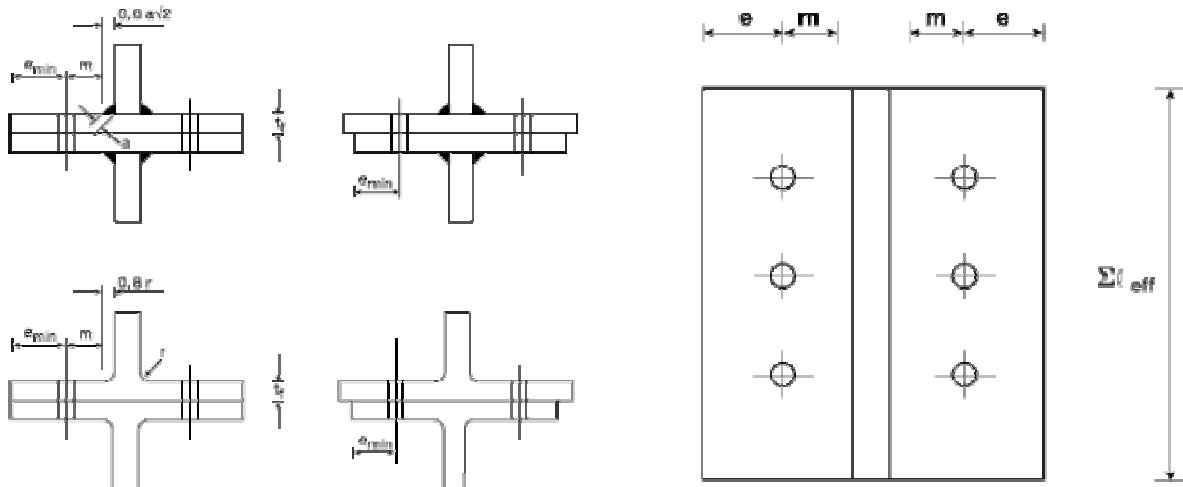
	d ₀	e ₁ ± 1.2 * d ₀	e ₂ ± 1.2 * d ₀	p ₁ ± 2.2 * d ₀	p ₂ ± 2.4 * d ₀	Plaat S235	Plaat S335
M6	7.0	10.0	10	20	20	1.89 * t	2.58 * t
M8	9.0	15.0	15	20	25	2.47 * t	3.37 * t
M10	11.0	15.0	15	25	30	2.77 * t	3.77 * t
M12	14.0	20.0	20	35	35	2.96 * t	4.03 * t
M16	18.0	25.0	25	40	45	3.84 * t	5.23 * t
M20	22.0	30.0	30	50	55	4.71 * t	6.41 * t
M24	26.0	35.0	35	60	65	5.58 * t	7.6 * t
M27	30.0	40.0	40	70	75	6.22 * t	8.47 * t
M30	33.0	40.0	40	75	80	5.91 * t	8.05 * t
M36	39.0	50.0	50	90	95	7.58 * t	10.31 * t
M42	45.0	55.0	55	100	110	8.49 * t	11.55 * t
M48	51.0	65.0	65	115	125	10.17 * t	13.84 * t

Afstanden, voor stuik niet maatgevend
Stuiksterkte

	d ₀	e ₁ ± 2 * d ₀	e ₂ ± 1.5 * d ₀	p ₁ ± 3 * d ₀	p ₂ ± 3 * d ₀	Plaat S235	Plaat S335
M6	7.0	15.0	15	25	25	3.09 * t	4.2 * t
M8	9.0	20.0	15	30	30	4.27 * t	5.81 * t
M10	11.0	25.0	20	35	35	5.45 * t	7.42 * t
M12	14.0	30.0	25	45	45	6.17 * t	8.4 * t
M16	18.0	40.0	30	55	55	8.53 * t	11.61 * t
M20	22.0	45.0	35	70	70	9.82 * t	13.36 * t
M24	26.0	55.0	40	80	80	12.18 * t	16.58 * t
M27	30.0	60.0	45	90	90	12.96 * t	17.64 * t
M30	33.0	70.0	50	100	100	15.27 * t	20.79 * t
M36	39.0	80.0	60	120	120	17.72 * t	24.12 * t
M42	45.0	90.0	70	135	135	20.16 * t	27.44 * t
M48	51.0	105.0	80	155	155	23.72 * t	32.28 * t

Bij sleufgaten dient een reductie op de stuiksterkte van 0.6 maal de weerstand te worden toegepast.
 Bij ruime gaten is dit een reductie van 0.8 maal de weerstand.

Formules T-stuk

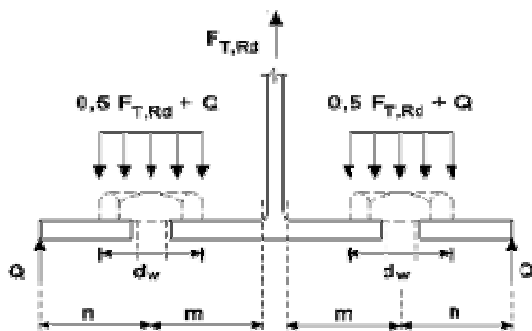


Formules met wrikkracht
wrikkrachten kunnen optreden als $L_b \leq L_b^*$

Formules zonder wrikkracht

Bezijsvorm

$F_{T,1,Rd}$ zonder achterlegplaat	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pt,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pt,1,Rd}}{m}$	Volledig vloeien van de flens
$F_{T,1,Rd}$ met achterlegplaat	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pt,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$		
$F_{T,2,Rd}$	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pt,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$		Breuk van de bouten met vloeien van de flens
$F_{T,3,Rd}$	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		Breuk van de bouten



$M_{pt,1,Rd}$	$= 0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_v / Y_{MO}$
$M_{pt,2,Rd}$	$= 0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_v / Y_{MO}$
$M_{bp,Rd}$	$= 0,25 \sum l_{eff,1} t_{bp}^2 f_{v,bp} / Y_{MO}$
$F_{t,Rd}$	is de trekweerstand van 1 bout
$\sum F_{t,Rd}$	is de volledige waarde van $F_{t,Rd}$ voor alle bouten in het T-stuk
$\sum l_{eff,1}$	is de waarde van $\sum l_{eff}$ voor bezwijkvorm 1
$\sum l_{eff,2}$	is de waarde van $\sum l_{eff}$ voor bezwijkvorm 2
$l_{eff,i}$	bepaald volgens van toepassing zijnde tabel 6.4, 6.5 of 6.6 van EN 1993-1-8+NB
$F_{T,Rd}$	is de rekenwaarde van de trekweerstand van een flens van een T-stuk
Q	wrikkracht
n	$= e_{min}$ maar $n \leq 1,25m$
e_{min}, m	zijn zoals aangeduid in figuur 6.2
$f_{y,bp}$	is de vloeigrens van de achterlegplaten
t_{bp}	is de dikte van de achterlegplaten
e_w	$= d_w / 4$
d_w	is de diameter van de sluitring of de breedte van de boutkop of moer gemeten tussen overstaande hoeken (ook wel met d_m aangeduid).

L_b	is de lengte van de bout, gelijk aan de klemdikte (volledige dikte materiaal en sluitringen), plus de helft van de som van de boutkophoogte en moerhoogte
L_b^*	$= \frac{8,8m^3 A_s}{\sum l_{eff,i} t_f^3}$
n_b	is het aantal boutrijen (met 2 bouten per rij).

3.4. Algemene gegevens voor lassen

staal kwaliteit	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	β	Eenvoudige bepalingsmethode		Omhullende spanning		
				f _{vw,d} = f _u / β / √ / γ _{M2}	N/mm ²	f _u / (β * γ _{M2})	N/mm ²	
S235	235	360	0.8	f _{vw,d} =	207.8	N/mm ²	360.0	N/mm ²
S275	275	430	0.85	f _{vw,d} =	233.7	N/mm ²	404.7	N/mm ²
S355	355	490	0.9	f _{vw,d} =	251.5	N/mm ²	435.6	N/mm ²
S450	440	550	1	f _{vw,d} =	254.0	N/mm ²	440.0	N/mm ²
S275 N/NL	275	390	0.85	f _{vw,d} =	211.9	N/mm ²	367.1	N/mm ²
S355 N/NL	355	490	0.9	f _{vw,d} =	251.5	N/mm ²	435.6	N/mm ²
S420 N/NL	420	520	1	f _{vw,d} =	240.2	N/mm ²	416.0	N/mm ²
S460 N/NL	460	540	1	f _{vw,d} =	249.4	N/mm ²	432.0	N/mm ²

Bepaling eenvoudige methode spanning

$$\sqrt{(N^2 + Vy^2 + Vz^2)} < l_{las} * f_{vw,d} * a$$

Omhullende spanningsmethode

Formule

$$N = \sigma_1 = \tau_1 = \frac{N * \sqrt{2}}{4 * a * l} \quad N/mm^2 \quad \tau_2 = 0 \quad N/mm^2$$

$$Vy = \sigma_1 = \tau_1 = \frac{Vy * \sqrt{2}}{4 * a * l} \quad N/mm^2 \quad \tau_2 = 0 \quad N/mm^2$$

$$Vz = \tau_2 = \frac{Vz}{2 * a * l} \quad N/mm^2 \quad \sigma_1 = \tau_1 = 0 \quad N/mm^2$$

$$Mx = \tau_2 = \frac{(M/t)}{2 * a * l} \quad N/mm^2 \quad \sigma_1 = \tau_1 = 0 \quad N/mm^2$$

$$Mx = \sigma_1 = \tau_1 = \frac{2,12 * M}{a * l^2} \quad N/mm^2 \quad \tau_2 = 0 \quad N/mm^2$$

$$My = \sigma_1 = \tau_1 = \frac{2,12 * M}{a * l^2} \quad N/mm^2 \quad \tau_2 = 0 \quad N/mm^2$$

$$Mz = \sigma_1 = \tau_1 = \frac{0,706 * M}{a * l * t} \quad N/mm^2 \quad \tau_2 = 0 \quad N/mm^2$$

omhullende spanning (volgens EN 1993-1-8+NB)

$$\sigma_{w,s;d} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 * (\tau_1^2 + \tau_2^2)}$$

bijkomende regel = $\sigma_1 < 0.9 f_u / \gamma_{M2}$

Algemene lasafmetingen

Conform EN-1993-1-8 § 7.3.1. dienen voor kokerverbindingen de volgende vaste waarde te worden gehanteerd tenzij door berekening aangegeven:

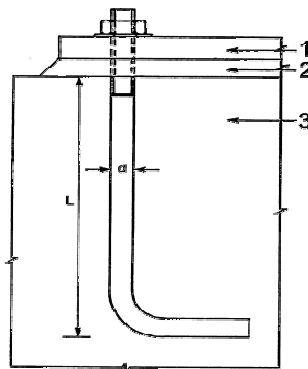
Voor S235 en S275 a = 1.0 * t

Voor S355 a = 1.1 * t

3.5. Voetplaatverbindingen

De uitvoering van voetplaatverbindingen dient aan de volgende eisen te voldoen:

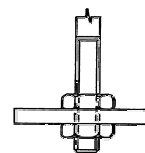
- Ankers met haak mogen niet zijn gebruikt indien de vloeigrens fyb groter is dan 300 N/mm² (alleen klasse 4.6 toelaatbaar)
- Indien standaard haakankers worden toegepast worden geen eisen gesteld, indien opmaat gebogen ankers worden toegepast dient de straal te voldoen aan 5*D
- Alle overige type ankers moeten worden uitgevoerd met een ankerplaat of ander geschikt element t.b.v. krachtsverdeling
- Indien geen specificatie in de berekening is opgenomen dienen de ankers te worden uitgevoerd met een dubbele moer + plaatring t = 4 mm
- Uitvoering van lijmankeers dient volgens de specificaties van de betreffend leverancier te geschieden.



a) Haakanker

Verklaring

- 1 voetplaat
- 2 grout
- 3 betonfundering



b) Ankerplaat

Figuur 6.14 van EN 1993-1-8+NB, bevestiging van ankerbouten

De gaten in de voetplaat zijn standaard ontworpen qua speling op grote gaten volgens EN 1090-2 + NB. Indien de gaten groter worden uitgevoerd dient of de voetplaat te worden vastgelast aan de voetplaat, of de gaten te worden gevuld met een geschikte kunsthars, volgens AISC Steel design Guide 1 [9] (bij afwezigheid van richtlijnen uit de EN 1090-2 / Eurocode)

Het stellen van kolommen kan op 2 manieren worden uitgevoerd:

- stellen op de ankers middels stelmoeren, min. 4 stks.; niet toelaatbaar bij ankers die niet op druk mogen worden belast, bv. spreidankers.
- stellen op wiggen, wiggen dienen onder de hoekpunten te worden geplaatst en na eerste ondersabeling te worden verwijderd. Hierna dient de ondersabeling te worden aangeheeld.

Voor een ankerverbinding op afschuiving moet ophangwapening op een effectieve wijze aangebracht zijn.

Dit betekent dat de wapening zodanig aanwezig moet zijn dat de afschuifkracht kan worden opgenomen.

De ankers dienen te zijn vervaardigd volgens EN ISO 898-1, of van warmgerold staal volgens EN 10025-2+NB of EN 10025-4+NB

Ondersabelingsmortel dient op cementbasis te worden uitgevoerd als cementgrouting, speciale grout, of een gravelbetonmix, met een gelijke of sterkere druksterkte als onderliggend beton

Ondersabeling op cement basis dient:

- voor stelruimtes tot 25 mm dient de ondersabelingsmortel een mengsel van aardvochtig cementmortel te zijn
- voor diktes tussen de 25 en 50 mm dient de ondersabelingsmortel een mengsel van aardvochtig cementmortel te zijn met een verhouding 1:1 cement op toeslagmateriaal
- voor diktes groter dan 50 mm dient de ondersabelingsmortel een mengsel van aardvochtig cementmortel te zijn met een verhouding 1:2 cement op toeslagmateriaal

Stelwiggen dienen na ondersabeling te worden verwijderd, en eventuele gaten dienen te worden aangeheeld.

Alle ringen uitvoeren als plaatring met een minimale t van 4 mm.

Indien bij grote gaten de ringen worden vast gelast dient dit te worden doorgegeven aan de constructeur, t.b.v. bepaling afmeting plaat en las

Basis verankeringslengte indien niet opgegeven:

Lengte gebaseerd op volledige spanning in anker

	Haakanker, lengte voor de haak:			Draadeind, met dubbele moer en plaatring		
	4.6 / C20/25	4.6 / C30/37	4.6 / C35/45	8.8 / C20/25	8.8 / C30/37	8.8 / C35/45
M12	301	230	200	803	612	533
M16	401	306	266	1070	817	710
M20	502	383	333	1338	1021	888
M24	602	459	399	1605	1225	1065
M30	752	574	499	2006	1531	1331
M36	941	718	624	2508	1914	1664

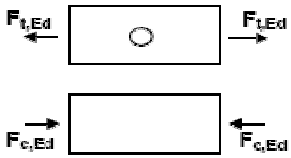
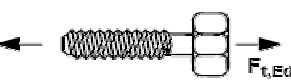
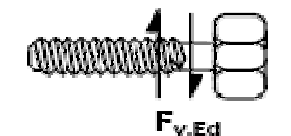
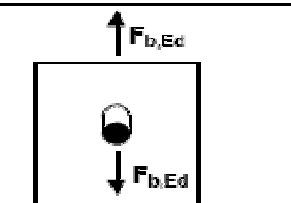
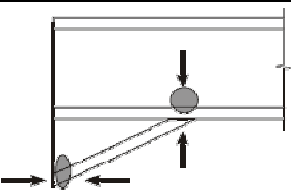
3.6. Staal-staalverbindingen

Voor de berekening van verbindingen tussen staal op staal wordt gebruikt gemaakt van de componenten methode zoals deze is omschreven in de EN 1993-1-8 + NB

Op basis van de 20 basiscomponenten worden de betreffende controles voor een verbinding uitgevoerd.

Deze basiscomponenten zijn:

Component 1		Kolomlijf op afschuiving Berekening volgens art. 6.2.6.1 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 2		Kolomlijf op druk in dwarsrichting Berekening volgens art. 6.2.6.2 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 3		Kolomlijf op trek in dwarsrichting Berekening volgens art. 6.2.6.3 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 4		Kolomflens op buiging Berekening volgens art. 6.2.6.4 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 5		Kopplaat op buiging Berekening volgens art. 6.2.6.5 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 6		Op flens gebout hoekprofiel op buiging Berekening volgens art. 6.2.6.6 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2 en 6.4.3
Component 7		Ligger- of kolom- flens en lijf op druk Berekening volgens art. 6.2.6.7 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2
Component 8		Liggerlijf op trek Berekening volgens art. 6.2.6.8 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2

Component 9		<p>Platen/strippen op trek/druk Berekening volgens EN1993-1-1 + NB, art. 6.2.3 voor treksterkte Berekening volgens EN1993-1-1 + NB, art. 6.2.4 voor druksterkte Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 10		<p>Bouten op trek Berekening volgens art. 6.2.6.4 voor sterkte in kolomflenzen Berekening volgens art. 6.2.6.5 voor sterkte in kopplaten Berekening volgens art. 6.2.6.6 voor sterkte in geboute hoeklijnen Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2</p>
Component 11		<p>Bouten op afschuiving Berekening volgens art. 3.6 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2</p>
Component 12		<p>Bouten op stuik Berekening volgens art. 3.6 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2 En de rotatiecapaciteit volgens art. 6.4.2</p>
Component 13		<p>Beton op druk met inbegrip van grotlagen Berekening volgens art. 6.2.6.9 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 14		<p>Voetplaat op buiging onder druk Berekening volgens art. 6.2.6.10 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 15		<p>Voetplaat op buiging onder trek Berekening volgens art. 6.2.6.11 voor de sterkte (doorverwezen naar art. 6.2.6.5) Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 16		<p>Ankerbouten op trek Berekening volgens art. 6.2.6.12 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 17		<p>Ankerbouten op afschuiving Berekening volgens art. 6.2.2 voor de sterkte.</p>
Component 18		<p>Ankerbouten op stuik Berekening volgens art. 6.2.2 voor de sterkte.</p>
Component 19		<p>Lassen Berekening volgens hoofdstuk 4 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>
Component 20		<p>Door concoles versterkte liggers Berekening volgens art. 6.2.6.7 voor de sterkte. Voor stijfheid volgens art. 6.3.2</p>

Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van mogelijke rekenprogramma's die beschikken over een rekenmethodiek welke overeenkomstig de componenten methode is, programma's die gebruik maken van de componentenmethode, of losse excelrekenbladen welke gebaseerd zijn op de controle volgens de individuele componenten.

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
		Project Klant Locatie	Damwand proef F.L. Liebregts B.V. REV D
Onderdeel	Berekening stalen frame		

3.7. *Standaard staalverbindingen*

Voor enkele type standaard verbindingen wordt bij de berekening gebruik gemaakt van excel rekenbladen.

De standaard verbindingen die berekend worden middels standaard bladen zijn:

- Standaard windverbanden bevestigd op schetsplaten, geschikt voor strip, gelijk en ongelijkzijdig hoeklijnen versie 3.2
- SHS-verbanden / RHS-verbanden versie 3.0
- HE-windverbanden versie 3.0
- Dwarskracht verbinding tegen web versie 2.0
- Lipverbinding versie 3.0
- Dwarskrachtverbinding met dubbel hoeklijn versie 3.1

Er wordt voor het opstellen en onderhouden van deze rekenbladen verschillende bronnen gebruikt.

De boven genoemde rekenbladen zijn voornamelijk geschikt voor normaal en dwarskracht verbindingen.

Deze bladen zijn primair opgesteld op basis van SCI document P358 "Joints in steel constructions: Simple joints to Eurocode 3".

Daar waar in dit document echter de Britse veiligheidsfactoren worden gebruikt zijn deze vervangen door de van toepassing zijnde NB, tenzij de Britse waarde een veiligere aanname blijkt te zijn.

Voor hoeklijnverbinding bied dit document helaas geen richtlijnen. De voorganger van dit boekwerk bied deze wel.

Daarom wordt bij hoeklijnverbindingen SCI document P212 "Joints in steel constructions: Simple joints" aangehouden.

Met daar waar nodig aanpassingen in de waarden/formules om aan de eurocode te voldoen.

De bladen zijn daarnaast zowel intern gecontroleerd op basis van verschillende praktijkdocumentatie en via externe controles middels opmerkingen van controlerende instanties.

Voor speciale momentverbindingen die niet met de aanwezige rekenprogramma's berekend kunnen worden, wordt als basis SCI document P398 "Joints in steel constructions: Moment-Resisting Joints to Eurocode 3" gebruikt.

Voor dit soort verbindingen zijn de volgende standaard bladen aanwezig:

- Liggerdeling middels lijf en flensplaten versie 3.0
- Dubbele kopplaat verbinding Ligger-Ligger versie 3.0
- Dubbele kopplaat Ligger-Kolom versie 3.0

Voor niet standaard verbindingen worden handberekening toegepast, welke eventueel worden aangevuld met rekenbladen welke geschreven zijn op basis van de standaard componenten volgens EN 1993-1-8 + NB

De aanwezige rekenbladen hiervoor zijn:

- Lijfcontrole volgens EN 1993-1-1 + NB §6.5. versie 3.0
- Afschuiving van bouten versie 3.0
- Vervangend T-stuk versie 3.0
- Lassen versie 3.0
- kolomlijf op afschuiving versie 3.0
- kolomlijf op trek versie 3.0
- kolomlijf op druk versie 3.0

Voetplaten worden berekend middels een intern opgesteld rekenblad op basis van CUR/BmS rapport 10.

Dit document is opgesteld op basis van de regels in EN 1993-1-8 + NB en EN 1992-1-1 + NB + CEN/TS 1992-4-x

- Voetplaat H-profiel versie 3.2
- Voetplaat Kokerprofiel versie 2.0
- Voetplaat Buisprofiel versie 2.0

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
	Onderdeel Berekening stalen frame	Project Damwand proef Klant F.L. Liebrechts B.V. Locatie	REV D

3.8. *Rekenprogramma's*

Naast intern ontwikkelde rekenbladen wordt gebruikt gemaakt van meerdere speciale rekenprogramma's voor het berekenen van staal op staal en staal op beton verbindingen.

Behalve algemene programma's wordt in enkele gevallen gewerkt met leverancier specifieke programma's.

De aanwezige programma's zijn:

Scia Engineer	T.b.v. basis momentverbindingen, scharnierende vloerverbindingen
CoP	T.b.v. basis momentverbindingen
Technosoft CodeForm	T.b.v. simpele component gebaseerde verbindingen

Hilti PROFIS
Demu
Fischer C-FIX



3 rekenprogramma's voor het ontwerpen van lijmkerverbindingen gebaseerd op ETAG documentatie, i.c.m. de productspecifieke gegevens.

IDEA StatiCa Connect

FEM analyse pakket voor verbindingen.

Beschikt over een uitgebreid assortiment controles waardoor meerdere exotische knopen berekend kunnen worden.

E.e.a. wordt volgens de regels van de FEM analyse gecontroleerd. Waarbij de toelaatbare boutkrachten en lasspanningen worden getoetst aan de EN 1993-1-8 + NB

Het rekenprogramma houdt hierbij rekening met alle gemodelleerde excentriciteiten welke binnen de knoop van toepassing zijn.

De componentenmethode wordt hierin niet gevolgd. Daar in tegen wordt een accuratere FEM verdeling en controle uitgevoerd op basis van de spanningen die ontstaan in de knoop.

4. Belastingen

4.1. Algemeen

	ontwerplevens- duurklasse	gevolgklasse	gebruiks-categorie	gelijkijdige waarde van de veranderlijke belasting	frequente waarde van de veranderlijke belasting	quasi-blijvende waarde van de veranderlijke belasting	correctiefactor voor levensduur
				Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_t
hoofd functie = Testopstelling	1	CC2	E2	1.0	0.9	0.8	1
1 ^{ste} nevenfunctie =							
2 ^{de} nevenfunctie =							
3 ^{de} nevenfunctie =							
4 ^{de} nevenfunctie =							
5 ^{de} nevenfunctie =							
maatgevend =	1	CC2					1

Ontwerplevensduurklasse	= 1	volgens EN 1990 + NB, § A1.1
Ontwerplevensduur	= 5 jaar	volgens EN 1990 + NB, § A1.1
Gereduceerde ontwerplevensduur	= 1 jaar	Tijdelijke opstelling, max 1 jaar in gebruik.
Toegepaste ontwerplevensduur	= 1 jaar	volgens EN 1990 + NB, § A1.1
Referentietijd t.b.v. sneeuw/wind	= 10 jaar	volgens EN 1991-1-6 + NB
Gevolgklasse	= CC2	volgens EN 1990 + NB, § B3.1
Betrouwbaarheidsklasse	= RC2	volgens EN 1990 + NB, § B3.2
Controle ontwerpniveau	= DSL2	volgens EN 1990 + NB, § B4 (in combinatie met RC2, normaal supervisie)
Inspectie niveau	= IL2	volgens EN 1990 + NB, § B5 (in combinatie met RC2, normaal inspectieviveau)
Omschrijving	= gemiddelde kans of middelmatige gevolgen t.a.v. verlies van mensenlevens	
Kfi-factor	= 1.0	volgens EN 1990 + NB, § B3.3
Betrouwbaarheidsfactor	= 3.8	volgens EN 1990 + NB, § B3.2
Belastings-categorie	= BC1	Volgens EN 1993-1-1 + NB, §C
Productie-categorie	= PC1	Volgens EN 1993-1-1 + NB, §C
Uitvoeringsklasse	= EXC2	Volgens EN 1993-1-1 + NB, §C

Dimensies

Aantal bouwlagen	= 1 stk	Hoogte constructie	= 500 mm
Verdiepingshoogte	= 500 mm	Goothoogte constructie	= 500 mm
Breedte constructie	= 6000 mm	Hoogte constructie t.o.v. peil	= 0 mm
Diepte constructie	= 4000 mm	Dakhelling	= 0 °

Belastingcombinatie's + factoren volgens EN 1990, bijlage A + NB

Grenstoestand	Gunstig / ongunstig	Blijvende belasting	Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belasting, gelijktijdig met de overheersende
Uiterste grenstoestand EQU (groep A)	Gunstig	1.1 * G _k	+ 1.5 * Q _k	+ 1.5 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
	Ongunstig	0.9 * G _k	+ 1.5 * Q _k	+ 1.5 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
Uiterste grenstoestand STR/GEO (groep B)	Gunstig	1.35 * G _k	+ 1.5 * Q _k	+ 1.5 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
	Ongunstig	1 * G _k	+ 1.5 * Q _k	+ 1.5 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
	Gunstig	1.35 * G _k	+ 1.5 * Q _k	+ 1.5 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
Uiterste grenstoestand STR/GEO (groep C)	Gunstig	1.2 * G _k	+ 1.1 * Q _k	+ 1.1 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
	Ongunstig	1 * G _k	+ 1.1 * Q _k	+ 1.1 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}

Grenstoestand	Blijvende belasting	Buitengewoon / aardbeving	Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belasting, gelijktijdig met de overheersende
Uiterste grenstoestand buitengewoonbelasting	1 * G _k	+ 1 * Q _{kb}	+ 1 * ψ _{1,1} * Q _{k,1}	+ 1 * ψ _{2,i} * Q _{k,i}
Uiterste grenstoestand aardbeving	1 * G _k	+ 1 * Q _{ka}	+ 1 * ψ _{2,1} * Q _{k,1}	+ 1 * ψ _{2,i} * Q _{k,i}

Bruikbaarheids grenstoestand	Blijvende belasting	Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belasting, gelijktijdig met de overheersende
Karakteristiek	1 * G _k	+ 1 * Q _k	+ 1 * ψ _{0,i} * Q _{k,i}
Frequent	1 * G _k	+ 1 * ψ _{1,1} * Q _{k,1}	+ 1 * ψ _{2,i} * Q _{k,i}
Quasi-blijvend	1 * G _k	+ 1 * ψ _{2,1} * Q _{k,1}	+ 1 * ψ _{2,i} * Q _{k,i}

ψ waarden volgens EN 1990, bijlage A + NB

Categorie	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Wonen enz.			
A wonen en huishoudelijk gebruik	0.4	0.5	0.3
B kantoren	0.5	0.5	0.3
C bijeenkomst van mensen	0.4	0.6	0.7
D winkels	0.4	0.7	0.6
Ruimten voor opslag van goederen en industrieel gebruik			
E1 Opslag van goederen	1	0.9	0.8
E2 industrieel gebruik	1	0.9	0.8
Garages en voertuigverkeersruimtes			
F verkeersruimte, voertuiggewicht <30 kN	0.7	0.7	0.6
G verkeersruimte, 30 kN < voertuiggewicht < 160 kN	0.7	0.5	0.3
Daken			
H niet toegankelijk (H1 dakhelling α<15°, H2 dakhelling 15°<α<20°, H3 dakhelling α > 20°)	0	0	0
I toegankelijk, klassen A t/m D	0	0	0
J speciaal gebruik	0	0	0
K landingsplaatsen voor helikopters	0	0	0
Overige			
S Sneeuw	0	0.2	0
Wa Wateraccumulatie	0	0	0
Wi Windbelasting	0	0.2	0
T Temperatuur (geen brand)	0	0.5	0
Sp Speciale belasting tijdens uitvoering	1	1	0.2 Volgens NB België
Z Zettingen	1	1	1 Volgens NB Duitsland

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
	Onderdeel Berekening stalen frame	Project Damwand proef Klant F.L. Liebregts B.V. Locatie	REV D

4.2. *Permanente en opgelegde belastingen volgens EN 1991-1-1 + NB*

4.2.1. **Algemeen, samenvattingstabel**

Het geheel weegt ongeveer 5200kg, gewicht cilinder is ongeveer 1000kg. Totaal is ongeveer 62 kN

Veranderlijke belastingen t.g.v. personen is verwaarloosd. Tijdens het uitvoeren van de testen is i.v.m. veiligheid het niet toegestaan in de buurt van de constructie te zijn.

Maximaal levert dit een belasting van 23 kN, bij een loopoppervlak is 3.2 x 0.8 x 3 en een v.b. = 3 kN/m² met $\gamma = 1.5$.

5. Veranderlijke belastingen op constructie, anders dan opgelegde belasting

5.1. Windbelasting volgens EN 1991-1-4 +NB

De constructie ligt op grondniveau, waardoor wind bijna geen vat zal hebben op de constructie.

De maximale windbelasting is echter zodanig dat deze niet maatgevend wordt t.o.v. de trekkracht uit de cilinder.

5.2. Sneeuw volgens EN 1991-1-3 +NB

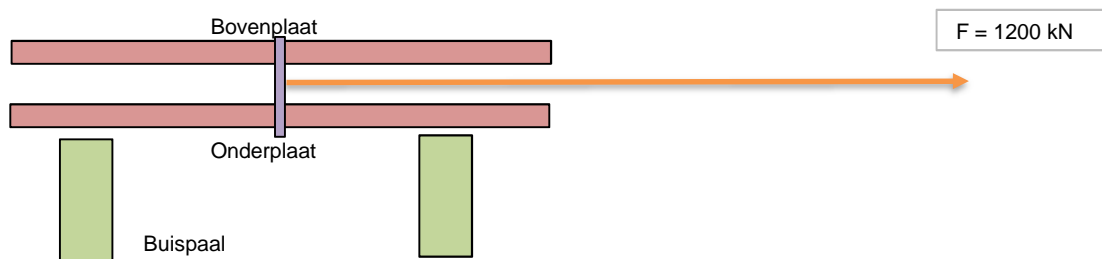
De sneeuwbelasting is met 0.56 kN/m² lager dan de maximale v.b. van 3 kN/m². Deze belasting is reeds lager dan de belasting t.g.v. de cilinder en dus is de sneeuwbelasting niet maatgevend.

5.3. Temperatuur volgens EN 1991-1-5 +NB

De belasting t.g.v. temperatuur is als niet maatgevend geacht, i.v.m. de korte periode waarin het gebruik plaats vindt.

5.4. Trekbelasting t.g.v. cilinder.

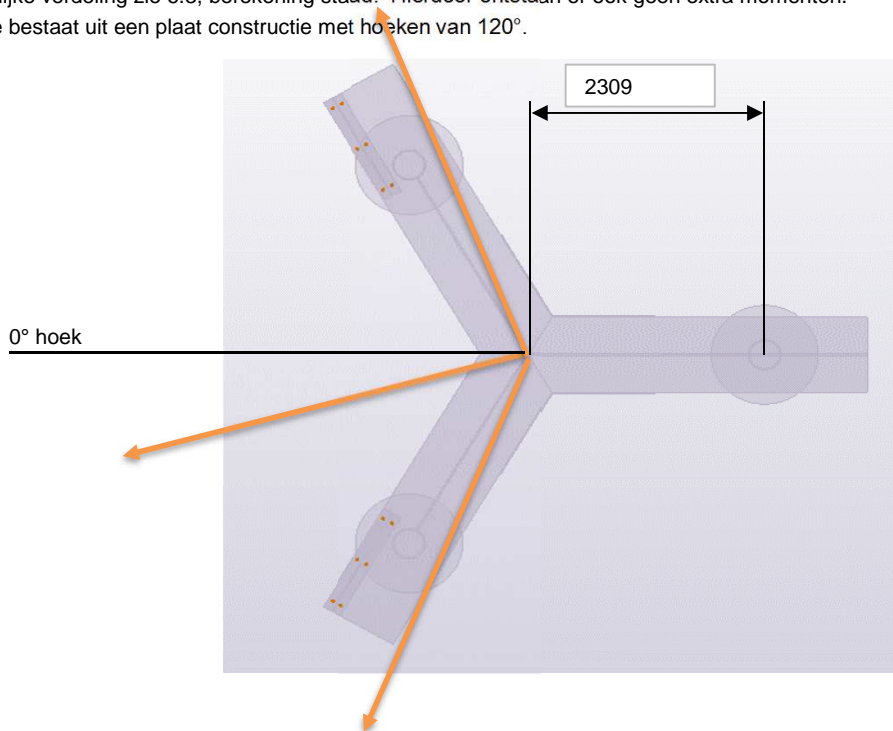
Er wordt gerekend met een cilinder met een maximale trekkracht van 1200 kN.



De cilinder wordt in het zwaartepunt bevestigd van de platen en de palen, zodat alle belasting evenredig wordt verdeeld.

De werkelijke verdeling zie 6.3, berekening staad. Hierdoor ontstaan er ook geen extra momenten.

Het frame bestaat uit een plaat constructie met hoeken van 120°.

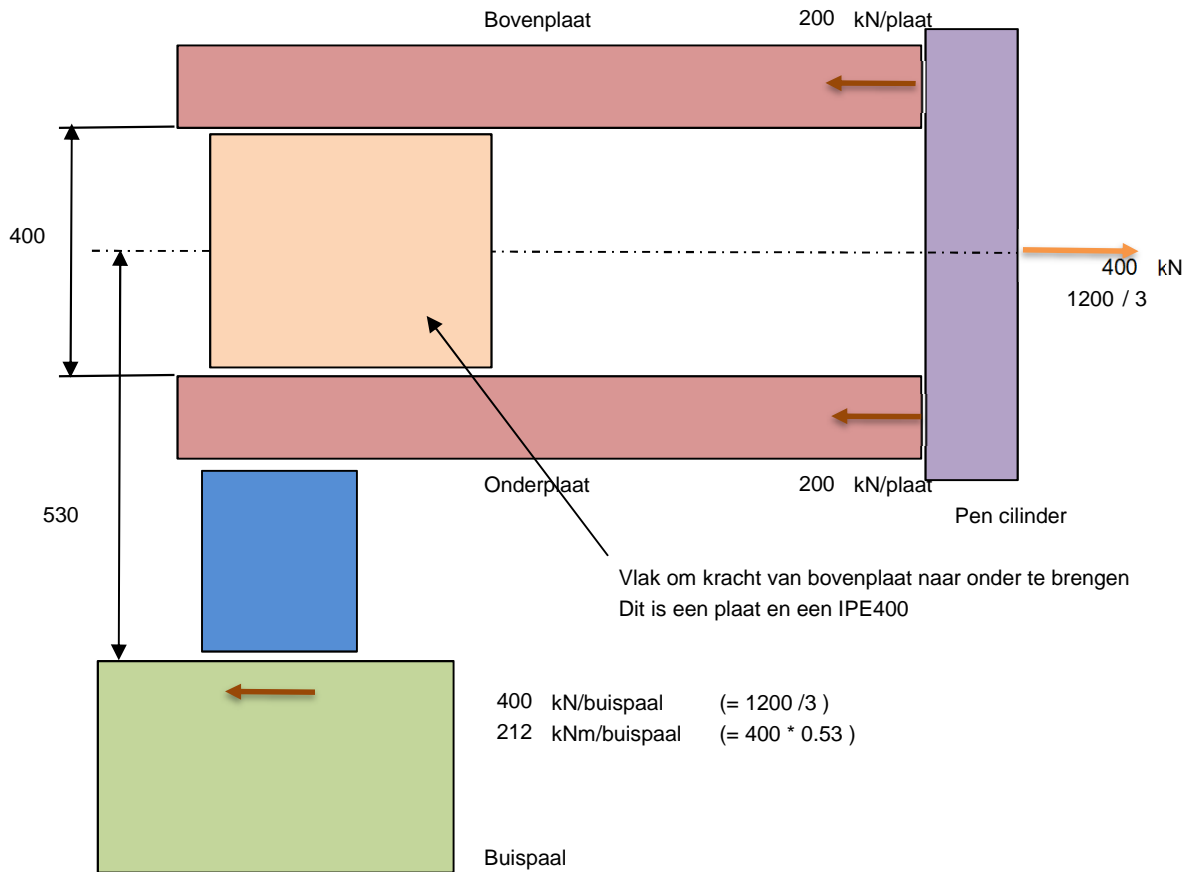


Er is onder de volgende hoeken gerekend:

De hoek waarin de cilinder kan werken is van -67.5° t/m $+67.5^\circ$.

De cilinderkracht van 1200 kN wordt verdeeld over de 3 palen, dus ieder 400kN.

De krachten in de plaat is als volgt geschematiseerd.



6. Controle onderdelen

6.1. Pen

Voor controle pen zie 7. Pen en gatverbinding (volgens EN 1993-1-8 +NB §3.13)

6.2. Boven en onderplaat

Plaat afmeting is $b = 800 \text{ mm}$ $t = 30 \text{ mm}$ Materiaal is S355

Reken voor lokale belasting dat 1 plaat doorsnede belast wordt met de halve cilinder belasting. 600 kN

$$\text{Max spanning tgv normaalkracht is } 600 * 1.5 * 1000 / 800 / 30 = 37.5 \text{ N/mm}^2$$

Ter plaatse van de buis oplegging is de belasting in de plaat 400 kN < 600 kN Voldoet

$$\text{Max spanning tgv normaalkracht is } 400 * 1.5 * 1000 / 800 / 30 = 25 \text{ N/mm}^2$$

Controle plaat EN 1993-1-1 § 6.2.3 + NB & EN 1993-1-1 § 6.3.1 + NB

plaatdikte = 30 mm
 $l_{buc1} = 2000 \text{ mm}$ max. lengte toegepast
 $l_{buc} = 2000 \text{ mm}$
 Lengte doorsnede = 800 mm

Bepalen factoren

$\gamma_{M0} = 1.0$ $\alpha_v = 0.6$ $k_1 \text{ randbout} = 2.5$
 $\gamma_{M1} = 1.0$ $\alpha_b \text{ randbout} = 0.8$ $k_1 \text{ tussenbout} = \text{n.v.t.}$
 $\gamma_{M2} = 1.25$ $\alpha_b \text{ tussenbout} = 1.0$ $\beta = 0.8$

Treksterkte

$$N_{bl,Rd} = 800 * 30 * 0.355 = \quad N_{bl,Rd} = 8520 \text{ kN}$$

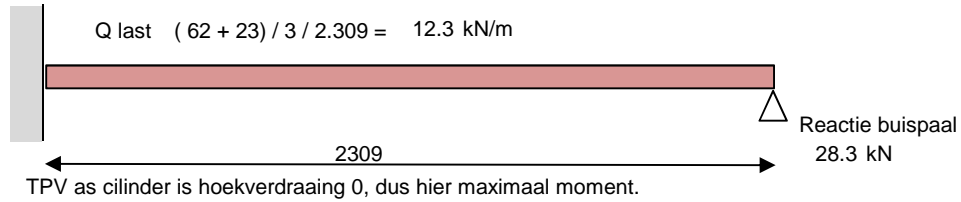
Druksterkte

	In y-axis	In z-axis
$N_{b,Rd} =$	9940.0	8020.8
rekenbreedte =	800.0	800.0
A =	28000	28000 met pl200x20
$\chi_v = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^2)}} \leq 1 =$	1.000	0.81
$\Phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0.2) + \lambda^2) =$	0.49	0.75
$\lambda = \frac{L_{cr} * 1}{i * \lambda_1} =$	0.12	0.56
$\lambda_1 = 93.9 * \epsilon =$	76.4	76.4
$l = \text{mm}^4$	1280000000	60476190 met pl200x20
i =	214	46.5
$L_{cr} =$ factor van 1. is toegepast over l_{buc}	2	2
$\epsilon = \sqrt{235 / f_v} =$	0.81	0.81
imperfectiefactor $\alpha =$	0.49	0.49
knikkromme volgens tabel 6.2 EN 1993-1-1 +NB =	c	c

Voor de druk in de plaat is de kracht $400 * 1.5 = 600 \text{ kN}$ < 8021 kN Voldoet $uc = 0.07$

Controle buiging

Reken dat de verticale kracht wordt verdeeld over de 3 palen en dat alles door de onderplaat moet worden opgenomen.



Max moment = $12.3 * (2.309 * 2)^2 / 8 * 1.5 = 49.1 \text{ kNm}$

Mpl plaat = $800 * (30)^2 / 4 * 355 / 10^6 = 63.9 \text{ kNm}$

Max spanning tgv moment is $49.1 / 63.9 * 355 = 273 \text{ N/mm}^2$

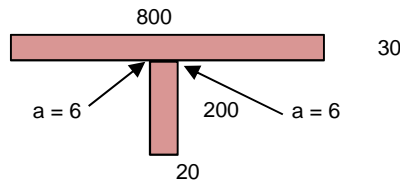
De totale maximale spanning in strip is $25 + 272.8 = 298 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad uc = 0.84$

De onderste plaat wordt voorzien van extra versteviging dus de spanning zal lager zijn

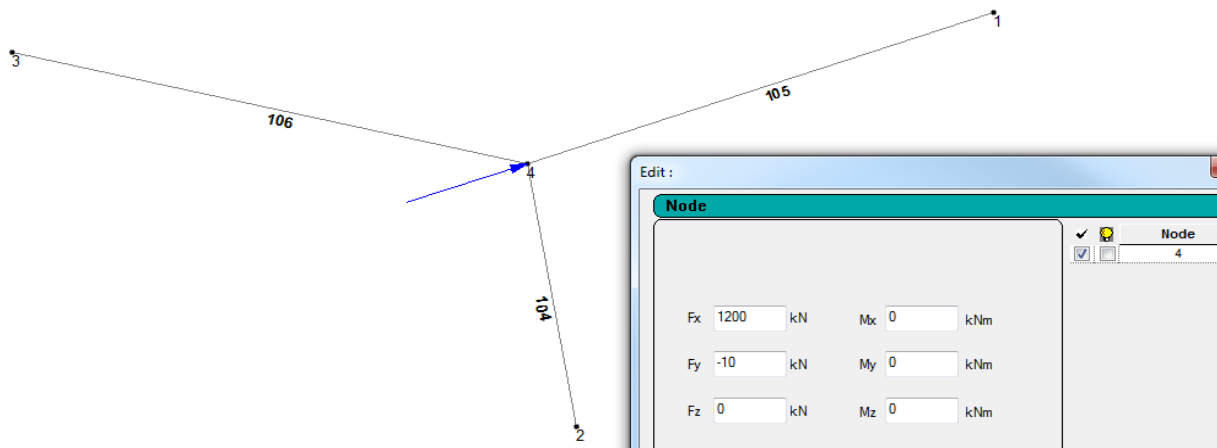
afschuifspanning is $28.3 * 1000 / 800 / 30 * 1.5 = 1.8 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2$

Vervangende spanning is $(297.8^2 + 1.8^2 * 3)^{0.5} = 298 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad uc = 0.8$

Doorsnede onderste plaat



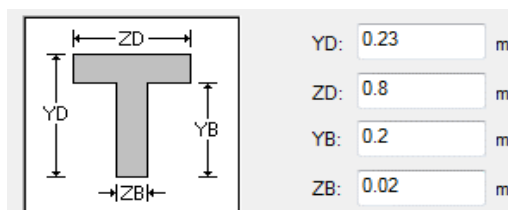
6.3. Extra controle met staad



Draadmodel ingevoerd in Staad met daarbij de belasting in het midden. Voor het eigen gewicht is een factor 2.2 gerekend.

Dit is gedaan omdat alleen de onderplaat is ingevoerd en een extra factor voor diverse.

Dus alleen de onderplaat is ingevoerd met de volgende doorsnede:



YD:	<input type="text" value="0.23"/>	m	S mm ³	180000
ZD:	<input type="text" value="0.8"/>	m	A mm ²	880000
YB:	<input type="text" value="0.2"/>	m	a mm	31
ZB:	<input type="text" value="0.02"/>	m	b mm	199
			W mm ³	304556
			Wpl z mm ³	788571
			Wpl y mm ⁴	4820000

Op de einde van de staven is een verende support voorzien.
Vertikaal is deze vastgezet en horizontaal verend.
Indien de horizontale veer is 20000kN/m dan is de verplaatsing van het steunpunt 23mm.
De reactie krachten zijn dan als volgt.

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	1 DEAD	-456.155	14.263	0.000	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-684.233	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1 DEAD	-371.922	14.262	48.645	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-557.883	21.393	72.967	0.000	0.000	0.000
3	1 DEAD	-371.922	14.262	-48.645	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-557.883	21.393	-72.967	0.000	0.000	0.000

Indien de horizontale veer is 10000kN/m dan is de verplaatsing van het steunpunt 43mm.
De reactie krachten zijn dan als volgt.

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	1 DEAD	-430.310	14.263	-0.000	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-645.465	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1 DEAD	-384.845	14.262	26.256	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-577.268	21.393	39.384	0.000	0.000	0.000
3	1 DEAD	-384.845	14.262	-26.256	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-577.268	21.393	-39.384	0.000	0.000	0.000

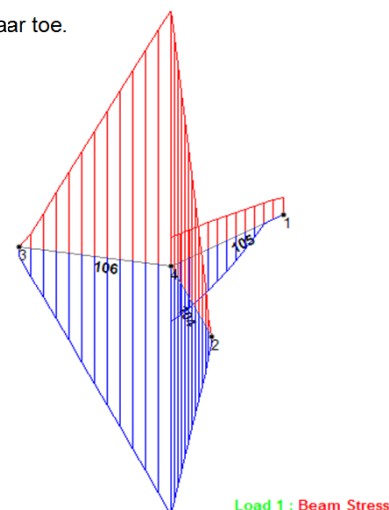
Met de waarden van de laatste wordt verder gerekend omdat deze meer correct is.
Dus als de steunpunten minder stijf worden gaan de steunpunt krachten meer naar elkaar toe.

De maximale spanning zit in de platen die op buiging worden belast.

Axial Force kN	Shear-Y kN	Shear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Moment-Z kNm
-322.795	21.393	480.200	-0.000	-0.000	0.000
322.795	-4.999	-480.200	0.000	-1109.047	30.477

De spanning uit normaalkracht is 11.5 N/mm²
De spanning uit horizontale buiging is 230 N/mm²
De spanning uit verticale buiging is 39 N/mm²
280 N/mm²

De spanning uit horizontale dwarskracht is 0 N/mm²
De spanning uit verticale dwarskracht is 17 N/mm²
17 N/mm²



$$\text{Vervangende spanning is } (280^2 + 17.3^2 * 3)^{0.5} = 282 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad \text{uc} = 0.76$$

De maximale spanning zit in de plaat met alleen normaalkracht is.

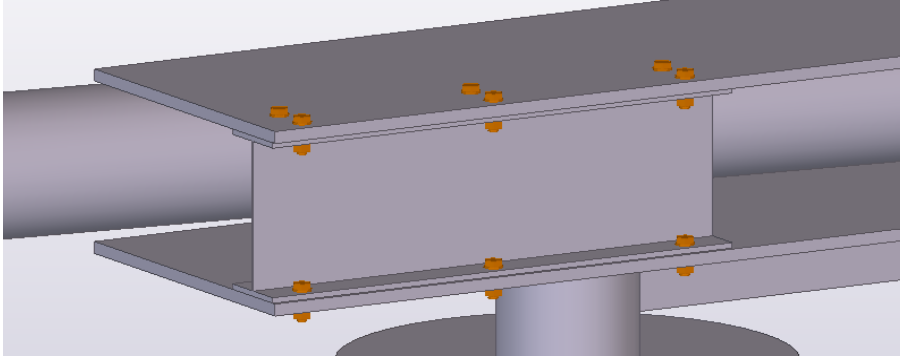
Axial Force kN	Shear-Y kN	Shear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Moment-Z kNm
645.465	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
-645.465	-5.002	0.000	0.000	0.000	30.482

De spanning uit normaalkracht is 23 N/mm²
De spanning uit horizontale buiging is 0 N/mm²
De spanning uit verticale buiging is 39 N/mm²
62 N/mm²
De spanning uit horizontale dwarskracht is 0 N/mm²
De spanning uit verticale dwarskracht is 0 N/mm²
0 N/mm²

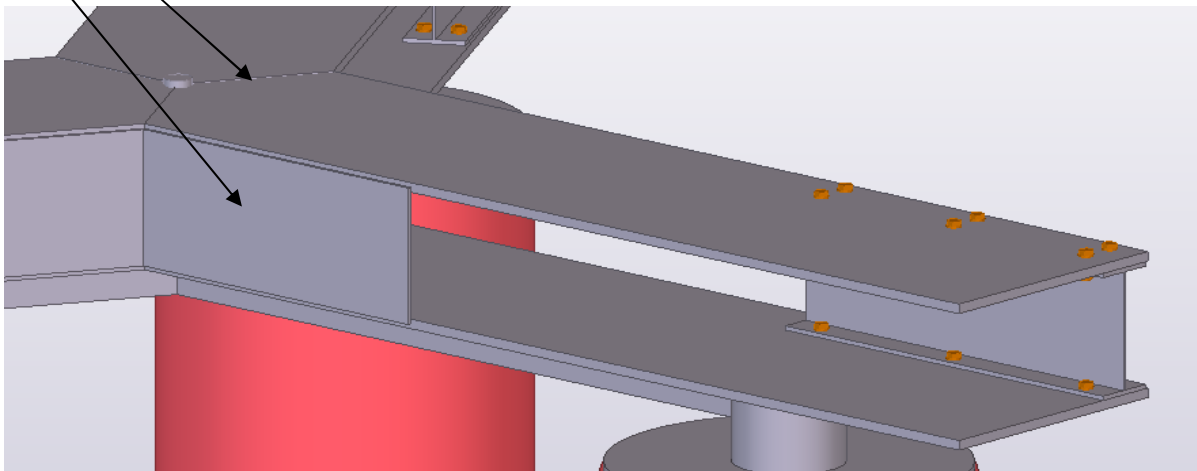
$$\text{Vervangende spanning is } (62^2 + 0^2 * 3)^{0.5} = 62 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad \text{uc} = 0.17$$

6.4. tussenplaat en profiel

aan de ene zijde is tussen boven- en onderplaat is een profiel aangebracht, een IPE400 LG-1200

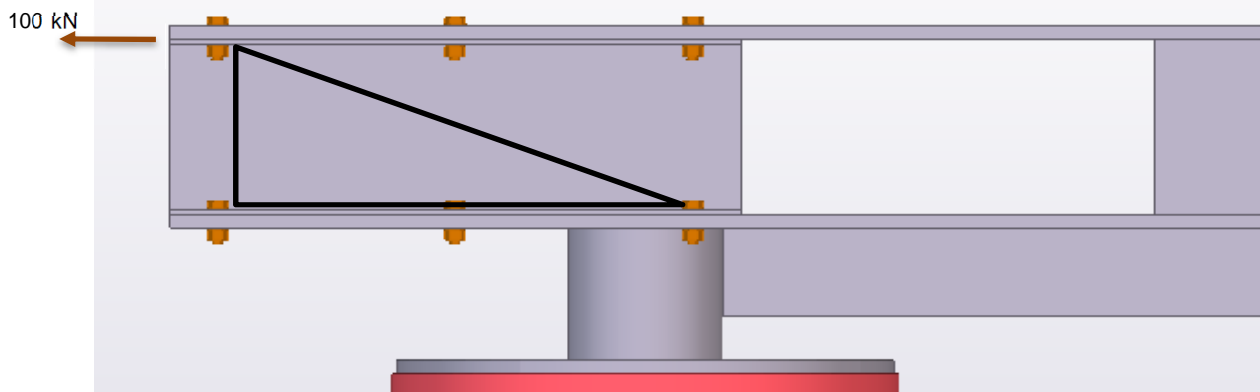


aan de andere zijde is tussen boven- en onderplaat is een plaat gelast, PL430x10 LG-1000
Plaat verbinding volledige doorlassing



Lijfdikte IPE400 is 8.6mm dit is maatgevend tov de plaat

Door het profiel IPE400 gaat 100kN dit is de helft van de 200kN in de plaat 800x30, de andere helft gaat door de plaat PL430x10.



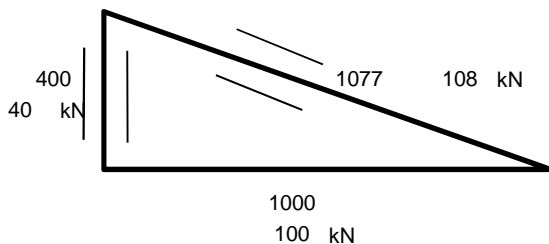
Bouten zijn M24-8.8 hoh 100 - 2*500

Om het moment op te nemen rekenen alleen de buitenste bouten.

$$\text{Max trek in de 2 buitenste bouten is } 100 \cdot 400 / (2 \cdot 500) \cdot 1.5 = 60.0 \text{ kN per 2 bouten. } \quad u_c = 0.15$$

1 M24 kan opnemen aan trek 203kN

Schema kracht overdracht van boven naar beneden.



Neem strip breedte $2 \times 100 = 200 \text{ mm}$

De maximale spanning in vertikaal is $40000 / (8.6 \times 200) = 23.3 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.07$

De maximale spanning in schuine is $107703.29614269 / (8.6 \times 200) = 62.6 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.18$

Voor de plaat die er tegen wordt gelast geldt ongeveer hetzelfde.

Voor de sterkte van de las is de 100 kN langskracht en het moment aanwezig.

Boven en onder wordt gebruik gemaakt van een dubbele hoeklas $a = 5 \text{ mm}$

$f_{vw,d} = 251 \text{ N/mm}^2$

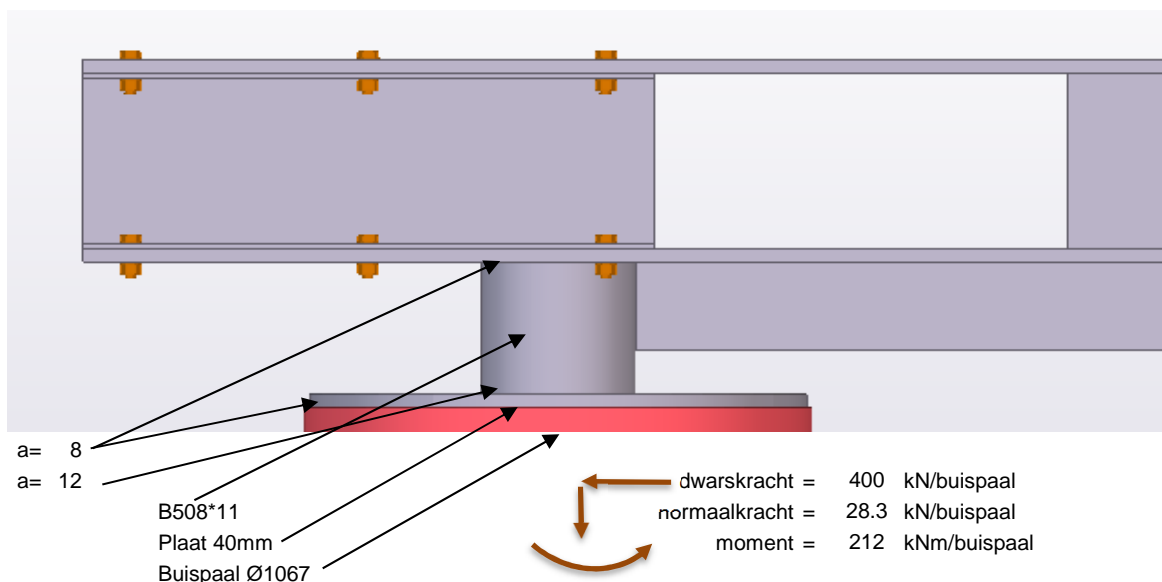
Las lengte = 1000 N/mm^2

Moment is $400 \times 100 \times 1.5 = 60 \text{ kNm}$

spanning in las = $100000 \times 1.5 / 5 / 2 / 1000 + 60 \times 10^6 / 2 / 6 / 1000^2 \times 6 = 45 \text{ N/mm}^2 < 251 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.18$

Las $a = 5$ is ongeveer gelijk aan halve plaatdikte dus ongeveer volledige plaatsterkte.

6.5. Afsteuning op buispaal



B508*11 $W_y = 2089 \text{ cm}^3$ $M_{el} = 742 \text{ kNm}$ $A = 172 \text{ cm}^2$

Buigspanning is $212 \times 1000 / 2089 \times 1.5 = 152.2 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.43$

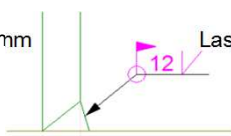
normaalspanning is $28.3 \times 1000 / 17200 \times 1.5 = 2.5 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.01$

afschuifspanning is $400 \times 1000 / 17200 \times 1.5 = 34.9 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.17$

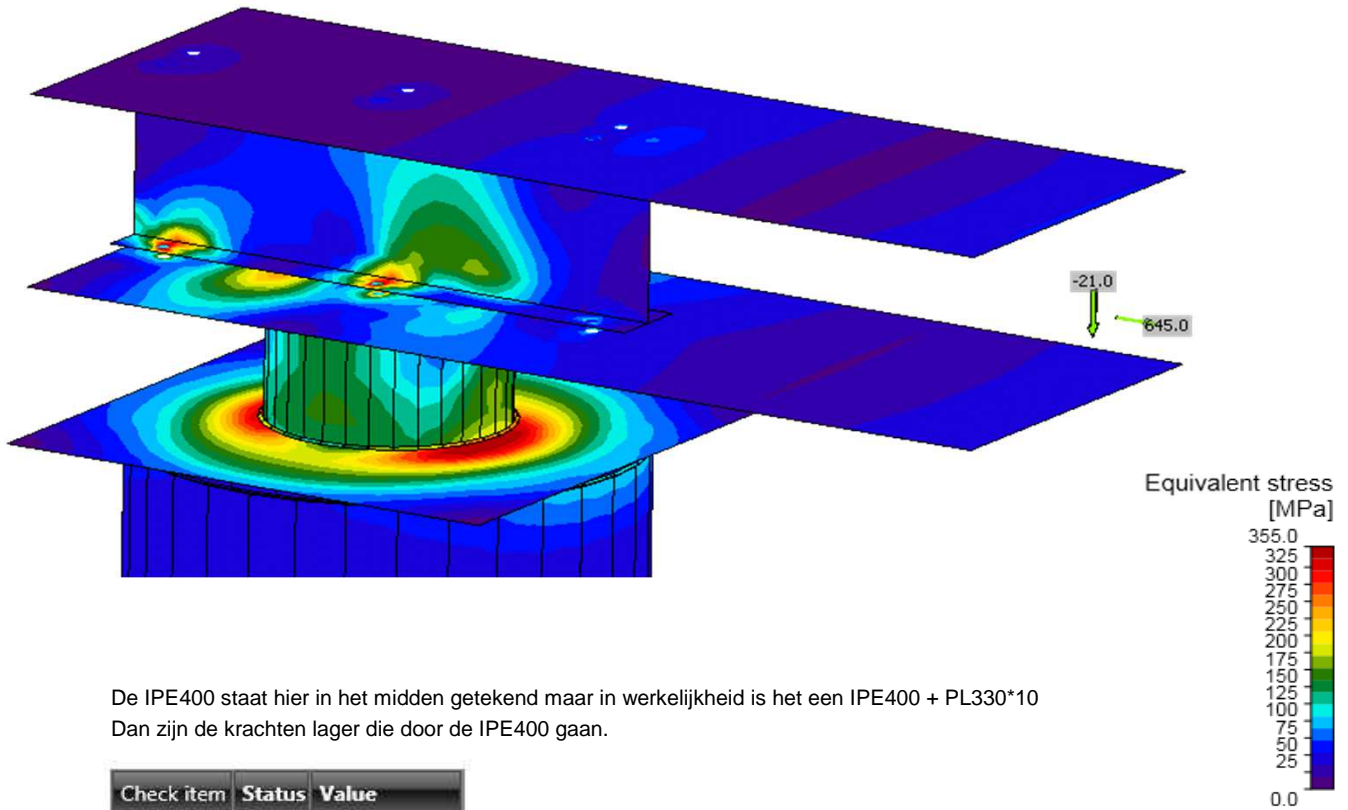
Vervangende spanning is $((152.2 + 2.5)^2 + 34.9^2 \times 3)^{0.5} = 166 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.47$

Las buis $a = 12 \text{ mm}$

Las spanning is $11 / 12 \times 166.1 = 152 \text{ N/mm}^2 < 251 \text{ N/mm}^2 \quad u_c = 0.61$



6.6. Extra controle dmv Idea



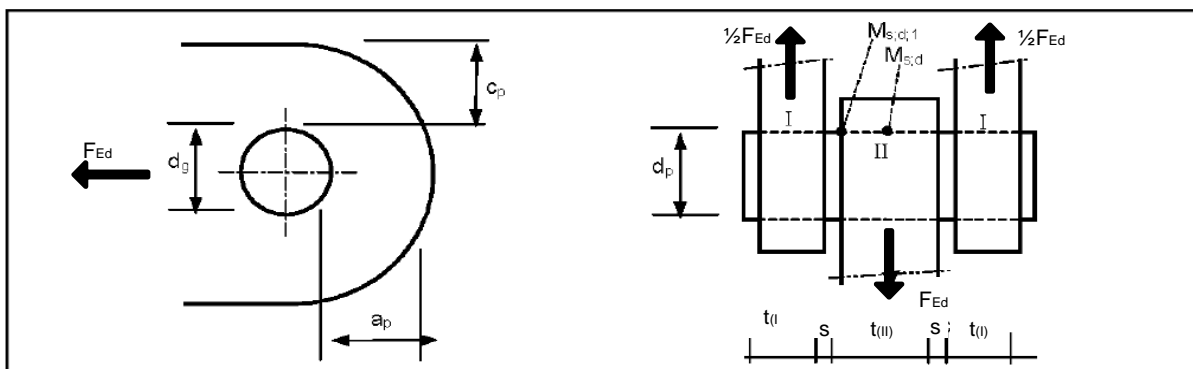
De IPE400 staat hier in het midden getekend maar in werkelijkheid is het een IPE400 + PL330*10
Dan zijn de krachten lager die door de IPE400 gaan.

Check item	Status	Value
Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	0.1 < 5%
Bolts	✓	83.2 < 100%
Welds	✓	98.0 < 100%

Maximale uc = 0.84

7. Pen en gatverbinding (volgens EN 1993-1-8 +NB §3.13)

7.1. Algemeen



Optredende belasting	$F_{Ed} =$	1800 kN	
Vervangbaar		= niet	
Plaatdikte gaffelplaat (I)	$t_{(I)} =$	30 mm	S 355
Plaatdikte middenplaat (II)	$t_{(II)} =$	120 mm	S 355
Plaatbreedte plaat (I)	$b_{(I)} =$	800 mm	
Plaatbreedte plaat (II)	$b_{(II)} =$	300 mm	
Ruimte tussen platen	$s =$	5 mm	
Diameter van het gat	$d_0 =$	153 mm	
Diameter van de pen	$d_{p,nom} =$	150 mm	fabrikant specifiek 30CrNiMo6

7.2. Materiaalwaarden / profieigenschappen

Vloegrens van het penmateriaal	$f_{y,p} =$	900 N/mm ²
Treksterkte van het penmateriaal	$f_{u,p} =$	1100 N/mm ²
Vloegrens van het plaat (I)	$f_{y(I)} =$	355 N/mm ²
Vloegrens van het plaat (II)	$f_{y(II)} =$	335 N/mm ²
Doorsnede oppervlakte pen	$A_p = \pi * d_{p,nom}^2 / 4$	= 17671 mm ²
Weerstandsmoment pen	$W_p = \pi * d_{p,nom}^3 / 32$	= 331340 mm ³

7.3. Bepaling min. plaatgeometrie

Type A		plaat (I)	plaat (II)
$a_p \geq \frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{2 * t * f_y} + \frac{2 * d_0}{3}$	=	186.5 mm	124.4 mm
$c_p \geq \frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{2 * t * f_y} + \frac{d_0}{3}$	=	135.5 mm	73.4 mm
Type B			
$t \geq 0.7 * \sqrt{\frac{F_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y}} ; d_0 \leq 2.5 * t =$		61.2 mm	61.2 mm

7.4. Ontwerpcriteria /ontwerp sterktes volgens tabel 3.10

Afschuifweerstand van de pen	$F_{v,Rd} = 0.6 * A * f_{up} / \gamma_{M2}$	= 9330.53 kN
Stuikweerstand van de plaat en de pen	$F_{b,Rd} = 1.5 * t * d * f_y / \gamma_{M0}$	= 2396.25 kN (plaat I) / 9045 kN (plaat II)
Stuikweerstand indien vervangbaar	$F_{b,Rd,ser} = 0.6 * t * d * f_y / \gamma_{M6}$	= 766.8 kN / 2894.4 kN
Buigweerstand van de pen	$M_{Rd} = 1.5 * W_{el} * f_{y,p} / \gamma_{M0}$	= 447309 kNm
	$M_{Rd,ser} = 0.8 * W_{el} * f_{y,p} / \gamma_{M6}$	= 190852 kNm

7.5. Werkende krachten

Optredende stuikkracht in gaffelplaat	$F_{gaffel} = F_{Ed} / 2$	= 900 kN
Optredende stuikkracht in middenplaat	$F_{mid} = F_{Ed}$	= 1800 kN
Optredende afschuifkracht in pen	$F_{pen} = F_{Ed} / 2$	= 900 kN
Optredend moment in pen	$M_{Ed} = F_{Ed} / 8 * (t_{(II)} + 4 * s + 2 * t_{(I)})$	= 45000 kNm

7.6. Controles

Controle plaatafmeting :

Plaat (I)	a =	323.5 mm	>	186.5 mm	a =	2.11 * d ₀
	c =	323.5 mm	>	135.5 mm	c =	2.11 * d ₀
	t =	30 mm	<	61.2 mm		

Plaat valt in Tabel 3.9 type = Type A plaat voldoet

Plaat (II)	a =	73.5 mm	<	124.4 mm	a =	0.48 * d ₀
	c =	73.5 mm	>	73.4 mm	c =	0.48 * d ₀
	t =	120 mm	>	61.2 mm		

Plaat valt in Tabel 3.9 type = Type B plaat voldoet

Controle pen	Afschuiving	=	0.1 < 1	voldoet
	Moment	=	0.1 < 1	voldoet
	Gecombineerd	=	0.02 < 1	voldoet

Controle platen	Stuik plaat (I)	=	0.38 < 1	voldoet
	Stuik plaat (II)	=	0.1 < 1	voldoet

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
		Project Klant Locatie	Damwand proef F.L. Liebrechts B.V. REV D
Onderdeel	Berekening stalen frame		

8. Conclusie

8.1. Conclusies

8.1.1. Conclusie rev. -

De constructie is met de hand gecontroleerd en door middel van een computerprogramma.

De verschillen zijn niet groot.

Het berekende stalen frame voldoet op sterkte, stabiliteit en stijfheid. De vervorming van de constructie is daarbij niet getoetst.

Door een symmetrische aansluiting treden er geen extra krachten op tgv extra momenten.

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
		Project Klant Locatie	Damwand proef F.L. Liebrechts B.V. REV D
Onderdeel	Berekening stalen frame		

Bijlage A
Overzicht materiaaleigenschappen

A. Overzicht materiaaleigenschappen

A.1. Overzicht Staal

Algemene gegevens staal

Massa per eenheid

$m = 7850 \text{ kg/m}^3$

Elasticiteitsmodulus

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Glijdingsmodulus

$G = 80769 \text{ N/mm}^2$

Poissoncoëfficiënt

$\nu = 0.3$

Lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt

$\alpha = 0.000012 \text{ per } ^\circ\text{C (voor } T \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C)}$

Naam	Onderlimiet [mm]	Bovenlimiet [mm]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	0	40	235	360
	40	80	215	360
S 275	0	40	275	430
	40	80	255	410
S 355	0	40	355	490
	40	80	335	470

A.2. Overzicht Aluminium n.v.t.

A.3. Overzicht Hout

naam	karakteristieke buigsterkte, evenwijdig aan de vezel $f_{m;k}$ MPa	karakteristieke elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting $E_{0;ser;k}$ MPa	karakteristieke volumieke massa ρ_k kg/m ³	karakteristieke treksterkte volgens de vezelrichting $f_{t;0;k}$ MPa	karakteristieke torsie sterkte loodrecht op de vezelrichting $f_{t;90;k}$ MPa	karakteristieke druksterkte evenwijdig aan de vezelrichting $f_{c;0;k}$ MPa	karakteristieke druksterkte loodrecht op de vezelrichting $f_{c;90;k}$ MPa	karakteristieke afschuijsterkte $f_{v;k}$ MPa	de 5% waarde van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting $E_{0.05;k}$ MPa	karakteristieke elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezelrichting $E_{90;ser;k}$ MPa	gemiddelde waarde van de afschuivingsmodulus $G_{ser;k}$ MPa	karakteristieke gemiddelde volumieke massa ρ_{mean} kg/m ³	afschuifmodulus in de uiterste grenstoestand $G_{0.05}$ MPa
D70	70	20000	900	42	0.6	34	13.5	5	16800	1330	1250	1050	1250

A.4. Overzicht Beton + Wapeningsstaal n.v.t.

A.5. Overzicht Bout & Ankerkwaliteiten

naam	f_{yb} MPa	f_{tb} MPa
4.6	240	400
4.8	320	400
5.6	300	500
5.8	400	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000
A4-50	210	500
A4-70	450	700
A4-80	600	800

=> niet in Nederland toepasbaar

=> voor Hilti Lijmankers, verder niet toepasbaar in Nederland

A.6. Overzicht Metselwerk n.v.t.

A.7. Overzicht RVS n.v.t.

DUWI Design b.v. ENGINEERING	Min. Lelyplein 4 Postbus 68 4540 AB Sluiskil T(+31)115 477120 E info@duwi.nl	5217185	B01
	Onderdeel Berekening stalen frame	Project Klant Locatie	Damwand proef F.L. Liebrechts B.V. REV D

Bijlage B
Uitvoer berekening IDEA

Project:
Project no:
Author:

Material

Steel	S 355, S 235
Concrete	C25/30

Project:
Project no:
Author:

Project item Detail 6

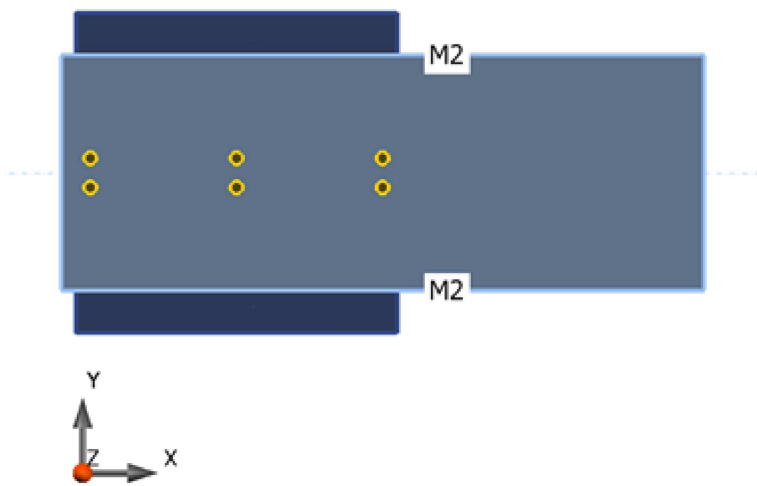
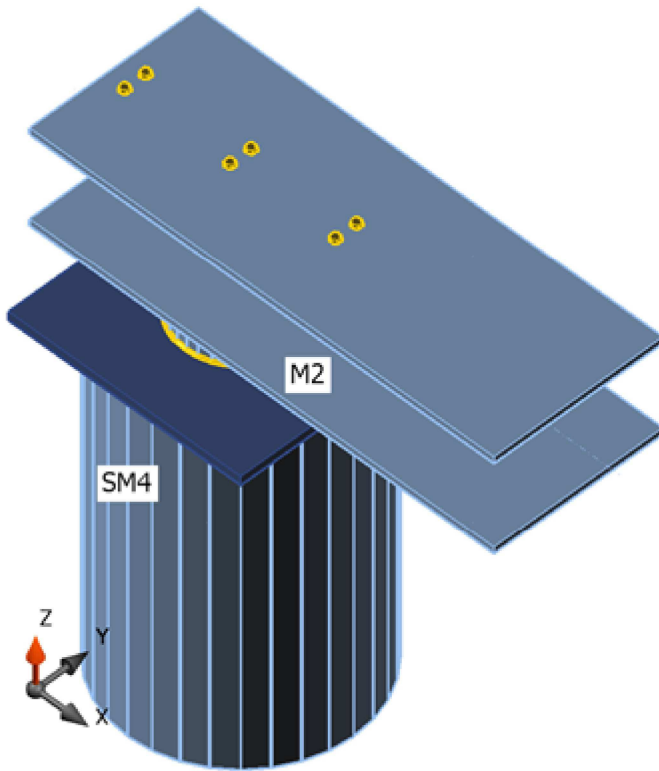
Design

Name Detail 6
Description
Analysis Stress, strain/ loads in equilibrium

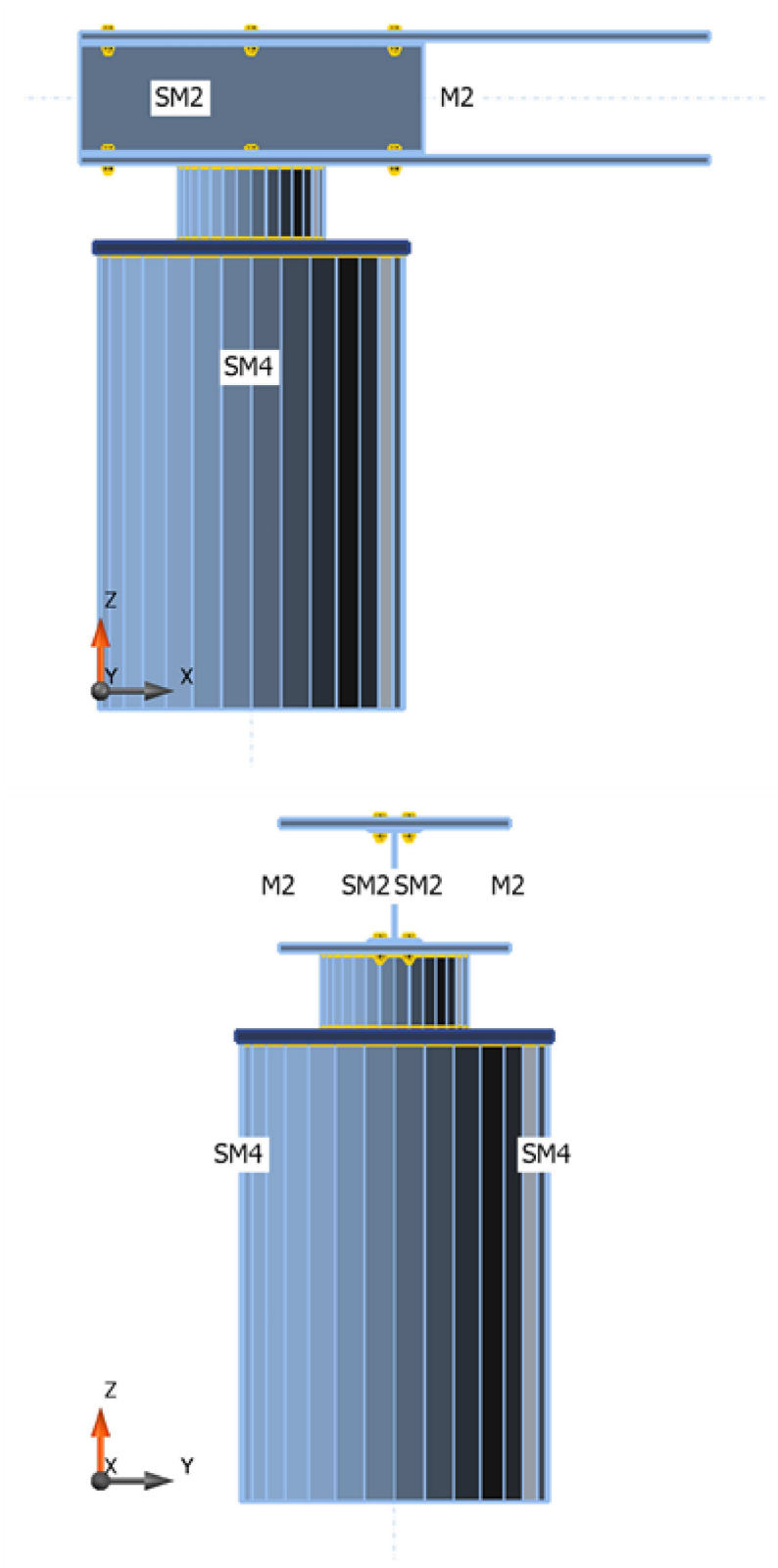
Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
SM4	1 - CHS(cf)1067.0/16.0	0.0	90.0	0.0	0	0	0
M2	5 - General	0.0	0.0	0.0	0	0	0

Project:
Project no:
Author:



Project:
 Project no:
 Author:



Cross-sections

Name	Material
1 - CHS(cf)1067.0/16.0	S 355
5 - General	S 355, S 355
6 - B508/11	S 355

Project:
Project no:
Author:

Name	Material
7 - IPE400	S 355

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800.0	452

Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	Pos.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	SM4	End	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	M2	End	0	400.0	0.0	-42.0	0.0	0.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5%	OK
Bolts	41.1 < 100%	OK
Welds	63.6 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	Material	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	Check status
SM4	S 355	16.0	LE1	73.7	0.0	OK
M2-bfl 1	S 355	30.0	LE1	163.7	0.0	OK
M2-bfl 2	S 355	30.0	LE1	117.0	0.0	OK
SM1	S 355	11.0	LE1	131.6	0.0	OK
SM2-bfl 1	S 355	13.5	LE1	272.1	0.0	OK
SM2-tfl 1	S 355	13.5	LE1	137.0	0.0	OK
SM2-w 1	S 355	8.6	LE1	180.3	0.0	OK
SP1	S 355	40.0	LE1	252.2	0.0	OK

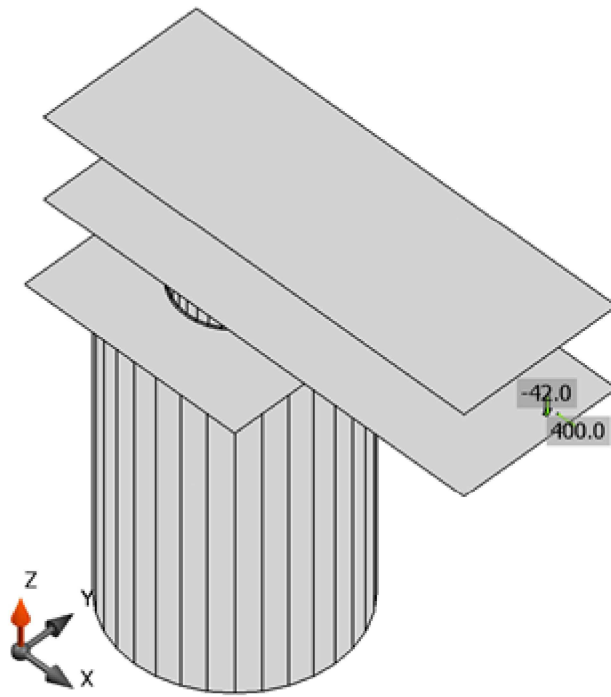
Design data

Material	fy [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 355	355.0	500.0
S 355	335.0	500.0

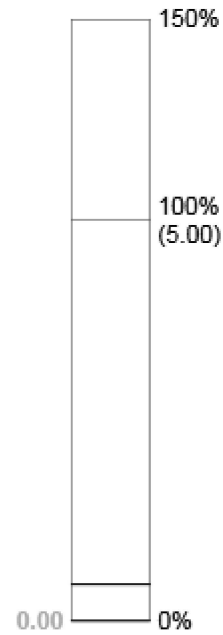
Symbol explanation

ϵ_{PI} Strain
 σ_{Ed} Eq. stress

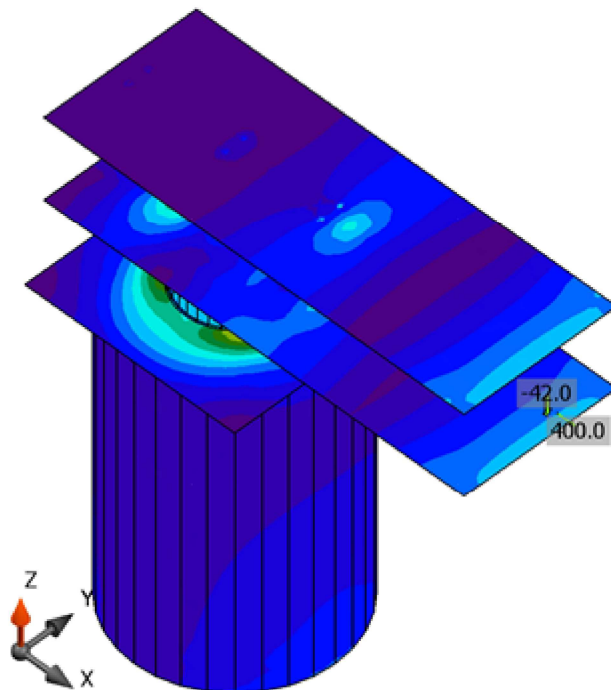
Project:
 Project no:
 Author:



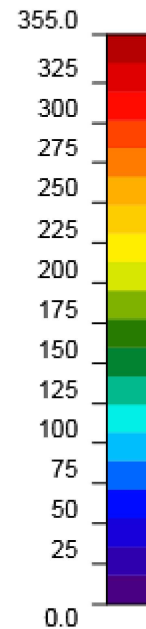
Strain check [%]



Strain check, LE1



Equivalent stress [MPa]


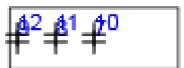


Equivalent stress, LE1

Bolts

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,ts}$ [%]	Status

Project:
Project no:
Author:

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{tt} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{tts} [%]	Status
	B1	LE1	34.1	9.3	16.8	317.5	6.9	18.9	OK
	B2	LE1	61.9	26.2	30.5	317.5	19.3	41.1	OK
	B3	LE1	57.2	16.2	28.1	317.5	11.9	32.0	OK
	B4	LE1	34.1	9.3	16.8	317.5	6.9	18.9	OK
	B5	LE1	62.0	26.2	30.5	317.5	19.3	41.1	OK
	B6	LE1	57.2	16.2	28.1	317.5	11.9	32.0	OK
	B7	LE1	17.4	11.5	8.5	317.5	8.5	14.6	OK
	B8	LE1	11.5	20.1	5.6	317.5	14.8	18.8	OK
	B9	LE1	3.6	18.8	1.8	317.5	13.8	15.1	OK
	B10	LE1	17.4	11.5	8.6	317.5	8.5	14.6	OK
	B11	LE1	11.5	20.1	5.6	317.5	14.8	18.8	OK
	B12	LE1	3.6	18.8	1.8	317.5	13.8	15.1	OK

Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 8.8 - 1	203.3	379.1	135.6

Detailed result for B5

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 41.1 \%$$

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 30.5 \%$$

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 19.3 \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 203.3 \text{ kN}$$

where:

$k_2 = 0.90$	Factor
$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$	Ultimate tensile strength of the bolt
$A_s = 353 \text{ mm}^2$	Tensile stress area of the bolt
$\gamma_{M2} = 1.25$	Safety factor

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 379.1 \text{ kN}$$

where:

$d_m = 38 \text{ mm}$	The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
$t_p = 14 \text{ mm}$	Thickness
$f_u = 490.0 \text{ MPa}$	Ultimate strength
$\gamma_{M2} = 1.25$	Safety factor

Project:
Project no:
Author:

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 135.6 \text{ kN}$$

where:

$$\beta_p = 1.00$$

$$\alpha_v = 0.60$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$A = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Safety factor}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 317.5 \text{ kN}$$

where:

$$k_1 = 2.50$$

$$a_b = 1.00 \quad \text{Factor}$$

$$f_u = 490.0 \text{ MPa} \quad \text{Ultimate strength}$$

$$d = 24 \text{ mm} \quad \text{Nominal diameter of the fastener}$$

$$t = 14 \text{ mm} \quad \text{Thickness}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Safety factor}$$

Symbol explanation

$F_{t,Rd}$	Bolt tension resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Tension force
$B_{p,Rd}$	Punching shear resistance
V	Resultant of shear forces V_y , V_z in bolt.
$F_{v,Rd}$	Bolt shear resistance EN_1993-1-8 table 3.4
$F_{b,Rd}$	Plate bearing resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Utilization in tension and shear EN 1993-1-8 table 3.4

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
SP1	SM4	6.0	3297	LE1	84.0	0.0	-21.6	8.2	46.2	19.3	14.5	OK
SP1	SM1	8.0	1559	LE1	180.9	0.0	-113.6	0.8	81.3	41.5	29.5	OK
M2-bfl 1	SM1	8.0	1559	LE1	277.1	0.0	-131.4	69.7	122.4	63.6	26.1	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	0.90	435.6	352.8

Symbol explanation

ϵ_{PI}	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress

Project:
Project no:
Author:

$\sigma_{w,Rd}$ Equivalent stress resistance
 σ_{\perp} Perpendicular stress
 τ_{\parallel} Shear stress parallel to weld axis
 τ_{\perp} Shear stress perpendicular to weld axis
 0.9σ Perpendicular stress resistance - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
 β_w Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
 U_t Utilization
 U_{tc} Weld capacity utilization

Detailed result for M2-bfl 1 SM1

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 63.6 \%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 277.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa}$$

where:


$f_u = 490.0 \text{ MPa}$ Ultimate strength
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Safety factor

Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
CUT2							
SP1	P40.0x1100.0-1100.0 (S 355)		1				
CUT3				Fillet: a = 6.0	3296.5		
SM1		B508/11			270		
SM2		IPE400			1200		

Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Fillet	S 355	6.0	8.5	3296.5
Fillet	S 355	8.0	11.3	3117.7

Bolts

Name	Grip length [mm]	Count
M24 8.8	44	6

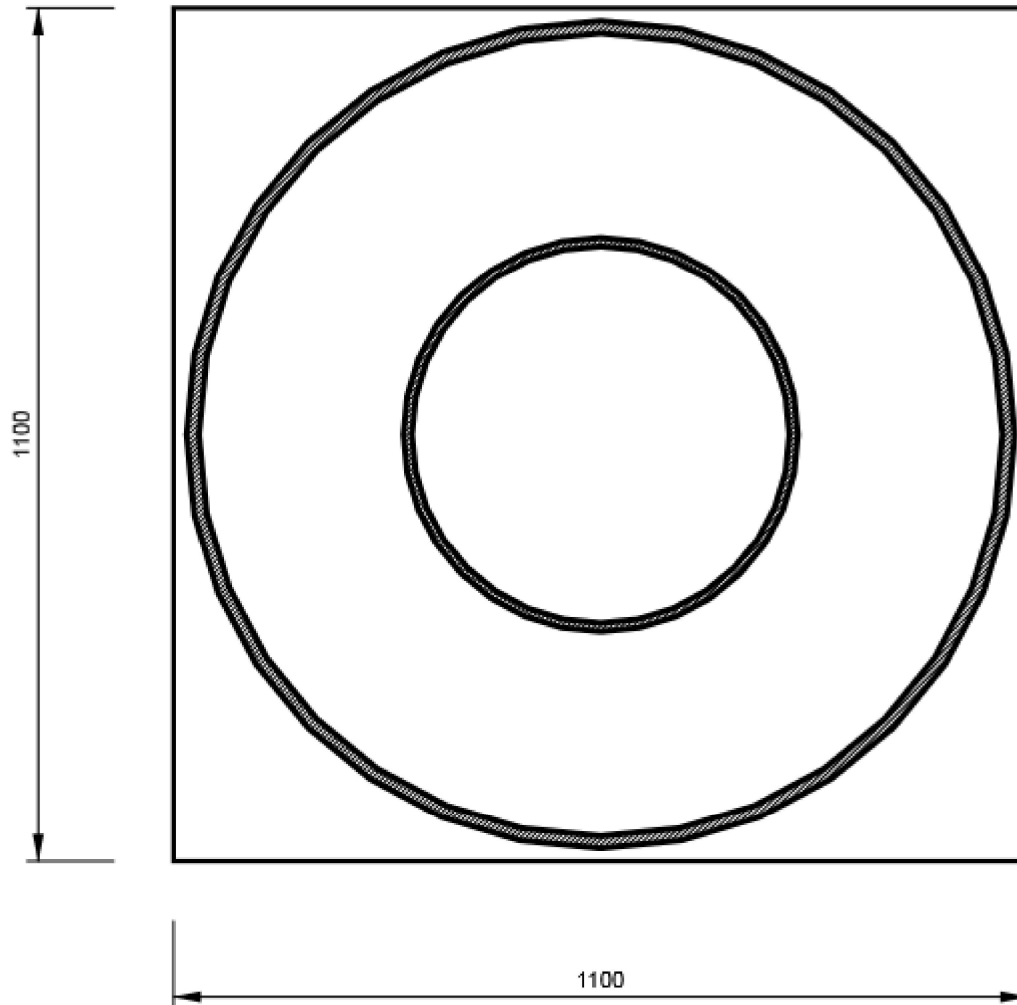
Project:
Project no:
Author:

Name	Grip length [mm]	Count
M24 8.8	43	6

Drawing

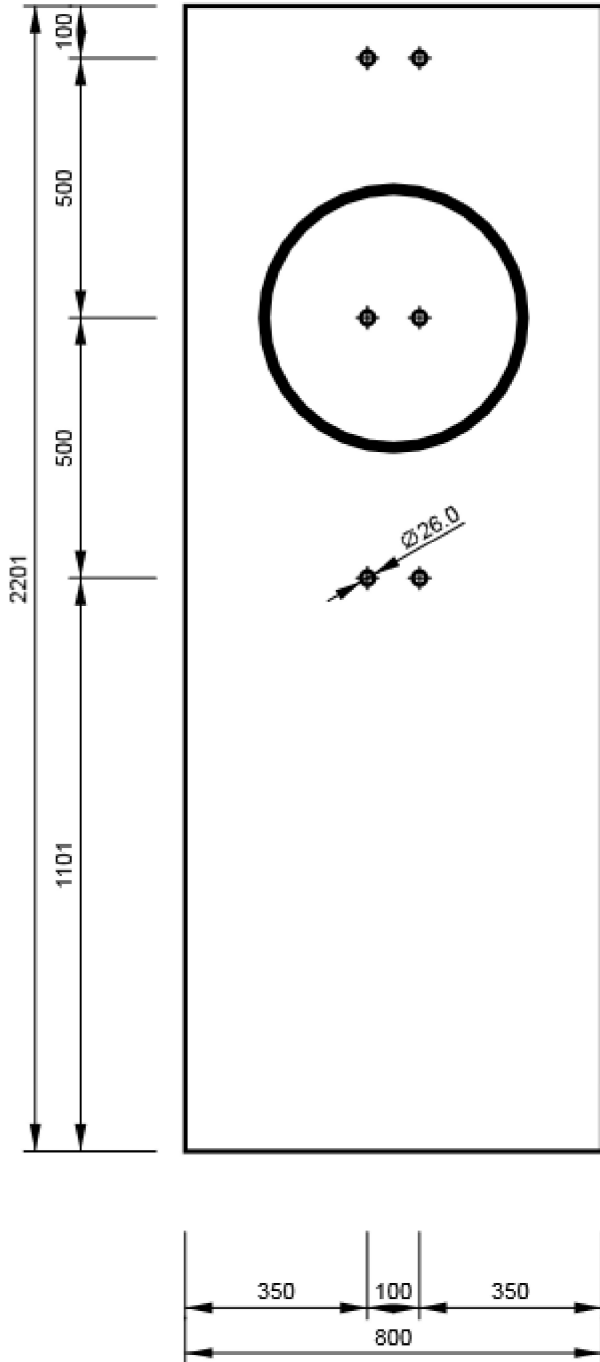
SP1

P40.0x1100-1100 (S 355)



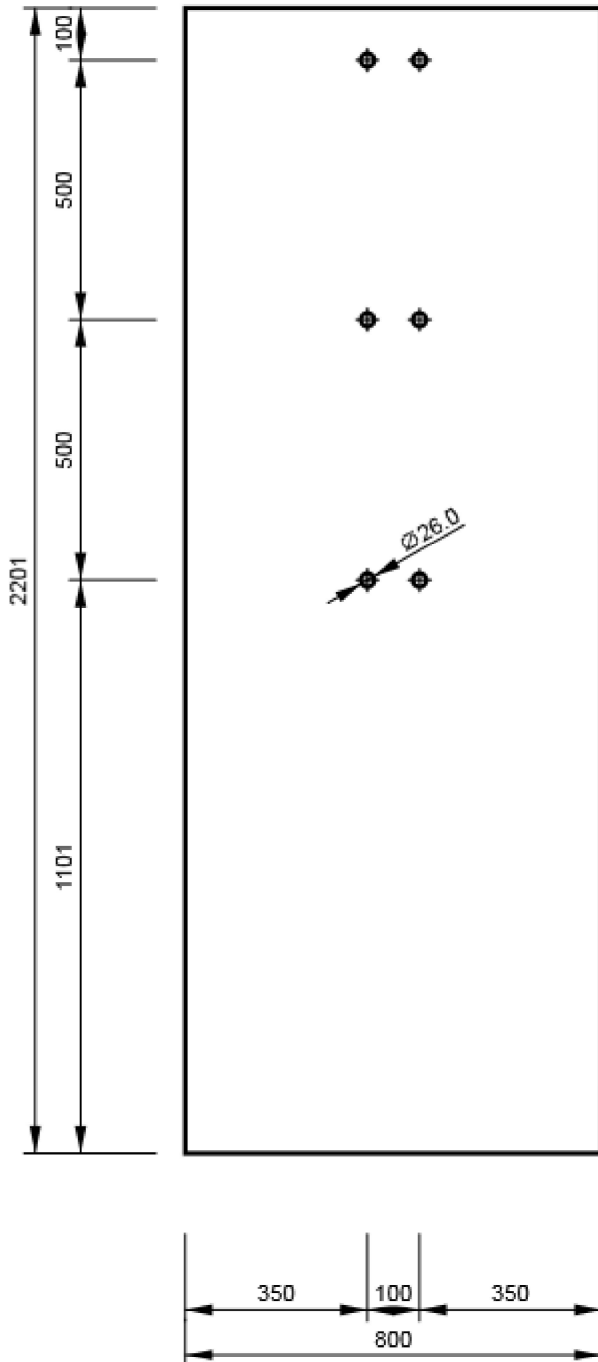
Project:
Project no:
Author:

M2, General - Bottom flange 1:



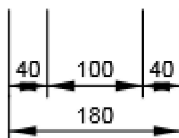
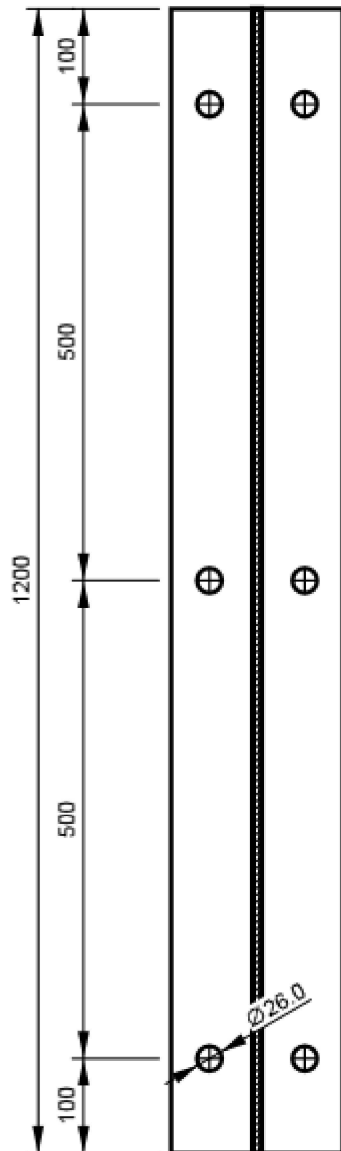
Project:
Project no:
Author:

M2, General - Bottom flange 2:



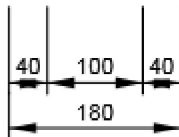
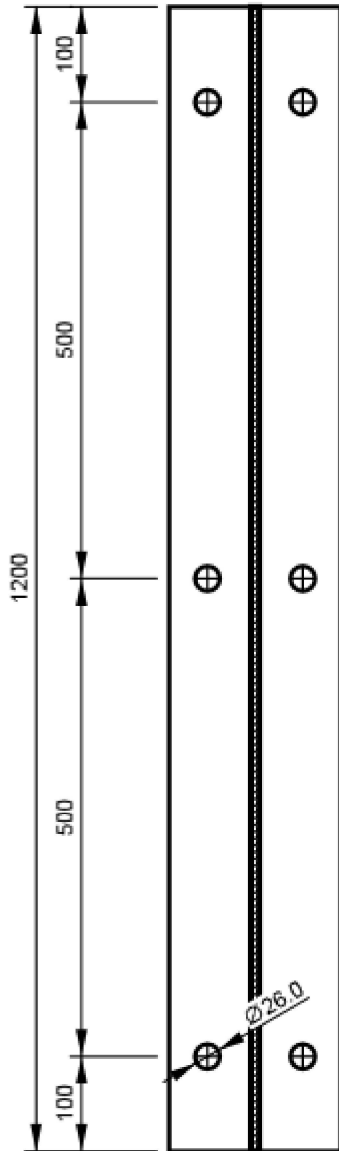
Project:
Project no:
Author:

SM2, IPE400 - Bottom flange 1:



Project:
 Project no:
 Author:

SM2, IPE400 - Top flange 1:



Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Y _{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{Inst}	1.20	-	ETAG 001-C: 3.2.1

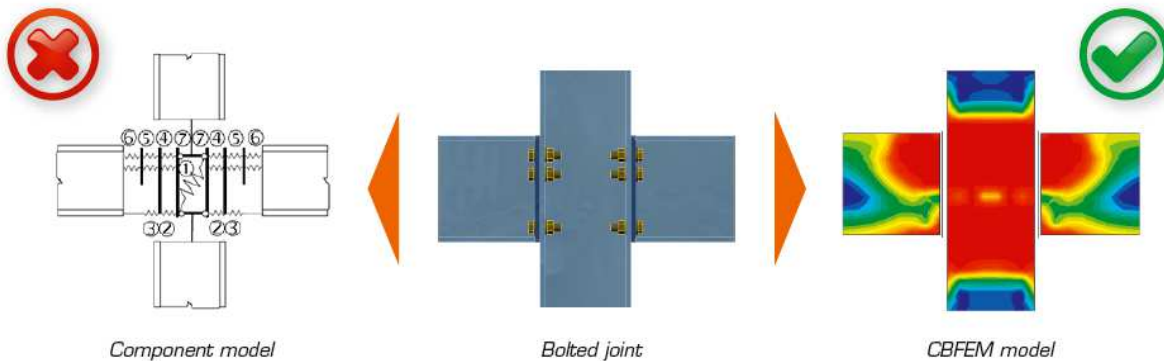
Project:
Project no:
Author:

Item	Value	Unit	Reference
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete cone breakout resistance	Yes		ETAG 001-C
Use calculated a_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4

Theoretical Background

CBFEM versus Components method

The weak point of standard Component method is in analyzing of internal forces and stress in a joint. CBFEM replaces specific analysis of internal forces in joint with general FEA.

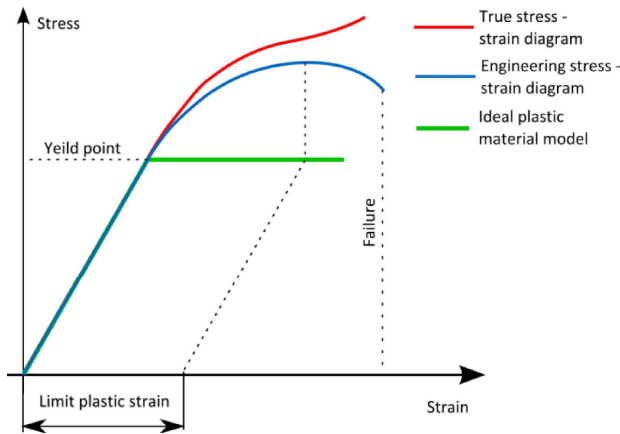


Check methods of specific components like bolts or welds are done according to standard Component method (Eurocode).

For the fasteners – bolts and welds – special FEM components had to be developed to model the welds and bolts behaviour in joint. All parts of 1D members and all additional plates are modelled as plate/walls. These elements are made of steel (metal in general) and the behaviour of this material is significantly nonlinear.

The real stress-strain diagram of steel is replaced by the ideal plastic material for design purposes in building practice. The advantage of ideal plastic material is, that only yield strength and modulus of elasticity must be known to describe the material curve. The granted ductility of construction steel is 15 %. The real usable value of limit plastic strain is 5% for ordinary design (1993-1-5 appendix C paragraph C.8 note 1).

The stress in steel cannot exceed the yield strength when using the ideal elastic-plastic stress-strain diagram.



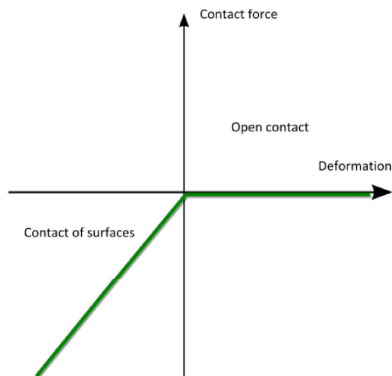
Real tension curve and the ideal elastic-plastic diagram of material

CBFEM method tries to create to model the real state precisely. The analysis plate/walls are not interconnected, no intersections are generated between them, unlike it is used to when modelling structures and buildings. Mesh of finite elements is generated on each individual plate independently on mesh of other plates.

Welds are modelled as special massless force interpolation constraints, which ensure the connection between the edge of one plate and the surface or edge of the other plate. Using plastic distribution, solid elements with elastic-plastic material diagram with respect to weld throat thickness, position and orientation are inserted between interpolation links. Yielding of welds allows for redistribution of peak stresses along the weld length.

This unique calculation model provides very good results – both for the point of view of precision and of the analysis speed. The method is protected by patent.

The steel base plate is placed loosely on the concrete foundation. It is a contact element in the analysis model – the connection resists fully to compression, but does not resist to tension.



Stress-strain diagram of contact between the concrete block and the base plate

Two approaches of modelling welds are implemented.

The first option of weld model between plates is direct merge of meshes of welded plates. The load is transmitted through a force-deformation constraints to opposite plate. This model does not respect the stiffness of the weld and the stress distribution is conservative. Stress peaks, which appear at the end of plate edges, in corners and rounding, govern the resistance along the whole length of the weld. To eliminate the effect of stress peaks three methods for evaluation of the weld can be chosen:

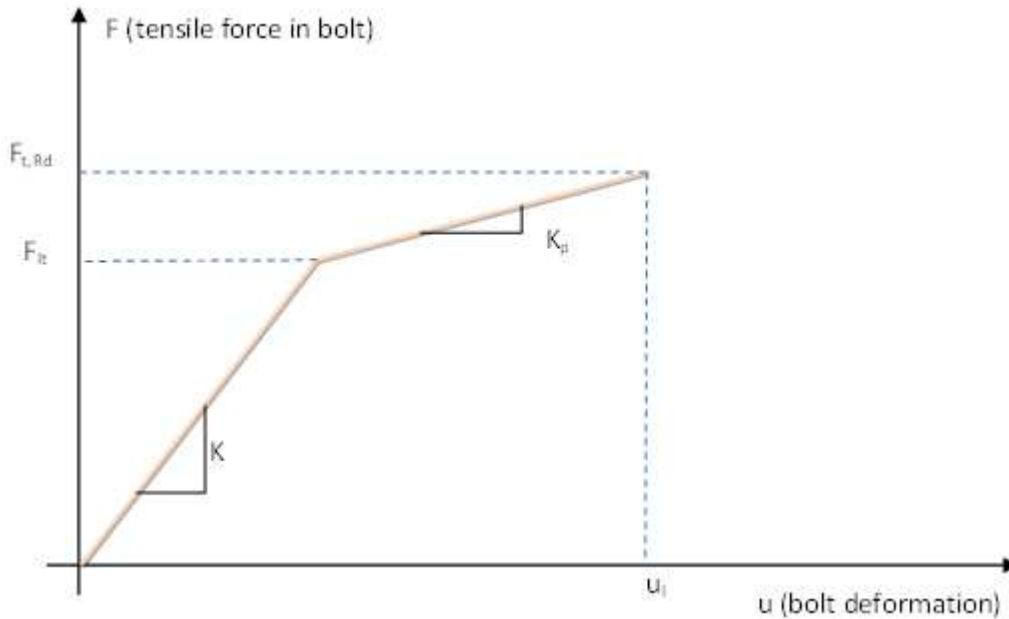
- Maximal stress (conservative)
- Average stress on weld
- Linear interpolation along weld

The second approach uses an improved weld model. A special elastoplastic element is added between the plates. The element respects the weld throat thickness, position and orientation. Ideal plastic model is used and the plasticity state is controlled by stresses in the weld throat section. The stress peaks are redistributed along the longer part of the weld length.

Bolted connection consists of two or more clasped plates and one or more bolts. Plates are placed loosely on each other.

A contact element is inserted between plates in the analysis model, which acts only in compression. No forces are carried in tension.

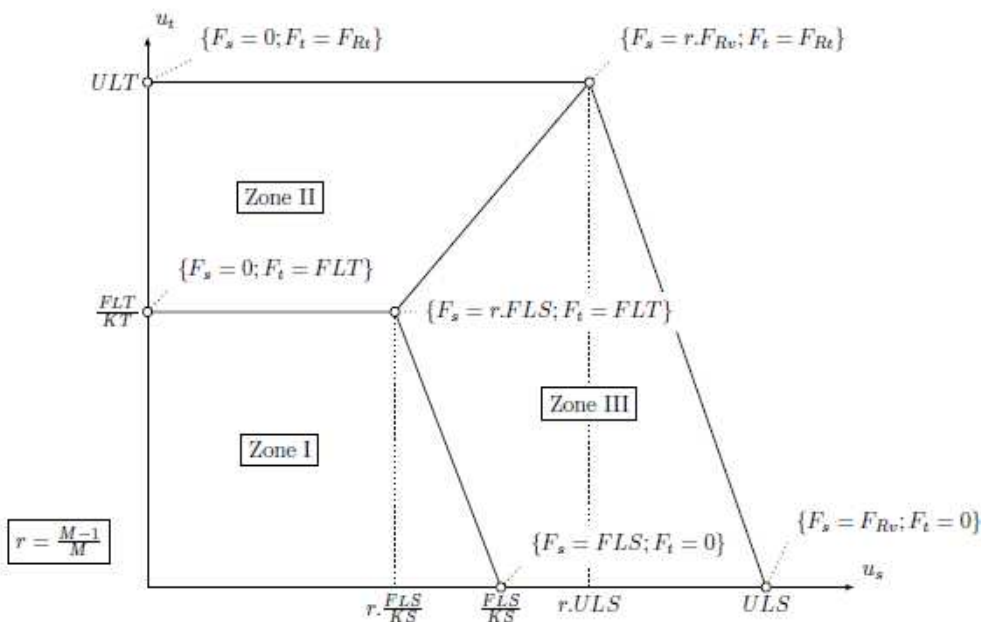
Shear force is taken by bearing. Special model for its transferring in the force direction only is implemented. IDEA StatiCa Connection can check bolts for interaction of shear and tension. The bolt behavior is implemented according following picture.



Bolt - tension

Symbols explanation:

- K – linear stiffness of bolt,
- K_p – stiffness of bolt at plastic branch,
- F_{lt} – limit force for linear behaviour of bolt,
- $F_{t,Rd}$ – limit bolt resistance,
- u_l – limit deformation of bolt.

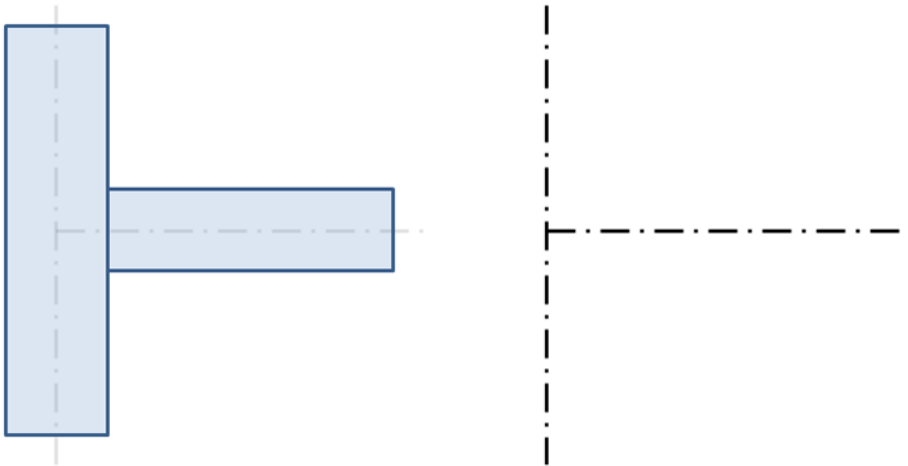


Bolt - interaction of shear and tension

The concrete block in CBFEM is modelled using Winkler-Pasternak subsoil model. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and effective height of subsoil. The concrete block is not designed by CBFEM method. Only the minimal dimension of block under the base plate is determined to avoid the concrete cone breakout.

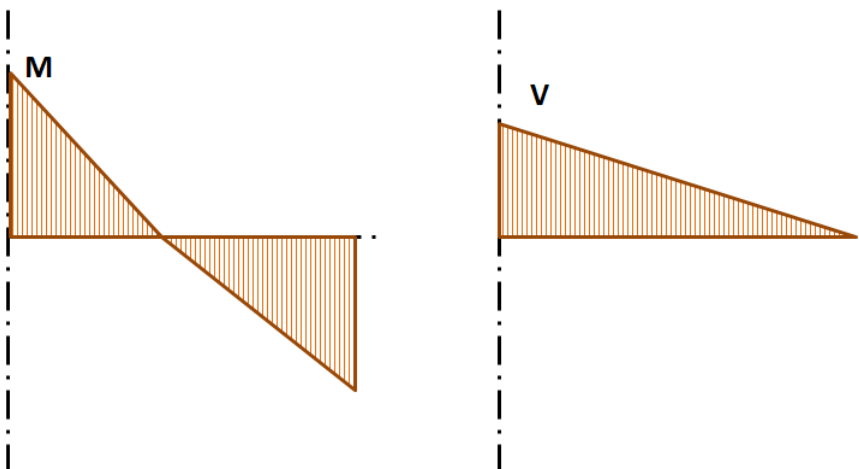
Loads

End forces of member of the frame analysis model are transferred to the ends of member segments. Eccentricities of members caused by the joint design are respected during transfer. The analysis model created by CBFEM method corresponds to the real joint very precisely, whereas the analysis of internal forces is performed on very idealised 3D FEM 1D model, where individual beams are modelled using centrelines and the joints are modelled using immaterial nodes.



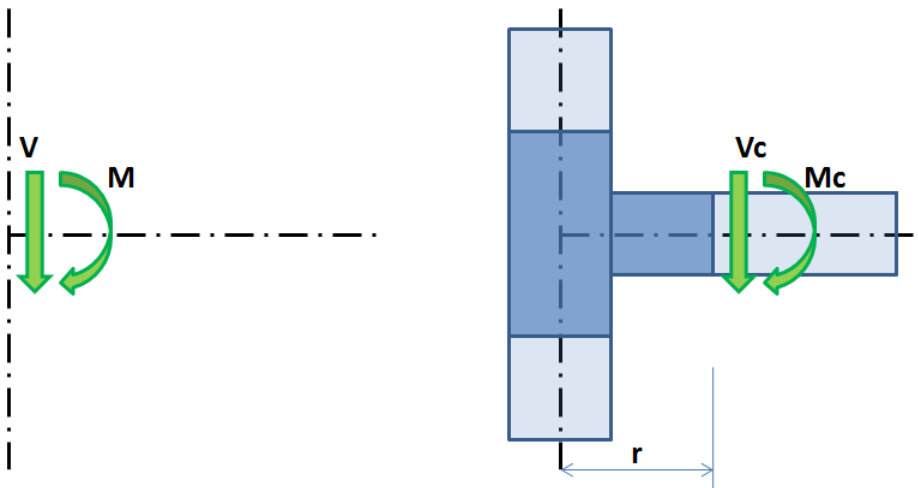
Joint of a vertical column and a horizontal beam

Internal forces are analysed using 1D members in 3D model. There is an example of courses of internal forces in the following picture.



Internal forces in horizontal beam. M and V are the end forces at joint.

The effects caused by member on the joint are important to design the joint (connection). The effects are illustrated in the following picture.



Effects of the member on the joint. CBFEM model is drawn in dark blue color.

Moment M and force V act in theoretical joint. The point of theoretical joint does not exist in CBFEM model, thus the load cannot be applied here. The model must be loaded by actions M and V, which have to be transferred to the end of segment in the distance r.

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

In CBFEM model, the end section of segment is loaded by moment M_c and force V_c .

Welds

Design resistance

The stress in the throat section of fillet weld is determined according to art. 4.5.3:

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

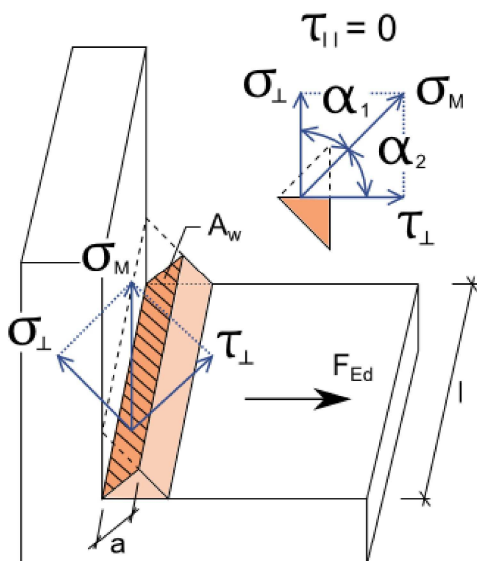
$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$$

$$0.9 \cdot \sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_{M2}$$

Weld utilisation

$$U_t = \min(\sigma_{w,Ed}/\sigma_{w,Rd}; \sigma_{\perp}/0.9 \cdot \sigma_{w,Rd})$$

β_w - correlation factor tab 4.1



Bolts

Project:
Project no:
Author:

Design tension resistance of bolt: $F_{tRd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance at punching of bolt head or nut EN 1993-1-8: $B_{pRd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance per one shear plane: $F_{vRd} = \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Design bearing resistance of plate EN 1993-1-8: $F_{bRd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$.

Utilisation in tension [%]: $U_{tt} = F_{tEd} / \min(F_{tRd}, B_{pRd})$.

Utilisation in shear [%]: $U_{ts} = V / \min(F_{vRd}, F_{bRd})$.

Interaction of shear and tension [%]: $U_{ts} = (V / F_{vRd}) + (F_{tEd} / 1.4 F_{tRd})$.

where

- A_s - tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} - ultimate tensile strength,
- d_m - bolt head diameter,
- d - bolt diameter,
- t_p - plate thickness under the bolt head/nut,
- f_u - ultimate steel strength,
- $\alpha_v = 0,6$ for classes (4.6, 5.6, 8.8)
 $\alpha_v = 0,5$ for classes (4.8, 5.8, 6.8, 10.9),
- $k_1 = 2,5$,
- $a_b = 1,0$,
- F_{tEd} - design tensile force in bolt,
- V - resultant of shear forces in bolt.

Preloaded bolts

The design slip resistance of a preloaded class 8.8 or 10.9 bolt is subjected to an applied tensile force, $F_{t,Ed}$.

Preloading force to be used EN 1993-1-8 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Design slip resistance per bolt EN 1993-1-8 3.9 (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Utilisation in shear [%]:

$$U_{ts} = V / F_{s,Rd} \text{ where}$$

- A_s - tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} - ultimate tensile strength,
- k_s - coefficient given in Table 3.6; $k_s = 1$,
- μ - slip factor obtained,
- n - number of the friction surfaces. Check is calculated for each friction surface separately,
- γ_{M3} - safety factor,
- V - shear force,
- $F_{t,Ed}$ - design tensile force in bolt.

Anchors

Concrete cone failure resistance of anchor or group of anchors ETAG-001 5.2.2.4:

$$N_{RkC} = N_{RkC}^0 A_{cN} / A_{cN}^0 \Psi_{sN} \Psi_{reN}$$

Initial value of characteristic resistance:

$$N_{RkC}^0 = 7.2 f_{ck}^{0.5} \text{hef}^{1.5},$$

where

- A_{cN}^0 - area of concrete cone of an individual anchor; circle of diameter $1.5 * \text{hef}$,
- hef - length of anchor in concrete,
- f_{ck} - characteristic concrete compressive strength,
- A_{cN} - actual area of concrete cone of the anchorage at the concrete surface respecting influence of edges and adjoining anchors,
- $\Psi_{sN} = 1$,
- $\Psi_{reN} = 1$.

Anchors shear resistance in case of transfer of shear forces. Friction is not taken into account. Valid in case, that the anchor failure precedes the concrete failure ETAG-001 5.2.3.2:

$$V_{RkS} = 0.5 f_y A_s.$$

Concrete pry-out failure ETAG-001 5.2.3.3:

$$V_{Rkcp} / \gamma_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkcp} = k * N_{RkC},$$

where

Project:

Project no:

Author:

- V - shear force,
- k = 1 for hef < 60
k = 2 for hef ≥ 60.

Concrete edge failure ETAG-001 5.2.3.4:

$$V_{Rkc} / \gamma_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkc} = V_{Rkc}^0 A_{cV} / A_{cV}^0 \Psi_{sV} \Psi_{reV},$$

$$V_{Rkc}^0 = 1.7 d^\alpha l_f^\beta f_{ck}^{0.5} c_1^{1.5},$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5},$$

$$\beta = 0.1 (d / c_1)^{0.2},$$

where

- l_f = hef,
- c₁ - edge distance,
- d - anchor diameter,
- Ψ_{sV} = 1,
- Ψ_{reV} = 1,
- A_{cV}⁰ - area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges (4.5 c₁²),
- A_{cV} - actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface.

Concrete block

Concrete resistance at concentrated compression:

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_C.$$

Average stress under the base plate:

$$\sigma = N / A_{eff}.$$

Utilisation in compression [%]:

$$U_t = \sigma / F_{jd},$$

where

- f_{ck} - characteristic compressive concrete strength,
- β_j = 0.6,
- k_j - concentration factor,
- γ_C - safety factor,
- A_{eff} - effective area, on which the column force N is distributed.

Shear in concrete block

1. Shear is transferred only by friction:

$$V_{Rd,y} = N \cdot C_f,$$

$$V_{Rd,z} = N \cdot C_f.$$

2. Shear is transferred by shear iron and friction:

$$V_{Rd,y} = N \cdot C_f + A_{vy} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}),$$

$$V_{Rd,z} = N \cdot C_f + A_{vz} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}).$$

Utilisation in shear [%]:

$$U_t = \min (V_y / V_{Rd,y}, V_z / V_{Rd,z}),$$

where

- A_{vy} - shear area A_y of shear iron cross-section,
- A_{vz} - shear area A_z of shear iron cross-section,
- f_y - yield strength,
- γ_{M0} - safety factor,
- V_y - shear force component in the base plate plane in y-direction,
- V_z - shear force component in the base plate plane in z-direction,
- N - force perpendicular to the base plate,
- C_f - friction coefficient.

Project:
Project no:
Author:



Project:
Project no:
Author:



6. Controle onderdelen

6.1. Pen

Voor controle pen zie 7. Pen en gatverbinding (volgens EN 1993-1-8 +NB §3.13)

6.2. Boven en onderplaat

Plaat afmeting is $b = 800 \text{ mm}$ $t = 30 \text{ mm}$ Materiaal is S355

Reken voor lokale belasting dat 1 plaat doorsnede belast wordt met de halve cilinder belasting. 600 kN

$$\text{Max spanning tgv normaalkracht is } 600 * 1.5 * 1000 / 800 / 30 = 37.5 \text{ N/mm}^2$$

Ter plaatse van de buis oplegging is de belasting in de plaat 400 kN < 600 kN Voldoet

$$\text{Max spanning tgv normaalkracht is } 400 * 1.5 * 1000 / 800 / 30 = 25 \text{ N/mm}^2$$

Controle plaat EN 1993-1-1 § 6.2.3 + NB & EN 1993-1-1 § 6.3.1 + NB

plaatdikte = 30 mm
 l_{buc1} = 2000 mm max. lengte toegepast
 l_{buc} = 2000 mm
 Lengte doorsnede = 800 mm

Bepalen factoren

γ_{M0} = 1.0 α_v = 0.6 k_1 randbout = 2.5
 γ_{M1} = 1.0 α_b randbout = 0.8 k_1 tussenbout = n.v.t.
 γ_{M2} = 1.25 α_b tussenbout = 1.0 β = 0.8

Treksterkte

$$N_{bl,Rd} = 800 * 30 * 0.355 = \quad N_{bl,Rd} = 8520 \text{ kN}$$

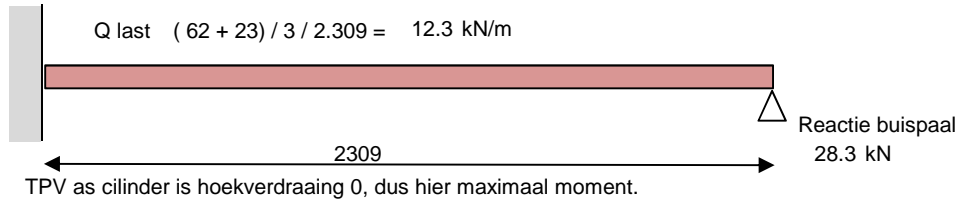
Druksterkte

	In y-axis	In z-axis
$N_{b,Rd} =$	9940.0	8020.8
rekenbreedte =	800.0	800.0
A =	28000	28000 met pl200x20
$\chi_v = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^2)}} \leq 1 =$	1.000	0.81
$\Phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0.2) + \lambda^2) =$	0.49	0.75
$\lambda = \frac{L_{cr} * 1}{i * \lambda_1} =$	0.12	0.56
$\lambda_1 = 93.9 * \epsilon =$	76.4	76.4
$l = \text{mm}^4$	1280000000	60476190 met pl200x20
i =	214	46.5
$L_{cr} =$ factor van 1. is toegepast over l_{buc}	2	2
$\epsilon = \sqrt{235 / f_v} =$	0.81	0.81
imperfectiefactor $\alpha =$	0.49	0.49
knikkromme volgens tabel 6.2 EN 1993-1-1 +NB =	c	c

Voor de druk in de plaat is de kracht $400 * 1.5 = 600 \text{ kN}$ < 8021 kN Voldoet uc= 0.07

Controle buiging

Reken dat de verticale kracht wordt verdeeld over de 3 palen en dat alles door de onderplaat moet worden opgenomen.



Max moment = $12.3 * (2.309 * 2)^2 / 8 * 1.5 = 49.1 \text{ kNm}$

Mpl plaat = $800 * (30)^2 / 4 * 355 / 10^6 = 63.9 \text{ kNm}$

Max spanning tgv moment is $49.1 / 63.9 * 355 = 273 \text{ N/mm}^2$

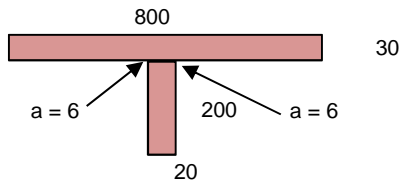
De totale maximale spanning in strip is $25 + 272.8 = 298 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad uc = 0.84$

De onderste plaat wordt voorzien van extra versteviging dus de spanning zal lager zijn

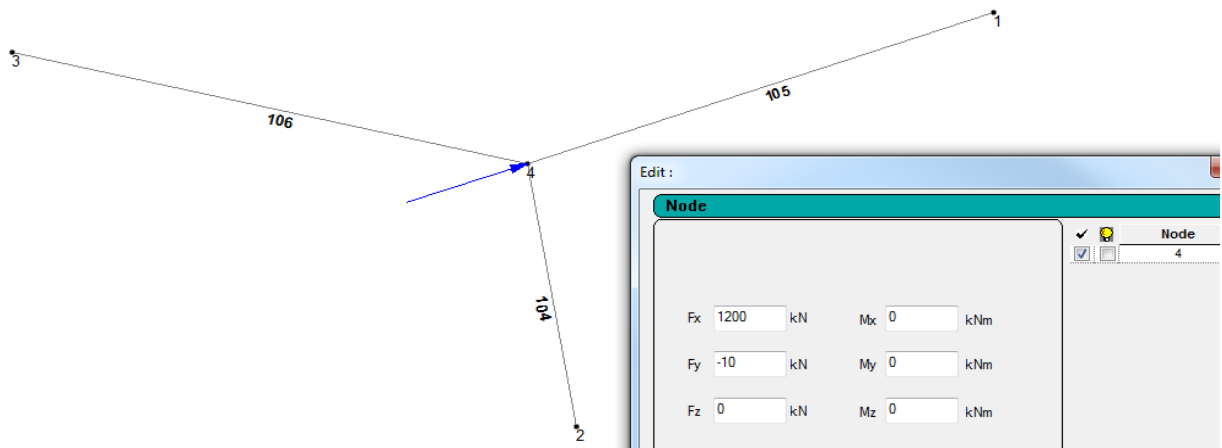
afschuifspanning is $28.3 * 1000 / 800 / 30 * 1.5 = 1.8 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2$

Vervangende spanning is $(297.8^2 + 1.8^2 * 3)^{0.5} = 298 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad uc = 0.8$

Doorsnede onderste plaat



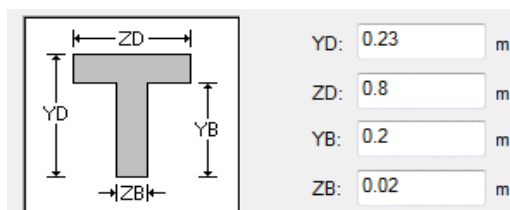
6.3. Extra controle met staad



Draadmodel ingevoerd in Staad met daarbij de belasting in het midden. Voor het eigen gewicht is een factor 2.2 gerekend.

Dit is gedaan omdat alleen de onderplaat is ingevoerd en een extra factor voor diverse.

Dus alleen de onderplaat is ingevoerd met de volgende doorsnede:



S mm ³	180000
A mm ²	880000
a mm	31
b mm	199
W mm ³	304556
Wpl z mm ³	788571
Wpl y mm ⁴	4820000

Op de einde van de staven is een verende support voorzien.
Vertikaal is deze vastgezet en horizontaal verend.
Indien de horizontale veer is 20000kN/m dan is de verplaatsing van het steunpunt 23mm.
De reactie krachten zijn dan als volgt.

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	1 DEAD	-456.155	14.263	0.000	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-684.233	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1 DEAD	-371.922	14.262	48.645	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-557.883	21.393	72.967	0.000	0.000	0.000
3	1 DEAD	-371.922	14.262	-48.645	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-557.883	21.393	-72.967	0.000	0.000	0.000

Indien de horizontale veer is 10000kN/m dan is de verplaatsing van het steunpunt 43mm.
De reactie krachten zijn dan als volgt.

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
1	1 DEAD	-430.310	14.263	-0.000	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-645.465	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1 DEAD	-384.845	14.262	26.256	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-577.268	21.393	39.384	0.000	0.000	0.000
3	1 DEAD	-384.845	14.262	-26.256	0.000	0.000	0.000
	2 COMB01	-577.268	21.393	-39.384	0.000	0.000	0.000

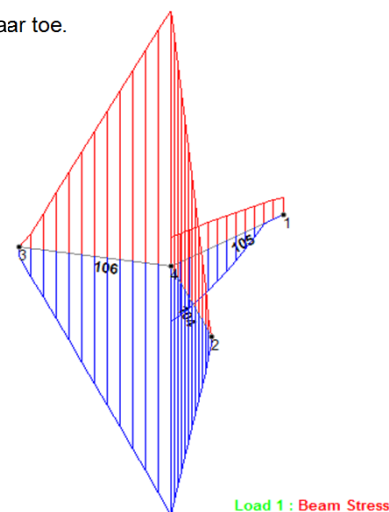
Met de waarden van de laatste wordt verder gerekend omdat deze meer correct is.
Dus als de steunpunten minder stijf worden gaan de steunpunt krachten meer naar elkaar toe.

De maximale spanning zit in de platen die op buiging worden belast.

Axial Force kN	Shear-Y kN	Shear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Moment-Z kNm
-322.795	21.393	480.200	-0.000	-0.000	0.000
322.795	-4.999	-480.200	0.000	-1109.047	30.477

De spanning uit normaalkracht is 11.5 N/mm²
De spanning uit horizontale buiging is 230 N/mm²
De spanning uit verticale buiging is 39 N/mm²
280 N/mm²

De spanning uit horizontale dwarskracht is 0 N/mm²
De spanning uit verticale dwarskracht is 17 N/mm²
17 N/mm²



$$\text{Vervangende spanning is } (280^2 + 17.3^2 * 3)^{0.5} = 282 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad \text{uc= } 0.76$$

De maximale spanning zit in de plaat met alleen normaalkracht is.

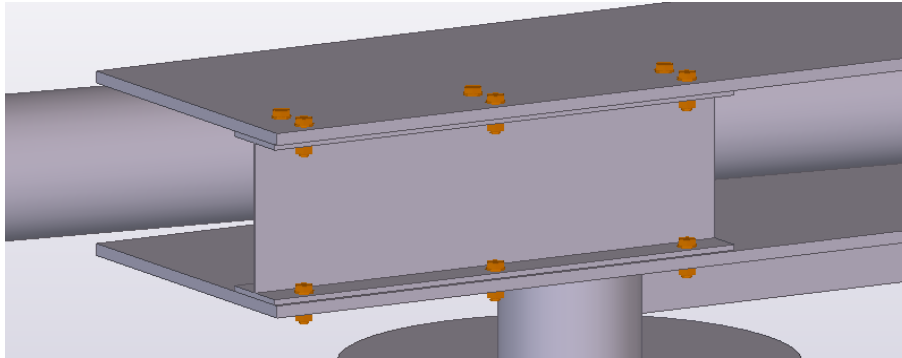
Axial Force kN	Shear-Y kN	Shear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Moment-Z kNm
645.465	21.395	0.000	0.000	0.000	0.000
-645.465	-5.002	0.000	0.000	0.000	30.482

De spanning uit normaalkracht is 23 N/mm²
De spanning uit horizontale buiging is 0 N/mm²
De spanning uit verticale buiging is 39 N/mm²
62 N/mm²
De spanning uit horizontale dwarskracht is 0 N/mm²
De spanning uit verticale dwarskracht is 0 N/mm²
0 N/mm²

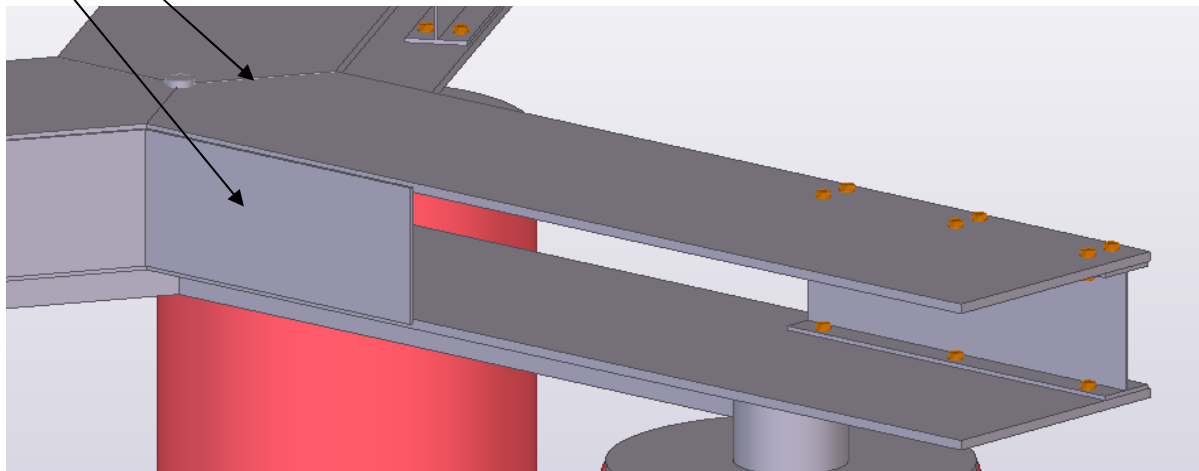
$$\text{Vervangende spanning is } (62^2 + 0^2 * 3)^{0.5} = 62 \text{ N/mm}^2 < 373 \text{ N/mm}^2 \quad \text{uc= } 0.17$$

6.4. tussenplaat en profiel

aan de ene zijde is tussen boven- en onderplaat is een profiel aangebracht, een IPE400 LG-1200

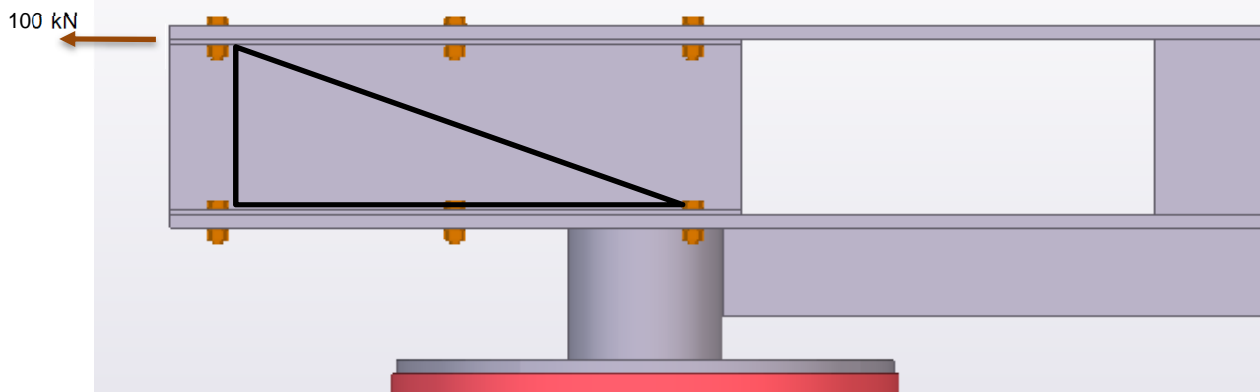


aan de andere zijde is tussen boven- en onderplaat is een plaat gelast, PL430x10 LG-1000
Plaat verbinding volledige doorlassing



Lijfdikte IPE400 is 8.6mm dit is maatgevend tov de plaat

Door het profiel IPE400 gaat 100kN dit is de helft van de 200kN in de plaat 800x30, de andere helft gaat door de plaat PL430x10.



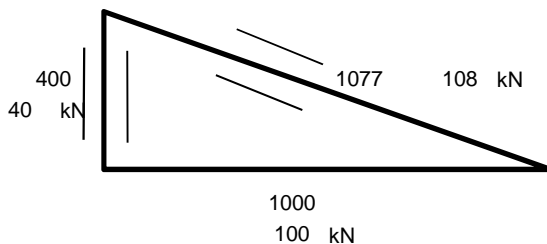
Bouten zijn M24-8.8 hoh 100 - 2*500

Om het moment op te nemen rekenen alleen de buitenste bouten.

$$\text{Max trek in de 2 buitenste bouten is } 100 * 400 / (2 * 500) * 1.5 = 60.0 \text{ kN per 2 bouten. } u_c = 0.15$$

1 M24 kan opnemen aan trek 203kN

Schema kracht overdracht van boven naar beneden.



Neem strip breedte $2 \times 100 = 200 \text{ mm}$

De maximale spanning in vertikaal is $40000 / (8.6 \times 200) = 23.3 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.07$

De maximale spanning in schuine is $107703.29614269 / (8.6 \times 200) = 62.6 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.18$

Voor de plaat die er tegen wordt gelast geldt ongeveer hetzelfde.

Voor de sterkte van de las is de 100 kN langskracht en het moment aanwezig.

Boven en onder wordt gebruik gemaakt van een dubbele hoeklas $a = 5 \text{ mm}$

$f_{vw,d} = 251 \text{ N/mm}^2$

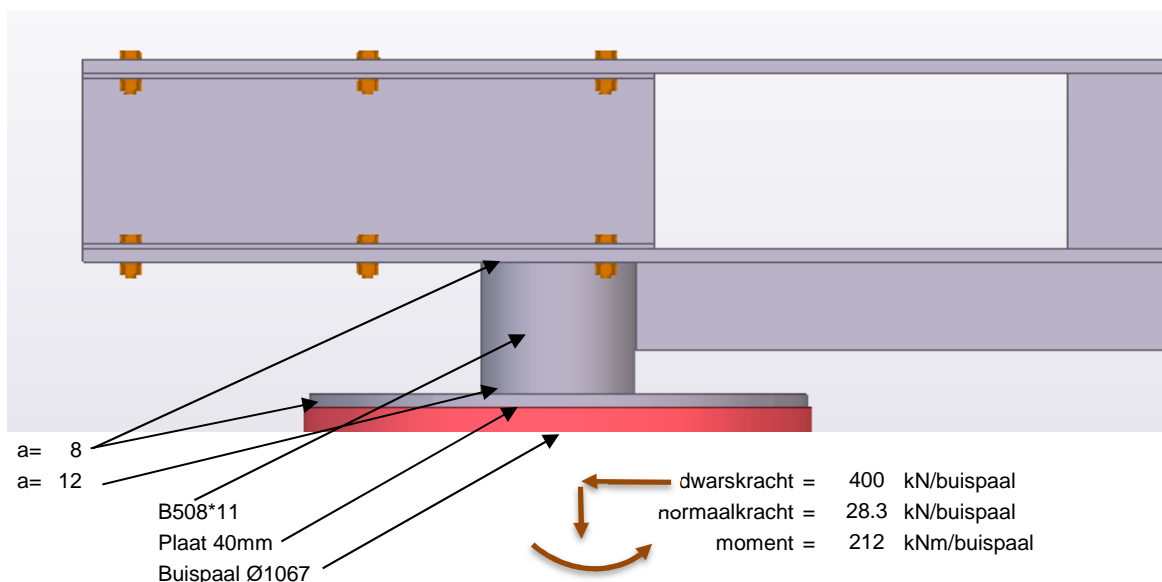
Las lengte = 1000 N/mm^2

Moment is $400 \times 100 \times 1.5 = 60 \text{ kNm}$

spanning in las = $100000 \times 1.5 / 5 / 2 / 1000 + 60 \times 10^6 / 2 / 6 / 1000^2 \times 6 = 45 \text{ N/mm}^2 < 251 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.18$

Las $a = 5$ is ongeveer gelijk aan halve plaatdikte dus ongeveer volledige plaatsterkte.

6.5. Afsteuning op buispaal



B508*11 $W_y = 2089 \text{ cm}^3$ $M_{el} = 742 \text{ kNm}$ $A = 172 \text{ cm}^2$

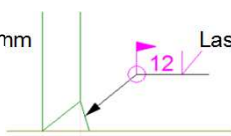
Buigspanning is $212 \times 1000 / 2089 \times 1.5 = 152.2 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.43$

normaalspanning is $28.3 \times 1000 / 17200 \times 1.5 = 2.5 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.01$

afschuifspanning is $400 \times 1000 / 17200 \times 1.5 = 34.9 \text{ N/mm}^2 < 205 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.17$

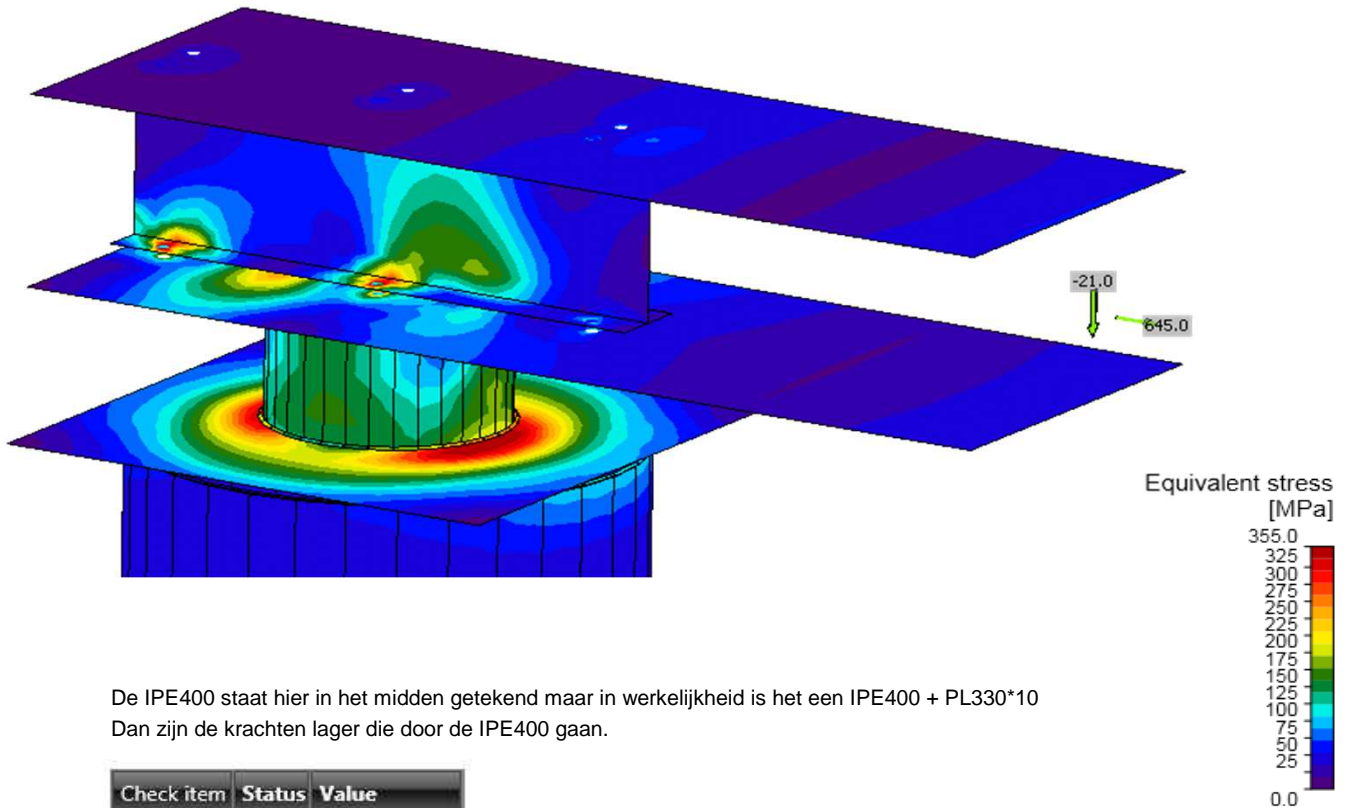
Vervangende spanning is $((152.2 + 2.5)^2 + 34.9^2 \times 3)^{0.5} = 166 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.47$

Las buis $a = 12 \text{ mm}$



Las spanning is $11 / 12 \times 166.1 = 152 \text{ N/mm}^2 < 251 \text{ N/mm}^2 \text{ uc} = 0.61$

6.6. Extra controle dmv Idea



De IPE400 staat hier in het midden getekend maar in werkelijkheid is het een IPE400 + PL330*10
Dan zijn de krachten lager die door de IPE400 gaan.

Check item	Status	Value
Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	0.1 < 5%
Bolts	✓	83.2 < 100%
Welds	✓	98.0 < 100%

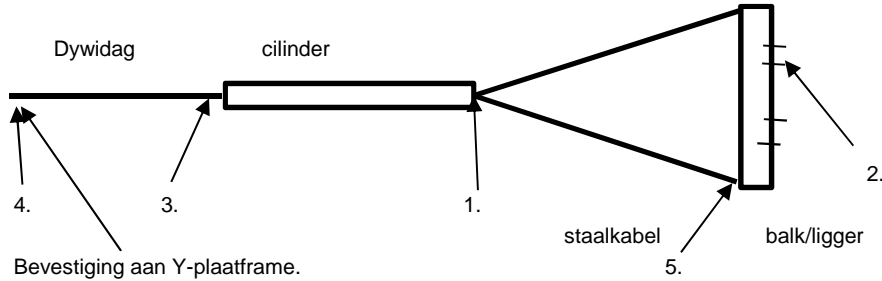
Maximale uc = 0.84

6.7. bevestiging aan cilinder

Trekkraft is 1200 kN

Bij het uitwerken voor de trekkraft van de cilinder is er een dubbele veiligheid aanwezig voor de maximale trekkraft.

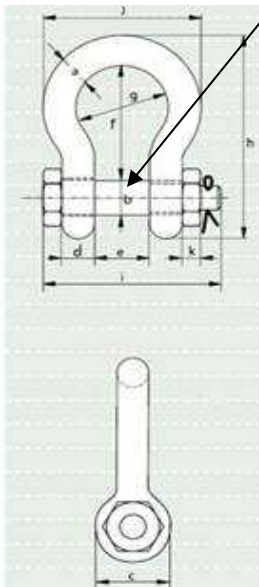
Dus de trekkraft van de cilinder kan nooit groter zijn dan 1200kN, hierom is de veiligheid op 1.2 gesteld.



De punten 1 t/m 5 zijn hieronder uitgewerkt.

1: Gaffel tbv verbinding cilinder – Loadcel

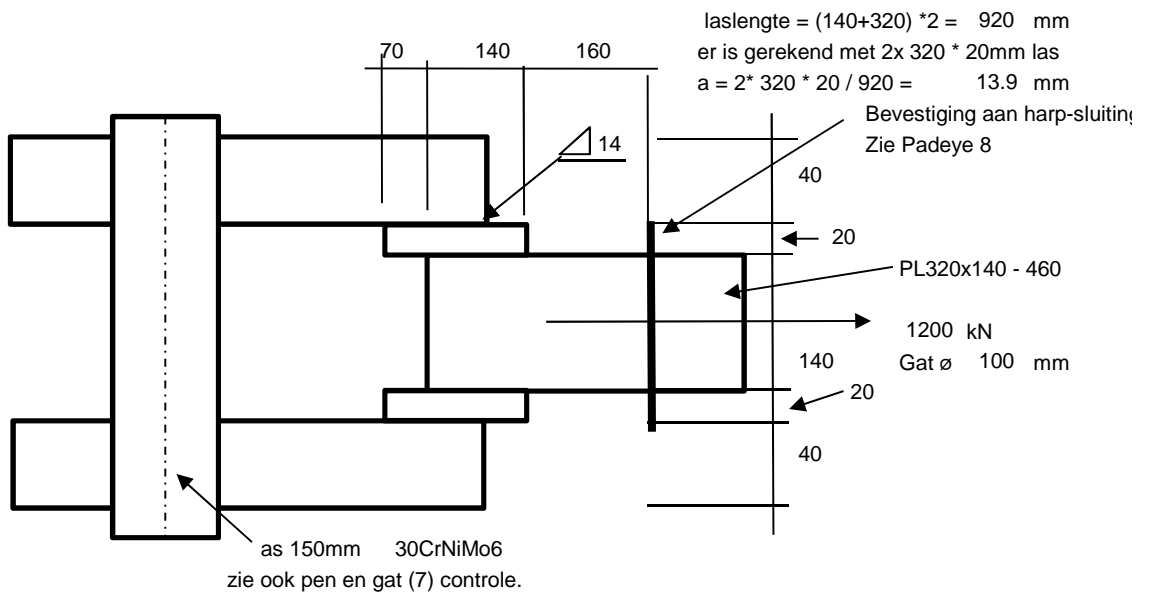
De loadcell wordt in de harp 150 geplaatst, op de plek waar nu de bout zit. (zie onderstaande figuur)



plied with a Lloyd's Register of Shipping Certificate on proof load

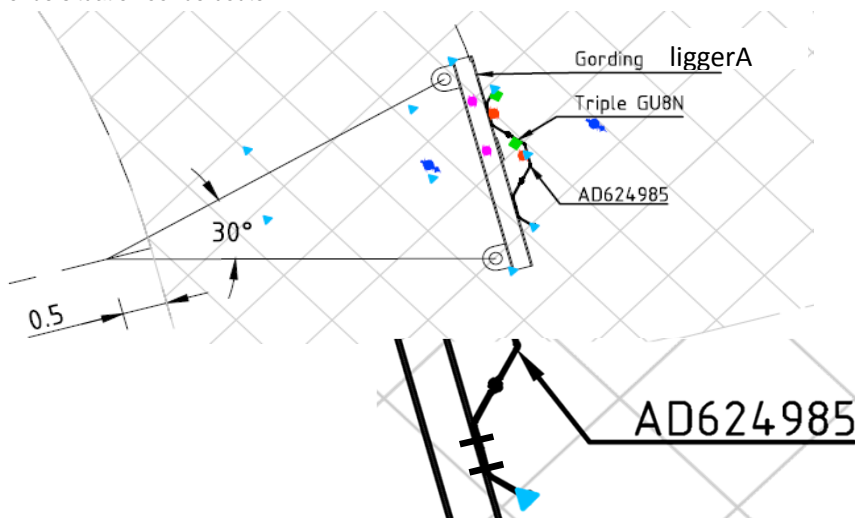
working load limit	diameter bow	diameter pin	diameter eye	width eye	width inside	length inside	width bow	length bow	length bolt	width nut	thickness nut	weight each
tons	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	kg
3.3	13.5	16	34	13.5	22	51	32	91	81	63	11	0.44
5	16	19	40	16	27	64	43	114	99	79	17	0.79
7	19	22	47	19	31	76	51	136	115	94	20	1.26
9.5	22	25	53	22	36	83	58	157	131	107	23	1.88
12.5	25	28	60	25	43	95	68	176	151	124	25	2.78
15	28	32	67	28	47	108	75	197	167	137	28	3.87
18	32	35	74	32	51	115	83	218	179	154	31	5.26
21	35	38	80	35	57	133	92	240	198	170	34	6.94
30	38	42	89	38	60	146	99	262	203	183	19	8.79
40	45	50	104	45	74	178	126	314	244	226	24	15
55	57	57	133	50	83	197	138	365	269	264	27	22.0
85	70	70	159	65	105	260	180	468	330	339	33	42.0
120	83	83	171	75	127	330	190	564	399	371	40	70.0
150*	95	95	215	89	144	381	238	667	440	416	50	112
175*	105	108	245	100	165	400	275	702	490	485	60	160

* = round headed bolt
In inch



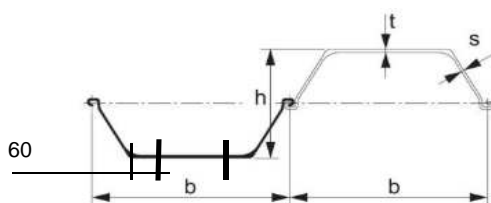
2: De HEB balken worden vast gebout aan de damwanden. Bouten worden belast op 120 ton trek of 120 ton schuifkracht.

Maargevende situatie voor de bouten.



Damwand profiel

Sectie	Afmetingen				Massa		Traagheidsmoment	Modulus van sectie
	Breedte	Hoogte	Dikte		Per stapel	Muur		
	w	h	t	s	kg/m	kg/m ²		
GU8N	600	312	7.5	7.1	48.5	80.9	12010	770



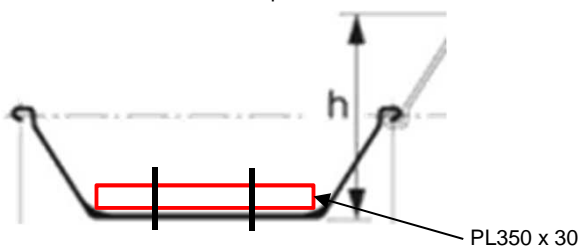
Europese Type Warm Gewalste Damwanden

Er kunnen 2x 4 bouten geplaatst worden. Per bout is er $1200 / 8 = 150$ kN reken M30 $F_{td} = 323$ kN > 150 kN
 Materiaal damwand 235 N/mm² $F_{vd} = 215$ kN > 150 kN
 Reken voor de dikte 7mm Stuksterkte, zie 3.3, is $21.6 \cdot t = 151$ kN > 150 kN

Voor M30 is de ring diameter 56 mm A uittrekken = 1232 mm² $F = 167$ kN > 150 kN
 Door toepassen van achterlegplaat zal dit niet meer optreden.

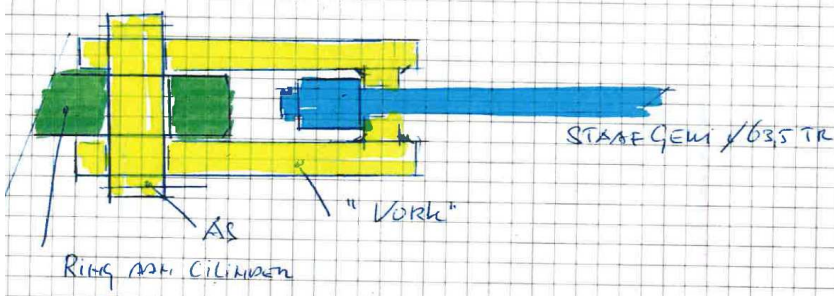
Vervangend T-stuk.

Lef voor boutrij is $2 \cdot \pi \cdot 60 = 377$ mm => $M_{pl} = 1085$ kNm $F_{TRd} = 72.4$ kN < 300 kN
 Damwand is niet sterk genoeg om trek op te nemen, er dient een achterlegplaat gebruikt te worden.
 Neem plaat hoogte = 350 mm => $M_{pl} = 1008$ kNm $F_{TRd} = 403$ kN > 300 kN
 Stel afstand plaat tot straal is 10 mm Maar plaat dient tot straal te lopen.

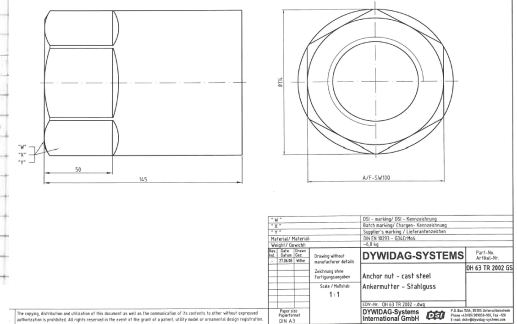


Moment op plaat is 60*300
 $M = 18$ kNm
 Plaat dikte is 30 mm
 $M_{pl} = 18.5$ kNm > 18 kNm
 Oke

3: Verbinding achterkant cilinder – trekstang.



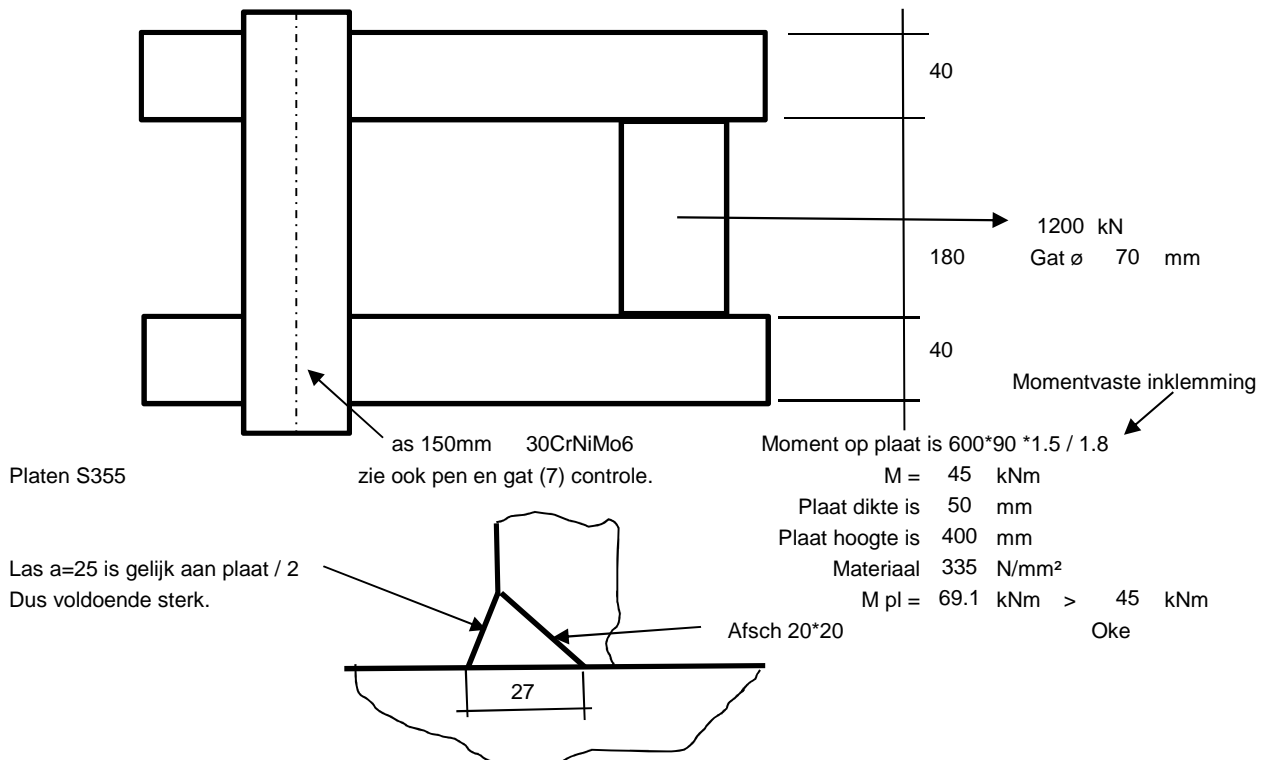
Trekstaaf is een dywidag



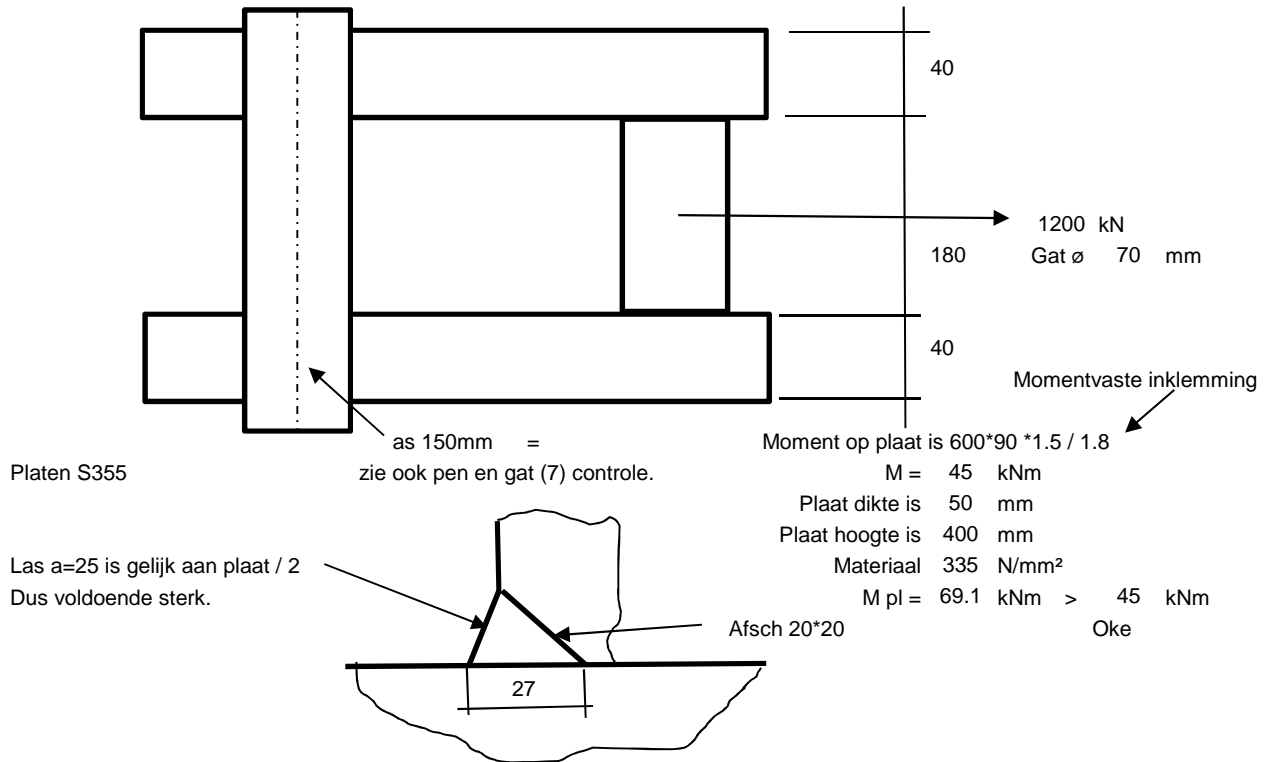
Tie Rods from GEWI® Plus Threadbars

Nominal Diameter [mm]	Steel Grade [N/mm ²]	Cross-Sectional Area [mm ²]	Yield Load [kN]	Ultimate Load [kN]
18	670/800	254	170	204
22	670/800	380	255	304
25	670/800	491	329	393
28	670/800	616	413	493
30	670/800	707	474	565
35	670/800	962	645	770
43	670/800	1452	973	1162
57.5	670/800	2597	1740	2077
63.5	670/800	3167	2122	2534
75	670/800	4418	2960	3535

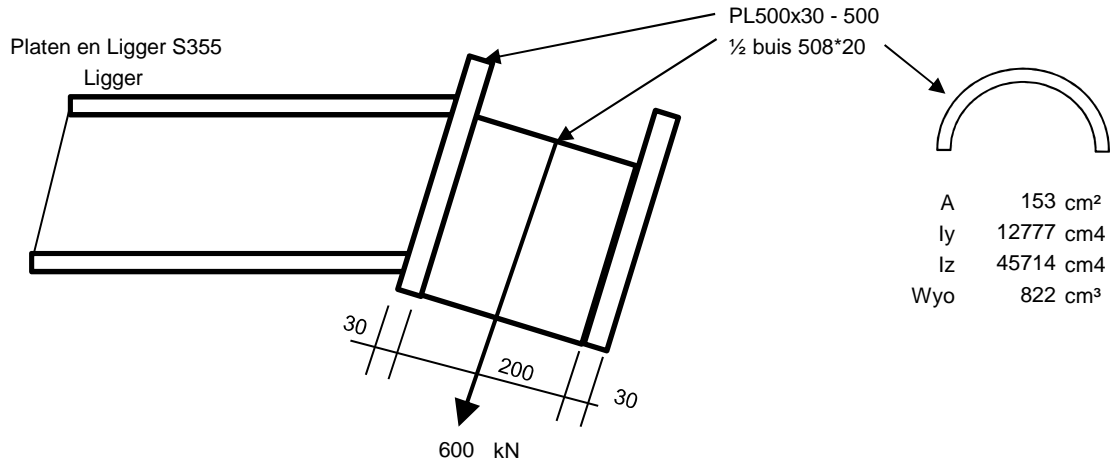
Trekstang is voldoende sterk, namelijk $2122 \text{ kN} > 1200 \cdot 1.5 \text{ kN}$



4: Verbinding trekstang aan ankerblok met de 150 mm CrVAMo as. Graag een ontwerp voor deze verbinding



5: Er wordt een stalen kabel werken rond 50 mm om de HEB balk heen. Om te voorkomen dat deze aan weerszijde van de HEB balk afschiet moet de kabel over een zadel heen voorzien van een rand. Het zadel wordt gemaakt van een halve buispaal en deze op de HEB balken te lassen.



Controle 1/2buis

Moment op plaat is $600 \cdot 200 \cdot 1.5$ $M = 180 \text{ kNm}$

Buis dikte is 20 mm

Buis diameter is 508 mm

Materiaal 335 N/mm² $M_{pl} = 275 \text{ kNm} \gg 180 \text{ kNm}$ OkeLas a= 6 rondom lasspanning is 171 N/mm² < 251 N/mm² OkeMoment op balk is $600 \cdot (200+30) \cdot 1.5$ $M = 207 \text{ kNm}$

Flens dikte is 20.5 mm

Ligger hoogte is 320 mm

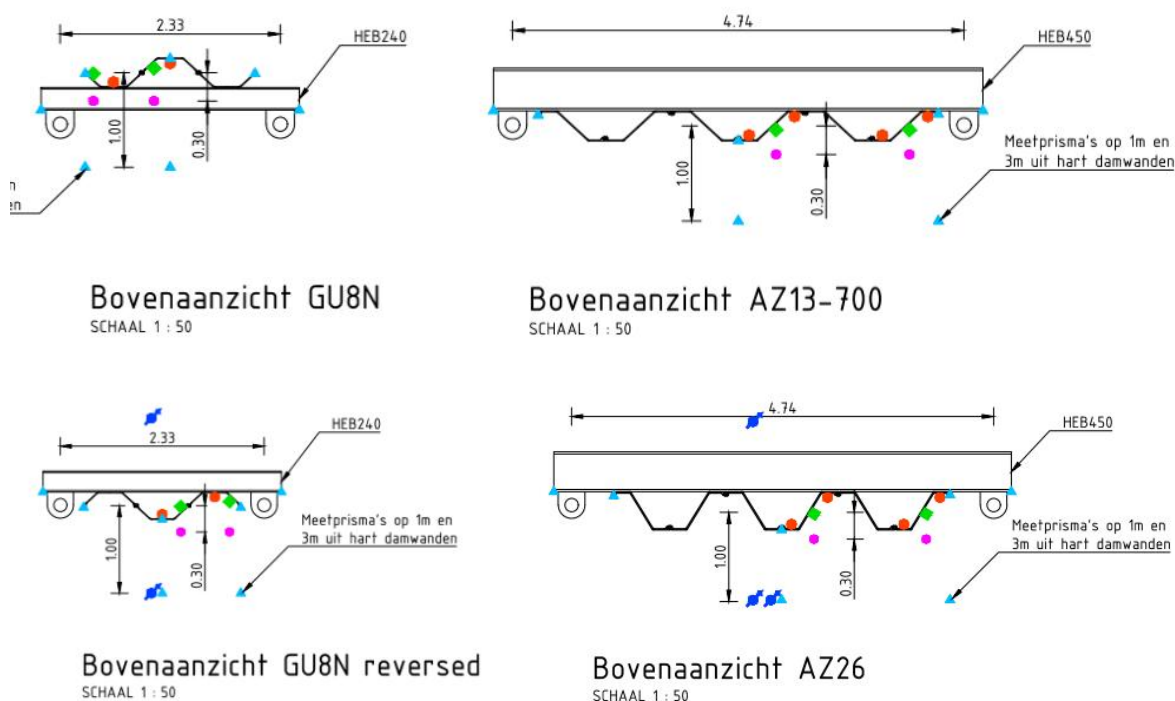
Flens breedte is 300 mm

Las a= 6 rondom lasspanning is 180 N/mm² < 251 N/mm² Oke

D Constructieve toets gording

D.1 Geometrie

In de volgende afbeeldingen wordt de geometrie getoond van de proefopstelling van GU8N-planken en AZ26-planken.



Figuur 1: Geometrie proefopstellingen

D.2 Berekening gording bij proef planken GU8N

Uitgangspunten:

- Maximale proeflast loodrecht op gording: 400 kN;
- Gording wordt symmetrisch op de planken aangebracht;
- Bij (trek)boutverbinding twee damwandflenzen tegen de gording h.o.h. 1200 mm;
- Gording wordt rotatie- en translatievast met de planken verbonden waardoor stabiliteit (kippen en knik) niet relevant is;
- Systeemmaat plank GU8N: 1200 mm;
- Maximale horizontale doorbuiging gording: 10 mm;
- Tophoek ketting: 30°;
- Hoek tussen gording en ketting: 75°;
- Resultante in ketting: $(200 / \sin(75)) = 207$ kN;

- Maximale overspanning tussen hijsogen: 2330 mm;
- Afstand hijs oog tot aansluiting op flens: 150 mm;
- Vloeigrens staal 355 N/mm² (S355).
- Enkel de gording wordt berekend. De hijsplaten aan de gordingen waar de ketting aan bevestigd wordt en de koppeling met de damwand dient door de aannemer te worden uitgewerkt.

De berekening en toetsing is uitgevoerd met een rekenmodel in SCIA-engineer, zie bijlage **Error! Reference source not found..**

Resultaat:

- Profiel HEB240 ;
- Max. vervorming: 4,1 mm;
- Max. unity check sterkte: 0,52.

D.3 Berekening gording bij planken AZ

Uitgangspunten:

- Maximale proeflast loodrecht op gording: 1200 kN;
- Gording wordt symmetrisch op de planken aangebracht;
- Gording wordt rotatie- en translatie vast met de planken verbonden waardoor stabiliteit (kippen en knik) niet relevant is;
- Systeemmaat AZ13: 1400 mm en AZ26: 1260 mm;
- Tophoek ketting 60°;
- Hoek tussen gording en ketting: 60°;
- Resultante in ketting: $(600 / \sin(60)) = 693$ kN
- Maximale overspanning tussen hijsogen: 4740 mm;
- Afstand hijs oog tot aansluiting op flens: 150 mm;
- Vloeigrens staal 355 N/mm² (S355)
- Enkel de gording wordt berekend. De hijsplaten aan de gordingen waar de ketting aan bevestigd wordt en de koppeling met de damwand dient door de aannemer te worden uitgewerkt.
- Gataftrek in de flenzen is niet in rekening gebracht. Bij detaillering van de verbinding tussen damwand en gording is eventueel gataftrek een aandachtspunt voor de capaciteit van de gording.

De berekening en toetsing is uitgevoerd met een rekenmodel in SCIA-engineer, zie bijlage D.4. De kracht vanuit de cilinder zal gelijk over de 3 dubbele damwandplanken worden verdeeld. Om dit te bereiken zijn de damwandplanken geschematiseerd als verende steunpunten met een stijfheid van 1 MN/m per steunpunt. De karakteristieke reactiekracht in de steunpunten van één plank nadert de 400 kN per plank.

Resultaat:

- Profiel HEB450
- Max. verschil vervorming: 14,3 mm
- Max. unity check sterkte: 0,99

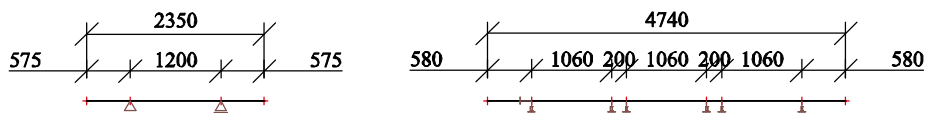


D.4 SCIA-Rapport

1. Inhoudsopgave


1. Inhoudsopgave	1
2. Rekenmodel	1
3. Materialen	2
4. Doorsneden	2
5. Staven	3
6. Knoopondersteuning	3
7. Belastinggevallen	4
7.1. Belastinggevallen - BG1	4
7.1.1. BG	4
7.2. Belastinggevallen - BG2	4
7.2.1. BG	5
7.2.2. Puntlast op staaf	5
8. Combinaties	5
9. Berekeningsverslag	5
10. Interne krachten in staaf	6
11. Reacties; Rz	7
12. Staalcontrole	7
13. Staalcontrole; Doorsnedetoetsing UGT	8
14. Vervormingen van staaf; uz BGT	8

2. Rekenmodel


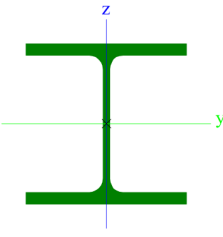



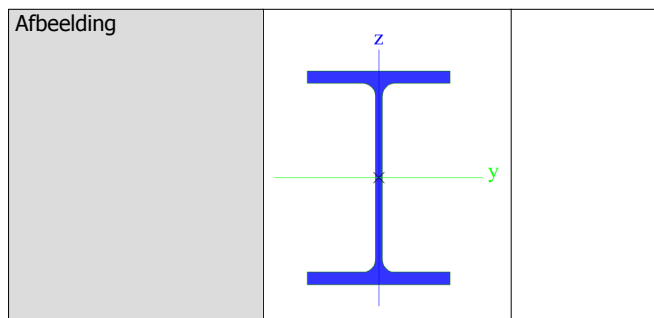
3. Materialen

Staal EC3

Naam	ρ [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	Onderlimiet [mm]	Bovenlimiet [mm]	F_y [MPa]	F_u [MPa]	Kleur
		G_{mod} [MPa]	α [m/mK]					
S 355	7850,0	2,1000e+05 8,0769e+04	0,3 0,00	0 40	40 80	355,0 335,0	490,0 470,0	

4. Doorsneden

CS2		
Type	HEB240	
Vormnorm	1 - I-doorsnede	
Vorm type	Dunwandig	
Onderdeelmateriaal	S 355	
Bouwwijze	gewalst	
Kleur		
Knik y-y, Knik z-z	b	c
A [m ²]	1,0600e-02	
A _y [m ²], A _z [m ²]	7,8218e-03	2,5536e-03
A _L [m ² /m], A _b [m ² /m]	1,3800e+00	1,3838e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	120	120
α [deg]	0,00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	1,1260e-04	3,9230e-05
i _y [mm], i _z [mm]	103	61
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	9,3830e-04	3,2690e-04
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	1,0530e-03	4,9840e-04
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	3,74e+05	3,74e+05
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	1,77e+05	1,77e+05
d _y [mm], d _z [mm]	0	0
I _t [m ⁴], I _w [m ⁶]	1,0270e-06	4,8695e-07
β_y [mm], β_z [mm]	0	
Afbeelding		
CS7		
Type	HEB450	
Vormnorm	1 - I-doorsnede	
Vorm type	Dunwandig	
Onderdeelmateriaal	S 355	
Bouwwijze	gewalst	
Kleur		
Knik y-y, Knik z-z	a	b
A [m ²]	2,1800e-02	
A _y [m ²], A _z [m ²]	1,5015e-02	6,5456e-03
A _L [m ² /m], A _b [m ² /m]	2,0300e+00	2,0254e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	150	225
α [deg]	0,00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	7,9890e-04	1,1720e-04
i _y [mm], i _z [mm]	191	73
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	3,5510e-03	7,8140e-04
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	3,9820e-03	1,1980e-03
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	1,41e+06	1,41e+06
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	4,25e+05	4,25e+05
d _y [mm], d _z [mm]	0	0
I _t [m ⁴], I _w [m ⁶]	4,4050e-06	5,2584e-06
β_y [mm], β_z [mm]	0	



Verklaring van symbolen	
Vormnorm	h - Hoogte b - Flensbreedte t - Flensdikte s - Lijfdikte r - Straal bij flensbasis r1 - Straal bij flensvoet a - Flenshelling W - Interne boutafstand wm - Welving van eenheid bij flensvoet
A	Gebied
A _y	Afschuifoppervlak in hoofd y-richting
A _z	Afschuifoppervlak in hoofd z-richting
A _L	Omtrek per eenheidslengte
A _D	Uithardingsoppervlakte per eenheidslengte
C _{y,UCS}	Zwaartepunt coördinaten in Y-richting van het invoer assen systeem
C _{z,UCS}	Zwaartepunt coördinaten in Z-richting van het invoer assen systeem
I _{y,LCS}	Tweede moment van het gebied rond de YLCS as
I _{z,LCS}	Tweede moment van het gebied rond de ZLCS as
I _{yz,LCS}	Product moment van het gebied in het LCS systeem
α	Rotatiehoek van het hoofd assen systeem
I _y	Tweede moment van het gebied rond de hoofd y-as
I _z	Tweede moment van het gebied rond de hoofd z-as
i _y	Traagheidsstraal rond de hoofd y-as

Verklaring van symbolen	
i _z	Traagheidsstraal rond de hoofd z-as
W _{el,y}	Elastische doorsnede modulus rond de hoofd y-as
W _{el,z}	Elastische doorsnede modulus rond de hoofd z-as
W _{pl,y}	Plastische doorsnede modulus rond de hoofd y-as
W _{pl,z}	Plastische doorsnede modulus rond de hoofd z-as
M _{pl,y,+}	Plastisch moment rond de hoofd y-as voor een positief My moment
M _{pl,y,-}	Plastisch moment rond de hoofd y-as voor een negatief My moment
M _{pl,z,+}	Plastisch moment rond de hoofd z-as voor een positief Mz moment
M _{pl,z,-}	Plastisch moment rond de hoofd z-as voor een negatief Mz moment
d _y	Afschuif middencoördinaat in hoofd y-richting gemeten vanaf het zwaartepunt
d _z	Afschuif middencoördinaat in hoofd z-richting gemeten vanaf het zwaartepunt
I _t	Torsie constante
I _w	Welvings constante
β _y	Mono-symmetrische constante rond de hoofd y-as
β _z	Mono-symmetrische constante rond de hoofd z-as

5. Staven

Naam	Doorsnede	Materiaal	Lengte [mm]	Beginknoop	Eindknoop	Type
S1	CS2 - HEB240	S 355	575,000	K1	K2	Algemeen (0)
S2	CS2 - HEB240	S 355	1200,000	K2	K3	Algemeen (0)
S3	CS2 - HEB240	S 355	575,000	K3	K4	Algemeen (0)
S10	CS7 - HEB450	S 355	580,000	K13	K14	Algemeen (0)
S12	CS7 - HEB450	S 355	580,000	K28	K16	Algemeen (0)
S13	CS7 - HEB450	S 355	1060,000	K20	K21	Algemeen (0)
S15	CS7 - HEB450	S 355	200,000	K21	K22	Algemeen (0)
S16	CS7 - HEB450	S 355	200,000	K23	K20	Algemeen (0)
S17	CS7 - HEB450	S 355	1060,000	K14	K23	Algemeen (0)
S19	CS7 - HEB450	S 355	1060,000	K22	K28	Algemeen (0)

6. Knoopondersteuning

Naam	Knoop	Systeem	Type	X	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Ry
Sn1	K2	GCS	Standaard	Vast	Vast		Vrij

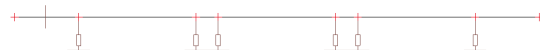
Naam	Knoop	Systeem	Type	X	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Ry
Sn2	K3	GCS	Standaard	Vrij	Vast		Vrij
Sn11	K20	GCS	Standaard	Vrij	Verend	1,0000e+00	Vrij
Sn12	K21	GCS	Standaard	Vrij	Verend	1,0000e+00	Vrij
Sn13	K22	GCS	Standaard	Vrij	Verend	1,0000e+00	Vrij
Sn14	K23	GCS	Standaard	Vrij	Verend	1,0000e+00	Vrij
Sn15	K14	GCS	Standaard	Vast	Verend	1,0000e+00	Vrij
Sn16	K28	GCS	Standaard	Vrij	Verend	1,0000e+00	Vrij

7. Belastingsgevallen

7.1. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Richting
BG1		Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z

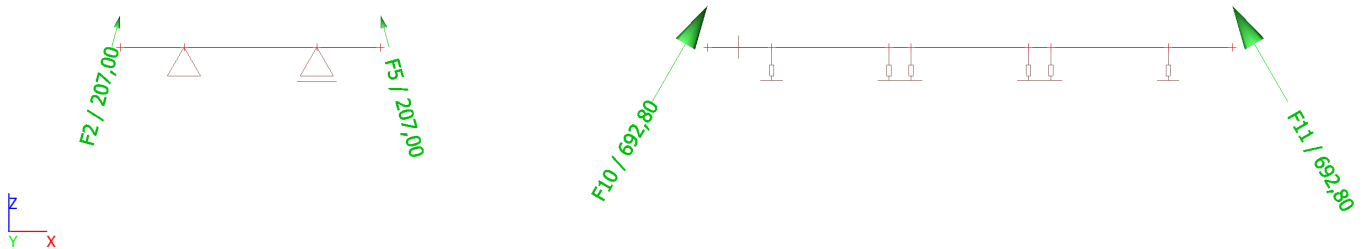
7.1.1. BG



7.2. Belastingsgevallen - BG2

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
BG2		Permanent Standaard	LG1

7.2.1. BG



7.2.2. Puntlast op staaf

Naam	Staal	Systeem	Waarde - F [kN]	Pos x [mm]	Coör	Herh (n)
	Belastingsgeval	Rich	Type		Oors	Regelmatig
F2	S1	GCS	207,00	0,000	Abso	1
	BG2	Z	Kracht		Vanaf begin	
F5	S3	GCS	207,00	0,000	Abso	1
	BG2	Z	Kracht		Vanaf einde	
F10	S10	GCS	692,80	0,000	Abso	1
	BG2	Z	Kracht		Vanaf begin	
F11	S12	GCS	692,80	0,000	Abso	1
	BG2	Z	Kracht		Vanaf einde	

8. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
Combi1		Omhullende - uiterst	BG2	1,50

9. Berekeningsverslag

Lineaire berekening

Aantal 2D elementen	0
Aantal 1D elementen	10
Aantal netknopen	12
Aantal vergelijkingen	72
Belastinggevallen	BG1
	BG2
Start berekening	01.12.2017 17:42
Einde berekening	01.12.2017 17:42

Som van lasten en reacties.

	[kN]	X	Y	Z
BG BG1	last	0.0	0.0	-9.9
	knoopreacties	0.0	0.0	9.9
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG BG2	last	0.0	0.0	1599.9
	knoopreacties	0.0	0.0	-1599.9
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0

10. Interne krachten in staaf

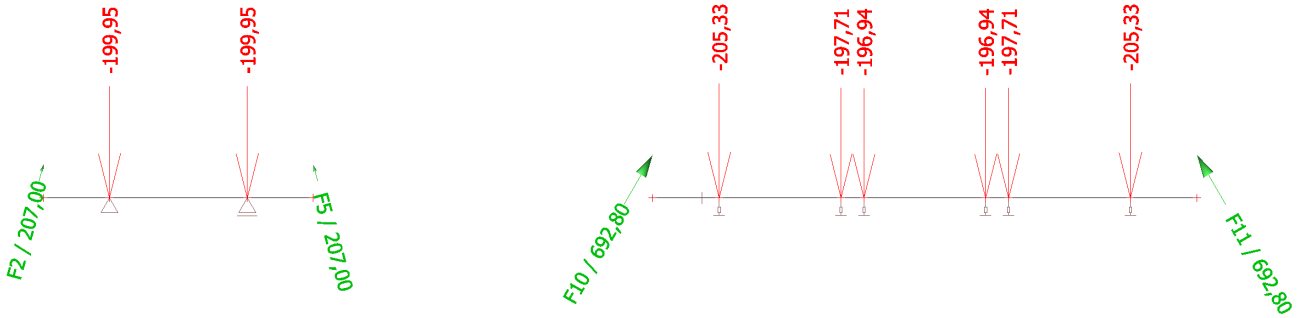
Lineaire berekening, Extreem : Staaf, Systeem : LCS

Selectie : Alle

Klasse : Alle UGT

Staal	css	dx [mm]	BG	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
S1	CS2 - HEB240	0,001	Combi1/1	-80,36	299,92	23,31
S1	CS2 - HEB240	575,000	Combi1/1	-80,36	299,92	195,76
S2	CS2 - HEB240	0,001	Combi1/1	-80,36	0,00	195,76
S3	CS2 - HEB240	0,001	Combi1/1	-80,36	-299,92	195,76
S3	CS2 - HEB240	575,000	Combi1/1	-80,36	-299,92	23,31
S10	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	899,97	194,85
S10	CS7 - HEB450	580,000	Combi1/1	-519,60	899,97	716,83
S12	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	-899,97	716,83
S12	CS7 - HEB450	580,000	Combi1/1	-519,60	-899,97	194,85
S13	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	0,00	1403,41
S15	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	-295,41	1403,41
S15	CS7 - HEB450	200,000	Combi1/1	-519,60	-295,41	1344,33
S16	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	295,41	1344,33
S16	CS7 - HEB450	200,000	Combi1/1	-519,60	295,41	1403,41
S17	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	591,98	716,83
S17	CS7 - HEB450	1060,000	Combi1/1	-519,60	591,98	1344,33
S19	CS7 - HEB450	0,001	Combi1/1	-519,60	-591,98	1344,33
S19	CS7 - HEB450	1060,000	Combi1/1	-519,60	-591,98	716,83

11. Reacties; Rz



12. Staalcontrole

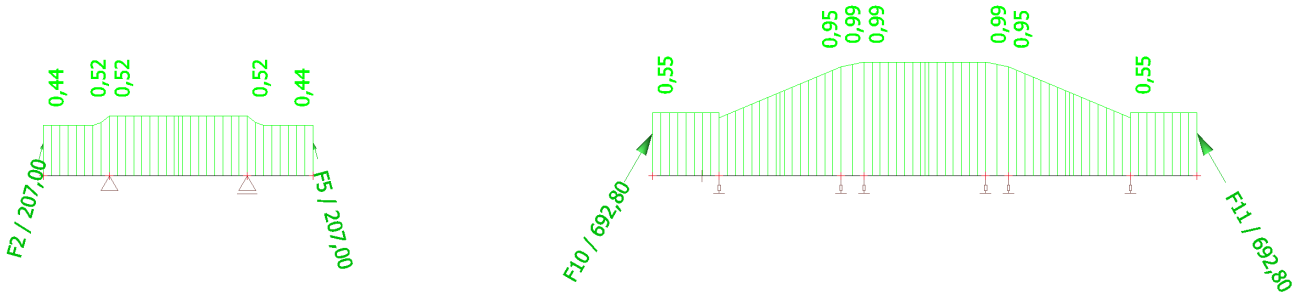
Lineaire berekening, Extreem : Doorsnede

Selectie : Alle

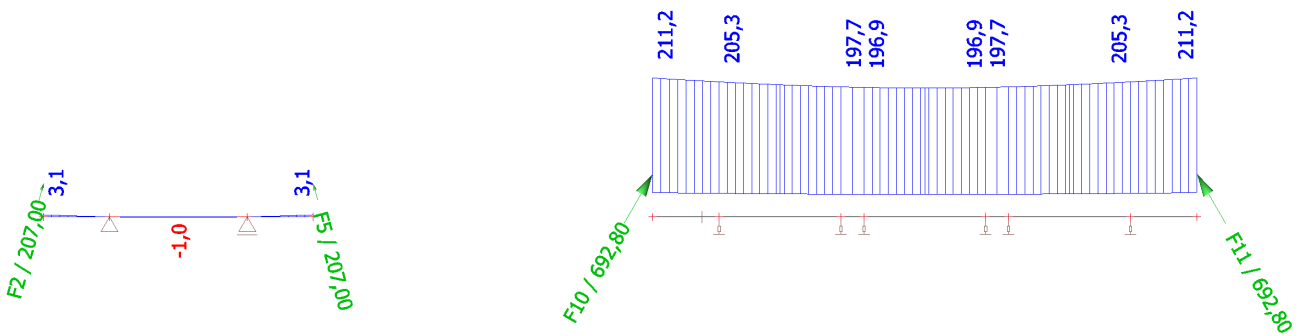
Klasse : Alle UGT

Staal	css	mat	BG	dx [mm]	Doorsnedetoetsing [-]
S1	CS2 - HEB240	S 355	Combi1/1	575,000	0,52
S13	CS7 - HEB450	S 355	Combi1/1	0,000	0,99

13. Staalcontrole; Doorsnedetoetsing UGT

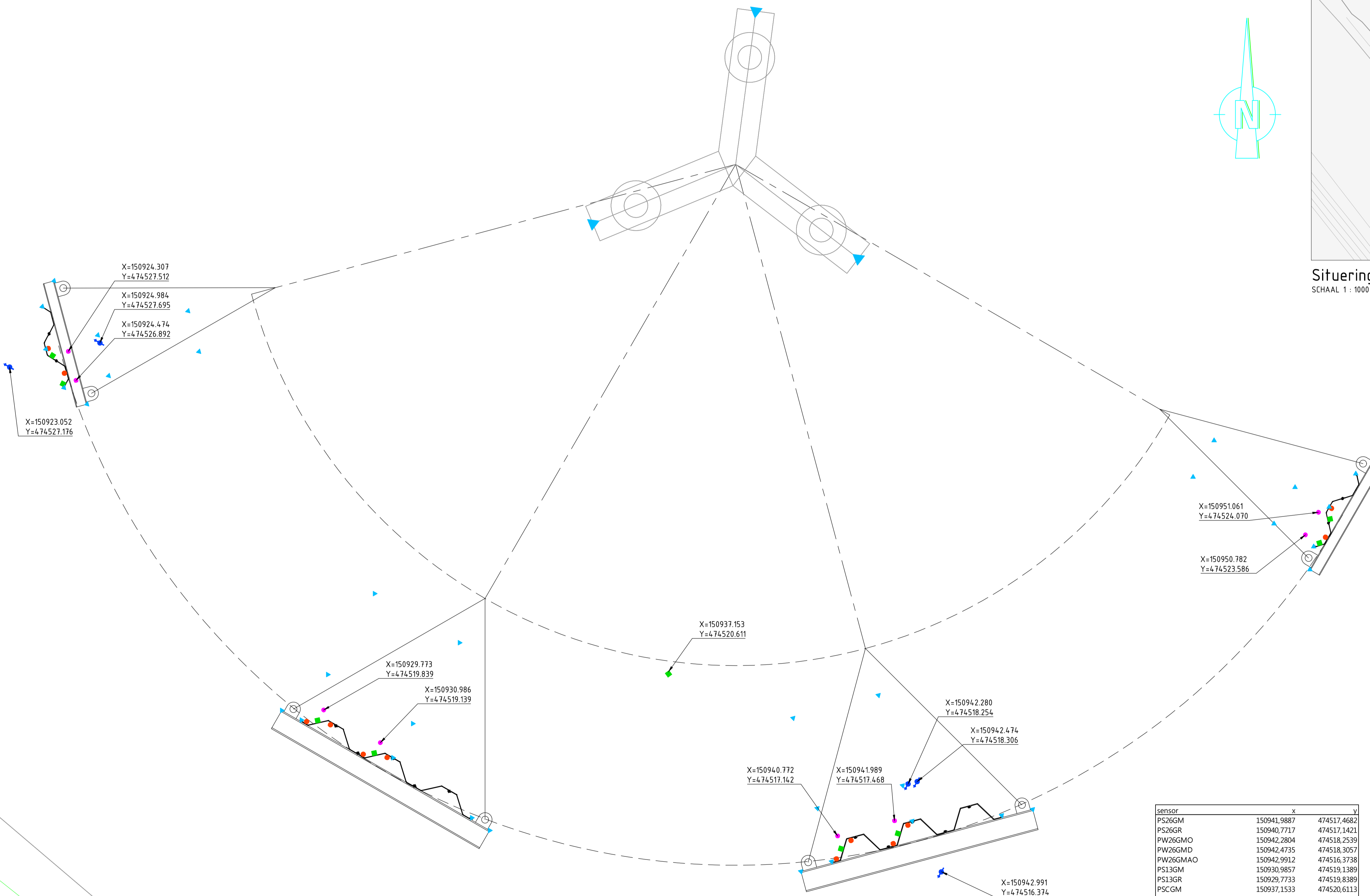


14. Vervormingen van staaf; uz BGT

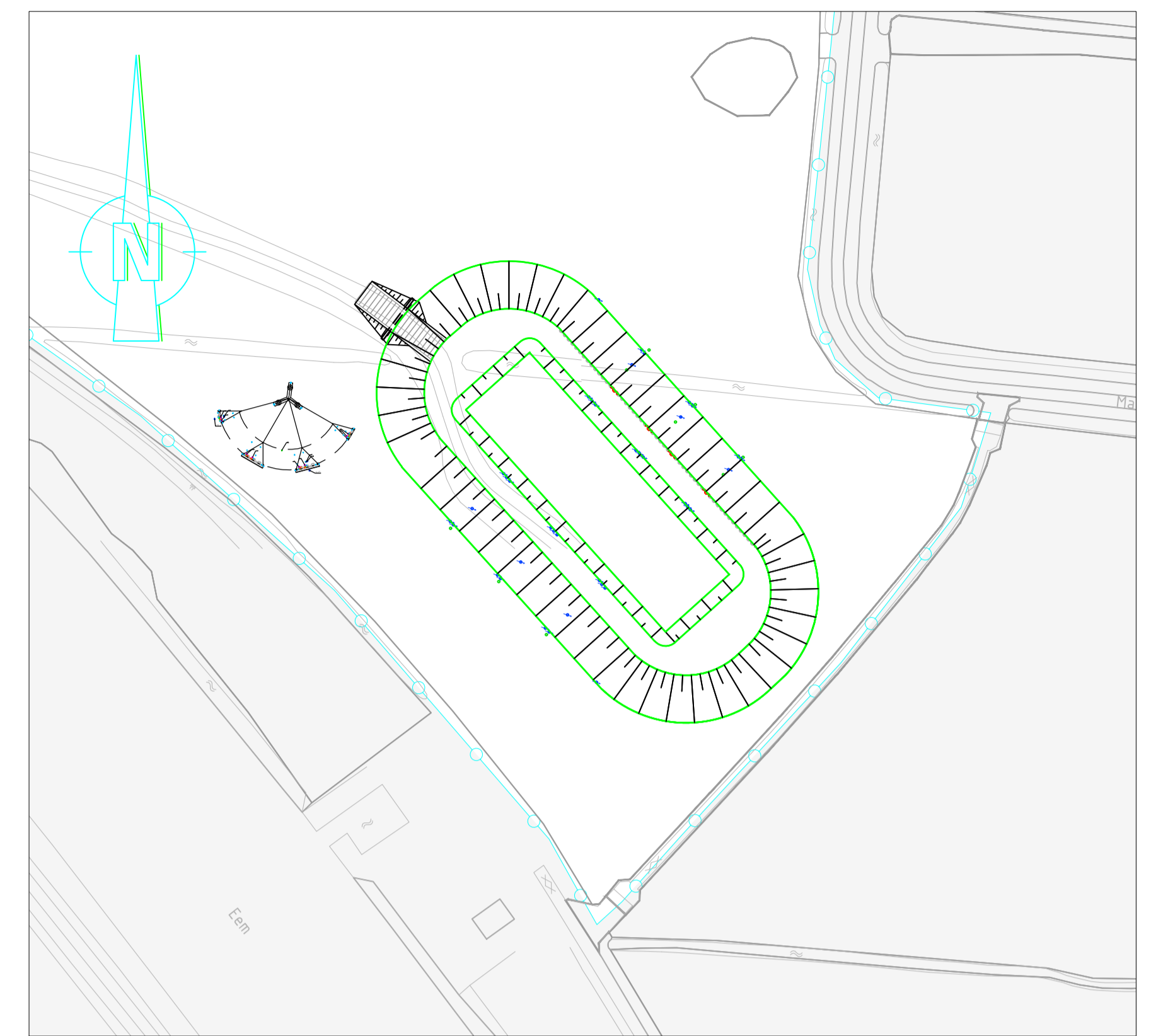




E Tekening DO POT DT476-2-3101



Coördinaten opstelling POT
SCHAAL 1 : 50



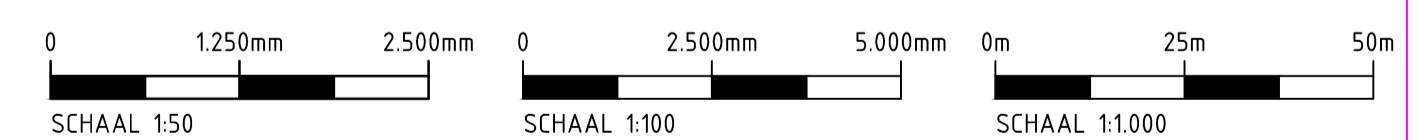
Situering opstelling POT
SCHAAL 1 : 1000

LEGENDA

- Glasvezel
- SAAF op damwand
- SAAF in casing
- Waterspanningsmeter
- Glasvezel
- SAAF op damwand
- SAAF in casing
- Waterspanningsmeter
- X K&L-strook datakabels sensoren

OPMERKINGEN

MATEN IN m, TENZIJ ANDERS AANGEGEVEN
HOOGTEMAATVOERING IN m T.O.V. N.A.P.
HOEKEN IN BOOGGRADEN



sensor	x	y
PS26GM	150941.9887	474517.4682
PS26GR	150940.7717	474517.1421
PW26GMO	150942.2804	474518.2539
PW26GMD	150942.4735	474518.3057
PW26GMAO	150942.9912	474516.3738
PS13GM	150930.9857	474519.1389
PS13GR	150929.7733	474519.8389
PS8GM	150937.1533	474520.6113
PS8GR	150924.4736	474526.8923
PS8GM	150924.3075	474527.5123
PW8GMO	150924.9839	474527.6949
PW8GMAO	150923.0524	474527.1760
PS8RGM	150951.0612	474524.0699
PS8RGR	150950.7821	474523.5865

- POV macrostabiliteit
- Full scale damwandproef
- DO ontwerp
- Pull over test
- Coördinaten SAAF en WSP in grond

Witteveen Bos Postbus 233 7400 AE Deventer Telefoon 0570 69 79 11 Telefax 0570 69 73 44	Gekeurd F. Sa	Schaal 1:50/1:100/1:1000
	Gecontroleerd T. Naves	
	Goedgekeurd H.J. Lengkeek	DT476-2-3103
	Datum 01-12-2017	Formaat A0

CAD TEK: T:\DOV\08\108\108\0003\PROJ\1000\OUT\14-2-103_1.dwg



F Modelling of push over test in DIANA

MEMORANDUM

Subject	-Modelling of push over sheet piling test in Diana
Project	-Pushover sheet piling test
Date	26 June 2017
Author(s)	ir. Apostolos Bougioukos
Checked by	ir. T. Naves
Approved by	ir. H.J. Lengkeek
Initials	

1 INTRODUCTION

This memorandum describes the modelling of the pushover test of sheet piling in the FEM software DIANA. This analysis was contacted in order to examine the nonlinear behaviour of the sheet piling subjected to prescribed displacement, when it is surrounded by soil.

Three models will be examined:

- Continuous wall under prescribed displacement (Figure 1.1).
- Discontinuous wall, under prescribed displacement in the normal direction (Figure 1.2).
- Discontinuous wall, under prescribed displacement in the reversed direction (Figure 1.3).

Figure 1.1 Continuous wall.

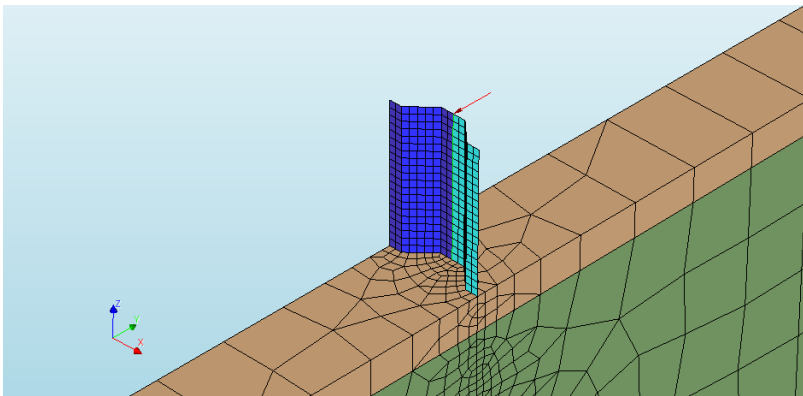


Figure 1.2 Discontinuous wall, normal loading.

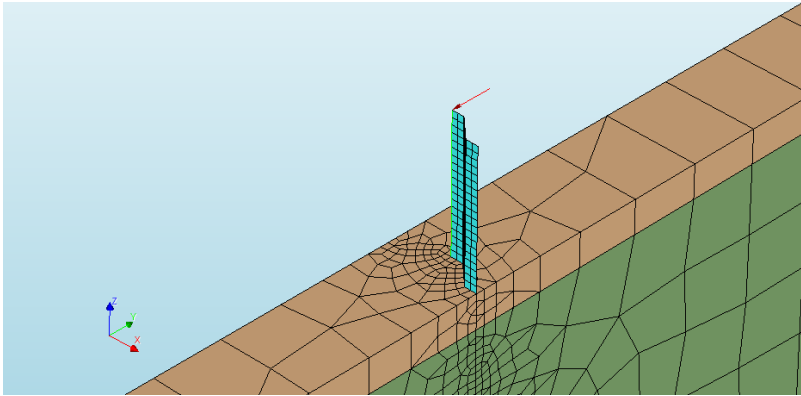
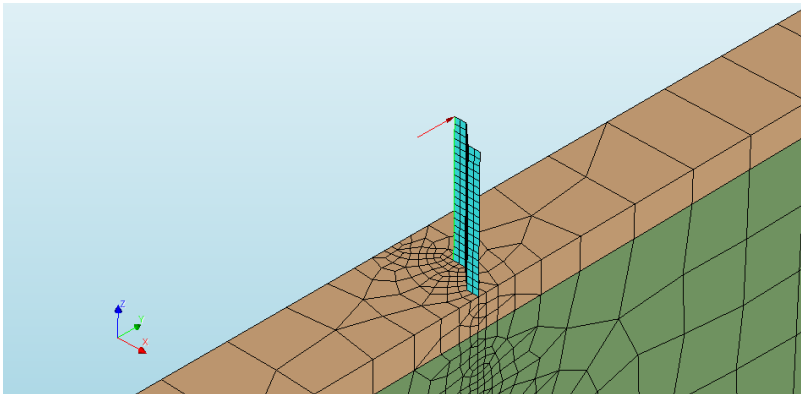


Figure 1.3 Discontinuous wall, reversed loading.



2 MODELLING

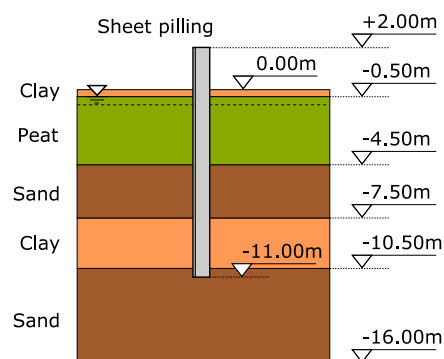
The modelling of the pushover test of the sheet piling is consisted of three types of material and three types of elements. Solid elements have been used for the modelling of the soil. Shell elements with 3 Gaussian points have been used for the sheet piling and nonlinear interface elements have been used for the interface between the soil and the wall.

2.1 Soil

The soil is consisted of five layers (

Figure 2.1). The soil layers are modelled based on the Mohr-Coulomb model. The properties that have been assigned to each soil layer can be seen in Table 2.1. These properties have been chosen in such a way that they correspond to the ones used for the modelling of the same problem in PLAXIS.

Figure 2.1 Layers of soil



However, it is worth mentioning that in PLAXIS the wet density of the soil is used, while in DIANA the dry density of the soil is used. For that reason appropriate values of the dry density and the porosity of each soil layer have been specified in DIANA, in order to correspond to the ones of PLAXIS. Additionally, it should be noted that drained behaviour is assumed for every soil layer for consistency reasons.

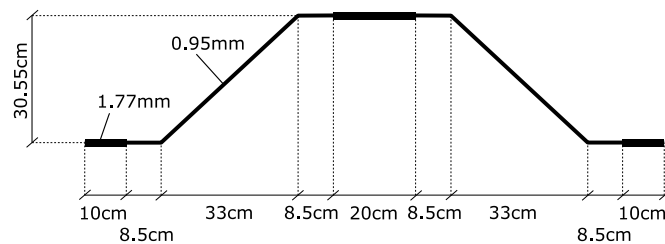
Table 2.1 Soil properties of each layer.

Property	Clay (top)	Peat	Sand (top)	Clay (bottom)	Sand (bottom)
Young's modulus (kN/m ²)	2000	1000	25000	5000	30000
Cohesion (kN/m ²)	10	10	1	10	1
Friction angle (degrees)	30	30	35	30	35
Dilatancy angle (degrees)	0	0	5	0	5
Poisson's ratio	0.33	0.33	0.2987	0.33	0.2987
Density (dry) (kg/m ³)	1229	770	1637	1229	1637
Porosity	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
K0, for initial stresses	0.5	0.5	0.426	0.5	0.426

2.2 Sheet piling

For this project sheet piling AZ 13-700 has been chosen. In order to simplify the 3D modelling of this cross-section, an equivalent cross-section with similar properties has been calculated (Figure 2.2).

Figure 2.2 Equivalent cross-section of the sheet piling.



The material properties of the sheet piling can be seen below:

- Young's modulus: 210 GPa
- Poisson's ratio: 0.3
- Mass density: 7850 kg/m³
- Yield stress: 300 MPa
- Theoretical elastic bending moment (M_{el}): $391,5 \text{ kNm/m} \times 1.4\text{m} \times 0.7\text{m} = 548 \text{ kNm}$ (274 kNm)

2.3 Interface

In both sides of the wall interfaces have been applied between the wall and the soil. Coulomb friction interface elements have been used for the modelling of the interfaces in DIANA, with properties calculated based in the following formulas:

- Shear stiffness of interface: $D_{tt} = D_{ss} = \frac{E_{soil}}{2(1+\nu_{soil})} \frac{A^2}{0.01}$
- Normal stiffness of interface: $D_{nn} = f \cdot D_{ss}$
- Cohesion: $c = A \cdot c_{soil}$
- Friction angle: $\tan\varphi = A \cdot \tan\varphi_{soil}$

where A is a reduction factor ($0.5 \div 1.0$) and f is a multiplication factor ($10 \div 100$). Here it has been chosen $A=0.6$ and $f=50$.

3 ANALYSIS (PHASED ANALYSIS)

For problems where it is important to calculate the initial stresses of the soil a phased analysis is required.

For this particular project, three phases have been created.

- Phase 1: Initialization of stresses of the soil.
- Phase 2: Installation of the sheet piling.
- Phase 3: Application of the prescribed displacement.

In the first phase the initial stresses of the soil are calculated. For that reason the structural elements should be deactivated. After the completion of this phase the displacements are suppressed. Following this, the second phase begins taking into account the soil stresses of the previous phase. The sheet piling is installed in the soil and subsequently the prescribed displacement is applied in five steps of 20cm each.

4 VALIDATION OF THE MODEL

The model is validate in two ways. Firstly, the initial stresses of the soil are compared to the initial stresses calculated analytically with the K0 procedure. Secondly, the stresses and deformations of an equivalent sheet-pile with linear elastic behaviour are calculated with DIANA and compared to the ones calculated with PLAXIS.

4.1 Check of initial soil stresses

Observing the Figure 4.1 and Figure 4.2 it can be concluded that there is a very good agreement between the initial stresses calculated with DIANA and the initial stresses calculated analytically. This agreement applies for vertical and horizontal, total and effective initial stresses.

Figure 4.1 Initial stresses of the soil in the vertical direction: total (left), effective (right).

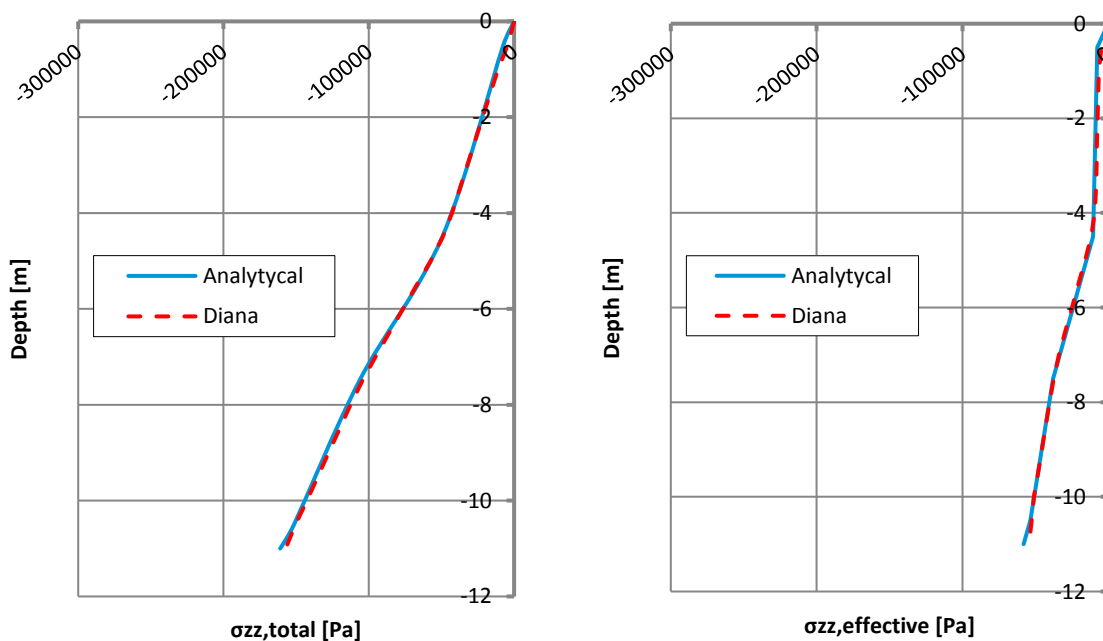
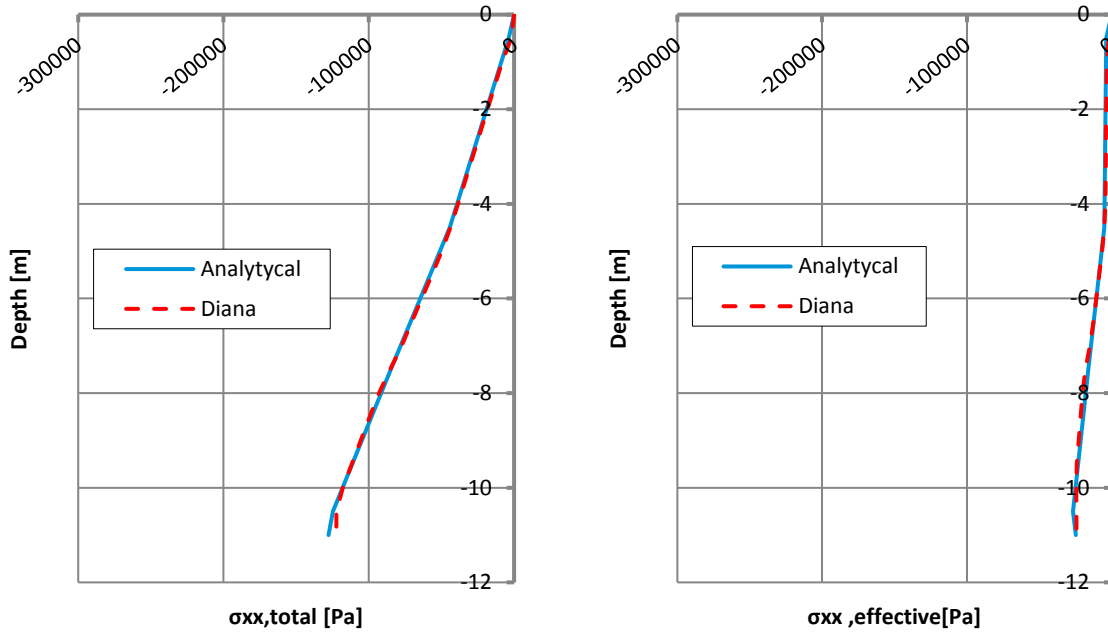


Figure 4.2 Initial stresses of the soil in the horizontal direction: total (left), effective (right).



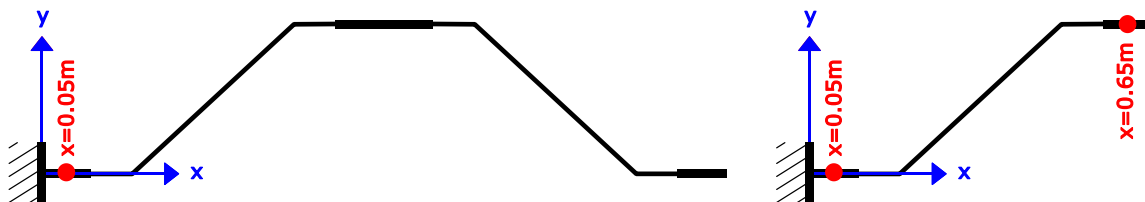
4.2 Check of the sheet-pile with elastic behaviour

Before we examine the elastoplastic behaviour of the sheet pile, the behaviour of an equivalent sheet pile with linear elastic behaviour will be calculated in the FEM software DIANA. The results will be validated with respect to the results calculated with the FEM software PLAXIS for the same models.

For this purpose two identical models of a continuous wall and a discontinuous wall are built in DIANA and PLAXIS. Exactly the same soil layers with the properties given in Table 2.1 based on the Mohr-Coulomb model have been used in both cases. Great care has been taken in order to make sure that similar soil-structure interface properties apply in DIANA model and in PLAXIS model.

For the continuous wall the results of the nodes located in a distance of $x=0.05\text{m}$ from the edge of the cross-section of the sheet pile are examined (Figure 4.3 (left)). For the discontinuous wall the results of the nodes located at two positions of the cross-section of the sheet pile are examined; in a distance of $x=0.05\text{m}$ and in a distance $x=0.65\text{m}$ from the edge (Figure 4.3 (right)). This is because in the later case the sheet pile is free to move at the one edge, so differences are expected on the deflections and the stresses of the sheet pile at positions $x=0.05\text{m}$ and $x=0.65\text{m}$.

Figure 4.3 Position at the cross-section of the sheet pile where the results are measured for: (left) continuous wall and (right) discontinuous wall.



In the Figure 4.4 - Figure 4.6 the results calculated for the continuous and discontinuous wall which behave linear elastic, subjected to lateral displacement of $u_y=0.6\text{m}$, calculated with DIANA and PLAXIS are presented. Given the fact that these two softwares are using different solvers, different iterative procedures and different tolerances, the small differences that appear are acceptable.

Figure 4.4 Deflection in the lateral direction (left) and distributed force per meter of cross-section of the sheet-pile (right), for the continuous wall subjected to prescribed displacement, calculated with DIANA and PLAXIS at the position $x=0.05\text{m}$ of the cross-section.

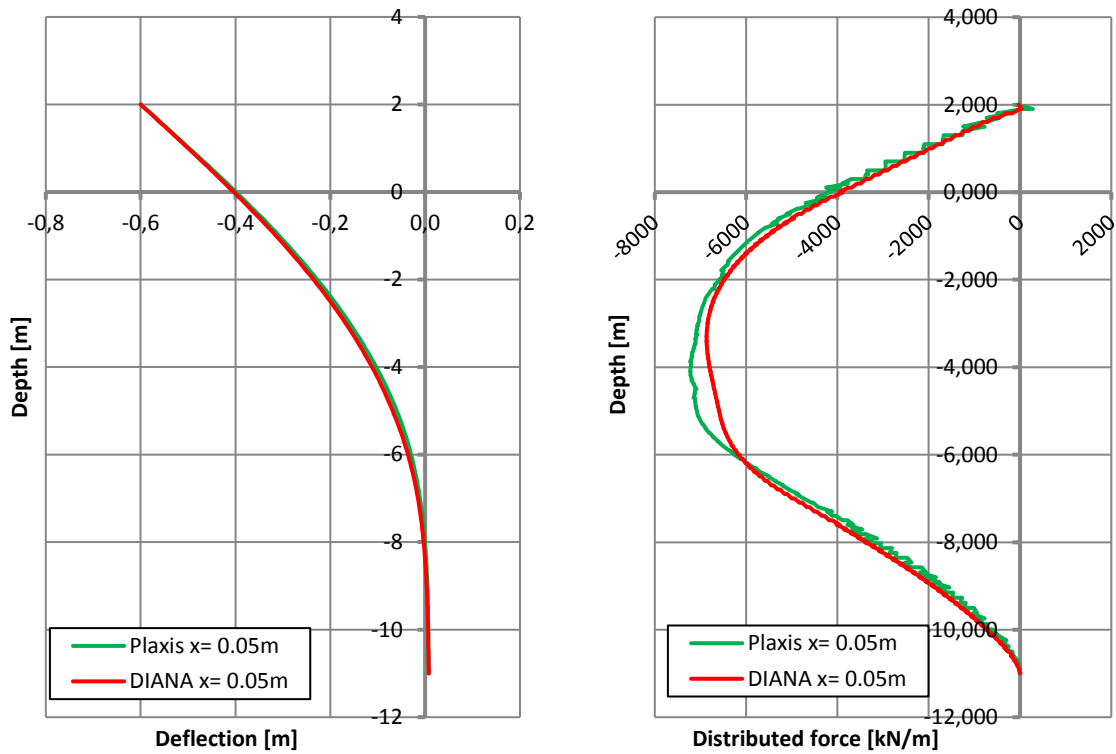


Figure 4.5 Deflection in the lateral direction for the discontinuous wall subjected to prescribed displacement in the normal direction calculated with DIANA and PLAXIS at the positions $x=0.05\text{m}$ and $x=0.65\text{m}$ of the cross-section.

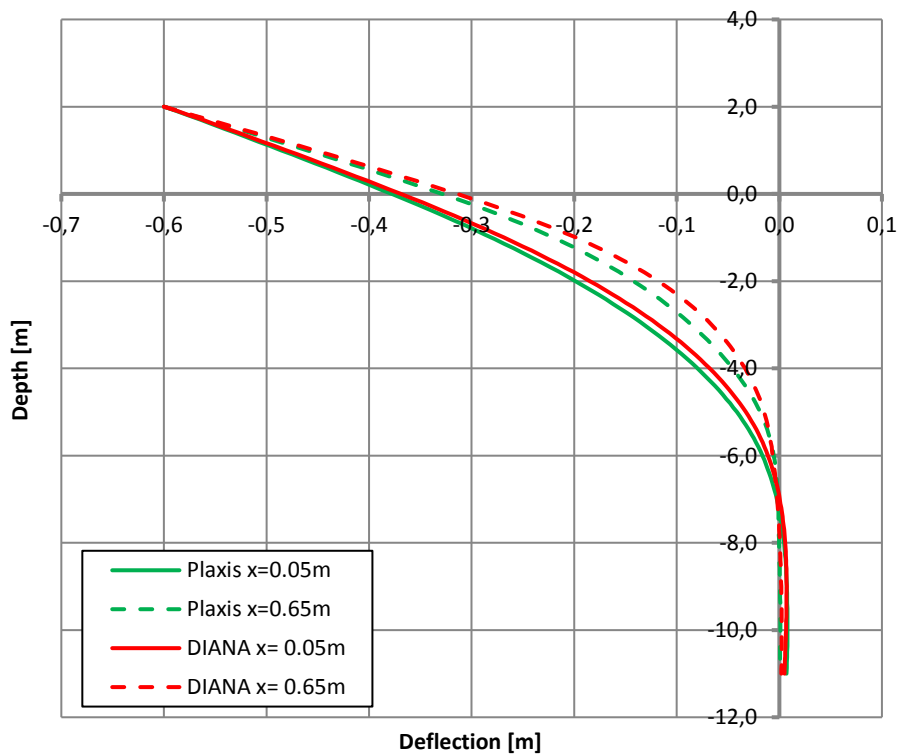
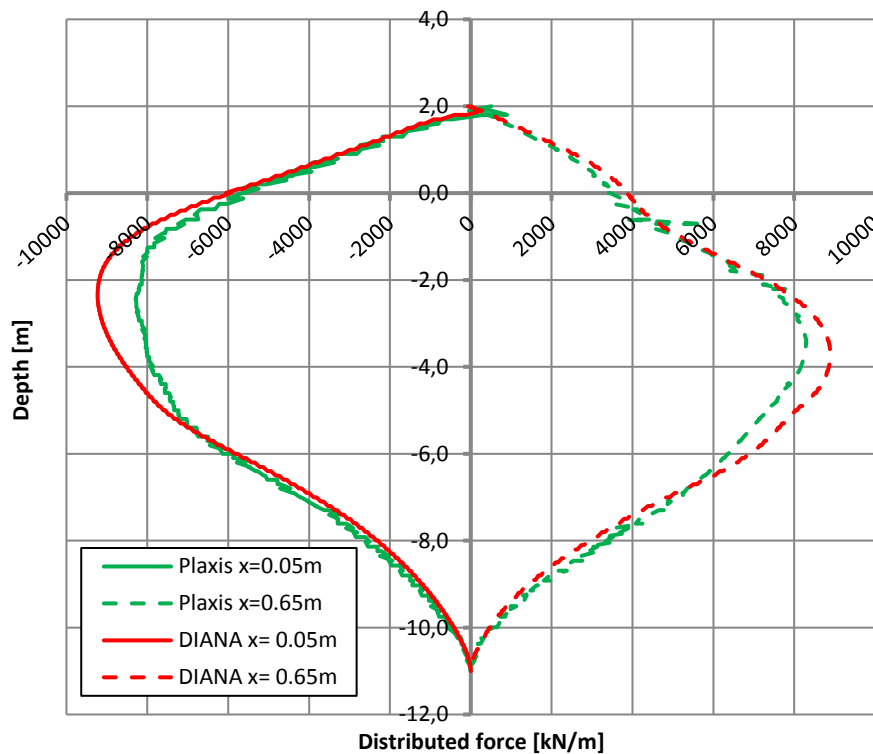


Figure 4.6 Distributed force per meter cross-section of the sheet-pile for the discontinuous wall subjected to displacement in normal direction calculated with DIANA and PLAXIS at $x=0.05\text{m}$ and $x=0.65\text{m}$ of cross-section.



5 RESULTS

In this section the results of the sheet pile with elastoplastic behaviour are presented for the cases of the continuous wall subjected to lateral displacement and the discontinuous wall subjected to lateral displacement in the normal and in the reversed direction. It should be noted that only physical nonlinearity is applied, while geometrical nonlinearity is not considered.

The fact that geometrical nonlinearity is not taken into account means that the equilibrium equations are based on the unreformed shape of our model. In this sense, the increase/decrease of the stiffness of the sheet pile when its cross-section is deformed, due to large prescribed displacement, will not be captured. Therefore, it is expected that the differences of the developed internal forces between the discontinuous wall loaded in the normal direction and the discontinuous wall loaded in the reversed direction will not be apparent. The reason that we do not apply geometric nonlinear analysis here is that in the current version of DIANA the application of geometric nonlinear analysis when soil elements are present in the model causes convergence issues.

5.1 Continuous wall

In the Figure 5.2 one can see the evolution of the bending moments of the continuous wall, when the lateral displacement at the top is increasing. It is clear that the sheet pile fails when lateral displacement between 0.6m and 0.8m is applied at the top of the sheet pile. The developed bending moments for lateral displacement 0.2m are below the theoretical maximum elastic bending moment (548kNm), which is in line with the stresses of the sheet pile which do not exceed the yield stress ($f_y = 300\text{MPa}$) (Figure 5.1 (left)). In contrast for lateral displacement larger than 0.4m the developed bending moments exceed the theoretical maximum elastic bending moment of the sheet pile, which is in line with the stresses of the sheet pile which exceed the yield stress in the flanges of the sheet pile (Figure 5.1 (right)).

The maximum bending moments (between 660kNm and 672kNm) carried by the sheet pile appear in depth between 1.2m and 3.9m, when lateral displacement of 0.6 is applied at the top of the sheet pile. For larger

prescribed displacement we see only a slight increase in the developed bending moments of the sheet pile. This means that for larger lateral displacements the sheet pile mainly deforms without carrying additional load. This can be seen in the Figure 5.4, which gives the force-displacement diagram at the top of the sheet pile. It can be seen that the maximum lateral load that can be applied at the top of the sheet pile is 236kN.

In addition, in the Figure 5.3 one can see the deflection of the sheet pile with respect to the depth at the position $x=0.05\text{m}$ of the cross-section when the lateral displacement at the top of the sheet pile is increasing. The deflections of the sheet pile are the same at the position $x=0.05$ and $x=0.65\text{m}$ of the cross-section; therefore only the deflections at the position $x=0.05\text{m}$ are presented here.

Figure 5.1 Developed stresses in the continuous sheet pile under prescribed displacement at the top of 0.2m (left) and 0.4m (right).

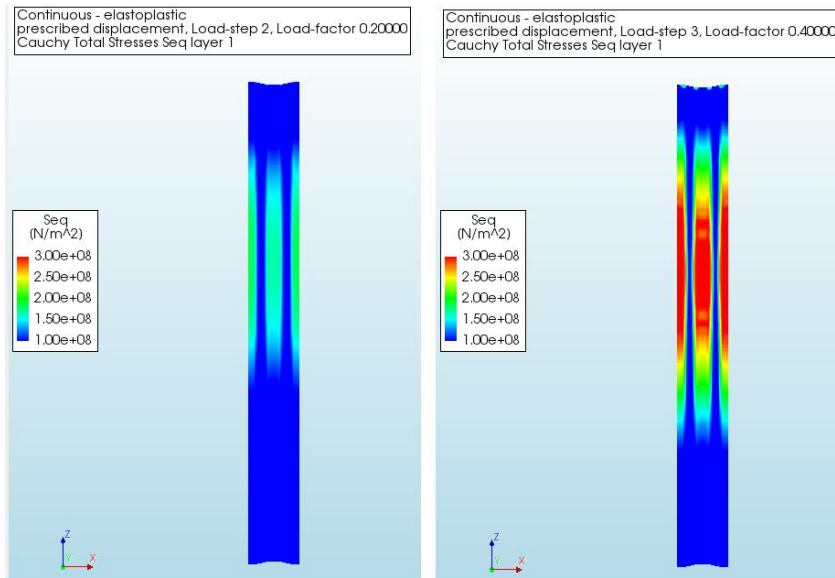


Figure 5.2 Bending moments of the elastoplastic continuous wall subjected to lateral displacement at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2\text{...}1.0\text{m}$

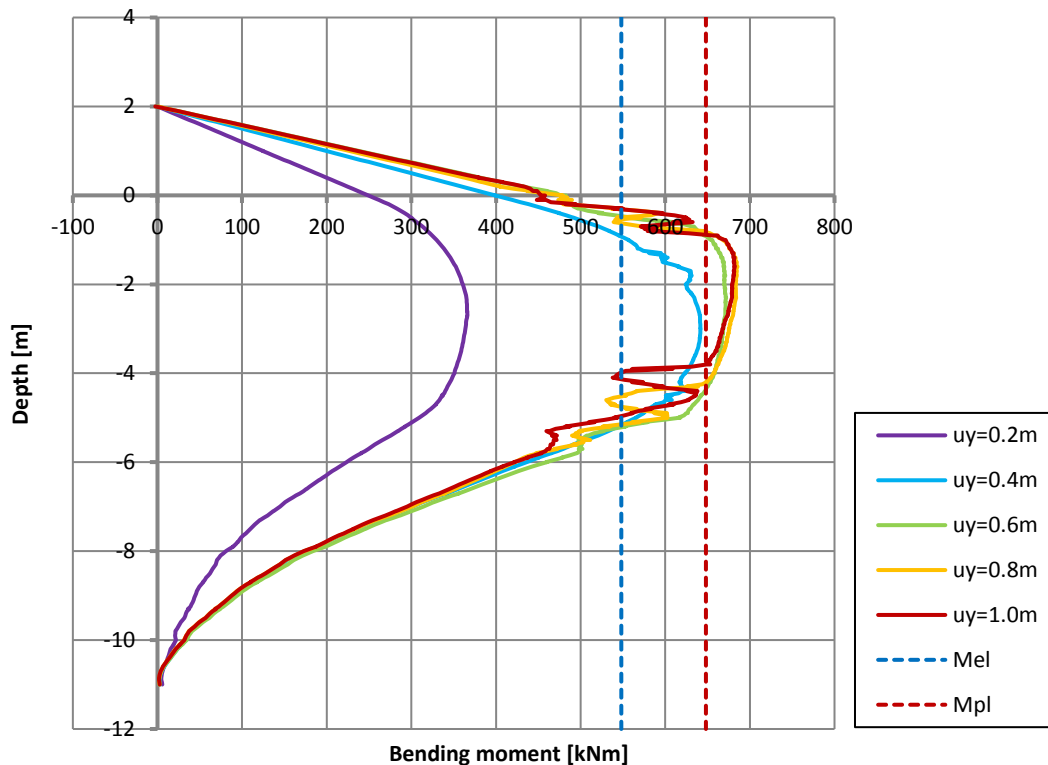


Figure 5.3 Deflections of the elastoplastic continuous wall subjected to lateral displacement at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2\dots 1.0\text{m}$

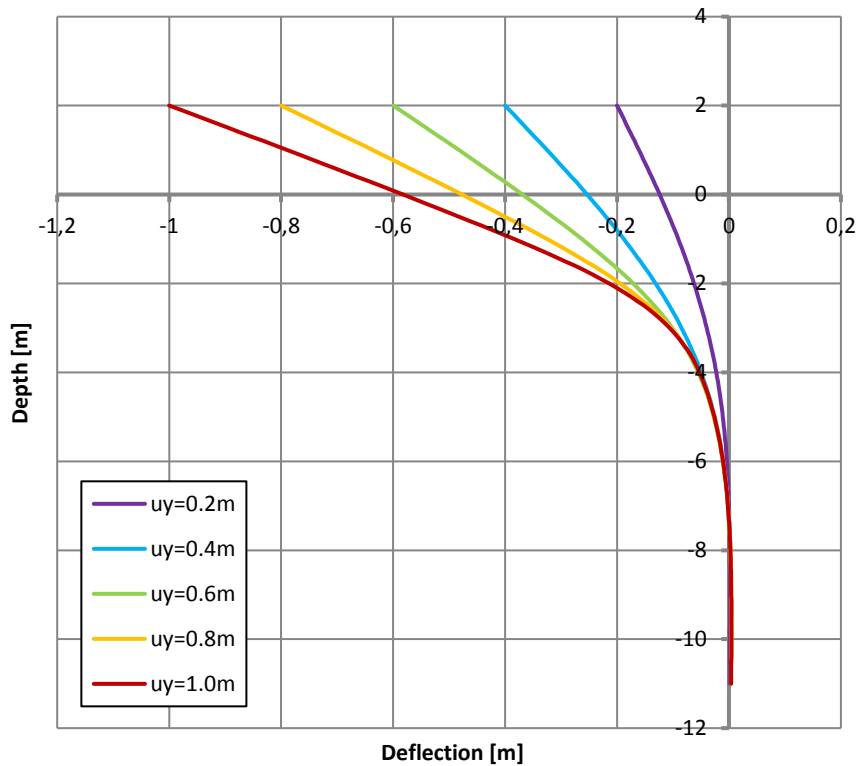
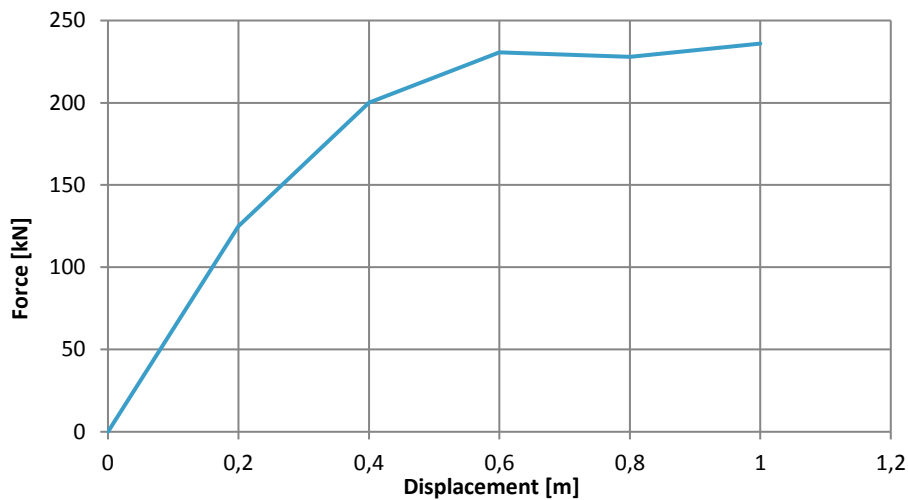


Figure 5.4 Force - displacement diagram (measured at the top of the sheet pile) of the elastoplastic continuous wall.



5.2 Discontinuous wall, loaded in normal direction

In order to compare the bending moments that are developed in the continuous wall with those developed in the discontinuous wall, we will divide the bending moments of the continuous wall by a factor of 2, due to the fact that the model has double cross-section and we are allowed to do that because there is symmetry in the out-of-plane direction. In By comparing the maximum developed bending moments it can be seen that it is larger in the continuous wall (Figure 5.2) compared to the ones of the discontinuous wall loaded in the normal direction wall (Figure 5.5) (e.g. for prescribed displacement $u_y=0.6\text{m}$, $M_{\max,\text{cont}}/2 = 336\text{kNm}$ against $M_{\max,\text{disc}}=333\text{kNm}$). Similarly, the force needed to deform the top of the discontinuous pile 1.0m is slightly smaller than the load needed to deform the top of the continuous wall 1.0 m (113kN against $236/2=118\text{kN}$).

Figure 5.5 Bending moments of the elastoplastic discontinuous wall subjected to lateral displacement in the normal direction at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2\text{m} \dots 1.0\text{m}$

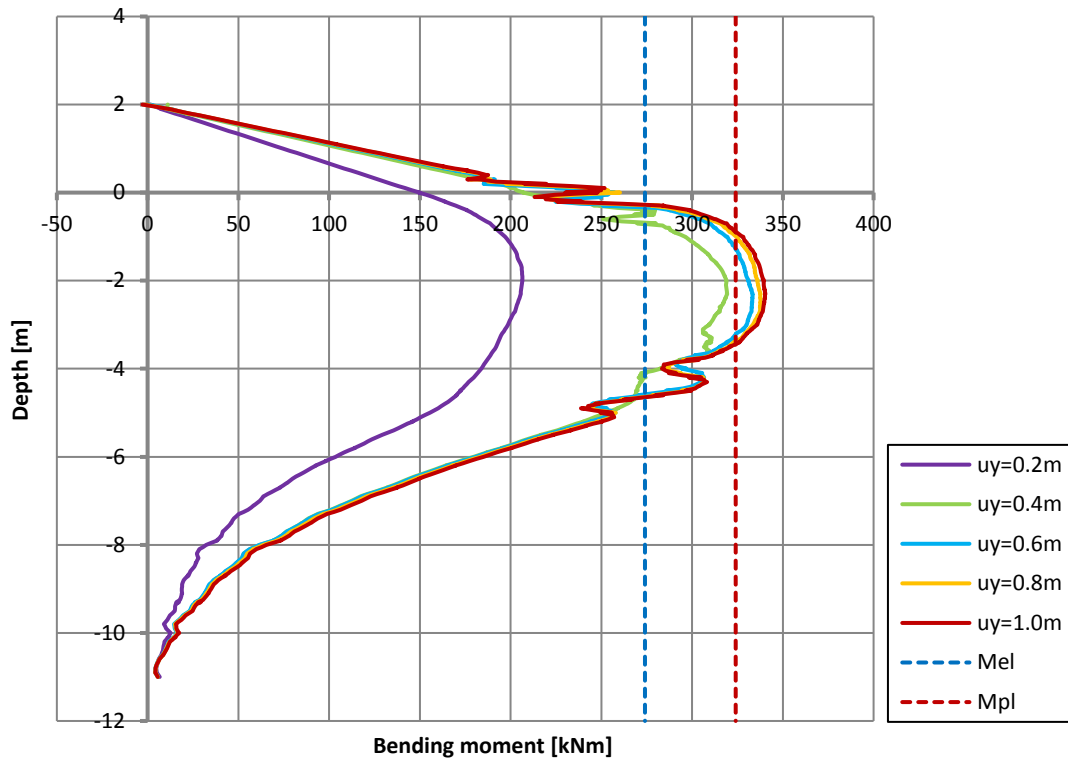
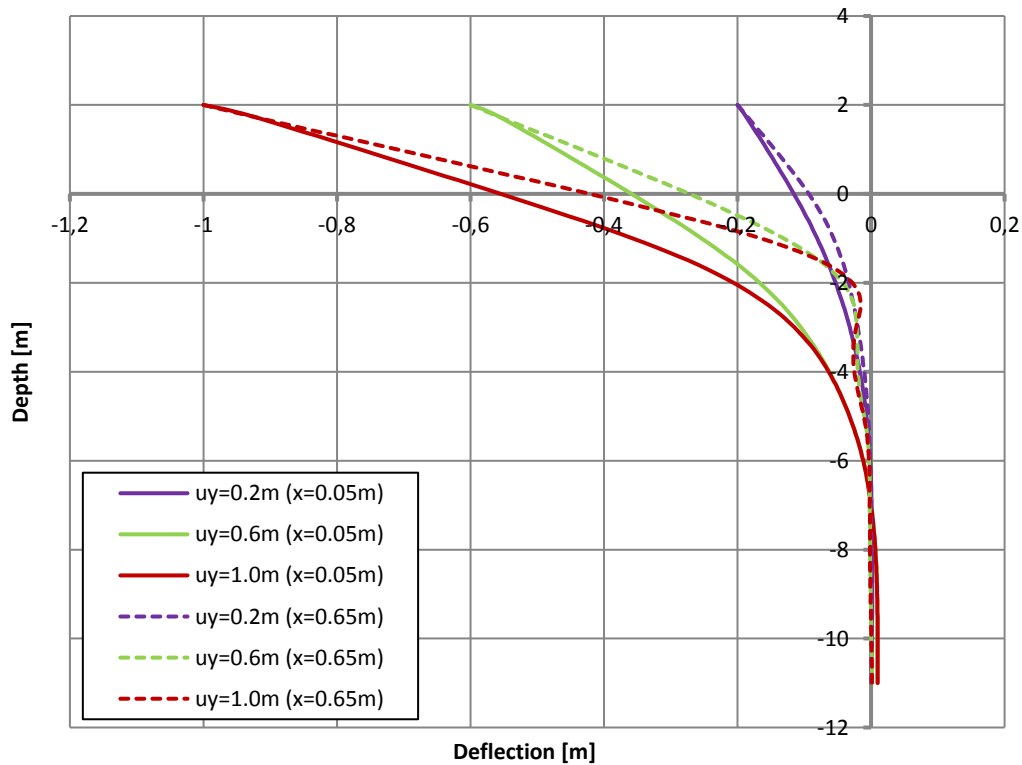
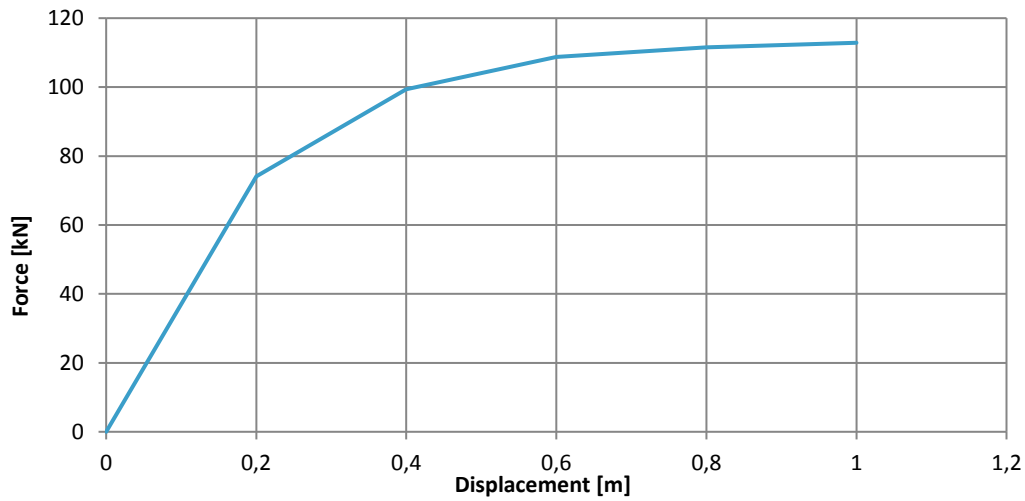


Figure 5.6 Deflections (measured at $x=0.05\text{m}$ and $x=0.65\text{m}$) of the elastoplastic discontinuous wall subjected to lateral displacement in the normal direction at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2\text{m}, 0.6\text{m}, 1.0\text{m}$



By comparing the deflections developed at the clamped edge and the free edge (Figure 5.6) of the discontinuous wall, significant differences appear due to the fact that the latter is free to rotate .

Figure 5.7 Force - displacement diagram (measured at the top of the sheet pile) of the elastoplastic discontinuous wall subjected lateral displacement in normal direction.



5.3 Discontinuous wall, loaded in reversed direction

The results of the discontinuous wall loaded in the reversed direction (Figure 5.9 - Figure 5.10) appear insignificant differences compared to the results of the discontinuous wall loaded in the normal direction; therefore the same remarks apply also in this case. However, this behaviour does not align with what we were expecting. In other words different behaviour for reversed and normal load because the cross section of the discontinuous wall is rotating, thus the stiffness of the sheet pile is changing (increase for reversed loading and decrease for normal loading) when the load is increasing. The reason that this differences are not apparent here is due to the fact that the models do not account for the geometrical nonlinearity, for the reason that is explained at the beginning of this chapter.

Figure 5.8 Bending moments of the elastoplastic discontinuous wall subjected to lateral displacement in the reversed direction at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2... 1.0\text{m}$

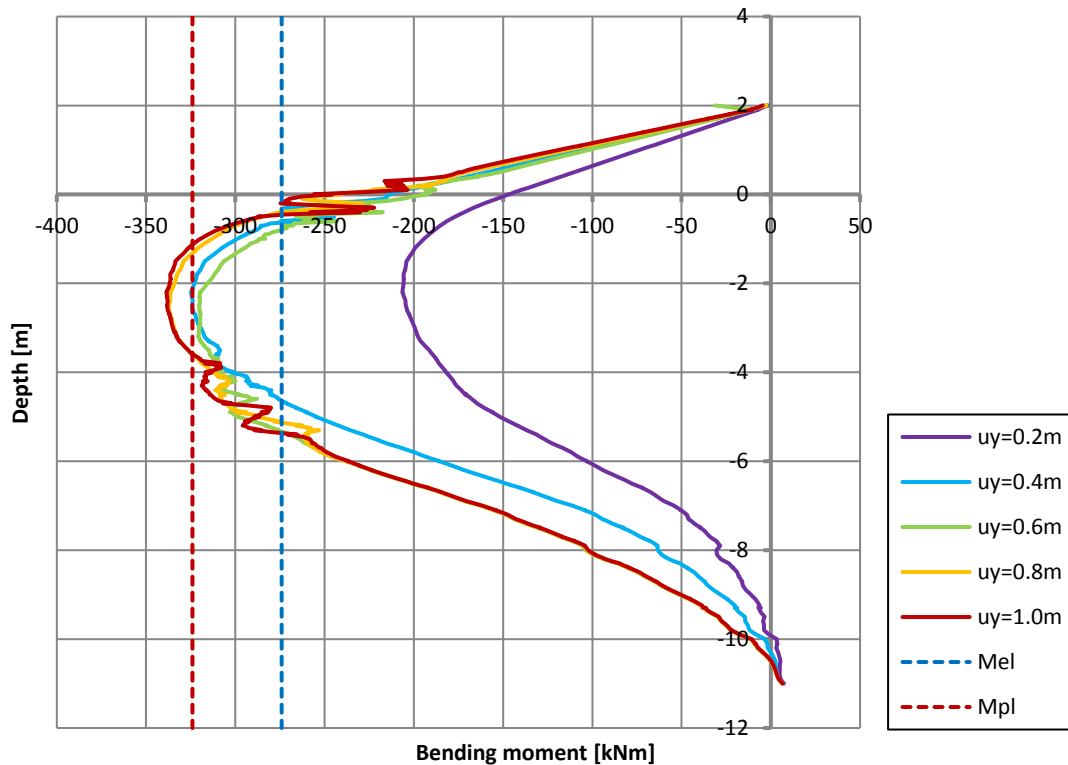


Figure 5.9 Deflections (measured at $x=0.05\text{m}$ and at $x=0.65\text{m}$) of the elastoplastic discontinuous wall subjected to lateral displacement in the reversed direction at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.2\text{m}$, 0.6m , 1.0m .

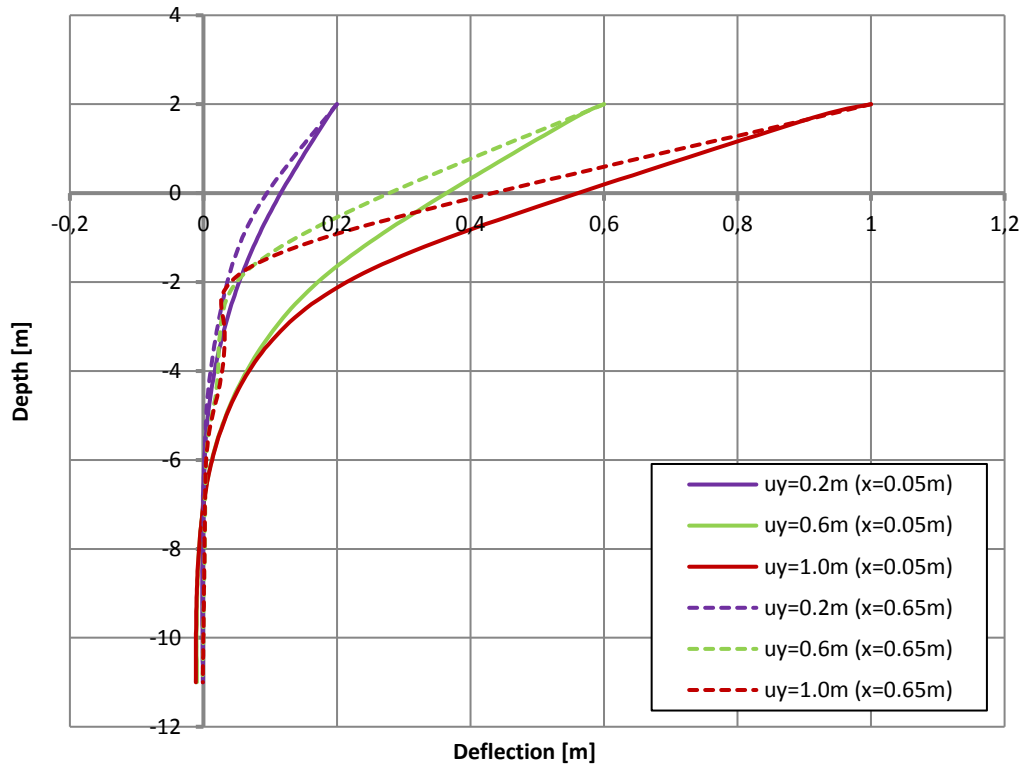
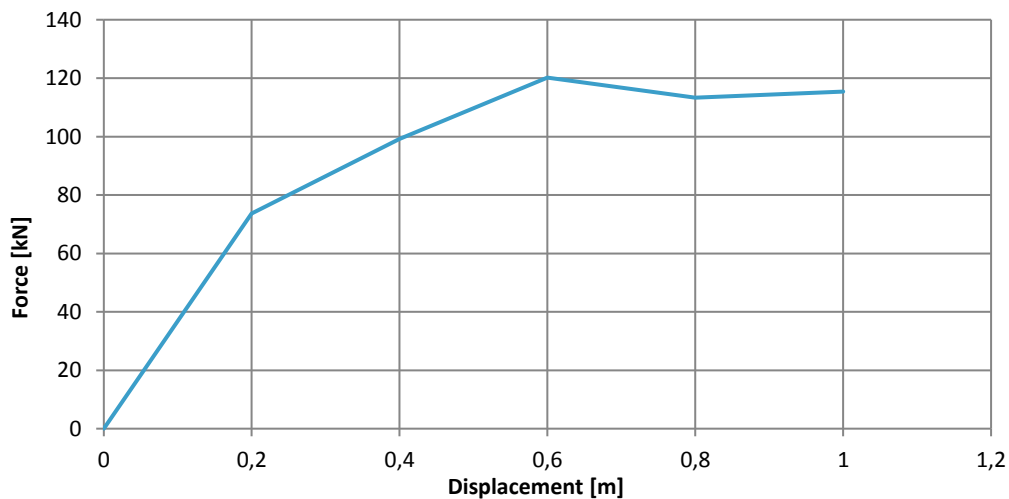


Figure 5.10 Force - displacement diagram (measured at the top of the sheet pile) of the elastoplastic discontinuous wall subjected lateral displacement in reversed direction.



5.4 Comparison results

In this chapter we examined the results of the analysis of a continuous wall, a discontinuous wall subjected to normal load and a discontinuous wall subjected to reversed load. It is found out that all the models start to yield for lateral displacement between $u_y=0.2$ and $u_y=0.4\text{m}$. For all the models, full yielding of the cross-section (development of plastic moment) appears for lateral displacement of $u_y=0.6\text{m}$ (Figure 5.12).

Every double-Z sheet pile is able to carry horizontal load up to 236kN, applied at the top of the sheet-pile (+2.0m above the soil surface). The discontinuous wall loaded in the normal direction is able to carry

horizontal load at the top of the sheet pile up to 226kN ($2 \times 113\text{kN}$), whereas the discontinuous wall loaded in the reversed direction is able to carry horizontal load at the top of the sheet pile up to 230kN ($2 \times 115\text{kN}$) (Figure 5.11). Regarding the deformed shape, insignificant differences appear between the continuous and the discontinuous wall (Figure 5.13).

Figure 5.11 Force displacement diagram of the elastoplastic continuous and discontinuous wall.

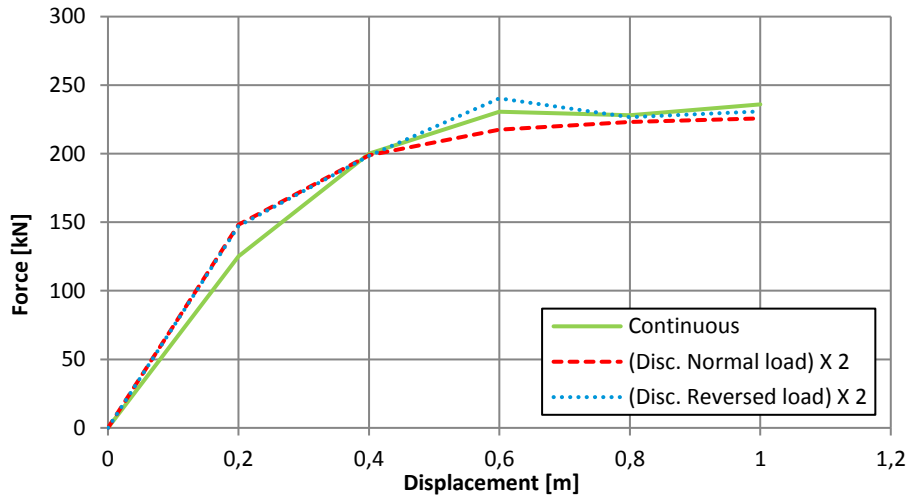


Figure 5.12 Bending moments of the elastoplastic continuous and discontinuous wall, subjected to lateral displacement at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.6\text{m}$.

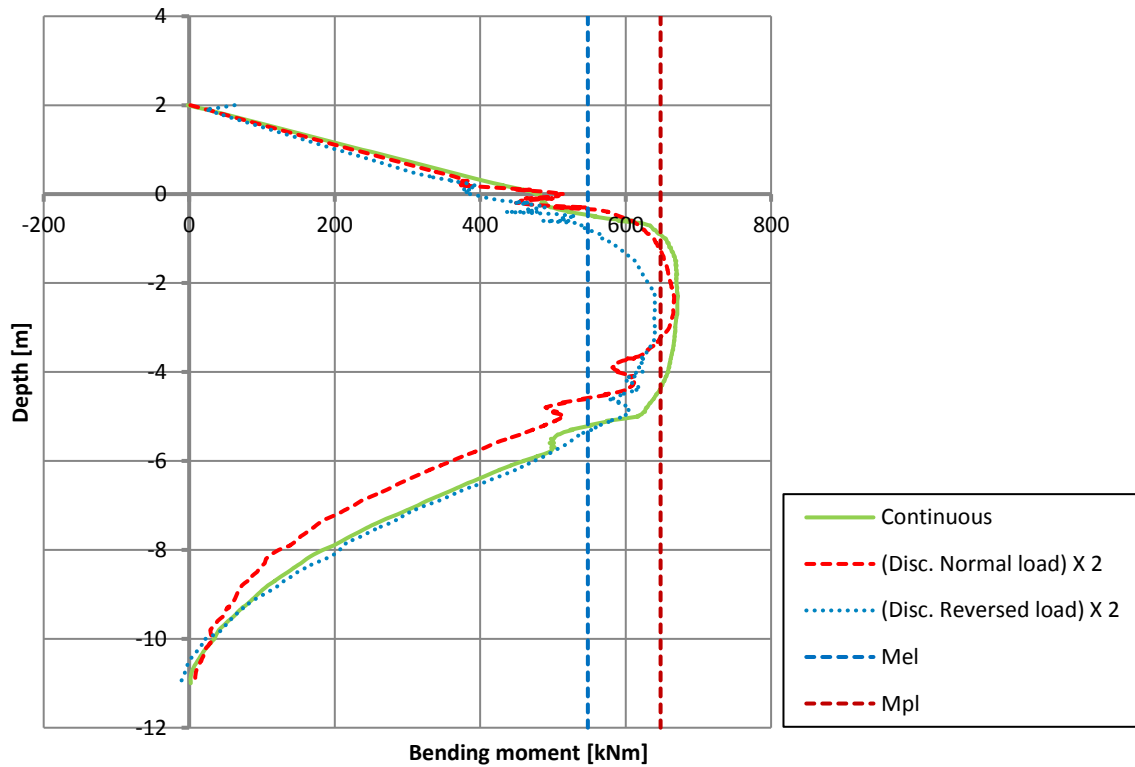
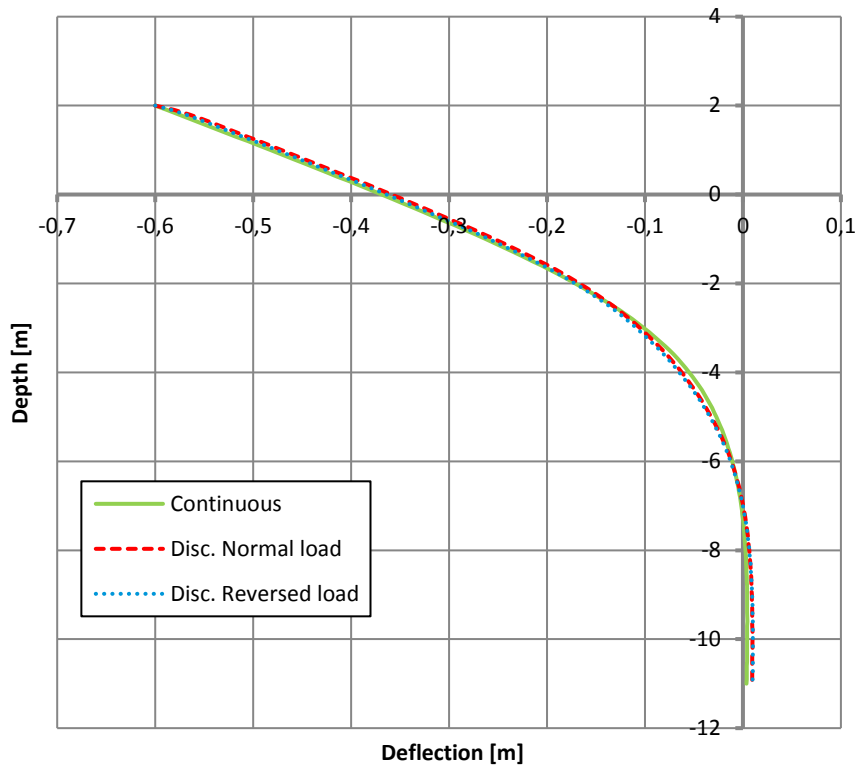


Figure 5.13 Deflections of the elastoplastic continuous and discontinuous wall, subjected to lateral displacement at the top of the sheet pile equal to $u_y=0.6\text{m}$.



6 CONCLUSIONS

From the analysis of the push-over test of the elastoplastic sheet piling in FEM software DIANA the following conclusions can be drawn:

- The DIANA model is validated based on analytical results and a PLAXIS model (linear behaviour of the sheet pile only) and the comparison gives a good agreement on the results.
- In the current version of DIANA it is not possible to apply geometrically nonlinear analysis when soil elements are present.
- Overall, it can be said that no significant differences appear on the internal forces and displacement of the three different models of the sheet/pile.
- All the models reach the theoretical full bending capacity, for a displacement of $u_y=0.6\text{m}$.
- The force required for plasticity in the discontinuous wall is comparable to the one in the continuous wall. In case of the discontinuous wall, arching between the sheet piles occurs, in combination with the fact that there is more displacement required (and therefore more soil has to be mobilized) a larger force is required for plasticity to occur in the discontinuous wall.
- No difference observed in the deformed shape and the bending moments of the discontinuous wall when it is loaded in the normal and when it is loaded in the reversed direction.
- The reason that only insignificant differences appear between the three models is expected to be the fact that geometric linear analysis is applied.