

Onderwerp
Besluit Woo-verzoek
technische staat Zeelandbrug

Zaaknummer
542489

Behandeld door

Verzonden

Middelburg, 2 december 2024

Geachte

Op 11 oktober 2024 heeft u Provincie Zeeland gevraagd om informatie over de technische staat van de Zeelandbrug. Uw vraag om informatie valt onder artikel 4.1 van de Wet open overheid (Woo). Wij hebben de ontvangst van uw Woo-verzoek op 14 oktober 2024 bevestigd.

Hierbij ontvangt u het besluit op uw Woo-verzoek. Wij hebben documenten gevonden die over het onderwerp van uw Woo-verzoek gaan en hebben besloten de informatie (deels) openbaar te maken. In deze brief geven we uitleg over dit besluit.

Uw verzoek

In uw Woo-verzoek vraagt u om de volgende informatie:

“Naar aanleiding van onderstaand verzoek mbt de staat van de Zeelandbrug heeft de heer Mookhoek contact met mij opgenomen, uitleg gegeven over de situatie en documenten toegestuurd met betrekking tot statenvragen en de Midden Zeeland Route. We hebben een prettig gesprek gehad maar onderzoeken naar de technische staat, waar ik met name geïnteresseerd in was, heb ik echter niet ontvangen. De heer Mookhoek heeft aangegeven dat de provincie terughoudend is met het verstrekken van deze informatie. Mijn vraag blijft hiermee echter grotendeels onbeantwoord. Ik stuur u daarom hierbij een formeel WOO verzoek om inzage in de documenten die ten grondslag liggen aan de bevinding dat het einde van (de levensduur van) de Zeelandbrug in zicht is. Ik zie uw reactie graag tegemoet.”

Inventarisatie

We hebben binnen de systemen van Gedeputeerde Staten gezocht naar documenten die over het onderwerp van uw Woo-verzoek gaan. Er is gezocht tot 11 oktober 2024. Dit is de datum waarop wij uw Woo-verzoek hebben ontvangen. We hebben de volgende documenten gevonden:

1. INFR160590 Eindrapport constructieve berekening Zeelandbrug v1 (geanonimiseerd)
2. TNO 2023 R11889 Advies Zeelandbrug (geanonimiseerd)

We willen u nog over het volgende informeren:

De openbaar gemaakte rapporten bevatten zeer technische en specialistische informatie over de constructie van de Zeelandbrug. De inhoud is complex en vereist in alle gevallen uitgebreide expertise van de materie en laatste stand van de techniek om correct geïnterpreteerd te worden en hieruit juiste conclusies te trekken.

Overwegingen

De door ons gevonden documenten zijn beoordeeld of deze openbaar gemaakt kunnen worden. We hebben het algemeen belang van openbaarheid van informatie afgewogen tegen de belangen die in de artikelen 5.1 en 5.2 van de Woo staan. Bij deze beoordeling is gekeken of een van deze belangen zwaarder weegt dan openbaarheid

Grenzen aan openbaarheid

We maken de documenten (voor een deel) openbaar. We hebben informatie onleesbaar gemaakt omdat de informatie valt onder een/een aantal uitzonderingsgrond(en) uit hoofdstuk 5 van de Woo.

De uitzonderingsgronden leggen wij hieronder verder uit. De informatie die onder een uitzonderingsgrond valt, is onleesbaar gemaakt en wordt in de documenten aangeduid met een letter.

Persoonlijke levenssfeer (artikel 5.1, tweede lid, aanhef en onder e, van de Woo)

Op grond van artikel 5.1, tweede lid, aanhef en onder e, van de Woo blijft verstrekking van informatie achterwege wanneer het belang van de bescherming van de persoonlijke levenssfeer van personen zwaarwegender is dan het belang van informatieverstrekking. Een dergelijk belang is aan de orde wanneer documenten gegevens zoals namen, maar ook meer indirecte gegevens bevatten waarmee de identiteit van de betrokken personen achterhaald kan worden.

In de door ons gevonden documenten zijn en persoonsgegevens aangetroffen. Openbaarmaking hiervan dient geen redelijk doel en de bescherming van de persoonlijke levenssfeer van de betrokkenen weegt in dit verband zwaarder. Dit is anders als het personen betreft die naar de aard van hun functie in de openbaarheid treden of indien sprake is van een anderszins publiek persoon.

Voornoemde beoordeling wordt tot uitdrukking gebracht in de onderstaande documenten door bij weglakking de volgende code op te nemen: J.

Informatie van derde(n)

Uw verzoek bevat informatie van derden. Wij zijn niet verantwoordelijk voor de juistheid of volledigheid van deze informatie. Dit staat in artikel 2.4, vierde lid, van de Woo.

Openbaarmaking

Dit besluit en het openbaar gemaakte document plaatsen wij geanonimiseerd (zonder persoonsgegevens) op [Woo-verzoeken en -besluiten | Provincie Zeeland](#).

Met vriendelijke groet,

Gedeputeerde Staten van Zeeland,

H.M. de Jonge

Voorzitter

drs. M.C.J. Franken

Secretaris-algemeen directeur

Noem in uw contact met ons steeds het zaaknummer. Dit staat bovenaan deze brief.

Bezwaar

Belanghebbenden kunnen schriftelijk bezwaar maken tegen dit besluit bij:
Gedeputeerde Staten van Zeeland, t.a.v. de secretaris van de commissie voor bezwaarschriften,
Postbus 6001, 4330 LA Middelburg.

In het bezwaarschrift neemt u ten minste op uw naam en adres, de dagtekening van het bezwaarschrift, tegen welk besluit u bezwaar maakt en waarom. Het bezwaarschrift dient te worden ondertekend.

U moet het bezwaarschrift indienen binnen zes weken na de dag waarop dit besluit is bekendgemaakt. Doorgaans is dat de dag na de datum van verzending. Overschrijding van de inzendtermijn kan ertoe leiden dat met uw bezwaren geen rekening wordt gehouden.

Als u overweegt bezwaar te maken, kunt u meer informatie vinden op <https://www.zeeland.nl/bezwaar-maken>.

Wij wijzen u erop dat het bezwaar niet de werking van het besluit schorst. U kunt een verzoek doen tot het treffen van een voorlopige voorziening. U richt het verzoek aan de voorzieningenrechter van de rechtbank Zeeland-West-Brabant, locatie Breda, team bestuursrecht, Postbus 90006, 4800 PA Breda. Voor de behandeling van het verzoek is griffierecht verschuldigd.

Provincie Zeeland

Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug

Herberekening

INFR160590-RAP-003

iv-Infra b.v.



Opdrachtgever: Provincie Zeeland
Projectnummer opdrachtgever:
Project: Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug
Projectnummer: INFR160590
Betreft: Herberekening
Referentie: INFR160590-RAP-003

Auteur(s):
Gecontroleerd:
Vrijgegeven:



Paraaf:
Paraaf:
Paraaf:



Datum: 23-2-2017
Revisie: 1
Status: Definitief
Aantal pagina's: vi + 84



Versiebeheer

Revisie	Omschrijving van de wijzigingen
0	Ter beoordeling
1	Definitief



Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Archiefgegevens	3
1.3	Schadebeelden	3
1.4	Aanpak	4
1.5	Doelstelling	4
2	Voorschriften, normen, richtlijnen en programmatuur	5
2.1	Algemene normen en richtlijnen	5
2.2	Tekeningen en documenten	6
2.3	Programmatuur	8
2.4	Eenheden	8
2.5	Veiligheidsklasse, referentieperiode en restlevensduur	8
3	Materiaalgegevens verkeersbrug	9
3.1	Algemeen	9
3.2	Beton	9
3.3	Wapeningsstaal	10
3.4	Voorspanstaal	11
4	Geometrie verkeersbrug	13
4.1	Omschrijving constructie	13
4.2	Geometrie brugdek	15
4.3	Aanwezige wapening	20
4.4	Dekking	23
5	Belastingen	25
5.1	Permanente belasting	25
5.2	Veranderlijke belastingen	27
5.3	Onderhoudssteiger / laagwerker	30
5.4	Horizontale belasting	32
5.5	Overige belastingen	32
6	Belastingscombinaties verkeersbrug	33
6.1	Algemeen	33
6.2	Trendreductietabel	34
6.3	Referentieperiode korter dan 100 jaar	34
6.4	Gehanteerde belastingscombinaties in berekening	35



Inhoudsopgave (vervolg)

7	Berekeningsmodel verkeersbrug	36
7.1	Algemeen	36
7.2	Modellering kraagliggers	37
7.3	Modellering pijlers	37
7.4	Modellering caissons	37
7.5	Modellering putten	37
7.6	Randvoorwaarden oplegcondities	38
8	Resultaten en toetsing verkeersbrug	39
8.1	Uit te voeren toetsingen	39
8.2	Nadere beschrijving modellering	42
8.3	Kraagliggers - dwarsrichting	48
8.4	Kraagliggers - Langsrichting	62
8.5	Pijler	71
8.6	Putten	73
8.7	Overige	75
9	Conclusie en aanbevelingen	80
9.1	Samenvatting resultaten	80
9.2	Conclusie en aanbevelingen	82

Inhoudsopgave (vervolg)

Bijlagen

Bijlage A	Lijst met archieftekeningen
Bijlage B	Verkeersintensiteiten
Bijlage C	In- en uitvoer Scia (langsrichting)
Bijlage D	In- en uitvoer Scia (dwarsrichting)
Bijlage E	Toetsingen
Bijlage F	Geotechnisch advies
Bijlage G	Statische grootheden pijler
Bijlage H	Vermoeiing (LM4)
Bijlage I	Vergelijking met ontwerpberekening
Bijlage J	Relatie LM1 en praktijk

1 Inleiding

1.1 Algemeen

In het kader van de constructieve veiligheid van bestaande bruggen is door de Provincie Zeeland gevraagd om de Zeelandbrug constructief te beoordelen.

De Zeelandbrug is gelegen in de N256 en verbindt Schouwen-Duivenland aan de noordzijde met Noord-Bevenland aan de zuidzijde dat wordt gescheiden door de Oosterschelde. De bouw vond plaats in opdracht van Provincie Zeeland en niet in opdracht van Rijkswaterstaat.

De Zeelandbrug bestaat uit 54 pijlers met daartussen 52 overspanningen van 95 meter per stuk. Verder is er een beweegbaar gedeelte van veertig meter lang. Aan de bouw van de brug, die toen nog 'Oosterscheldebrug' heette, werd in 1963 begonnen.

In het voorliggende rapport wordt een herberekening gemaakt van de betonnen constructie. In navolgende afbeeldingen wordt de situatie weergegeven met de locatie van de brug en de rijbaanindeling op het object.



Figuur 1.1.1 Situatie (Bron: Google Maps)



Figuur 1.1.2 Aanzicht brug



Figuur 1.1.3 **Onderzijde brug**



Figuur 1.1.4 **Bovenzijde dek**



Figuur 1.1.5 **Binnenzijde koker**

1.2 Archiefgegevens

De beschikbare gegevens zijn door de beheerder ter beschikking gesteld. Deze gegevens betreffen ontwerpgegevens (berekeningen en tekeningen), uitgevoerde inspecties en overige. Uit deze beschikbare informatie is tal van informatie te achterhalen, waaronder:

- geometrie constructie;
- wapeningsconfiguratie;
- aangehouden materialen;
- ontwerpuitgangspunten, e.g. gehanteerde normen en verkeersbelasting.

Voor een overzicht van de archiefstukken wordt verwezen naar §2.2 van dit rapport.

Oorspronkelijk was het ontwerp gebaseerd op de toengeldende V.O.S.B. 1938. Toen tijdens het ontwerptraject de herziening V.O.S.B. 1963 uitkwam, is de constructie tevens getoetst op de in deze norm gedefinieerde klasse 60.

1.3 Schadebeelden

Tijdens een inspectie van dit object uitgevoerd door Westenberg (2015) zijn er geen grote constructieve schadebeelden aan de betonnen constructie geconstateerd (ref. [17a]). Er zijn ook geen tekenen waargenomen die duiden op een (ongelijkmatige) zakking van de fundatie.

Door Iv-Infra is als onderdeel van voorliggende beschouwing een constructieve schouw uitgevoerd. Voor de bevindingen wordt verwezen naar ref. [17b]. Ook tijdens deze schouw zijn geen constructieve schades waargenomen waarbij met de herberekening rekening dient te worden gehouden.

1.4 Aanpak

De krachtswerking in het bereden dek wordt door middel van een EEM-berekening bepaald. Er wordt een sterktecontrole (UGT) uitgevoerd op dwarskrachtcapaciteit en buigend momentcapaciteit. Tevens zal gekeken worden naar vermoeiing.

Er zijn geen tekenen waargenomen die duiden op een (ongelijkmatige) zakking van de steunpunten. Hoewel er op basis van dit gegeven geen reden is om te twijfelen aan de capaciteit zal tevens de onderbouw beschouwd worden.

De herberekening wordt uitgevoerd conform de uitgangspunten nota [ref. 27].

1.5 Doelstelling

Het toetsen van de betonconstructie van de Zeelandbrug door middel van een herberekening op basis van een restlevensduur van 30 jaar conform de vigerende normen (RBK 1.1, NEN8700, NEN8701), waarna eventueel benodigde lastbeperking en bijbehorende voorwaarden worden vastgesteld.

Voor deze herberekening is de Richtlijn Beoordeling Kunstwerken (RBK 1.1) van Rijkswaterstaat van toepassing verklaard. Bij de beoordeling wordt in beginsel uitgegaan van situaties AI. Daarbij geldt onder andere de theoretische wegindeling (3 rijstroken) en een maximale theoretische asfaltdikte. Indien deze niet voldoet zal gekeken worden naar situatie AII. Daarbij wordt uitgegaan van de werkelijke rijstrookindeling (2 rijstroken + fietspad) en het daadwerkelijk aanwezig asfaltpakket. Indien ook deze situatie niet voldoet zal situatie AIII worden beschouwd (afkeuren).

De basculebrug valt buiten de scope van voorliggend document.

2 Voorschriften, normen, richtlijnen en programmatuur

2.1 Algemene normen en richtlijnen

Tabel 2.1.1 Eurocode 0: Grondslagen van het constructief ontwerp

Ref.	Versie NEN-EN: jaar (taal)	Omschrijving
[1]	1990+A1+A1/C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	Grondslagen van het constructief ontwerp Nationale bijlage

Tabel 2.1.2 Eurocode 1: Belastingen op constructies

Ref.	Versie NEN-EN: jaar (taal)	Deel	Omschrijving
[2]	1991-1-1+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	1-1	Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen Nationale bijlage
[3]	1991-1-4+A1+C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	1-4	Windbelastingen Nationale bijlage
[4]	1991-1-5+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	1-5	Thermische belasting Nationale bijlage
[5]	1991-1-7+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	1-7	Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen Nationale bijlage
[6]	1991-2+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	2	Verkeersbelasting op bruggen Nationale bijlage

Tabel 2.1.3 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies

Ref.	Versie NEN-EN: jaar (taal)	Deel	Omschrijving
[7]	1992-1-1+C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	1-1	Ontwerp en berekening van betonconstructies Algemene regels en regels voor gebouwen Nationale bijlage
[8]	1992-2+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	2	Betonnen bruggen: regels voor ontwerp, berek. en detaillering Nationale bijlage

Tabel 2.1.4 Specifieke normen en richtlijnen

Ref.	Versie NEN-EN: jaar (taal)	Deel	Omschrijving
[9]	NEN 8700:2011 (nl)	-	Beoordeling van constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Grondslagen
[10]	NEN 8701:2011 (nl)	-	Beoordeling van constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Belastingen
[11]	RBK 1.1 RTD 1006:2013	-	Richtlijn Beoordeling Kunstwerken Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand kunstwerk bij verbouw en afkeuren
[12]	ROK 1.3 RTD 1001:2015 <i>niet bindend</i>	-	Richtlijn Ontwerp Kunstwerken RWS Dienst Infrastructuur

2.2 Tekeningen en documenten

Tabel 2.2.1 Ontwerpdocumenten

Ref.	Document/tekening	
[13]	Zeelandbrug Statische berekening deel 1	d.d. 1962-1963
[14]	Zeelandbrug Statische berekening deel 2	d.d. 1962-1963
[15]	Zeelandbrug Eindadvies, Boringen, Sonderingen	d.d. 1962-1963
[16]	Combinatie Brug Oosterschelde Onderhandse overeenkomst bouw brug Oosterschelde	d.d. 30-05-1962

Voor het overzicht van de aanwezige ontwerptekeningen wordt verwezen naar bijlage A.

Tabel 2.2.2 Inspecties

Ref.	Document/tekening	
[17a]	Westenberg Rapportage instandhoudingsinspectie en NEN-2767-4 conditiemeting Zeelandbrug Mdb114-015-v2	d.d. 21-01-2015
[17b]	Iv-Infra Schouwrapport INFR160590-RAP-002	d.d. okt. 2016

Tabel 2.2.3 Overige documenten

Ref.	Document/tekening	
[18]	Cement artikel XVI Nr. 11 Brug over de Oosterschelde (I)	d.d. 1964
[19]	Cement artikel XVI Nr. 12 Brug over de Oosterschelde (II)	d.d. 1964
[20]	MOOG GmbH Zeelandbrug - Stabiliteitsberekening laagwerker	d.d. 1995
[21]	DHV Bermbeveiligingsvoorzieningen Zeelandbrug doc. nr.: SE982712	d.d. 1998
[22]	- Verkeersintensiteiten Zeelandbrug (opgenomen in bijlage B)	-
[23]	- Deformatiemetingen	d.d. 1973&1987
[24]	- Lijst uitgevoerde werkzaamheden	2016
[25]	Provincie Zeeland Offerteaanvraag doc. nr.: WK01-2106	d.d. 17-06-2016
[26]	Iv-Infra Verslag voortgangsoverleg doc. nr.: INFR-160590-VGO-01-160822	d.d. 22-08-2016
[27]	Iv-Infra Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug - Uitgangspuntennota doc. nr.: INFR-160590-RAP-01	d.d. 27-10-2016

Tevens wordt opgemerkt dat er een zeer interessante en informatieve film is gemaakt over de bouw van de Zeelandbrug. Deze staat bekend onder de volgende naam en is te vinden via Youtube:

Bouwfilm Zeelandbrug, Werk van een halve Eeuw geleden

2.3 Programmatuur

Tabel 2.3.1 Programmatuur

Ref.	Software	Versienummer	Soort berekening
[-]	Microsoft Excel	2010	Handberekeningen
[-]	Scia Engineer	15.3.120	Plaatberekening volgens EEM
[-]	Autocad	2013	Tekenprogramma
[-]	IDEA	2016	Doorsnedeprogramma

2.4 Eenheden

Tabel 2.4.1 Eenheden

Grootheid	Eenheid
Lengte	[m],[mm]
Oppervlakte	[m ²]
Inhoud	[m ³]
Kracht	[kN]
Moment	[kNm]
Spanningen	[N/mm ²] = [MPa]
Kruisingshoek	[gon],[°]

In de ontwerpberekeningen zijn de toendertijd in gebruik zijnde eenheden gebruikt. Hiervoor geldt:

- 1 t/m² = 0,01 N/mm²
- 10 kg/cm² = 1 N/mm²
- 1 tf = 10 kN

2.5 Veiligheidsklasse, referentieperiode en restlevensduur

Voor dit kunstwerk geldt veiligheidsklasse: **CC3**

	Referentieperiode (jaar)	Restlevensduur (jaar)
Gebruik	30	30

Gevolgklasse ^{a,b}	Omschrijving
CC3	Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens ^c , en/of zeer grote economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC2	Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, en/of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.
CC1	Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, en/of kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.

Figuur 2.5.1 Definitie van gevolgklassen - Tabel NB.20 (ref. [9])

3 Materiaalgegevens verkeersbrug

3.1 Algemeen

De betonsterkteklasse, betonstaalkwaliteit en de kwaliteit van de voorspanning zijn bekend middels de archiefgegevens. Deze ontwerpgegevens worden niet op locatie geverifieerd.

3.2 Beton

In de ontwerpberekening (hfst 1, pag. 8 & 9) zijn de aangehouden betonsterkteklassen beschreven. Tevens is aangegeven welke norm daarbij gehanteerd is. Op de volgende pagina zijn de fragmenten weergegeven.

Tevens is de vertaalslag naar de huidige betonsterkteklasse gemaakt. Deze vertaalslag is gebaseerd op de RBK, §3.1.2(10).

Omdat de gunstige invloed van doorgaande hydratatie niet meegenomen wordt behoeft conform de Eurocode de γ_c factor niet in rekening gebracht te worden.

Gewapend beton

Vereiste kubusdruksterkte conform Gewapend Beton Voorschriften (GBV) 1950 is 250 kg/cm². Dit komt overeen met f_{ck} van 13,5 N/mm².

Tabel 3.2.1 Aangehouden betonsterkteklasse gewapend beton

sterkte klasse	γ_c	f_{ck} N/mm ²	f_{cd} N/mm ²	f_{ctd} N/mm ²	E_{cm} N/mm ²
C12/15	1,5	12	8,0	0,73	27000

Voorgespannen beton: kraagliggers

Vereiste kubusdruksterkte conform Richtlijnen Voorgespannen Beton (RBV) 1962 is 425 kg/cm². Dit komt overeen met f_{ck} van 30 N/mm².

Tabel 3.2.2 Aangehouden betonsterkteklasse kraagliggers

sterkte klasse	γ_c	f_{ck} N/mm ²	f_{cd} N/mm ²	f_{ctd} N/mm ²	E_{cm} N/mm ²
C30/37	1,5	30	20,0	1,35	33000

Deze waarde wordt tevens aangehouden voor het beton in de stortvoegen.

Voorgespannen beton: putten en pijlerbovenbouw

Vereiste kubusdruksterkte conform Richtlijnen Voorgespannen Beton (RBV) 1962 is 375 kg/cm². Dit komt overeen met f_{ck} van 25 N/mm².

Tabel 3.2.3 Aangehouden betonsterkteklasse putten en pijlerbovenbouw

sterkte klasse	γ_c	f_{ck} N/mm ²	f_{cd} N/mm ²	f_{ctd} N/mm ²	E_{cm} N/mm ²
C25/30	1,5	25	16,7	1,20	31000

1^e gewapend beton De vereiste kubussterkte is 250 kg/cm^2
 de elasticiteits modulus
 $E = 200 + \frac{1}{3} \times 250 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 = 2,83 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 de toelaatbare drukspanning $\bar{\sigma} = 80 \text{ kg/cm}^2$ t.g.v.
 buiging en 60 kg/cm^2 t.g.v. centrale belasting
 Op de constructies in gewapend beton zijn van
 toepassing de Gewapend Beton Voorschriften 1950
 (G.B.V. 1950) voor zover hiervan niet met name
 afgezwegen in de desbetreffende onderdelen is afgezwegen

Figuur 3.2.1 fragment gewapend beton

2^e voorgespannen beton Voor de constructies in voor-
 gespannen beton is in het algemeen
 van toepassing de „Richtlijnen Voorgespannen Beton 1962“
 (R.V.B. 1962). De voor de verschillende onderdelen
 toegepaste betonskwaliteiten met de daarbij behorende
 toelaatbare betonspanningen zijn hieronder in tabel
 verenigd.
 In afwijking van de „Richtlijnen“ zijn de toelaatbare
 trekspanningen in de putten verhoogd voor-
 zover veroorzaakt door de ijsdrukken, wegens het
 exceptionele karakter hiervan.

Figuur 3.2.2 fragment 1 voorgespannen beton

Voorgespannen beton constructies		
Onderdeel	Kraag- liggers	Putten en pijler- binnenbuis
Betonskwaliteit $\bar{\sigma}_{20}$	425 kg/cm^2	375 kg/cm^2

Figuur 3.2.3 fragment 2 voorgespannen beton

3.3 Wapeningsstaal

In de ontwerpberekening (hfst 1, pag. 10) zijn de aangehouden staalsoorten beschreven. De in voorliggende rapportage aan te houden karakteristieke en rekenwaarde van de vloeigrens zijn gebaseerd op de RBK, §3.2.2(7).

1^o Zachtstaal Volgens zijn de kwaliteiten $\Phi R 24$ met een toelaatbare trekspanning van $\bar{\sigma} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ en $\Phi R n 42$ (geribd) met een toelaatbare trekspanning voor uitzonderlijke belastingen van $\bar{\sigma} = 2100 \text{ kg/cm}^2$.
2^o Draadstaal zijn de spanningen resp. $\Phi R 24$ 2400 kg/cm^2
 $\Phi R n 42$ 4200 kg/cm^2

Tabel 3.3.1 Aangehouden betonstaalsoort

beton-staalsoort	f_{yk} N/mm ²	f_{yd} N/mm ²	E_s N/mm ²	Type	Ductiliteitsklasse
QR24	240	209	200000	gladstaal	B
QRn42	420	300	200000	geribd	A

3.4 Voorspanstaal

In de ontwerpberekening (hfst 1, pag. 10) zijn de aangehouden staalsoorten beschreven. Conform de RBK worden de materiaaleigenschappen zoals destijds gehanteerd aangehouden.

2^o Draadstaal In de voorgespannen beton constructies zijn verschillende systemen van voorspanning toegepast met verschillende staalkwaliteiten als volgt:

Systeem	Kabels of staven	Kwaliteit	Toelaatbare spanningen		
			werk-spanning	spanning-spanning	breuk
Dymidag	$\phi 26$	ST 90/105	5760 kg/cm ²	6820 kg/cm ²	10500
	$\phi 32$	ST 90/105	5760 kg/cm ²	6820 kg/cm ²	10500
BTRV	3 $\phi 6$	QP 165	9070 kg/cm ²	10720 kg/cm ²	16500
	3 $\phi 6$	QP 165	9070 kg/cm ²	10720 kg/cm ²	16500
Feynmet	12 $\phi 7$	QP 170	9350 kg/cm ²	11060 kg/cm ²	17000

Figuur 3.1.4 Voorspanstaal

De opdrachtgever heeft aangegeven dat de voorspankanalen na spannen zijn geïnjecteerd.

Voorspan- staal	f_{pu} N/mm ²	f_{pd} N/mm ²
Dywidag	1050	808
BBRV	1650	1269
Freyssinet	1700	1308

f_{pk} = breukspanning conform ontwerpberekening (zie vorige pagina)

f_{pd} = rekenwaarde van de vloeigrens

In Tabel 2.7 van de RBK staan de materiaalparameters van QP170 benoemd. De verhouding tussen f_{pk} (breukspanning) en f_{pd} (rekenwaarde van de vloeigrens) bedraagt $1670 / 1293 \approx 1,30$ [-]. In voorliggende rapportage wordt deze factor aangehouden voor het bepalen van de f_{pd} . Bij gebrek aan nadere gegevens wordt deze waarde ook voor de dywidag en BBRV kabels aangehouden.

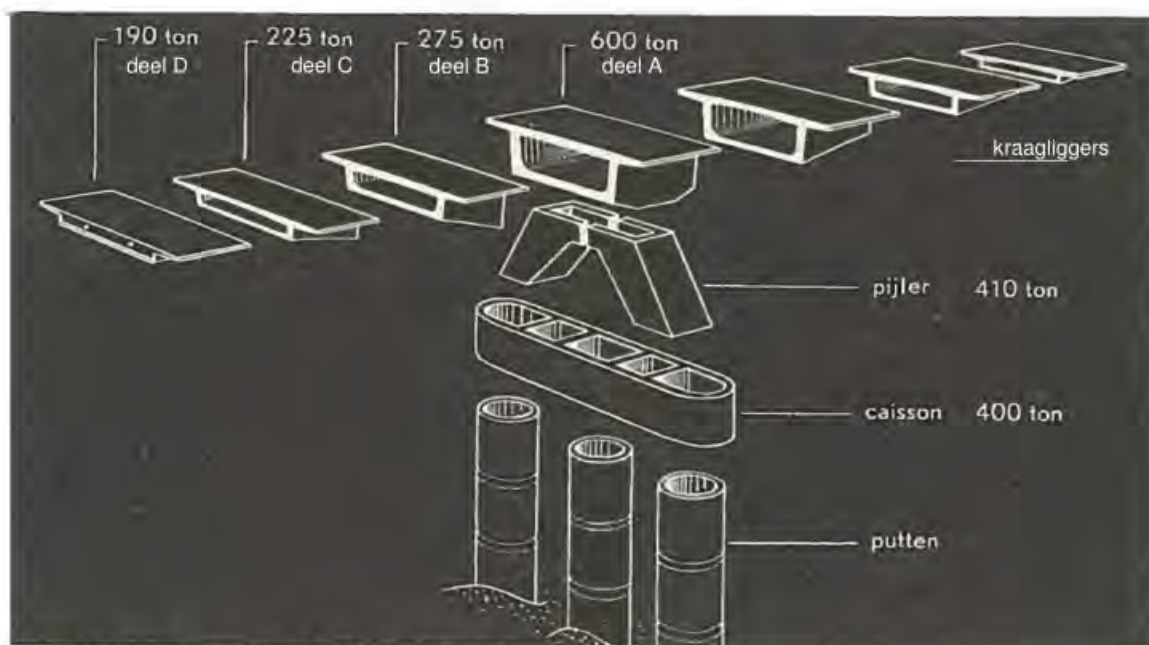
4 Geometrie verkeersbrug

4.1 Omschrijving constructie

Onderstaand wordt de constructie beschreven. De tekst tussen aanhalingstekens is direct overgenomen uit de inleiding van de ontwerpberekening.

Algemeen

De Zeelandbrug bestaat uit een aaneenschakeling van 54 in de bodem ingeklemde T-stukken, waarbij prefabricage een grote rol heeft gespeeld. In onderstaande figuur is één T-stuk weergegeven. De aangehouden benaming in voorliggend document (kraagliggers, pijler, caisson, putten) is gebaseerd op de ontwerpberekeningen en -tekeningen. Daarnaast wordt de overgang tussen de verschillende T-stukken dilatatievoegen genoemd, de overgang tussen de verschillende segmenten binnen één T-stuk stortvoegen.



Figuur 4.1.1 Decompositie T-stukken [cement artikel]

Langsprofiel

"De totale lengte van de brug bedraagt ongeveer 5000 m, waarvan verreweg het grootste gedeelte gevormd wordt door overspanningen van 95 m. Op ongeveer 400 m uit de kust van Schouwen-Duiveland is een basculebrug met een overspanning van 40 m. (doorvaartbreedte) geprojecteerd.

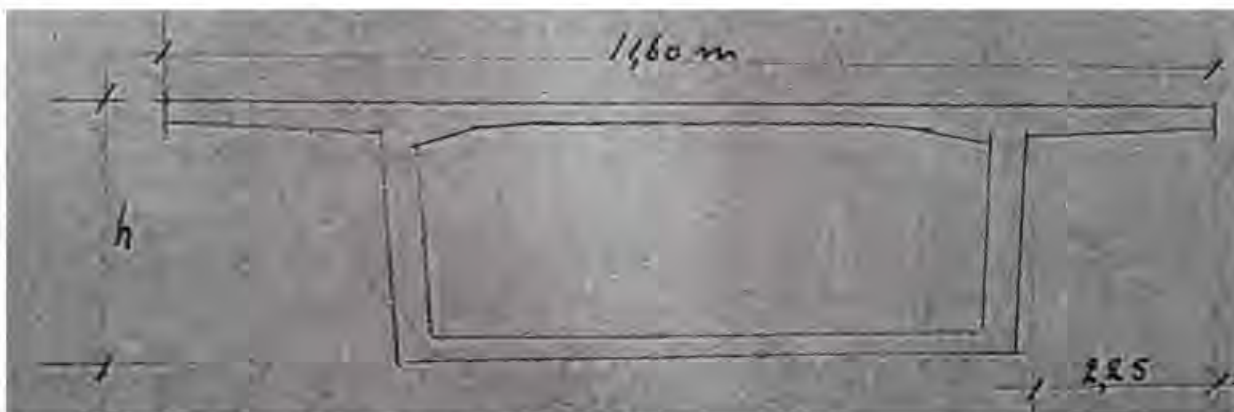
De bovenkant van het rijdek ligt op + 17 m. NAP, aan beide uiteinden aflopend tot ongeveer + 11 m. NAP ter plaatse van de kruising met de dijken.

De waterdiepte ter plaatse van de pijlers varieert van ongeveer 3 m. tot ongeveer 35 m¹⁾."

¹⁾ De diepe vaargeul ten zuiden van de basculebrug zou, na sluiten van de Oosterschelde met een vastedichte dam, ter plaatse van de putten worden aangevuld tot NAP -15 m. Omdat in de Oosterscheldemonnd uiteindelijk een doorlaatbare kering is gebouwd is het aanvullen van de vaargeul niet gebeurd.

Dwarsprofiel

"De bovenbouw van de overspanningen van 95 m. heeft een doosvormige doorsnede met uitkragende armen zoals hier getekend.



Figuur 4.1.2 Dwarsdoorsnede kraagliggers

Over de lengte van de doorsnede varieert de h van 1,90 m. tot 5,39 m.¹⁾

Ook de dikte van de wanden en de bodem is variabel. De helling van de wanden is 15:1.

Hoewel aanvankelijk de brug eenzijdig een rijwielpad zal verkrijgen is er voor de ontwerpberekening van uitgegaan dat de volle brugbreedte als rijbaan voor het wegverkeer benut zal kunnen worden.

De dwarsdoorsnede van de aanbruggen is in principe gelijk aan de hierboven geschetst. Echter is de bodem- en wanddikte hier over het grootste gedeelte van de lengte constant gehouden."

Systeem van de constructie

"De hoofdconstructie bestaat uit overspanningen van 95 m. lengte. Op elke pijler is naar weerszijden uitgebouwd met een kraagligger tot 47,50 m. uit het hart van de pijler. De pijlers zijn in de bodem ingeklemd zodat een pijler met de daarop buigvast verbonden kraagligger op zich stabiel is. Ter beperking van de doorbuigingen t.g.v. mobiele belastingen van de liggereinden en eveneens ter beperking van de buigende momenten in de pijlers en palen zijn telkens de aan elkaar grenzende kraagliggers met elkaar verbonden door een constructie element dat wel dwarskrachten kan overbrengen doch geen buigende momenten. Deze constructie elementen zijn tevens zodanig dat zij in staat zijn kortstondige horizontale langskrachten over te brengen zonder onderlinge verplaatsing van de liggereinden te opzichte van elkaar. Langer aangehoudende belastingen in deze richting op deze constructie elementen veroorzaken echter horizontale verplaatsingen waarbij de kracht tot nul terugloopt. Dit betekent dat voor verkeersbelastingen de kraagliggers onderling verbonden zijn door een scharnier, doch voor temperatuurswisselingen, kruip- en krimpwerking e.d. deze scharnieren overgaan in een schuifverbinding in horizontale zin."

Uitgangspunt in voorliggende herberekening is dat de schokdempers en dwarskrachtdeuvels functioneren zoals in het oorspronkelijke ontwerp bedoeld.

¹⁾ De (minimale) hoogte van de doorsnede is na afronden van de ontwerpberekening gewijzigd van 1,55 m. naar 1,90 m.



4.2 Geometrie brugdek

Onderstaande afmetingen worden aangehouden voor de herberekening.

Voor de locaties van de aangehouden sneden wordt verwezen naar de volgende pagina's.

snede A	t.p.v. hart pijler
snede B	direct naast pijler
snede C	ter plaatse van dilatatievoeg

Standaard T-stuk

Geometrie

Lengte dek	5020 m	
Lengte T-stukken (hoofdzakelijk)	95 m	
deel A (half):	8,75 m	
deel B:	12,35 m	
deel C:	12,85 m	
deel D:	12,35 m	
stortvoeg	0,40 m	(2x3 stuks)
Breedte dek (excl. schampelementen)	11,60 m	
Breedte rijbaan	10,85 m	

Kraagliggers - dek

De dekdikte van de uitkragingen is in langsrichting constant en in breedte-richting variërend tussen: 200 mm en 315 mm --> gem. = 258 mm
Breedte van de uitkraging (tot buitenzijde wand): 2250 mm

Het middenveld van het dek (tussen de wanden) heeft een constante dikte met een (twee steps-)voute nabij de wanden van de koker.

dekdikte	200 mm	
hoogte voute	480 mm	
Breedte middenveld (tot binnenzijde wand):	6456 mm	max
	6280 mm	min

Kraagliggers - wanden

De wanddikte is constant in het dwarsprofiel. In langsrichting verloopt deze.

snede A	670 mm
snede B	410 mm
snede C	322 mm

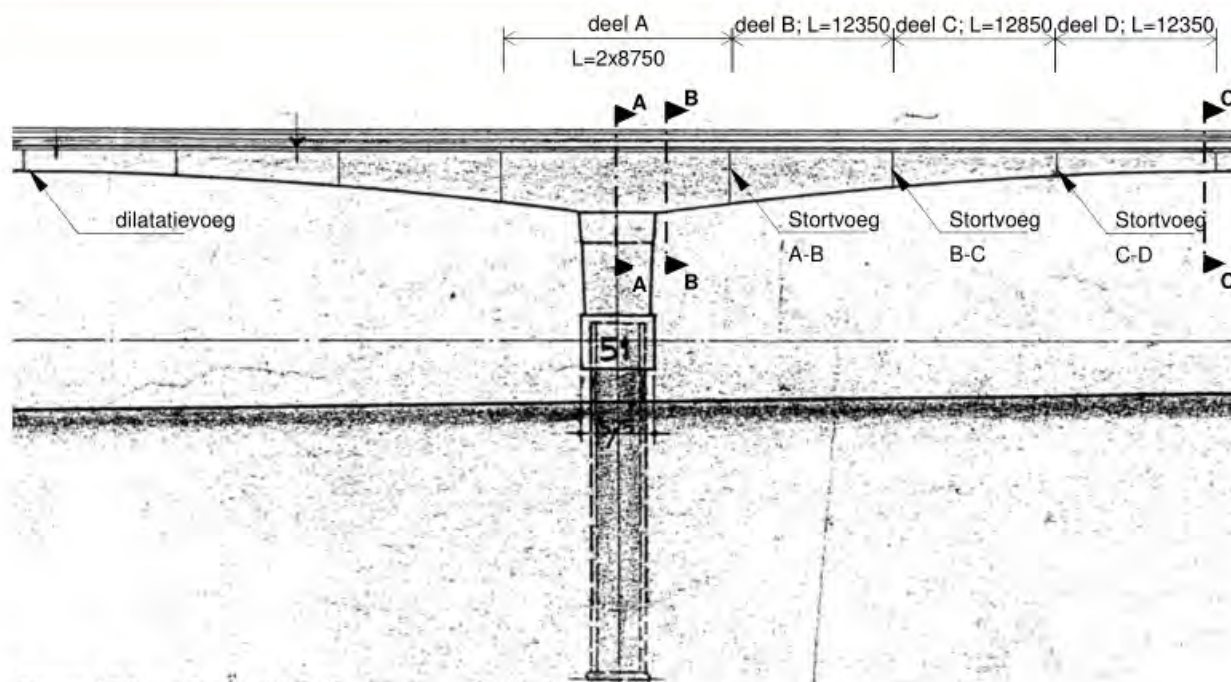
Kraagliggers - vloeren

De vloerdikte is constant in het dwarsprofiel. In langsrichting verloopt deze.

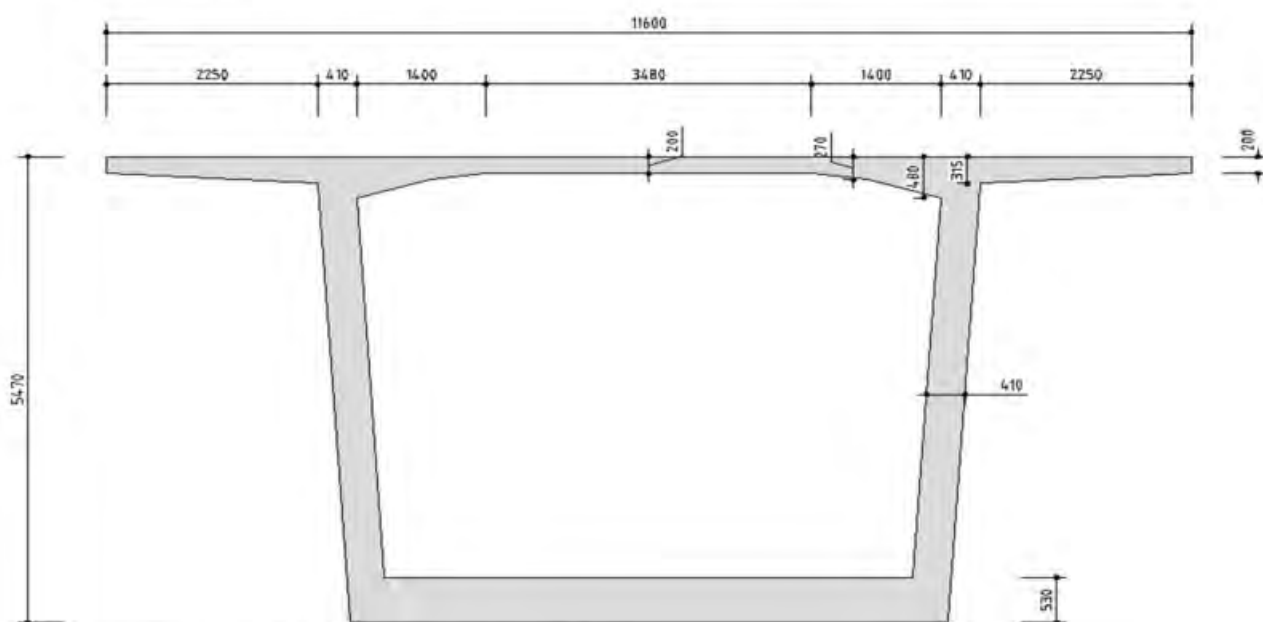
snede A	530 mm
snede B	530 mm
snede C	153 mm

Pijlers	zie tekeningen
Caissons	zie tekeningen
putten [NZC-159]	
aantal	3 stuks per T-stuk
uitwendige diameter	4250 mm
dikte wand	bovenste gedeelte 400 mm over ca. 6,0 m.
	onderste gedeelte 350 mm
h.o.h. afstand in dwarsrichting	8400 mm
p.p.n. / lengte	VAR zie [NZC-211]

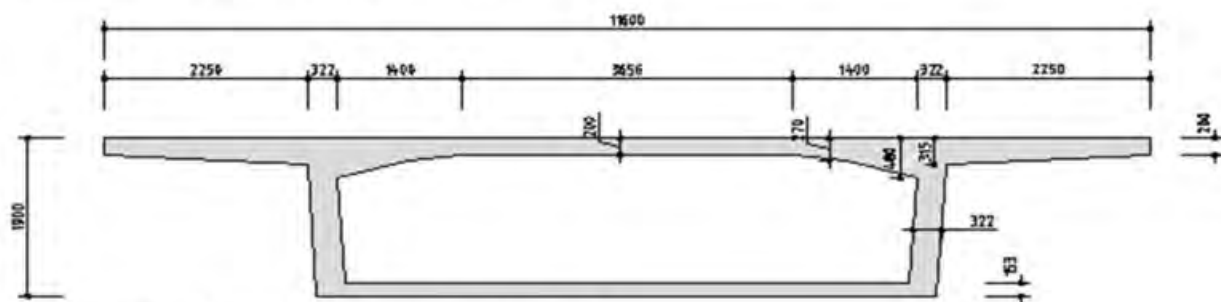
Opgemerkt wordt dat na afronden van de ontwerpberekening de hoogte van de kraagligger ter plaatse van de dilatatievoegen is verhoogd van 1,55 m. naar 1,90 m. ($\Delta = 35$ cm) in verband met uitvoeringstechnische redenen. De ontwerpberekening is hier niet volledig op aangepast, zie hoofdstuk 17 van [14]. Bij het beoordelen en overnemen van gegevens uit de ontwerpberekening dient hier rekening mee gehouden te worden.



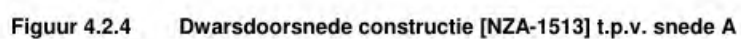
Figuur 4.2.1 Aanzicht brug



Figuur 4.2.2 Dwarsdoorsnede brugdek t.p.v. snede B

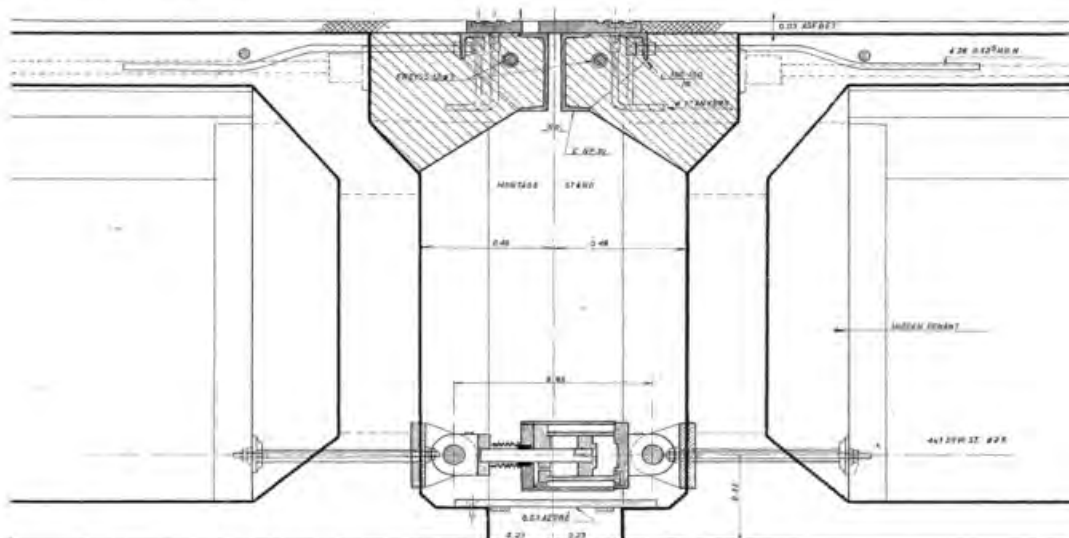


Figuur 4.2.3 Dwarsdoorsnede brugdek t.p.v. snede C

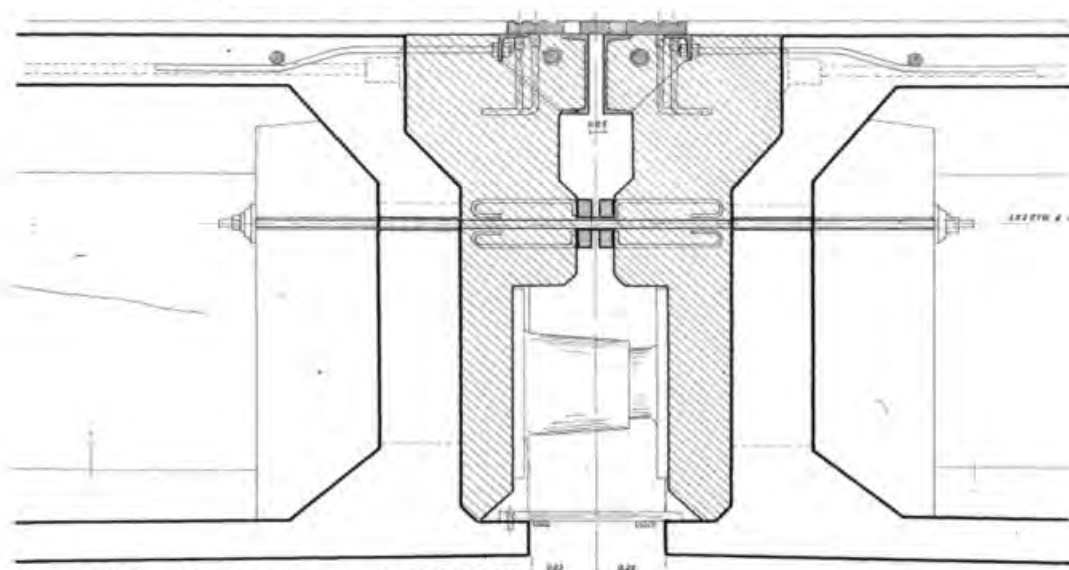




Figuur 4.2.5 **Detail dwarskracht deuvel [NZA-1513]**



Figuur 4.2.6 **Detail schokbreker [NZA-1513]**



Figuur 4.2.7 **Detail vaste scharnier [NZA-1513]**

4.3 Aanwezige wapening

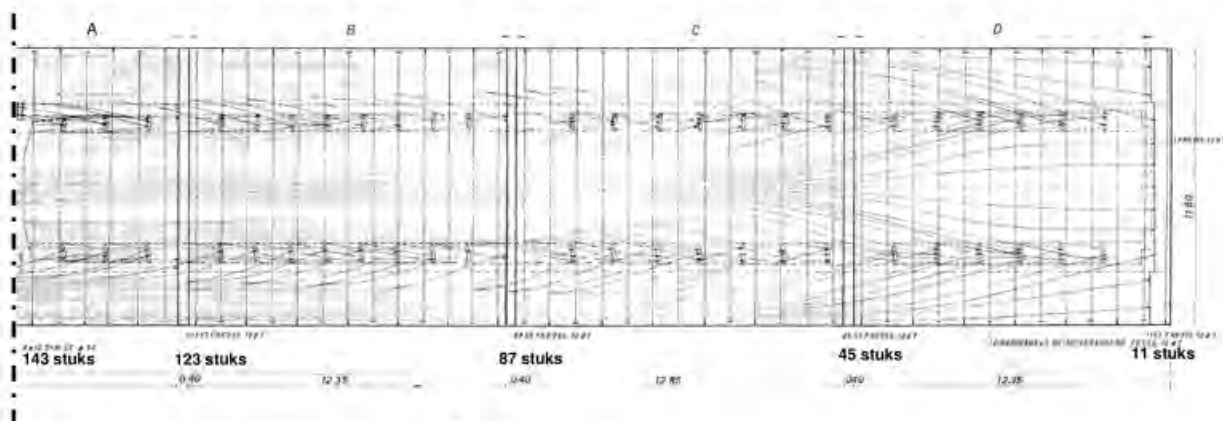
4.3.1 Wapening (zachtstaal) kraagliggers - langsrichting

De aanwezige langswapening (zachtstaal) varieert per locatie maar is in de orde grootte van Ø10-200. De bijdrage hiervan op de momentcapaciteit ten opzichte van de aanwezige voorspanning wordt verwaarloosd.

Indien blijkt dat het toch nodig is om rekening te houden met de aanwezige langswapening dan is de wapeningsgeometrie te vinden in de ontwerptekeningen. Rekening zou moeten worden gehouden met de beperkte aanwezige overlappingslengte ter plaatse van de stortvoegen.

4.3.2 Voorspanning kraagliggers - langsrichting

De aanwezige langsvorspanning is, onder andere, te vinden op tekening [NZA-1513]. Zie onderstaande figuur. Een handig volledig overzicht is weergegeven in de ontwerpberekening (na hfst 7).

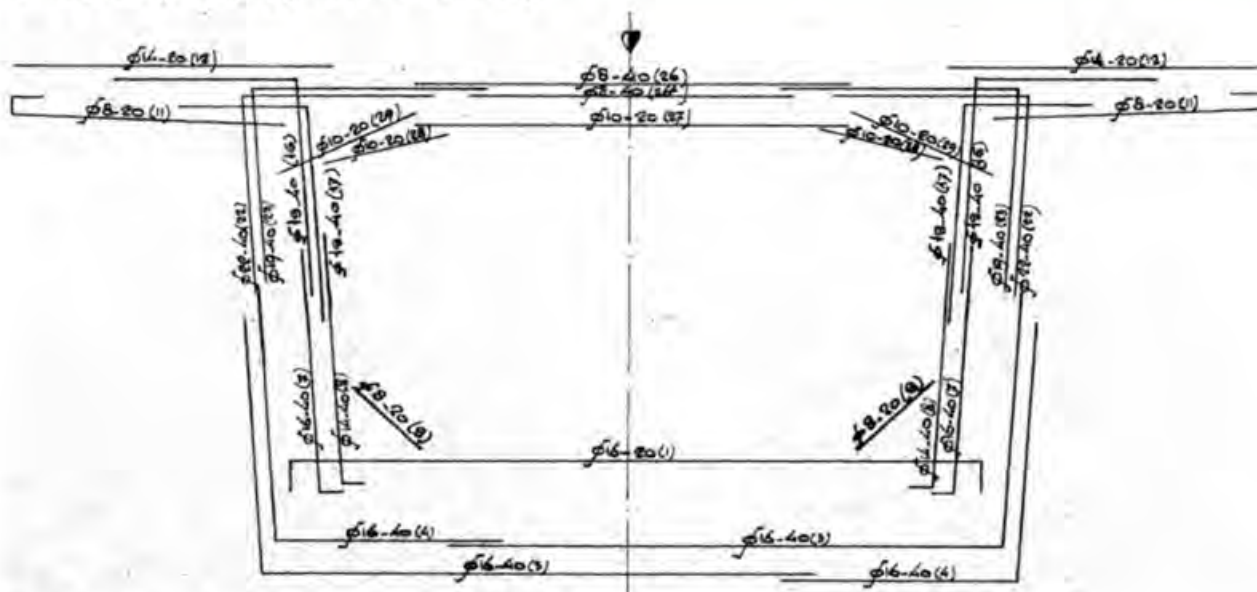


Figuur 4.3.1 Langsvorspanning in dek [NZA-1513]

De voorspankabels zijn van het type Freyssinet 12Ø7.

Ter plaatse van moot D zijn tevens een zevental voorspankabels in de vloer aanwezig (Freyssinet 12Ø7). Zie tekening [NZA-1513].

4.3.3 Wapening kraagliggers - dwarsrichting



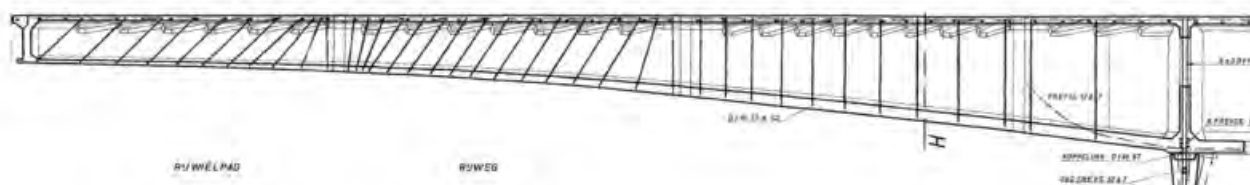
Figuur 4.3.2 Dwarswapening deel B, doorsnede 5 [NZC-261]

Alleen de wapening in de wanden en vloer wijzigt in langsrichting. Verwezen wordt naar de ontwerptekeningen. De dekwapening wijzigt in principe niet in langsrichting. Mogelijke uitzondering hierop is beschreven in de laatste pagina's van hoofdstuk 10 van de ontwerpberekening waar gesproken wordt over bijlegwapening 5Ø22 nabij de voegen, zie ook tekening [NAZ-312].

WAPENING : $\phi = \text{QR } 42$
 $\phi = \text{QR } 24$
 DEKKING : 2 cm : DEK BOVEN
 3 cm : BUITEN
 2 cm : BINNEN

Figuur 4.3.3 Wapeningskwaliteit [NZC-261]

In de wanden zijn dywidag staven Ø32 toegepast als dwarskrachtwapening. Zie onderstaande figuur.



Figuur 4.3.4 Dywidag staven in de wanden [NZA-1513]

De h.o.h. afstand en de hoek van de staven verschilt per doorsnede. Verwezen wordt naar de ontwerpdocumenten.

4.3.4 Voorspanning kraagliggers - dwarsrichting

Op (onder andere) tekeningen [NZA-1513] en [NZC-325] is de aanwezige dwarsvoorspanning weergegeven. Toegepast is: Feyssinet 12Ø7, h.o.h. 1000 mm
De dwarsvoorspanning is om-en-om éénzijdig voorgespannen.
De dwarsvoorspanning heeft een licht gekromt verloop, zie onderstaande figuur.



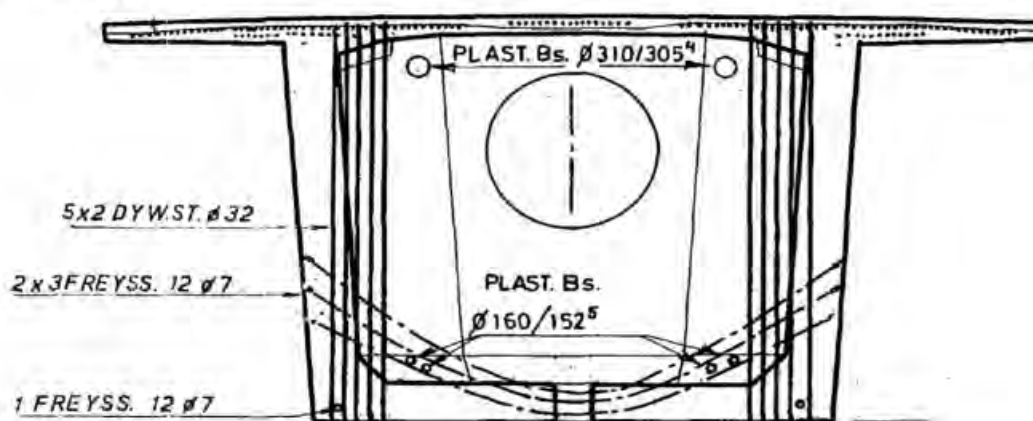
Figuur 4.3.3 Dwarsvoorspanning deel D [NZC-497]

Voor de dwarsvoorspanning in het hamerstuk wordt verwezen naar tekening [NZA-1513].

Voor een vijftal T-stukken is ter plaatse van brugdeel D externe voorspanning toegepast. Dit is toegepast als maatregel van een mogelijke afwijking van de ligging van de dwarsvoorspanning. Toegepast is: 4 draden Ø7 met h.o.h. 0,90 m. Zie aanvulling hfst 10 van de ontwerpberekening en tekening [NZC-496].

4.3.5 Voorspanning brugdeel A - dwarsrichting

In het hamerstuk is tevens aan de onderzijde dwarsvoorspanning toegepast. Zie onderstaande figuur. Dit is in voorliggende rapportage niet verder uiteengezet. Verwezen wordt naar de ontwerpdocumenten.

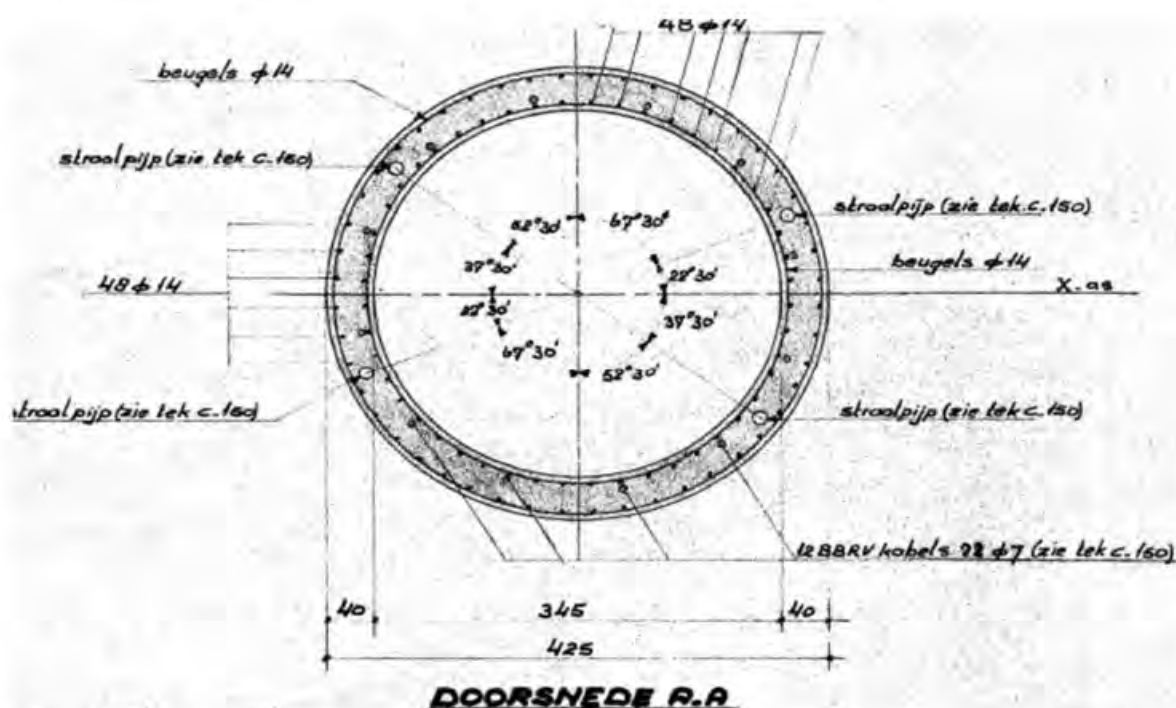


Figuur 4.3.5 Dwarswapening deel A [NZA-1513]

4.3.6 Wapening en voorspanning in putten

Over de gehele lengte van de putten zijn 12 BBRV 22Ø7 kabels aanwezig [NZA-1513], welke zijn voorgespannen.

De aanwezige wapening verloopt en is weergegeven op tekening [NZA-1513]. In onderstaande figuur is de wapening weergegeven over de bovenste 6,0 m.



Figuur 4.3.6 Doorsnede putten

De overlappingslengte van de zachtstaal wapening ter plaatse van de stortvoegen is 350 mm. indien in de toetsing van de putten de zachtstaalwapening benodigd is om te voldoen zal met de beperkte overlappingslengte rekening worden gehouden.

De staalkwaliteit is tevens weergegeven op tekening [NZA-1513].

betondekking op buitenste wap. 5 cm
alle langswapening QR 40 - QR 42, beugels QR 24 } tek. c80-c159
maten in cm

4.4 Dekking

De theoretische dekking is weergegeven in de ontwerpberekening hfst 1, pag. 12.

Kraagliggers

bovenkant brugdek	20 mm
binnenzijde kraagligger rondom	25 mm
onderkant overstek	30 mm
onderkant kraagligger	30 mm
buitenkant verticale wanden	30 mm

Onderbouw

pijler buitenzijde	50 mm
pijler inwendig	30 mm
palen buiten en binnen	50 mm
caissons	50 mm

landhoofden

buitenzijde	30 mm
onderkant fundering	50 mm
binnenzijde	25 mm

Door Westenberg [ref. 17] zijn dekkingsmetingen uitgevoerd. Deze komen redelijk tot goed overeen met bovenstaande waarden. Bovenstaande waarden zullen worden aangehouden.



5 Belastingen

5.1 Permanente belasting

5.1.1 Eigen gewicht

Het eigen gewicht van de verschillende segmenten is weergegeven op tekening [NZC-78]. Onderstaand is deze weergegeven. Tevens is de afstand van de werklijn tot de stortvoeg weergegeven (z).

Ter controle wordt het eigen gewicht van deel D & C nogmaals berekend. Daarbij wordt, in langsrichting gezien, de afmetingen gehanteerd halverwege de verschillende segmenten. Deze zijn tevens weergegeven op tekening [NZC-78]. Het gewicht van de route wordt daarbij verwaarloosd.

Tabel 5.1.1 Eigen gewicht kraagliggers conform [NZC-78]

Onderdeel	EG kN	z m	Onderdeel	EG kN	z m
deel D	1760	6,28	stortvoeg C-D	60	0,00
deel C	2160	6,14	stortvoeg B-C	75	0,00
deel B	2600	6,06	stortvoeg A-B	94	0,00
deel A	-	0,00			

Σ 6538 kN

Tabel 5.1.2 Eigen gewicht kraagliggers deel D

Onderdeel	d _{gem} m	B / H m	A _c m ²	γ _c kN/m ³	q kN/m ¹	L m	n -	F _v kN
dek - uitkragingen	0,26	2,25	0,58	25	14,5	12,35	2	358
dek - middenveld	0,20	6,46	1,29	25	32,3	12,35	1	399
wanden	0,34	1,98	0,67	25	16,8	12,35	2	416
vloer	0,22	6,48	1,43	25	35,6	12,85	1	458
kopwand	0,28	6,48	1,81	25	45,4	1,98	1	90

Σ 1720 kN

Tabel 5.1.3 Eigen gewicht kraagliggers deel C

Onderdeel	d _{gem} m	B / H m	A _c m ²	γ _c kN/m ³	q kN/m ¹	L m	n -	F _v kN
dek - uitkragingen	0,26	2,25	0,58	25	14,5	12,85	2	372
dek - middenveld	0,20	6,46	1,29	25	32,3	12,85	1	415
wanden	0,37	2,60	0,96	25	24,1	12,85	2	618
vloer	0,34	6,14	2,09	25	52,2	12,85	1	671

Σ 2076 kN

De gewichten komen goed overeen. Aangenomen wordt dat de weergegeven gewichten van de overige delen ook akkoord zijn.

Opgemerkt wordt dat het eigen gewicht tevens in het cement artikel is weergegeven, zie figuur 4.1.1. Deze waarden zijn groter dan de gegeven waarden op tekening [NZC-78] en zoals handmatig berekend. Verondersteld wordt dat deze gewichten inclusief veiligheid(factoren) zijn.

5.1.2 Rustende belasting - asfalt

Voor de toekomstvastheid wordt in eerste instantie uitgegaan van een belasting uit de asfaltverharding (op het dek) van de ontwerpwaarde volgens de ROK.

Volgens 5.2.3 (3) [12] geldt voor de berekening een asfaltpakket van $(50 + a + 70)$ mm. Waarin voor de uitvulling a geldt: $a: 20 \text{ mm} \leq 20 + (l-30)/4 \leq 50 \text{ mm}$. Voor de uitvulling wordt 20 mm aangehouden, waarmee de totale asfaltdikte $50 + 20 + 70 = 140$ mm bedraagt.

Tabel 5.1.4 Asfaltbelasting - conform ROK

	d m	γ kN/m ³	p kN/m ²	b m	q m	L _{tot} m	F _v kN
Asfalt	0,14	23	3,22	10,85	34,9	95	3319

Indien de herbeschouwing niet voldoet zal situatie AII worden uitgevoerd. Daarbij wordt uitgegaan van de daadwerkelijke aanwezige asfalt. Op basis van *Verslag Voortgangsoverleg d.d. 22 augustus 2016* [INFR-160590-VGO-01-160822] wordt uitgegaan van 10 mm dik EAB bovenop 50 mm dik asfalt. Hieruit volgt:

Tabel 5.1.5 Asfaltbelasting - werkelijk

	d m	γ kN/m ³	p kN/m ²	b m	q m	L _{tot} m	F _v kN
Asfalt	0,06	23	1,38	10,85	15,0	95	1422

5.1.3 Rustende belasting - barriërs / leuning

Het gewicht van de barriërs is genoemd in [21, pag. B3.1] en is groot:

	q kN/m	L _{tot} m	F _v kN
rand barrier (oostzijde)	9,88	95	939
midden barrier	7,80	95	741
leuning (aanne, inclusief schampkant)	1,00	95	95

In situatie AI wordt gerekend met de theoretische rijbaanindeling (zie volgende paragraaf). Om dit te kunnen realiseren zal ook aan de westzijde van de rijbaan een barrier geplaatst moeten worden. Om deze reden wordt het gewicht van de barrier aan weerszijde ingevoerd.

5.1.4 Voorspanning

De aanwezige voorspanning zal meegenomen worden in de toetsingen. Het systeem is statisch bepaald waardoor er geen sprake is van parasitaire momenten.

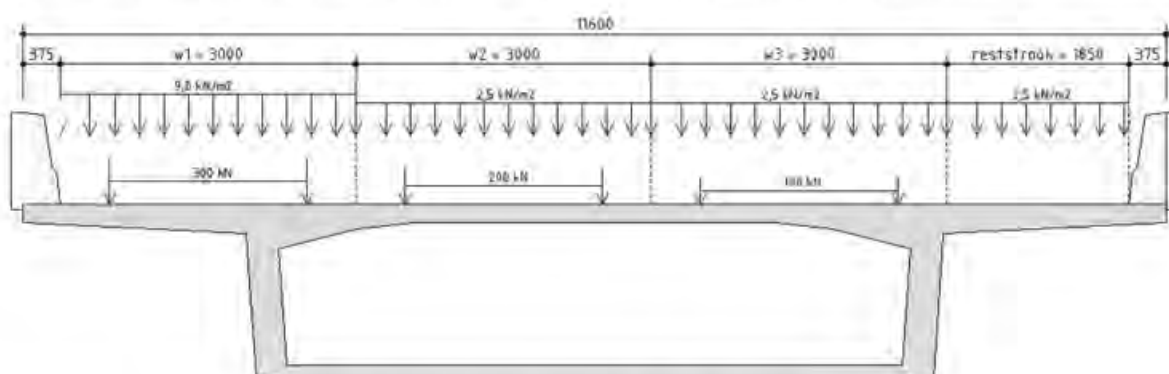
Bij de toetsingen zullen de toelaatbare staalspanningen aangehouden worden zoals aangehouden in de ontwerpberekening op basis van "breukstadium" (zie hoofdstuk 3 van voorliggend document). Werkvoorspanning, relaxatie en wrijvingsverliezen zijn niet relevant in het bezwijkstadium. Voor (oa.) vermoeiing zal de werkspanning vanuit de ontwerpberekening worden aangehouden (zie par. 3.4).

5.2 Veranderlijke belastingen

5.2.1 Wegverkeer op de brug - theoretische indeling

Conform ref. [11] situatie AI wordt in eerste instantie de theoretische rijbaanindeling aangehouden. Dit betekent dat het verkeer tussen de buitenste (voertuig-)keringen wordt geplaatst, geen rekening houdend met de aanwezigheid van het fietspad.

De belastingmodellen voor wegverkeer en de indeling van de rijstroken wordt conform [6] art. 4.3.2 toegepast. Zie onderstaande figuur. De indeling van de rijstroken en de posities van de aslasten worden dusdanig gekozen dat de meest ongunstige belastingsgeval wordt verkregen.



Figuur 5.2.1 Belastingconfiguratie 1: Indeling in theoretische rijstroken en BM1

Tabel 5.2.1 Overzicht van de belastingen en rijstroken

Positie	i	w _f m	Tandemstelsel			Gelijkm. Verd. Bel.		
			Q _{ik} kN	α _{Qi} -	α _{Qi} ·Q _{ik} kN	q _{ik} kN/m²	α _{qi} -	α _{qi} ·q _{ik} kN
Breedte rijbaan	tot	10,85	-	-	-	-	-	-
Rijstrook nummer 1	1	3,00	300	1,00	300	9,00	1,00	9,00
Rijstrook nummer 2	2	3,00	200	1,00	200	2,50	1,00	2,50
Rijstrook nummer 3	3	3,00	100	1,00	100	2,50	1,00	2,50
Fietspad	n.v.t.	-	-	-	-	-	-	-
Resterende oppervlakte	r	1,85	-	-	-	2,50	1,00	2,50

In bijlage B zijn de gemeten verkeersintensiteiten toegevoegd over een periode tussen 1966 en 2015. Deze zijn aangeleverd door de opdrachtgever. Te zien is dat er per jaar maximaal 315.000 zware vrachtwagen en 225.000 lichte vrachtwagens van de Zeelandbrug gebruik hebben gemaakt. Voor het bepalen van de correctiefactoren conform art. 4.3.2 [6] moet het gemeten aantal vrachtwagen bij een referentieperiode van 50 jaar worden vermenigvuldigd met een factor 1,25 en voor een referentieperiode van 100 jaar met 1,5. Voorliggende rapportage is gebaseerd op een referentieperiode van 30 jaar. Aangehouden wordt een factor van 1,25. Hieruit volgt dat er rekening gehouden dient te worden met $(315 + 225) \times 1000 \times 1,25 = 675.000$ vrachtwagen.

De aan te houden correctiefactoren conform Tabel NB.1 van [6] zijn afhankelijk van de invloedslengte tussen de 0,98 [-] en 1,00 [-]. Aangehouden wordt 1,00 [-].

Tabel 5.2.3 Totale belasting t.g.v. laststelsels:

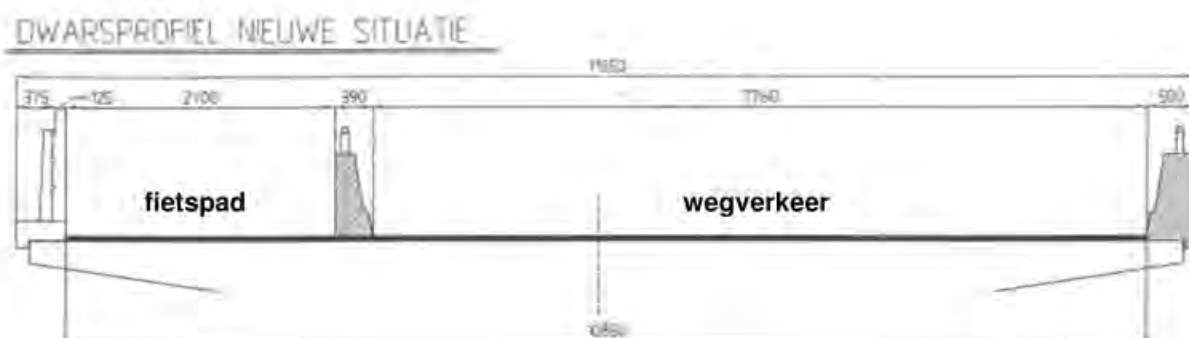
Rijstrook		n_{assen}	Q_{as}	F
		-	kN	kN
1	Tandemstelsel rijstrook 1	2	300	600
2	Tandemstelsel rijstrook 2	2	200	400
3	Tandemstelsel rijstrook 3	2	100	200
				Σ 1200 kN

Tabel 5.2.2 Totale belasting t.g.v. gelijkmatig verdeelde belasting (GVB) op het dek:

Rijstrook	q	b	L_{tot}	F_{tot}
	kN/m^2	m	m	kN
1	9,00	3,0	95	2565
2	2,50	3,0	95	713
3	2,50	3,0	95	713
reststrook	2,50	3,0	95	713
				Σ 4703 kN

5.2.2 Wegverkeer op de brug - werkelijke indeling

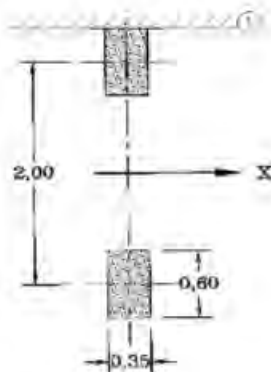
Indien de situatie niet voldoet op basis van de theoretische indeling zal vervolgens de werkelijke indeling worden beschouwd. De werkelijke indeling is weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 5.2.2 Belastingconfiguratie 1: Werkelijke rijbaanindeling [NZC-1881]

5.2.3 Belastingsmodel 2

Tevens zal belastingsmodel 2 worden beschouwd. Deze zou maatgevend kunnen zijn voor de uitkraging van de kraagliggers. LM2 bestaat uit twee wiellasten van 200 kN/wiel.



Verklaring

X Lengterichting van de brug
1 Stootrand

5.2.3 Vermoeiing

Voor de vermoeiingsbelasting zal in beginsel worden uitgegaan van belastingsmodel 1 voor vermoeiing conform art. 4.6.2 [6]. Dit belastingsmodel heeft dezelfde karakteristieke schikking als belastingsmodel 1 met de waarden voor de aslasten gelijk aan $0,7 Q_{ik}$ en voor de gelijkmatig verdeelde belasting gelijk aan $0,3 q_{ik}$.

Voor het aantal lastwisselingen wordt aangehouden:

$$N_{obs} = 0,5 \times 10^6 \text{ zware voertuigen per jaar}$$

Deze waarde is gebaseerd op Tabel 5-4.5(n) van [6]. Op basis van de metingen (zie bijlage B en §5.2.1) lijkt dit een goede bovengrenswaarde.

De referentie periode wordt gesteld op 80 jaar: van de openstelling in 1965/1966 tot 30 jaar in de toekomst (2046). Het totaal aantal lastwisselingen wordt daarmee gelijk aan:

$$N_{obs} = 0,5 \times 10^6 \times 80 = 40 \times 10^6 \text{ wisselingen.}$$

Tevens zal rekening worden gehouden met de onderstaande artikel [6]:

"Op bruggen met twee rijstroken waar het verkeer in tegengestelde richting rijdt, moet op beide rijstroken het aantal zware vrachtwagens $N_{obs,a,sl}$ volgens tabel NB.5 – 4.5(n) zijn aangehouden. In 20 % van de gevallen komt zwaar verkeer tegelijkertijd op beide rijstroken voor, $N_{obs,a,f} = 0,2 N_{obs,a,sl}$. Aangenomen mag zijn dat voor die 20 % op beide rijstroken dezelfde vrachtwagens gelijktijdig voorkomen."

Indien de toetsing op vermoeiing op basis van bovenstaande uitgangspunten niet voldoet zal gekeken worden naar de daadwerkelijk opgetreden voertuigwisselingen (zie bijlage 2).

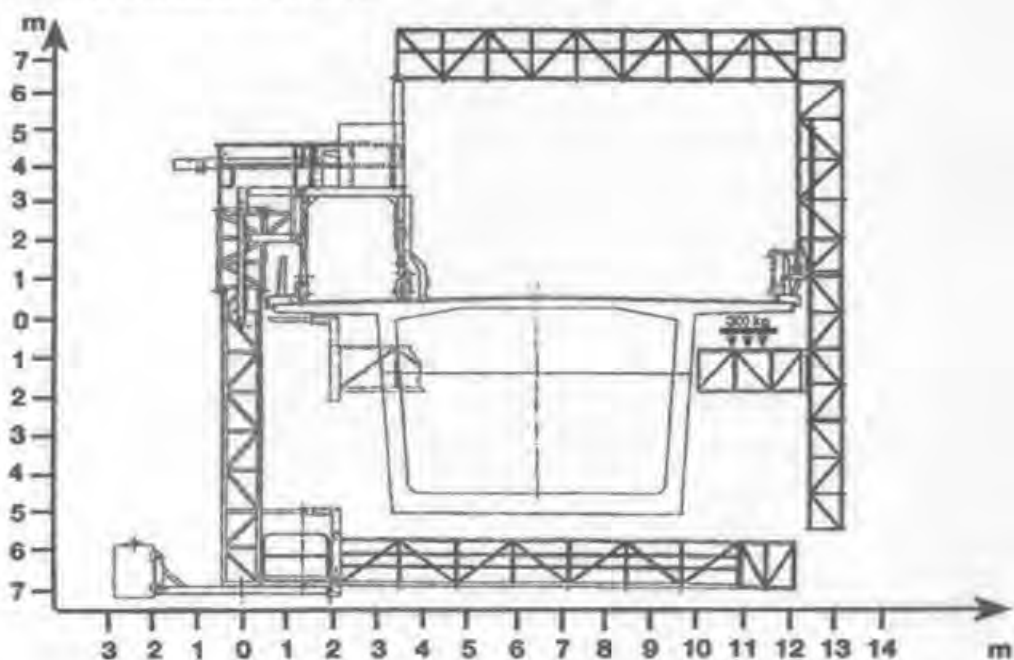
5.3 Onderhoudssteiger / laagwerker

In [25] is de volgende tekst opgenomen:

"In 1991 heeft de Provincie Zeeland een zelfrijdende onderhoudssteiger gekocht voor de Zeelandbrug. Vanaf deze onderhoudssteiger zijn alle oppervlakken van de kokerligger van de Zeelandbrug bereikbaar. De onderhoudssteiger staat jaarlijks van april t/m oktober op de brug. Het rijportaal staat op het fietspad van de brug. De oosttoren van de onderhoudssteiger rust op wielstellen. Deze wielstellen rijden over een rails die op de oostbarrier bevestigd is, zie ook bijgevoegde schematekening van de onderhoudssteiger. De belastingen als gevolg van de onderhoudssteiger moet worden meegenomen in de beoordeling van de constructieve veiligheid."

Door leverancier MOOG is, in het Duits, een beschouwing uitgevoerd naar de onderhoudssteiger. Deze beschouwing laat echter enigszins aan duidelijkheid te wensen over. In ieder geval is door MOOG de onderhoudssteiger wel nader gespecificeerd [20]:

TYPE	MBI 130-2,5 PG
FABRIEKSNUMMER	01.0112.91
BOUWJAAR	1991
BORDESLENGTE	13,0 m
BORDESBREEDTE	2,4 m
MAX. DAALBEREIK	7,2 m
ZWENKBEREIK (90° / 13°)	103°
EIGEN MASSA	12.500 kg
MAX. AANTAL PERSONEN OP HOOFD- EN HULPBORDES	3
MAX. BELASTING GELIJKMATIG TE VERDELEN OVER HOOFDBORDES, EXCL. PERSONEN	320 kg
MAX. BELASTING OP HULPBORDES, TE VERDELEN OVER MINIMAL 2 M2, INCL. PERSONEN	300 kg
MAX. TOELAATBARE WINDSNELHEID	13,8 m/sec
MET GAASBESPANNING	



Figuur 5.2.3.2 Schematekening onderhoudssteiger



Het eigen gewicht van de onderhoudssteiger is gedefinieerd als 12.500 kg (=125 kN). In de berekening wordt verondersteld dat bij het gebruik van de onderhoudssteiger hooguit twee rijstroken in gebruik kunnen zijn. Uitgangspunt is dus dat een eventuele derde rijstrook (situatie AI) buiten gebruik zal zijn genomen. Het voertuig van 200 kN op deze rijstrook zal dus niet aanwezig zijn. Ook de gelijkmatig verdeelde belasting van 2,5 kN/m² zal niet gelijktijdig aanwezig zijn.

Bovenstaande maakt dat de situatie met het onderhoudsvoertuig niet maatgevend is in de AI situatie voor in de langsrichting.

Voor lokale toetsingen, waaronder de toetsingen in dwarsrichting, zal deze wel beschouwd worden.



5.4 Horizontale belasting

5.4.1 Rembelasting

De rembelasting wordt bepaald op basis van art. 4.4.1 van de EC1-2. Daarbij wordt uitgegaan van een lengte over twee T-stukken (=190 m.) Hieruit volgt:

$$F_{rem} = 0,6 \times 600 + 0,1 \times 9,0 \times 3,0 \times 190 = 360 + 515 = 875 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN.}$$

5.4.2 Windbelasting

Voor de windbelasting loodrecht op de constructie is in de ontwerpberekening een waarde van 110,5 kg/m² (=1,105 kN/m²) gehanteerd. Op basis van de Eurocode zal deze belasting te laag zijn. Doorgaans wordt tegenwoordig voor standaard constructies 1,5 kN/m² aangehouden.

Omdat de Zeelandbrug hoog en vrij in zeegebied staat zal in eerste instantie een hogere belasting worden aangehouden: 2,0 kN/m².

Daarbij zal in eerste instantie een verkeersband van 2,5 m. worden aangehouden (t.o.v. bovenkant asfalt). Mocht uit de herberekening blijken dat de constructie ten gevolge van windbelasting niet voldoet zal middels een nauwkeurigere beschouwing de windbelasting worden bepaald.

Windbelasting evenwijdig aan constructie is niet relevant.

5.4.3 Ijsbelasting

In de ontwerpberekening is voor ijsbelasting gehanteerd: 1000 tf per pijler (=10.000 kN), waarbij inbegrepen wordt geacht ca. 100 tf windbelasting [hfst 1, pag. 7]. Deze hoge waarde is destijds gehanteerd omdat men rekening heeft gehouden dat de Oosterschelde zou worden afgesloten van de zee en deze zoet zal worden. Dit is echter nooit gebeurd.

Omdat er geen aanleiding is om te twijfelen aan de destijds gemaakte berekening en de belasting niet groter is geworden, wordt ijsbelasting in voorliggende constructieve beschouwing verder niet meegenomen. Zie ook art. 1.4 van de RBK.

5.5 Overige belastingen

Voor een herbeschouwing behoeven de volgende belastingen niet beschouwd te worden omdat deze niet zullen leiden tot bezwijken [art. 2.3 EC2]:

- temperatuur
- krimp en kruip
- zettingen

Tevens wordt, conform PvA (INFR160590, d.d. 28-07-2016), aanvaring pijlers en/of brugdek uitgesloten.

6 Belastingscombinaties verkeersbrug

6.1 Algemeen

De fundamentele belastingscombinaties (vgl. 6.10a & 6.10b uit [1]) zijn hieronder afgebeeld. De minst gunstige moet worden aangehouden.

$$\left\{ \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left. \sum_{j=1}^n \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

De hierbij behorende belastingsfactoren zijn gegeven in tabel A2.2(C) ref. [9] en worden in onderstaande tabel weergegeven.

Gevolgklasse **CC3** **Gebruiksniveau**

Tabel 6.1.1 Aangehouden waarden uit tabel A2.2 (B) en (C) (ref. [9])

Belastingsfactoren CC3 Gebruiksniveau					
Belastings-combinatie	Blijvende belastingen		Verkeer	Wind	Overige veranderlijk
	Ongunstig	Gunstig			
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	1,25	1,50	1,30
Vgl. 6.10a	1,25	0,90	1,25	1,50	1,30
Vgl. 6.10b	1,15	0,90	1,25	1,50	1,30

De tabel geldt voor bruggen waarvan de omgevingsvergunning is verleend vóór het bouwbesluit 2003.

In tabel A2.1 [9] worden de Ψ -factoren voor bruggen voor weg- en langzaam verkeer gegeven. De factoren worden weergegeven in onderstaande tabel voor groep 1a (LM1 + voetgangers- of fietspadbelastingen).

Tabel 6.1.2 Aangehouden waarden uit tabel A2.1 [9]

Ψ -factoren voor bruggen voor weg- en langzaam verkeer					
Belasting	Symbool		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkeersbelastingen	gr1a	TS	0,8	0,8	0,4
		GBV			
Windkrachten	F_{wk}	-	0,3	0,6	0

---> De Ψ -waarde voor het onderhoudsvoertuig is niet gedefinieerd. Als uitgangspunt wordt aangenomen dat deze valt onder de groep "Verkeersbelastingen".

6.2 Trendreductietabel zie [10] tabel 2

Voor de trendreductie op de belastingsgrootte voor BM1 en BM2 over een periode van het jaar 2010 tot 2060 en afhankelijk van de invloedslengte mag gebruik zijn gemaakt van de volgende tabel:

Tabel 6.2.1 Reductiefactor α_{trend} t.o.v. het jaar 2060, voor belastingsgrootte voor BM1 + BM2 [10]

Invl.lengte L m	Reductiefactor α_{trend} ^a					
	2010	2020	2030	2040	2050	2060
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00
50	0,82	0,86	0,89	0,93	0,96	1,00
75	0,78	0,83	0,87	0,91	0,96	1,00
100	0,76	0,81	0,85	0,90	0,95	1,00
≥200	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

^a Voor andere perioden en invloedslengten en referentieperioden mag men lineair interpoleren. Voor belastingen door de enkele as of het enkele wiel (van BM2) mag men ongeacht de invloedslengte de waarde voor L=20 m aanhouden. Twee in elkaars verlengde geplaatste pendelassen gelden hierbij als een enkele as.

Afhankelijk van de invloedslengte mag met een referentieperiode van **30 jaar (2046)** een reductiefactor gehanteerd worden tussen de 1,00 [-] en 0,95 [-]. Omdat de invloedslengte per toetsing verschilt zou de reductiefactor per toetsing variëren. Ter vereenvoudiging wordt, tenzij anders aangegeven, uitgegaan van een reductiefactor van 1,00 [-].

6.3 Referentieperiode korter dan 100 jaar zie [10] tabel 1

Indien een referentieperiode korter dan 100 jaar wordt gehanteerd mogen voor de verticale belastingen door wegverkeer (BM1 en BM2) de volgende Ψ -factoren worden aangehouden.

Tabel 6.3.1 Ψ -factor voor kortere referentieperioden [10]

Referentieperiode	Ψ -factor ^a			
	Lengte van de overspanning of invloedslengte L			
	20m	50m	100m	≥200m
100 jaar	1,00	1,00	1,00	1,00
50 jaar	0,99	0,99	0,99	0,99
30 jaar	0,99	0,99	0,98	0,97
15 jaar	0,98	0,98	0,96	0,96
1 jaar	0,95 ^b	0,94 ^b	0,89	0,88
1 maand	0,91 ^b	0,91 ^b	0,81	0,81

^a Voor andere invloedslengten en referentieperioden mag lineair zijn geïnterpoléerd

^b Voor referentieperioden kleiner dan of gelijk aan 1 jaar en L≤50m zijn mogelijk kleinere waarden toelaatbaar.

Afhankelijk van de invloedslengte mag met een referentieperiode van **30 jaar (2046)** een reductiefactor gehanteerd worden tussen de 1,00 [-] en 0,98 [-]. Omdat de invloedslengte per toetsing verschilt zou de reductiefactor per toetsing variëren. Ter vereenvoudiging wordt, tenzij anders aangegeven, uitgegaan van een reductiefactor van 1,00 [-].



6.4 Gehanteerde belastingscombinaties in berekening

In onderstaande tabel worden de belastingsfactoren weergegeven zoals deze zijn gehanteerd in voorliggende beschouwing. De belastingscombinaties zijn gebaseerd op vgl. 6.10a en 6.10b ref. [1]. De waarden in **vet** betreffen de dominante belastingen.

Gevolgklasse: CC3

Permanente belasting ongunstig i.c.m. variabele belasting

BG	Omschrijving	UGT1	UGT2	UGT3	UGT4	UGT5
1	Eigen gewicht	1,25	1,15	1,15	1,15	1,25
2	RB - asfalt	1,25	1,15	1,15	1,15	1,25
3	RB - barriers	1,25	1,15	1,15	1,15	1,25
4	Windbelasting	0,45	1,50	-	0,45	0,45
5	Onderhoudssteiger	-	-	-	-	1,25
6-9	TS	1,00	1,00	1,00	1,25	-
10-20	UDL	1,00	1,00	1,00	1,25	-
21-22	Rem	0,80	0,80	0,80	1,00	-

Permanente belasting gunstig i.c.m. variabele belasting

BG	Omschrijving	UGT5	UGT6	UGT7
1	Eigen gewicht	0,90	0,90	0,90
2	RB - asfalt	0,90	0,90	0,90
3	RB - barriers	0,90	0,90	0,90
4	Windbelasting	1,50	-	0,45
5	Onderhoudssteiger	-	-	-
6-9	TS	1,00	1,00	1,25
10-20	UDL	1,00	1,00	1,25
21-22	Rem	0,80	0,80	1,00



7 Berekeningsmodel verkeersbrug

7.1 Algemeen

De constructie zal gemodelleerd worden met Scia Engineer, een softwarepakket gebaseerd op de Eindige Elementen Methode (EEM).

Langsrichting

Om de krachtswerking in langsrichting te bepalen zal in beginsel het model opgebouwd worden met 1D-staafelementen. In de navolgende paragrafen wordt de modellering van de verschillende onderdelen nader uiteengezet. Voordeel van 1D-staafelementen is dat gemakkelijk het optredend buigend moment afgelezen kan worden waarna de foetsingen uitgevoerd kunnen worden. De keuze voor het gebruik maken van een model met staafelementen wordt ook onderstreept door Tabel 3.1 van de RBK.

Het eigen gewicht van de constructie en de rustende belasting zijn in dwarsrichting (nagenoeg) symmetrisch. Dit betekent dat er ten gevolge van deze belastingen de oplegreacties (funderingspalen en dwarskrachtdeuvels) gelijk zijn en er geen wringing in de constructie zal ontstaan. De verkeersbelasting kan wel asymmetrisch aangrijpen. De excentriciteit zal worden bepaald, waarna de dwarskrachten in de wanden bepaald kunnen worden.

Dwarsrichting

De krachtswerking van het dek in dwarsrichting zal in beginsel met staafelementen worden bepaald. Daarbij zal uitgegaan worden van een spreiding onder 45 graden.

Indien het op basis van de resultaten nodig wordt geacht zal een gedeelte van de koker in Scia Engineer als plaatmodel worden ingevoerd.

De krommingsdruk van de dwarsvoorspanning zal in beginsel verwaarloosd worden. Indien het op basis van de resultaten nodig wordt geacht zal het gunstige effect van de krommingsdruk worden meegenomen.

De krommingsdruk van de langsvoorspanning wordt voor de krachtswerking in dwarsrichting verwaarloosd.

7.2 Modellering kraagliggers

De kraagliggers worden gemodelleerd middels 1D-elementen. Scia Engineering heeft daarbij de optie om de doorsnede van de staaf als kokerligger te kiezen. Zie onderstaande figuur (weergegeven waarden niet relevant).

De hoogte van de kokerligger verloopt in de lengte. Om dit in rekening te brengen zal de staaf in verschillende segmenten worden opgeknipt. De verlopende hoogte wordt derhalve sprongsgewijs gevolgd.

De kraagliggers zijn vrijwel volledig voorgespannen. (Aanzienlijke) scheurvorming is derhalve niet te verwachten, hetgeen de buigstijfheid zou doen afnemen. Wel zal er sprake zijn van kruip. Om dit in rekening te brengen wordt gerekend met een fictieve elasticiteitsmodulus om het effect hiervan op de buigstijfheid in rekening te brengen. Aangehouden wordt: $E_{fic} = 20.000 \text{ N/mm}^2$



7.3 Modellering pijlers

De pijlers worden gemodelleerd als 1D-staven. De invoer van deze staven zal dusdanig gekozen worden dat de statische eigenschappen van de pijlers goed benaderd worden.

In verband met de aanwezige voorspanning zal in navolging van de kraagliggers een fictieve elasticiteitsmodulus aangehouden worden ter grootte van:

$$E_{fic} = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

7.4 Modellering caissons

De caissons worden gemodelleerd als 1D-staven.

In verband met de aanwezige voorspanning zal in navolging van de kraagliggers een fictieve elasticiteitsmodulus aangehouden worden ter grootte van:

$$E_{fic} = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

7.5 Modellering putten

De putten worden gemodelleerd als 1D-staven. De invoer van deze staven zal dusdanig gekozen worden dat de statische eigenschappen van de putten goed benaderd worden.

In verband met de aanwezige voorspanning zal in navolging van de kraagliggers een fictieve elasticiteitsmodulus aangehouden worden ter grootte van:

$$E_{fic} = 20.000 \text{ N/mm}^2$$

7.6 Randvoorwaarden oplegcondities

Puntveer ter plaatse van de putten

De grootte van de puntveer van de putten zal bepaald worden door de geotechnicus.

Gezien de beperkte invloed van deze waarde op de krachtswerking zal in de herberekening deze verwachtingswaarde worden gehanteerd.

Horizontale bedding tegen de putten

Over de hoogte waarin de putten in de grond staan zal een bedding worden ingevoerd. De grootte van de bedding op de putten zal bepaald worden door de geotechnicus.

Gekeken zal worden naar de invloed van deze waarde, indien benodigd zal een lage cq hoge veerwaarden worden gehanteerd door de verwachtingswaarde de delen cq vermenigvuldigen met een factor $\sqrt{2}$.

De vrije lengte van de putten, gedefinieerd als de lengte tussen onderkant caisson en bodemniveau, is variabel. Voor de modellering zal de meest ongunstige situatie gehanteerd worden.

Dilatatievoegen

De T-stukken zijn met elkaar onderling verbonden middels:

- vaste scharnier (wel 2 deuvets, geen schokbrekers) óf
- schuifverbinding (2 deuvets, 2 of 3 schokbrekers)

Voor de posities wordt verwezen naar tekening [NZC-211].

De krachtswerking van de T-stukken zijn in langsrichting statisch onbepaald. In eerste instantie werd gedacht om de krachtswerking te bepalen door het invoeren van een verticale en horizontale veer op het niveau van de kraagliggers. Daarbij wordt echter tegen het probleem aangelopen dat dit niet realistisch is voor symmetrische belastingen, waaronder het eigen gewicht. Hiervoor zou eventueel weer een tegengestelde kracht kunnen worden ingevoerd, maar dit maakt het model er niet eenduidiger op. Bovendien zou de veerwaarden de invloed van meerdere T-stukken in rekening moeten brengen, en kan een schaakbordbelasting van de gelijkmatig verdeelde belasting niet ingevoerd worden.

Om bovenstaande redenen wordt er toch voor gekozen om meerdere T-stukken in Scia Engineer te modelleren. De onderlinge verbinding zal dusdanig gemodelleerd worden dat wel horizontale en verticale krachten kunnen worden overgedragen, maar geen buigende momenten.

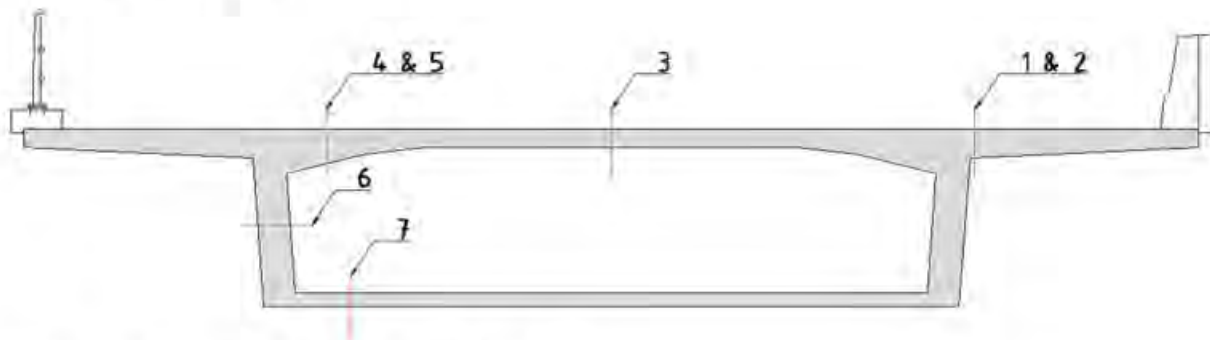
8 Resultaten en toetsing verkeersbrug

8.1 Uit te voeren toetsingen

In de herbeschouwing zijn de volgende aspecten worden getoetst.

Kraagliggers - dwarsrichting

- 1) Momentcapaciteit uitkraging, tevens rekening houdend met aanwezigheid van de dilatatievoegen. Tevens zal gekeken worden naar de invloed van eventuele foute ligging dwarskabels en de als maatregel genomen externe wapening. Zie hoofdstuk "Aanvulling op moot D" in de ontwerpberekening (na hfst 10);
- 2) Dwarskrachtcapaciteit uitkraging, tevens rekening houdend met aanwezigheid van de dilatatievoegen;
- 3) Momentcapaciteit veld. In verband met aanwezigheid kopschotten is de capaciteit t.p.v. dilatatievoegen niet maatgevend.;
- 4) Dwarskrachtcapaciteit veld, rekening houdend met aanwezigheid voue (indien benodigd). In verband met aanwezigheid kopschotten is de capaciteit t.p.v. dilatatievoegen niet maatgevend;
- 5) Inklemmingsmoment dek;
- 6) Toetsing wanden;
- 7) Toetsing vloer;



Figuur 8.1.1 Locatie toetsingen dwarsrichting

Kraagliggers - langsrichting

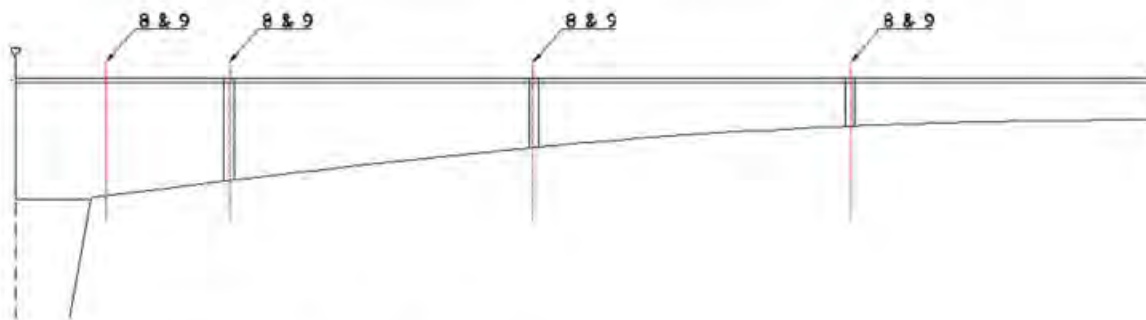
8) Momentcapaciteit ter plaatse van stortvoegen (3x) en vlak naast oplegging

8a) Toetsing trekcapaciteit voorspanning bovenflens;

8b) Toetsing drukspanning onderflens;

Bij deze toetsing zal rekening worden gehouden met de additionele trekkracht vanuit dwarskracht, zie art. 9.2.1.3 [7].

9) Dwarskrachtcapaciteit buitenwanden kraagliggers (met inbegrip van wringing).



Figuur 8.1.2 Locatie toetsingen langsrichting

Pijler

10) Toetsing buigend moment;

Caisson

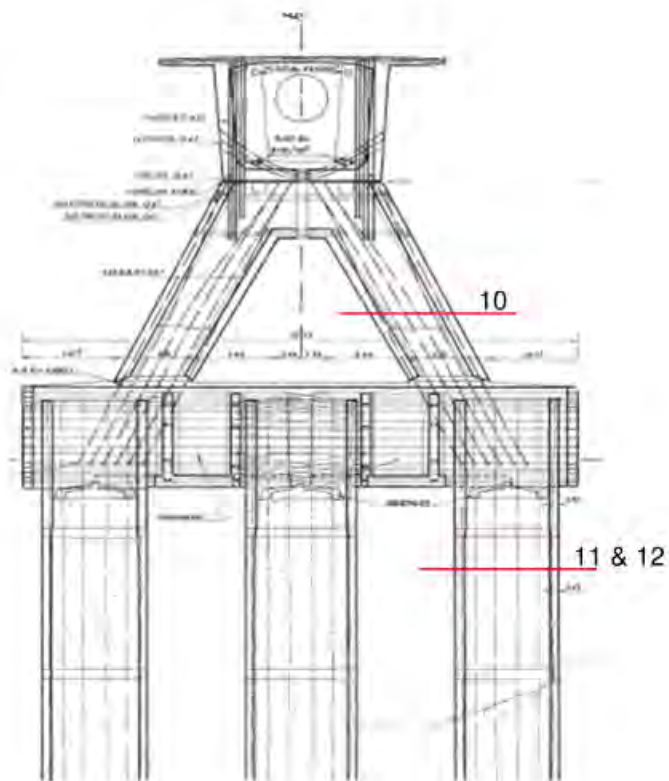
- Geen toetsing;

Putten

11) Betontrekspanning;

12) Betondrukspanning;

13) Paal draagvermogen;



Figuur 8.1.3 Locatie toetsingen onderbouw



Overige

- 14) Capaciteit dwarskrachtdeuvel, getoetst aan de ontwerpwaarde van 65 ton per deuvel [14, hfst 11 pag. 24];
- 15) Vermoeiing;
- 16) Afwijkende geometrie T-stukken (landhoofden). In zoverre mogelijk wordt een vergelijking gemaakt met de standaard T-stukken.

De schokdempers worden niet gezien als constructief risico en worden derhalve niet getoetst. Aanrijding van de barrier, leuning en geleiderail wordt niet beschouwd.

8.2 Nadere beschrijving modellering

In hoofdstuk 7 is de globale modellering beschreven. Onderstaand wordt deze nader uiteengezet.

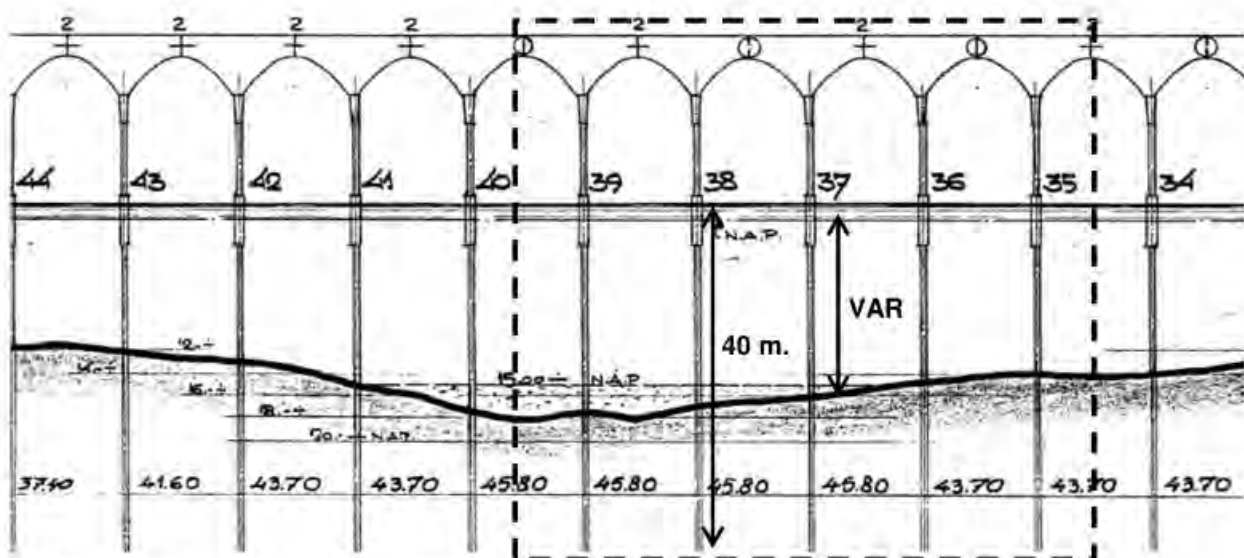
8.2.1 Langsrichting

In Scia Engineering zijn (per model) een vijftal T-stukken ingevoerd. Verondersteld wordt dat dit aantal afdoende is om de onderlinge beïnvloeding in beschouwing te nemen. Om de invloed van de bedding en de invloed van de schokdempers (horizontale verandering) in kaart te brengen zijn twee modellen in Scia gemodelleerd. Voor de toetsingen wordt de maximale waarde aangehouden. Tevens is, ter info / referentie, één losstaand T-stuk ingevoerd. Onderstaand is een opsomming van de modellering weergegeven. Op de volgende pagina is het standaard model weergegeven.

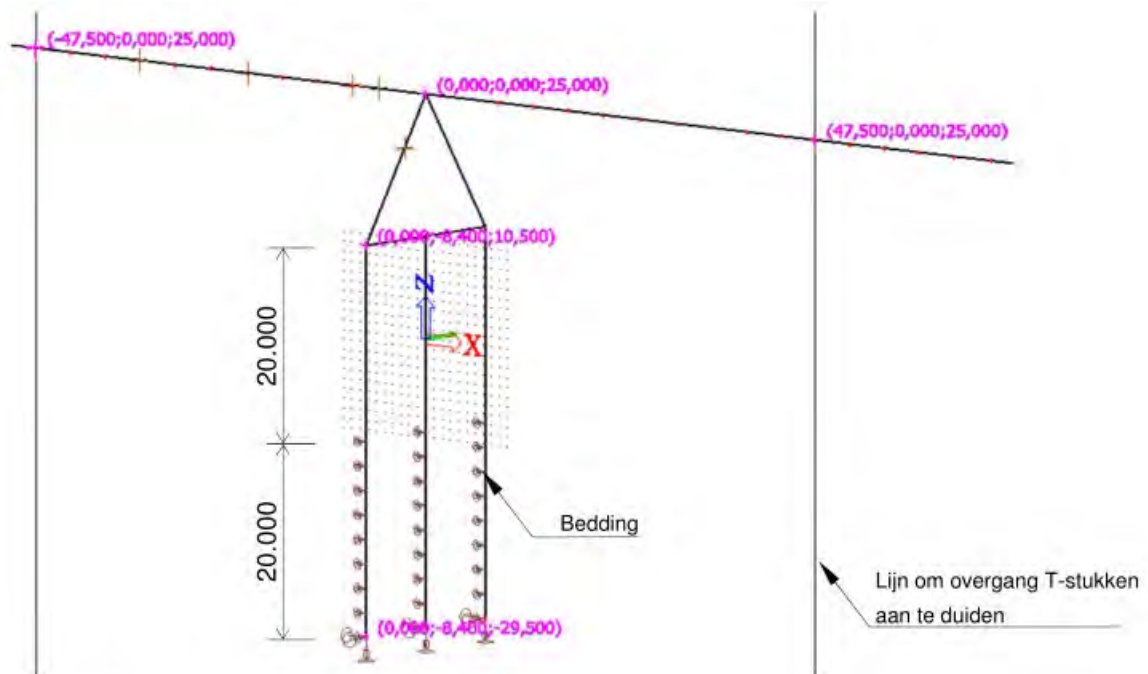
Algemene randvoorwaarden overgang T-stukken:

u_x vast; u_z vast; ϕ_x vast	(in verband met aanwezigheid dwarskrachtdeuvels)
ϕ_y vrij	(scharnierend in langsrichting)
u_y vrij; ϕ_z vrij	(geen invloed op de krachtwerving)

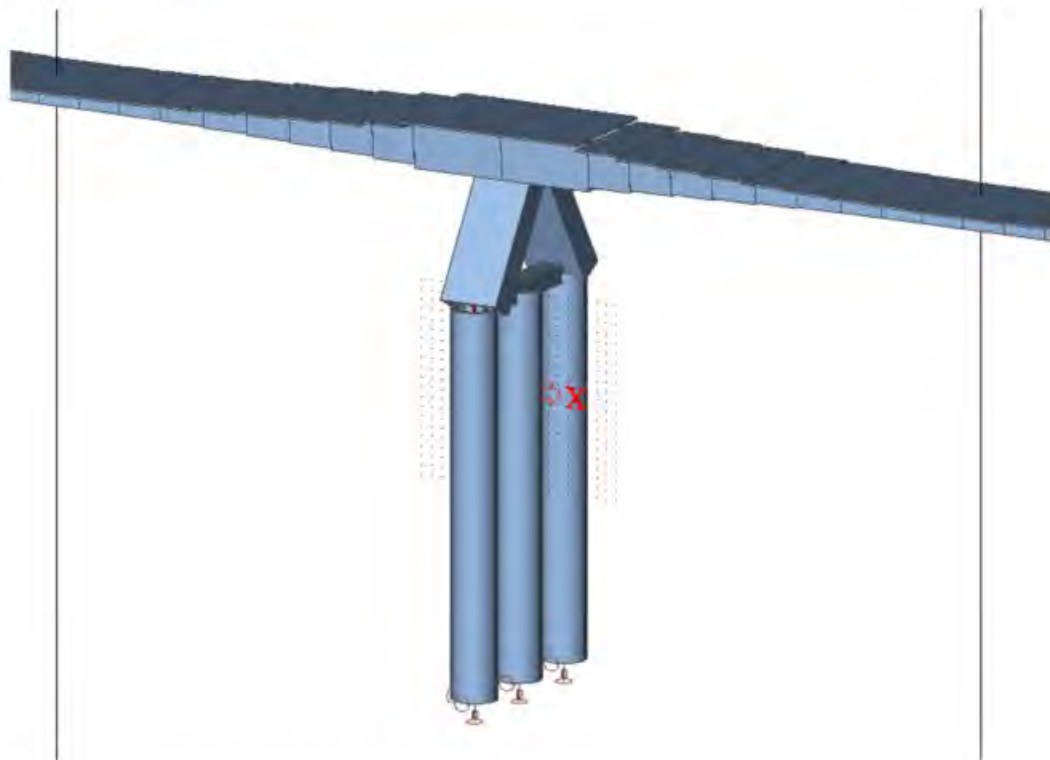
Model 1 (1 T-stuk, referentie model):	$k_h = 100 \text{ MN/m}^2$, vanaf 20 m.
Model 2 (lage bedding):	$k_h = 75 \text{ MN/m}^2$, vanaf 30 m. vanaf bovenzijde
Model 3 (hoge bedding):	$k_h = 150 \text{ MN/m}^2$, vanaf 10 m. vanaf bovenzijde



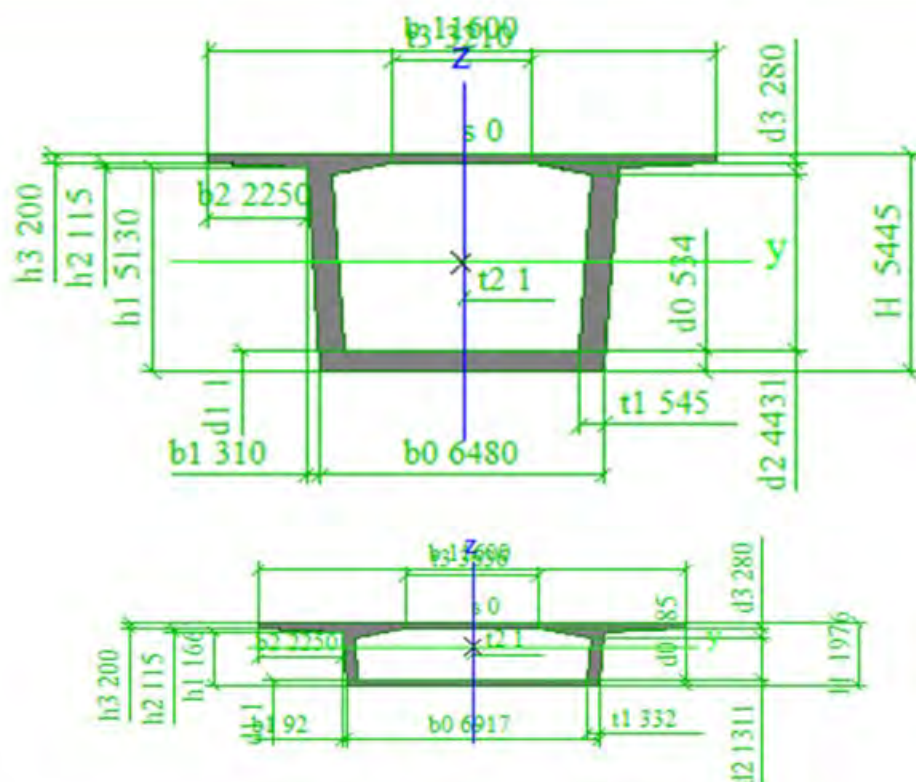
Figuur 8.2.1 Onderbouwmodellering



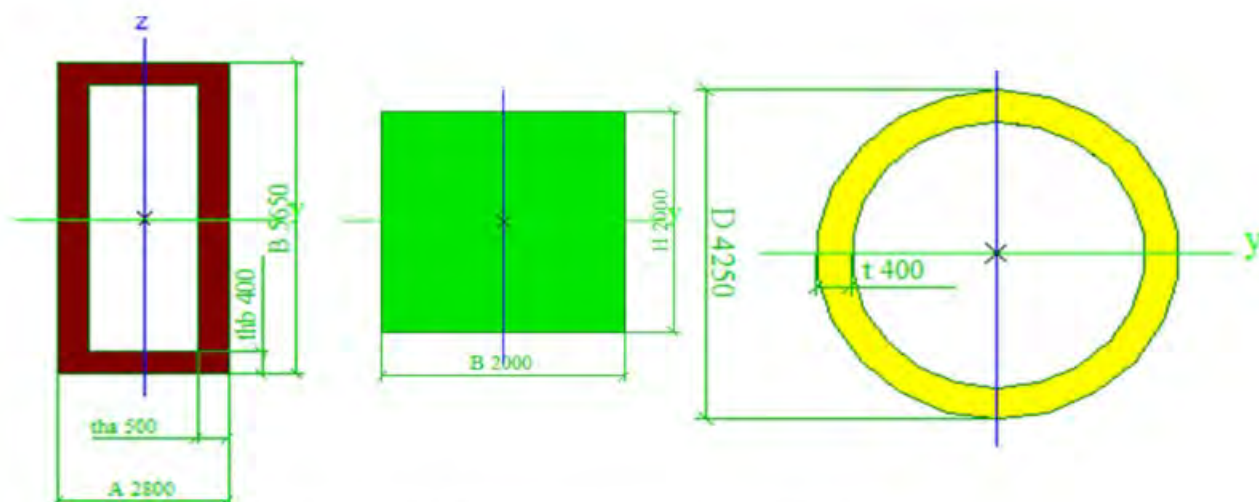
Figuur 8.2.2 Isometrische weergaven Model 1



Figuur 8.2.3 Isometrische weergaven Model 1 (render)



Figuur 8.2.4 Modellering kraagliggers. Weergegeven is de doorsnede met de maximale hoogte cq minimale hoogte.



Figuur 8.2.5 Modellering van pijler (links), caisson (midden) en putten (rechts)

Gemakshalve is in het model de hartlijn van de kraagliggers op hetzelfde niveau gehouden in plaats van bovenzijde dek. Dit heeft geen invloed op de berekeningsresultaten.

Een indicatie van de puntveer is bepaald in bijlage F. Hieruit volgt een verwachtingswaarde van circa 1000 MN/m. Opgemerkt wordt dat de invloed van de veerwaarde op de krachtswerking zeer gering is.

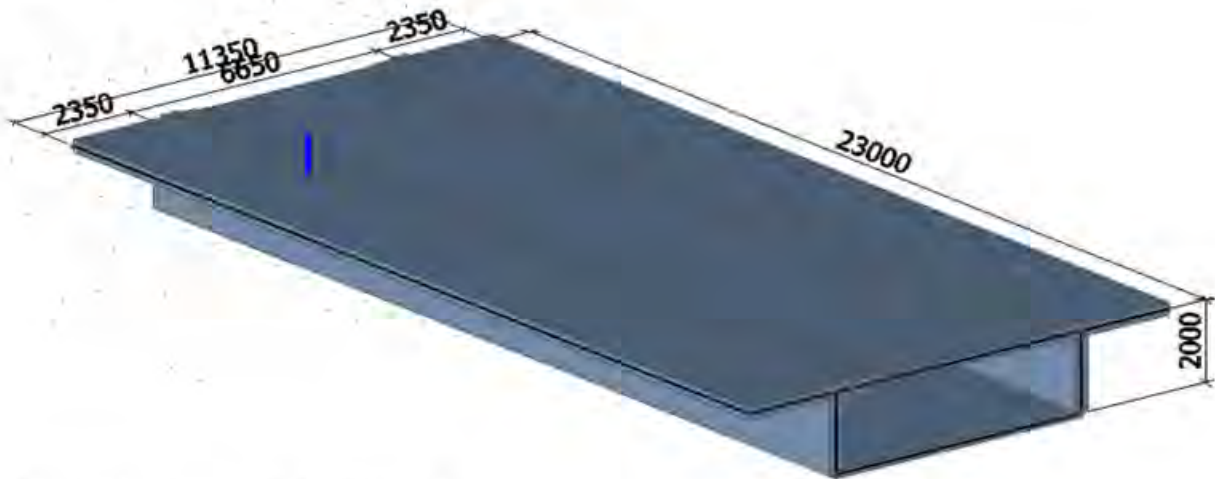
In Scia Engeneering wordt ten gevolge van eigen gewicht een paalreactie van 40,3 MN per T-stuk gevonden. In [13, hfst 6, pag. 3] is het eigen gewicht bepaald op:

2676 ton		(gewicht op de caisson)
220 ton	-	(rustende belasting)
1420 ton	+	(caisson)
260 ton	+	(putten, 6,44 t/m x 40 m.)
4136 ton	=	41,4 MN

Het verschil wordt acceptabel geacht.

8.2.3 Dwarsrichting

Om de krachtswerking in dwarsrichting te bepalen is een segment in 3D gemodelleerd. Zie onderstaande figuur.



Figuur 8.2.6 Modelling dwarsrichting

De dikte van het dek zoals ingevoerd bedraagt 200 mm. Tevens wordt de invloed van de voute op de krachtswerking meegenomen. Voor de krachtswerking blijkt de maatgevende situatie te zijn dat de wanden gemodelleerd worden met een minimale dikte en hoogte. Aangehouden is een dikte van 340 mm en een hoogte van 2000 mm, gebaseerd op het midden van kraagligger deel D. De vloer is dik 200 mm.

Op het dek zijn de aslasten ingevoerd die met een stapgrootte van 0,5 m. in dwarsrichting verspringen.

Zoals zal volgen uit de toetsingen is het dek in langsrichting in principe onder druk. In dwarsrichting is de voorspandruk relatief gezien kleiner wat wel tot (aanzienlijke) scheurvorming kan leiden. Om deze reden is het dek ingevoerd met orthotrope eigenschappen. De aangehouden waarden zijn weergegeven op de volgende pagina.



$h =$	200	mm ¹	$D_{11} =$	25823	kNm	=	26	MNm
$E_1 =$	38500	N/mm ²	$D_{22} =$	6931	kNm	=	7	MNm
$E_2 =$	10333	N/mm ²	$D_{33} =$	6169	kNm	=	6	MNm
$\nu_{12} =$	0,15	-	$D_{44} =$	2789855	kN/m	=	2790	MNm
$\nu_{21} =$	0,04	-	$D_{55} =$	827785	kN/m	=	828	MNm
$G_{12} =$	9254	N/mm ²	$D_{12} = D_{21} =$	1040	kN/m	=	1	MNm
$G_{13} =$	16739	N/mm ²	$K_{xy} =$	2,23E+10	kN/m	=	22318841	MNm
$G_{23} =$	4967	N/mm ²	$K_{yx} =$	6,62E+09	kN/m	=	6622278	MNm

$h =$	225	mm ¹	$D_{11} =$	36767	kNm	=	37	MNm
$E_1 =$	38500	N/mm ²	$D_{22} =$	9868	kNm	=	10	MNm
$E_2 =$	10333	N/mm ²	$D_{33} =$	8784	kNm	=	9	MNm
$\nu_{12} =$	0,15	-	$D_{44} =$	3138587	kN/m	=	3139	MNm
$\nu_{21} =$	0,04	-	$D_{55} =$	931258	kN/m	=	931	MNm
$G_{12} =$	9254	N/mm ²	$D_{12} = D_{21} =$	1480	kN/m	=	1	MNm
$G_{13} =$	16739	N/mm ²	$K_{xy} =$	3,18E+10	kN/m	=	31778193	MNm
$G_{23} =$	4967	N/mm ²	$K_{yx} =$	9,43E+09	kN/m	=	9428985	MNm

$h =$	305	mm ¹	$D_{11} =$	91582	kNm	=	92	MNm
$E_1 =$	38500	N/mm ²	$D_{22} =$	24580	kNm	=	25	MNm
$E_2 =$	10333	N/mm ²	$D_{33} =$	21879	kNm	=	22	MNm
$\nu_{12} =$	0,15	-	$D_{44} =$	4254529	kN/m	=	4255	MNm
$\nu_{21} =$	0,04	-	$D_{55} =$	1262372	kN/m	=	1262	MNm
$G_{12} =$	9254	N/mm ²	$D_{12} = D_{21} =$	3687	kN/m	=	4	MNm
$G_{13} =$	16739	N/mm ²	$K_{xy} =$	7,92E+10	kN/m	=	79155512	MNm
$G_{23} =$	4967	N/mm ²	$K_{yx} =$	2,35E+10	kN/m	=	23486425	MNm

$h =$	420	mm ¹	$D_{11} =$	239143	kNm	=	239	MNm
$E_1 =$	38500	N/mm ²	$D_{22} =$	64186	kNm	=	64	MNm
$E_2 =$	10333	N/mm ²	$D_{33} =$	57133	kNm	=	57	MNm
$\nu_{12} =$	0,15	-	$D_{44} =$	5858696	kN/m	=	5859	MNm
$\nu_{21} =$	0,04	-	$D_{55} =$	1738348	kN/m	=	1738	MNm
$G_{12} =$	9254	N/mm ²	$D_{12} = D_{21} =$	9628	kN/m	=	10	MNm
$G_{13} =$	16739	N/mm ²	$K_{xy} =$	2,07E+11	kN/m	=	206694783	MNm
$G_{23} =$	4967	N/mm ²	$K_{yx} =$	6,13E+10	kN/m	=	61328914	MNm

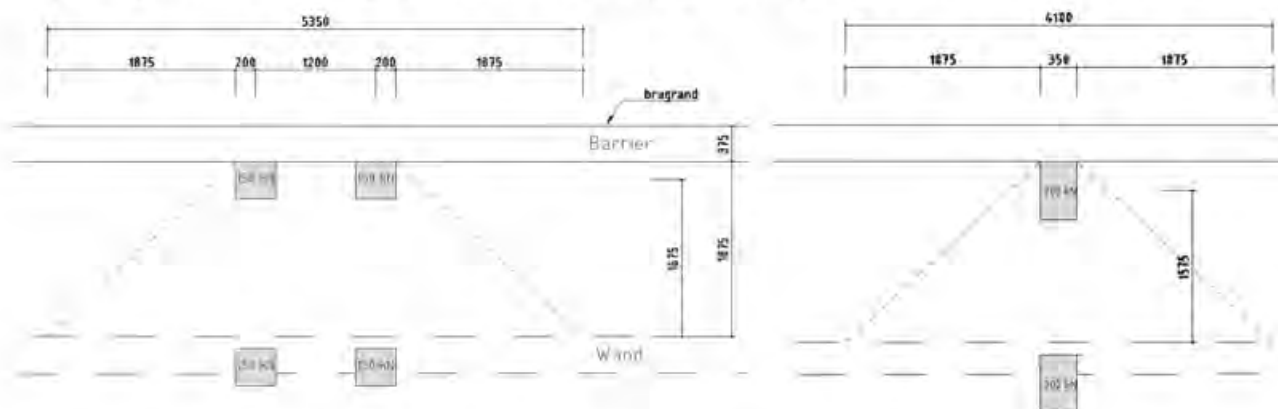
Voor de factoren om de stijfheid in het vlak in rekening te brengen worden de voorgestelde factoren door Scia aangehouden. Onderstaand zijn de waarde van OT1 (d=200) weergegeven.

d_{11} [MN/m]	4,1667e+03	} = (E1 x h) / (1 - $\nu_{21}^* \nu_{21}$)
d_{22} [MN/m]	4,1667e+03	
d_{12} [MN/m]	8,3333e+02	} = (20.000 x 200) / (1 - 0,2 ²) / 1000
d_{33} [MN/m]	1,6667e+03	

8.3 Kraagliggers - dwarsrichting

Toetsing 1 - Momentcapaciteit uitkraging

In onderstaande figuur is de spreiding weergegeven. Ter plaatse van voegovergangen is slechts spreiding in één richting mogelijk. Lokaal is echter bijleg wapening toegepast (5Ø22) [NZC-312].



Figuur 8.3.1 Spreiding t.b.v. momentcapaciteit uitkraging voor LM1 (links) en LM2 (rechts)

Eigen gewicht overstek	=	14,5 kN/m	x	1,13	=	16 kNm/m	(zie §5.1.1)
gewicht barriër	=	9,88 kN/m	x	2,25	=	22 kNm/m	(zie §5.1.2)
UDL	=	16,88 kN/m	x	0,94	=	16 kNm/m	
		(=9,0*1,875)					

Algemeen

M	=	ΣF	x	arm	/	spreiding	
LM1	=	300 kN	x	1,675	/	5,35 m.	= 94 kNm
LM2	=	200 kN	x	1,575	/	4,10 m.	= 77 kNm
laagwerker	=	135 kN ¹⁾	x	2,35	/	4,10 m.	= 77 kNm
						Mmax	= 94 kNm

Ter plaatse van voegovergangen

M	=	ΣF	x	arm	/	spreiding	
LM1	=	300 kN	x	1,675	/	3,48 m.	= 145 kNm
LM2	=	200 kN	x	1,575	/	2,23 m.	= 142 kNm
laagwerker	=	135 kN ¹⁾	x	2,35	/	2,23 m.	= 143 kNm
						Mmax	= 145 kNm

¹⁾ Het eigen gewicht van de laagwerker is 125 kN. Als variabele belasting op de laagwerker wordt 10 kN aangehouden. Dit resulteert in een belasting van 135 kN, waarbij conservatief wordt aangenomen dat de gehele belasting op het buitenste 'wiel' staat.

Algemeen

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= e.g. \times \gamma_F + \text{barrier} \times \gamma_F + (UDL + TS) \times \gamma_F \\
 &= 16 \times 1,15 + 22 \times 1,15 + (16 + 94) \times 1,25 \\
 &= 19 + 26 + 137 = 181 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Ter plaatse van voegovergangen

$$M_{Ed} = 19 + 26 + (16 + 145) \times 1,25 = 245 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vsp} &= 12 \times 38,5 = 462 \text{ mm}^2/\text{kabel} && (12\emptyset 7 \text{ Freyssinet}) \\
 f_{td} &= 9350 \text{ kg/cm}^2 = 935 \text{ N/mm}^2 && (\text{werkvoorspanning, zie §3.4}) \\
 F_{vsp} &= 462 \times 935 = 432 \text{ kN/kabel} \\
 h.o.h. &= 1000 \text{ mm} \\
 F_{vsp} &= 432 \text{ kN/m} \\
 \text{hoogte} &= 315 \text{ mm} \\
 \text{aanwezige wapening} &\emptyset 14 - 200 + \emptyset 19 - 200 && (+ 5\emptyset 22 \text{ nabij de voegen}) \\
 \text{staalkwaliteit} &QR42 && (f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2)
 \end{aligned}$$

In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald. Daarbij zijn de volgende conservatieve uitgangspunten gehanteerd:

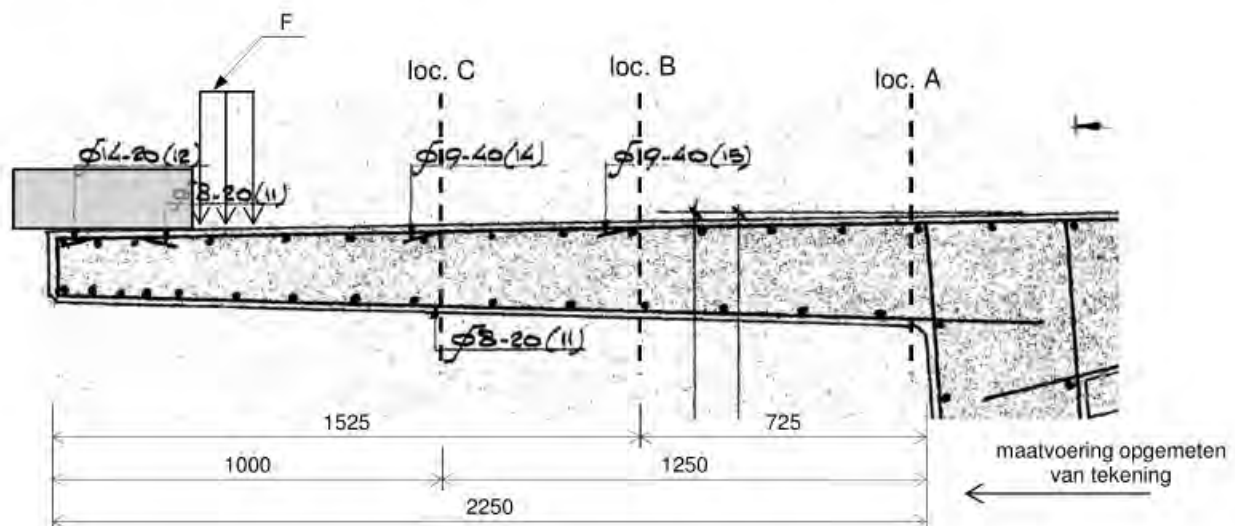
- verticale component voorspankracht verwaarloosd;
- oppervlakte voorspanstaal niet meegenomen in verband met relatief grote h.o.h. afstand;

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 225 \text{ kNm/m} && (\emptyset 19-400+\emptyset 19-400+\emptyset 14-200, A_s = 2187 \text{ mm}^2) \\
 M_{Rd} &= 347 \text{ kNm/m} && (\emptyset 19-400+\emptyset 19-400+\emptyset 14-200+5\emptyset 22, A_s = 4088 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Toetsingen (u.c. waarden):

$$\begin{aligned}
 \text{Algemeen} &= 181 / 225 = 0,81 [-] \leq 1,0 [-] && \text{voldoet} \\
 \text{tpv voegovergangen} &= 245 / 347 = 0,71 [-] \leq 1,0 [-] && \text{voldoet}
 \end{aligned}$$

Op de vorige pagina is de doorsnede getoetst ter plaatse van de aansluiting met de wanden. In verband met verlopende dikte van de uitkraging en verlopende wapening zou dit niet de maatgevende snede hoeven te zijn. Onderstaand worden twee additionele sneden getoetst: snede B en C. Voor de volledigheid wordt tevens snede A weergegeven.



De optredende belastingen zijn weergegeven in onderstaande tabel.

	e.g.			barrier			LM1				UDL		
	q	a	M	q	a	M	F	a	S	M	q	a	M
	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]
loc. A	14,5	1,125	16	9,88	2,250	22	300	1,675	5,35	94	17	0,94	16
loc. B	9,8	0,763	7	9,88	1,525	15	300	0,950	3,90	73	10	0,58	6
loc. C	6,4	0,500	3	9,88	1,000	10	300	0,425	2,85	45	6	0,31	2

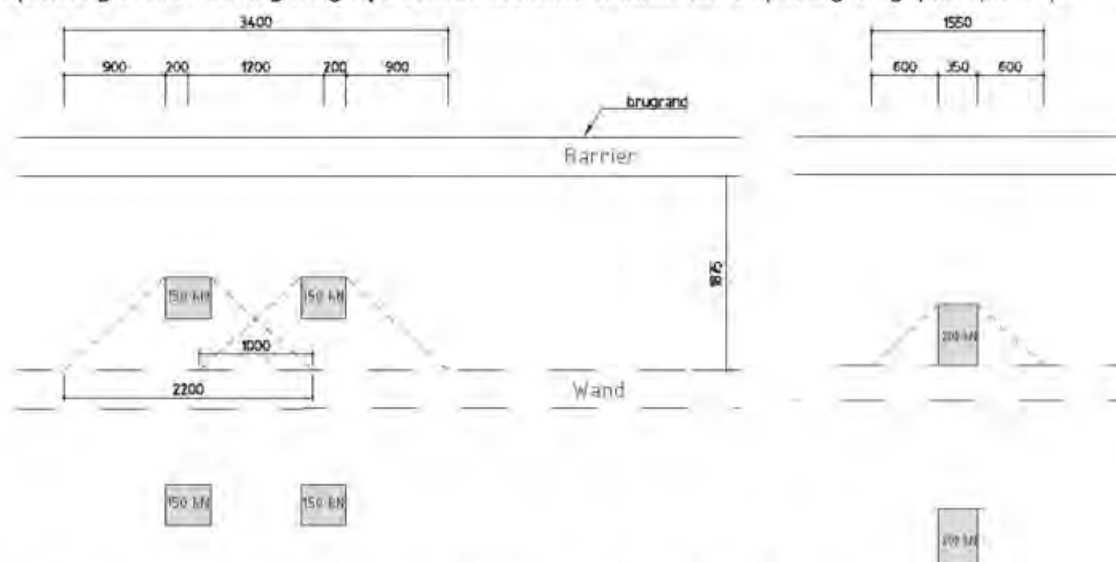
In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald.

Op basis van $\gamma_{F,perm} = 1,15$ en $\gamma_{F,var} = 1,25$ volgen onderstaande toetsingen.

	M_{Ed}	Wap.	h	M_{Rd}	u.c.	
	[kNm/m]	mm ² /m	[mm]	[kNm/m]	[-]	
loc. A	181	2187	315	225	0,81	voldoet
loc. B	125	1478	278	151	0,83	voldoet
loc. C	73	770	251	95	0,77	voldoet
			max	0,83		

Toetsing 2 - Dwarskrachtcapaciteit uitkraging

In onderstaande figuur is de spreiding weergegeven. Ter plaatse van voegovergangen is slechts spreiding in één richting mogelijk. Lokaal is echter additionele wapening toegepast (5Ø22).



Figuur 8.3.2 Spreiding t.b.v. dwarskrachtcapaciteit uitkraging voor LM1 (links) en LM2 (rechts)

In art. 6.2.1 (10) van de RBK in aanvulling op EC2 wordt aangegeven dat de dwarskracht bepaald mag worden door middeling over een breedte van $4d$ indien 2D of 3D plaatmodellering wordt gehanteerd. Dit zou neerkomen op circa $4 \times 285 = 1140$ mm. Aangehouden wordt 1,0 m.

Zoals te zien is in de figuur bij toetsing 1 is het fysiek gezien niet mogelijk dat alle vier de wiellasten op de uitkraging staan.

Algemeen

$$\begin{aligned}
 \text{LM1} &= \frac{F_1}{S_1} + \frac{F_1}{S_1} = \frac{150}{2,20} + \frac{150}{2,20} = 136 \text{ kN/m} \\
 \text{LM2} &= \frac{200}{1,55} = 129 \text{ kN/m} \\
 V_{\max} &= 136 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Ter plaatse van voegovergangen

$$\begin{aligned}
 \text{LM1} &= \frac{F_1}{S_1} + \frac{F_1}{S_1} = \frac{150}{2,20} + \frac{150}{1,30} = 184 \text{ kN/m} \\
 \text{LM2} &= \frac{200}{1,14} = 175 \text{ kN/m} \\
 V_{\max} &= 184 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Algemeen

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= \text{e.g.} \times \gamma_F + \text{barrier} \times \gamma_F + (\text{UDL} + \text{TS}) \times \gamma_F \\
 &= 14,5 \times 1,15 + 9,88 \times 1,15 + (17 + 136) \times 1,25 \\
 &= 17 + 11 + 192 = 220 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Ter plaatse van voegovergangen

$$V_{Ed} = 17 + 11 + (17 + 175) \times 1,25 = 268 \text{ kNm/m}$$

Op de volgende pagina is de maximale toelaatbare dwarskracht bepaald bepaald. Hieruit volgt:

$$V_{Rd} = 237 \text{ kNm/m} \quad (\text{algemeen})$$

$$V_{Rd} = 279 \text{ kNm/m} \quad (\text{ter plaatse van de voegovergangen})$$

Toetsingen (u.c. waarden):

$$\text{Algemeen} = 220 / 237 = 0,92 \text{ [-]} \leq 1,0 \text{ [-]} \quad \text{voldoet}$$

$$\text{tpv voegovergangen} = 268 / 279 = 0,96 \text{ [-]} \leq 1,0 \text{ [-]} \quad \text{voldoet}$$

$V_{rd,c}$ = Voor het bepalen van $V_{Rd,c}$ geldt dat formule (6.4) van de EC2 niet toegepast mag worden omdat de trekzone door buiging gescheurd kan zijn (zie vorige toetsingen). Tevens geldt dat formule (6.2.b) van de RBK alleen van toepassing is voor niet voorgespannen massieve constructies. Dit is voor onderhavige constructie niet het geval. Derhalve wordt het betonaandeel bepaald op basis van formule (6.2.a) van de RBK:

$$= [0,12 \times k_{cap} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{(1/3)} + 0,15 \times \sigma_{cp}] b_w \times d$$

(algemeen)

$$k_{cap} = 1,0 \quad [-]$$

$$h = 315 \quad \text{mm}$$

$$d = 315 - 20 - 10 = 285 \quad \text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,84 \leq 2,0$$

$$A_{sl} = 2187 \quad \text{mm}^2/\text{m} \quad (\text{Ø19-400+Ø19-400+Ø14-200})$$

(excl. voorspanning ivm verdiepte ligging)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 0,008 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \quad \text{N/mm}^2$$

$$F_{vsp} = 432 \quad \text{kN/m}$$

$$\sigma_{cp} = 1,4 \quad \text{N/mm}^2 \leq 0,2 \times f_{cd} = 6,0 \quad \text{N/mm}^2$$

(Druk)

Invullen resulteert in:

$$V_{rd,c} = 237 \quad \text{kN/m}$$

(ter plaatse van de voegovergangen)

$$k_{cap} = 1,0 \quad [-]$$

$$h = 315 \quad \text{mm}$$

$$d = 315 - 20 - 10 = 285 \quad \text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,84 \leq 2,0$$

$$A_{sl} = 4088 \quad \text{mm}^2/\text{m} \quad (\text{Ø19-400+Ø19-400+Ø14-200+5Ø22})$$

(excl. voorspanning ivm verdiepte ligging)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 0,014 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 30 \quad \text{N/mm}^2$$

$$F_{vsp} = 432 \quad \text{kN/m}$$

$$\sigma_{cp} = 1,4 \quad \text{N/mm}^2 \leq 0,2 \times f_{cd} = 6,0 \quad \text{N/mm}^2$$

(Druk)

Invullen resulteert in:

$$V_{rd,c} = 279 \quad \text{kN/m}$$

Toetsing 3 - Momentcapaciteit veld

Om de krachtswerking in dwarsrichting te bepalen is een 2D Scia model gemodelleerd. Voor de in- en uitvoer wordt verwezen naar bijlage D. Omdat het dek in verband met de hoge voorspangraad (zie toetsing 8a) in langsrichting in principe niet scheurt wordt het dek orthotroop ingevoerd. De orthotropie is ook weergegeven in bijlage D.

Ter plaatse van voegovergangen zijn kopschotten aanwezig en derhalve niet maatgevend.

	M_{scia}	γ_F	M_{Ed}
Eigen gewicht	= 5 kNm/m	x 1,15	= 6 kNm/m
Asfalt	= 3 kNm/m	x 1,15	= 3 kNm/m
gewicht barriër	= n.v.t. kNm/m	x 1,15	= nvt kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	= 4 kNm/m	x 1,25	= 5 kNm/m
TS	= 44 kNm/m	x 1,25	= 55 kNm/m +
			69 kNm/m

Fvsp = 432 kN/m (zie toetsing 1)

hoogte = 200 mm

aanwezige wapening Ø10 - 200

staalkwaliteit QR42 ($f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$)

aanwezige voorspanwap. 462 mm²/m (equivalent: Ø24,2 - 1000)

De krommingsdruk is reeds meegenomen door de ligging van de kabel, 65 mm vanaf onderkant beton.

In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald. Hieruit volgt:

$M_{Rd} = 70 \text{ kNm/m}$

Toetsingen (u.c. waarden):

Theoretisch = 69 / 70 = 0,99 [-] ≤ 1,0 [-] voldoet

De toename van de staalspanning in de voorspankabel is 121 N/mm². De totale staalspanning wordt hiermee gelijk aan 935 + 121 = 1056 N/mm². Dit is nog ruim onder de rekenwaarde van de vloeispanning van 1308 N/mm², en dus akkoord. De reservecapaciteit is echter zeer beperkt gezien de ligging van de voorspankabel t.o.v. de ligging van de zachtstaal wapening en de relatief grote h.o.h. afstand. Toename van dit buigend moment zal gepaard gaan met dermate aanzienlijke scheurvorming dat dit gezien wordt als bezwijken.

De momentcapaciteit van het veld in dwarsrichting is dus net voldoende afdoende voor theoretisch gebruik. Onderstaand wordt, ter informatie, tevens gekeken naar het werkelijk gebruik (excl. lastbeperking van 50 ton).

Eigen gewicht	=	6	kNm/m	
Asfalt	=	3 kNm/m	x 0,42	= 1 kNm/m (zie §5.1.2)
UDL	=	4 kNm/m	x 1,25	= 5 kNm/m
TS	=	37 kNm/m	x 1,25	= 46 kNm/m +
				58 kNm/m

Toetsingen (u.c. waarden):

Werkelijk gebruik = 58 / 70 = 0,83 [-] ≤ 1,0 [-] voldoet

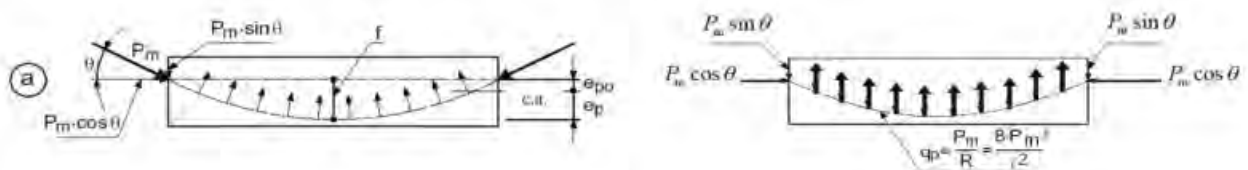
In voorgaande toetsingen is de invloed van het excentrische verloop van de voorspankabels niet meegenomen. De achterliggende reden is tweeledig. Ten eerste is door de minimale dikte van het dek de pijl (notatie f in onderstaande figuur) marginaal. Dit wordt nog eens versterkt doordat de kabels in een omhullingsbuis zijn aangebracht waardoor bij (na)spannen van de kabels deze enigszins recht getrokken worden.

Ten tweede valt het op dat het knikpunt van de kromming erg ver in het veld is gepositioneerd, zie onderstaande figuur. Dit heeft een reducerend effect op de invloed van de kromming van de kabel.

Bovenstaande maakt dat het excentrische verloop van de voorspankabel verwaarloosbare invloed heeft op de omhullende krachtswerking.



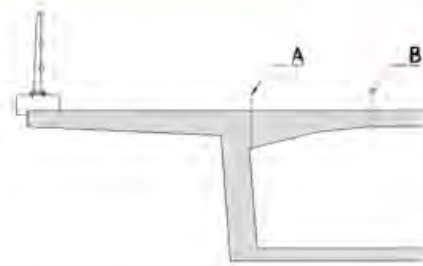
Figuur 3.3.3 Excentrisch verloop dwarsvoorspanning [NZC-497]



Figuur 3.3.4 Krommingsdruk t.g.v. excentrisch verloop [collegediktaat TUDelft CIE3150/4160]

Toetsing 4 - Dwarskrachtcapaciteit veld

Voor de toetsingen worden twee locaties aangehouden:



snede A ($h=480$ mm)

	V_{scl}	γ_F	V_{Ed}
Eigen gewicht	= 19 kN/m	1,15	= 22 kN/m
Asfalt	= 10 kN/m	1,15	= 12 kN/m
gewicht barrier	= nvt kN/m	1,15	= nvt kN/m
UDL (9 kN/m ²)	= 23 kN/m	1,25	= 29 kN/m
TS ($x = 0,25$)	= 157 kN/m	1,25	= 196 kN/m +
			258 kN/m

snede B ($h=200$ mm)

	V_{scl}	γ_F	V_{Ed}
Eigen gewicht	= 9 kN/m	1,15	= 10 kN/m
Asfalt	= 6 kN/m	1,15	= 7 kN/m
gewicht barrier	= nvt kN/m	1,15	= nvt kN/m
UDL (9 kN/m ²)	= 11 kN/m	1,25	= 14 kN/m
TS ($x = 1,50$)	= 110 kN/m	1,25	= 138 kN/m +
			169 kN/m

Op de volgende pagina is de maximale toelaatbare dwarskracht bepaald bepaald. Daarbij is tevens de normaalkracht t.g.v. verkeersbelasting (werkelijk gebruik) meegenomen. Hieruit volgt:

snede A:	V_{Rd}	=	287 kN/m
snede B:	V_{Rd}	=	159 kN/m

Toetsingen (u.c. waarden):

snede A	=	258	/	287	=	0,90 [-]	$\leq 1,0$ [-]	voldoet
snede B	=	169	/	159	=	1,06 [-]	$\leq 1,0$ [-]	voldoet niet

De dwarskrachtcapaciteit van het dek is dus niet afdoende voor theoretisch gebruik. Onderstaand wordt gekeken naar het werkelijk gebruik (exclusief huidige aslastbeperking van 50 ton).

Asfalt	=	6 kNm/m	x	0,42	=	3 kN/m
TS	=	104 kNm/m	x	1,25	=	130 kN/m +
						157 kN/m

Toetsing (werkelijk gebruik):

u.c.	=	157	/	159	=	0,99 [-]	$\leq 1,0$ [-]	voldoet
------	---	-----	---	-----	---	----------	----------------	---------

$V_{rd,c}$ = Voor het bepalen van $VR_{d,c}$ geldt dat formule (6.4) van de EC2 niet toegepast mag worden omdat de trekzone door buiging gescheurd kan zijn (zie vorige toetsingen). Tevens geldt dat formule (6.2.b) van de RBK alleen van toepassing is voor niet voorgespannen massieve constructies. Dit is voor onderhavige constructie niet het geval. Derhalve wordt de betonaandeel bepaald op basis van formule (6.2.a) van de RBK:

$$= [0,12 \times k_{cap} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{(1/3)} + 0,15 \times \sigma_{cp}] b_w \times d$$

snede A (h=480 mm)

$$\begin{aligned} k_{cap} &= 1,0 \quad [-] \\ h &= 480 \quad \text{mm} \\ d &= 480 - 20 - 10 = 450 \quad \text{mm} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,67 \leq 2,0 \\ A_{sl} &= 1981 \quad \text{mm}^2/\text{m} \quad (\text{Ø19-400+Ø16-400+Ø14-200}) \quad [\text{tek. 327, dsn 11}] \\ \rho_l &= A_{sl} / (b_w \times d) = 0,004 \leq 0,02 \\ f_{ck} &= 30 \quad \text{N/mm}^2 \\ F_{vsp} &= 432 \quad \text{kN/m} \quad (\text{zie toetsing 1}) \\ F_{dek} &= 99 \quad \text{kN/m} \quad (\text{normaalkracht in dek t.g.v. bovenbelasting}) \\ \sigma_{cp} &= 1,1 \quad \text{N/mm}^2 \leq 0,2 \times f_{cd} = 6,0 \quad \text{N/mm}^2 \\ &\quad (\text{Druk}) \end{aligned}$$

Invullen resulteert in:

$$V_{rd,c} = 287 \quad \text{kN/m}$$

snede B (h=200 mm)

$$\begin{aligned} k_{cap} &= 1,0 \quad [-] \\ h &= 200 \quad \text{mm} \\ d &= 200 - 20 - 10 = 170 \quad \text{mm} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 2,08 \leq 2,0 \\ A_{sl} &= 628 \quad \text{mm}^2/\text{m} \quad (\text{Ø16-400+Ø8-400}) \\ \rho_l &= A_{sl} / (b_w \times d) = 0,004 \leq 0,02 \\ f_{ck} &= 30 \quad \text{N/mm}^2 \\ F_{vsp} &= 432 \quad \text{kN/m} \quad (\text{zie toetsing 1}) \\ F_{dek} &= 99 \quad \text{kN/m} \quad (\text{normaalkracht in dek t.g.v. bovenbelasting}) \\ \sigma_{cp} &= 2,7 \quad \text{N/mm}^2 \leq 0,2 \times f_{cd} = 6,0 \quad \text{N/mm}^2 \\ &\quad (\text{Druk}) \end{aligned}$$

Invullen resulteert in:

$$V_{rd,c} = 159 \quad \text{kN/m}$$

Toetsing 5 - Inklemmingsmoment dek

	M_{scia}	γ_F	M_{Ed}
Eigen gewicht	= 20 kNm/m	x 1,15	= 23 kNm/m
Asfalt	= 12 kNm/m	x 1,15	= 14 kNm/m
gewicht barrier	= nvt kNm/m	x 1,15	= nvt kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	= 21 kNm/m	x 1,25	= 26 kNm/m
TS (x = 0,75)	= 107 kNm/m	x 1,25	= 134 kNm/m +
			197 kNm/m

Fvsp = 432 kN/m (zie toetsing 1)
 hoogte = 480 mm

aanwezige wapening Ø19 - 400 + Ø16-400 [tek. 261, dsn 6]
 staalkwaliteit QR42 ($f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$)

De aanwezige voorspanwapening wordt buiten beschouwing gelaten (conservatief).

In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald. Hieruit volgt:

$M_{Rd} = 251 \text{ kNm/m}$

Toetsingen (u.c. waarden):

Algemeen = 197 / 251 = 0,78 [-] ≤ 1,0 [-] voldoet

Toetsing 6a - Toetsing wanden (trek buitenzijde)

	M_{scia}	γ_F	M_{Ed}
Eigen gewicht	= 1 kNm/m	x 1,15	= 1 kNm/m
Asfalt	= 5 kNm/m	x 1,15	= 6 kNm/m
gewicht barriër	= nvt kNm/m	x 1,15	= nvt kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	= 23 kNm/m	x 1,25	= 29 kNm/m
TS ($x = 0,75$) ¹⁾	= 102 kNm/m	x 1,25	= 128 kNm/m +
(zie onderstaande opmerking)			163 kNm/m

staalkwaliteit

zachtstaal	= QR42	($f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$)
hardstaal	= dywidag staven	($f_{pd} = 808 \text{ N/mm}^2$)
dikte wand snede 5	= 380 mm	
snede 11	= 352 mm	

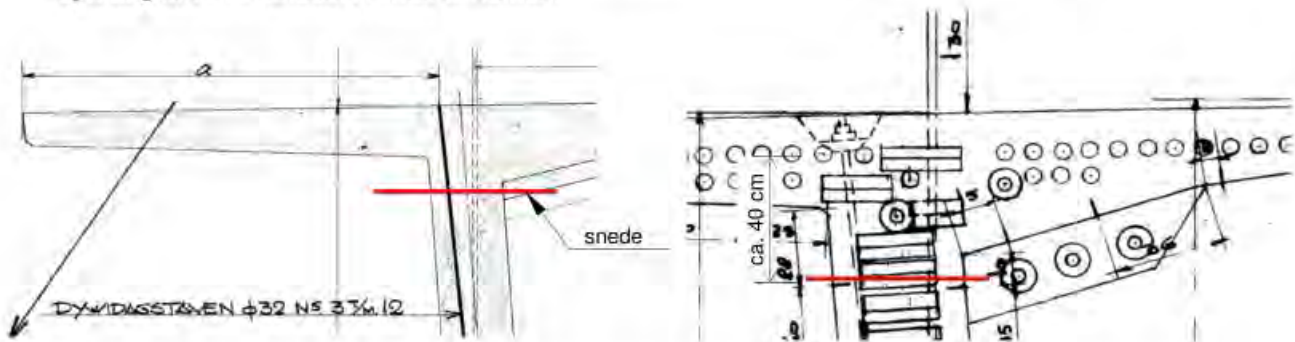
De aanwezige hart-op-hart afstand en diameter van de zachtstaalwapening varieert per snede. Ook de hart-op-hart afstand van de dywidag staven (Ø32) varieert over de lengte van de constructie. Om de maatgevende snede inzichtelijk te maken is de wapening in onderstaande tabel weergegeven.

snede	h.o.h. dywidag	zachtstaal wapening		As	tek
1	nvt	22 - 380 +	22 - 380	2001	328
2	3,20	22 - 380 +	22 - 380	2001	328
3	3,20	22 - 400 +	22 - 400	1901	261
4	1,60	22 - 400 +	22 - 400	1901	261
5	1,25	22 - 400 +	19 - 400	1659	261
6	1,15	19 - 400 +	16 - 400	1211	261
7	0,65	19 - 400 +	19 - 400	1418	311
8	1,00	19 - 400 +	19 - 400	1418	311
9	0,30	19 - 400 +	19 - 400	1418	311
10	0,60	16 - 400 +	16 - 400	1005	311
11	1,00	19 - 400 +	16 - 400	1211	327
12	1,20	22 - 400 +	19 - 400	1659	327
13	1,60	22 - 400 +	19 - 400	1659	327
14	nvt	n.v.t.			

In de tabel is te zien dat sneden 6 t/m 11 veel minder zachtstaal bevatten dan de overige sneden. In deze sneden is echter de h.o.h. afstand van de dywidag kleiner. Om de maatgevende toetsing uit te voeren worden twee sneden uitgewerkt: snede 5 en snede 11. Bij snede 5 worden de dywidagstaven niet meegenomen, bij snede 11 wel (inclusief normaalkracht). Deze snede wordt gezien als maatgevend boven snede 6 in verband met de hoek van de dywidagstaven.

¹⁾ Het resultaat in het Scia model is 94 kNm/m. Dit is gebaseerd op een wanddikte van 340 mm. Bij een wanddikte van 380 mm (snede 5) volgt het iets grotere moment.

De dywidagstaven zijn middels een ankerplaat verankerd in het dek, zie onderstaande figuur [NZC-329]. Hierdoor kunnen zij meegenomen worden bij het bepalen van de capaciteit in de wand. Bij snede 11 is de h.o.h. afstand van de dywidagstaven 1,00 m. De afstand van verankering dywidagstaaf tot de locatie van de snede is circa 40 cm. Bij een spreiding onder 45 graden en een (geschatte) ankerkop van 5 cm is de effectieve breedte 85 cm. Verondersteld wordt dat de constructie niet kan bezwijken over $1,00 - 0,85 = 0,15$ m en het dus akkoord is om de dywidagstaven in snede 11 mee te nemen.



De dywidag staven zijn echter ook nodig voor de dwarskrachtcapaciteit in langsrichting, zie toetsing 9. Omdat de wapening niet 2x gebruikt kan worden kunnen de dywidagstaven niet in zijn volledigheid meegenomen worden. Bepaald is dat circa 50% van de wapening meegenomen mag worden, zie toetsing 9.

De hoek van de dywidag staven t.p.v. snede 11 is circa 45 graden [NZC-327A]. Op basis van bovenstaande wordt voor snede 11 het volgende aangehouden:

aanwezig:	Ø32-1000	→	$A_s = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$
rekenkundig:	$804 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 50\% \cdot \sin(45) = 285 \text{ mm}^2/\text{m}$	→	Ø32-2820
Nvsp:	$285 \times 808 / 1000 = 230 \text{ kN/m}$		

In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald. Hieruit volgt M_{Rd} :

snede 5	=	163 kNm/m	(exclusief dywidagstaven)
snede 11	=	162 kNm/m	(inclusief dywidagstaven)

Opgemerkt wordt dat de capaciteit van snede 11 reeds gelijk is aan snede 5. Het in rekening brengen van een groter aandeel dywidag staven heeft derhalve geen invloed op de resultaten.

Toetsing (u.c. waarde bij theoretisch gebruik):

snede 5	=	163	/	163	=	1,00 [-]	≤ 1,0 [-]	voldoet
snede 11	=	163	/	162	=	1,01 [-]	≤ 1,0 [-]	acceptabel

Toetsing 6b - Toetsing wanden (trek binnenzijde)

	M_{scia}	γ_F	M_{Ed}
Eigen gewicht	= -1 kNm/m	x 1,15	= -1 kNm/m
Asfalt	= -2 kNm/m	x 1,15	= -2 kNm/m
gewicht barrier	= 18 kNm/m	x 1,15	= nvt kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	= 10 kNm/m	x 1,25	= 13 kNm/m
TS (x = -2,0)	= 52 kNm/m	x 1,25	= 65 kNm/m +
			74 kNm/m

Fvsp	=	nvt	
hoogte	=	322 mm	
aanwezige wapening	Ø19 - 400 + Ø19-400		[tek. 327, dsn 11]
staalkwaliteit	QR42	($f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$)	

In bijlage E is het bezwijkmoment bepaald. Hieruit volgt:

$$M_{Rd} = 115 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Toetsing (u.c. waarde):} = 74 / 115 = 0,64 [-] \leq 1,0 [-] \quad \text{voldoet}$$

Toetsing 7 - Toetsing vloer

Gezien de beperkte krachtswerking wordt de toetsing van de vloer in dwarsrichting niet relevant geacht.

8.4 Kraagliggers - Langsrichting

Toetsing 8a - Momentcapaciteit (trek bovenzijde)

Ten gevolgen van het buigend moment ontstaat er trek aan de bovenzijde van de koker (dek). In onderstaande tabel wordt getoetst of de voorspankracht voldoende groot is om deze trek op te kunnen nemen.

	M_{Ed} [MNm]	H [m]	d_{dek} [m]	d_{vloer} [m]	z [m]	F_{Ed} [MN]	ΔF_{Ed} [MN]	n [stuks]	ΣF_{vsp} [MN]	u.c. [-]	
naast oplegging	317	5,44	0,20	0,53	5,08	62,5	13,9	143	86,4	0,88	voldoet
stortvoeg A-B	269	4,69	0,20	0,50	4,34	62,0	12,5	123	74,3	1,00	acceptabel
stortvoeg B-C	126	3,18	0,20	0,39	2,89	43,7	8,1	87	52,5	0,99	voldoet
stortvoeg C-D	38	2,22	0,20	0,27	1,99	19,1	4,3	45	27,2	0,86	voldoet
									max	1,00	

waarin:

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \text{rekenwaarde van het moment [MNm]} \\
 H &= \text{hoogte van de ligger in [m], gemeten van bovenkant dek tot onderkant vloer} \\
 z &= \text{de effectieve arm tussen de werklijn van de trekkracht en de werklijn van de drukkracht. Gedefinieerd als } H - (d_{dek} + d_{vloer})/2 \\
 F_{Ed} &= \text{rekenwaarde van de normaalkracht in [m]. Gedefinieerd als } M_{Ed} / z. \\
 A_{vsp} &= 12 \times 38,5 = 462 \text{ mm}^2/\text{kabel} \quad (12\text{Ø7 Freyssinet}) \\
 f_{pd} &= 1308 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{rek. vloeispanning, zie par. 3.4}) \\
 F_{vsp} &= 462 \times 1308 = 604 \text{ kN/kabel} \\
 \Delta F_{Ed} &= \text{bijkomende trekkracht t.g.v. dwarskracht. Zie art. 9.2.1.4 van de EC2.} \\
 \Delta F_{Ed} &= V_{Ed} \times a_L / z = 0,867 \times V_{Ed} \quad (\text{formule 9.3 van EC2}) \\
 V_{Ed} &= \text{zie volgende toetsing} \\
 a_L / z &= z \times (\cot \theta - \cot \alpha) / (2 \times z) = 0,867 [-] \\
 \cot \theta &= \cot (30) = 1,73 \\
 \cot \alpha &= 0 \\
 \Sigma F_{vsp} &= F_{vsp} \times n \\
 u.c. &= (F_{Ed} + \Delta F_{Ed}) / F_{vsp}
 \end{aligned}$$

Ter informatie: de werkvoorspanning is een factor 0,72 [-] van de rek. vloeispanning ($935 / 1308 \text{ [N/mm}^2\text{]}$). Hieruit volgt dat het dek van de kraagliggers alleen in extreme gevallen niet onder druk staat.

In bovenstaande toetsing is de invloed van het wringend moment t.g.v. excentriciteit verkeersbelastingen verwaarloosd. Gezien het beperkte aandeel van deze belasting t.o.v. de permanente belasting (zie volgende pagina) wordt dit acceptabel geacht.

Gezien de afmetingen (lengte / breedte verhouding) kan de gehele flens in rekening worden gebracht.

Ter informatie is onderstaand het moment in stortvoeg A-B opgesplitst per belastingsgeval.

	M_{sclia} [kNm]	γ_F [-]	M_{Ed} [MNm]	aandeel [%]	
Eigen gewicht	117,5	1,15	135	49	[13, hfst. 6, pag. 1]: 120,2 MN (snede 3)
RB - asfalt	25,9	1,15	30	11	
RB - barriers/leuning	14,7	1,15	17	6	(meegenomen in de toetsing)
Voorspanning	0,0	1,00	0	0	
LM1 - $x = 1$	22,7	1,25	28	10	
LM1 - UDL (1)	-0,1	1,00	0	0	
LM1 - UDL (4)	16,2	1,25	20	7	
LM1 - UDL (5)	18,3	1,25	23	8	
LM1 - UDL (6)	6,1	1,25	8	3	
LM1 - UDL (7)	2,9	1,25	4	1	
Rem	6,9	1,25	9	3	
sommatie			273	100	

Tenslotte wordt opgemerkt dat in de ontwerpberekening ter plaatse van stortvoeg A-B een buigend moment van 366,8 MN is berekend [13, hfst.6, pag. 31 - snede 3]. Dit is groter dan bovenstaande gevonden waarden. Dit wordt verklaard dat hogere belastingsfactoren zijn gehanteerd: 1,75 [-] voor permanente belasting en 2,25 [-] voor variabele belasting.

In onderstaande tabel wordt getoetst of de drukspanning in de vloer ten gevolge van het buigend moment niet te groot wordt. Daarbij wordt de drukspanning in de wanden verwaarloosd (conservatief). De toelaatbare drukspanning in het beton is:

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{zie par. 3.2}) \quad [13, \text{hfst. 1, pag. 9}]: 28,4 \text{ N/mm}^2$$

	F_{Ed} [MN]	b' [mm]	d [mm]	$\sigma'_{c;Ed}$ [N/mm ²]	u.c. [-]	
naast oplegging	62,5	7100	530	16,6	0,83	voldoet
stortvoeg A-B	62,0	7100	500	17,5	0,87	voldoet
stortvoeg B-C	43,7	7100	390	15,8	0,79	voldoet
stortvoeg C-D	19,1	7100	270	10,0	0,50	voldoet
				max	0,87	

waarin:

$$F_{Ed} = \text{zie vorige pagina}$$

$$b' = \text{breedte vloer}$$

$$d = \text{dikte vloer}$$

$$\sigma_{c;Ed} = F_{Ed} / (b' \times d)$$

$$u.c. = \sigma_{c;Ed} / f_{cd}$$

In bovenstaande toetsing is tevens de invloed van wind verwaarloosd. Dit wordt als volgt onderbouwd.

Het optredend moment t.p.v. de pijler ten gevolge van wind is:

$$M_{wind} = 0,5 \times p_w \times H \times L^2 \times \Psi$$

$$= 0,5 \times 2,0 \times 6,0 \times 47,5^2 \times 0,45 = 6 \text{ MNm}$$

Ten opzichte van de totale belasting is dit aandeel minder dan 2% (6 MNm / 317 MNm), terwijl de windbelasting in de sterke as aangrijpt.

Toetsing 8b - Momentcapaciteit (trek onderzijde)

Ten gevolge van de onderlinge koppelingen tussen de T-stukken kan ook een positief buigend moment ontstaan hetgeen resulteert in een trekkracht in de onderflens. Hiertoe is over moten D en (gedeeltelijk) in C voorspanning in de vloer toegepast [NZA-1513]. Onderstaand wordt getoetst of deze voorspanning voldoende is. De drukspanning in het dek is niet maatgevend.

De maximale waarde treedt op ongeveer in het midden van deel D. Voor de hoogte wordt de minimale waarde aangehouden (conservatief).

	M_{Ed} [MNm]	H [m]	d_{dek} [m]	d_{vloer} [m]	a [m]	F_{Ed} [MN]	n [stuks]	ΣF_{vsp} [MN]	u.c. [-]	
Maximale waarde	4,6	1,90	0,20	0,27	1,67	2,8	7	4,2	0,65	voldoet
	(model 2)							max	0,65	

Voor de legenda wordt verwezen naar de vorige toetsing.



Toetsing 9 - Dwarskrachtcapaciteit wanden

De dwarskrachtcapaciteit wordt bepaald conform art. 6.2.1 (2) van de RBK. Hiervoor geldt:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} + V_{Rd,c}$$

Op deze pagina worden de parameters benoemd. Voor de toetsingen wordt verwezen naar de volgende pagina. De dwarskracht wordt per wand bepaald.

Staaltaandeel - voorspanning

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s * z * f_{ywd} * (\cot \theta) + \cot \alpha * \sin \alpha \quad (6.13 \text{ EC2})$$

$$A_{sw} = 804 \text{ mm}^2/\text{kabel} \quad (\text{dywidag } \varnothing 32)$$

$$s = \text{h.o.h. afstand. Verwezen wordt naar tek. [NZ-78], [NZC-261A], [NZC-311A] en [NZC-327A]}$$

$$z = \text{hart vloer tot hart dek}$$

$$f_{ywd} = 808 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{zie par. 3.4})$$

$$\cot(\theta) = \cot(30) = 1,73 \text{ [-]} \quad (6.2.1. (2) \text{ RBK})$$

Staaltaandeel - zachtstaal

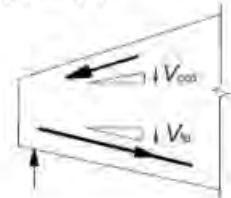
De zachtstaal wapening die benodigd is voor het opnemen van het dwarsmoment mag niet meegenomen worden in de toetsing voor dwarskracht in langsrichting. Omdat in verband met de te toetsen snede en indeling wegverkeer moeilijk in kaart te brengen is welk aandeel van de zachtstaalwapening dit betreft wordt de zachtstaal wapening helemaal niet meegenomen. Dit is conservatief. Gezien het feit dat de betondrukdiagonaal maatgevend is, zie verderop, heeft dit geen invloed op het eindresultaat.

Aandeel verlopende hoogte

$$V_{ccd} = F_{Ed} \times dy / dx \quad dy/dx \text{ conform hfst 2 en hfst 17 van resp. [1] en [2]}$$

$$V_{td} = \text{niet van toepassing (geen verlopende hoogte op trek)}$$

Omdat de dwarskrachtcapaciteit per wand wordt getoetst wordt bovenstaande waarde gedeeld door twee (wanden).



Aandeel betonaandeel

$$V_{rd,c} = \text{Voor het bepalen van } VR_{d,c} \text{ geldt dat formule (6.4) van de EC2 niet toegepast mag worden omdat de trekzone door buiging gescheurd kan zijn (zie vorige toetsingen). Tevens geldt dat formule (6.2.b) van de RBK alleen van toepassing is voor niet voorgespannen massieve constructies. Dit is voor onderhavige constructie niet het geval. Derhalve wordt de betonaandeel bepaald op basis van formule (6.2.a) van de RBK:}$$

$$= [0,12 \times k_{cap} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} + 0,15 \times \sigma_{cp}] b_w \times d$$

$$k_{cap} = 1,0 \quad [-]$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d) \leq 0,02$$

$$A_{sl} = n \times A_p = n \times 462 \quad (\text{voorspanstaal})$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0,2 \times f_{cd} = 0,2 \times 20 = 4,0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{begrensing})$$

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de variërende parameters.

	$V_{Rd,s(vsp)}$				V_{cdd}		$V_{Rd,c}$				
	s [mm]	z [mm]	α [grad.]	$\cot \alpha$ [-]	F_{Ed} [MN/m]	dy/dx [-]	b_w [mm]	d [mm]	k [-]	n [stuks]	ρ_1 [-]
naast oplegging	1800	5075	90,0	0,00	62,5	0,133	410	5075	1,20	143	0,02
stortvoeg A-B	1800	4340	90,0	0,00	62,0	0,128	405	4340	1,21	123	0,02
stortvoeg B-C	1000	2885	90,0	0,00	43,7	0,103	380	2885	1,26	87	0,02
stortvoeg C-D	750	1985	70,0	0,36	19,1	0,044	360	1985	1,32	45	0,02

De capaciteit van de betondrukdiagonaal wordt gevonden middels formule 6.14 van de EC2.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

waarin:

$$\begin{aligned} v_1 &= 0,528 \text{ [-]} \quad (=0,6 * (1 - 30 / 250)) \\ \cot \theta &= 1,73 \text{ [-]} \quad (\text{hoek van } 30 \text{ graden voor voorgespannen constructies}) \\ \alpha_{cw} &= 1,00 \text{ [-]} \quad (\text{zie onderstaand}) \end{aligned}$$

Deze waarde van α_{cw} wordt gebaseerd op onderstaande tekst, overgenomen uit art. 6.2.3 van de EC2-2. Verondersteld wordt dat dit in onderhavige geval van toepassing is.

"In het geval van rechte panelementen, een hoog niveau van voorspanning ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) en dunne lijven, en mits de op trek en op druk belaste flenzen in staat zijn de hele voorspankracht op te vangen en bovendien eindblokken zijn aangebracht aan de uiteinden van de balken om de voorspankracht te spreiden (zie fig. 6.101), dan mag zijn aangenomen dat de voorspankracht is verdeeld over de flenzen. In deze omstandigheden behoort in het lijf enkel het drukveld ten gevolge van de dwarskracht in rekening te zijn gebracht ($\alpha_{cw} = 1$)."

Bovenstaande formule resulteert in:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 1 * 410 * 5075 * 0,528 * 20 * (1,73 + 0) / (1 + 3) &= 9,52 \text{ MN} \\ V_{Rd,max} &= 1 * 405 * 4340 * 0,528 * 20 * (1,73 + 0) / (1 + 3) &= 8,04 \text{ MN} \\ V_{Rd,max} &= 1 * 380 * 2885 * 0,528 * 20 * (1,73 + 0) / (1 + 3) &= 5,02 \text{ MN} \\ V_{Rd,max} &= 1 * 360 * 1985 * 0,528 * 20 * (1,73 + 0,36) / (1 + 3) &= 3,95 \text{ MN} \end{aligned}$$

Ten gevolge van wringing ontstaat er een trek / druk in de wanden. Deze wordt opgeteld bij de optredende dwarskracht. Onderstaand is deze weergegeven. Voor de nadere uitwerking wordt verwezen naar pagina 70.

$$\begin{aligned} \Delta V_{Ed} &= \Delta V_{Ed,TS} & \Delta V_{Ed,UDL} & Leff \\ &= 345 \text{ kN} & + 11,4 & \times 47,5 & / 1000 &= 0,9 \text{ MN (A-B)} \\ &= 345 \text{ kN} & + 11,4 & \times 25,20 & / 1000 &= 0,6 \text{ MN (B-C)} \\ &= 345 \text{ kN} & + 11,4 & \times 12,35 & / 1000 &= 0,5 \text{ MN (C-D)} \end{aligned}$$

In onderstaande tabel zijn de toetsingen weergegeven.

Voor de optredende dwarskracht wordt verwezen naar bijlage C.

	V_{Ed} [MN]	ΔV_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN/m]	V_{cod} [MN/m]	V_{ld} [MN/m]	$V_{Rd,c1}$ [MN/m]	$V_{Rd,c2}$ [MN/m]	V_{Rd} [MN/m]	$V_{Rd,max}$ [MN/m]	U.C. [-]	
naast oplegging	16,0	0,9	8,9	3,2	4,2	0,0	1,2	1,2	9,8	9,5	0,93	voldoet
stortvoeg A-B	14,4	0,9	8,1	2,7	4,0	0,0	1,0	1,1	8,7	8,0	1,01	acceptabel
stortvoeg B-C	9,4	0,6	5,3	3,2	2,2	0,0	0,7	0,7	6,8	5,0	1,06	voldoet niet
stortvoeg C-D	5,0	0,5	3,0	3,4	0,4	0,0	0,4	0,4	4,7	3,9	0,76	voldoet
										max	1,06	

Opgemerkt wordt dat de betondrukdiagonaal maatgevend is voor de capaciteit. Reductie van de dwarskracht conform art. 6.2.1(8) is derhalve niet toegestaan.

Zoals aangegeven in par. 6.2 en 6.3 zijn de reductiefactoren met betrekking tot trend en kortere referentieperiode niet meegenomen. In langsrichting zijn deze respectievelijk 0,95 [-] en 0,98 [-] voor de verkeersbelasting. Indien deze wel worden meegenomen resulteert in een afname van de unity-check van circa 3%. Hieruit volgt:

$$u.c. = 1,03 \text{ [-]} \quad \text{acceptabel}$$

Aanvulling

Zoals in toetsing 6a beschreven dient een gedeelte van de capaciteit van de dywidagstaven toegeschreven te worden aan de momentcapaciteit in dwarsrichting. Onderstaand wordt gekeken welk gedeelte toelaatbaar is. Voor moten A en B worden de dywidag staven bij het bepalen van de momentcapaciteit sowieso niet meegenomen in verband met te grote hart-op-hart afstanden (>1,0 m.).

Voor stortvoeg B-C geldt dat de betondrukdiagonaal maatgevend is. Niet al het aanwezige staal wordt dus in de toetsing benut. Voor stortvoeg B-C wordt het aandeel van de dywidagstaven ($V_{Rd,s}$) dusdanig gereduceerd dat V_{Rd} gelijk wordt aan de betondrukdiagonaal ($V_{Rd,max}$).

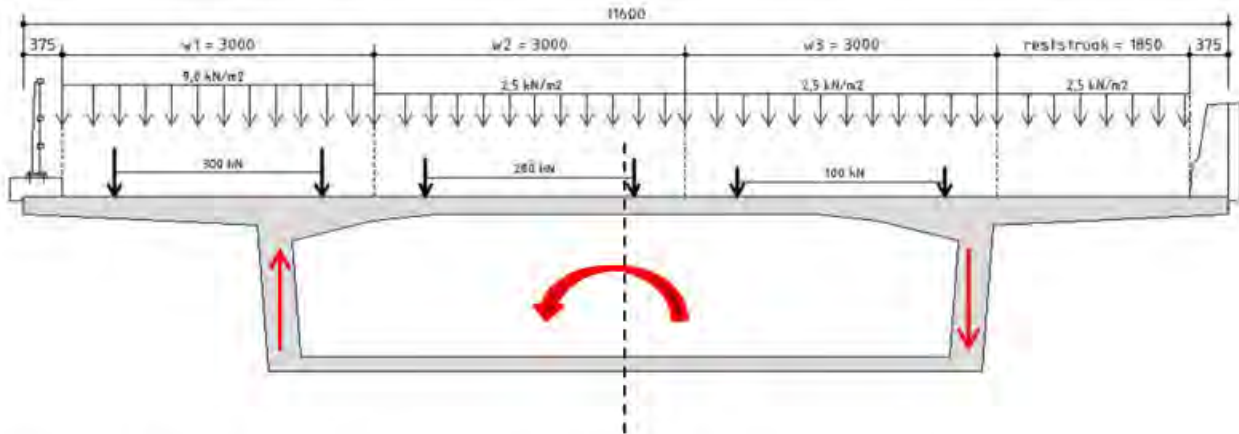
Voor stortvoeg C-D geldt dat er nog reserve capaciteit aanwezig is. Hier wordt de staalbijdrage dusdanig gereduceerd dat de unity-check op 1,0 [-] komt.

	V_{Ed} [MN]	ΔV_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN/m]	V_{cod} [MN/m]	V_{ld} [MN/m]	$V_{Rd,c1}$ [MN/m]	$V_{Rd,c2}$ [MN/m]	V_{Rd} [MN/m]	$V_{Rd,max}$ [MN/m]	U.C. [-]
stortvoeg B-C	9,4	0,6	5,3	1,5	2,2	0,0	0,7	0,7	5,0	5,0	1,06
stortvoeg C-D	5,0	0,5	3,0	1,7	0,4	0,0	0,4	0,4	3,0	3,9	1,00

45 % 50 %

Geconcludeerd wordt dat circa 50% van de capaciteit van de dywidagstaven benut kan worden voor de toetsing op buigend moment in dwarsrichting.

Onderstaand wordt het koppel ten gevolge van het wringend moment bepaald. In onderstaande figuur is de wegindeling weergegeven.



De zwaartelij van de UDL ten opzichte van binnenzijde schampkant is:

$$\begin{aligned}
 x &= (b_1 \times p_1 \times a_1 + b_r \times p_r \times a_r) / \Sigma F \\
 &= (3,0 \times 9,0 \times 1,5 + 7,9 \times 2,5 \times 6,9) / 47 \\
 &= 3,78 \text{ m} \quad \text{ten opzichte van binnenzijde schampkant} \\
 &= 1,64 \text{ m} \quad \text{ten opzichte van hart doorsnede}
 \end{aligned}$$

Hieruit volgt:

$$M = 47 \times 1,64 = 77 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta V_{Ed} = 77 / 6,7 = 11,4 \text{ kN/m}$$

De zwaartelij van de TS-lasten ten opzichte van binnenzijde schampkant is:

$$\begin{aligned}
 \text{TS1} &= 300 \times 0,5 + 300 \times 2,5 = 900 \\
 \text{TS2} &= 200 \times 3,5 + 200 \times 5,5 = 1800 \\
 \text{TS3} &= 100 \times 6,5 + 100 \times 8,5 = 1500 + \\
 &\quad \underline{\quad \quad \quad} 4200
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= 4200 / 1200 = 3,50 \text{ m} \quad \text{ten opzichte van binnenzijde schampkant} \\
 &= 1,925 \text{ m} \quad \text{ten opzichte van hart doorsnede}
 \end{aligned}$$

Hieruit volgt:

$$M = 1200 \times 1,925 = 2310 \text{ kNm}$$

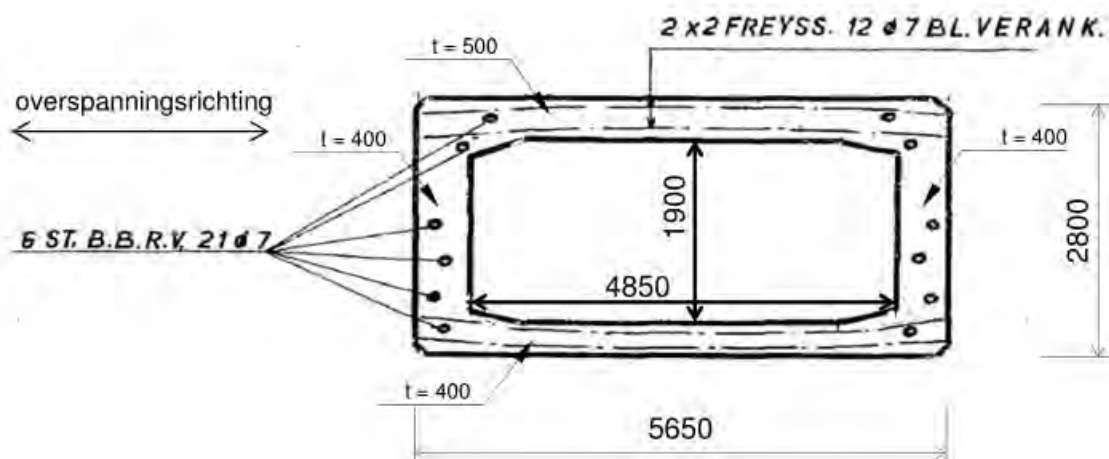
Indien aangenomen wordt dat de overdracht naar naastgelegen dwarskrachtbeugels nul is volgt:

$$\Delta V_{Ed} = 2310 / 6,7 = 345 \text{ kN}$$

8.5 Pijler

Toetsing 10 - Buigend moment pijler

De pijler zijn voorgespannen middels: 2 x 6 BBRV kabels 21Ø7 per pijler



$$A_p = 21 \times 3,5^2 \times \pi = 808 \text{ mm}^2 / \text{kabel}$$

$$\sigma_{pw} = 9070 \text{ kg/cm}^2 = 907 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{werkvsp., zie par. 3.4})$$

$$\sigma_{pd} = 1269 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{rek. vloeigrens, zie par. 3.4})$$

$$N_{vsp} = 12 \times 808 \times 907 = 8796 \text{ kN} \quad (\text{werkvoorspanning})$$

$$N_{vsp} = 12 \times 808 \times 1269 = 12309 \text{ kN} \quad (\text{rek. vloeigrens, zie par. 3.4})$$

$$N_{ed,min} = 10,0 \text{ MN} \quad (\text{druk})$$

$$M_{Ed,y} = 40,0 \text{ MNm}$$

$$N_{ed,max} = 23,0 \text{ MN} \quad (\text{druk})$$

$$M_{Ed,z} = 4,0 \text{ MNm}$$

Voor de geometrische eigenschappen wordt verwezen naar bijlage G.

$$A = 6605 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 24,0 \text{ m}^4 = 24,0 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad (\text{sterkte as})$$

$$W_y = I_y / y = 24,0 / 2,83 = 8,50 \text{ m}^3$$

(Opgemerkt wordt dat deze waarden overeenkomen met de waarden in [13, hfst 1, pag. 6])

$$I_x = 7,5 \text{ m}^4 = 7,5 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4 \quad (\text{zwakke as})$$

$$W_x = I_x / x = 7,5 / 1,40 = 5,36 \text{ m}^3$$

Op basis van bovenstaande gegevens kan de betonspanning worden bepaald (neg. is druk, pos. is trek).

Op basis van werkvoorspanning:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -F_{vsp}/A + -F_{Ed}/A \pm M_y/W_y \pm M_x/W_x \\ \sigma_{c,min} &= -1,33 + -1,51 + 4,7 + 0,75 = 2,6 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c,max} &= -1,33 + -3,48 - 4,7 - 0,75 = -10,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Op basis van bovenstaande wordt geconcludeerd dat de pijler zou kunnen scheuren (onder BGT belasting is de optredende trekspanning circa 2,0 N/mm²). In IDEA is de toetsing in de UGT uitgevoerd, hetgeen is toegevoegd in bijlage E. Hieruit volgt:

Toetsing (u.c.):

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_{pu}} = \frac{994}{1269} = 0,78 \text{ [-]} < 1,0 \text{ [-]} \quad \text{voldoet}$$

8.6 Putten

Toetsing 11 & 12 - Betonspanning putten

De putten zijn voorgespannen middels: 12 BBRV kabels 22Ø7 per put

$$A_p = 22 \times 3,5^2 \times \pi = 847 \text{ mm}^2 / \text{kabel}$$

$$\sigma_{pw} = 9070 \text{ kg/cm}^2 = 907 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{werkvsp, zie par. 3.4})$$

$$\sigma_{pu} = 1269 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{rek. vloeigrens, zie par. 3.4})$$

$$N_{vsp} = 12 \times 847 \times 907 = 9215 \text{ kN} \quad (\text{werkvoorspanning})$$

$$N_{vsp} = 12 \times 847 \times 1269 = 12895 \text{ kN} \quad (\text{rek. vloeigrens, zie par. 3.4})$$

De optredende belastingen worden gevonden in Scia:

$$N_{ed,min} = 16,2 \text{ MN (druk)} \quad M_{Ed,y} = 26,3 \text{ MNm [18]: 30 MNm}$$

$$N_{ed,max} = 23,0 \text{ MN (druk)} \quad M_{Ed,z} = 8,4 \text{ MNm}$$

$$\rightarrow M_{Ed} = 27,6 \text{ MNm} = \sqrt{(M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2)}$$

Voor de toetsing wordt de bovenste zes meter gehanteerd. In verband met snel teruglopende momentenlijn is het onderste stuk, met een wanddikte van 350 mm, niet maatgevend.

$$\text{Uitwendige diameter} = 4250 \text{ mm}$$

$$\text{Inwendige diameter} = 3450 \text{ mm}$$

$$\text{dikte wand} = 400 \text{ mm}$$

$$A = \pi / 4 \times (4250^2 - 3450^2) = 4838 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$W = \pi / 32 \times \frac{(4250^4 - 3450^4)}{4250} = 4264 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Opgemerkt wordt dat deze waarden overeenkomt met de waarden in [13, hfst 2, pag. 10].

Op basis van bovenstaande gegevens kan de betonspanning worden bepaald (neg. is druk, pos. is trek).

Op basis van werkvoorspanning:

$$\sigma_c = -F_{vsp}/A + -F_{Ed}/A \pm M/W$$

$$\sigma_{c,min} = -1,9 + -3,3 + 6,5 = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,max} = -1,9 + -4,8 - 6,5 = -13,1 \text{ N/mm}^2$$

Op basis van bovenstaande wordt geconcludeerd dat de pijler zou kunnen scheuren (onder BGT belasting is de optredende trekspanning circa 2,8 N/mm²). Op de volgende pagina wordt getoetst of de putten wel in de bezwijkssituatie (UGT) voldoen. Daartoe wordt in IDEA de optredende trekspanning in het voorspanstaal bepaald t.g.v. M en N, zie bijlage E. Daarbij is zowel de rekenwaarde van de druksterkte van het beton ($f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$, zie par 3.2) als wel de rekenwaarde van de vloeigrens handmatig aangepast.

Hieruit volgen de volgende u.c. waarden:

bij maximale normaalkracht:	0,71 [-]		
bij minimale normaalkracht:	0,73 [-]		
max:	0,73 [-]	< 1,0 [-]	Voldoet

Toetsing 13 - Paal draagvermogen

Optredende paalbelasting op druk:

$$F_{ed} = 25,2 \text{ MN/put}$$

Voor het draagvermogen wordt verwezen naar bijlage F.

Hieruit volgt:

$$F_{Rd} = 53,2 \text{ MN/put}$$

Toetsing:

$$\text{u.c.} = 25,2 / 53,2 = 0,47 [-]$$

De putten komen niet onder trek te staan (minimale druk ca. 10 MN).

Opgemerkt wordt dat conform [13, hfst 1, pag. 11] de toelaatbare gronddruk 3200 ton bedraagt.
Dit komt overeen met 32 MN.

8.7 Overige

Toetsing 14a - Capaciteit dwarskrachtdeugel

In Scia wordt de optredende dwarskracht afgelezen ter plaatse van de overgang van de T-stukken:

$$V_{ED,z} = 1,7 \text{ MN} = 1700 \text{ kN}$$

In navolging van de toetsing op dwarskracht (toetsing 9) treedt er ten gevolge van de aslasten een koppel op. De maatgevende situatie is wanneer de aslast boven de voeg staat. Het koppel mag dan gedeeld worden door twee (T-stukken). Hieruit volgt:

$$\begin{aligned} \Delta V_{Ed} &= Mx / a / n = \Delta V_{rep} \times \gamma_F \\ &= 2310 / 6,0 / 2,0 = 193 \times 1,25 = 241 \text{ kN} \end{aligned}$$

Het koppel t.g.v. de UDL belasting is verwaarloosbaar.

Per overgang zijn een tweetal dwarskrachtdeugels aanwezig. Hieruit volgt:

$$F_{Ed} = 1700 / 2 + 241 = 1091 \text{ kN/deugel}$$

Zoals weergegeven in §8.1 wordt voor de capaciteit van de deugel 65 ton (=650 kN) aangehouden.

Toetsing:

$$u.c. = 1091 / 650 = 1,68 \text{ [-]} \text{ voldoet niet}$$

Toetsing 14b - Capaciteit schokdempers

In Scia wordt de optredende horizontale kracht afgelezen ter plaatse van de overgang van de T-stukken:

$$\begin{aligned} N_{ed} &= -4,5 \text{ MN} \times 1000 = -4500 \text{ kN/overgang} \quad (\text{druk}) \\ &= 3,4 \text{ MN} \times 1000 = 3400 \text{ kN/overgang} \quad (\text{trek}) \end{aligned}$$

Per overgang zijn twee of drie schokbrekers aanwezig (zie tek. [NZC-211]).

In [14, hfst 11, pag. 18] is aangegeven dat één schokbreker 35 ton (=350 kN) kan opnemen.

In hetzelfde hoofdstuk wordt echter gesproken over het tijdseffect, ook voor verkeersbelasting, hetgeen de optredende kracht doet reduceren. Zoals gesteld in par. 8.1 van voorliggend document worden de schokbrekers niet nader getoetst.

Toetsing 15 - Vermoeiing

Langsrichting

Conform art. 4.6.2 van de EC1-2 mag voor het bepalen van de vermoeiingsbelasting de aslasten vermenigvuldigd worden met een factor 0,7 [-] en de gelijkmatig verdeelde belasting met een factor van 0,3 [-]. In onderstaande tabel is het optredend moment van stortvoeg A-B overgenomen (toetsing 8a), waarbij de factoren zijn aangepast.

	$M_{scl,a}$ [kNm]	γ_F [-]	M_{Ed} [MNm]	aandeel [%]
Eigen gewicht	117,5	1,00	118	63
RB - asfalt	25,9	1,00	26	14
RB - barriers/leuning	14,7	1,00	15	8
Voorspanning	0,0	1,00	0	0
LM1 - $x = 1$	22,7	0,70	16	8
LM1 - UDL (1)	-0,1	0,30	0	0
LM1 - UDL (4)	16,2	0,30	5	3
LM1 - UDL (5)	18,3	0,30	5	3
LM1 - UDL (6)	6,1	0,30	2	1
LM1 - UDL (7)	2,9	0,30	1	0
Rem	6,9	0,00	0	0
sommatie			187	100

} 15,5%

In onderstaande tabel wordt de trekkracht in de bovenflens (dek) bepaald.

	M_{Ed} [MNm]	H [m]	d_{dek} [m]	d_{vloer} [m]	z [m]	F_{Ed} [MN]
stortvoeg A-B	187	4,69	0,2	0,5	4,34	43,1

Onder de werkvoorspanning is de drukkracht in de bovenflens (dek) gelijk aan:

$$\Sigma F_{vsp} = 123 \times 462 \times 935 = 53,1 \text{ MN}$$

De drukkracht t.g.v. voorspanning is dus groter dan de trekkracht t.g.v. buigend moment. Met andere woorden, onder vermoeiingsbelasting blijft het dek onder druk. Er treedt dus geen spanningswisseling op in het voorspanstaal, en voldoet dus met betrekking tot vermoeiing. Opgemerkt wordt dat belastingsmodel 4 voor vermoeiing nog gunstiger zal zijn.

In de tabel is tevens te zien dat het aandeel van de variabele belasting 15,5% bedraagt van de totale belasting. De spanningsrimpel van het beton in de drukzone (vloer) is dus beperkt. Het aantal lichte vrachtwagens (gemiddeld ca 190.000 per jaar) en zware vrachtwagens (circa 140.000 per jaar) is ook redelijk laag, zie bijlage B.

Op basis van bovenstaande, gecombineerd met het feit dat vermoeiing van beton eigenlijk zelden maatgevend is, wordt geconcludeerd dat de ook de drukzone op vermoeiing voldoet.



Dwarsrichting

Onderstaand wordt de uitkraging in de dwarsrichting op vermoeiing getoetst (toetsing 1).

Eigen gewicht	=	16	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
Asfalt	=	0	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
gewicht barrier	=	22	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	=	16	kNm/m	x	0,3	=	5	kNm/m
TS	=	94	kNm/m	x	0,7	=	66	kNm/m
							<u>70</u>	<u>kNm/m</u>

Op basis van de uitgangspunten van toetsing 3 en bovenstaand buigend moment is de spanningsrimpel in het zachtstaal bepaald (zie bijl. E). Hieruit volgt:

$$\Delta\sigma_s = 58 \text{ N/mm}^2$$

Er is voor de oudere staalsoorten geen toelaatbare spanningsrimpel bekend, RWS doet hier momenteel onderzoek naar. De huidige inzichten zijn dat de toelaatbare spanningsrimpel gelijk is aan die van B500B. Op basis van figuur 6.30 van de EC2 i.c.m. met 40×10^6 wisselingen (zie §5.2.3) volgt:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) &= 108 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 94 \text{ N/mm}^2 && \text{(rechte staaf)} \\ \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) &= 52 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 45 \text{ N/mm}^2 && \text{(gebogen staaf)} \end{aligned}$$

Toetsing:

$$u.c. = 58 / 45 = 1,28 \text{ [-]} \text{ voldoet niet}$$

Onderstaand wordt het veld in de dwarsrichting op vermoeiing getoetst (toetsing 3).

Eigen gewicht	=	5	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
Asfalt	=	3	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
gewicht barrier	=	n.v.t.	kNm/m	x	0	=	0	kNm/m
UDL (9 kN/m ²)	=	4	kNm/m	x	0,3	=	1	kNm/m
TS	=	44	kNm/m	x	0,7	=	31	kNm/m +
							<u>32</u>	<u>kNm/m</u>

Op basis van de uitgangspunten van toetsing 3 en bovenstaand buigend moment is de spanningsrichting in het zachtstaal bepaald (zie bijl. E). Hieruit volgt:

$$\Delta\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Toetsing:} = 97 / 94 = 1,03 \text{ [-]} \text{ acceptabel}$$

Voorgaande toetsingen zijn gebaseerd op het vermoeiingsmodel van LM1. In bijlage H is de toetsing uitgevoerd op basis van vermoeiingsmodel 4. Hieruit volgt de waarde (n/N):

Uitkraging dek	=	0,53 [-]	Voldoet
Veld dek	=	0,01 [-]	Voldoet
Inklemming wand	=	0,51 [-]	Voldoet

De waarde n/N geeft het aantal toelaatbare spanningswisselingen weer ten opzichte van het aantal optredende (rekenkundige) spanningswisselingen. Hieruit volgt dat er minder verkeer gebruikt maakt van de brug dan is toegestaan, en dus wordt voldaan aan de toetsing op LM4.



Toetsing 16 - Afwijkende geometrie T-stukken (landhoofden)

Dwarsrichting

De geometrie en wapening in dwarsrichting is gelijk aan de (standaard) T-stukken, zie onder andere tek. [NZC-334]. De belasting is (uiteraard) ook gelijk. Derhalve zijn de uitgevoerde toetsingen voor de (standaard) T-stukken in dwarsrichting ook geldig voor de toetsingen in dwarsrichting ter plaatse van de landhoofden.

Langsrichting

Voor het bepalen van de krachtswerking in langsrichting is in de ontwerpberekening een zeer uitgebreide beschouwing uitgevoerd. Hoewel er over enkele uitgangspunten vraagtekens wordt gesteld, zie volgend hoofdstuk, wordt de berekening niet in twijfel getrokken. Derhalve kan er vanuit worden gegaan dat de resultaten die gevonden zijn voor de standaard T-stukken ook opgaan voor de landhoofden. Om deze reden wordt de beschouwing niet opnieuw uitgevoerd, en wordt verwezen naar de voorgaande toetsingen.

Onderbouw

Zoals voorgaand voor de (standaard) T-stukken is bepaald voldoen deze op de uitgevoerde toetsingen. Dit is te verklaren door het feit dat over het algemeen de onderbouw, die niet rechtstreeks bereden wordt, niet maatgevend is ten opzichte van de bovenbouw en deze robuuster wordt uitgevoerd. Tevens is er geen invloed van de locatie en configuratie van mobiele belastingen, enkel de absolute grootte van de mobiele belasting is van invloed op de snedekrachten van de onderbouw, waarbij de permanente belastingen nog dominanter zijn dan bij de bovenbouw. In het ontwerp is rekening gehouden met een belastingsfactor van 1,75 [-] voor eigen gewicht en 2,25 [-] voor de variabele (verkeers)belasting. Op basis van de RBK is dat 1,25 [-] resp. 1,00 [-] (UGT1) óf 1,15 [-] resp. 1,25 [-] (UGT4). Dit verschil heeft, door het groot aandeel permanente belasting, een (veel) groter effect dan de beperkte toename in de verkeersbelasting. Derhalve wordt er in voorliggende herberekening een reserve capaciteit gevonden voor de toetsingen van de onderbouw.

Gezien bovenstaande is er geen reden om te twijfelen aan de krachtswerking van de onderbouw. Geconcludeerd wordt dat deze voldoet.

9 Conclusie en aanbevelingen

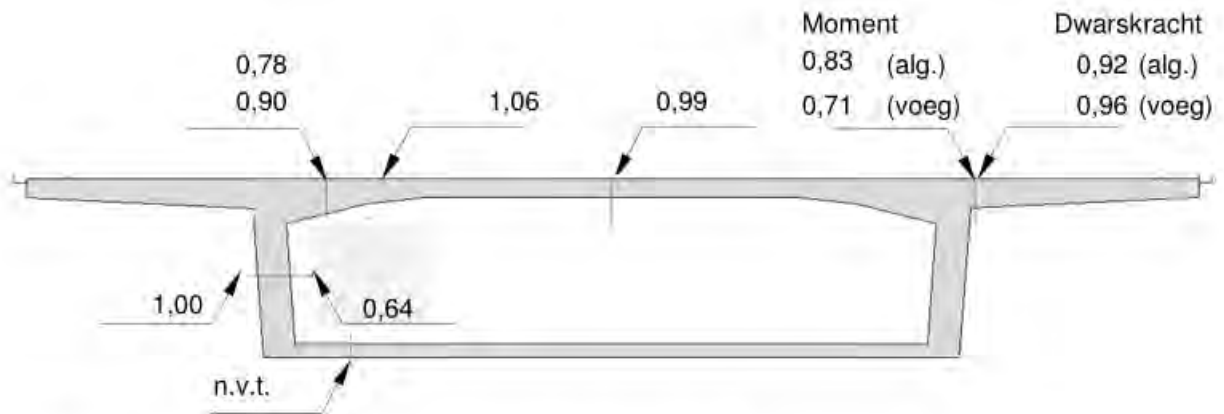
9.1 Samenvatting resultaten

In onderstaande tabel zijn de resultaten op basis van de theoretische rijbaan indeling weergegeven (situatie AI van de RBK). De resultaten van de bovenbouw is tevens grafisch weergegeven op de volgende pagina.

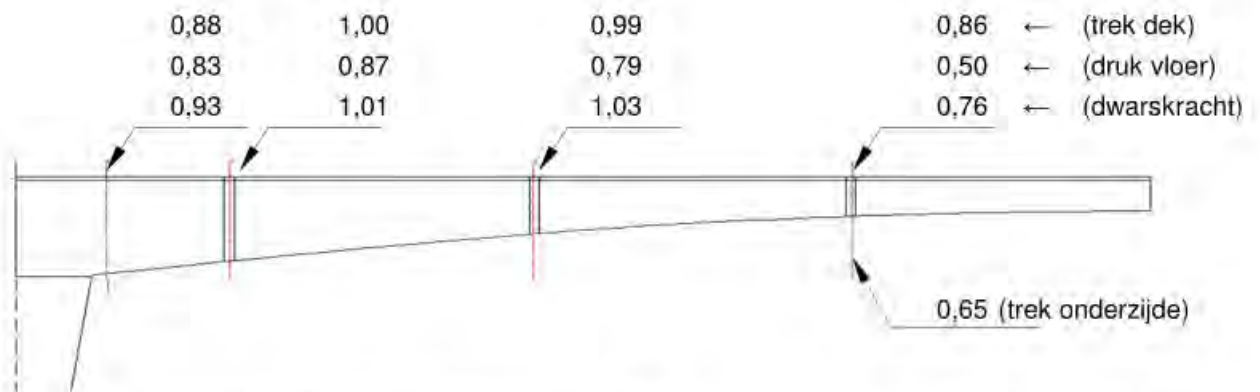
De getallen tussen haakjes geven de resultaten in de werkelijke rijbaan indeling weer (situatie AII).

Onderdeel	Omschrijving	u.c.	
Kraagliggers - dwarsrichting	Moment uitkraging (max. snede A,B en C)	0,83	
	Moment uitkraging (voeg)	0,71	
	Dwarskracht uitkraging (alg.)	0,92	
	Dwarskracht uitkraging (voeg)	0,96	
	Moment dek	0,99	
	Dwarskracht veld (snede A)	0,90	
	Dwarskracht veld (snede B)	1,06	(0,99)
	Inklemming veld	0,78	
	Wanden (trek buitenzijde)	1,00	
	Wanden (trek binnenzijde)	0,64	
	Vloer	n.v.t.	
Kraagliggers - langsrichting	Negatief moment - trek bovenflens	1,00	
	Negatief moment - druk onderflens	0,87	
	Positief moment - trek onderflens	0,65	
	Dwarskracht wanden	1,03	(1,03)
Pijler	buigend moment	0,78	
Putten	Buigend moment	0,73	
	Paal draagvermogen	0,47	
Overige	Dwarskrachtdeugel	1,68	
	Schokdemper	-	
	Vermoeiing (langs)	ok	
	Vermoeiing (dwars) op basis van LM1	1,28	
	Vermoeiing (dwars) op basis van LM4	voldoet	
	Afwijkende T-stukken	zie T-stukken	

In onderstaande figuren zijn de resultaten weergegeven van de kraagliggers.



Figuur 9.1.1 Overzicht resultaten kraagliggers in dwarsrichting



Figuur 9.1.1 Overzicht resultaten kraagliggers in langsrichting

9.2 Conclusie en aanbevelingen

In het kader van constructieve veiligheid van bestaande bruggen is door de Provincie Zeeland gevraagd om de Zeelandbrug constructief te beoordelen. Hiertoe is een constructie schouw uitgevoerd en vervolgens een herberekening. Onderstaand worden de resultaten besproken.

9.2.1 Conclusies constructieve schouw

De constructie schouw is uitgevoerd op 6 en 18 oktober van vorig jaar. Daarbij is middels een schip van de Provincie de onderzijde van het dek en de onderbouw (boven water) bekeken. Tevens is van enkele T-stukken de binnenzijde van de koker geschouwd. Tijdens deze schouw zijn geen constructieve schades waargenomen die duiden op overbelasting of waarbij met de herberekening rekening gehouden dient te worden. Voor de volledige beschrijving van de bevindingen wordt verwezen naar ref. [17b].

9.2.2 Conclusies herberekening

Uit de toetsingen in voorliggende rapportage volgt dat de constructie in een enkele toetsing niet voldoet op basis van de theoretische rijstrookindeling conform de RBK (situatie AI).

In dwarsrichting wordt enkel de toetsing op dwarskracht overschreden. De gevonden krachtswerking is echter voor meerdere toetsingen groter dan in de ontwerpberekening is aangehouden. Zo wordt voor het veldmoment in de ontwerpberekening een buigend moment van 45 kNm/m aangehouden, terwijl in voorliggende herberekening een waarde van 69 kNm/m wordt gevonden. In bijlage I is dit verschil voornamelijk verklaard door het schijnbaar niet meenemen van een belastingsfactor in de ontwerpberekening, en een wijziging van de configuratie van de aslasten. Waar in de ontwerpberekening rekening is gehouden met een voertuig bestaande uit drie assen wordt door de Eurocode een voertuig bestaande uit twee assen voorgesteld. Dit heeft tot gevolg dat de spreiding kleiner is hetgeen de krachtswerking doet toenemen.

Door het meenemen van het voorspanstaal in de capaciteit volgt uiteindelijk een unity-check van onder de 1,0 [-].

In langsrichting wordt in situatie AI een (zeer) geringe overschrijding van de capaciteit gevonden voor de toetsing op dwarskracht. Hier is in eerste instantie geen eenduidige verklaring voor te geven. De permanente belasting is in verloop van tijd niet tot nauwelijks gewijzigd. De verkeersbelasting is, rekening houdend met de overall-, belastings- en materiaalfactoren, ook niet toegenomen. Zo geldt voor de gelijkmatig verdeelde belasting dat destijds $4,025 \text{ kN/m}^1 \times 2,25 (\gamma_S) = 9,0 \text{ kN/m}^1$ is aangehouden ten opzichte van $4,6 \text{ kN/m}^1 \times 1,25 (\gamma_F) \times 1,30 (\gamma_M) = 7,5 \text{ kN/m}^1$ in voorliggende berekening.

De oorzaak van het verschil lijkt gezocht te moeten worden in de aangehouden belastingconfiguraties. Zo lijkt het er op dat in de ontwerpberekening de invloed van schaakbordbelasting (velden om-en-om belast) niet in rekening is gebracht. Daarnaast is ook geen rekening gehouden met de invloed van rembelasting en is tevens de invloed van wringing niet meegenomen.

Gezien de zeer kleine kans van optreden van de exacte schaakbordbelasting wordt de zeer geringe overschrijding van de unity-check geaccepteerd.

Uitgaande van de ontwerpberekening bedraagt de belasting op de twee deuvels 129 ton (rep) cq. 258 ton (rekenwaarde). Aangezien de toetsingen van de deuvels in de ontwerpberekening gebaseerd zijn op de representatieve waarde van de maatgevende belasting, is in voorliggend rapport de unity-check van de deuvels eveneens gebaseerd op deze representatieve waarde (65 ton per deuvel). Dit heeft geleid tot een hoge waarde van de u.c. Indien in de oorspronkelijke berekening de deuvel getoetst zou zijn aan de rekenwaarde van de belasting, zou de u.c. circa 0,85 [-] bedragen.



Ter informatie is in bijlage J een beschouwing opgenomen betreffende de relatie tussen verkeersbelasting conform LM1 en praktijk.

9.2.3 Werkelijke rijbaan indeling (situatie AII)

Op basis van de herberekening wordt geconcludeerd dat constructie (net) niet voldoet op basis van de theoretische rijbaan indeling (situatie AI). De vervolgstap is om naar de werkelijke rijbaanindeling te kijken, conform situatie AII van de RBK. In deze situatie dienen er in plaats van drie rijstroken twee rijstroken aangehouden te worden, i.c.m. het fietspad.

Maatgevende toetsing is toetsing op dwarskracht in dwarsrichting. In §8.3 is bepaald dat unity-check afneemt van 1,06 [-] tot 0,99 [-], en dus akkoord.

9.2.4 Aanbevelingen

Uit de herberekening volgt dat de constructie in de basis voldoet op werkelijk gebruik.

Uitzondering op bovenstaande zijn de dwarskrachtdeuvels. Dit wordt waarschijnlijk voornamelijk veroorzaakt doordat de toetsingen zijn uitgevoerd op de representatieve belastingen. Aanbevolen wordt de krachtswerking van deze elementen nader te beschouwen.

**Iv-Infra b.v.**

Trapezium 322
3364 DL Sliedrecht
Postbus 135
3360 AC Sliedrecht
Nederland
Telefoon +31 (0)88 943 3200
www.iv-infra.nl

Iv-Infra b.v.

Kraanspoor 28
1033 SE Amsterdam
Nederland
Telefoon +31 (0)88 943 3200
www.iv-infra.nl

Iv-Infra b.v.

Fultonbaan 30
3439 NE Nieuwegein
Nederland
Telefoon +31 (0)88 943 3200
www.iv-infra.nl

Iv-Groep b.v.

Noordhoek 37
3351 LD Papendrecht
Postbus 1155
3350 CD Papendrecht
Nederland
Telefoon +31 (0)88 943 3000
Fax +31 (0)88 943 3001
www.iv-groep.nl



Bijlage A

Lijst met archieftekeningen

LIJST CONSTRUCTIETEKENINGEN ZEELANDBRUG (COMBINATIE BRUG OOSTERSCHELDE)

CODE	TEKNR	A	FOR- MAAT	ONDER- DEEL	DATUM	OMSCHRIJVING
NZC	63		C5	BSTEK	17-10-61	DUCDALVEN BASCULEBRUG,BLAD 4
NZC	68		B5	DIV.	11-01-62	PERSPECTIEF ZEELANDBRUG.
NZC	69		D8	BSTEK	18-05-62	PIJLER MET DETAILS,BLAD 3
NZC	78		C7	BBOUW	30-11-64	LANGSDOORSNEDE VAN DE HALVE OVERSPANNING.
NZC	88		C7	PUT	04-02-62	PREFAB BOVENRAND PUTTEN.
NZC	97		C8	DEELA	22-04-63	MATENPLAN HAMERSTUK.
NZC	107		D8	BSTEK	18-05-62	ALTERNATIEF LENGTEPROFIEL,BLAD 1
NZC	118		C7	BSTEK	16-05-62	WAPENING PUTTEN,BLAD 2 (VERVALLEN)
NZC	150		C8	PUT	25-04-63	WAPENING PUTTEN.
NZC	159		C6	PUT	07-02-63	WAPENING PUTTEN.
NZC	160		D8	PUT	07-02-63	WAPENING PUTMOTEN.
NZC	175		C7	BBOUW	15-04-64	DOORSNEDE BRUG MET DETAILS VANGRAIL.
NZC	192		D8	VSTUK	24-06-63	STEUN- EN STELCONSTR. V-POTEN PIJLER 8 T/M 51.
NZC	196		C8	PUT	12-11-63	DETAILS PREFAB ONDERRAND VAN DE PUT.
NZC	197		D7	PUT	06-05-63	DETAILS PREFAB ONDERRAND VAN DE PUT.
NZC	201		B9	BBOUW	18-06-63	KABELVERLOOP IN HALVE OVERSPANNING BOVENBOUW.
NZC	202		C7	VSTUK	18-04-63	DETAILS BBRV VERANKERING PIJLER.
NZC	210		C6	LANDH	29-03-63	LANDHOOFD(NOORD BEVELAND).OVERZICHTSTEKENING.
NZC	211		C7	BSTEK	03-03-65	LENGTEPROFIEL EN AANZICHT,BLAD 1N.
NZC	212	A	A2	LANDH		PALENPLAN LANDHOOFD SCHOUWEN.
NZC	212		C6	LANDH	16-03-64	OVERZICHT LANDHOOFD SCHOUWEN.
NZC	213		C6	VSTUK	18-04-63	HOOFDMATEN V-STUKKEN.
NZC	220		C5	LANDH	13-03-63	FUNDERING R EN S LANDHOOFD N-BEVELAND EN SCHOUWEN.
NZC	225		C7	CAISS	28-05-63	ZACHTSTAALWAPENING PIJLER-CAISSON,1 T/M 3 EN 8 T/M 54.
NZC	233		B4	CAISS	28-03-63	VLOER ONDER CAISSONKIST.
NZC	234		C7	CAISS	25-06-63	SPANSTAAL PIJLER-CAISSON,1 T/M 3 EN 8 T/M 54.
NZC	247		D8	DEELA	27-11-63	HAMERSTUK,HARDSTAALWAPENING.
NZC	248		D8	VSTUK	23-04-64	V-STUKKEN OP PIJLERS 8 T/M 51.
NZC	249		D8	VSTUK	23-04-64	V-STUKKEN OP PIJLER 3 EN 52.
NZC	250		D8	VSTUK	23-04-64	V-STUKKEN OP PIJLER 2 EN 53.
NZC	251		D8	VSTUK	23-04-64	V-STUKKEN OP PIJLER 1 EN 54.
NZC	260		D7	VSTUK	07-05-63	ONDERDELEN VOORSPANKABELS BBRV.
NZC	261	A	D8	DEELB	19-11-63	BRUGDEEL B,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	261		D8	DEELB	27-11-63	BRUGDEEL B,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	280		C5	LANDH	07-05-63	RONDE KOLOMMEN VOOR LANDHOOFDEN.
NZC	306		C7	DEELD	08-08-63	BRUGDEEL D,KOPBEKISTING LAGE ZIJDE.
NZC	307		C8	DEELB	27-11-63	BRUGDEEL B,HARDSTAALWAPENING.
NZC	309		C7	LANDH	18-11-63	LANDHOOFD(ZIJDE NOORD BEVELAND).MATENTEKENING.
NZC	311	A	C8	DEELC	30-07-64	BRUGDEEL C,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	311		C7	DEELC	27-11-63	BRUGDEEL C,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	312		D7	VOEG	01-07-64	BRUGDEEL D,VOEGCONSTRUCTIE.
NZC	314	A	B3	TRANS	02-07-63	BEHOORT BIJ TEK NZC 314.
NZC	325		D8	DEELC	30-07-64	BRUGDEEL C,HARDSTAALWAPENING.
NZC	327	A	C5	DEELD	25-10-63	BRUGDEEL D,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	327		C7	DEELD	27-05-64	BRUGDEEL D,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	328		D8	DEELA	27-11-63	HAMERSTUK,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	329		D8	DEELA	27-08-64	HAMERSTUK,HARDSTAAL EN SPARINGEN.

NZC	333		D4	DEELA	21-08-63	HAMERSTUK,STALEN DEKSEL EN LADDERS.
NZC	334	A	D7	LANDH	19-11-63	LANDHOOFDEN(MIDDEDEEL),DIWIDAGSTAVEN.
NZC	334		D7	LANDH	19-11-63	LANDHOOFDEN(MIDDEDEEL,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	335	A	C7	LANDH	19-11-63	DYWIDAGSTAVEN 32 MM LANDHOOFDEN,DEEL LANDZIJDE.
NZC	335		C7	LANDH	19-11-63	ZACHTSTAALWAP. LANDHOOFDEN,DEEL LANDZIJDE.
NZC	336	A	C7	LANDH	18-12-63	LANDHOOFDEN(WATERZIJDE),DIWIDAGSTAVEN ROND 32 MM.
NZC	336		C7	LANDH	27-11-63	LANDHOOFDEN(WATERZIJDE),ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	337		C7	BBOUW	27-08-63	ANKERS VOOR HULPCONSTRUCTIES.
NZC	338		B7	LANDH	04-07-63	HARDSTAAL-SPARINGEN LANDHOOFD,MIDDEDEEL.
NZC	349		B9	LANDH	02-09-63	KABELVERLOOP IN BOVENDEK,LANDHOOFD NOORD BEVELAND.
NZC	350		C4	LANDH	22-07-63	VOORSPANNING IN BOVENDEK LANDHOOFD NOORD BEVELAND.
NZC	352		C7	DIV.	09-07-63	AFDICHTINGSRINGEN TUSSEN CAISSON EN PAAL.
NZC	355		C7	DEELB	28-07-63	BRUGDELEN B EN D,BEEINDIGING DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	356		C7	LANDH	01-08-63	LANDHOOFD,DRSN OVER STORTVOEG ASSEN 8,9,10,11,12,13 DEEL WATERZIJDE.
NZC	359		C6	LANDH	26-08-63	LANDHOOFD,VOORSPANKABELS IN DE BODEM.
NZC	361		C6	DEELD	24-11-64	BRUGDELEN C EN D,VOORSPANKABELS IN BODEM.
NZC	362		C4	LANDH	26-07-63	VOORSPANWAP. LANDHOOFD DEEL LANDZIJDE.
NZC	363		B6	LANDH	31-07-63	VOORSPANWAP. LANDHOOFD,DEEL LANDZIJDE.
NZC	365		D7	DEELA	14-08-63	HAMERSTUK,LANGSDOORSNEDE OVER HARDSTAALWAPENING.
NZC	367		D8	DEELD	30-07-64	BRUGDEEL D,HARDSTAALWAPENING.
NZC	370		B4	DEELD	16-08-63	BRUGDEEL D EN LANDHOOFD,LUIK MET STALEN OMRANDING IN BODEM.
NZC	371		C4	DEELB	25-08-64	BRUGDEEL B,IN TE STORTEN ANKERS.
NZC	372		C5	DEELC	21-08-64	BRUGDEEL C,IN TE STORTEN ANKERS.
NZC	378		C8	DEELD	14-08-64	BRUGDEEL D,IN TE STORTEN ANKERS.
NZC	388		C6	VOEG	27-09-63	BRUGDEEL D,ALTERNATIEF SCHOKBREKERBEVESTIGING.
NZC	392		B7	LANDH	04-10-63	LANDHOOFD,VOLGORDE VOORSPANNING FREYSSINET.
NZC	400	A	D8	BBRUG	01-07-74	BASCULEKELDER,MATENTEK MET OVERSTEK SCHOUWSE ZIJDE.
NZC	400		D8	BBRUG	30-10-64	BASCULEKELDER,MATENTEK MET OVERSTEK N-BEVELANDSE ZIJDE.
NZC	401		B7	BBRUG	23-08-65	BASCULEKELDER MET OVERSTEK,KABELVERLOOP IN BOVENDEK.
NZC	402	A	C5	BBRUG	26-02-65	BRUGDEEL G,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	402		C8	BBRUG	18-12-63	BRUGDEEL G,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	403		D8	BBRUG	18-12-63	BRUGDEEL G,HARDSTAALWAPENING.
NZC	404	A	C8	BBRUG	26-02-65	BRUGDEEL F,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	404		C8	BBRUG	24-12-63	BRUGDEEL F,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	405		D8	BBRUG	19-12-63	BRUGDEEL F,HARDSTAALWAPENING BOVENDEK.
NZC	406		D8	BBRUG	07-10-65	BASCULEBRUG,OVERZICHTTEKENING.
NZC	407	A	C5	BBRUG	10-03-65	BRUGDEEL E,DYWIDAGSTAVEN 32 MM.
NZC	407		D8	BBRUG	19-12-63	BRUGDEEL E,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	408		C7	BBRUG	08-03-65	BRUGDEEL E,HARDSTAALWAPENING BOVENDEK.
NZC	409		C8	BBRUG	28-05-63	PIJLERCAISSON 4 EN 7,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	410		C8	BBRUG	14-05-64	PIJLERCAISSON 4 EN 7,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	411		C8	BBRUG	25-06-63	PIJLERCAISSON 4 EN 7,HARDSTAAL.
NZC	412		C8	BBRUG	23-01-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,HARDSTAALWAPENING.
NZC	413		C7	BBRUG	23-01-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,ZACHTSTAALWAPENING.
NZC	414		C8	BBRUG	03-01-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,ZACHTSTAALWAPENING.

NZC	415	A	C6	BBRUG	20-04-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,ALTERNATIEF BESCHERMING WATERKABEL.
NZC	415		C6	BBRUG	22-01-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,VERT WATERKABELBESCHERMING PALEN(ANDERS UITGEVOER
NZC	416		C6	BBRUG	15-06-64	BASCULEKELDER,PIJLEROPBOUW OP CAISSON 5 EN 6.
NZC	417		C7	BBRUG	02-06-64	BASCULEKELDER,PIJLEROPBOUW OP CAISSON 4 EN 7.
NZC	418	A	C4	BBRUG	23-05-64	BASCULEKELDER,PREFAB BODEMPLAAT(AANVULLING).
NZC	418		C5	BBRUG	19-02-64	BASCULEKELDER,PREFAB BODEMPLAAT.
NZC	419		C7	BBRUG	20-08-64	BASCULEKELDER,WAND DOORVAARTZIJDE TOT 11.79+.
NZC	420		C7	BBRUG	20-08-64	BASCULEKELDER,BUITENLANGSWAND TOT 11.79+.
NZC	421		D8	BBRUG	21-08-64	BASCULEKELDER,BORDES OP 11.64+ EN BOVENGED. KELDERBODEM.
NZC	422		D8	BBRUG	30-11-64	BASCULEKELDER,WAND AANSLUITEND OP BRUGOVERSTEEK,MATEN EN WAP.
NZC	423		D8	BBRUG	12-11-64	BASCULEKELDER,WAND DOORVAARTZIJDE BOVEN 11.79+.
NZC	424		C8	BBRUG	03-12-64	BASCULEKELDER,BUITENLANGSWAND BOVEN 11.79+.
NZC	425		D7	BBRUG	16-03-65	BASCULEKELDER,DEKPLAAT,WAPENING OPSTORT.
NZC	431		B4	VOEG	24-04-64	BRUGDEEL D,DWARSKRACHTDEUVELS IN MIDDENVOEG.
NZC	441		C8	BBOUW	29-04-63	OVERZICHT BRUGLEUNINGEN.
NZC	451		C6	BBOUW	13-12-63	AANVRAAGTEKENING RIJIZERS EN RIJIZER FRAME.
NZC	458		C7	BBRUG	31-01-64	BASCULEBRUG,BLIJVEND REMMINGWERK.
NZC	462		D8	BBRUG	27-01-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,VOORZIENING HOOGSPANNINGSKABEL.
NZC	473		B6	BBRUG	27-11-64	BASCULEKELDER,OPSLUITRANDEN BOVENDEK.
NZC	496		B7	DEELD	19-03-64	BRUGDEEL D,VOORZIENINGEN DWARSVOORSPANNING.
NZC	497		D8	DEELD	17-03-64	BRUGDEEL D,VOORZIENINGEN VOORSPANNING,SITUATIE.
NZC	499		C7	BBRUG	19-02-65	BASCULEKELDER,DEKPLAAT MATEN EN WAPENING.
NZC	500		D8	BBRUG	19-02-65	BASCULEKELDER,DOORSNEDE DEKPLAAT,MATEN EN WAPENING.
NZC	592		C7	BBRUG	20-04-64	PIJLERCAISSON 5 EN 6,VOORZIENING HOOGSPANNINGSKABEL,DETAIL TEK NZC 462
NZC	596		C7	PUT	01-05-64	WAPENING EN BEKISTING BETONPANNEKOEK.
NZC	597		D6	PUT	04-05-64	BETONPANNEKOEK,DETAIL TEK. NZC 492.
NZC	606		C6	VOEG	20-10-64	VAST SCHARNIER TUSSEN DE BRUGDELEN D.
NZC	610		C8	LANDH	26-10-64	AFWATERING LANDHOOFD NOORD BEVELAND EN SCHOUWEN.
NZC	622		C7	BBRUG	23-02-65	BASCULEKELDER,KOLOMMEN KELDER N-B,MATEN EN WAPENING.
NZC	623		C7	BBRUG	15-12-64	BASCULEKELDER,KOLOMMEN KELDER S-D,MATEN EN WAPENING.
NZC	624		D7	BBRUG	20-10-64	BASCULEKELDER,KOLOMMEN KELDER N-B,VOORSPANWAPENING.
NZC	625		D8	BBRUG	20-10-64	BASCULEKELDER,KOLOMMEN KELDER S-D,VOORSPANWAPENING.
NZC	648		C7	BBRUG	09-03-65	BASCULEKELDER,DEKPLAAT VOORSPANWAPENING(PLATTEGROND).
NZC	649		D6	BBRUG	09-03-65	BASCULEKELDER,DEKPLAAT VOORSPANWAPENING(DOORSNEDEN).
NZC	711		B5	DEELC	25-03-64	BRUGDEEL C,PLAATSING STAVEN IN WAND(OLD NR KATS 11).
NZC	719		B6	BBRUG	21-04-65	BASCULEKELDER,ONTWERP BRUGWACHTERSHUISJE OP KOLOMMEN.
NZC	740		C7	BBRUG	10-05-65	BASCULEKELDER,DETAILS BRUGWACHTERSHUISJE.
NZC	763		D6	DIV.	12-11-65	RIJDEND BORDES T.B.V. D-D VOEGEN EN MANGATEN IN HAMERSTUKKEN(KATS 263)

NZC	901	B4	VOEG	08-04-76	TIJDELIJK DWARSKRACHTDEUVEL.
NZC	902	B4	VOEG	31-03-76	ALTERNATIEF DWARSKRACHTDEUVEL.
NZC	903	B4	VOEG	13-04-76	TIJDELIJK VASTSCHARNIER.
NZC	904	B4	VOEG		DWARSKRACHT DEUVEL.
NZC	906	B4	VOEG	18-10-77	MONTAGE TIJDELIJKE DWARSKRACHT OVERBRENGING.
NZC	907	B4	VOEG	okt-77	TIJDELIJKE DWARSKRACHT OVERBRENGING.
NZC	908	B4	VOEG		DEMONTTEERBARE DWARSKRACHTDEUVEL.
NZC	909	B4	VOEG	28-10-77	DEMONTTEERBARE DWARSKRACHTDEUVEL.
NZC	910	C6	VOEG	27-01-78	DEMONTAGE BESTAANDE DWARSKRACHTDEUVELS.
NZC	911	C6	VOEG	08-02-78	VERKORTE DWARSKRACHTDEUVEL.
NZC	912	C6	VOEG	03-02-78	TIJDELIJKE DWARSKRACHT OVERBRENGING.
NZC	913	B4	VOEG	09-02-78	STALEN FRAME ACHTER DWARSKRACHTDEUVEL B.
NZC	914	B4	VOEG	01-11-78	MATEN VAN DWARSKRACHTDEUVELS IN DE MIDDENVOEGEN.
NZC	915	A5	VOEG	19-10-78	DWARSKRACHTDEUVEL,OPGENOMEN MATEN(TEK VERBURG).
NZC	916	B7	VOEG	11-04-78	TAKEL DWARSKRACHTDEUVEL.



Bijlage B

Verkeersintensiteiten

VERKEER OVER DE ZEELANDBRUG

	personenauto's		lichte vrachtauto's		zware vrachtauto's		lijndienst bussen		totaal	brugopeningen
1966	911.900	92,9%	53.409	5,4%	16.252	1,7%			981.561	608
1967	901.946	91,0%	62.216	6,3%	27.304	2,8%			991.466	676
1968	992.845	90,5%	70.937	6,5%	33.428	3,0%			1.097.210	701
1969	1.091.592	90,0%	80.100	6,6%	41.720	3,4%			1.213.412	751
1970	1.291.930	90,0%	91.074	6,3%	52.670	3,7%			1.435.674	720
1971	1.390.866	90,4%	96.430	6,3%	51.345	3,3%			1.538.641	645
1972	1.464.830	90,1%	99.796	6,1%	60.863	3,7%			1.625.489	657
1973	1.605.075	89,9%	112.663	6,3%	68.390	3,8%			1.786.128	669
1974	1.538.220	89,1%	114.484	6,6%	73.959	4,3%			1.726.663	164
1975	1.777.291	89,2%	127.188	6,4%	87.018	4,4%			1.991.497	891
1976	1.896.817	89,3%	139.221	6,6%	88.180	4,2%			2.124.218	986
1977	2.051.599	89,6%	148.042	6,5%	91.301	4,0%			2.290.942	1.245
1978	2.189.795	89,5%	157.894	6,5%	97.733	4,0%			2.445.422	1.522
1979	2.239.551	89,2%	161.396	6,4%	110.466	4,4%			2.511.413	1.544
1980	2.350.759	89,4%	166.475	6,3%	113.564	4,3%			2.630.798	1.611
1981	2.257.655	88,5%	164.060	6,4%	114.341	4,5%	14.269	0,6%	2.550.325	1.728
1982	2.276.141	88,5%	163.353	6,4%	115.906	4,5%	15.386	0,6%	2.570.786	1.841
1983	2.281.397	88,7%	161.181	6,3%	114.181	4,4%	15.740	0,6%	2.572.499	1.933
1984	2.371.178	88,7%	168.008	6,3%	118.114	4,4%	17.316	0,6%	2.674.616	2.015
1985	2.329.549	88,3%	165.242	6,3%	125.029	4,7%	18.751	0,7%	2.638.571	1.919
1986	2.453.332	88,3%	169.135	6,1%	134.208	4,8%	21.997	0,8%	2.778.672	2.059
1987	2.435.896	88,2%	163.956	5,9%	138.972	5,0%	24.014	0,9%	2.762.838	2.838
1988	1.795.860	86,8%	129.080	6,2%	120.548	5,8%	24.431	1,2%	2.069.919	3.077
1989	1.799.867	87,0%	125.428	6,1%	118.135	5,7%	25.053	1,2%	2.068.483	3.397
1990	1.837.105	87,1%	127.308	6,0%	117.062	5,6%	27.364	1,3%	2.108.839	3.290
1991	1.847.807	87,2%	125.001	5,9%	117.916	5,6%	28.061	1,3%	2.118.785	3.611
1992	1.946.800	87,2%	130.182	5,8%	126.854	5,7%	27.984	1,3%	2.231.820	3.361
1993	2.569.199	89,1%	170.127	5,9%	144.175	5,0%			2.883.501	3.689
1994	2.652.128	89,1%	175.618	5,9%	148.829	5,0%			2.976.575	3.789
1995	2.825.793	89,1%	187.118	5,9%	158.574	5,0%			3.171.485	3.830
1996	2.900.267	89,1%	192.049	5,9%	162.754	5,0%			3.255.070	3.797
1997	2.975.392	89,1%	197.024	5,9%	166.968	5,0%			3.339.384	3.851
1998	3.238.491	89,1%	214.446	5,9%	181.734	5,0%			3.634.671	3.584
1999	3.210.848	89,1%	212.615	5,9%	180.182	5,0%			3.603.645	3.832
2000	3.028.402	89,1%	200.534	5,9%	169.944	5,0%			3.398.880	3.930
2001	3.012.121	88,2%	251.259	7,4%	152.883	4,5%			3.416.263	3.607

2002	3.397.772	88,3%	277.499	7,2%	171.583	4,5%		3.846.854	4.051
2003	3.600.095	88,1%	297.980	7,3%	190.425	4,7%		4.088.500	4.040
2004	3.394.280	87,6%	279.058	7,2%	202.537	5,2%		3.875.875	3.894
2005	3.343.008	87,0%	278.721	7,3%	221.134	5,8%		3.842.863	3.951
2006	3.566.978	87,4%	283.371	6,9%	228.644	5,6%		4.078.993	3.114
2007	3.619.750	87,5%	285.105	6,9%	234.217	5,7%		4.139.072	3.433
2008	3.736.673	87,7%	290.911	6,8%	232.131	5,4%		4.259.715	3.790
2009	3.696.254	87,7%	291.320	6,9%	225.418	5,4%		4.212.992	4.048
2010	3.887.345	87,6%	315.471	7,1%	237.051	5,3%		4.439.867	4.001
2011	3.673.674	87,6%	297.336	7,1%	224.437	5,3%		4.195.447	4.078
2012	3.625.878	87,9%	294.656	7,1%	203.966	4,9%		4.124.500	3.913
2013	3.550.067	87,6%	298.214	7,4%	204.916	5,1%		4.053.197	3.805
2014	3.589.264	87,8%	302.512	7,4%	196.224	4,8%		4.088.000	3.900
2015	3.661.680	88,0%	299.592	7,2%	199.728	4,8%		4.161.000	

128.386

tot en met 1992
vanaf 2001

< 5,6 meter

2 assen
5,6 meter - 12, 2 meter

Meer dan 2 assen
> 12,2 meter

Vanaf 2001 zijn voor de voertuigverdeling de percentages toegepast van het meetpunt op de N256 net ten zuiden van de Noordlangeweg



Bijlage C

In- en uitvoer Scia (langsrichting)



1. Project

Project	INFR160590
Onderdeel	Zeelandbrug
Omschrijving	Toetsing constructieve veiligheid
Auteur	J. van Cappellen
Datum	07. 12. 2016
Versie	SCIA Engineer 16.1.62
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	289
Aantal staven :	286
Aantal platen :	0
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	13
Aantal belastingsgevallen :	28
Aantal gebruikte materialen :	1
Projectbestandsnaam	Zeelandbrug langsrichting - 30-01-2017 2.esa
Project bestandspad	\\MFS-SLI03\Projects\$\IN\INFR160590 PZ, constructieve veiligheid beton Zeelandbrug\04 Producten\04 Rapport_Advies\Bijl. C - Scia engineering (langsrichting)\
Gravitatieversnelling [m/s ²]	10,000



2. Inhoudsopgave

1. Project	1
2. Inhoudsopgave	2
3. Modelleren	4
3.1. Rekenmodel - 3D view	4
3.2. Rekenmodel - Zij aanzicht	5
3.3. Doorsneden	6
3.4. Materialen	10
3.5. Lijnondersteuning op staven	10
3.6. Knoopondersteuning	10
4. Invoer belastingen	11
4.1. Belastinggevallen	11
4.2. Belastinggevallen	12
4.2.1. Belastinggevallen - Eigen gewicht	12
4.2.1.1. Visuele weergave belastinggevallen	13
4.2.2. Belastinggevallen - RB - asfalt	14
4.2.2.1. Visuele weergave belastinggevallen	15
4.2.3. Belastinggevallen - RB - barriërs/leuning	16
4.2.3.1. Visuele weergave belastinggevallen	17
4.2.4. Belastinggevallen - Voorspanning	18
4.2.4.1. Visuele weergave belastinggevallen	19
4.2.5. Belastinggevallen - LM1 - $x = 1$	20
4.2.5.1. Visuele weergave belastinggevallen	21
4.2.6. Belastinggevallen - LM1 - $x = 5$	22
4.2.6.1. Visuele weergave belastinggevallen	23
4.2.7. Belastinggevallen - LM1 - $x = 8$	24
4.2.7.1. Visuele weergave belastinggevallen	25
4.2.8. Belastinggevallen - LM1 - $x = 10$	26
4.2.8.1. Visuele weergave belastinggevallen	27
4.2.9. Belastinggevallen - LM1 - $x = 12$	28
4.2.9.1. Visuele weergave belastinggevallen	29
4.2.10. Belastinggevallen - LM1 - $x = 20$	30
4.2.10.1. Visuele weergave belastinggevallen	31
4.2.11. Belastinggevallen - LM1 - $x = 30$	32
4.2.11.1. Visuele weergave belastinggevallen	33
4.2.12. Belastinggevallen - LM1 - $x = 40$	34
4.2.12.1. Visuele weergave belastinggevallen	35
4.2.13. Belastinggevallen - LM1 - $x = 45$	36
4.2.13.1. Visuele weergave belastinggevallen	37
4.2.14. Belastinggevallen - LM1 - UDL (1)	38
4.2.14.1. Visuele weergave belastinggevallen	39
4.2.15. Belastinggevallen - LM1 - UDL (2)	40
4.2.15.1. Visuele weergave belastinggevallen	41
4.2.16. Belastinggevallen - LM1 - UDL (3)	42
4.2.16.1. Visuele weergave belastinggevallen	43
4.2.17. Belastinggevallen - LM1 - UDL (4)	44
4.2.17.1. Visuele weergave belastinggevallen	45
4.2.18. Belastinggevallen - LM1 - UDL (5)	46
4.2.18.1. Visuele weergave belastinggevallen	47
4.2.19. Belastinggevallen - LM1 - UDL (6)	48
4.2.19.1. Visuele weergave belastinggevallen	49
4.2.20. Belastinggevallen - LM1 - UDL (7)	50
4.2.20.1. Visuele weergave belastinggevallen	51
4.2.21. Belastinggevallen - LM1 - UDL (8)	52
4.2.21.1. Visuele weergave belastinggevallen	53
4.2.22. Belastinggevallen - LM1 - UDL (9)	54
4.2.22.1. Visuele weergave belastinggevallen	55
4.2.23. Belastinggevallen - LM1 - UDL (10)	56
4.2.23.1. Visuele weergave belastinggevallen	57
4.2.24. Belastinggevallen - Windbelasting	58
4.2.24.1. Visuele weergave belastinggevallen	59
4.2.25. Belastinggevallen - Rembelasting (links)	60
4.2.25.1. Visuele weergave belastinggevallen	61
4.2.26. Belastinggevallen - Rembelasting (rechts)	62
4.2.26.1. Visuele weergave belastinggevallen	63
4.2.27. Belastinggevallen - wringend moment (UDL)2	64
4.2.27.1. Visuele weergave belastinggevallen	65
4.2.28. Belastinggevallen - wringend moment (TS)2	66
4.2.28.1. Visuele weergave belastinggevallen	67
4.3. Belastinggroepen	68

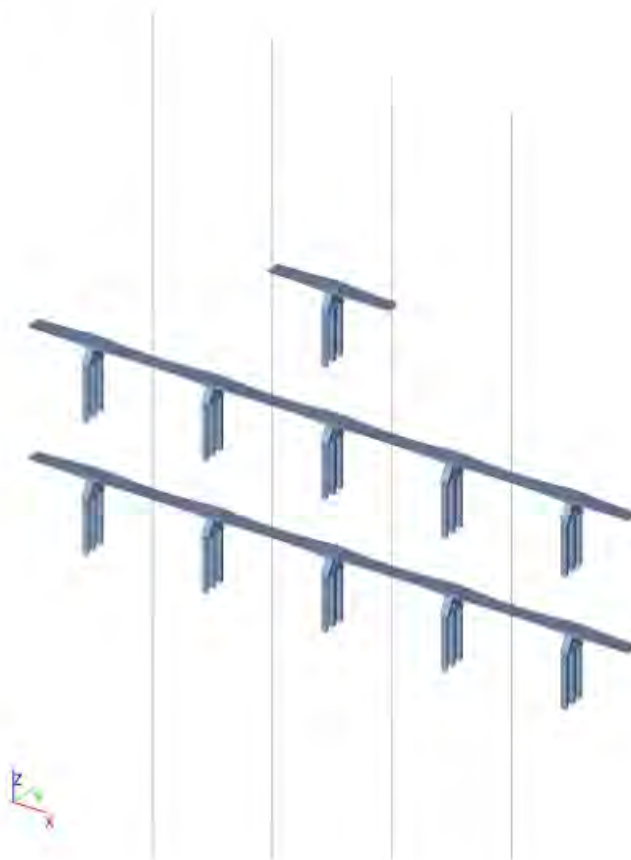


4.4. Combinaties	68
4.5. Berekeningsverslag	71



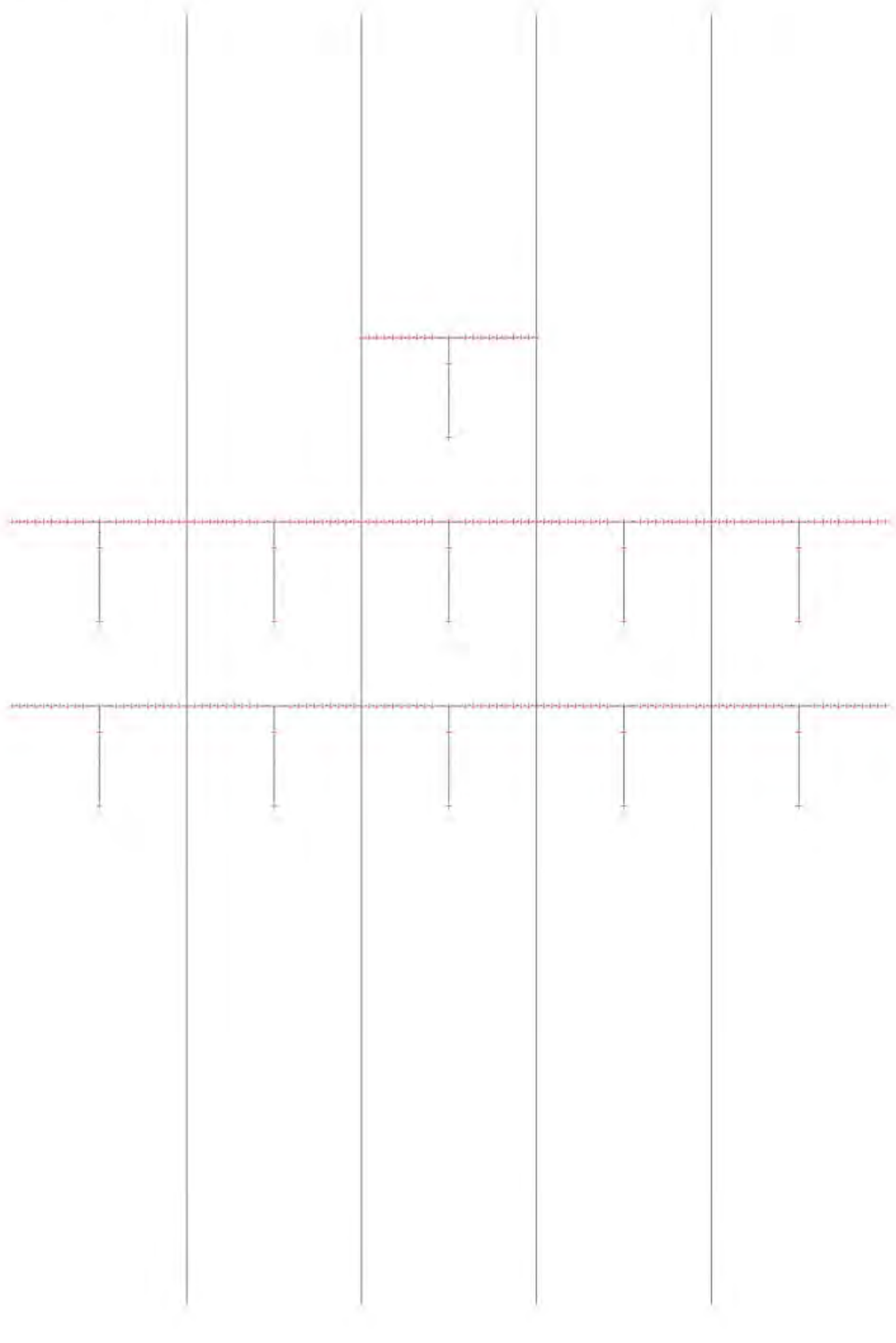
3. Modelling

3.1. Rekenmodel - 3D view





3.2. Rekenmodel - Zijaanzicht



3.3. Doorsneden

Naam	Buispalen (t=400)
Type	Buis
Uitgebreid	4250; 400
A [m ²]	4,8381e+00

Afbeelding



Naam	overige
Type	Rechthoek
Uitgebreid	2000; 2000
A [m ²]	4,0000e+00

Afbeelding



Naam	Pijler
Type	O
Uitgebreid	2800; 500; 5650; 400
A [m ²]	7,0900e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel A1
Type	Koker ligger
Uitgebreid	11600; 6480; 310; 2250; 5130; 115; 200; 0; 545; 1; 3210; 534; 1; 4431; 280
A [m ²]	1,1877e+01



Afbeelding



Naam	Koker; deel B1
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6609; 245; 2250; 4156; 115; 200; 0; 401; 1; 3498; 480; 1; 3511; 280 9,4018e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel B2
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6693; 203; 2250; 3512; 115; 200; 0; 392; 1; 3516; 438; 1; 2904; 280 8,5973e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel B3
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6745; 177; 2250; 3112; 115; 200; 0; 386; 1; 3528; 410; 1; 2537; 280 8,0433e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel C1
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6791; 154; 2250; 2753; 115; 200; 0; 380; 1; 3540; 381; 1; 2207; 280 7,5544e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel C2
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6845; 128; 2250; 2320; 115; 200; 0; 371; 1; 3558; 332; 1; 1824; 280 6,8735e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel C3
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6884; 108; 2250; 1989; 115; 200; 0; 362; 1; 3576; 282; 1; 1542; 280 6,2849e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel D1
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6901; 99; 2250; 1834; 115; 200; 0; 352; 1; 3596; 249; 1; 1420; 280 5,9290e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel D2
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6912; 94; 2250; 1725; 115; 200; 0; 343; 1; 3614; 217; 1; 1343; 280 5,6196e+00

Afbeelding



Naam	Koker; deel D3
Type	Koker ligger
Uitgebreid A [m ²]	11600; 6917; 92; 2250; 1661; 115; 200; 0; 332; 1; 3636; 185; 1; 1311; 280 5,3365e+00

Afbeelding



3.4. Materialen

Beton EC2

Beton EC2

Naam	Type	Massa eenheid [kg/m ³]	E-mod [MPa]	Poisson - nu
C35/45 (E = 20.000)	Beton	2500,0	2,0000e+04	0.2

3.5. Lijnondersteuning op staven

Naam	Type	Staaf	Coör	Pos x ₁ [m]	Pos x ₂ [m]	Oors	X	Y	Stijfheid Y [MN/m ²]	Z	Stijfheid Z [MN/m ²]	Rx	Ry	Rz
Slb1	Lijn	S5	Abso	20,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,0000e+02	Verend	1,0000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb2	Lijn	S6	Abso	20,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,0000e+02	Verend	1,0000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb3	Lijn	S7	Abso	20,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,0000e+02	Verend	1,0000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb4	Lijn	S43	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb5	Lijn	S44	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb6	Lijn	S45	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb7	Lijn	S69	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb8	Lijn	S70	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb9	Lijn	S71	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb10	Lijn	S95	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb11	Lijn	S96	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb12	Lijn	S97	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb13	Lijn	S121	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb14	Lijn	S122	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb15	Lijn	S123	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb16	Lijn	S147	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb17	Lijn	S148	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb18	Lijn	S149	Abso	30,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	7,5000e+01	Verend	7,5000e+01	Vrij	Vrij	Vrij
Slb19	Lijn	S173	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb20	Lijn	S174	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb21	Lijn	S175	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb22	Lijn	S199	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb23	Lijn	S200	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb24	Lijn	S201	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb25	Lijn	S225	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb26	Lijn	S226	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb27	Lijn	S227	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb28	Lijn	S251	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb29	Lijn	S252	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb30	Lijn	S253	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb31	Lijn	S277	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb32	Lijn	S278	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij
Slb33	Lijn	S279	Abso	10,000	40,000	Vanaf begin	Vrij	Verend	1,5000e+02	Verend	1,5000e+02	Vrij	Vrij	Vrij

3.6. Knoopondersteuning

Naam	Type	Knoop	X	Y	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Rx	Ry	Rz	Systeem
Sn1	Standaard	K9	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn2	Standaard	K10	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn3	Standaard	K11	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS



Naam	Type	Knoop	X	Y	Z	Stijfheid Z [MN/m]	Rx	Ry	Rz	Systeem
Sn4	Standaard	K48	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn5	Standaard	K49	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn6	Standaard	K50	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn7	Standaard	K75	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn8	Standaard	K76	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn9	Standaard	K77	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn10	Standaard	K101	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn11	Standaard	K102	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn12	Standaard	K103	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn13	Standaard	K127	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn14	Standaard	K128	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn15	Standaard	K129	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn16	Standaard	K153	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn17	Standaard	K154	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn18	Standaard	K155	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn19	Standaard	K179	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn20	Standaard	K180	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn21	Standaard	K181	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn22	Standaard	K206	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn23	Standaard	K207	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn24	Standaard	K208	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn25	Standaard	K232	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn26	Standaard	K233	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn27	Standaard	K234	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn28	Standaard	K258	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn29	Standaard	K259	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn30	Standaard	K260	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn31	Standaard	K284	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn32	Standaard	K285	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS
Sn33	Standaard	K286	Vast	Vast	Verend	1,0000e+03	Vrij	Vrij	Vrij	GCS

4. Invoer belastingen

4.1. Belastingsgevallen

Naam	Actie type	Lastgroep	'Master' belastingsgeval
Eigen gewicht	Permanent	PERM	
RB - asfalt	Permanent	PERM	
RB - barriers/leuning	Permanent	PERM	
Voorspanning	Permanent	PERM	
LM1 - x = 1	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 5	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 8	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 10	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 12	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 20	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 30	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 40	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 45	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - UDL (1)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (2)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (3)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (4)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (5)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (6)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (7)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (8)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (9)	Variabel	UDL	Geen
LM1 - UDL (10)	Variabel	UDL	Geen
Windbelasting	Variabel	Windbelasting	Geen
Rembelasting (links)	Variabel	Rembelasting	Geen
Rembelasting (rechts)	Variabel	Rembelasting	Geen
wringend moment (UDL)2	Variabel	Windbelasting	Geen
wringend moment (TS)2	Variabel	Windbelasting	Geen



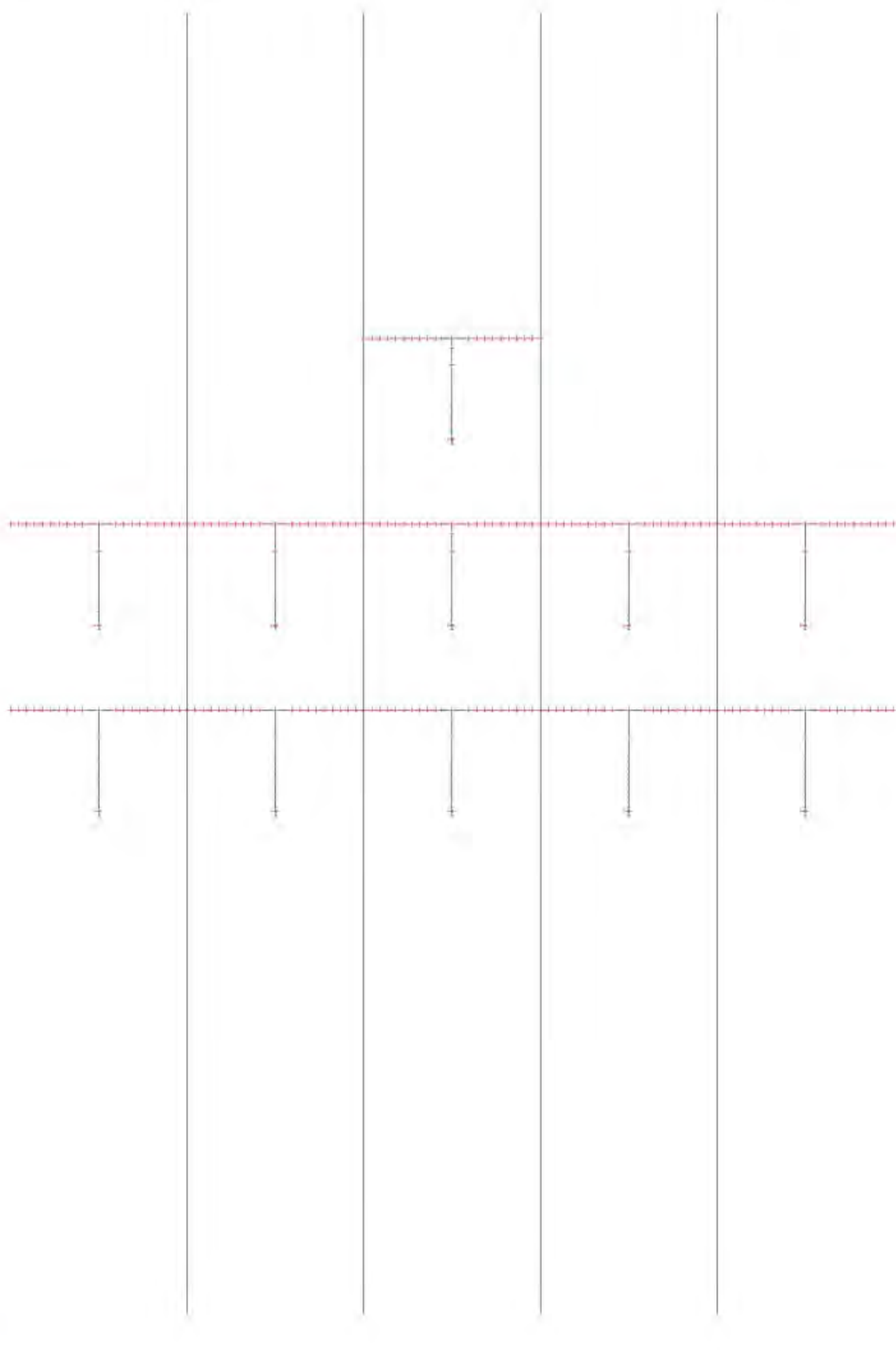
4.2. Belastingsgevallen

4.2.1. Belastingsgevallen - Eigen gewicht

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Richting
Eigen gewicht	Permanent	PERM	Eigen gewicht	-Z



4.2.1.1. Visuele weergave belastingsgevalen



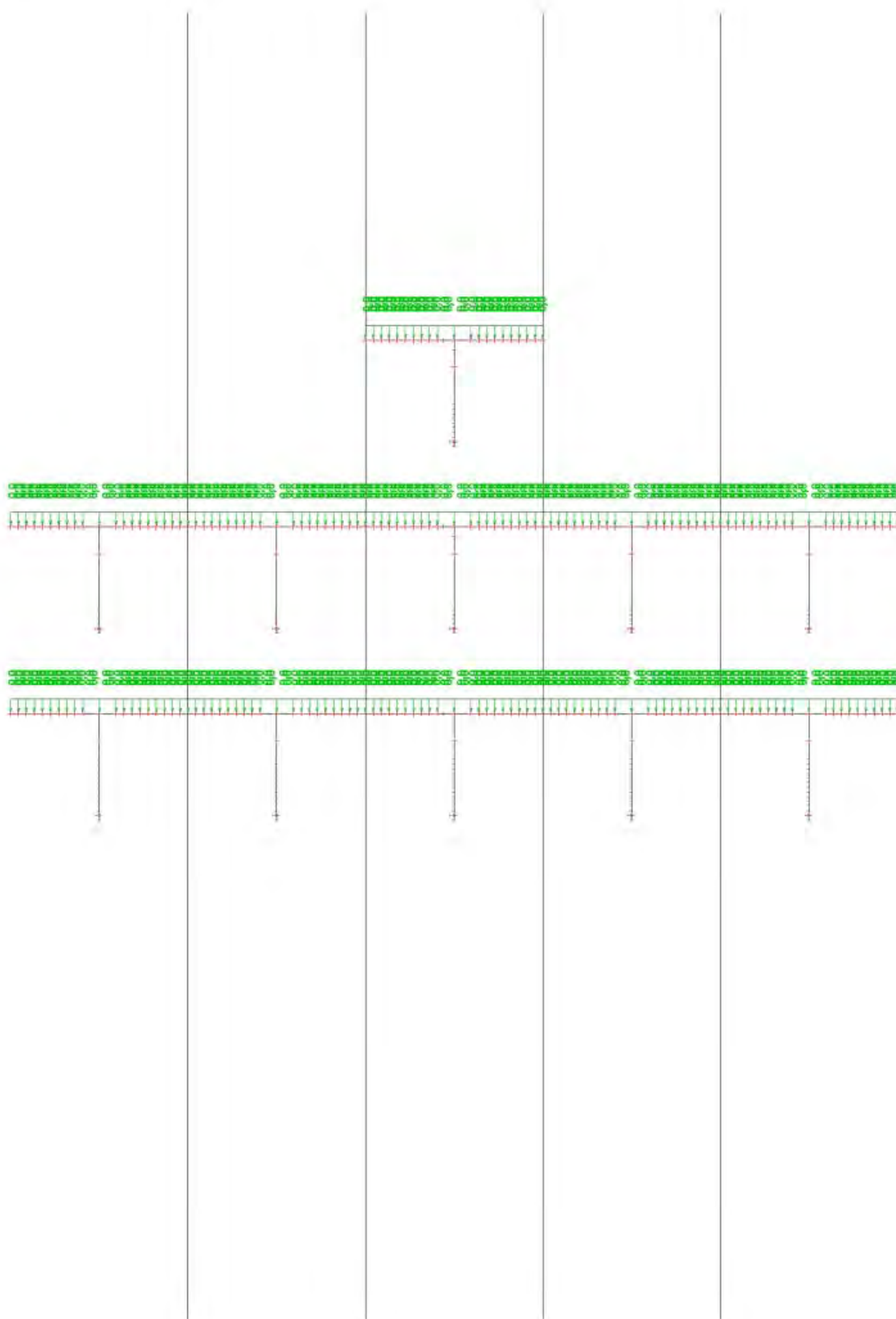


4.2.2. Belastingsgevallen - RB - asfalt

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype
RB - asfalt	Permanent	PERM	Standaard



4.2.2.1. Visuele weergave belastingsgevallen



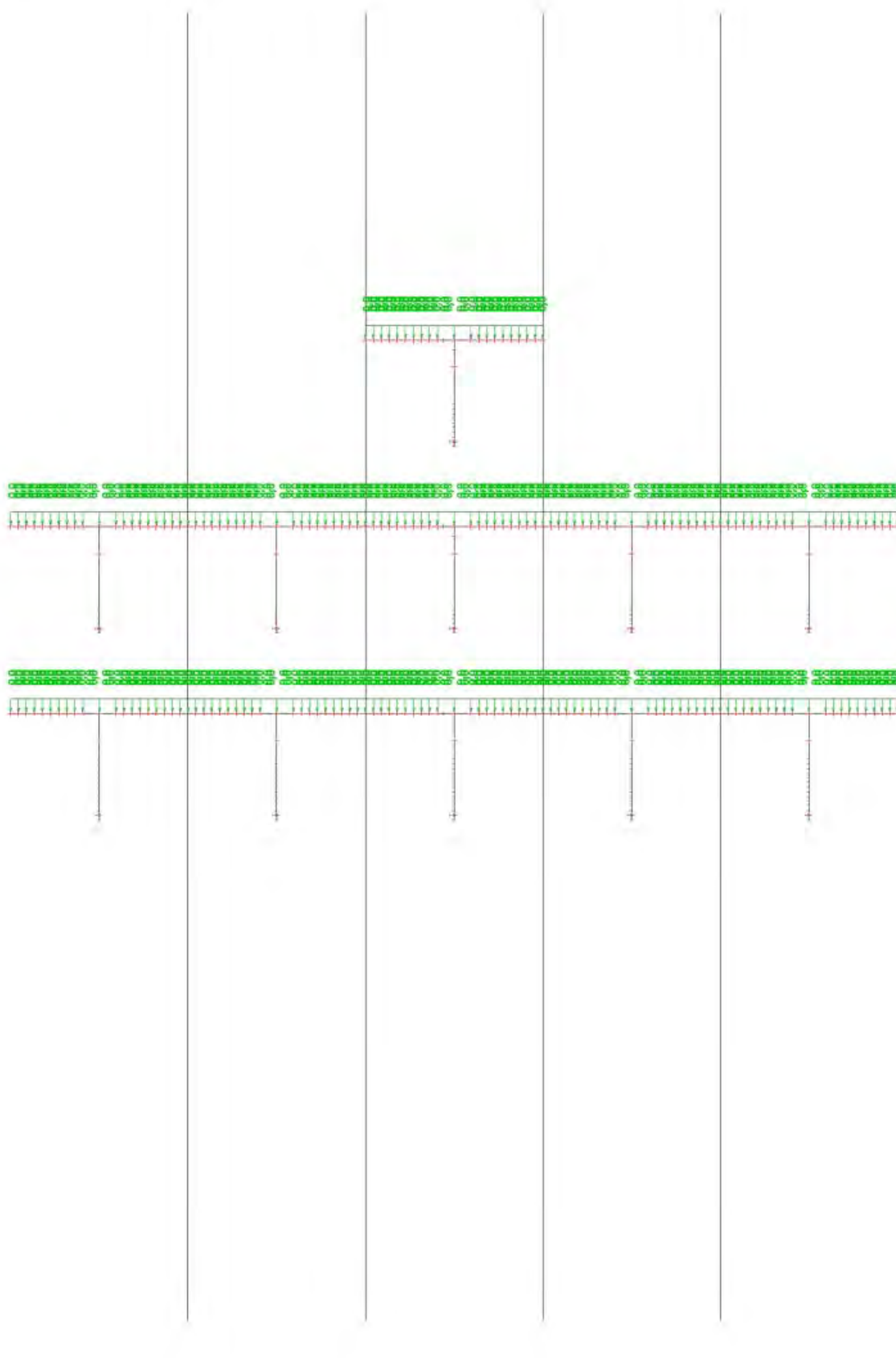


4.2.3. Belastingsgevallen - RB - bariers/leuning

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype
RB - bariers/leuning	Permanent	PERM	Standaard



4.2.3.1. Visuele weergave belastingsgevallen



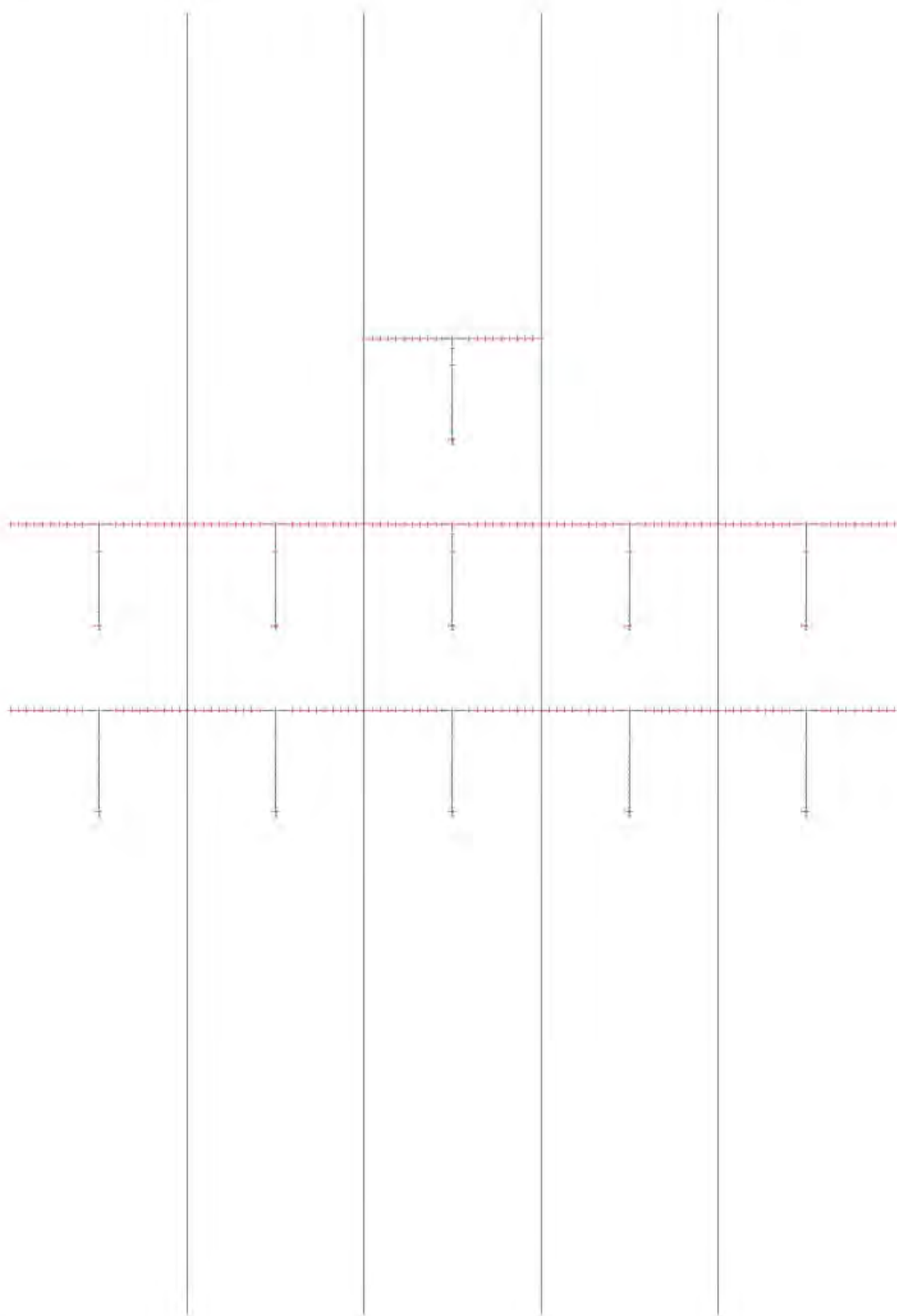


4.2.4. Belastingsgevallen - Voorspanning

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype
Voorspanning	Permanent	PERM	Standaard



4.2.4.1. Visuele weergave belastingsgevalen



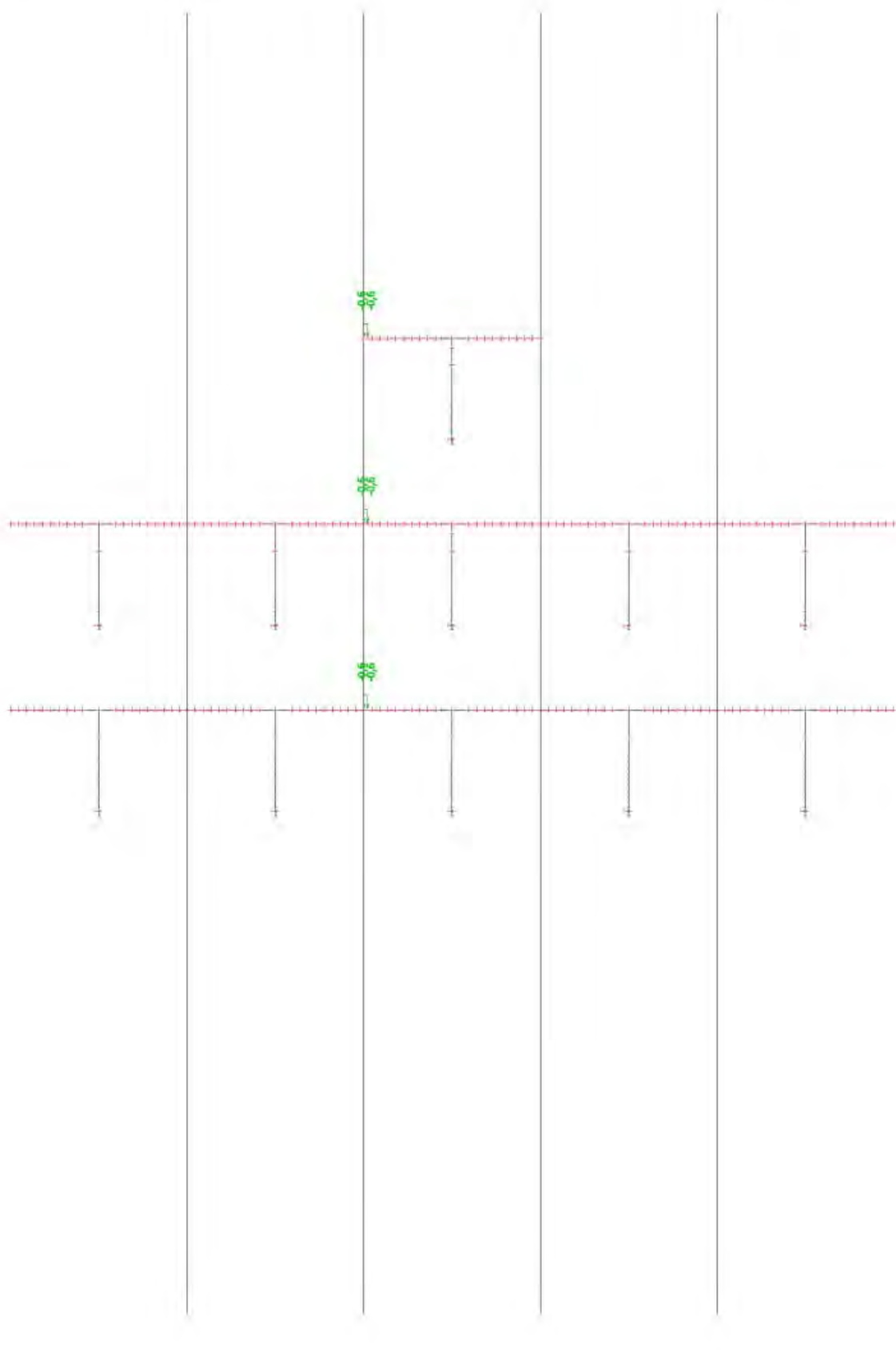


4.2.5. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 1$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.5.1. Visuele weergave belastingsgevallen



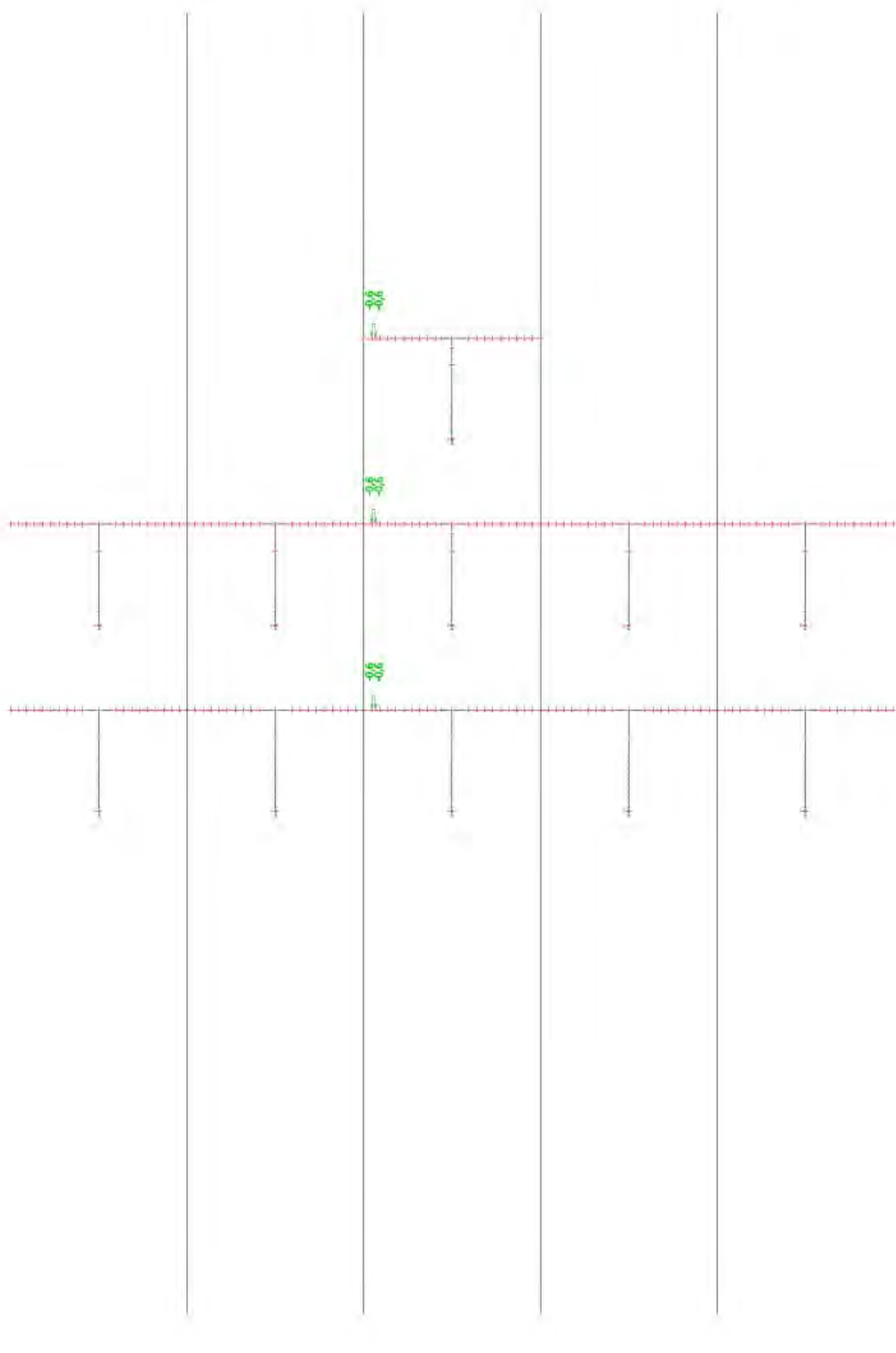


4.2.6. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 5$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 5$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.6.1. Visuele weergave belastingsgevallen



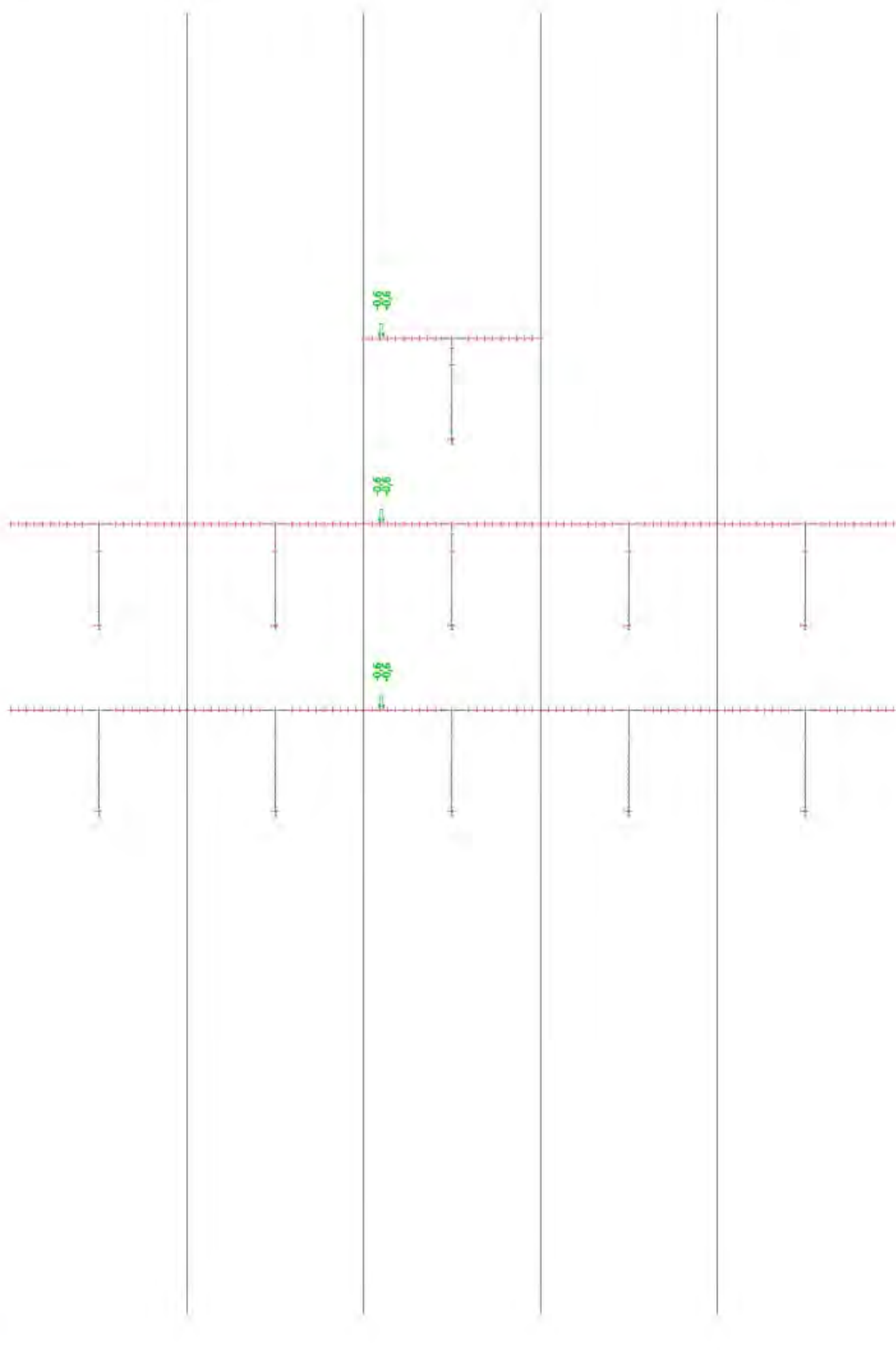


4.2.7. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 8$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 8$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.7.1. Visuele weergave belastingsgevallen



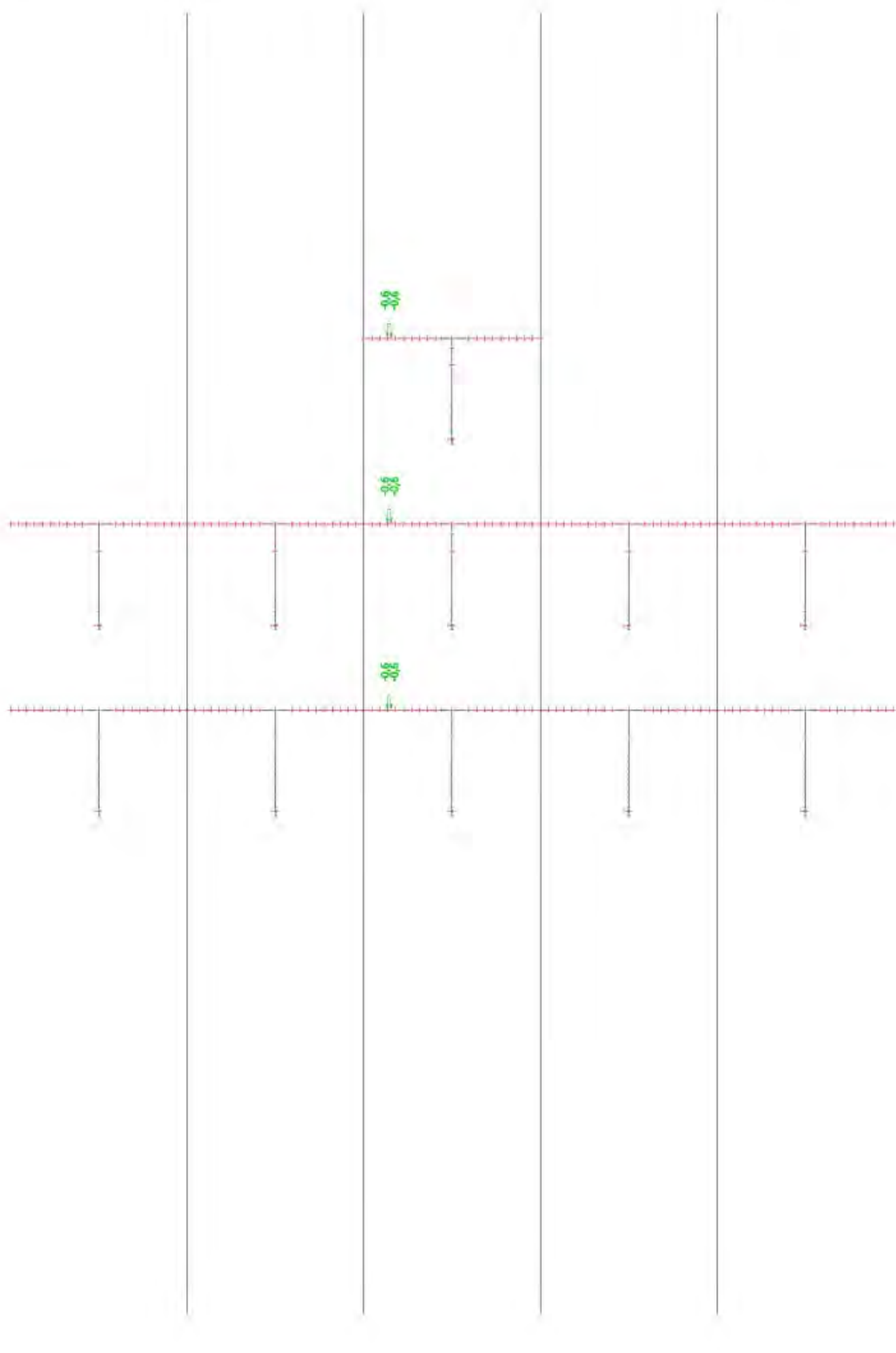


4.2.8. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 10$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 10$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.8.1. Visuele weergave belastingsgevalen



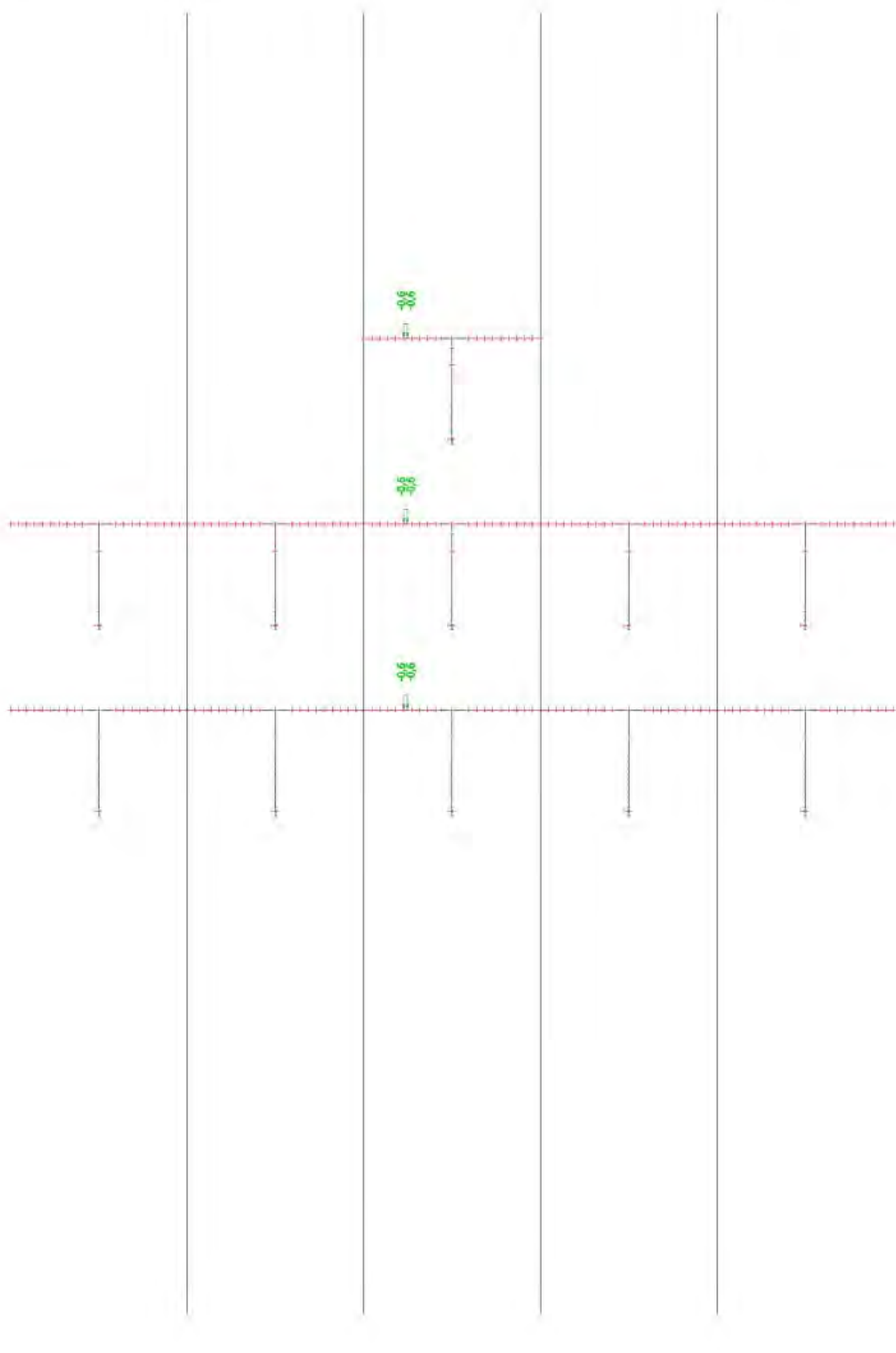


4.2.9. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 12$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 12$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.9.1. Visuele weergave belastingsgevallen



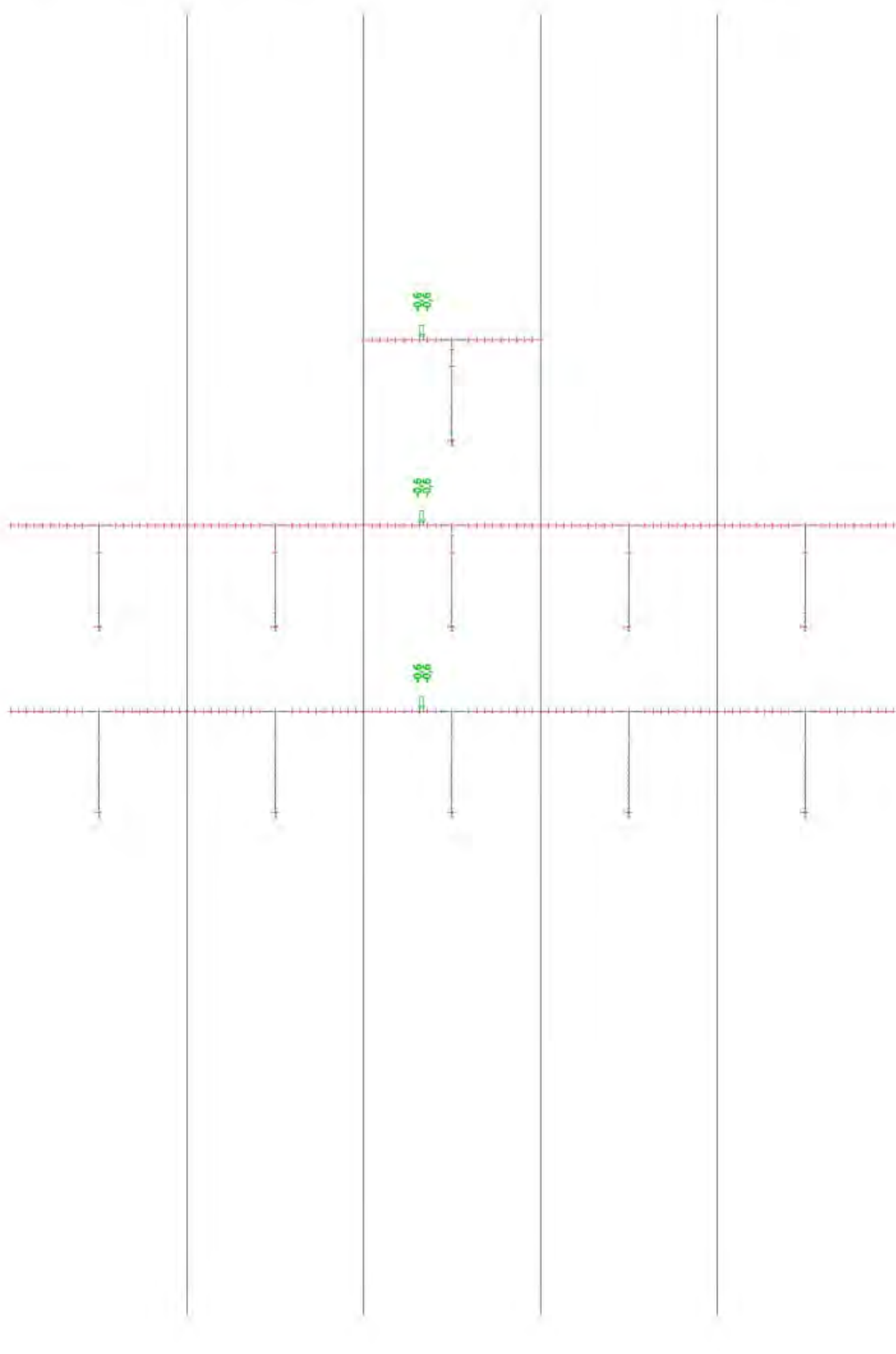


4.2.10. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 20$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 20$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.10.1. Visuele weergave belastingsgevallen



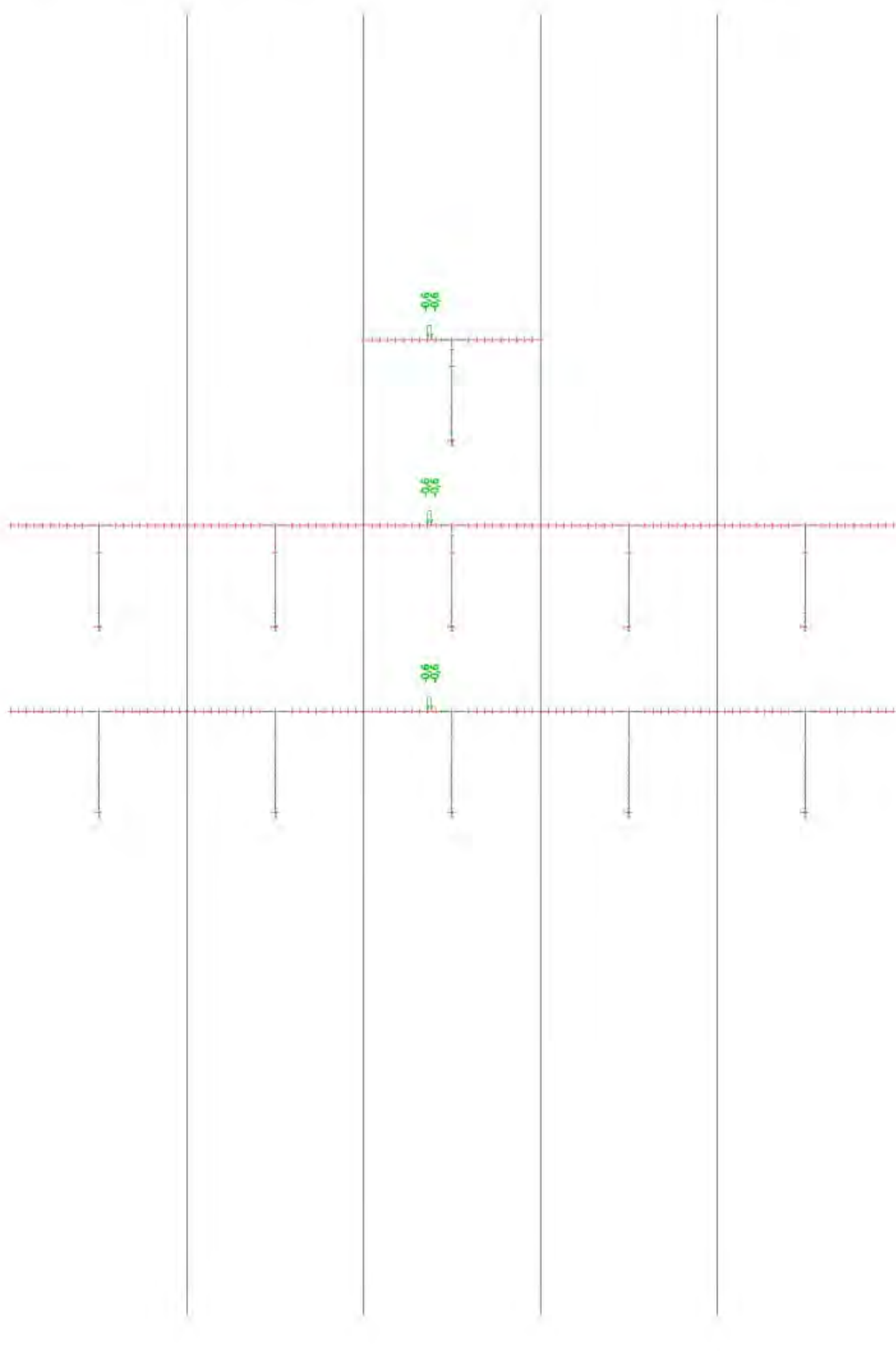


4.2.11. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 30$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 30$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.11.1. Visuele weergave belastingsgevallen



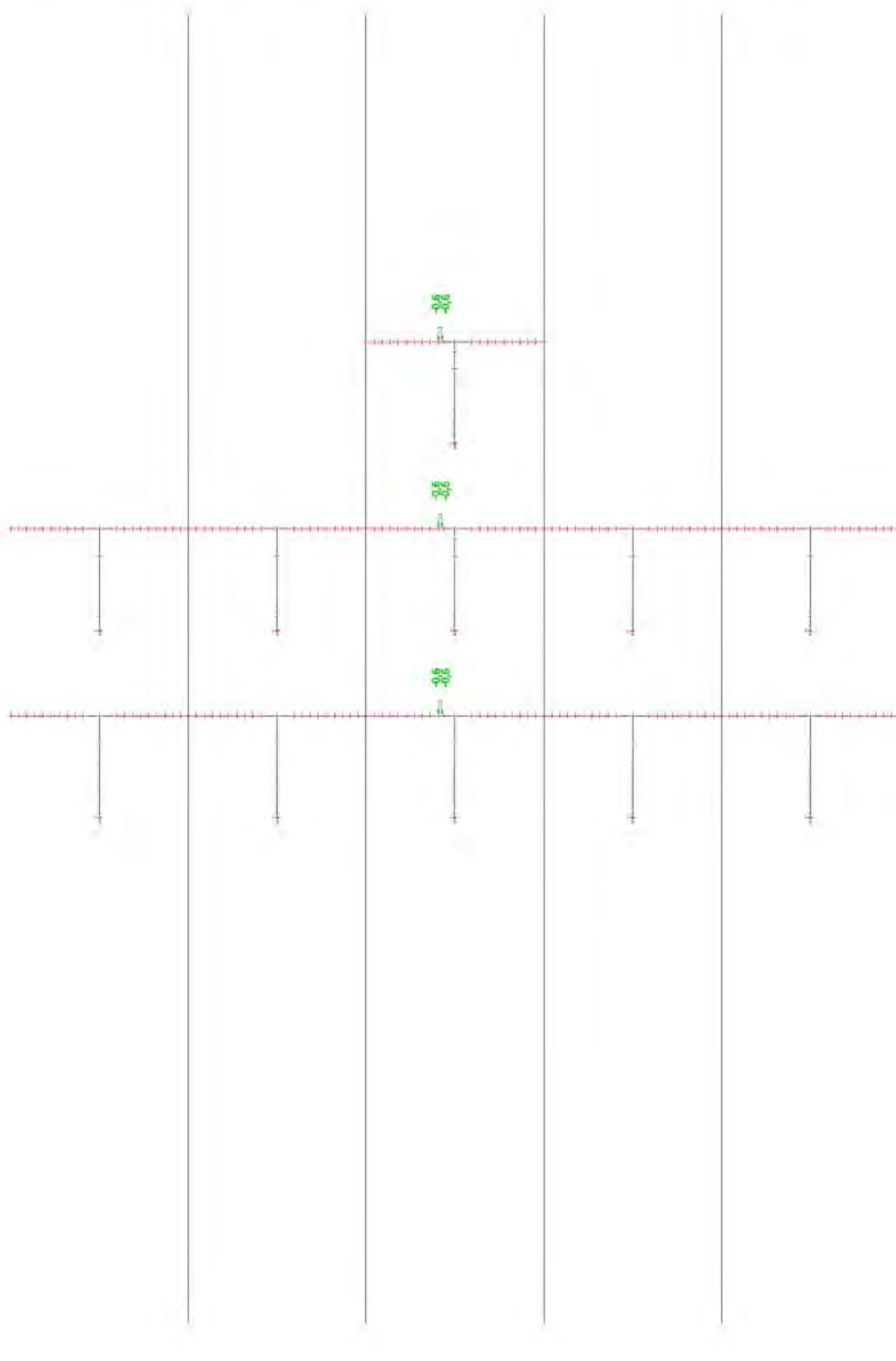


4.2.12. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 40$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 40$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.12.1. Visuele weergave belastingsgevallen



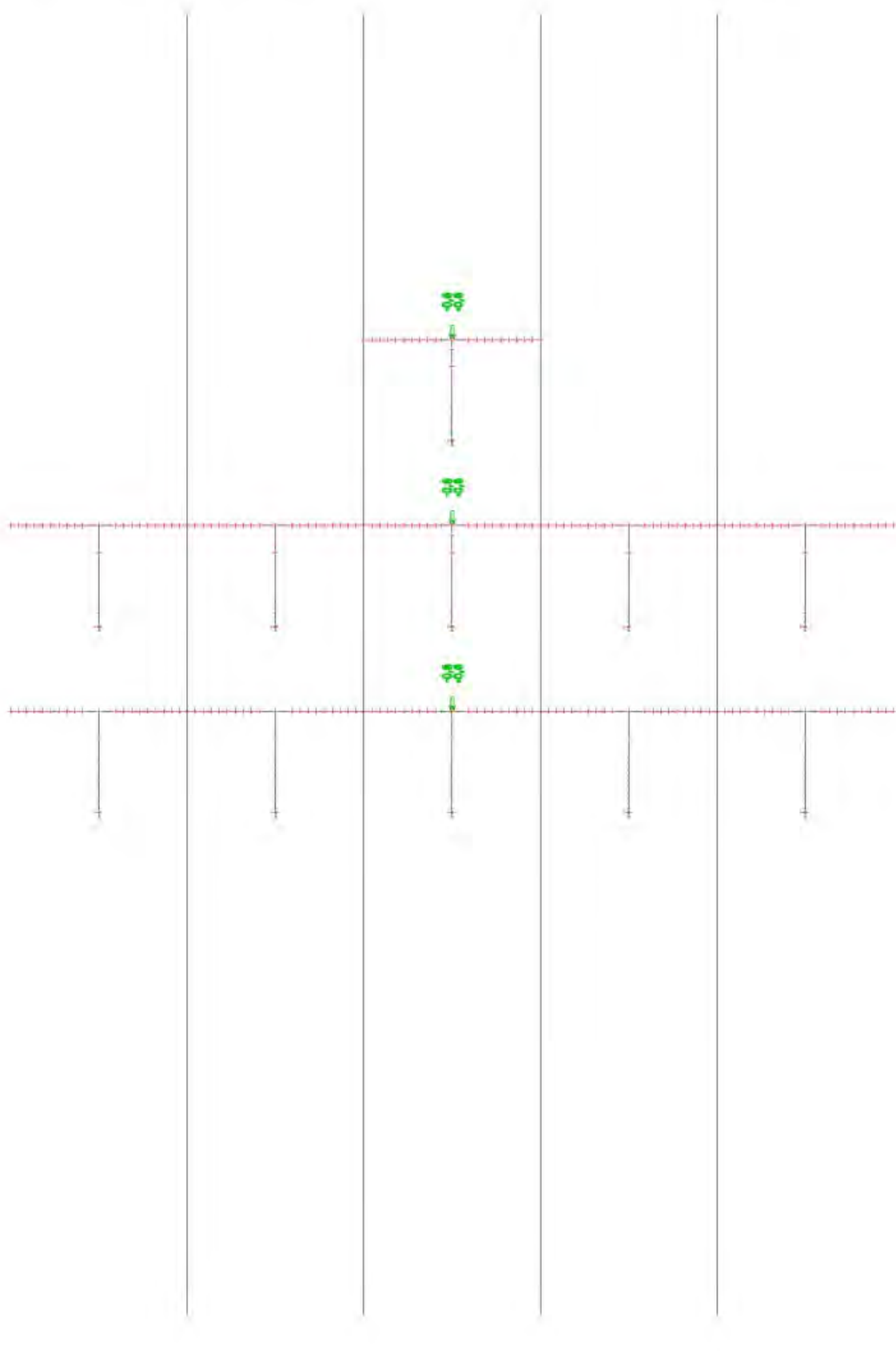


4.2.13. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 45$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 45$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.13.1. Visuele weergave belastingsgevallen



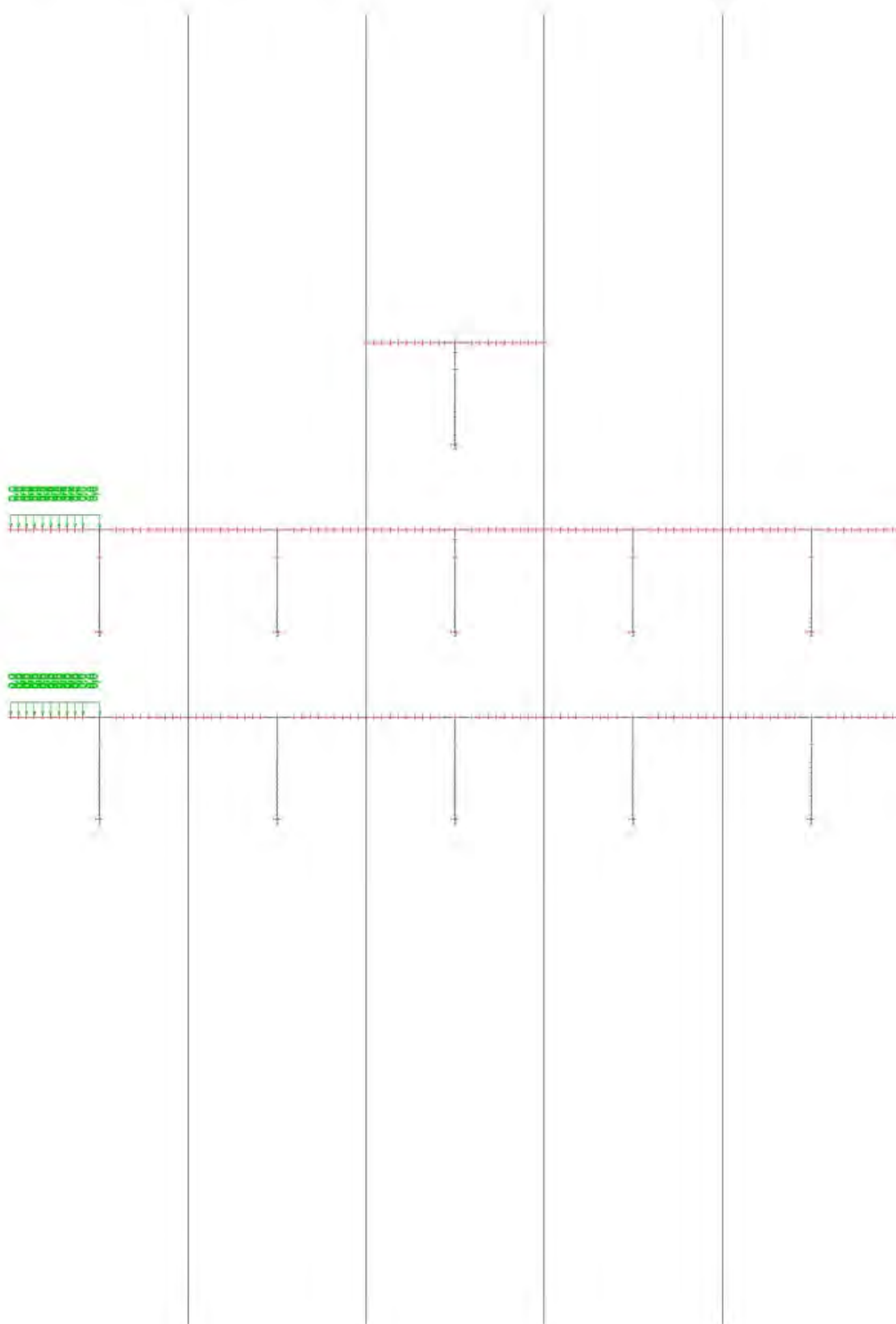


4.2.14. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (1)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (1)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.14.1. Visuele weergave belastingsgevallen



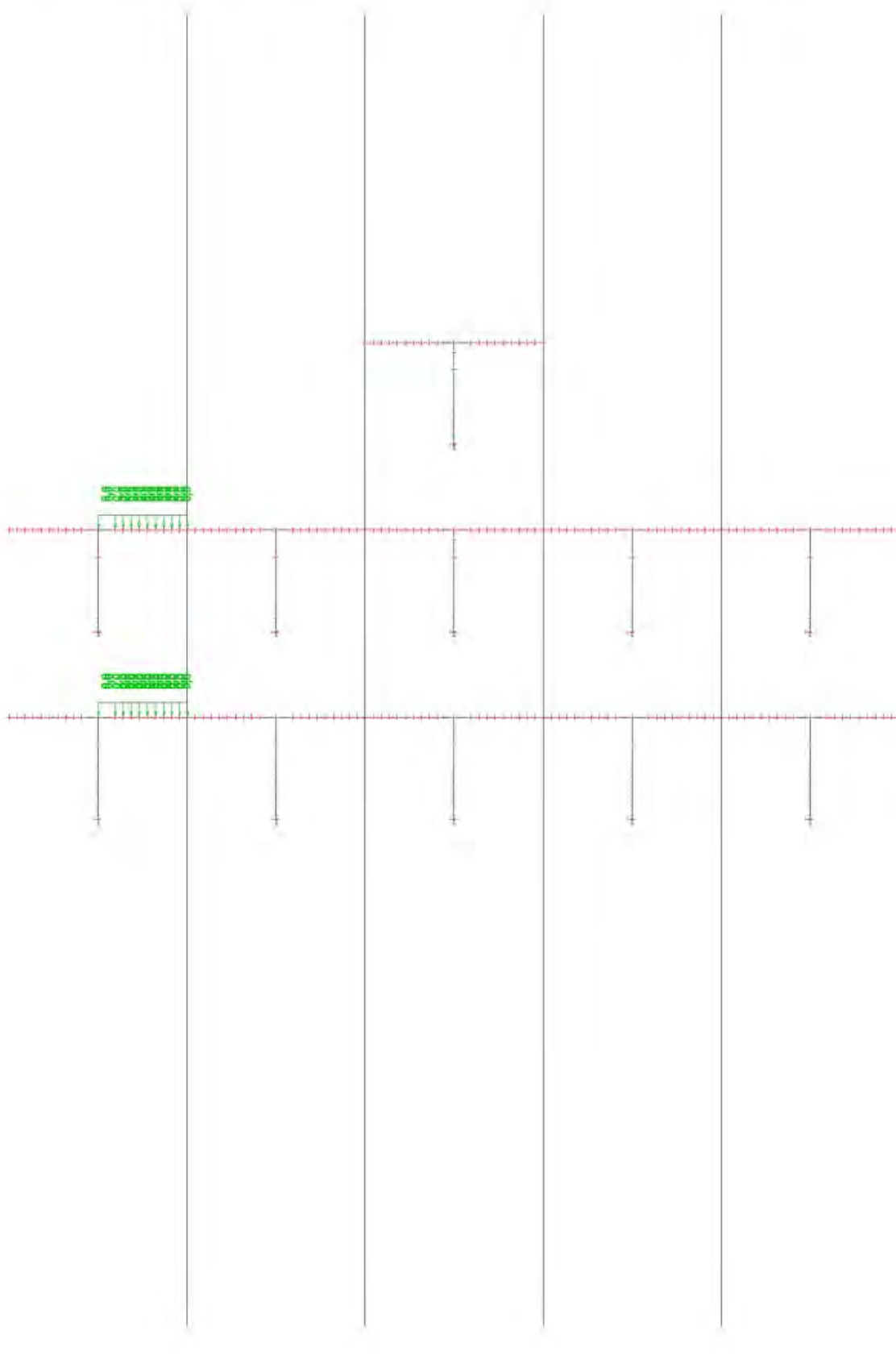


4.2.15. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (2)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (2)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.15.1. Visuele weergave belastingsgevallen



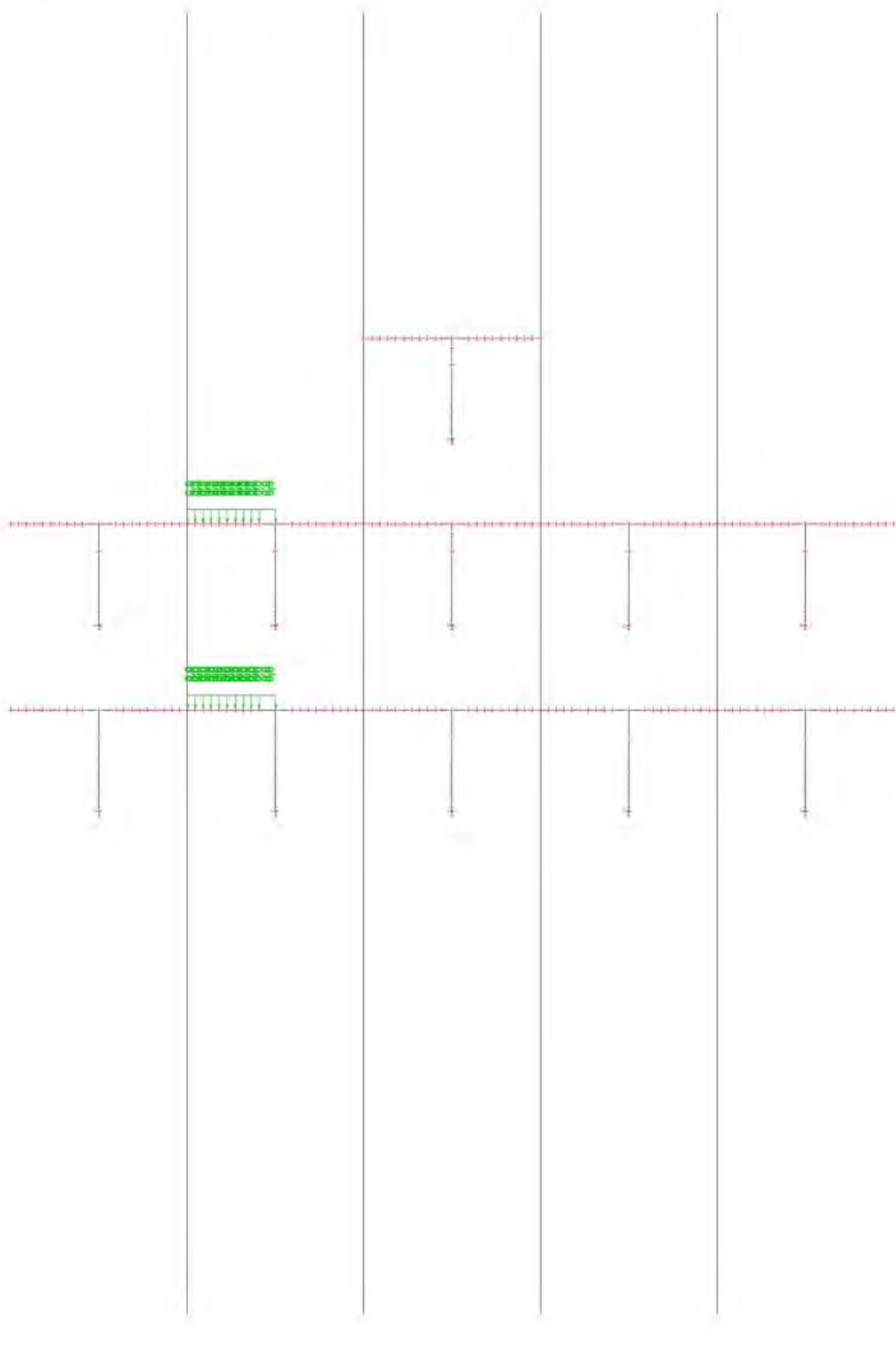


4.2.16. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (3)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (3)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.16.1. Visuele weergave belastingsgevallen



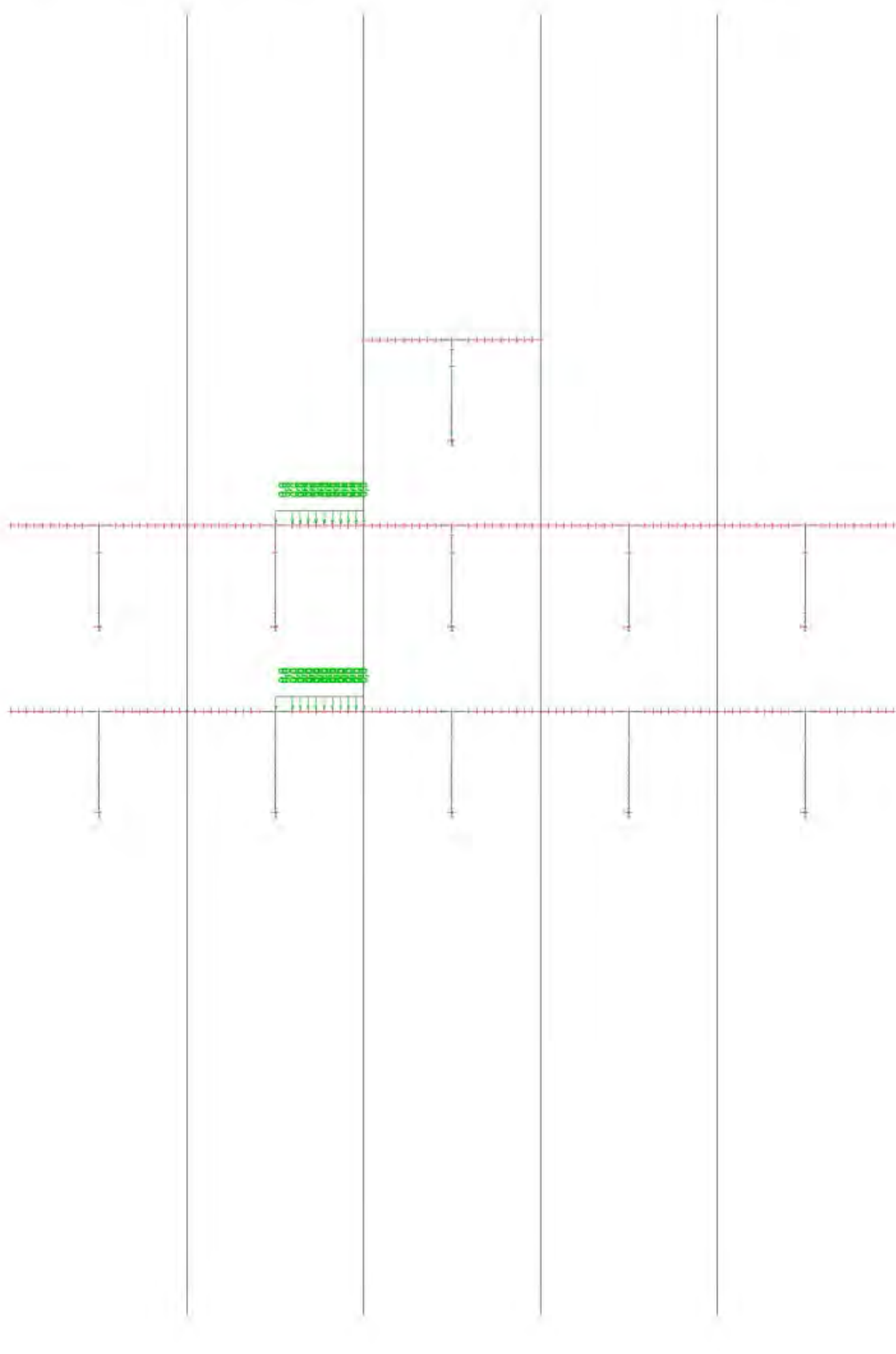


4.2.17. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (4)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (4)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.17.1. Visuele weergave belastingsgevallen



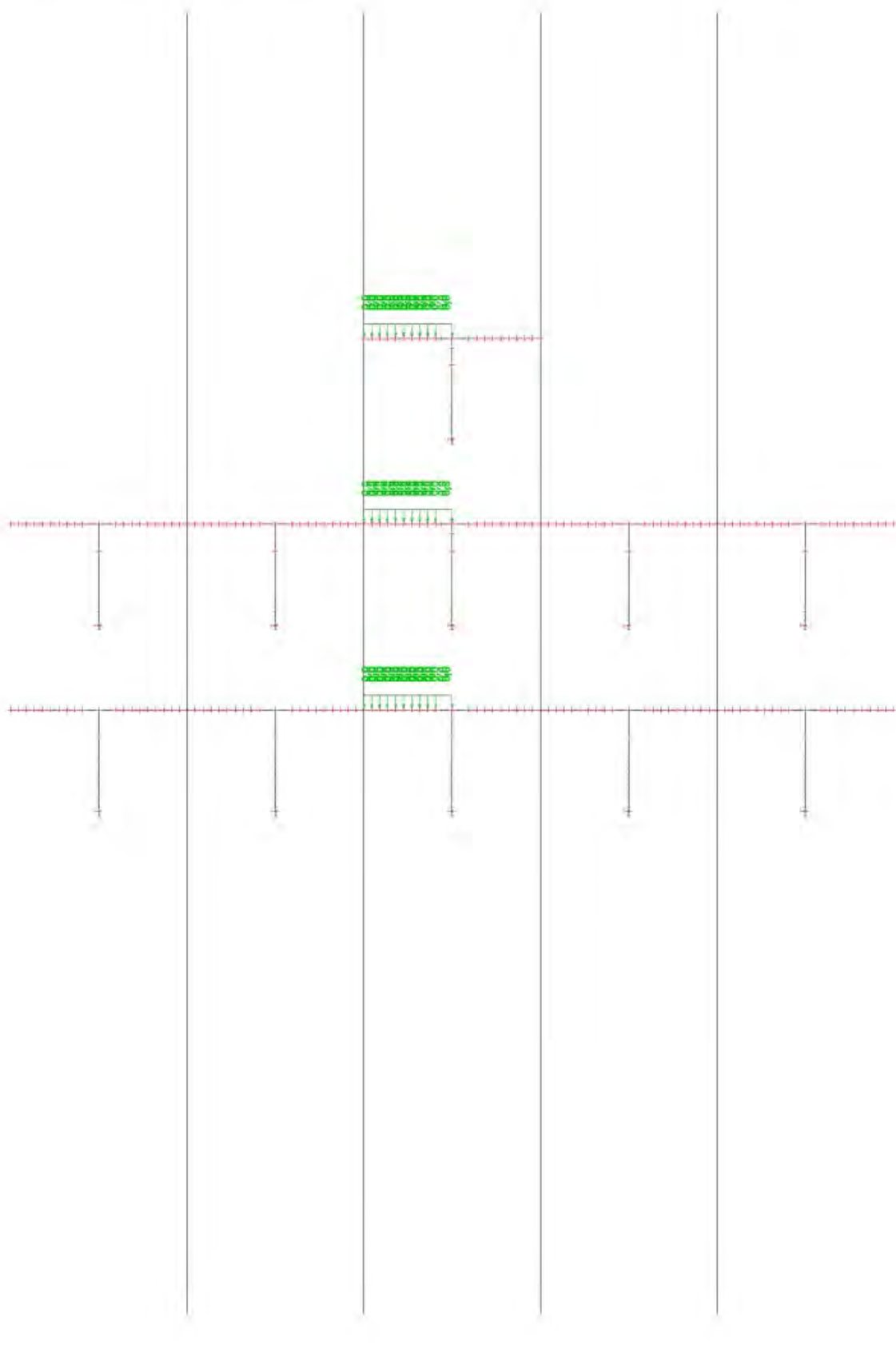


4.2.18. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (5)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (5)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.18.1. Visuele weergave belastingsgevallen



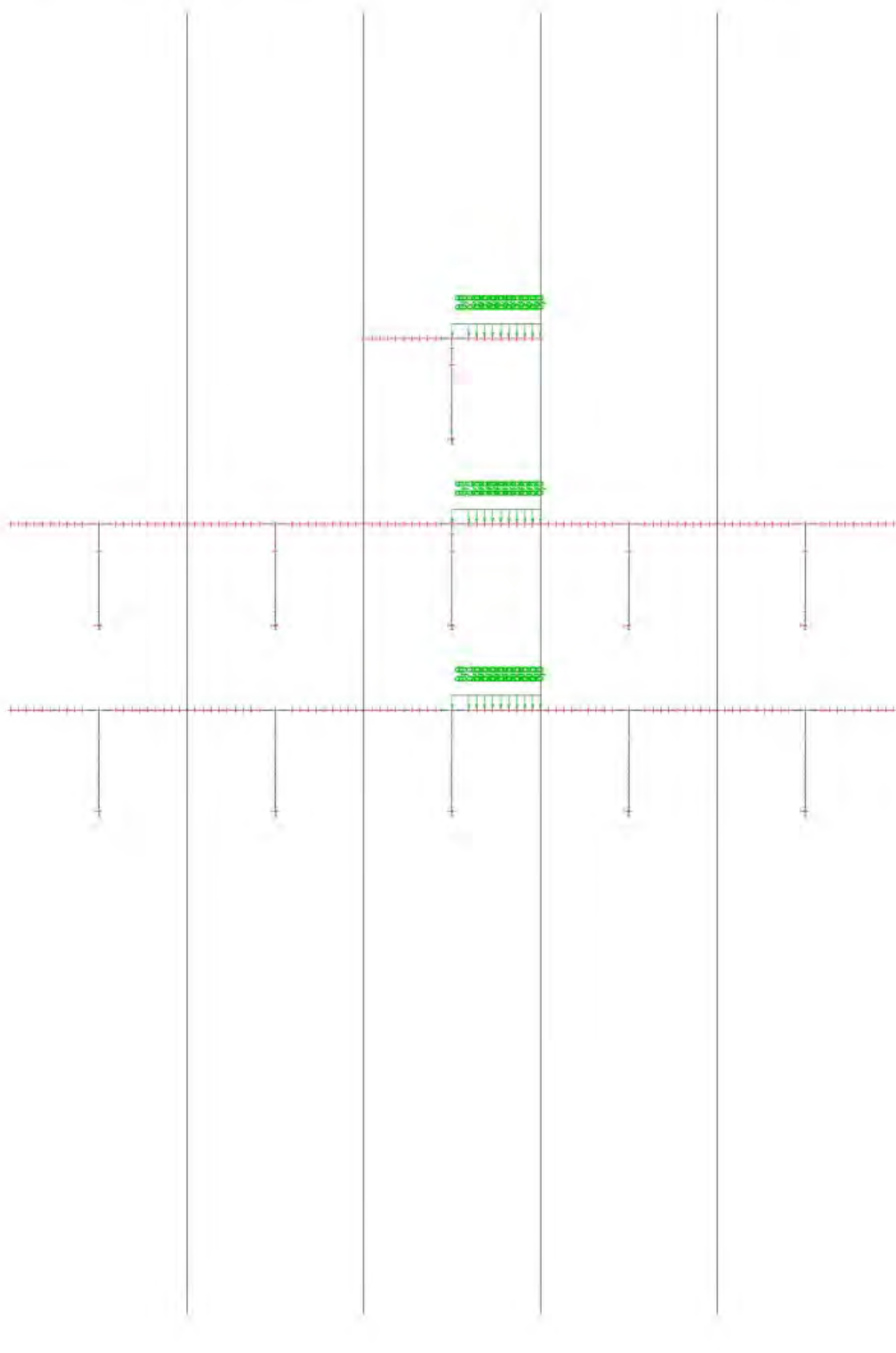


4.2.19. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (6)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (6)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.19.1. Visuele weergave belastingsgevallen



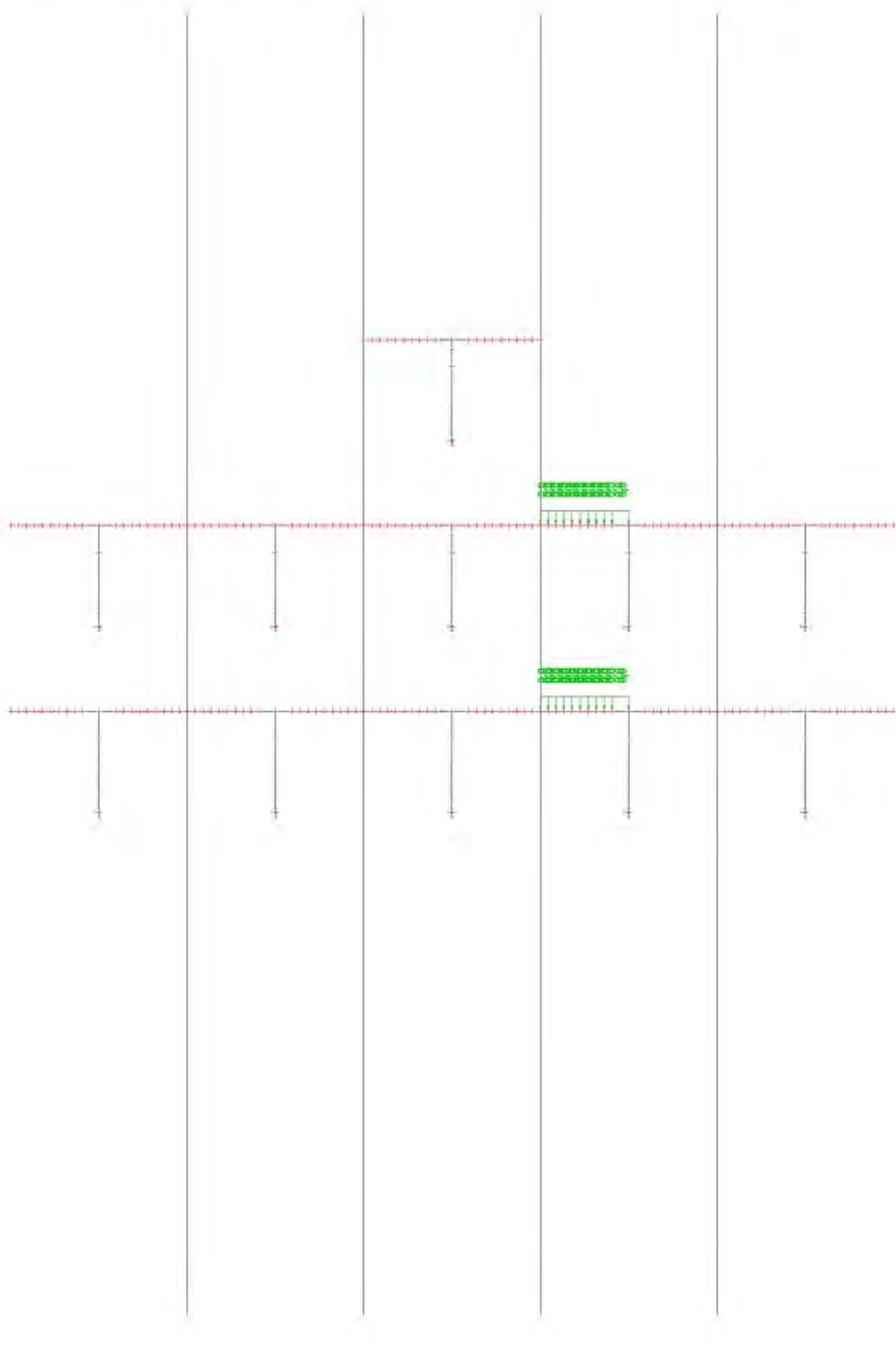


4.2.20. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (7)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (7)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.20.1. Visuele weergave belastingsgevallen



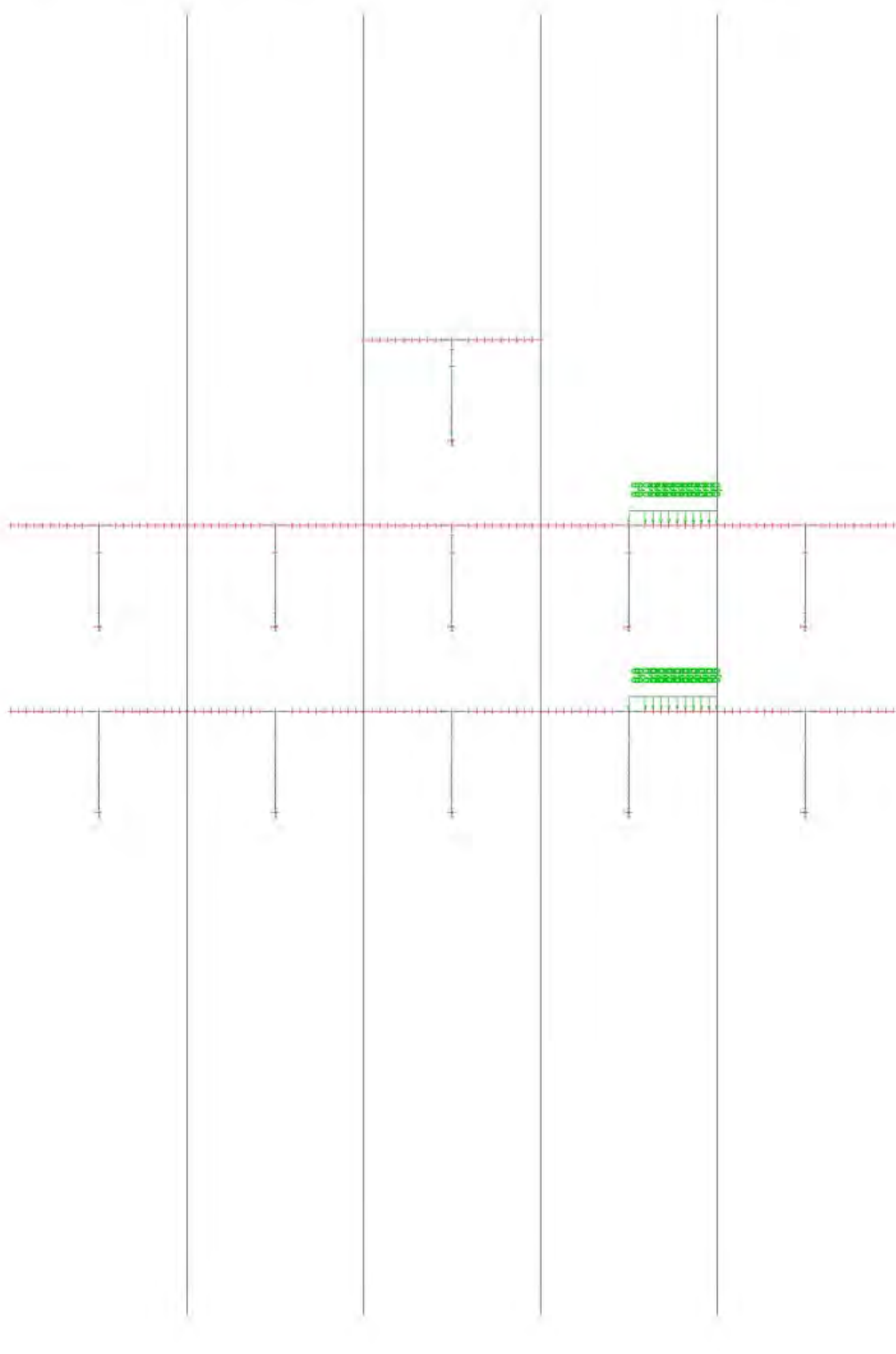


4.2.21. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (8)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (8)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.21.1. Visuele weergave belastingsgevallen



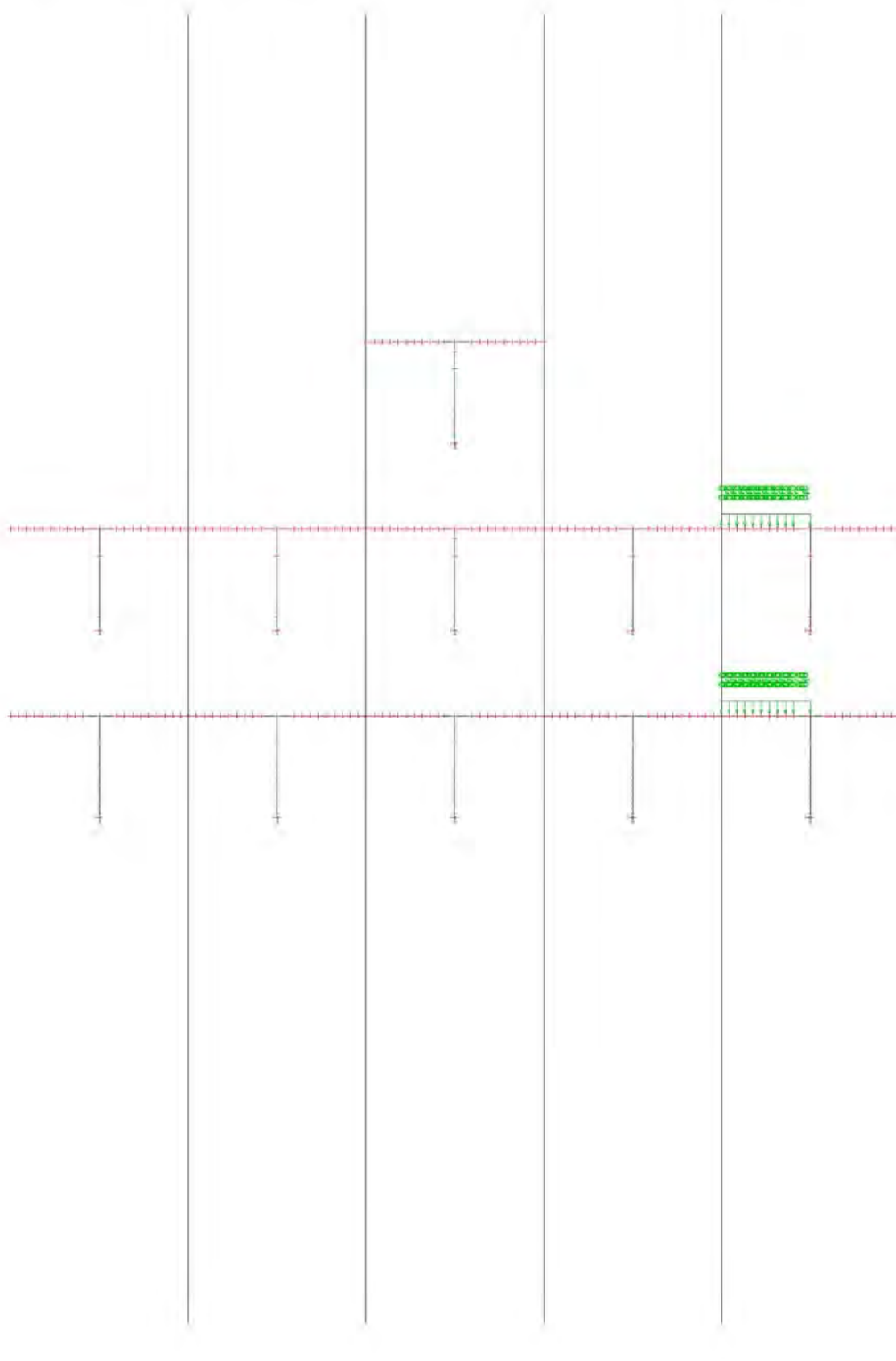


4.2.22. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (9)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (9)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.22.1. Visuele weergave belastingsgevallen



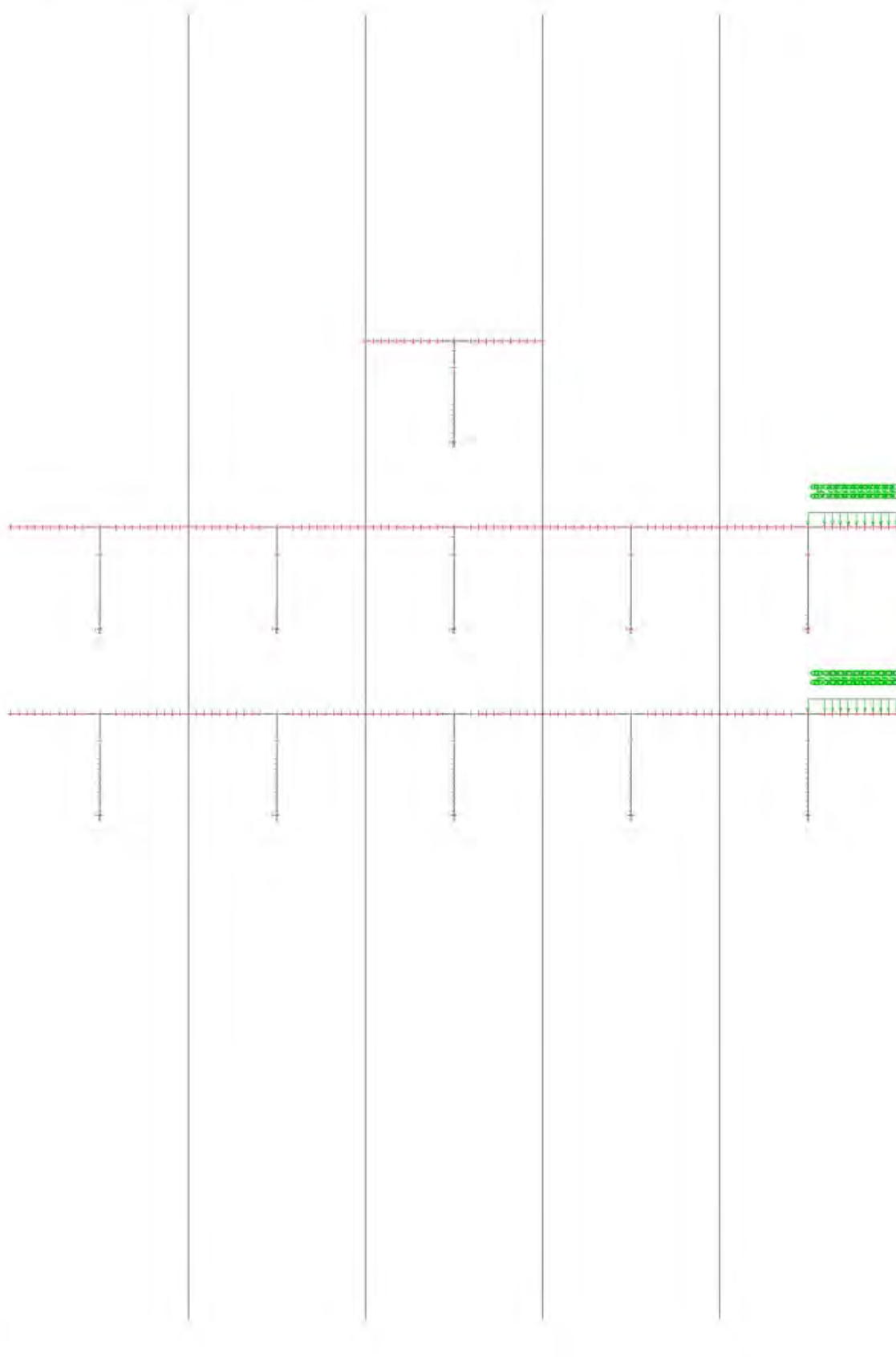


4.2.23. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (10)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - UDL (10)	Variabel	UDL	Statisch	Standaard	Kort	Geen



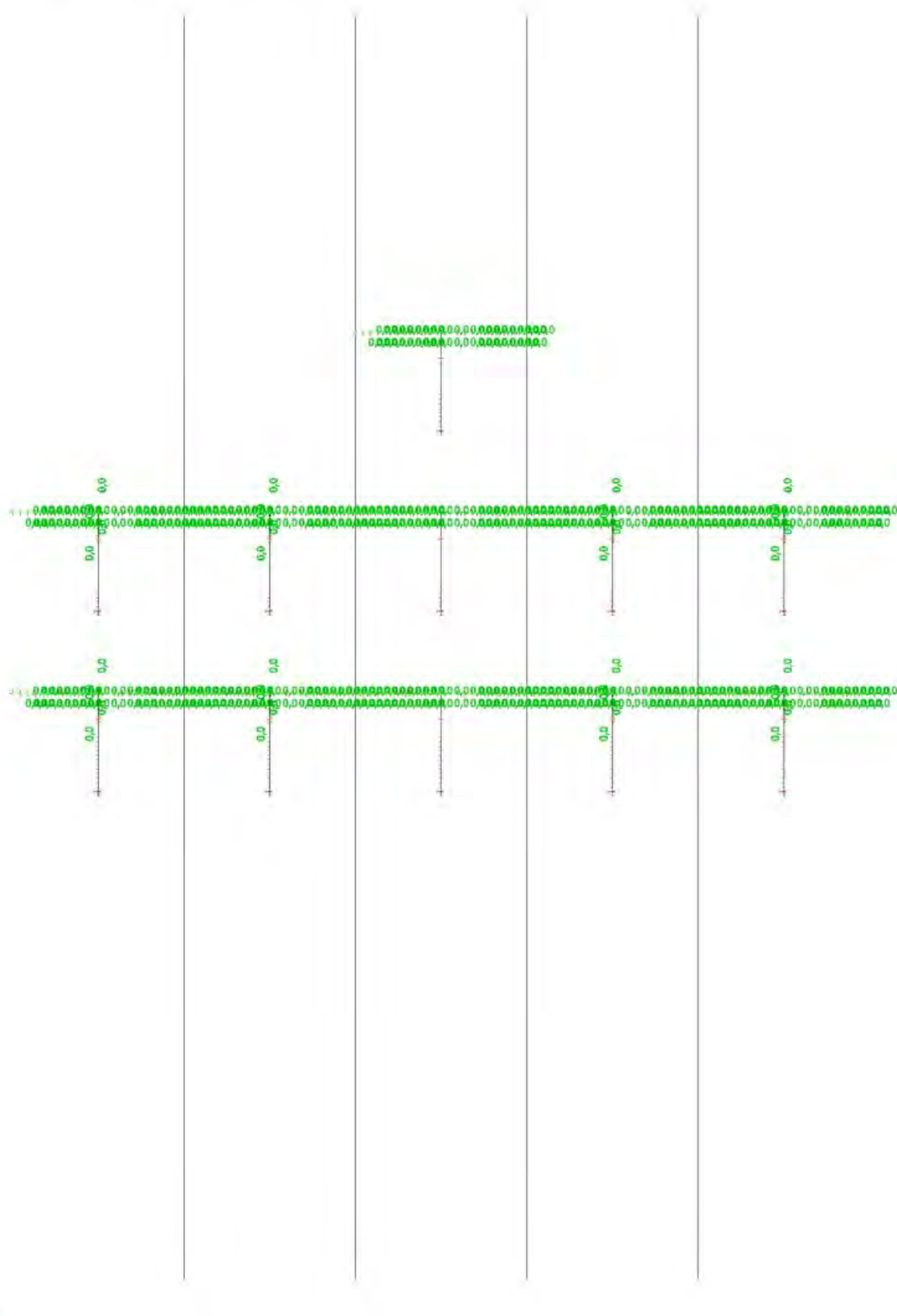
4.2.23.1. Visuele weergave belastingsgevallen





4.2.24. Belastingsgevallen - Windbelasting

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
Windbelasting	Variabel	Windbelasting	Statisch	Standaard	Kort	Geen



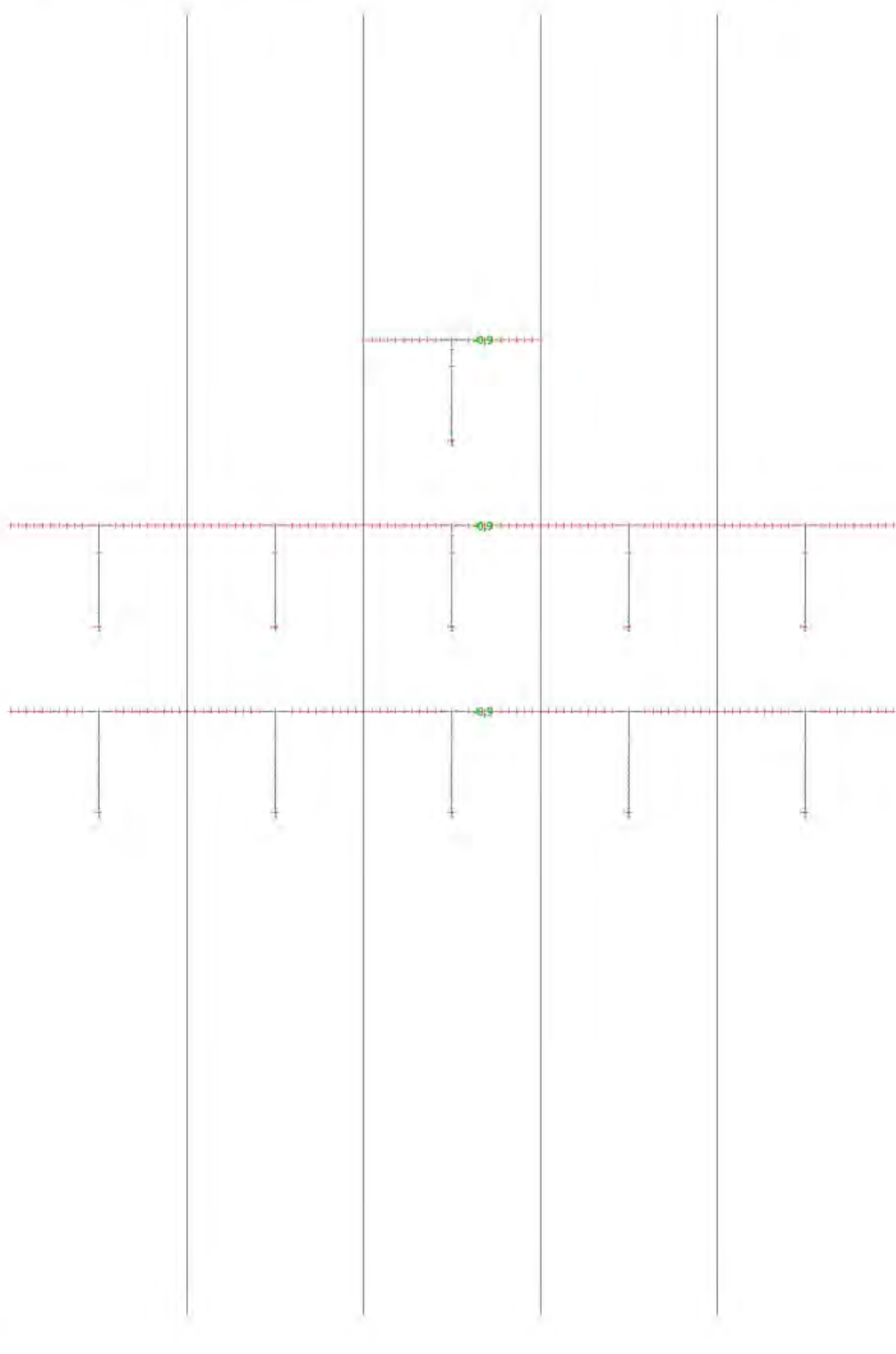


4.2.25. Belastingsgevallen - Rembelasting (links)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
Rembelasting (links)	Variabel	Rembelasting	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.25.1. Visuele weergave belastingsgevallen



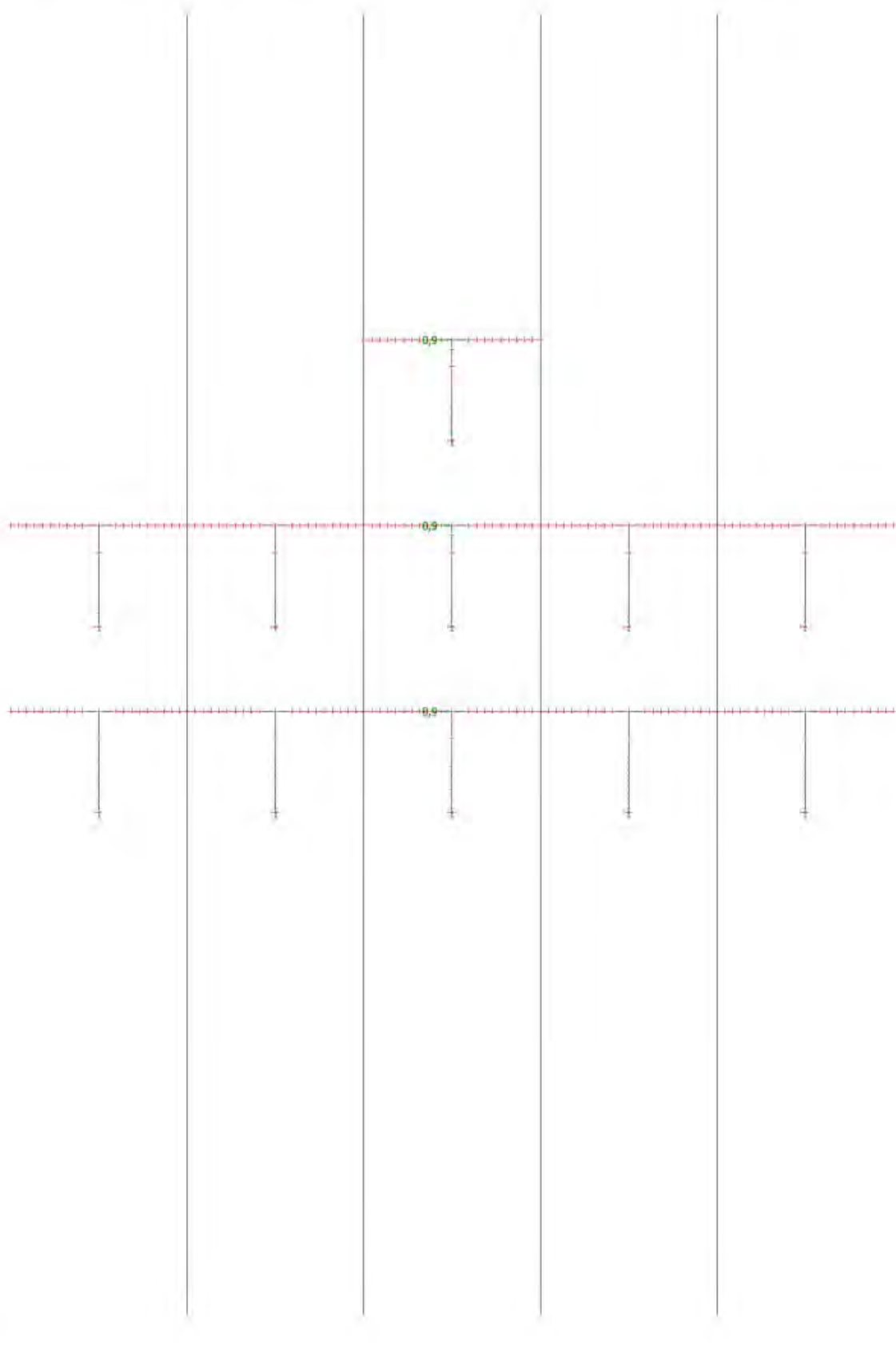


4.2.26. Belastingsgevallen - Rembelasting (rechts)

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
Rembelasting (rechts)	Variabel	Rembelasting	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.26.1. Visuele weergave belastingsgevallen



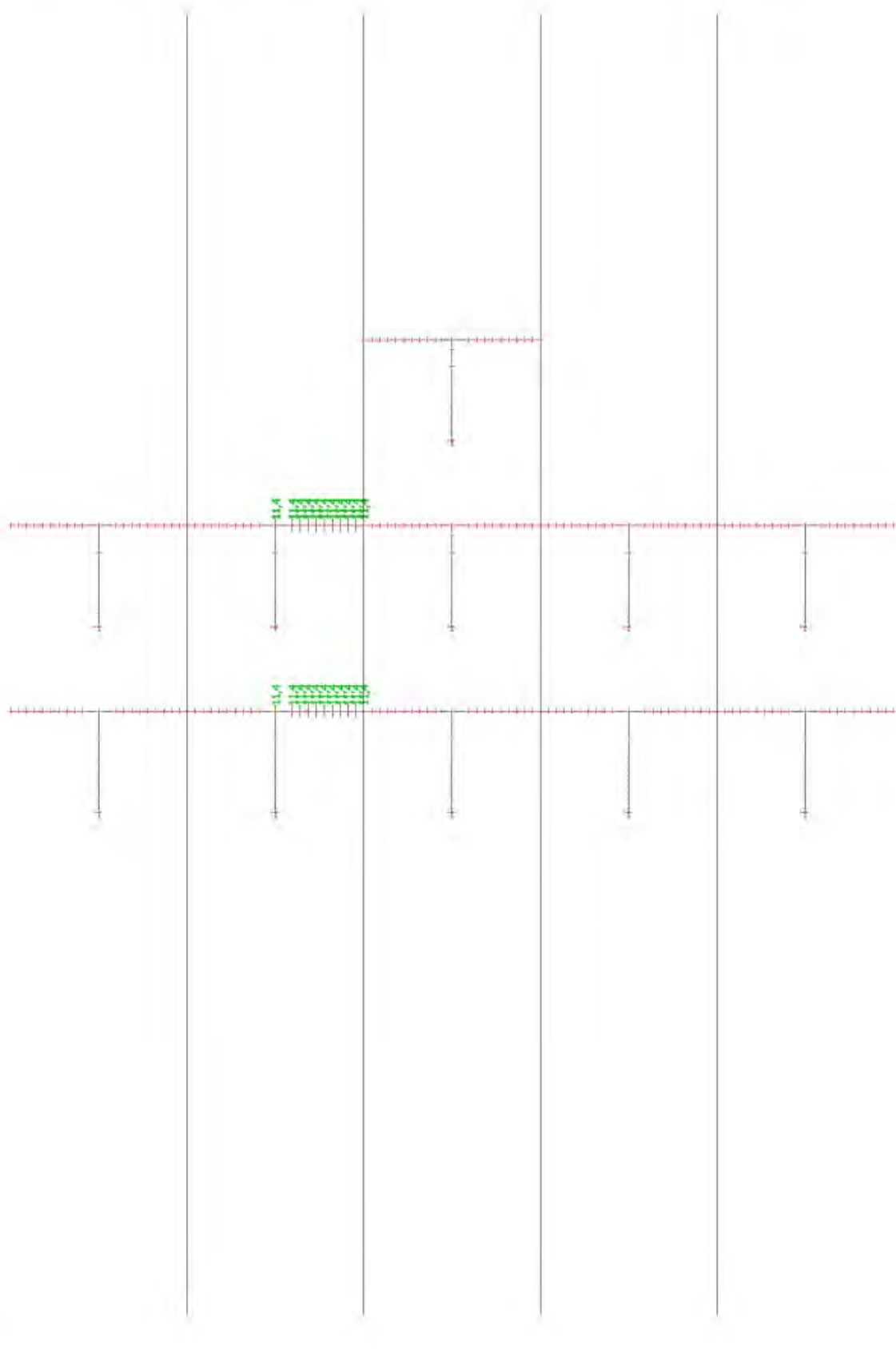


4.2.27. Belastingsgevallen - wringend moment (UDL)2

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
wringend moment (UDL)2	Variabel	Windbelasting	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.27.1. Visuele weergave belastingsgevalen



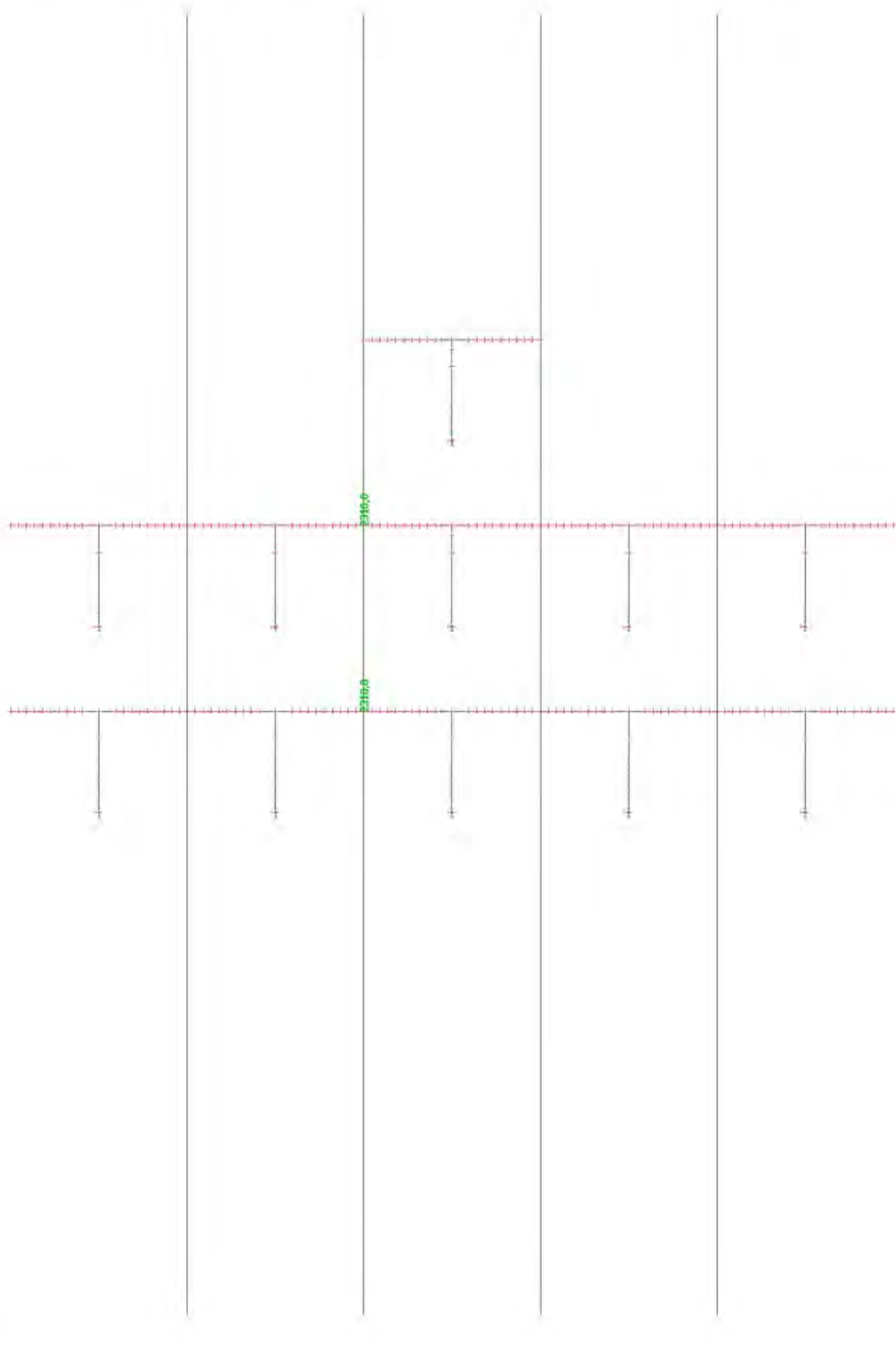


4.2.28. Belastingsgevallen - wringend moment (TS)2

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
wringend moment (TS)2	Variabel	Windbelasting	Statisch	Standaard	Kort	Geen



4.2.28.1. Visuele weergave belastingsgevallen





4.3. Belastinggroepen

Naam	Relatie	Last
PERM		Permanent
UDL	Standaard	Variabel
Aslasten	Exclusief	Variabel
Windbelasting	Exclusief	Variabel
Rembelasting	Exclusief	Variabel

4.4. Combinaties

Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
UGT1	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,25
		RB - asfalt	1,25
		RB - barriers/leuning	1,25
		Voorspanning	1,00
		LM1 - x = 1	1,00
		LM1 - x = 5	1,00
		LM1 - x = 8	1,00
		LM1 - x = 10	1,00
		LM1 - x = 12	1,00
		LM1 - x = 20	1,00
		LM1 - x = 30	1,00
		LM1 - x = 40	1,00
		LM1 - x = 45	1,00
		LM1 - UDL (1)	1,00
		LM1 - UDL (2)	1,00
		LM1 - UDL (3)	1,00
		LM1 - UDL (4)	1,00
		LM1 - UDL (5)	1,00
		LM1 - UDL (6)	1,00
		LM1 - UDL (7)	1,00
		LM1 - UDL (8)	1,00
		LM1 - UDL (9)	1,00
		LM1 - UDL (10)	1,00
		Windbelasting	0,45
		Rembelasting (links)	0,80
		Rembelasting (rechts)	0,80
UGT2	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,15
		RB - asfalt	1,15
		RB - barriers/leuning	1,15
		Voorspanning	1,00
		LM1 - x = 1	1,00
		LM1 - x = 5	1,00
		LM1 - x = 8	1,00
		LM1 - x = 10	1,00
		LM1 - x = 12	1,00
		LM1 - x = 20	1,00
		LM1 - x = 30	1,00
		LM1 - x = 40	1,00
		LM1 - x = 45	1,00
		LM1 - UDL (1)	1,00
		LM1 - UDL (2)	1,00
		LM1 - UDL (3)	1,00
		LM1 - UDL (4)	1,00
		LM1 - UDL (5)	1,00
		LM1 - UDL (6)	1,00
		LM1 - UDL (7)	1,00
		LM1 - UDL (8)	1,00
		LM1 - UDL (9)	1,00
		LM1 - UDL (10)	1,00
		Windbelasting	1,50
		Rembelasting (links)	0,80
		Rembelasting (rechts)	0,80
UGT3	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,00
UGT4	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,15
		RB - asfalt	1,15
		RB - barriers/leuning	1,15



Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
		Voorspanning	1,00
		LM1 - x = 1	1,25
		LM1 - x = 5	1,25
		LM1 - x = 8	1,25
		LM1 - x = 10	1,25
		LM1 - x = 12	1,25
		LM1 - x = 20	1,25
		LM1 - x = 30	1,25
		LM1 - x = 40	1,25
		LM1 - x = 45	1,25
		LM1 - UDL (1)	1,25
		LM1 - UDL (2)	1,25
		LM1 - UDL (3)	1,25
		LM1 - UDL (4)	1,25
		LM1 - UDL (5)	1,25
		LM1 - UDL (6)	1,25
		LM1 - UDL (7)	1,25
		LM1 - UDL (8)	1,25
		LM1 - UDL (9)	1,25
		LM1 - UDL (10)	1,25
		Windbelasting	0,45
		Rembelasting (links)	1,00
		Rembelasting (rechts)	1,00
UGT5	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	0,90
		RB - asfalt	0,90
		RB - barri�rs/leuning	0,90
		Voorspanning	1,00
		LM1 - x = 1	1,00
		LM1 - x = 5	1,00
		LM1 - x = 8	1,00
		LM1 - x = 10	1,00
		LM1 - x = 12	1,00
		LM1 - x = 20	1,00
		LM1 - x = 30	1,00
		LM1 - x = 40	1,00
		LM1 - x = 45	1,00
		LM1 - UDL (1)	1,00
		LM1 - UDL (2)	1,00
		LM1 - UDL (3)	1,00
		LM1 - UDL (4)	1,00
		LM1 - UDL (5)	1,00
		LM1 - UDL (6)	1,00
		LM1 - UDL (7)	1,00
		LM1 - UDL (8)	1,00
		LM1 - UDL (9)	1,00
		LM1 - UDL (10)	1,00
		Windbelasting	1,50
		Rembelasting (links)	1,00
		Rembelasting (rechts)	1,00
UGT6	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	0,90
UGT7	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	0,90
		RB - asfalt	0,90
		RB - barri�rs/leuning	0,90
		Voorspanning	1,00
		LM1 - x = 1	1,25
		LM1 - x = 5	1,25
		LM1 - x = 8	1,25
		LM1 - x = 10	1,25
		LM1 - x = 12	1,25
		LM1 - x = 20	1,25
		LM1 - x = 30	1,25
		LM1 - x = 40	1,25
		LM1 - x = 45	1,25
		LM1 - UDL (1)	1,25
		LM1 - UDL (2)	1,25
		LM1 - UDL (3)	1,25
		LM1 - UDL (4)	1,25



Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
		LM1 - UDL (5)	1,25
		LM1 - UDL (6)	1,25
		LM1 - UDL (7)	1,25
		LM1 - UDL (8)	1,25
		LM1 - UDL (9)	1,25
		LM1 - UDL (10)	1,25
		Windbelasting	0,45
		Rembelasting (links)	1,00
		Rembelasting (rechts)	1,00
PERM	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,00
		RB - asfalt	1,00
		RB - barriërs/leuning	1,00



4.5. Berekeningsverslag

Naam
Berekeningsverslag

Lineaire berekening

Aantal 2D elementen	0
Aantal 1D elementen	1900
Aantal netknoopen	1884
Aantal vergelijkingen	11304
Belastinggevallen	Eigen gewicht
	RB - asfalt
	RB - barriers/leuning
	LM1 - x = 1
	LM1 - x = 5
	LM1 - x = 8
	LM1 - x = 10
	LM1 - x = 12
	LM1 - x = 20
	LM1 - x = 30
	LM1 - x = 40
	LM1 - x = 45
	LM1 - UDL (1)
	LM1 - UDL (2)
	LM1 - UDL (3)
	LM1 - UDL (4)
	LM1 - UDL (5)
	LM1 - UDL (6)
	LM1 - UDL (7)
	LM1 - UDL (8)
	LM1 - UDL (9)
	LM1 - UDL (10)
	Windbelasting
	Rembelasting (links)
	Rembelasting (rechts)
	wringend moment (UDL)2
	wringend moment (TS)2
Buigtheorie	Mindlin
Start berekening	30.01.2017 08:37
Einde berekening	30.01.2017 08:37

Som van lasten en reacties.

	[MN]	X	Y	Z
BG Eigen gewicht	last	0.0	-0.0	-862.8
	knoopreacties	0.0	0.0	862.8
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG RB - asfalt	last	0.0	0.0	-69.6
	knoopreacties	0.0	0.0	69.6
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG RB - barriers/leuning	last	0.0	-0.0	-39.4
	knoopreacties	0.0	0.0	39.4
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Voorspanning	last	0.0	0.0	0.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 1	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-2.4	0.0	6.0
	lijnreacties	2.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 5	last	0.0	0.0	-6.0



	[MN]	X	Y	Z
	knoopreacties	-2.4	0.0	6.0
	lijnreacties	2.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 8	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-2.4	0.0	6.0
	lijnreacties	2.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 10	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-2.3	0.0	6.0
	lijnreacties	2.3	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 12	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-2.0	0.0	6.0
	lijnreacties	2.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 20	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-1.4	0.0	6.0
	lijnreacties	1.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 30	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-1.1	0.0	6.0
	lijnreacties	1.1	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 40	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	-0.7	0.0	6.0
	lijnreacties	0.7	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 45	last	0.0	0.0	-6.0
	knoopreacties	0.0	0.0	6.0
	lijnreacties	0.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (1)	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	-3.2	0.0	8.9
	lijnreacties	3.2	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (2)	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	1.6	0.0	8.9
	lijnreacties	-1.6	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (3)	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	-0.4	0.0	8.9
	lijnreacties	0.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (4)	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	0.7	0.0	8.9
	lijnreacties	-0.7	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (5)	last	0.0	0.0	-11.1
	knoopreacties	-3.1	-0.0	11.1
	lijnreacties	3.1	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (6)	last	0.0	0.0	-11.1
	knoopreacties	3.1	-0.0	11.1
	lijnreacties	-3.1	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0



	[MN]	X	Y	Z
BG LM1 - UDL (7)	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	-0.7	0.0	8.9
	lijnreacties	0.7	0.0	0.0
BG LM1 - UDL (8)	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	0.4	0.0	8.9
BG LM1 - UDL (9)	lijnreacties	-0.4	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	0.0	0.0	-8.9
BG LM1 - UDL (10)	knoopreacties	-1.6	0.0	8.9
	lijnreacties	1.6	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Windbelasting	last	0.0	0.0	-8.9
	knoopreacties	3.2	0.0	8.9
	lijnreacties	-3.2	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
BG Rembelasting (links)	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	0.0	18.4	0.0
	knoopreacties	0.0	18.5	0.0
	lijnreacties	0.0	-36.9	0.0
BG Rembelasting (rechts)	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	-4.5	0.0	0.0
	knoopreacties	-6.5	0.0	0.0
BG wringend moment (UDL)2	lijnreacties	11.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	4.5	0.0	0.0
BG wringend moment (TS)2	knoopreacties	6.5	0.0	0.0
	lijnreacties	-11.0	0.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG wringend moment (UDL)2	last	0.0	0.0	0.0
	knoopreacties	0.0	10.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	-10.0	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
BG wringend moment (TS)2	contact 2D	0.0	0.0	0.0
	last	0.0	0.0	0.0
	knoopreacties	0.0	-42.7	-0.0
	lijnreacties	0.0	42.7	0.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0



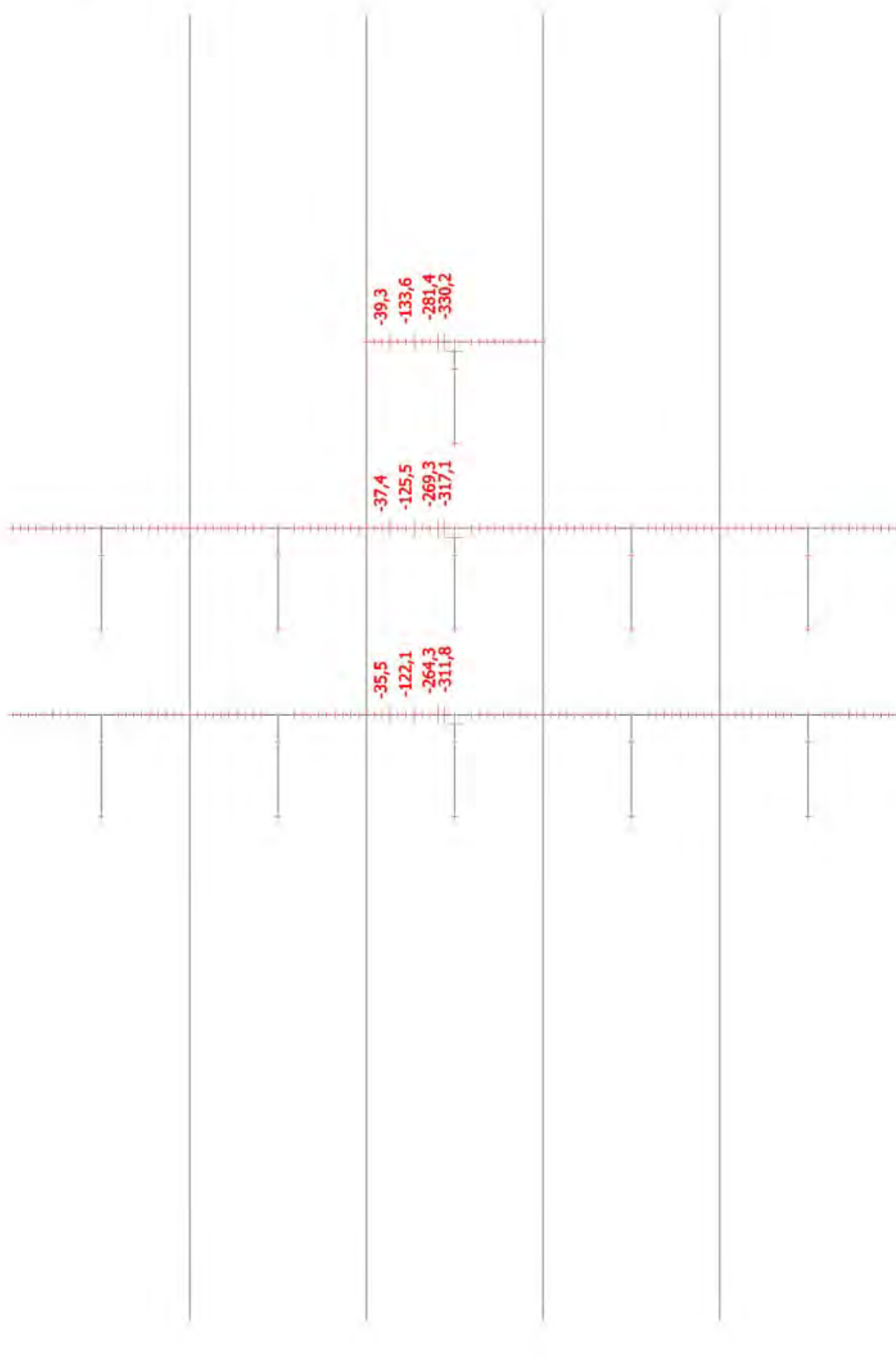
1. Resultaatklassen

1.1. Resultaatklassen - UGT omhullende

Naam	Lijst
UGT omhullende	UGT1 - Omhullende - uiterst
	UGT2 - Omhullende - uiterst
	UGT3 - Omhullende - uiterst
	UGT4 - Omhullende - uiterst
	UGT5 - Omhullende - uiterst
	UGT6 - Omhullende - uiterst
	UGT7 - Omhullende - uiterst
	PERM - Omhullende - uiterst

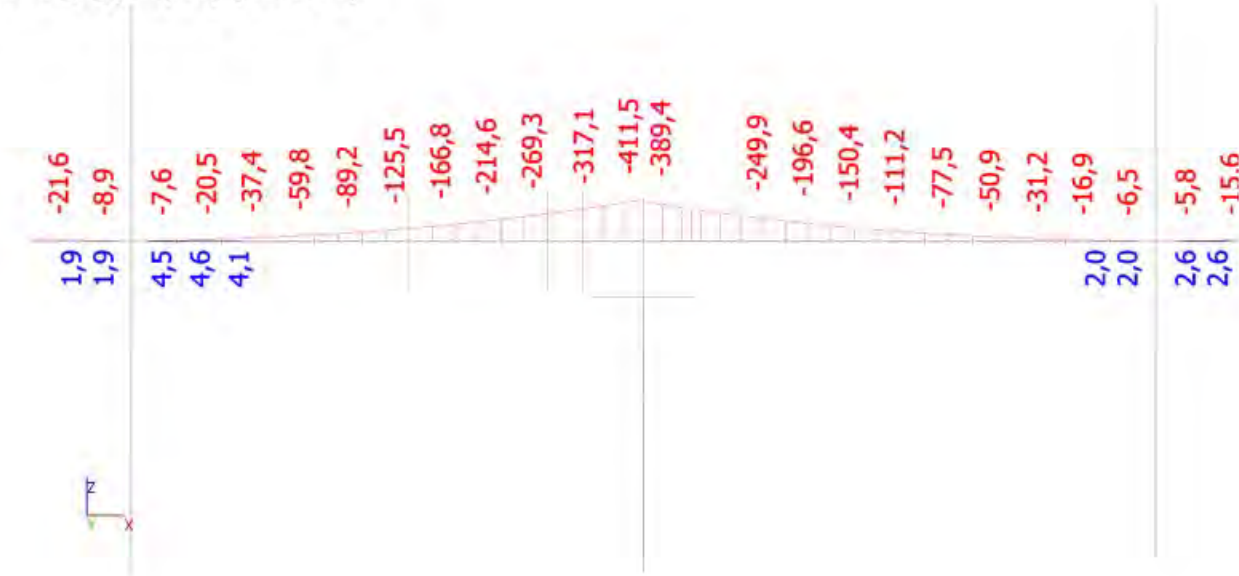


1.1.1. Kraagliggers; My



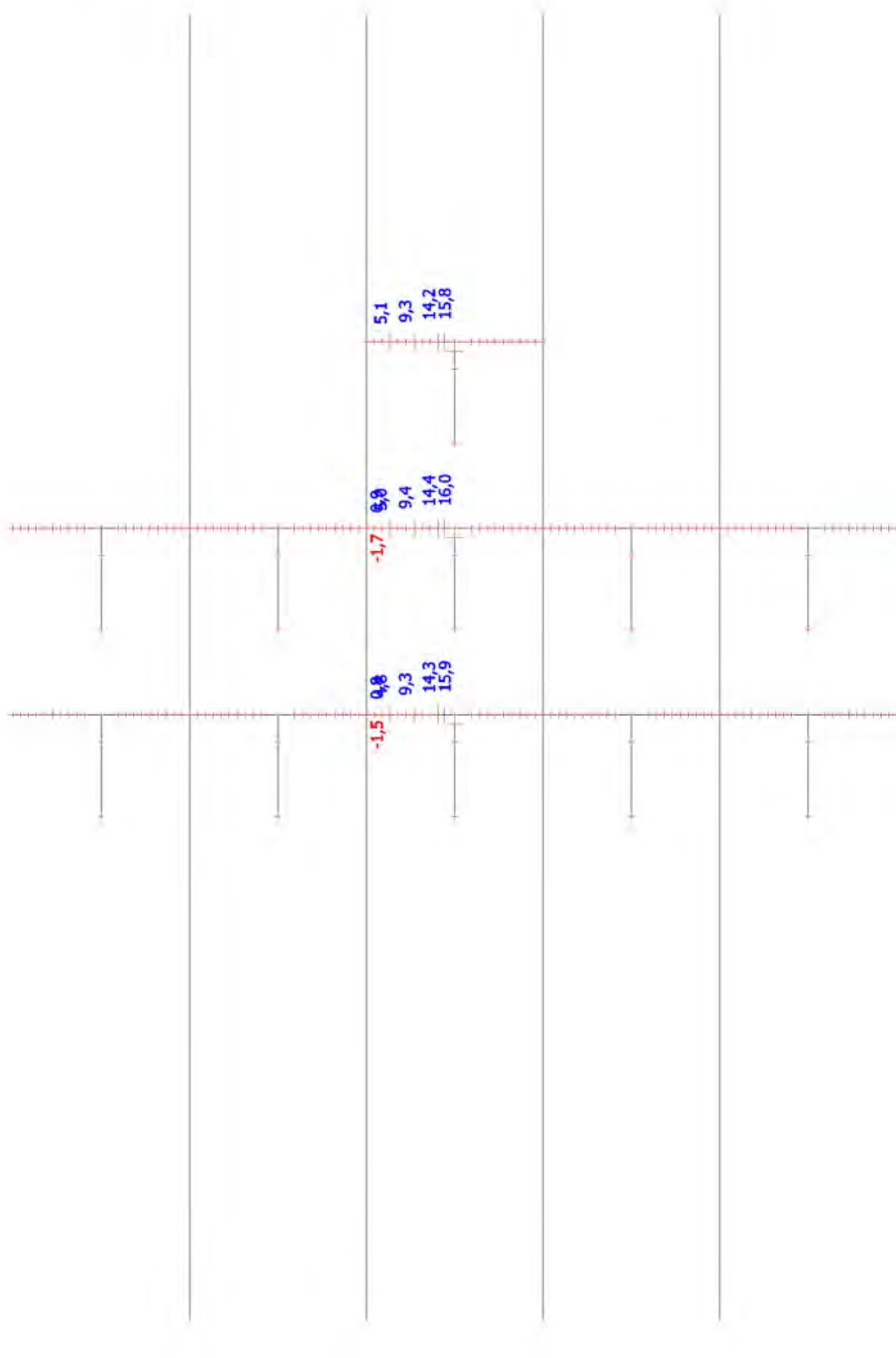


1.1.2. Kraagliggers; My (model 2)



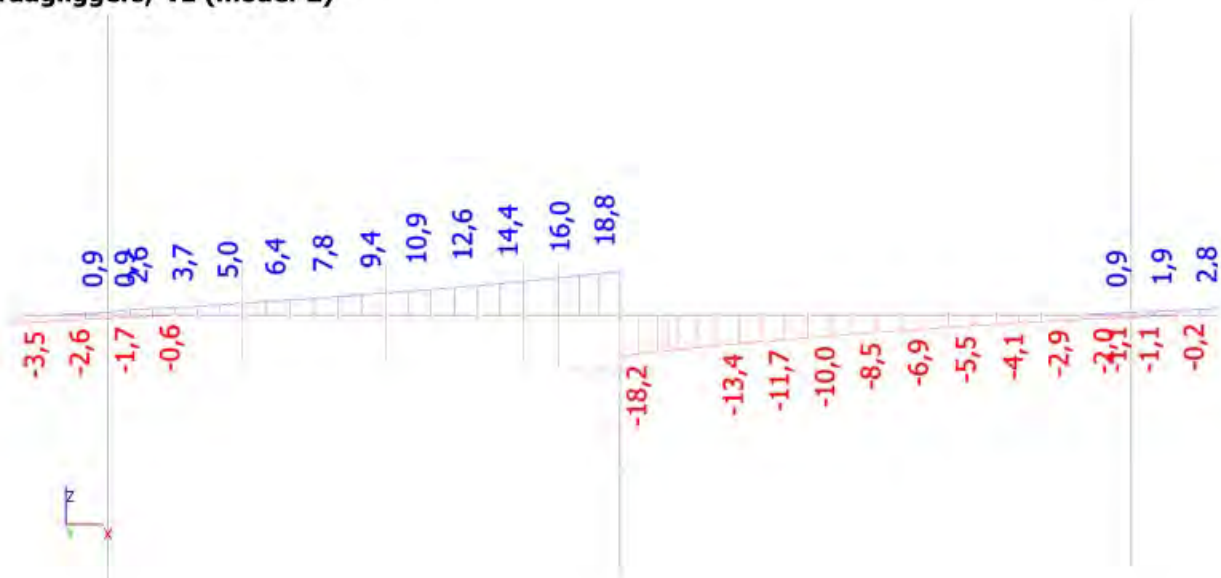


1.1.3. Kraagliggers; Vz



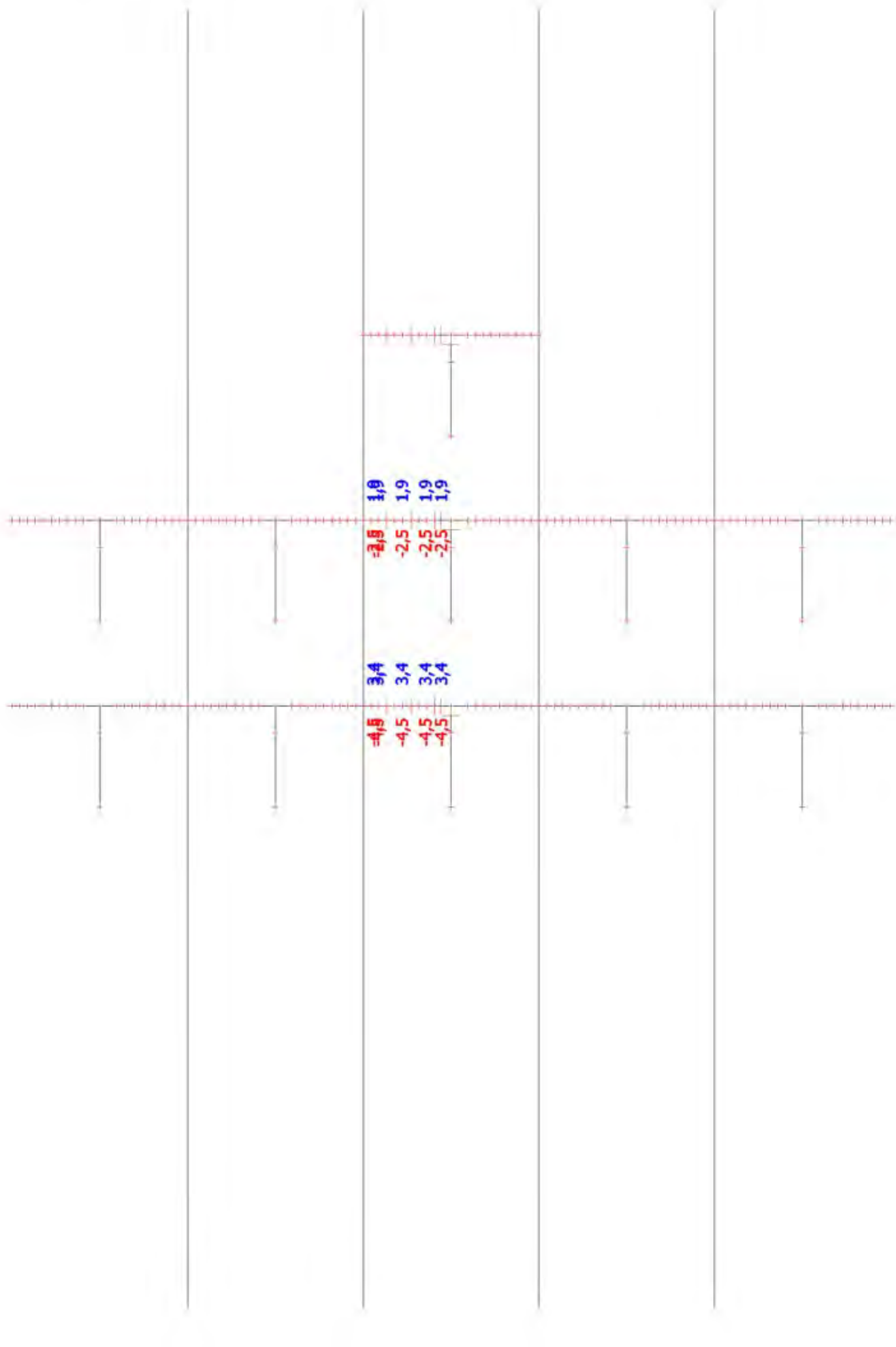


1.1.4. Kraagliggers; Vz (model 2)



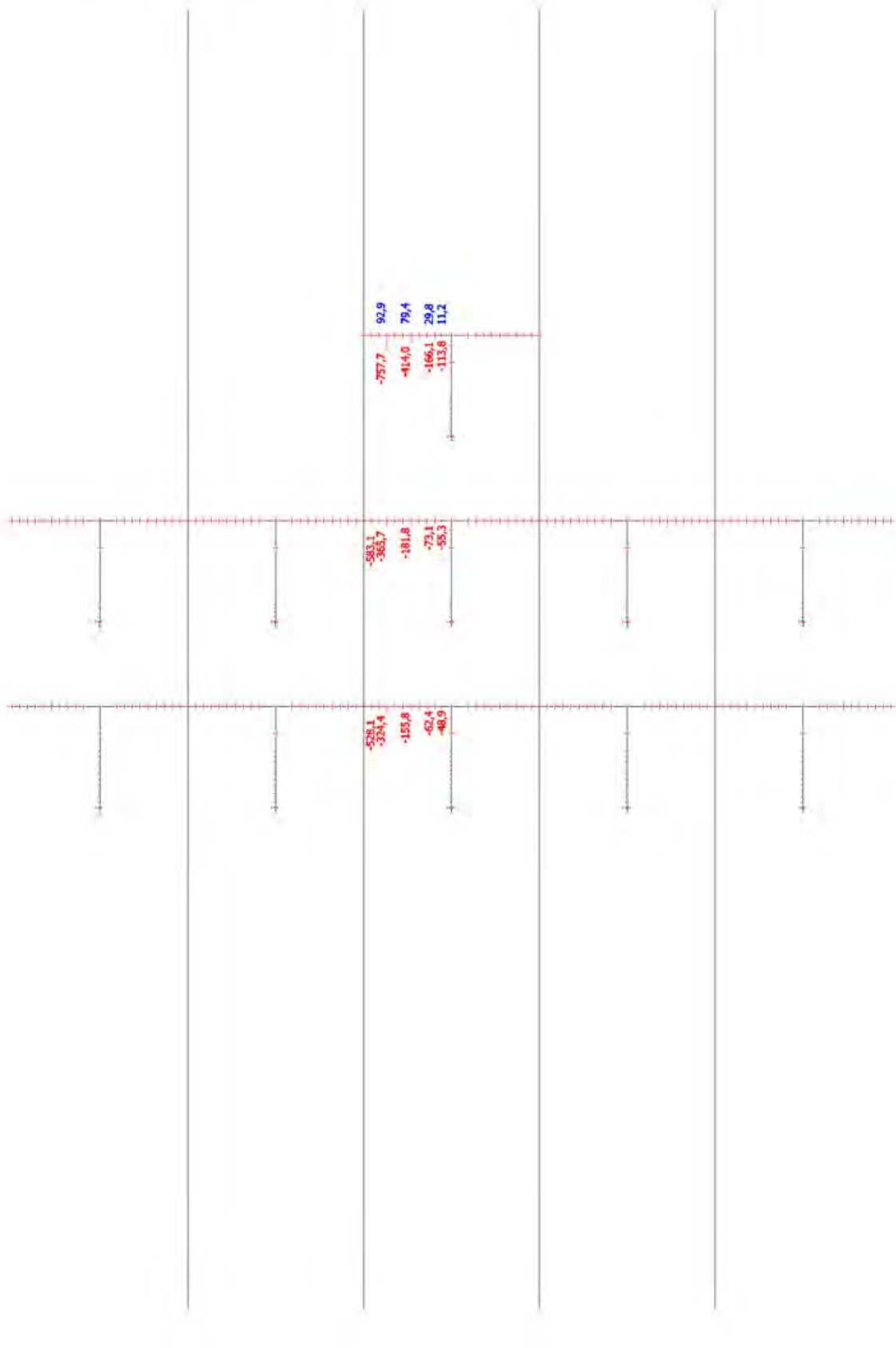


1.1.5. Kraagliggers; N



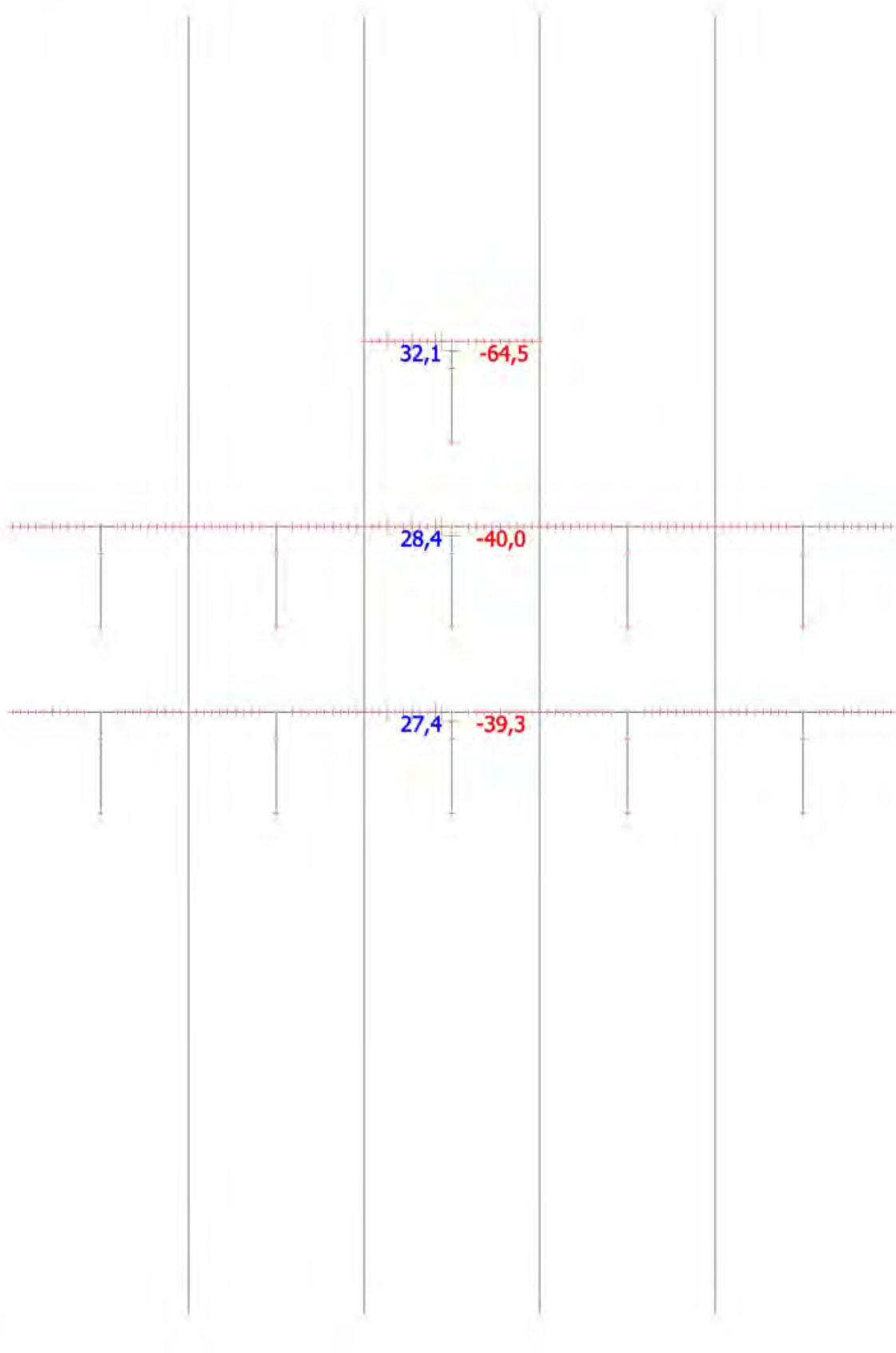


1.1.6. Vervormingen van staaf; uz



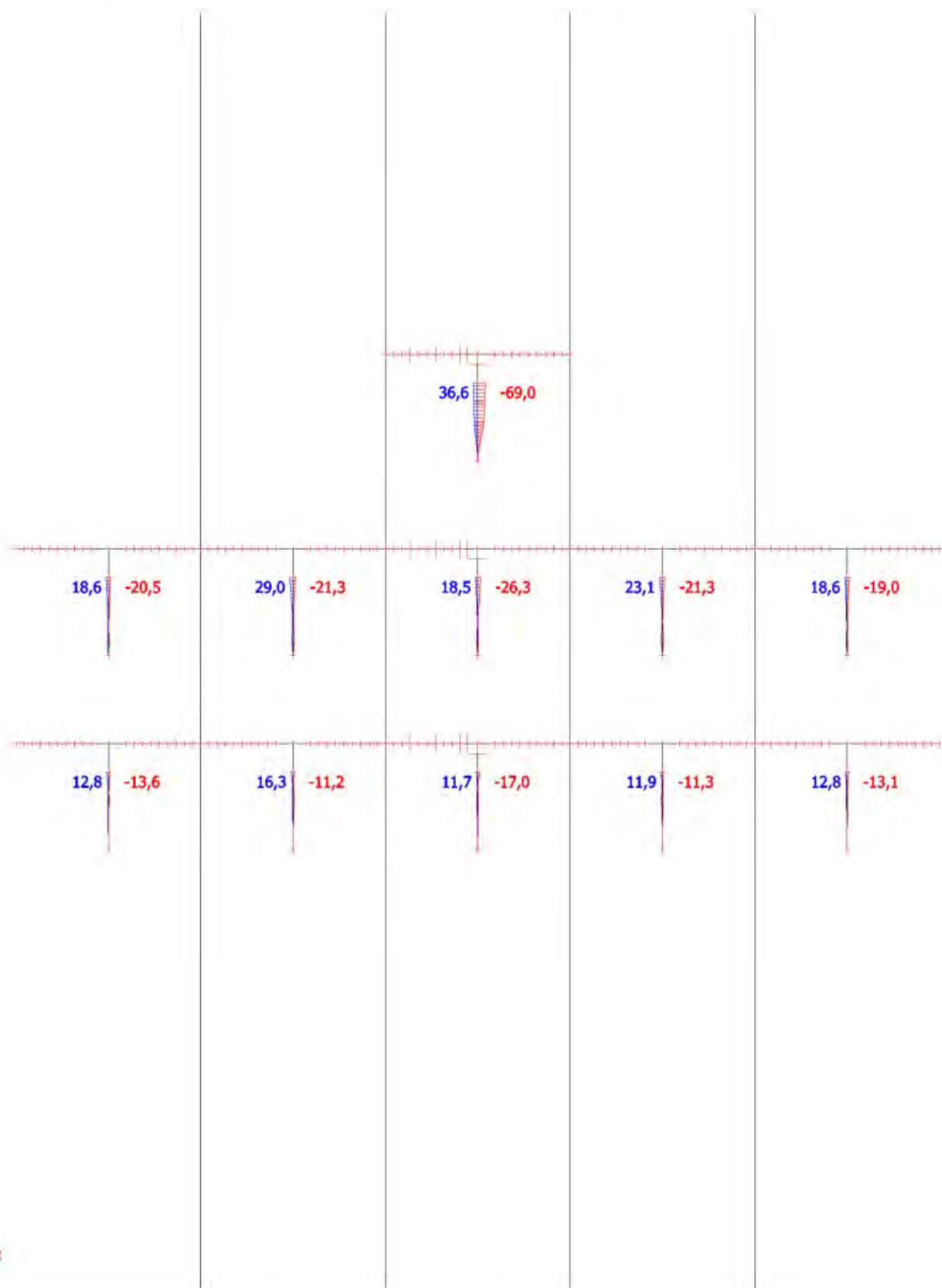


1.1.7. Pijlers; My

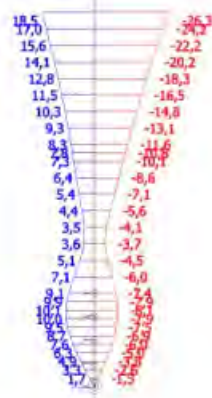




1.1.8. Putten; My

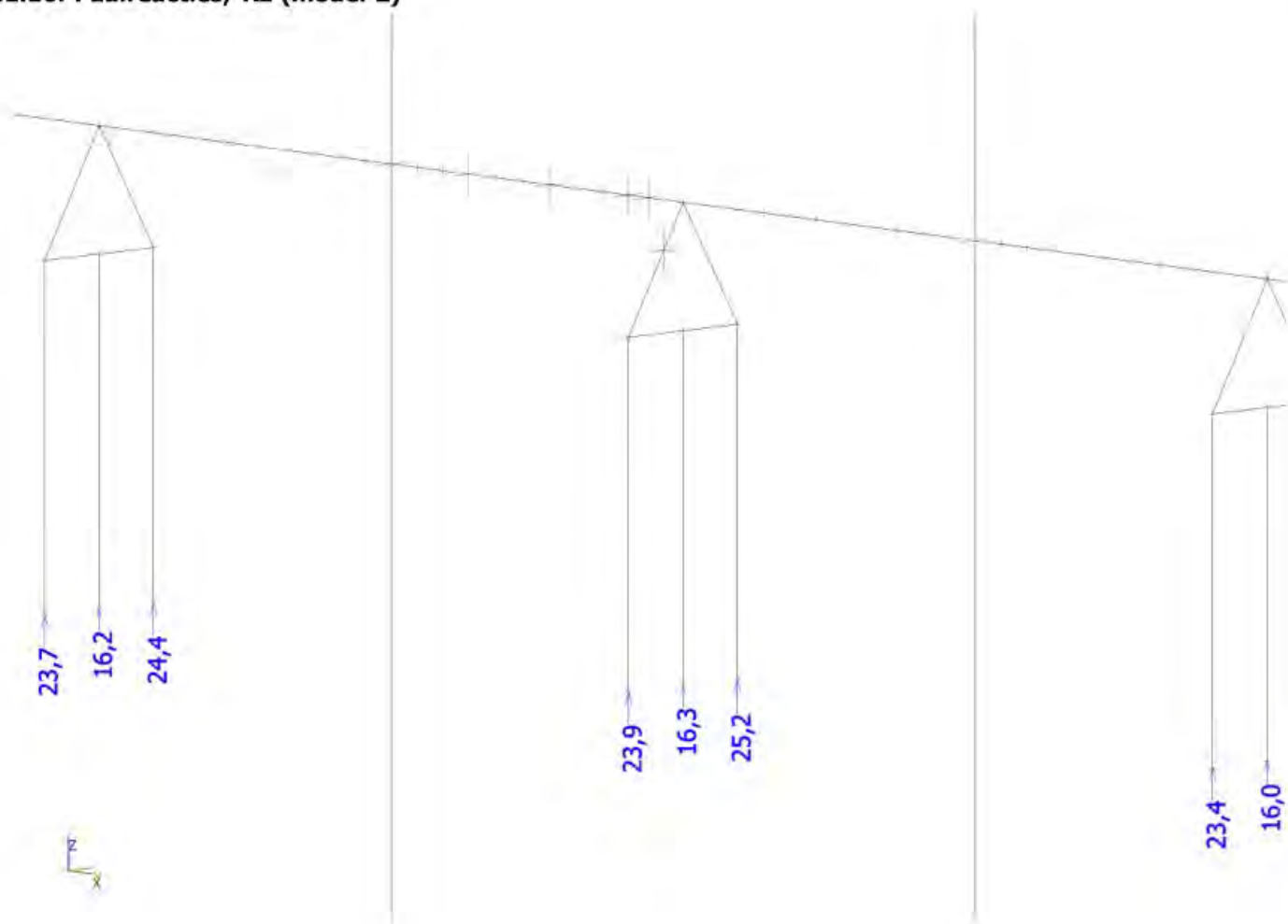


1.1.9. Putten; My (model 2)





1.1.10. Paalreacties; Rz (model 2)





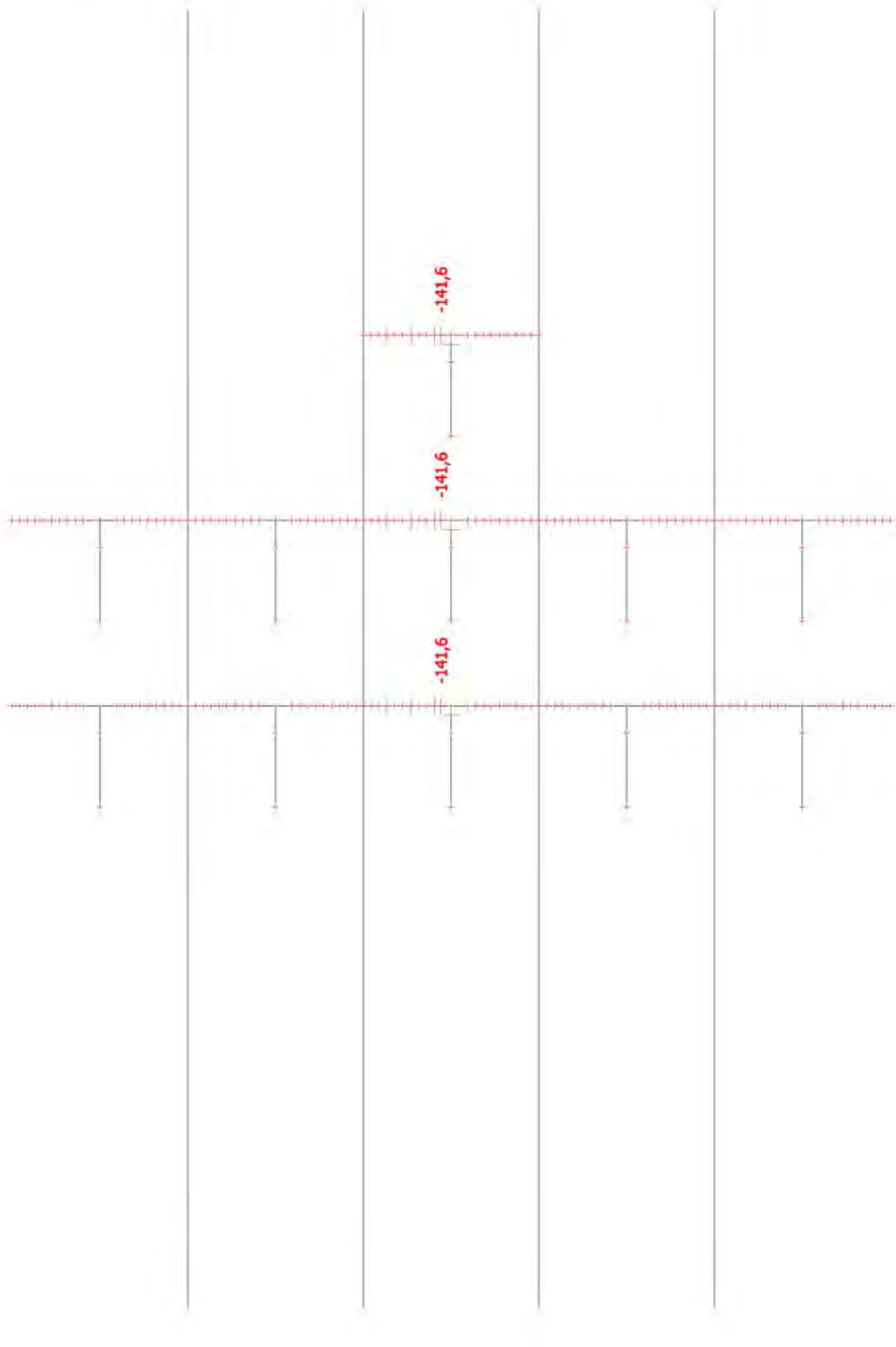
2. Belastingsgevallen

2.1. Belastingsgevallen - Eigen gewicht

Naam	Eigen gewicht
Actie type	Permanent
Lastgroep	PERM
Belastingtype	Eigen gewicht
Richting	-Z

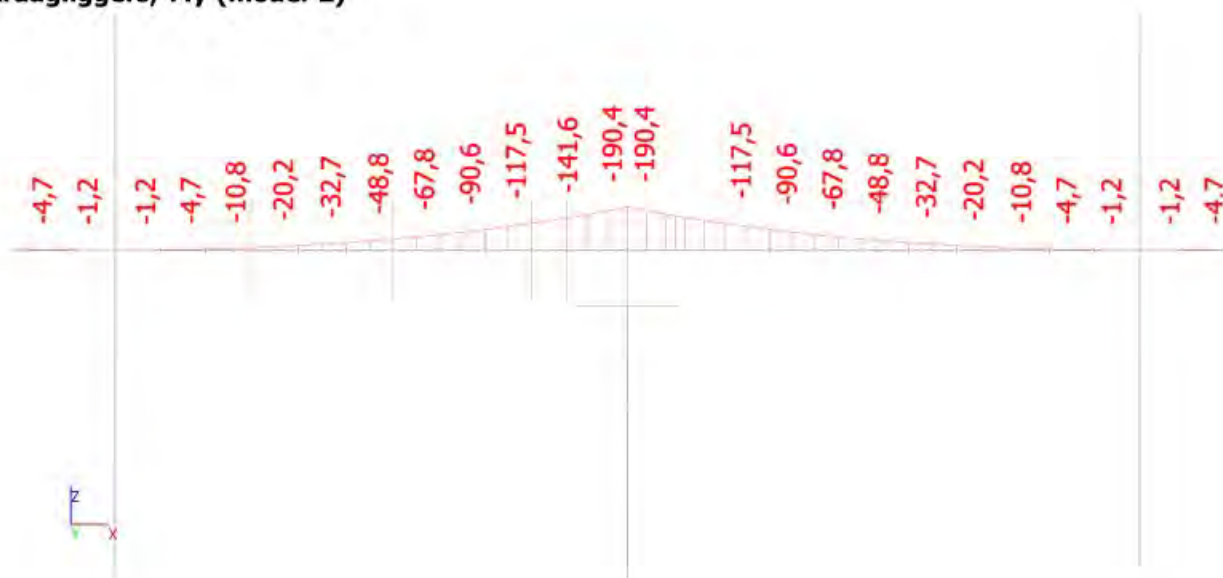


2.1.1. Kraagliggers; M_y



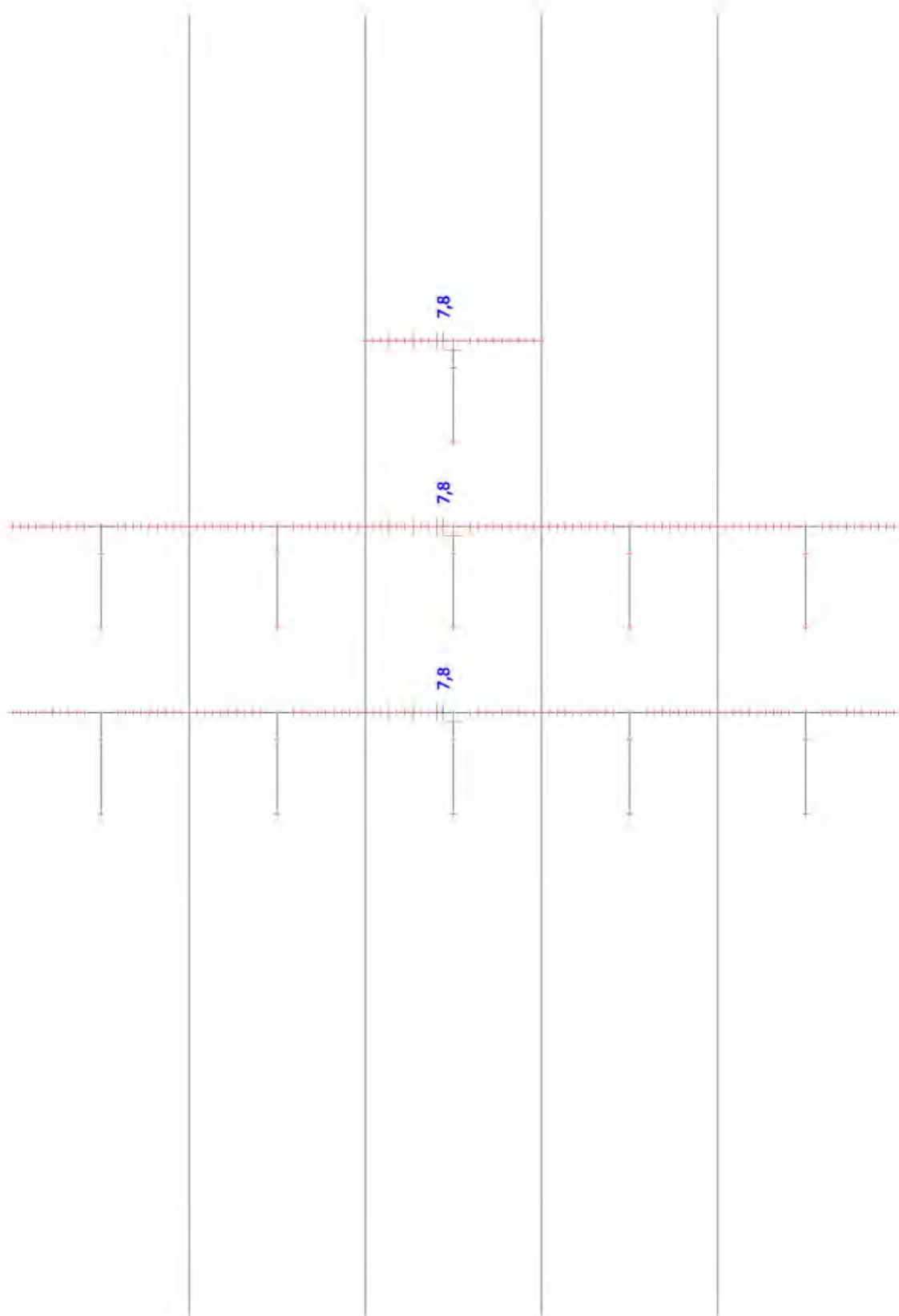


2.1.2. Kraagliggers; My (model 2)



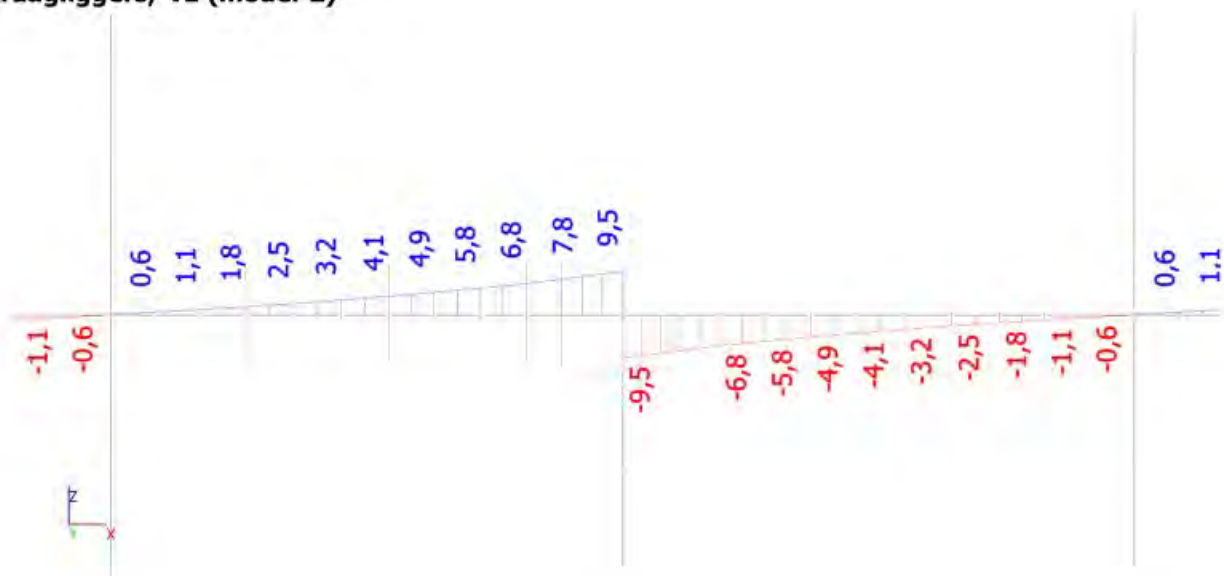


2.1.3. Kraagliggers; Vz



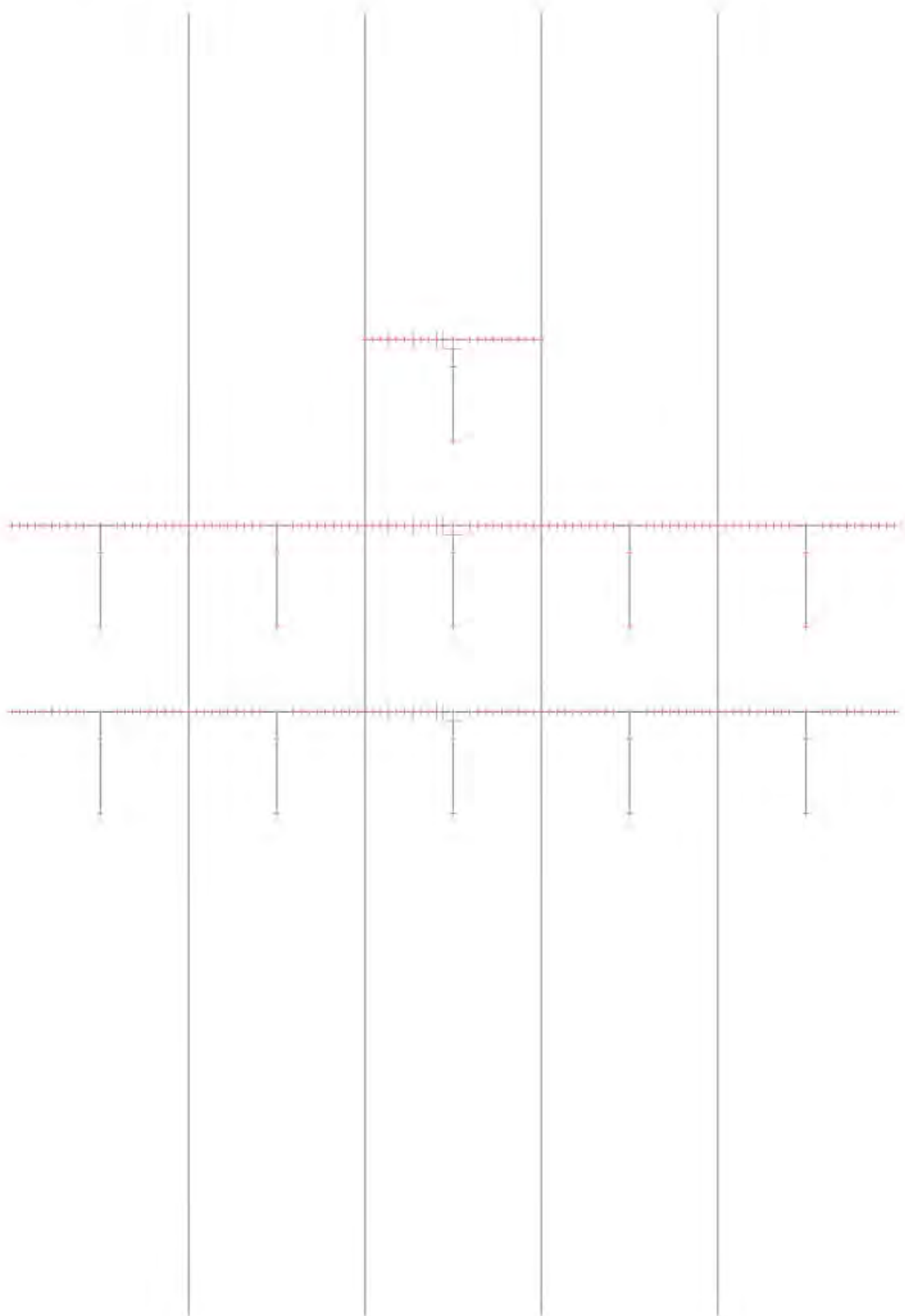


2.1.4. Kraagliggers; Vz (model 2)



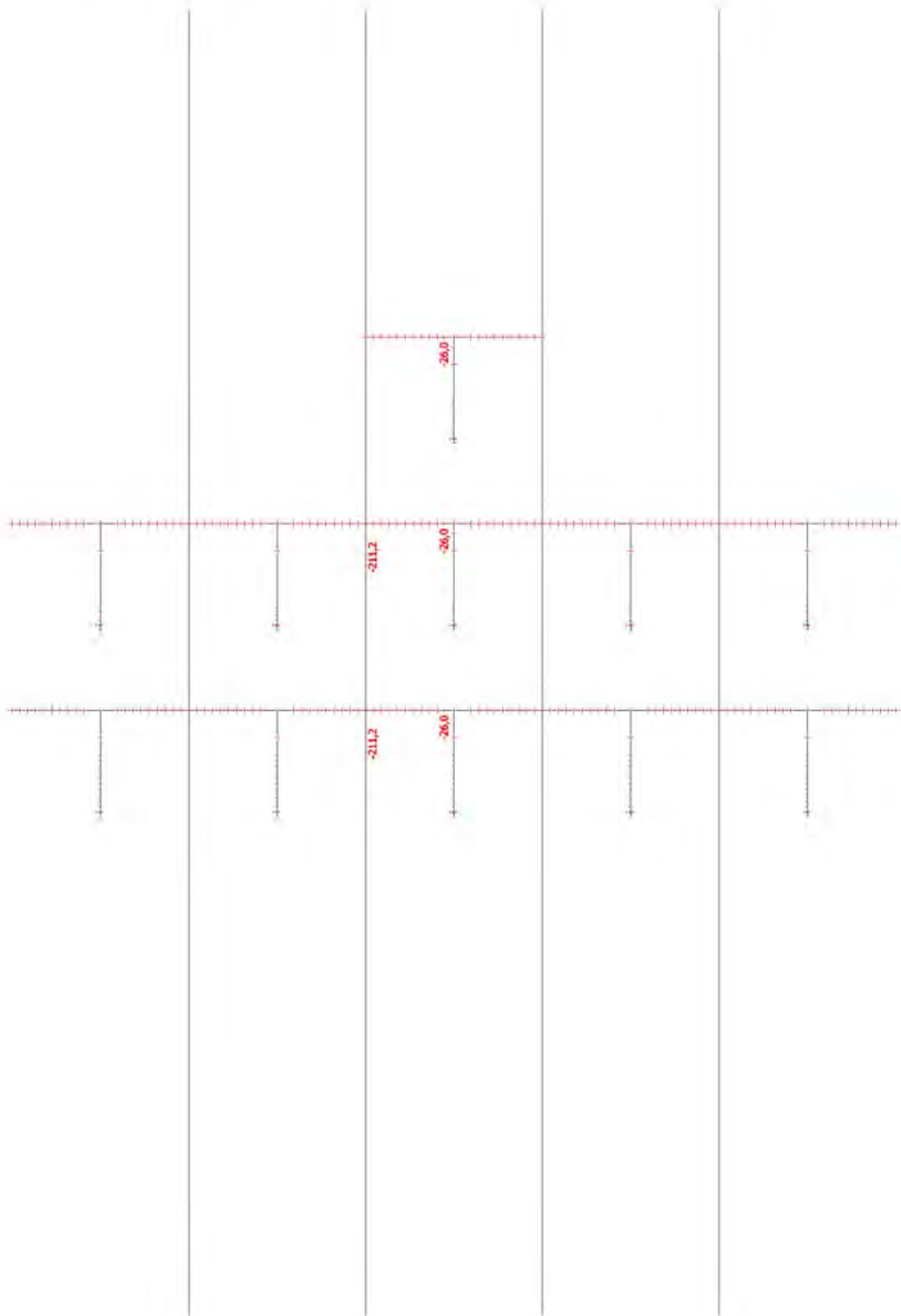


2.1.5. Kraagliggers; N



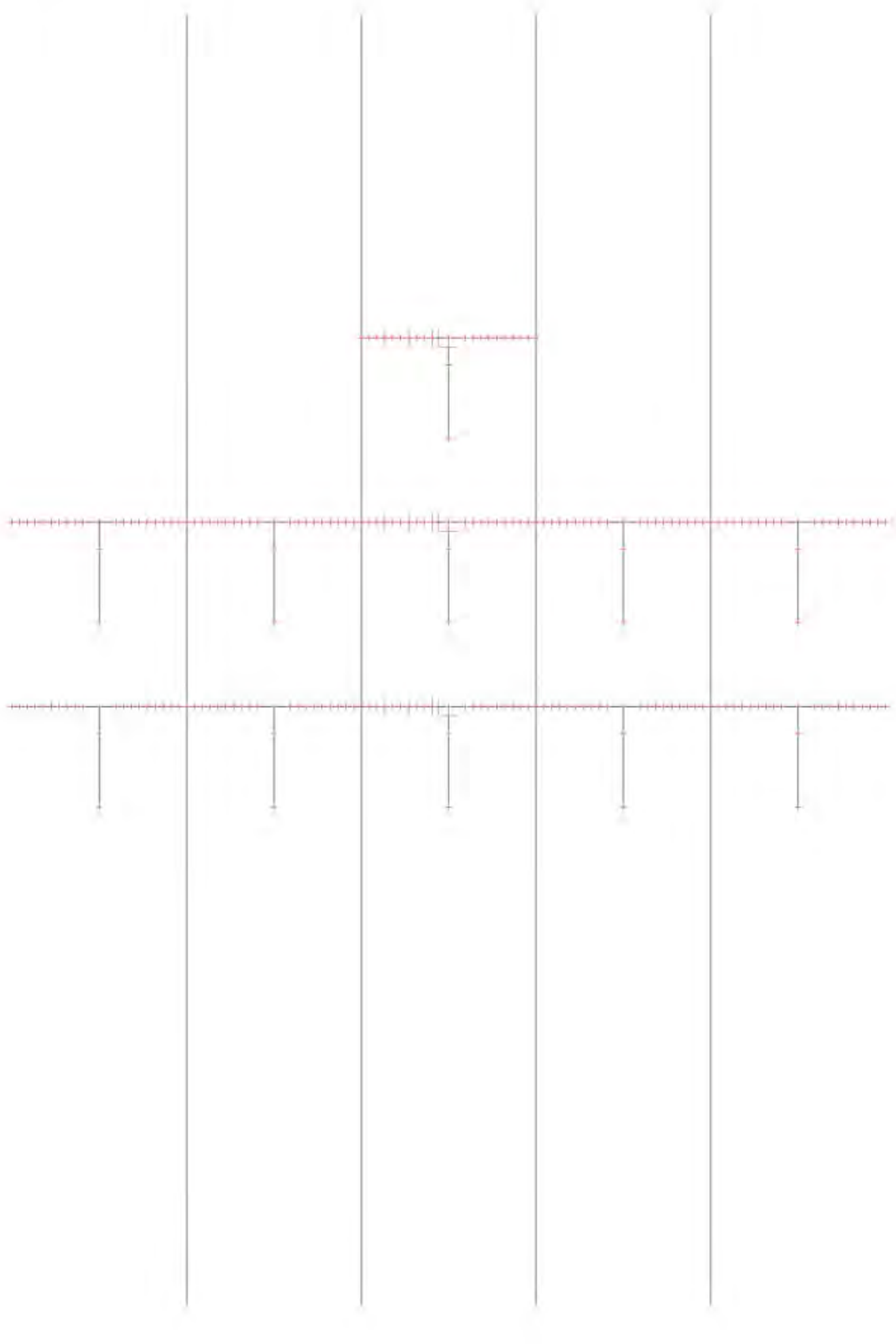


2.1.6. Vervormingen van staaf; uz



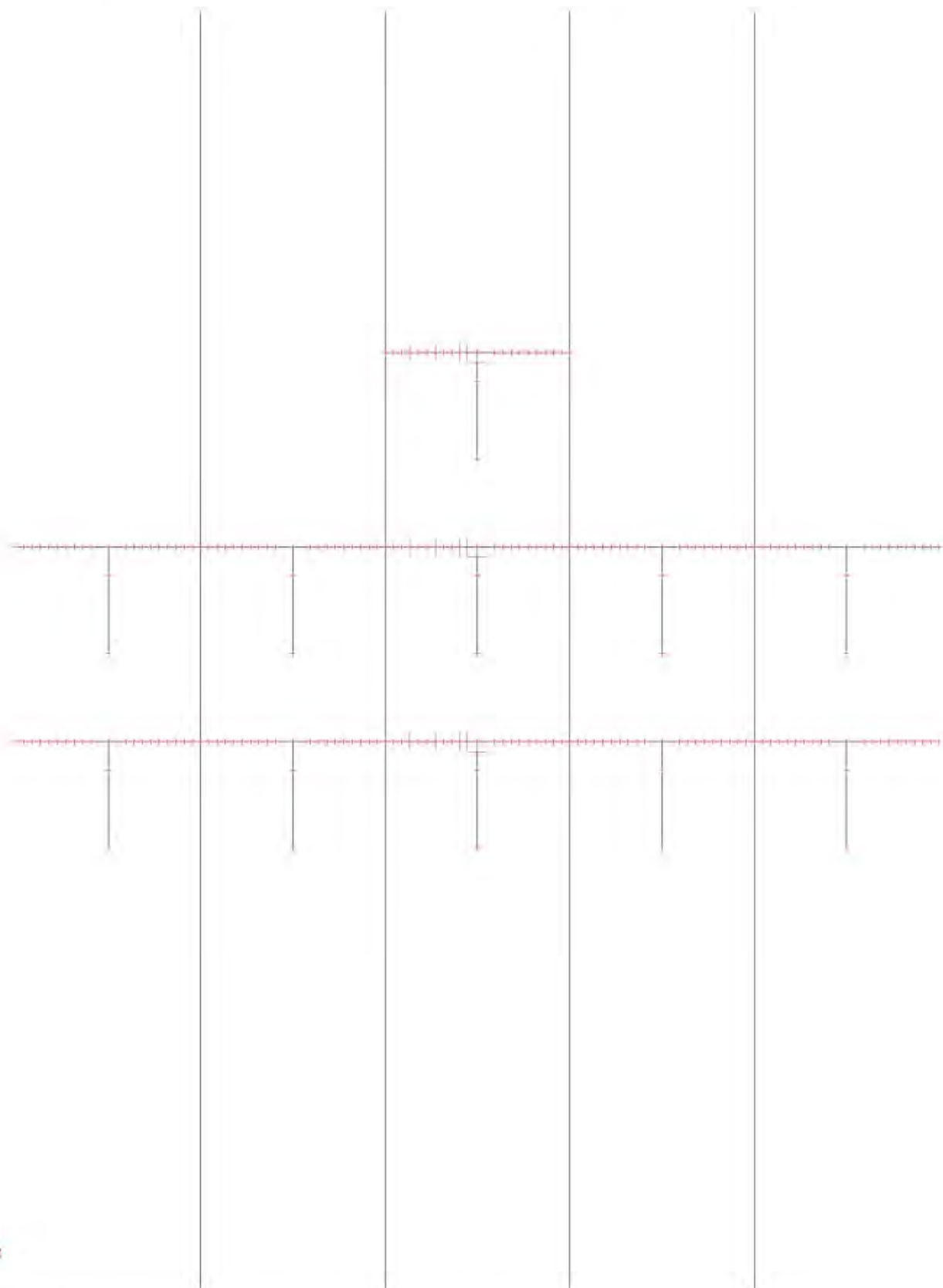


2.1.7. Pijlers; My



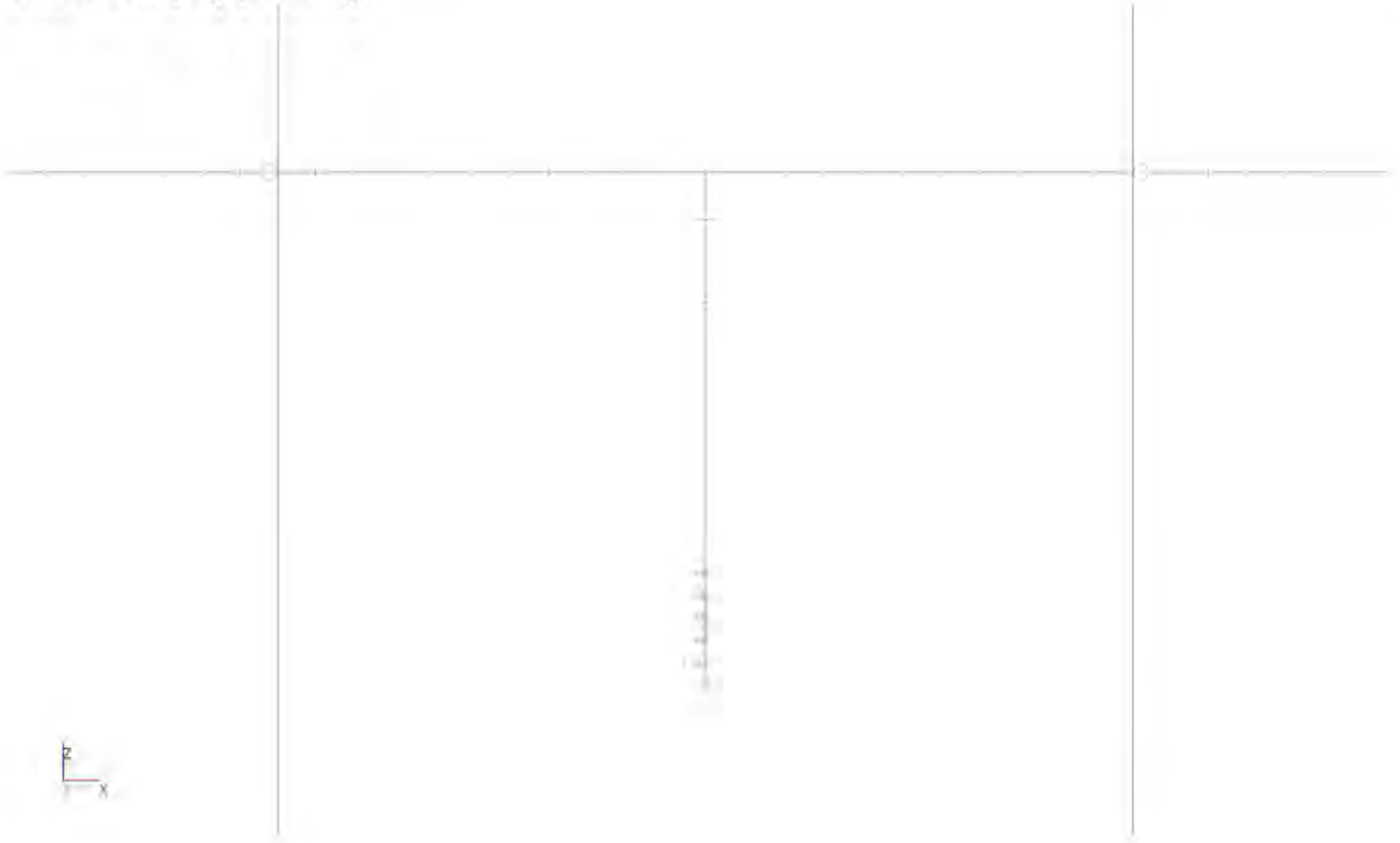


2.1.8. Putten; My



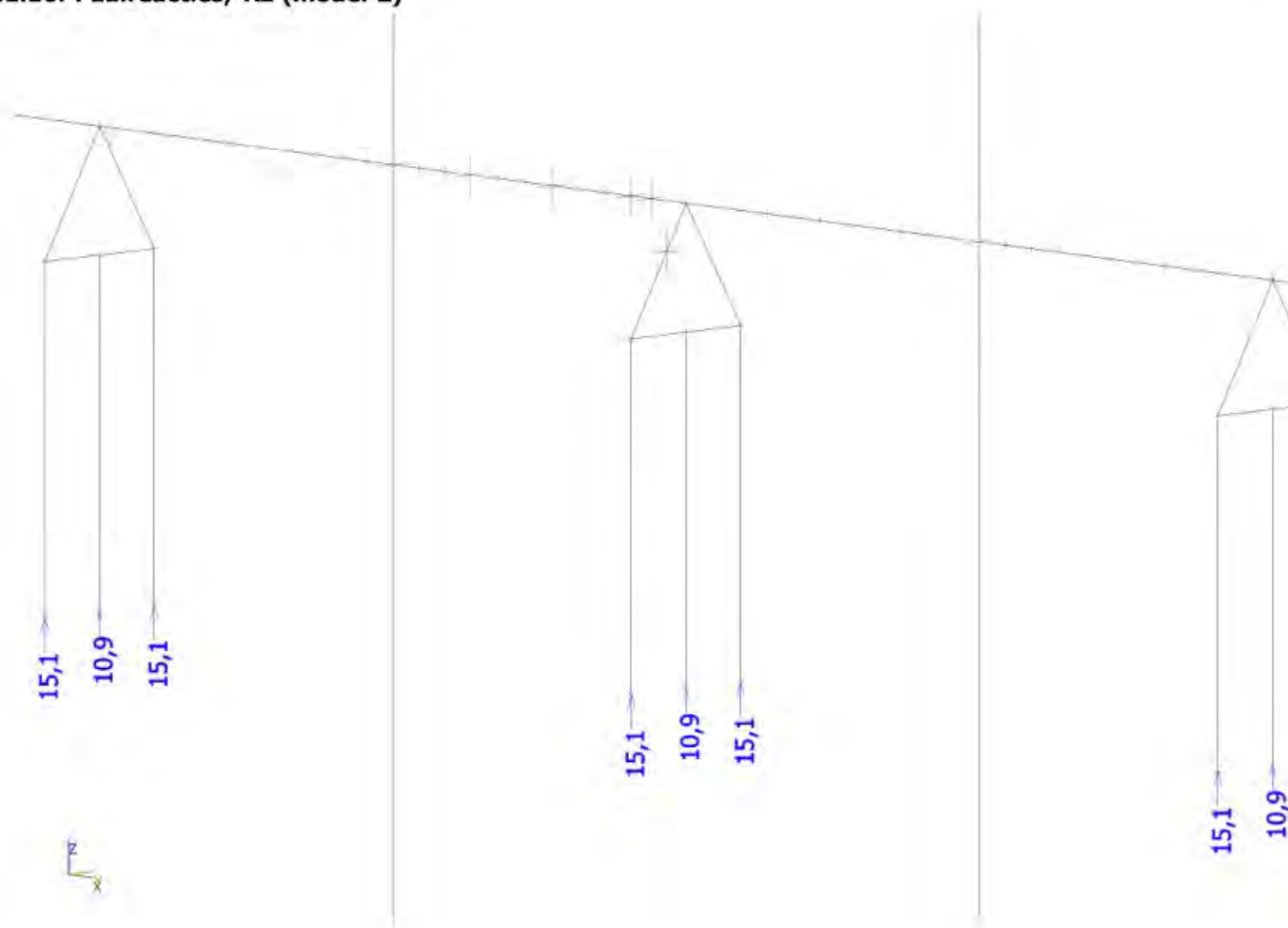


2.1.9. Putten; My (model 2)





2.1.10. Paalreacties; Rz (model 2)



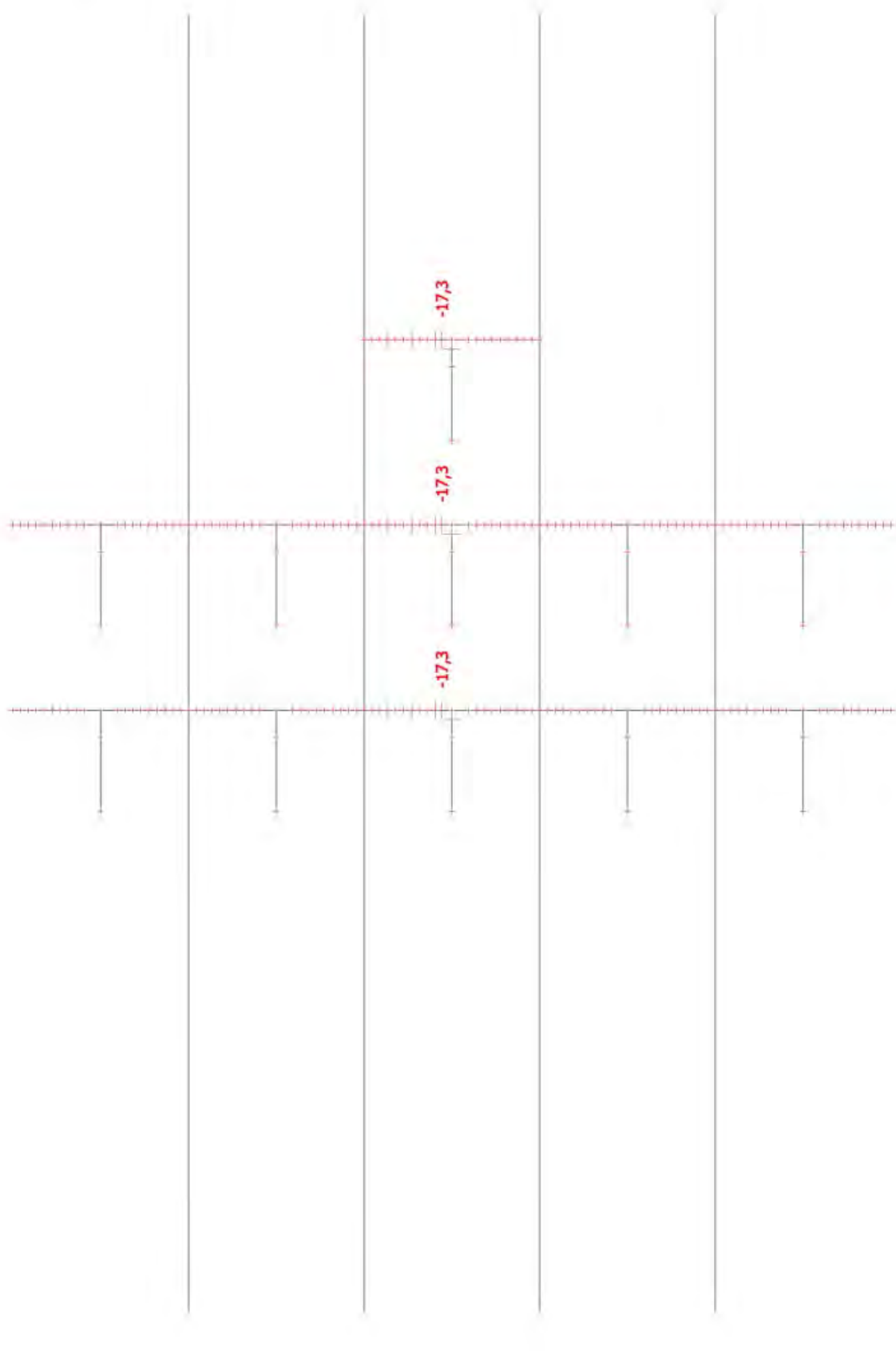


2.2. Belastingsgevallen - RB - bariers/leuning

Naam	RB - bariers/leuning
Actie type	Permanent
Lastgroep	PERM
Belastingtype	Standaard

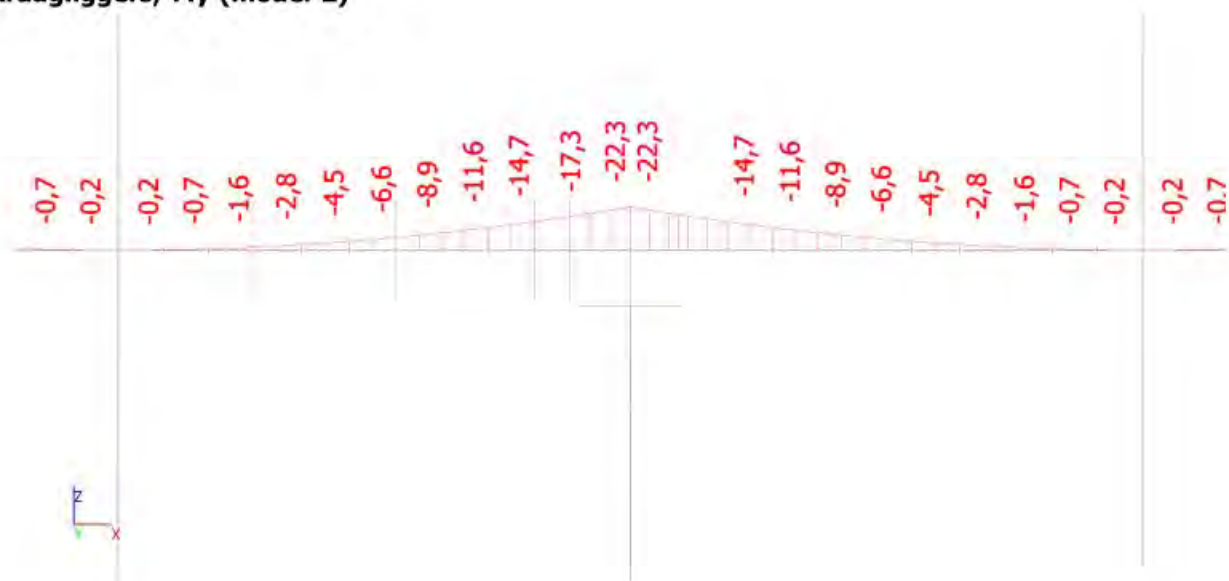


2.2.1. Kraagliggers; M_y



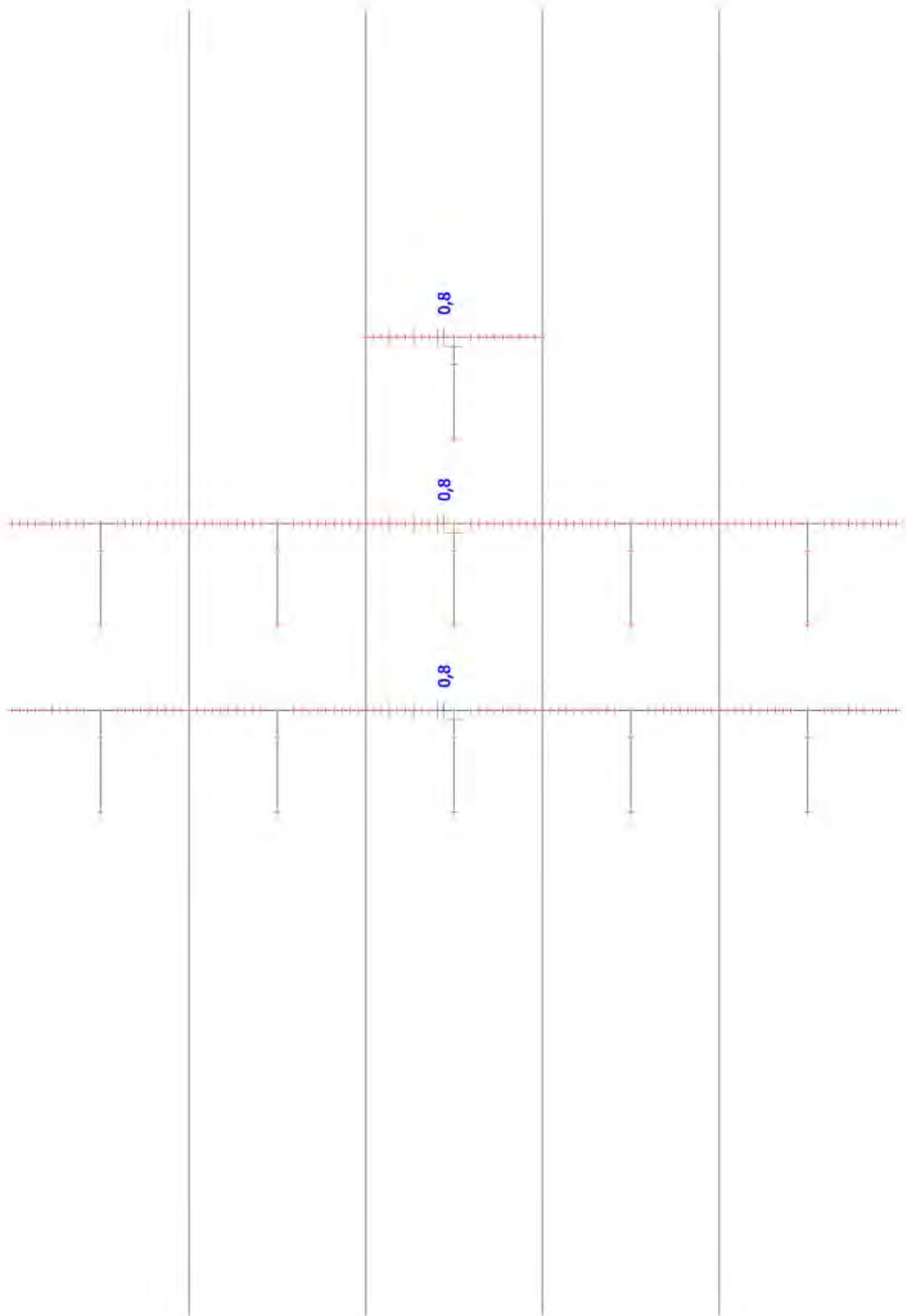


2.2.2. Kraagliggers; My (model 2)



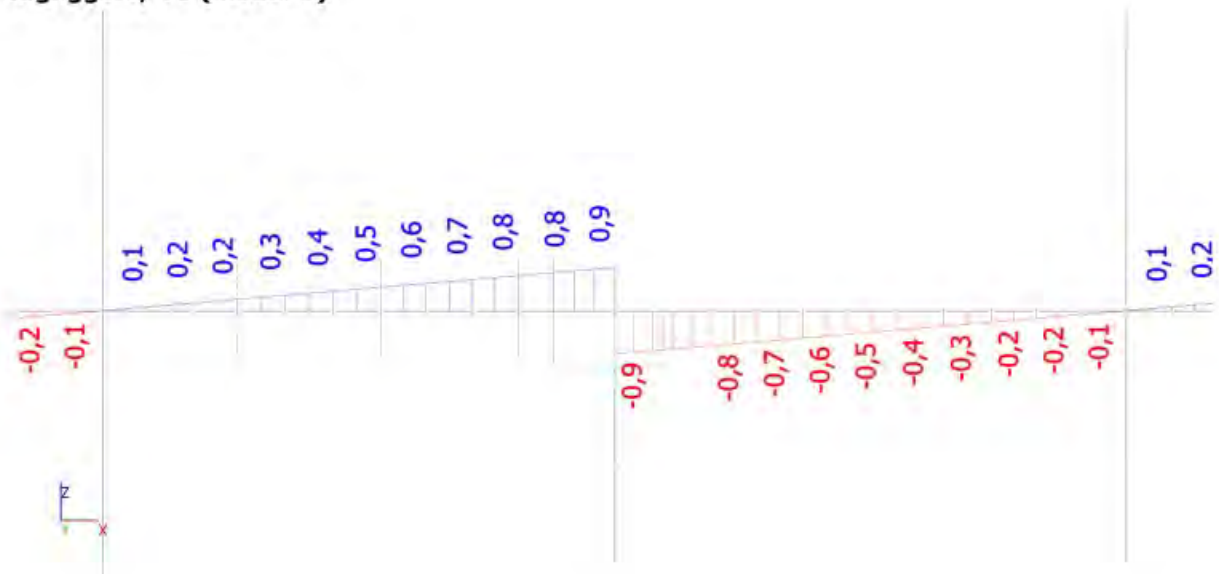


2.2.3. Kraagliggers; Vz



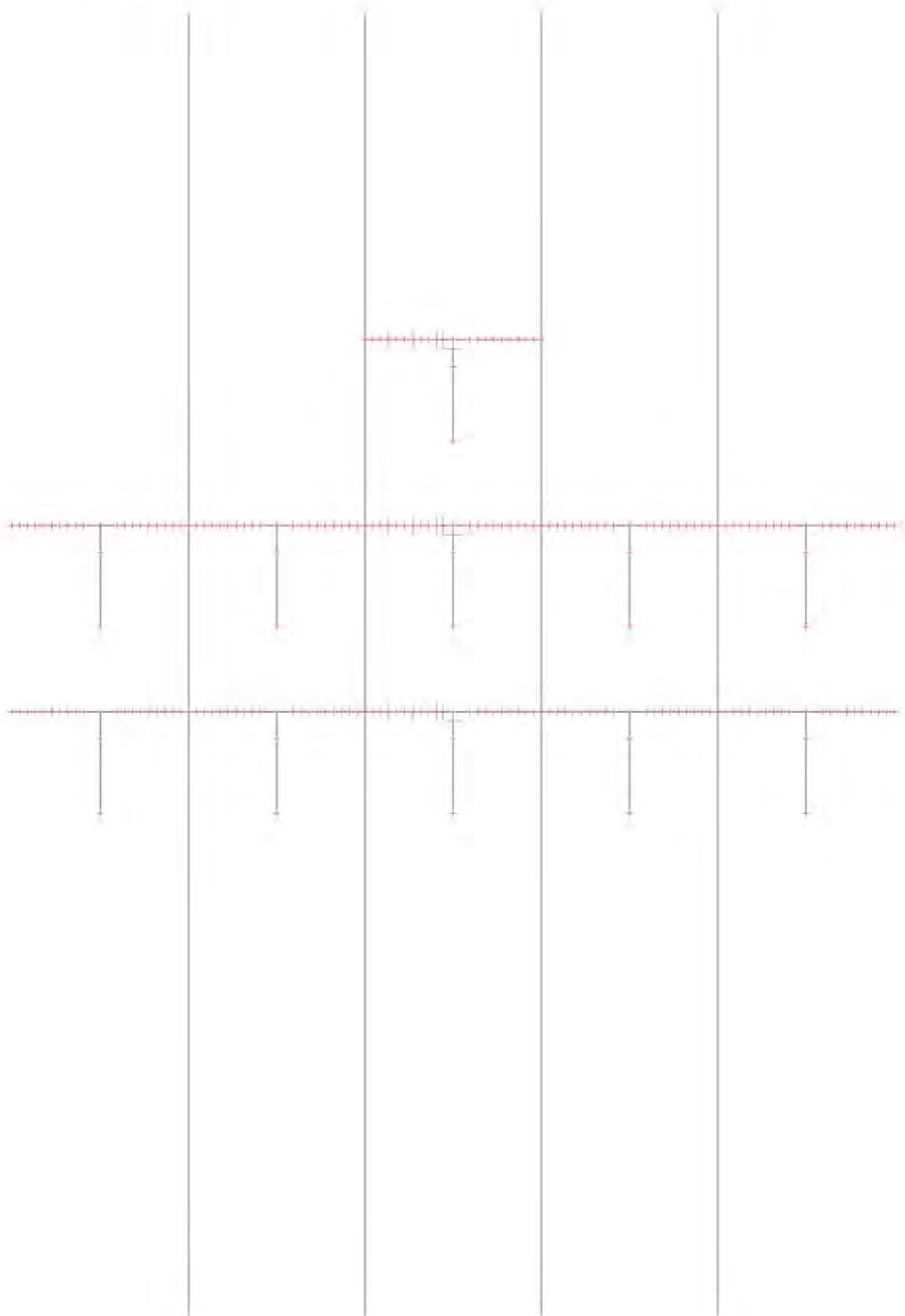


2.2.4. Kraagliggers; Vz (model 2)



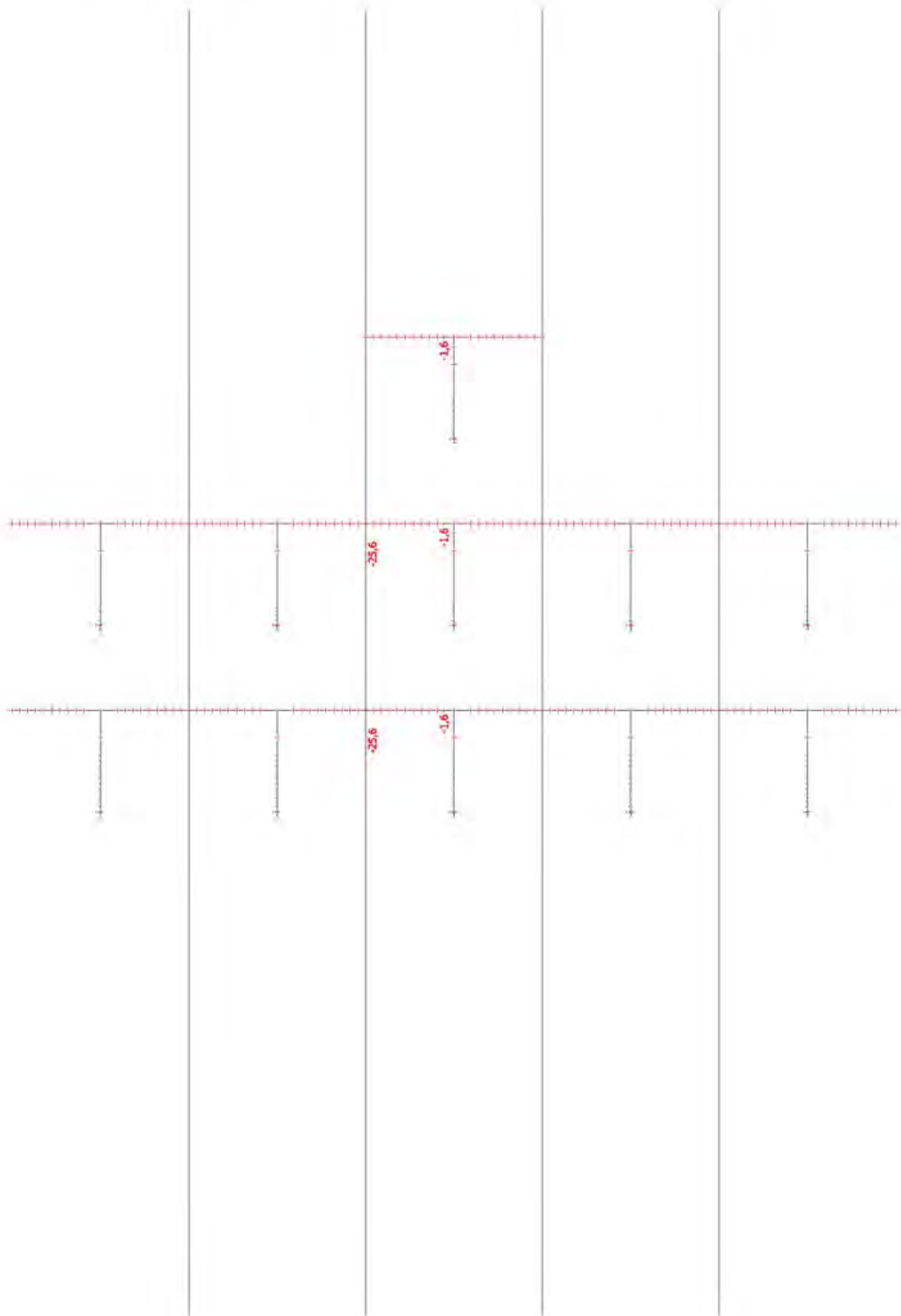


2.2.5. Kraagliggers; N



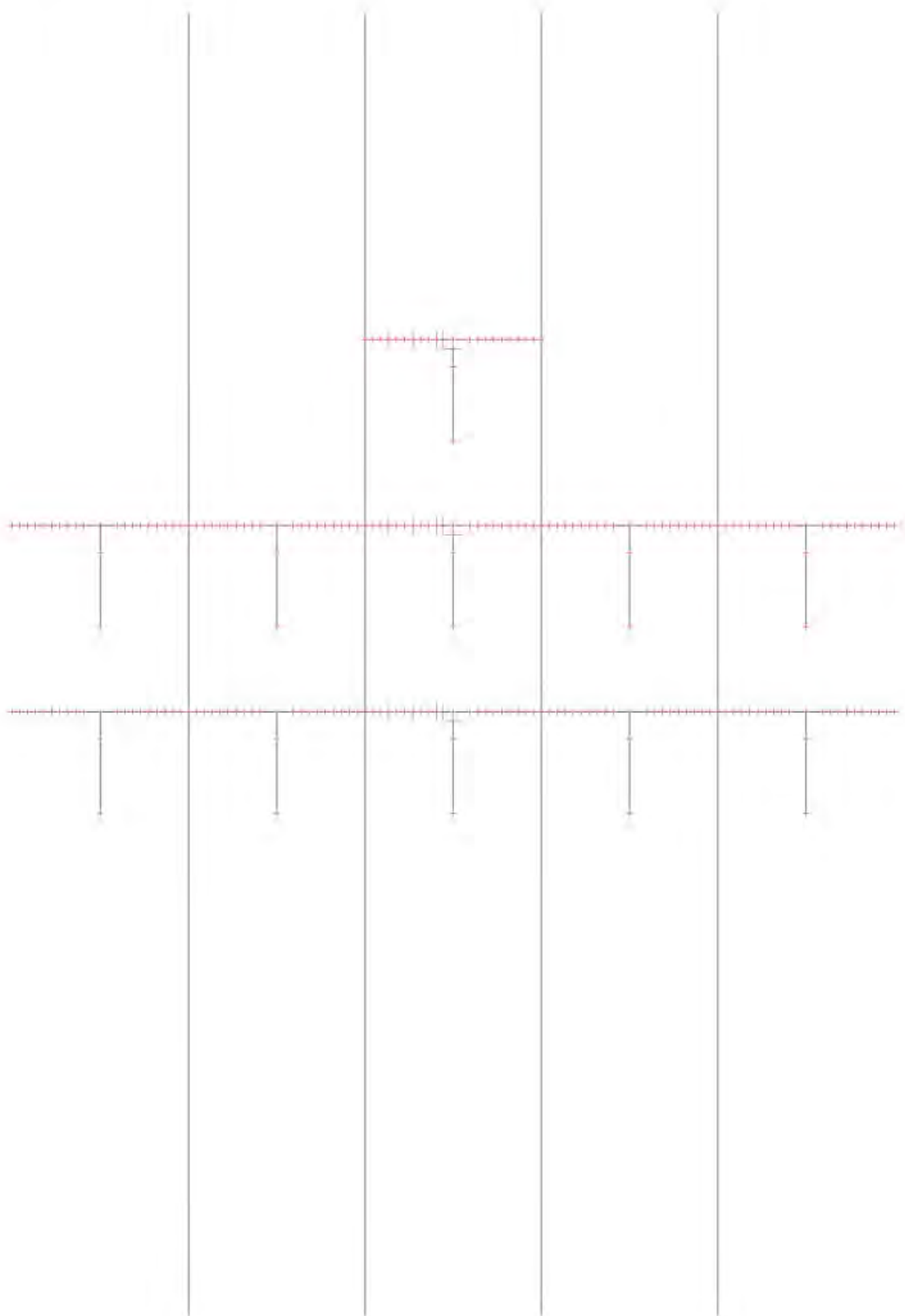


2.2.6. Vervormingen van staaf; uz



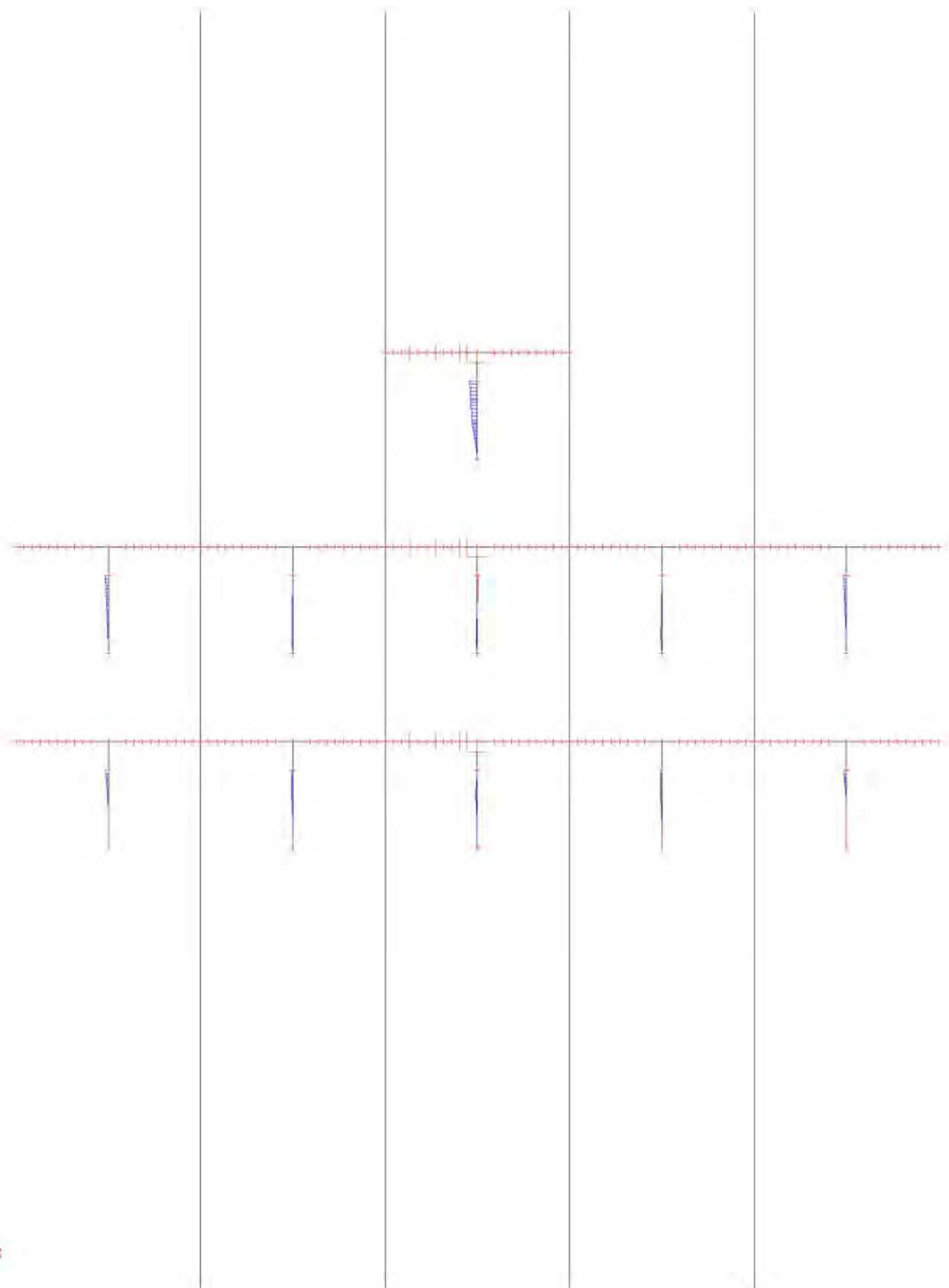


2.2.7. Pijlers; My



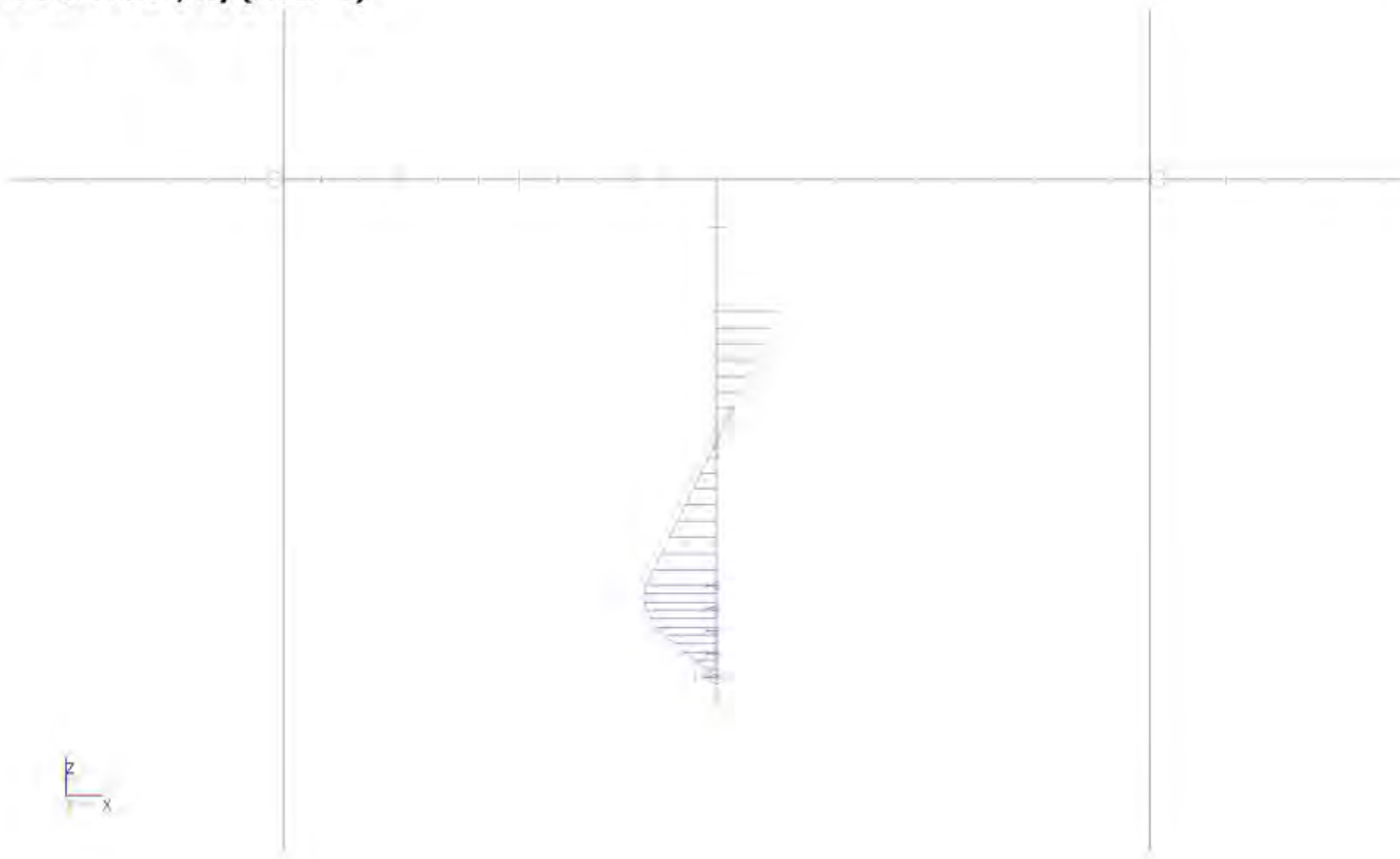


2.2.8. Putten; My



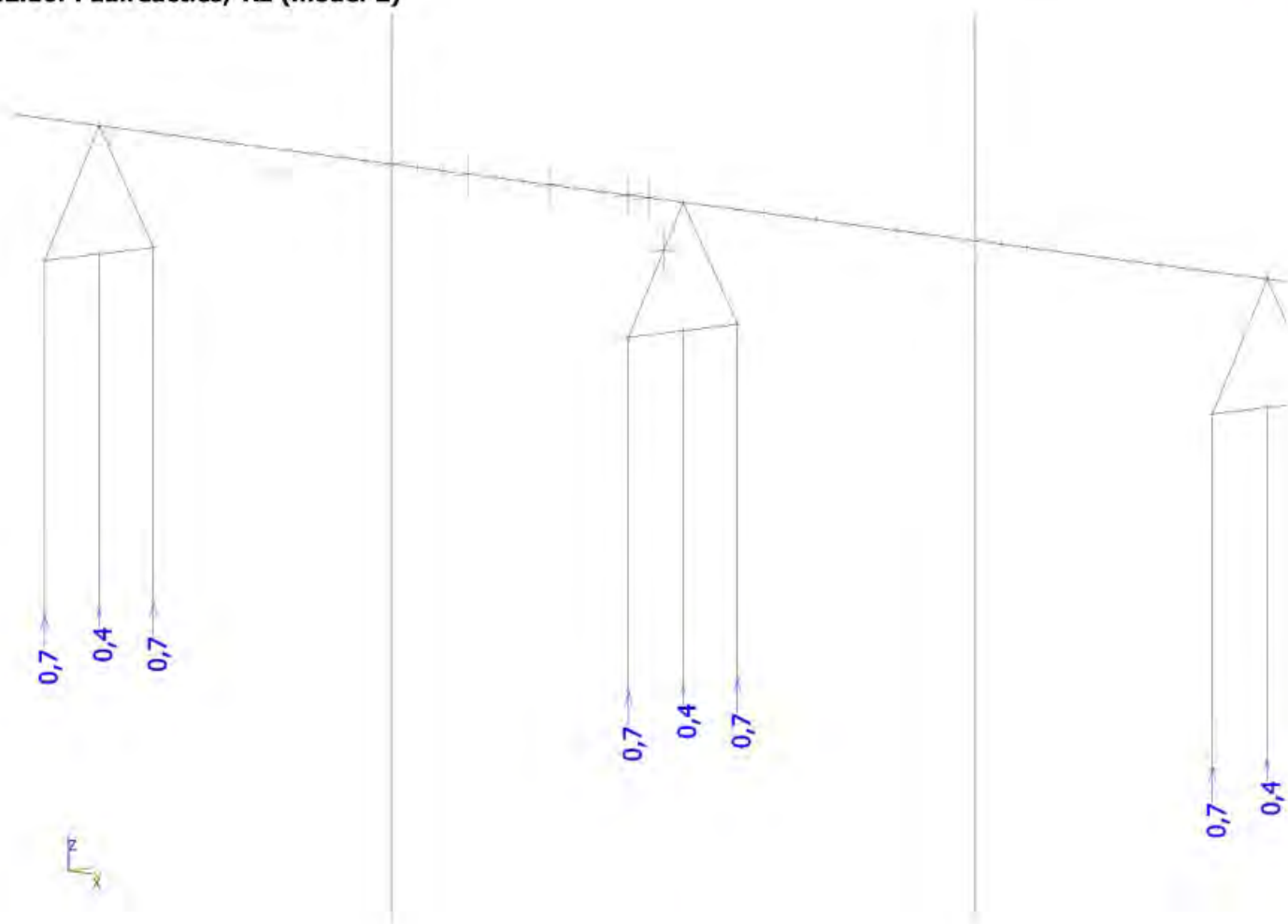


2.2.9. Putten; My (model 2)





2.2.10. Paalreacties; Rz (model 2)



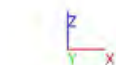
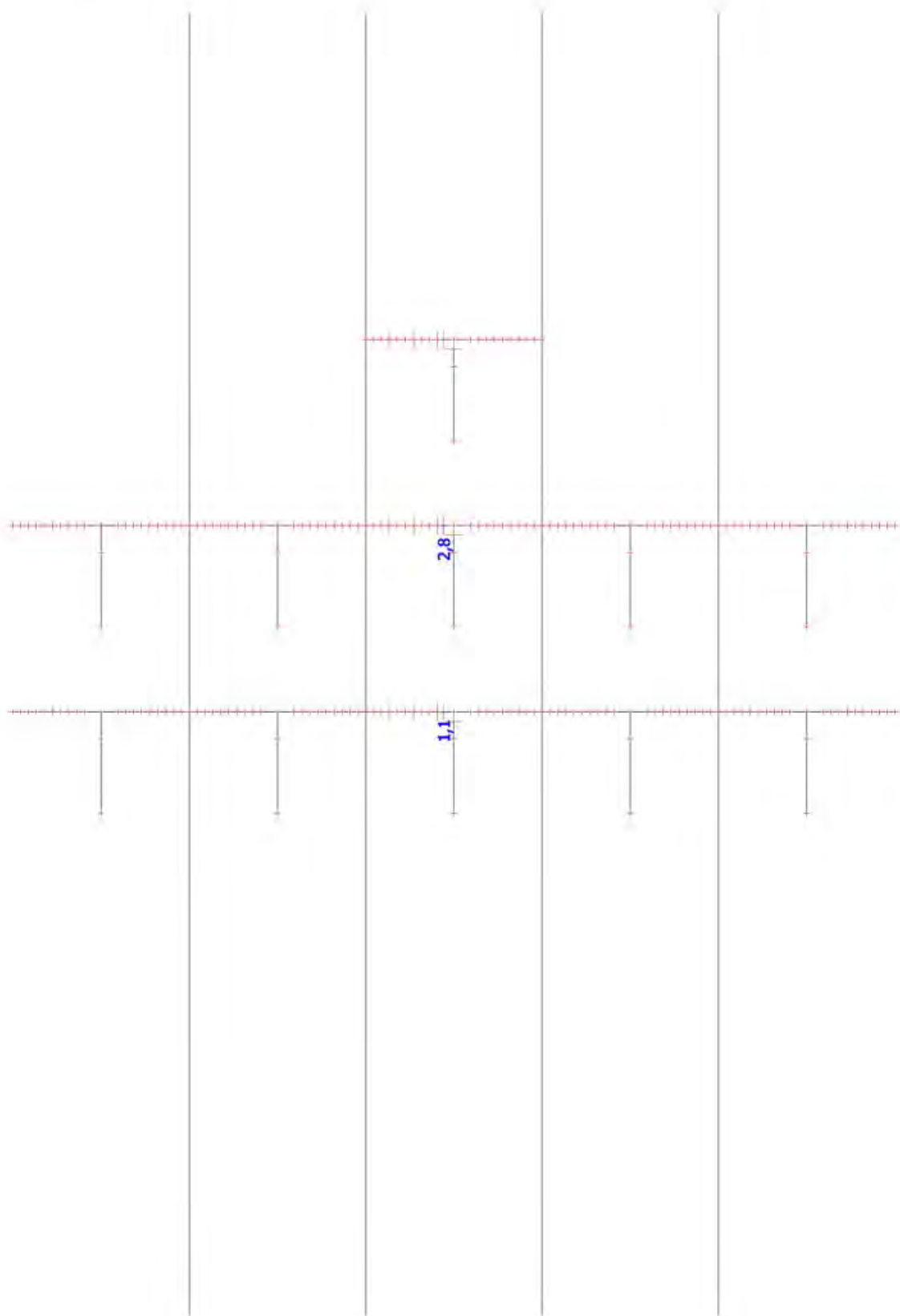


2.3. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (2)

Naam	LM1 - UDL (2)
Actie type	Variabel
Lastgroep	UDL
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

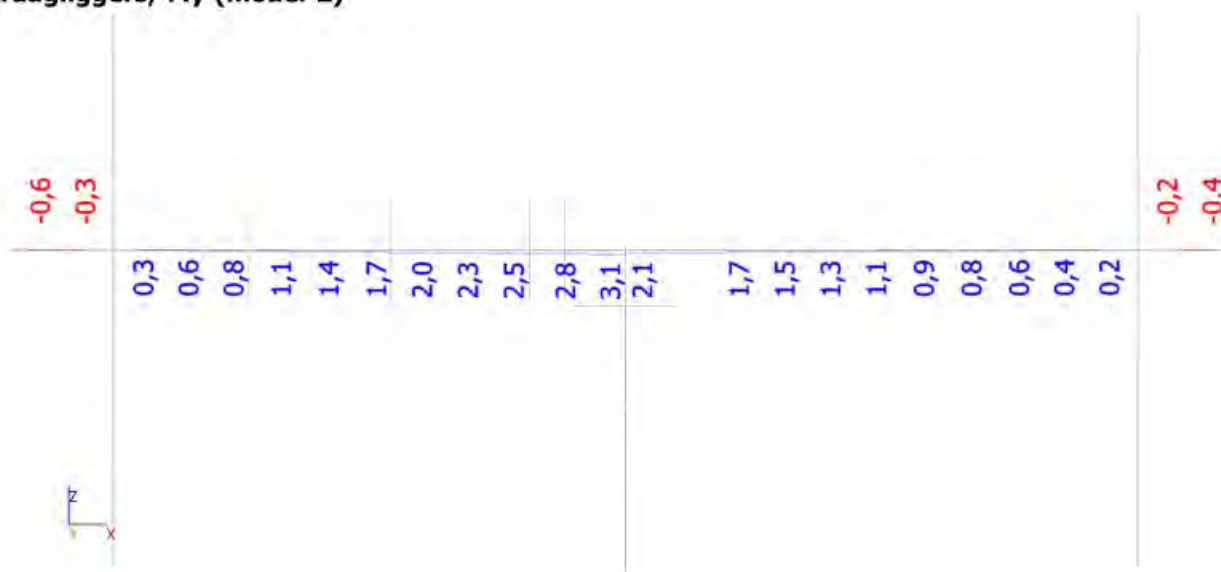


2.3.1. Kraagliggers; M_y



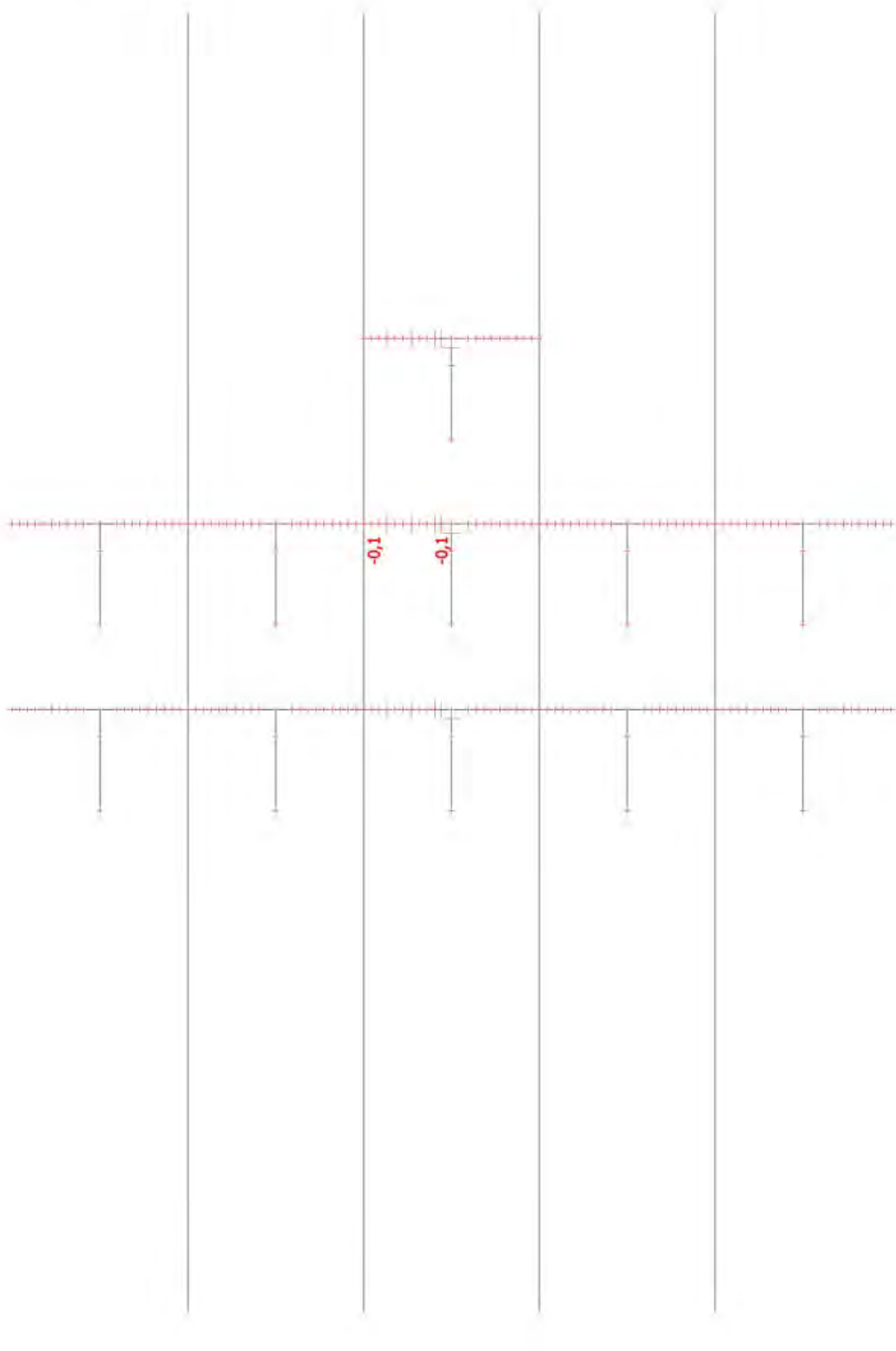


2.3.2. Kraagliggers; My (model 2)





2.3.3. Kraagliggers; Vz



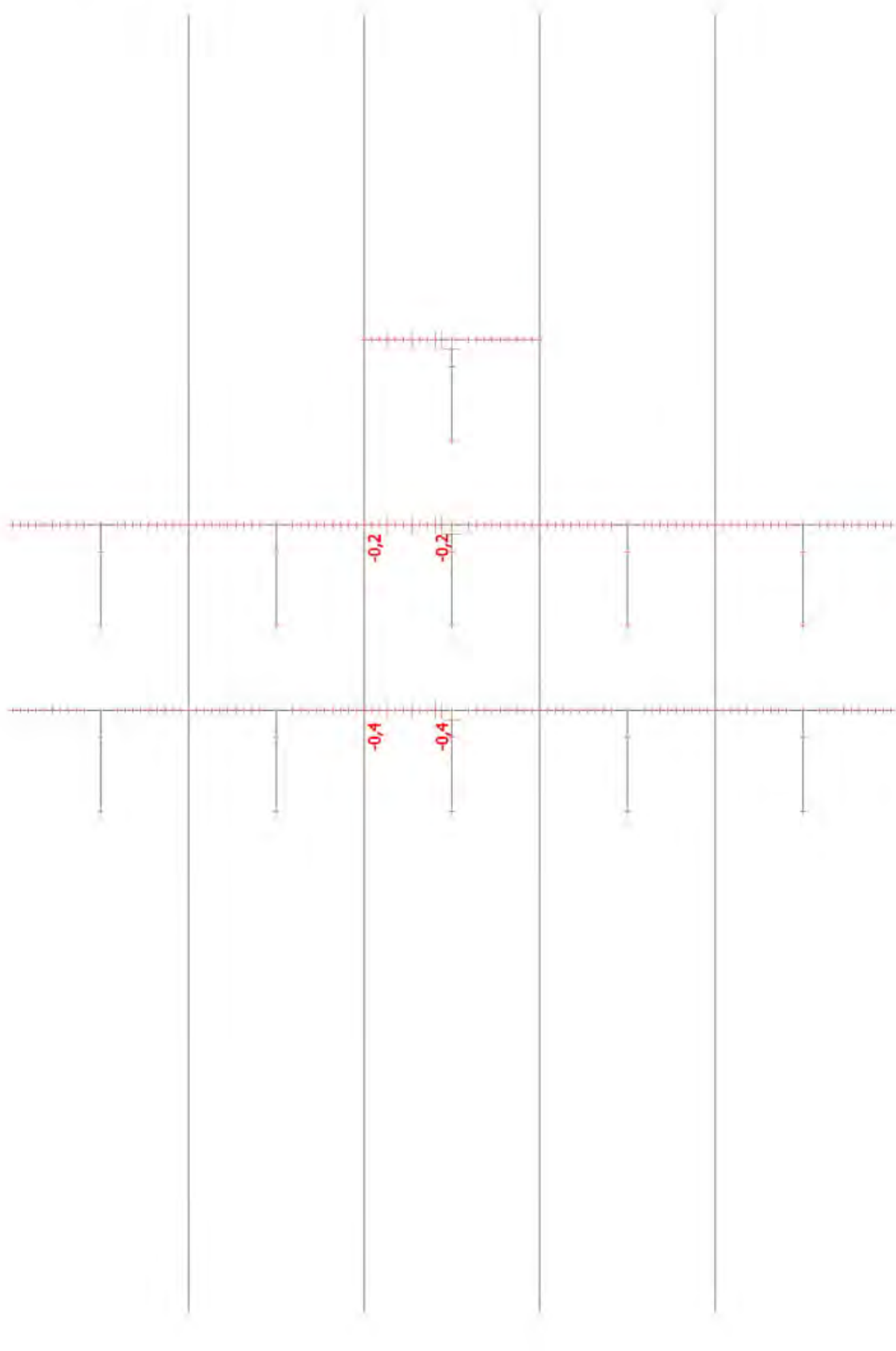


2.3.4. Kraagliggers; Vz (model 2)



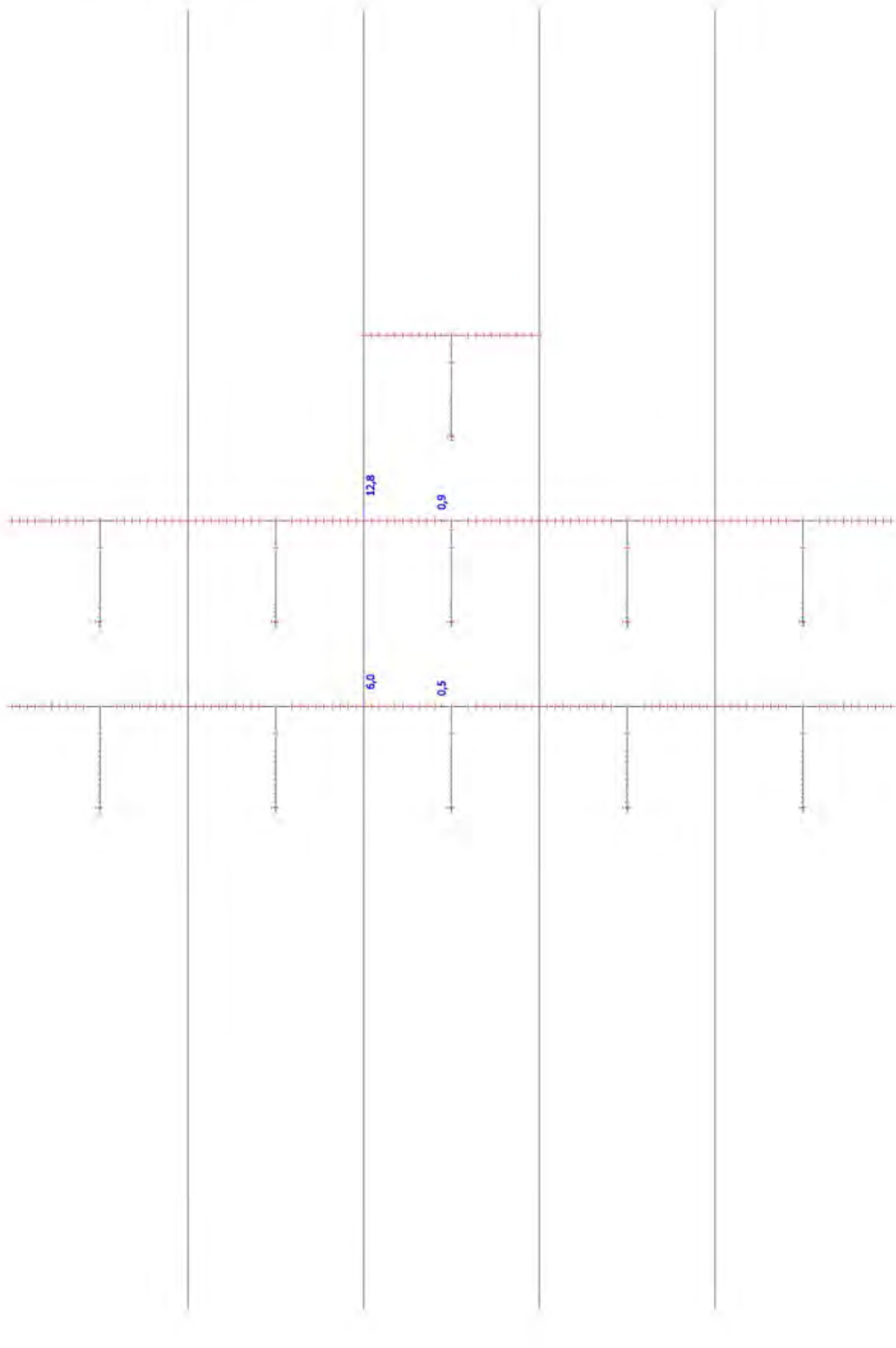


2.3.5. Kraagliggers; N



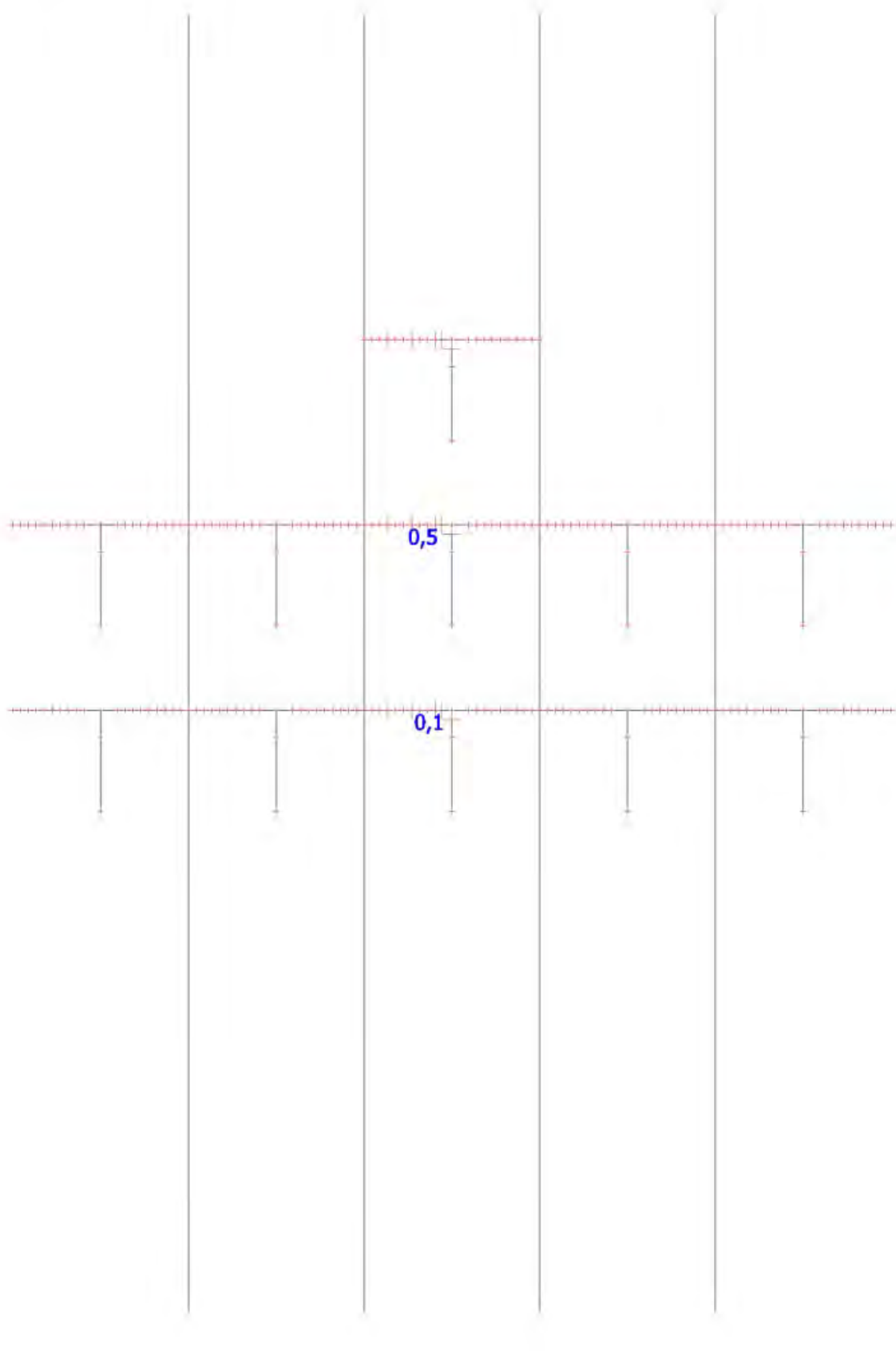


2.3.6. Vervormingen van staaf; uz



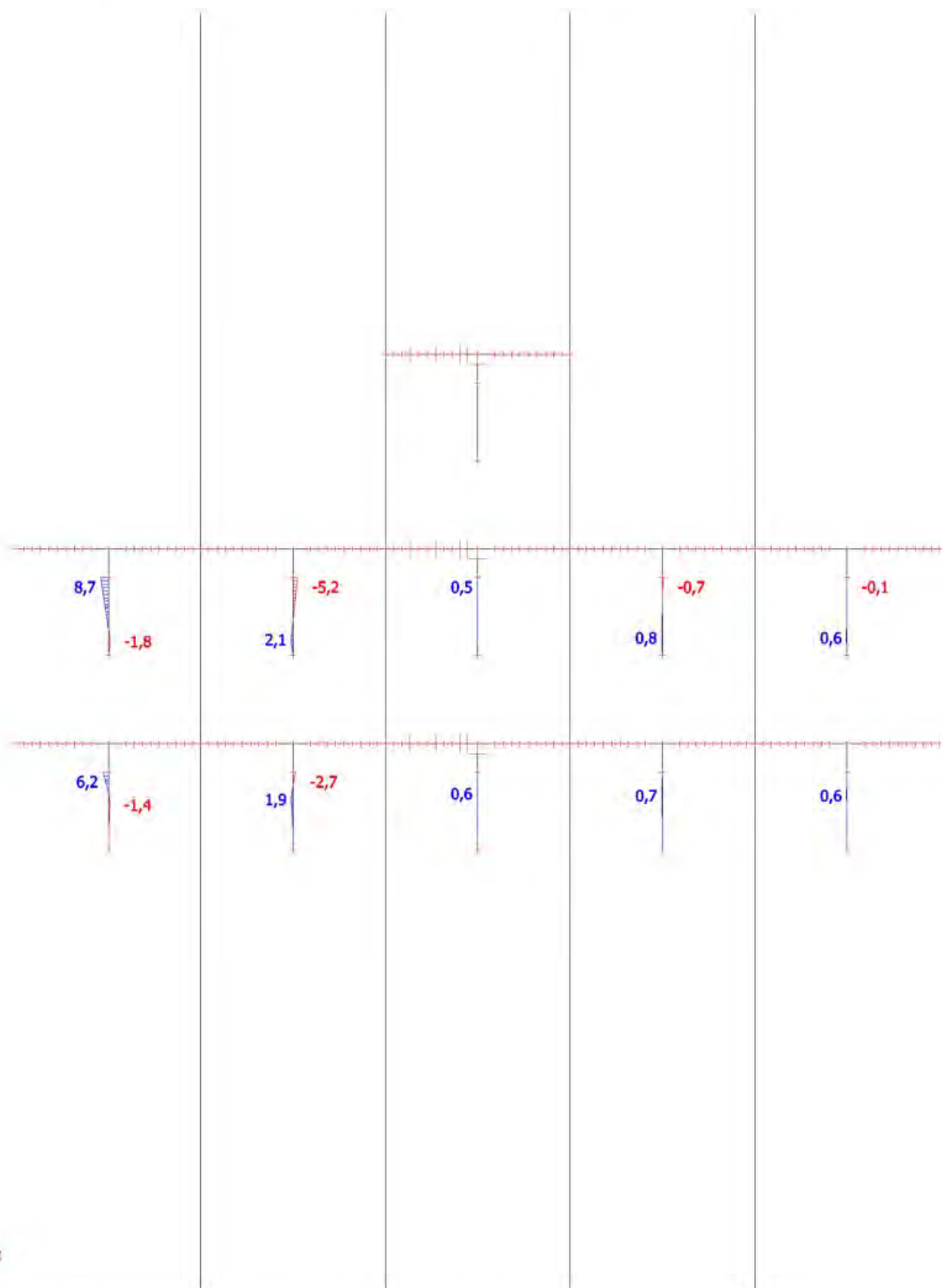


2.3.7. Pijlers; My

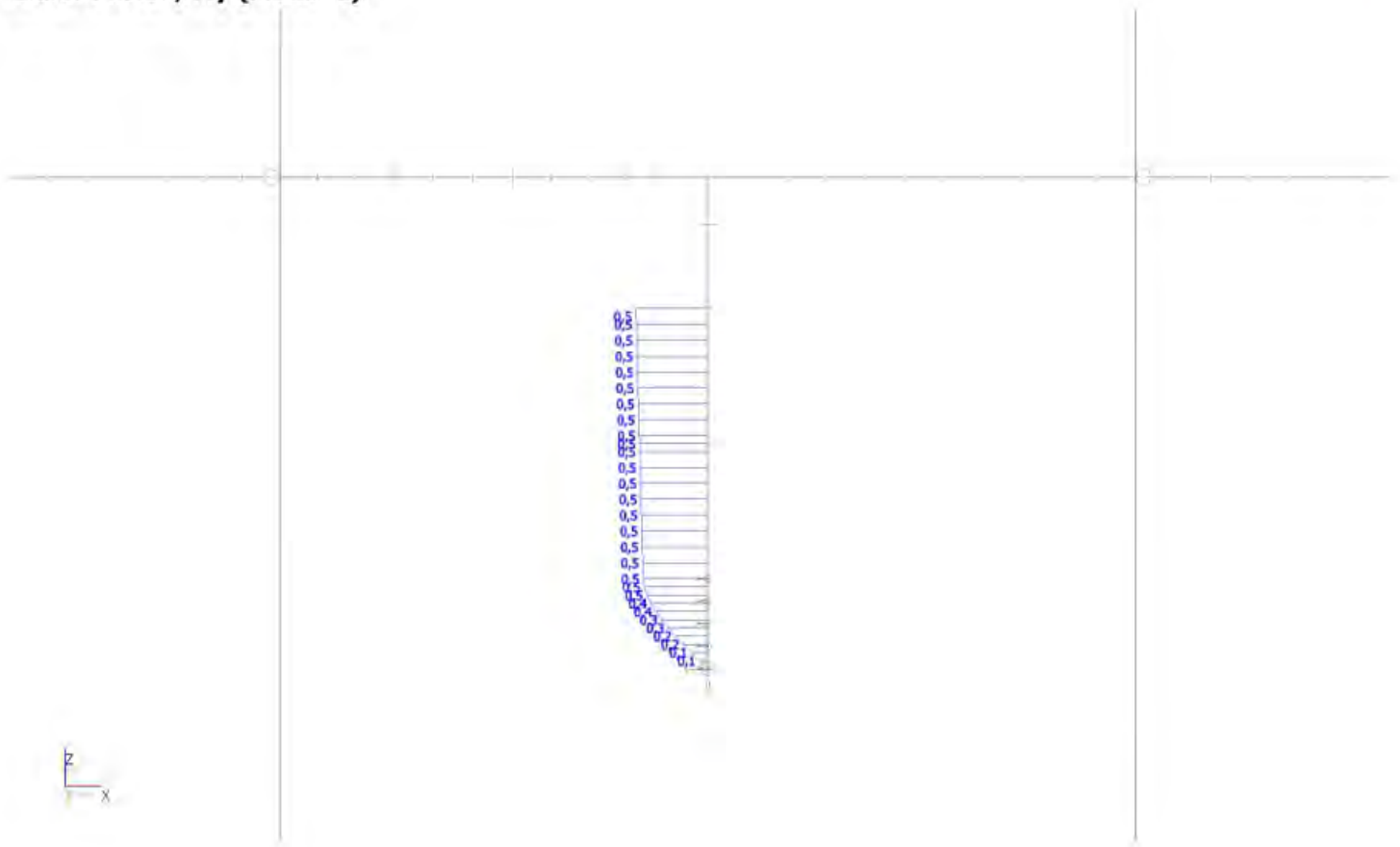




2.3.8. Putten; My

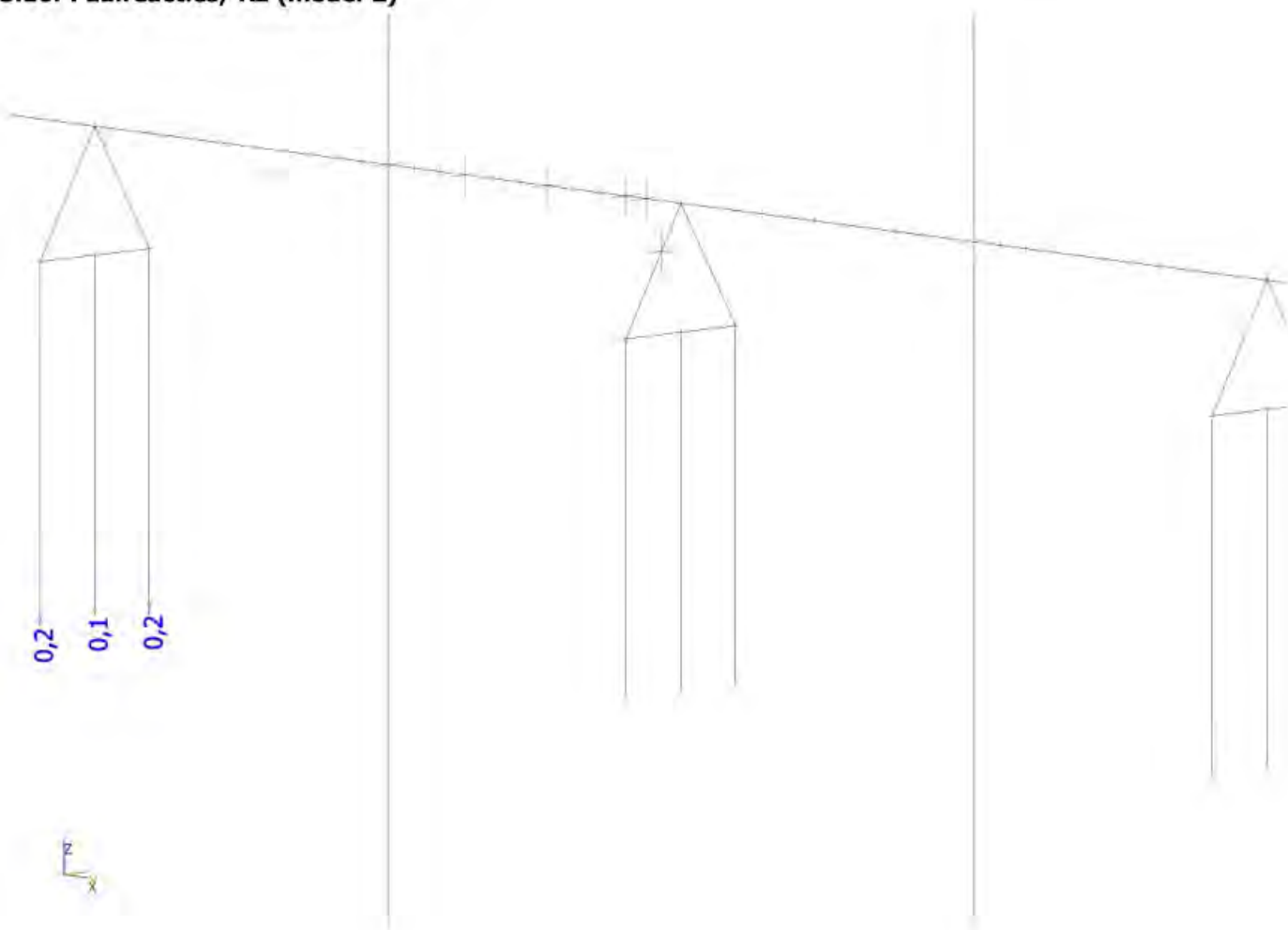


2.3.9. Putten; My (model 2)





2.3.10. Paalreacties; Rz (model 2)



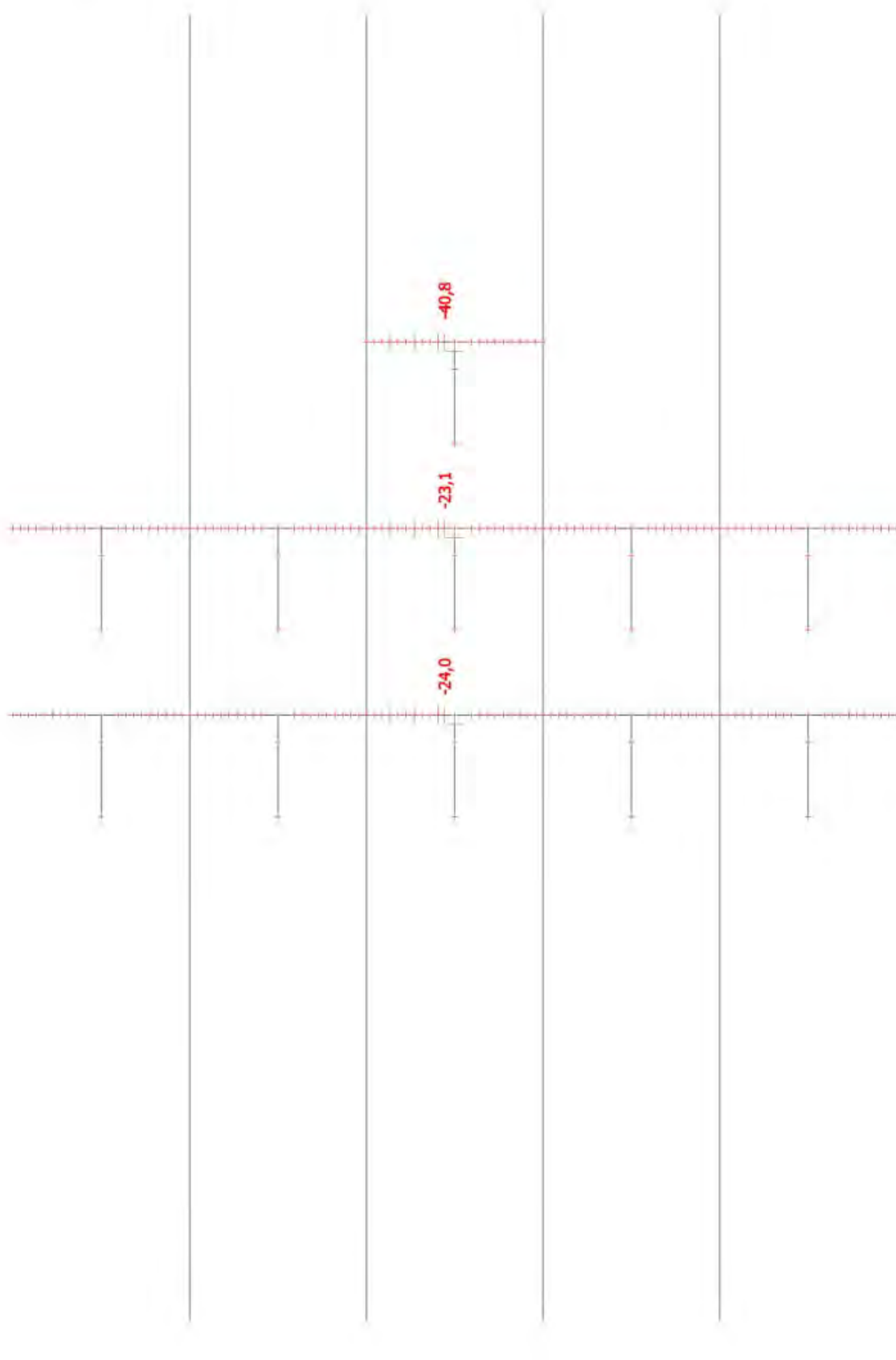


2.4. Belastingsgevallen - LM1 - UDL (5)

Naam	LM1 - UDL (5)
Actie type	Variabel
Lastgroep	UDL
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

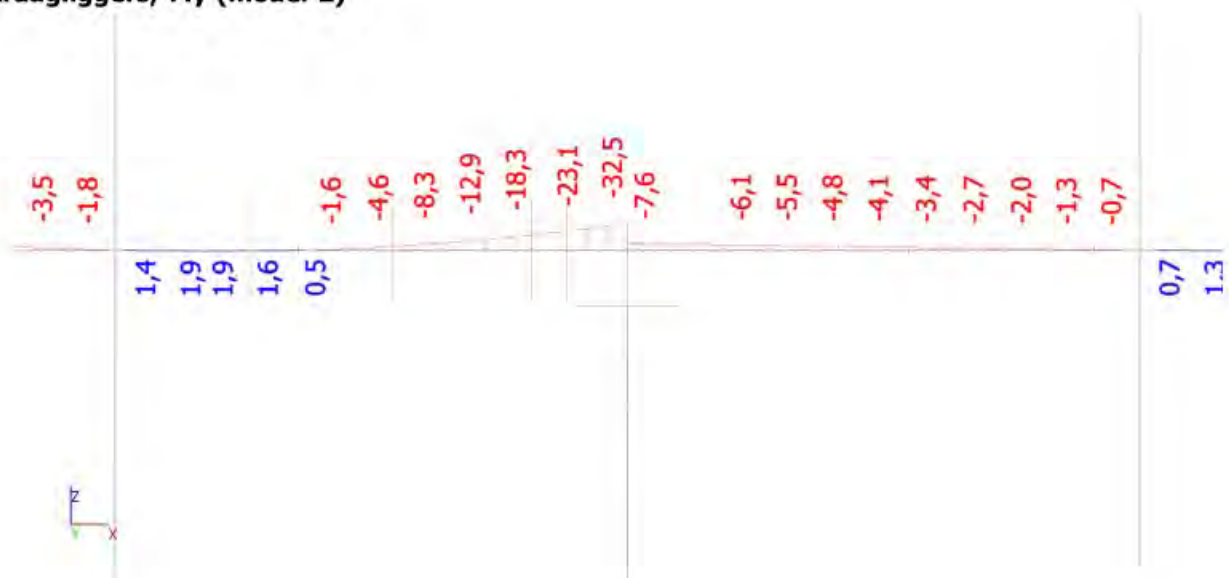


2.4.1. Kraagliggers; M_y



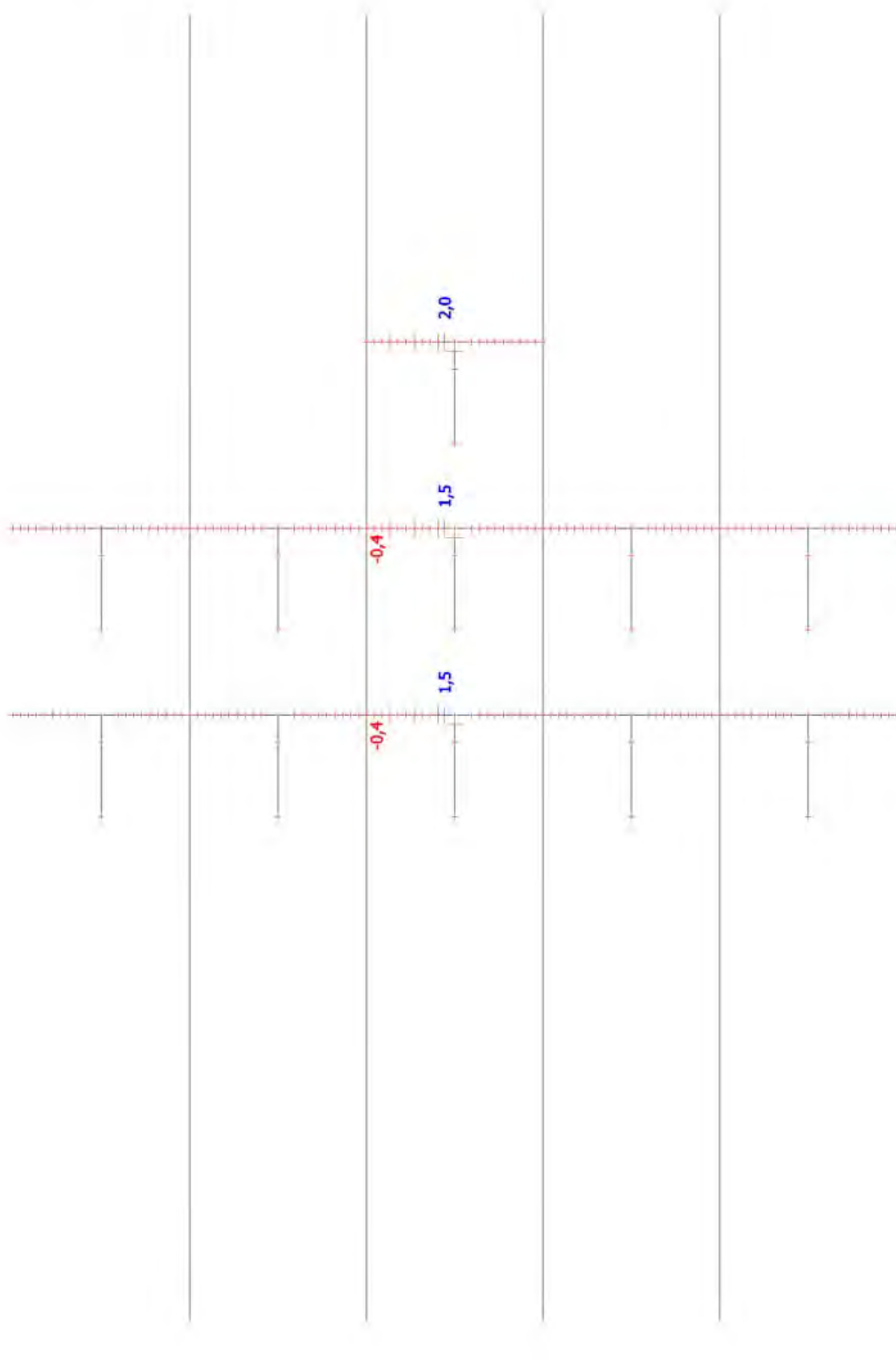


2.4.2. Kraagliggers; My (model 2)



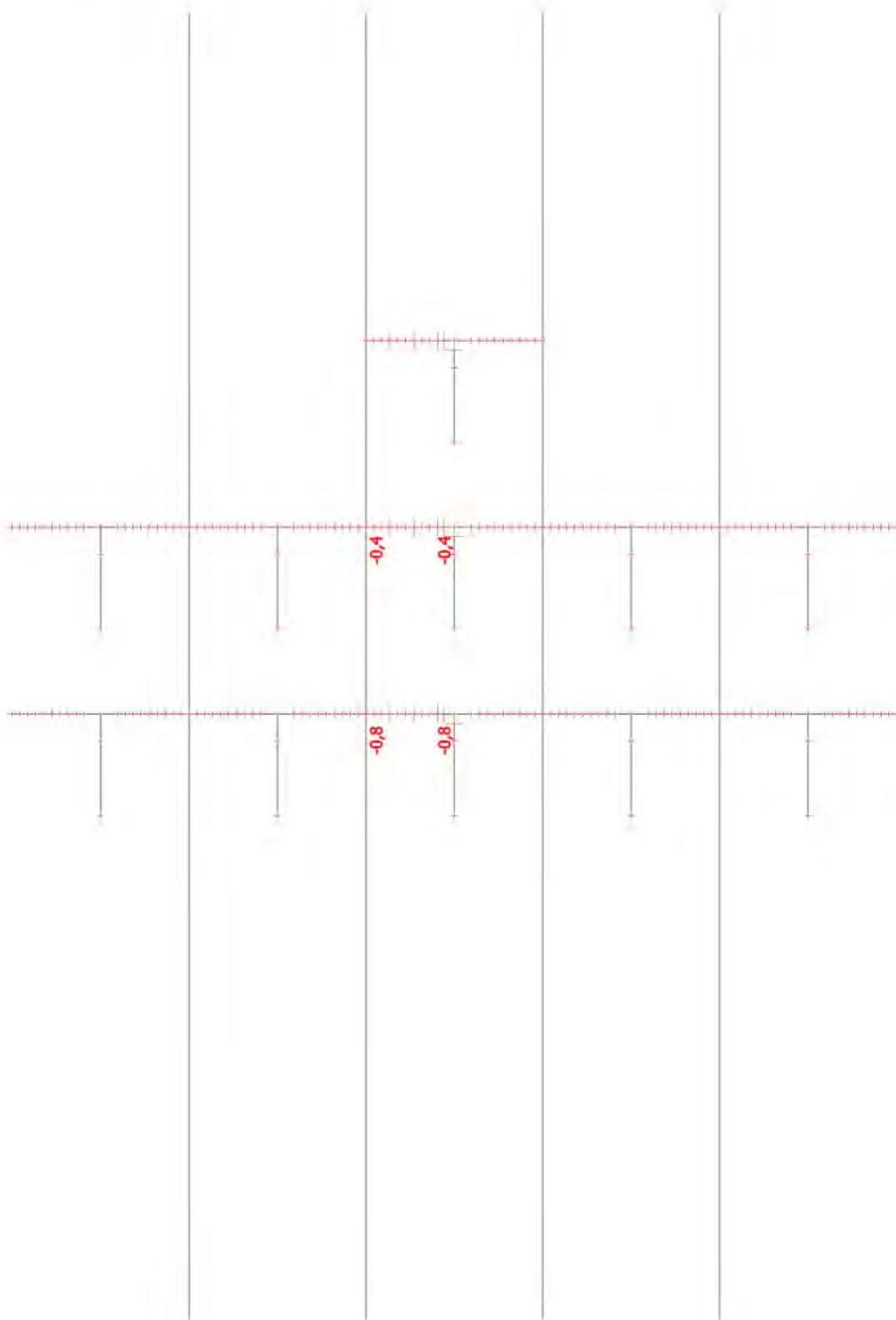


2.4.3. Kraagliggers; Vz



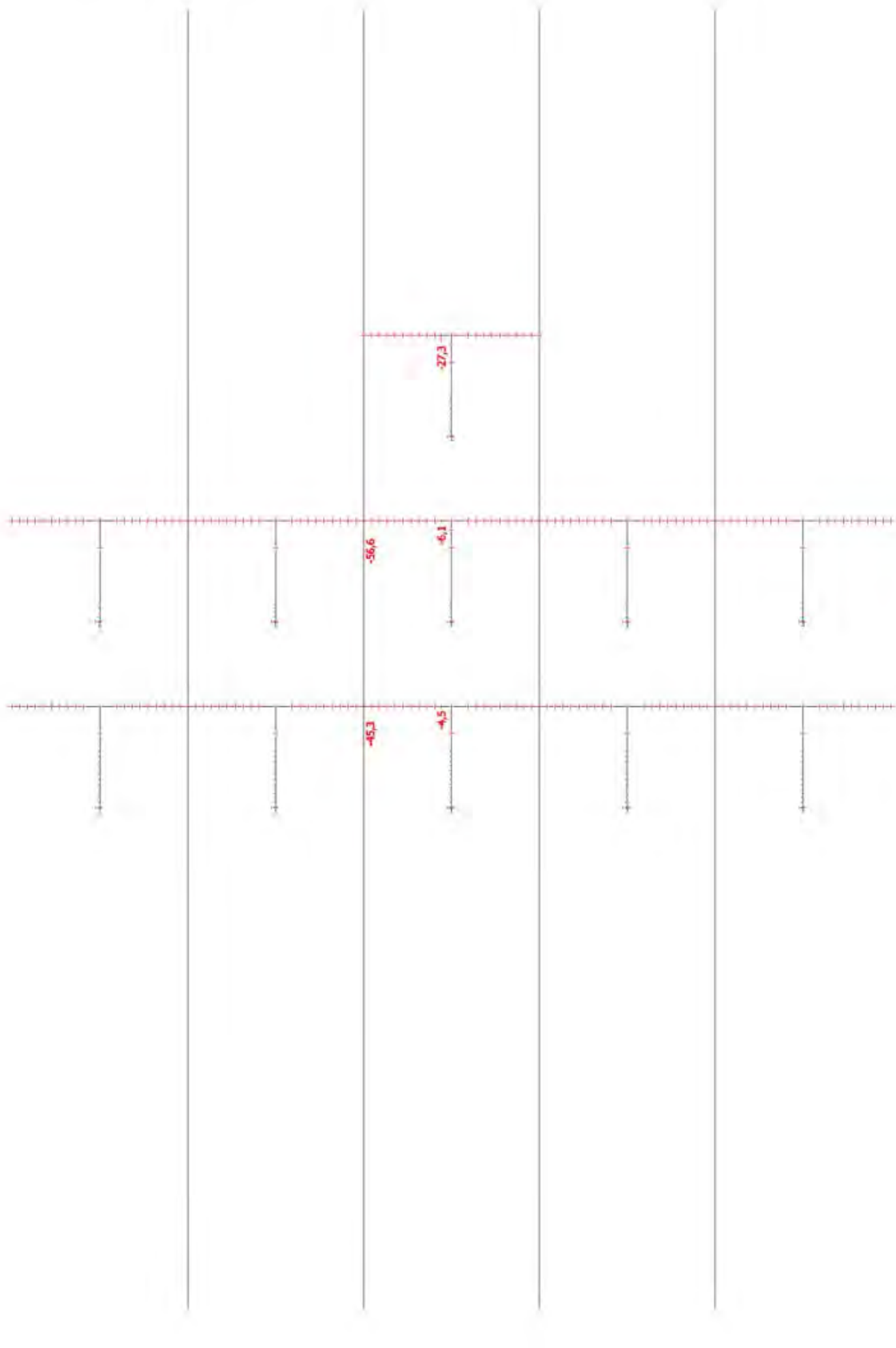


2.4.5. Kraagliggers; N



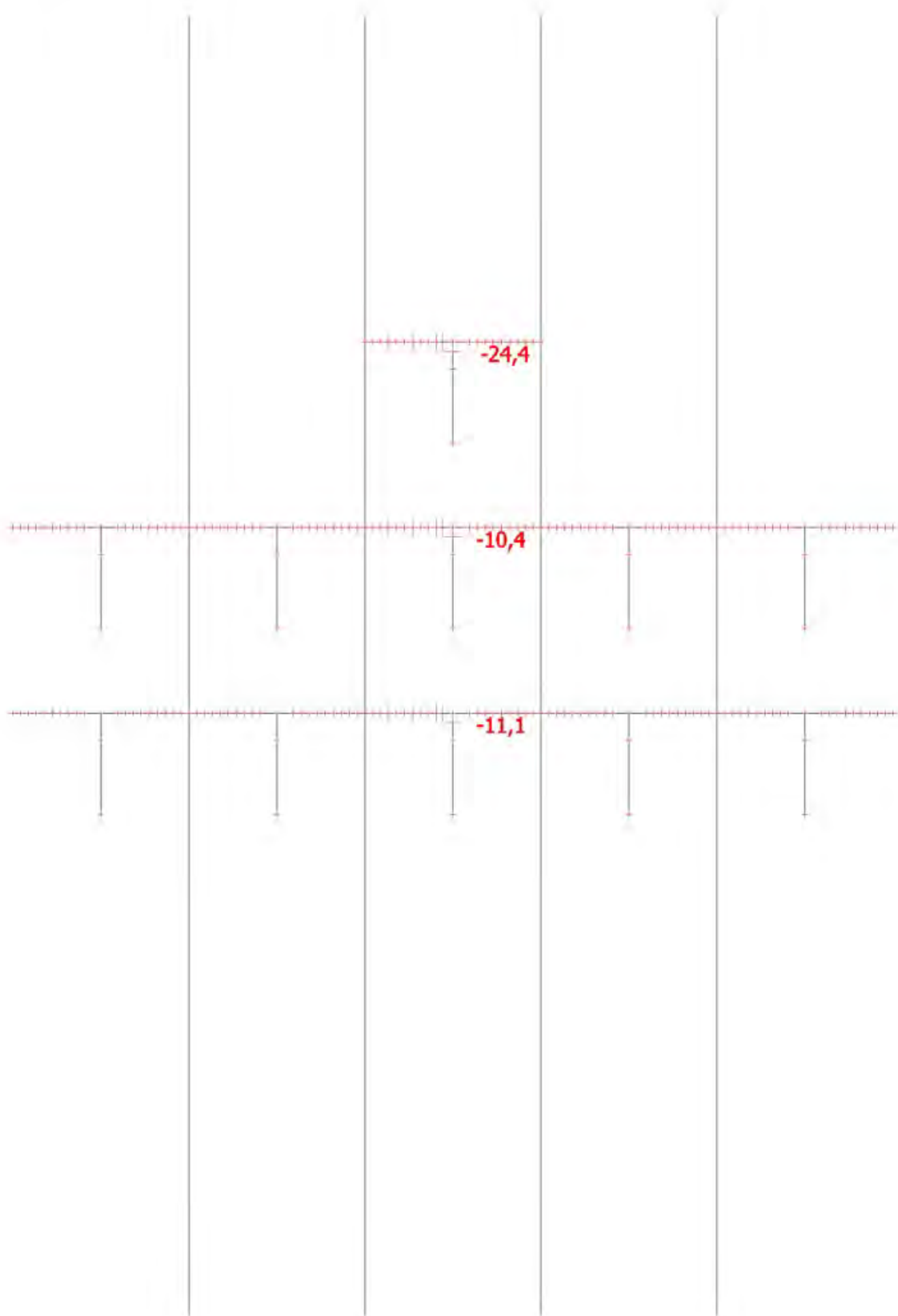


2.4.6. Vervormingen van staaf; uz



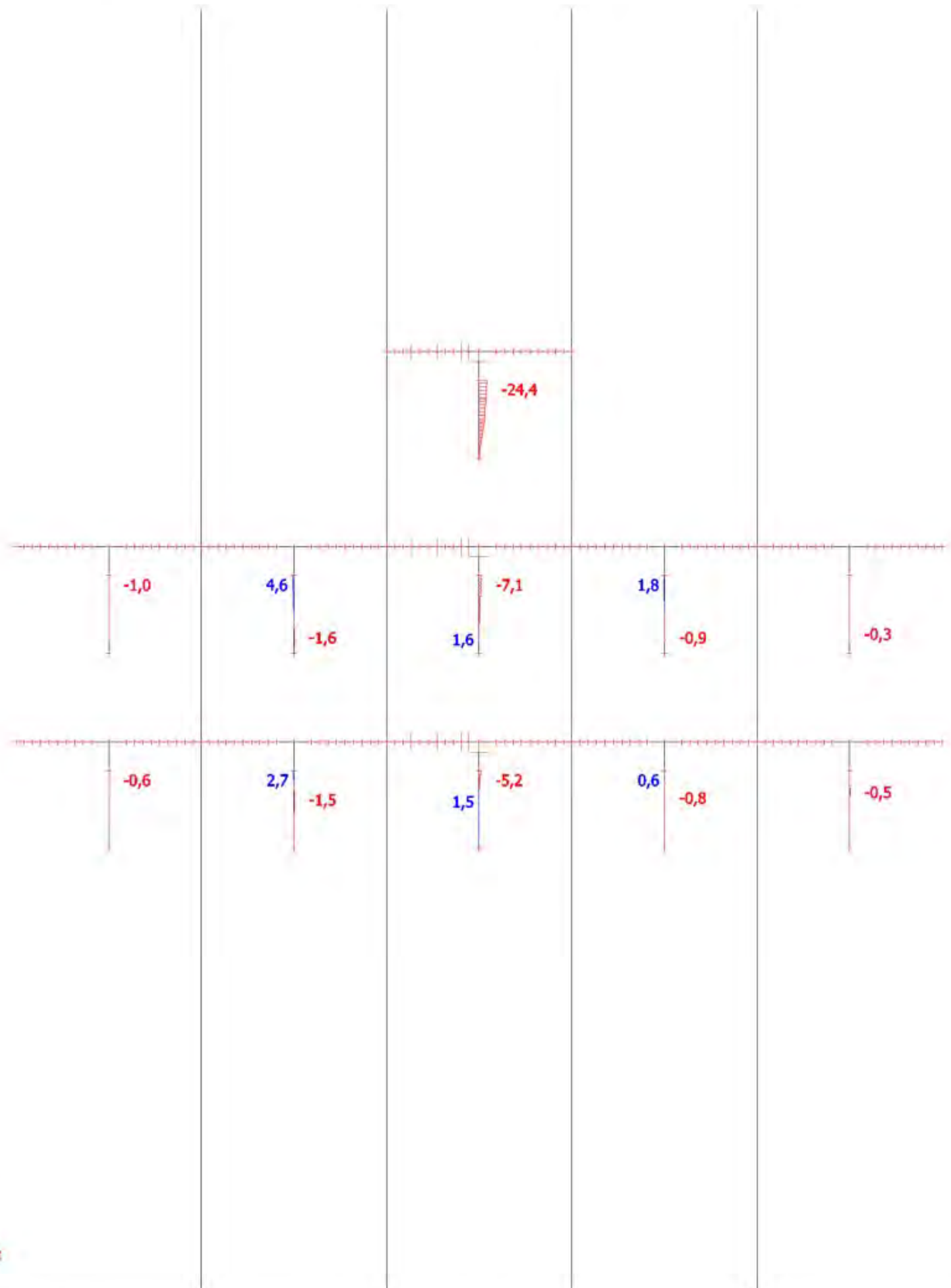


2.4.7. Pijlers; My



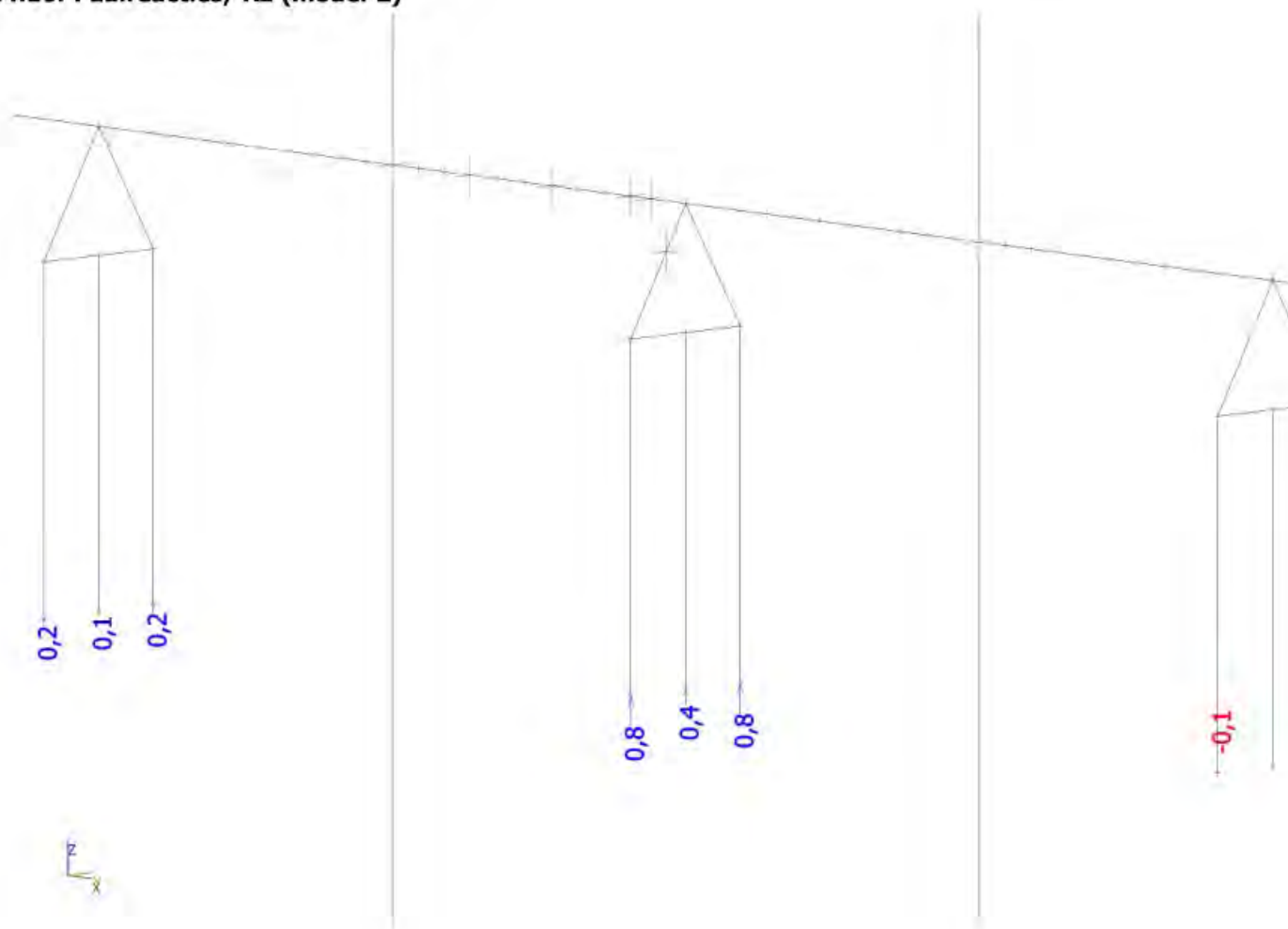


2.4.8. Putten; My





2.4.10. Paalreacties; Rz (model 2)



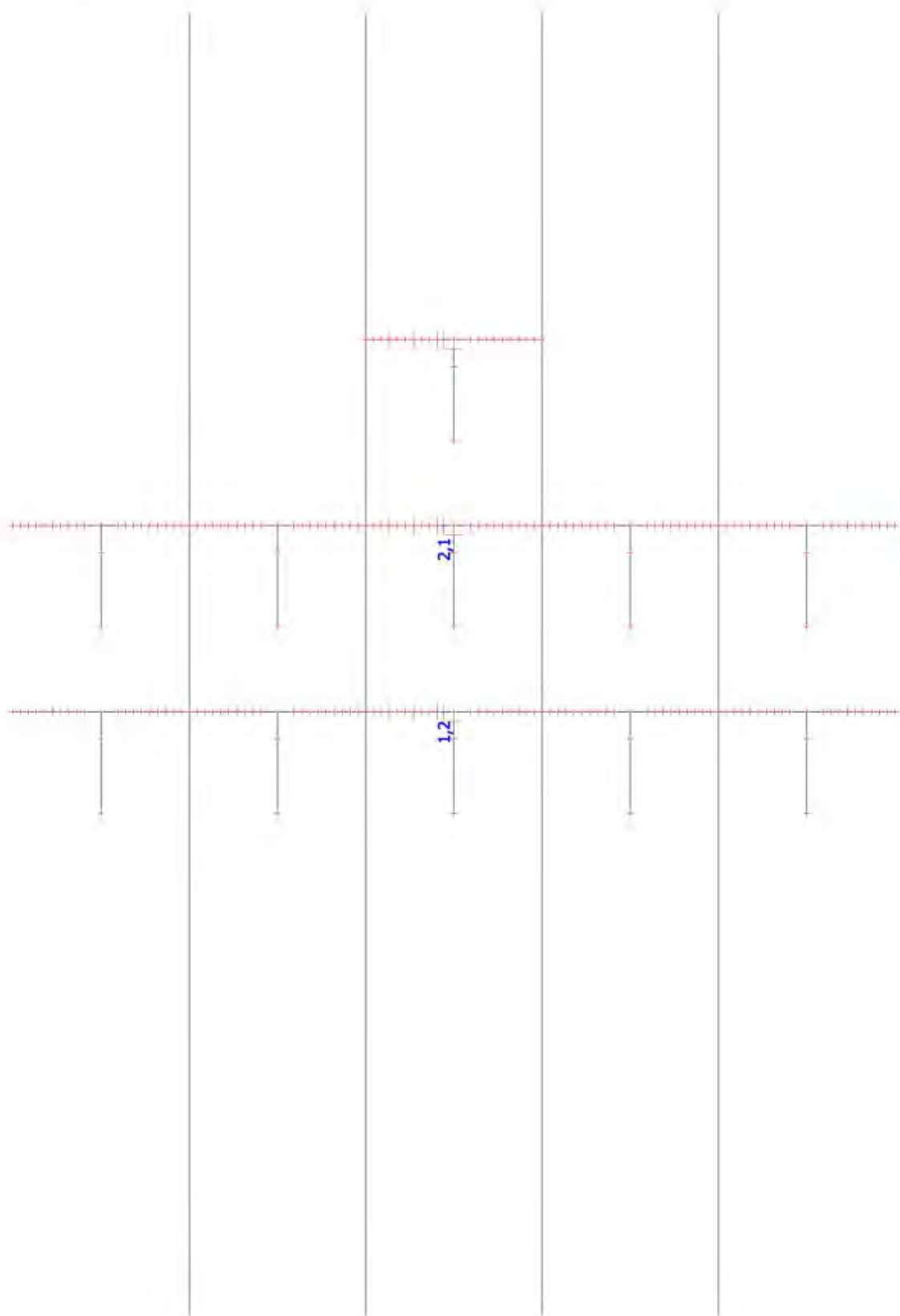


2.5. Belastingsgevallen - Rembelasting (links)

Naam	Rembelasting (links)
Actie type	Variabel
Lastgroep	Rembelasting
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen



2.5.1. Kraagliggers; My



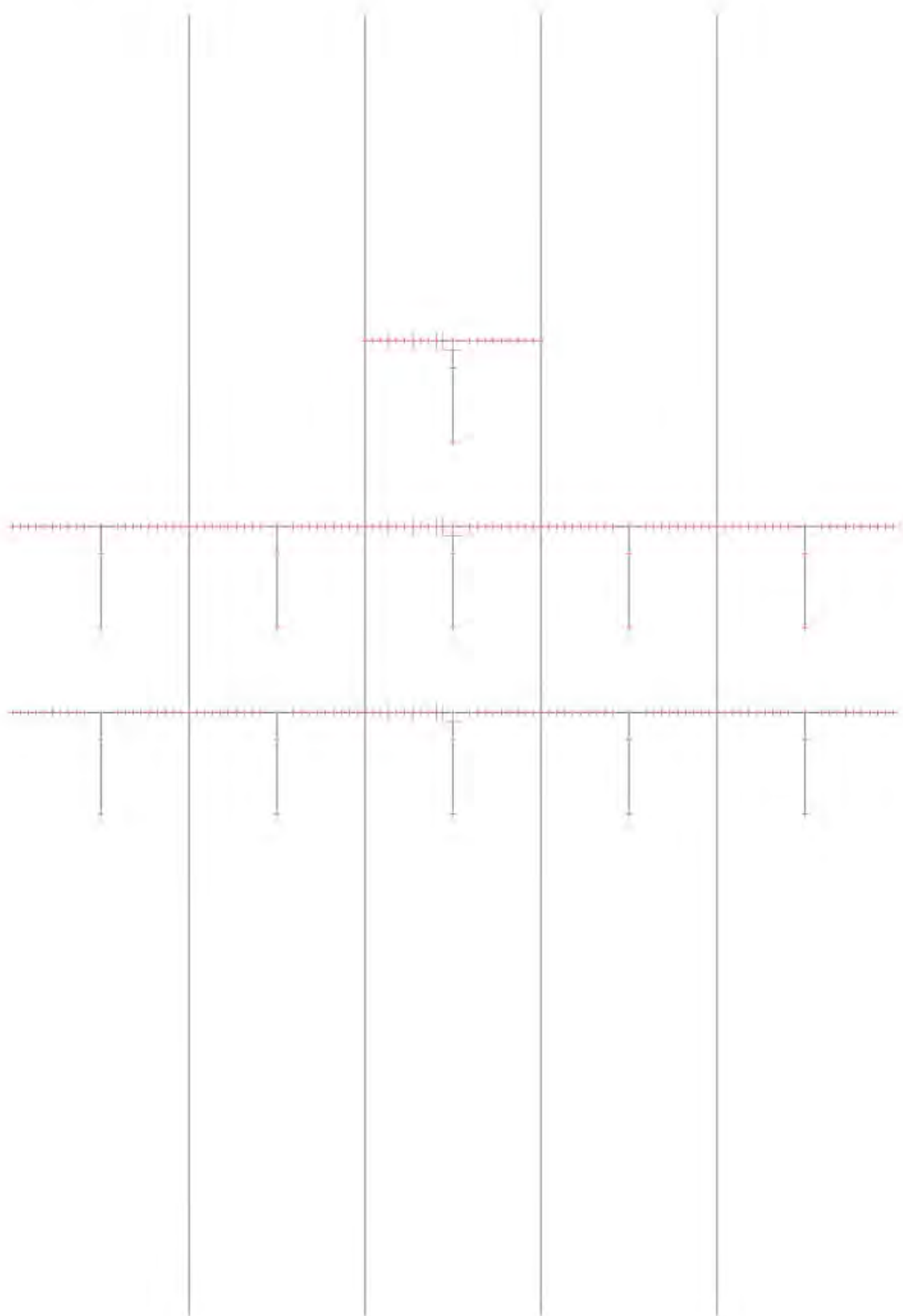


2.5.2. Kraagliggers; My (model 2)



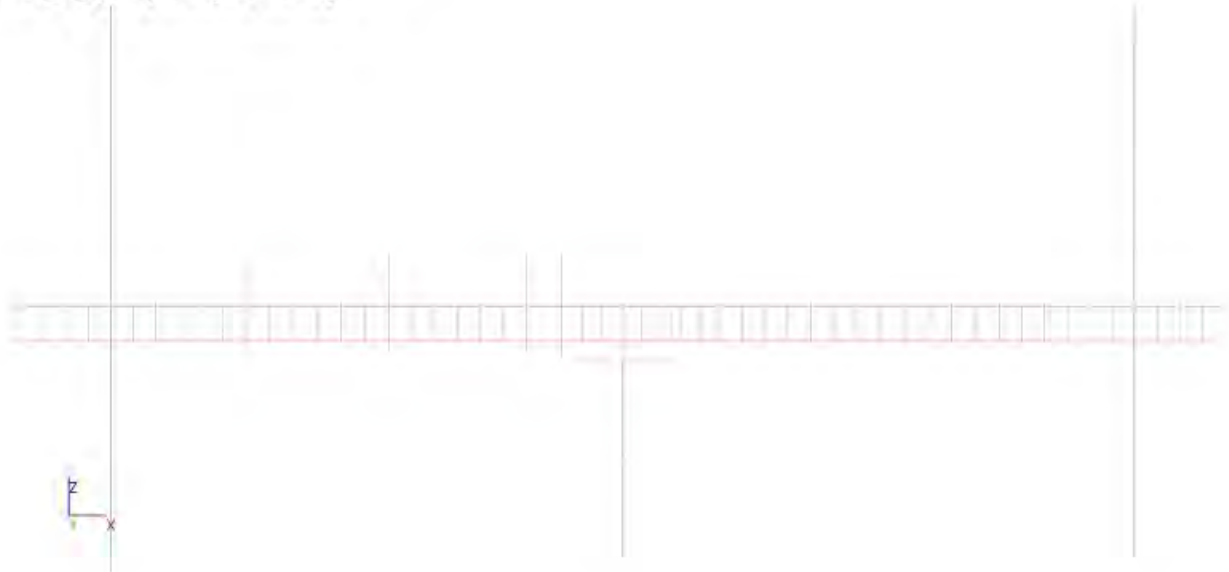


2.5.3. Kraagliggers; Vz



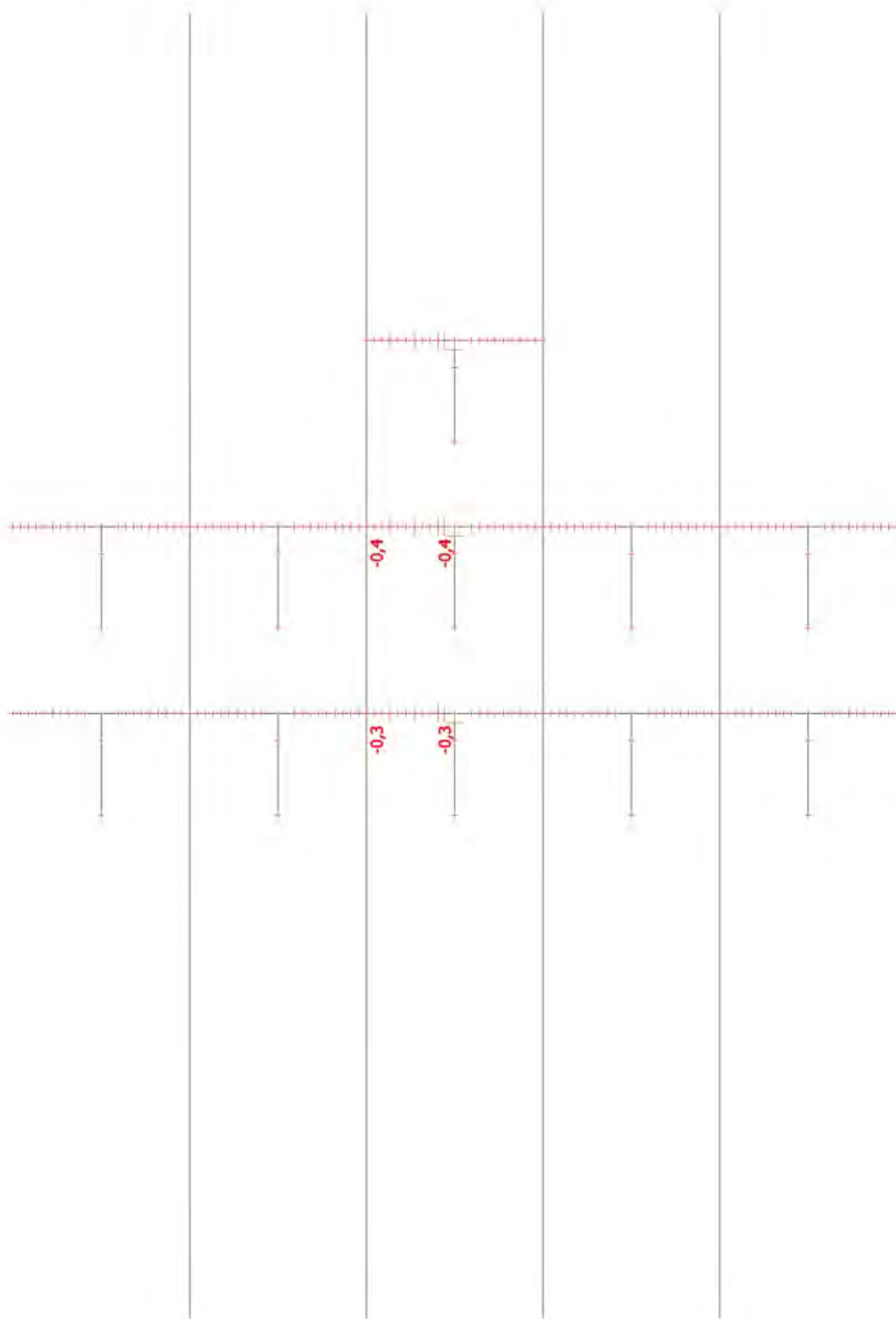


2.5.4. Kraagliggers; Vz (model 2)



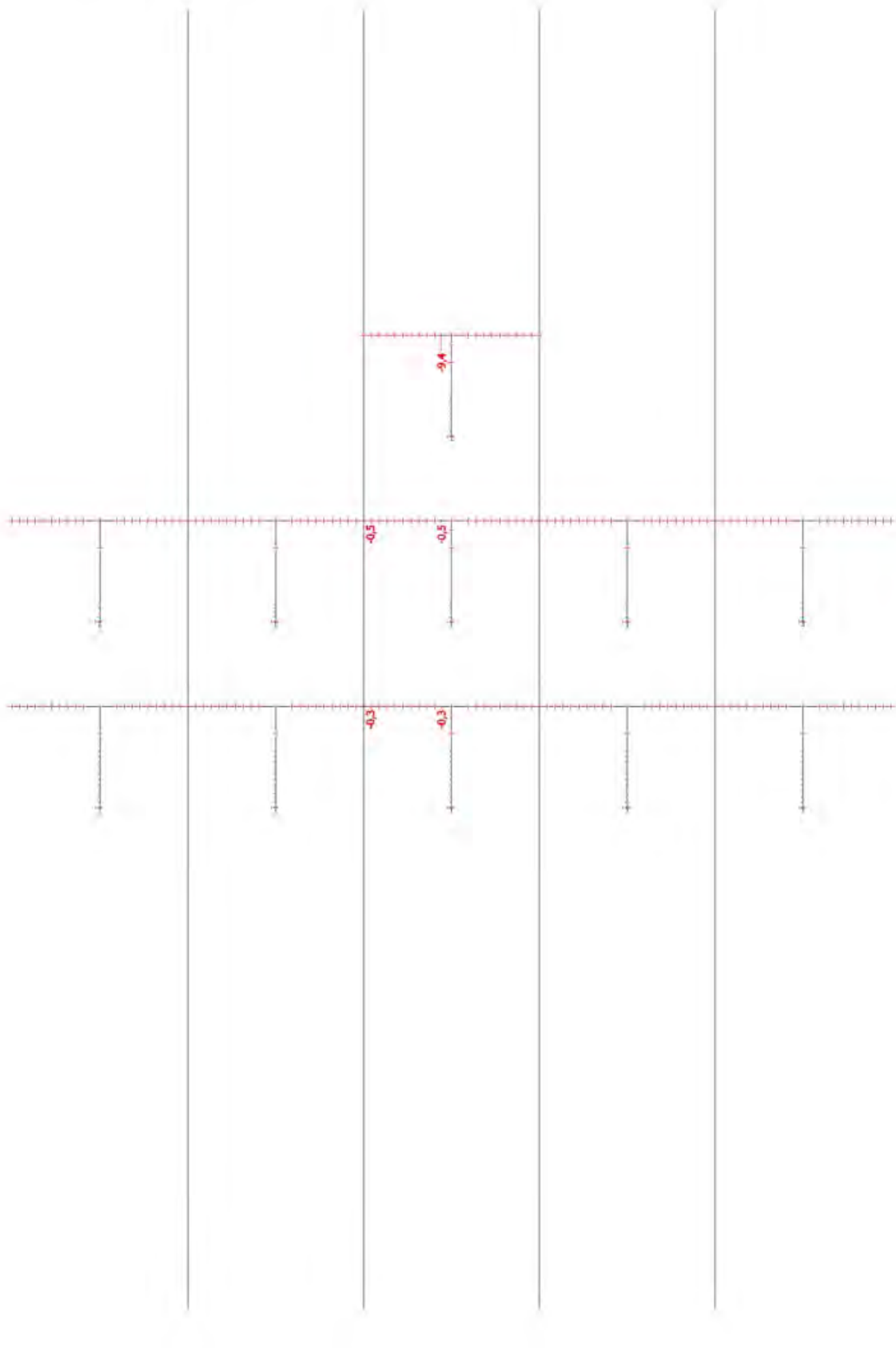


2.5.5. Kraagliggers; N



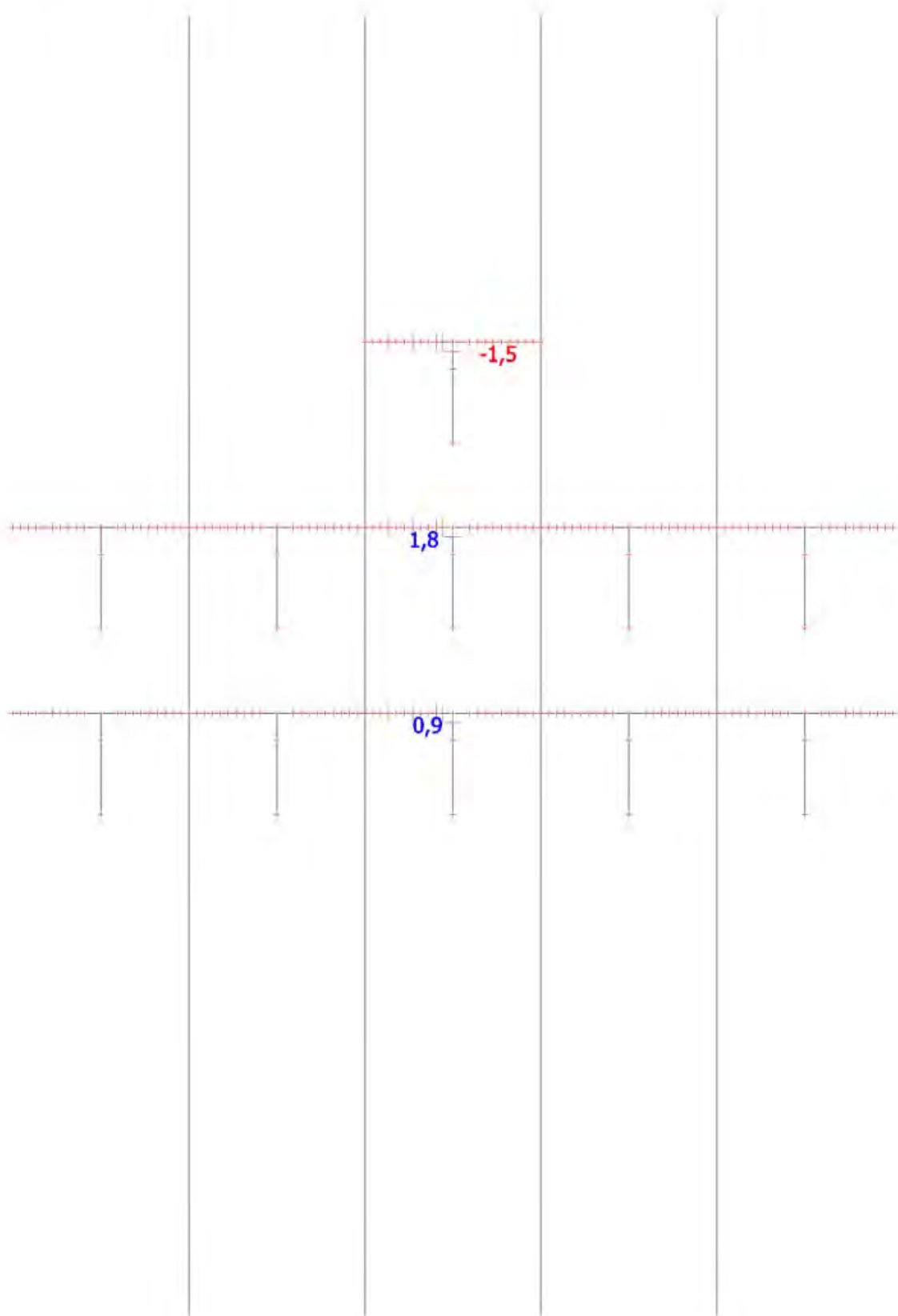


2.5.6. Vervormingen van staaf; uz



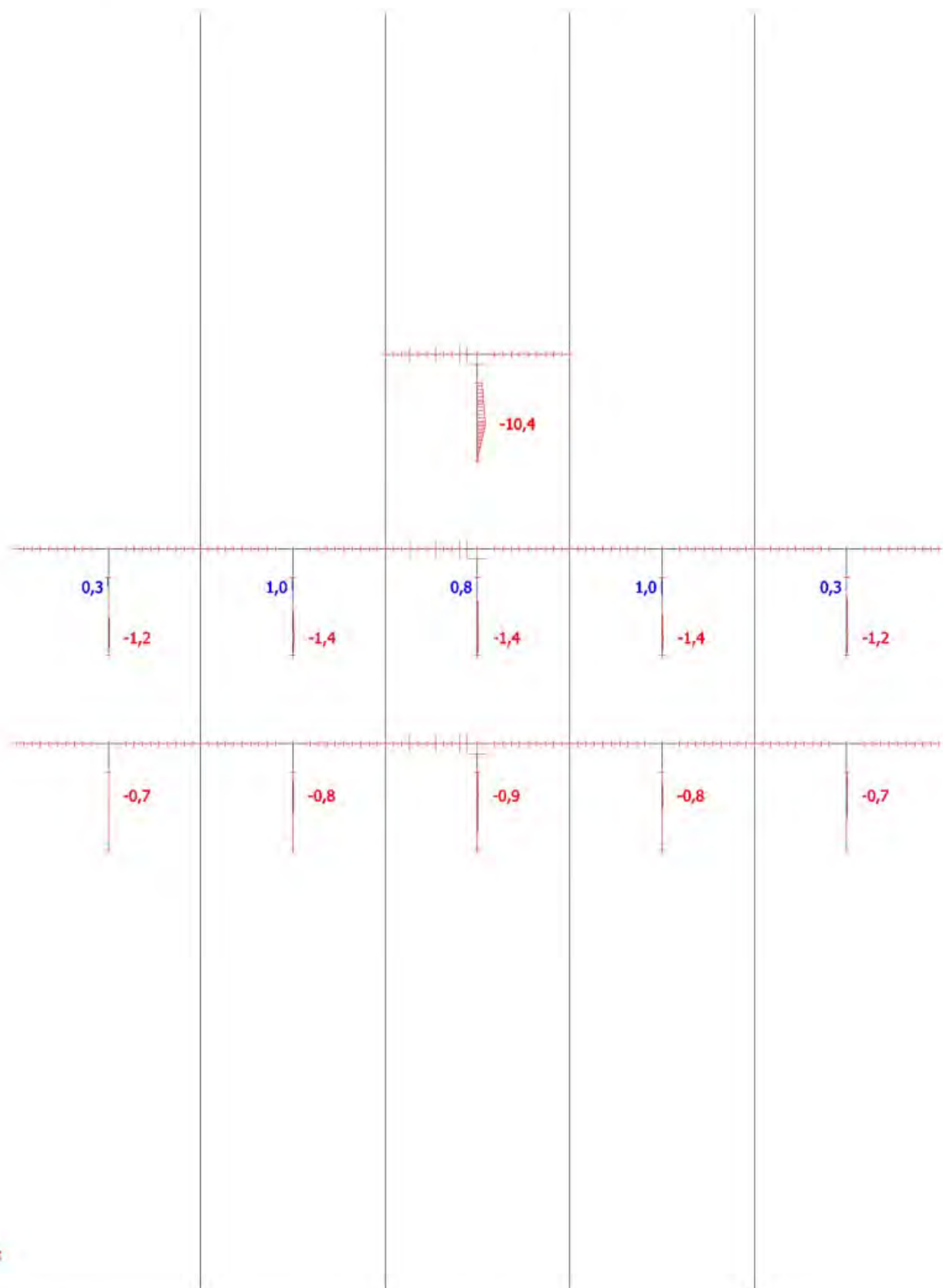


2.5.7. Pijlers; My

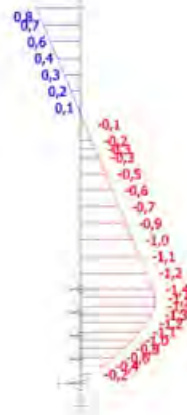




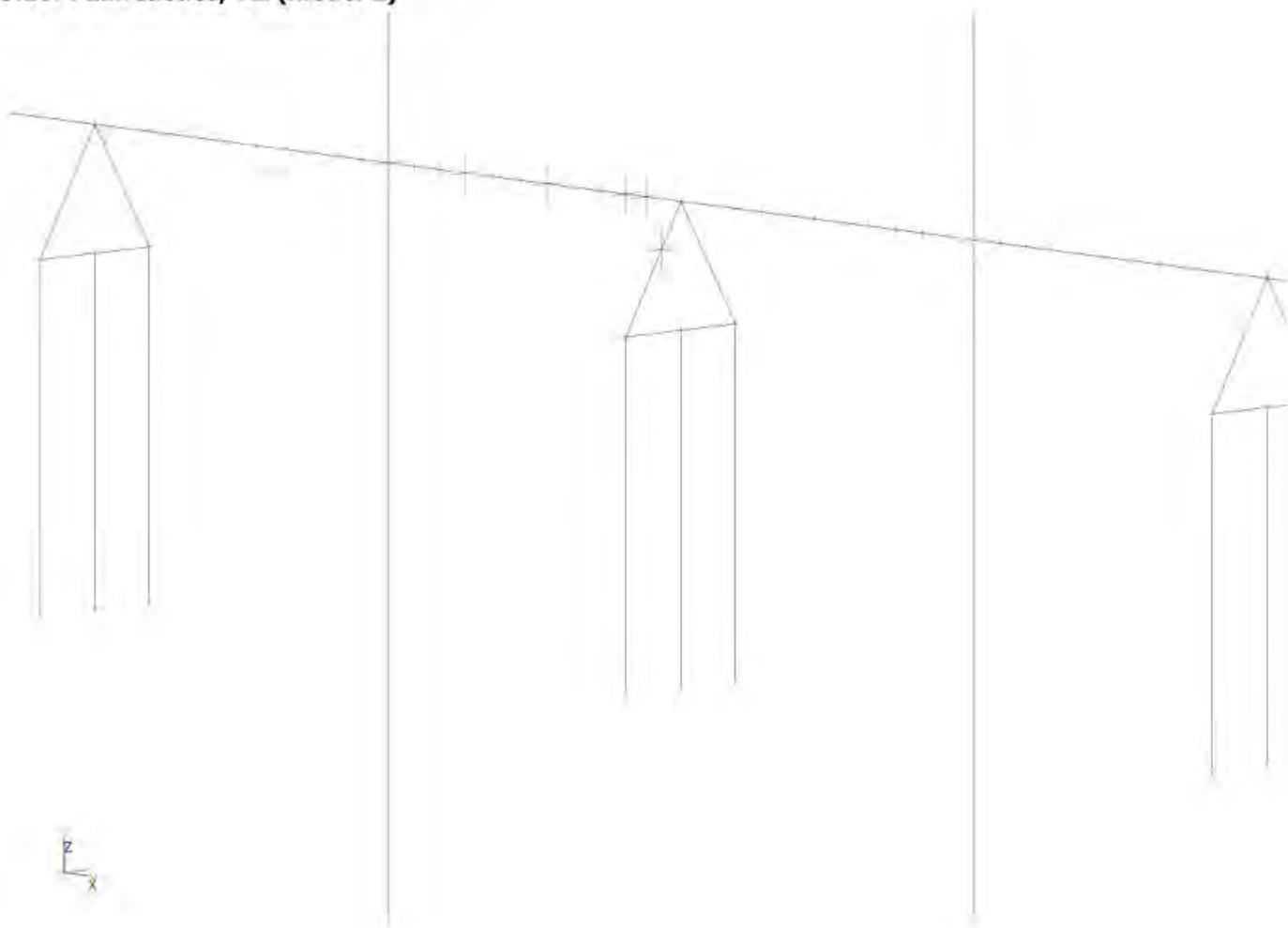
2.5.8. Putten; My



2.5.9. Putten; My (model 2)



2.5.10. Paalreacties; R_z (model 2)





Bijlage D

In- en uitvoer Scia (dwarsrichting)



1. Project

Project	INFR160590
Onderdeel	Zeelandbrug
Omschrijving	Toetsing constructieve veiligheid (dwarsrichting)
Auteur	
Datum	14.02.2017
Versie	SCIA Engineer 16.1.62
Constructie	Algemeen XYZ
Aantal knopen :	28
Aantal staven :	0
Aantal platen :	12
Aantal vaste lichamen :	0
Aantal gebruikte doorsneden :	0
Aantal belastingsgevallen :	22
Aantal gebruikte materialen :	3
Projectbestandsnaam	Zeelandbrug plaatmodel - orthotroop_voute_stijfheid 9.esa
Project bestandspad	\\MFS-SLI03\Projects\$\IN\INFR160590_P2_constructieve veiligheid beton Zeelandbrug\04 Producten\04 Rapport_Advies\Bijl. D - Scia Engineering (dwarsrichting)\
Gravatieversnelling [m/s²]	10,000



2. Inhoudsopgave

1. Project	1
2. Inhoudsopgave	2
3. Modelleren	6
3.1. Rekenmodel - 3D view	6
3.2. Doorsneden	7
3.3. Materialen	7
3.4. Orthotropie	7
3.5. Knoop- en elementnummering	8
3.6. Knopen	8
3.7. 2D-elementen	9
4. Invoer belastingen	9
4.1. Belastingsgevallen	9
4.2. Belastingsgevallen	10
4.2.1. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,00$	10
4.2.1.1. Visuele weergave belastingsgeval	10
4.3. Belastinggroepen	11
4.4. Berekeningsverslag	12
5. Vervormde constructie op basis van eigen gewicht	16
6. Combinaties	16
6.1. Combinaties - UGT1	16
6.1.1. my veld isolijnen	17
6.1.2. my veld sneden	17
6.1.3. vy veld isolijnen	18
6.1.4. vy veld sneden	18
6.1.5. my wanden isolijnen	19
6.1.6. my wanden sneden	19
7. Belastingsgevallen	20
7.1. Belastingsgevallen - Eigen gewicht	20
7.1.1. my veld isolijnen	20
7.1.2. my veld sneden	21
7.1.3. vy veld isolijnen	21
7.1.4. vy veld sneden	22
7.1.5. my wanden isolijnen	22
7.1.6. my wanden sneden	23
7.1.7. ny veld isolijnen	23
7.1.8. ny veld sneden	24
7.2. Belastingsgevallen - RB - asfalt	25
7.2.1. my veld isolijnen	25
7.2.2. my veld sneden	26
7.2.3. vy veld isolijnen	26
7.2.4. vy veld sneden	27
7.2.5. my wanden isolijnen	27
7.2.6. my wanden sneden	28
7.2.7. ny veld isolijnen	28
7.2.8. ny veld sneden	29
7.3. Belastingsgevallen - LM1 - UDL	30
7.3.1. my veld isolijnen	30
7.3.2. my veld sneden	31
7.3.3. vy veld isolijnen	31
7.3.4. vy veld sneden	32
7.3.5. my wanden isolijnen	32
7.3.6. my wanden sneden	33
7.3.7. ny veld isolijnen	33
7.3.8. ny veld sneden	34
7.4. Belastingsgevallen - LM1 - $x = -2,00$	35
7.4.1. my veld isolijnen	35
7.4.2. my veld sneden	36
7.4.3. vy veld isolijnen	36
7.4.4. vy veld sneden	37
7.4.5. my wanden isolijnen	37
7.4.6. my wanden sneden	38
7.4.7. ny veld isolijnen	38
7.4.8. ny veld sneden	39
7.5. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,25$	40
7.5.1. my veld isolijnen	40
7.5.2. my veld sneden	41
7.5.3. vy veld isolijnen	41



7.5.4. vy veld sneden	42
7.5.5. my wanden isolijnen	42
7.5.6. my wanden sneden	43
7.5.7. ny veld isolijnen	43
7.5.8. ny veld sneden	44
7.6. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,50$	45
7.6.1. my veld isolijnen	45
7.6.2. my veld sneden	46
7.6.3. vy veld isolijnen	46
7.6.4. vy veld sneden	47
7.6.5. my wanden isolijnen	47
7.6.6. my wanden sneden	48
7.6.7. ny veld isolijnen	48
7.6.8. ny veld sneden	49
7.7. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,75$	50
7.7.1. my veld isolijnen	50
7.7.2. my veld sneden	51
7.7.3. vy veld isolijnen	51
7.7.4. vy veld sneden	52
7.7.5. my wanden isolijnen	52
7.7.6. my wanden sneden	53
7.7.7. ny veld isolijnen	53
7.7.8. ny veld sneden	54
7.8. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,00$	55
7.8.1. my veld isolijnen	55
7.8.2. my veld sneden	56
7.8.3. vy veld isolijnen	56
7.8.4. vy veld sneden	57
7.8.5. my wanden isolijnen	57
7.8.6. my wanden sneden	58
7.8.7. ny veld isolijnen	58
7.8.8. ny veld sneden	59
7.9. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,25$	60
7.9.1. my veld isolijnen	60
7.9.2. my veld sneden	61
7.9.3. vy veld isolijnen	61
7.9.4. vy veld sneden	62
7.9.5. my wanden isolijnen	62
7.9.6. my wanden sneden	63
7.9.7. ny veld isolijnen	63
7.9.8. ny veld sneden	64
7.10. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,50$	65
7.10.1. my veld isolijnen	65
7.10.2. my veld sneden	66
7.10.3. vy veld isolijnen	66
7.10.4. vy veld sneden	67
7.10.5. my wanden isolijnen	67
7.10.6. my wanden sneden	68
7.10.7. ny veld isolijnen	68
7.10.8. ny veld sneden	69
7.11. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,75$	70
7.11.1. my veld isolijnen	70
7.11.2. my veld sneden	71
7.11.3. vy veld isolijnen	71
7.11.4. vy veld sneden	72
7.11.5. my wanden isolijnen	72
7.11.6. my wanden sneden	73
7.11.7. ny veld isolijnen	73
7.11.8. ny veld sneden	74
7.12. Belastingsgevallen - LM1 - werkelijk gebruik (1)	75
7.12.1. my veld isolijnen	75
7.12.2. my veld sneden	76
7.12.3. vy veld isolijnen	76
7.12.4. vy veld sneden	77
7.12.5. my wanden isolijnen	77
7.12.6. my wanden sneden	78
7.12.7. ny veld isolijnen	78
7.12.8. ny veld sneden	79
7.13. Belastingsgevallen - LM1 - werkelijk gebruik (2)	80



7.13.1. my veld isolijnen	80
7.13.2. my veld sneden	81
7.13.3. vy veld isolijnen	81
7.13.4. vy veld sneden	82
7.13.5. my wanden isolijnen	82
7.13.6. my wanden sneden	83
7.13.7. ny veld isolijnen	83
7.13.8. ny veld sneden	84
7.14. Belastingsgevallen - Ontwerpberekening (wiellasten)	85
7.14.1. my veld isolijnen	85
7.14.2. my veld sneden	86
7.14.3. vy veld isolijnen	86
7.14.4. vy veld sneden	87
7.14.5. my wanden isolijnen	87
7.14.6. my wanden sneden	88
7.14.7. ny veld isolijnen	88
7.14.8. ny veld sneden	89
7.15. Belastingsgevallen - Herberekening (2x60)	90
7.15.1. my veld isolijnen	90
7.15.2. my veld sneden	91
7.15.3. vy veld isolijnen	91
7.15.4. vy veld sneden	92
7.15.5. my wanden isolijnen	92
7.15.6. my wanden sneden	93
7.15.7. ny veld isolijnen	93
7.15.8. ny veld sneden	94
7.16. Belastingsgevallen - GVB	95
7.16.1. my veld isolijnen	95
7.16.2. my veld sneden	96
7.16.3. vy veld isolijnen	96
7.16.4. vy veld sneden	97
7.16.5. my wanden isolijnen	97
7.16.6. my wanden sneden	98
7.16.7. ny veld isolijnen	98
7.16.8. ny veld sneden	99
7.17. Belastingsgevallen - aslastbeperking	100
7.17.1. my veld isolijnen	100
7.17.2. my veld sneden	101
7.17.3. vy veld isolijnen	101
7.17.4. vy veld sneden	102
7.17.5. my wanden isolijnen	102
7.17.6. my wanden sneden	103
7.17.7. ny veld isolijnen	103
7.17.8. ny veld sneden	104
7.18. Belastingsgevallen - Vermoeiing 1	105
7.18.1. my veld isolijnen	105
7.18.2. my veld sneden	106
7.18.3. vy veld isolijnen	106
7.18.4. vy veld sneden	107
7.18.5. my wanden isolijnen	107
7.18.6. my wanden sneden	108
7.18.7. ny veld isolijnen	108
7.18.8. ny veld sneden	109
7.19. Belastingsgevallen - Vermoeiing 2	110
7.19.1. my veld isolijnen	110
7.19.2. my veld sneden	111
7.19.3. vy veld isolijnen	111
7.19.4. vy veld sneden	112
7.19.5. my wanden isolijnen	112
7.19.6. my wanden sneden	113
7.19.7. ny veld isolijnen	113
7.19.8. ny veld sneden	114
7.20. Belastingsgevallen - Vermoeiing 3	115
7.20.1. my veld isolijnen	115
7.20.2. my veld sneden	116
7.20.3. vy veld isolijnen	116
7.20.4. vy veld sneden	117
7.20.5. my wanden isolijnen	117
7.20.6. my wanden sneden	118

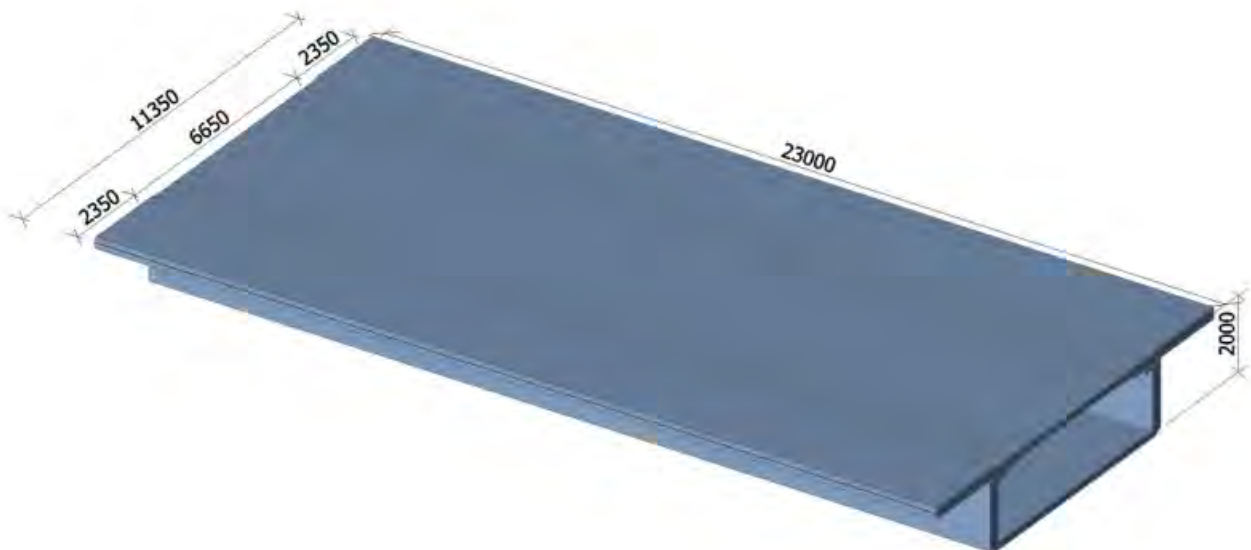


7.20.7. ny veld isolijnen	118
7.20.8. ny veld sneden	119
7.21. Belastingsgevallen - Vermoeding 4	120
7.21.1. my veld isolijnen	120
7.21.2. my veld sneden	121
7.21.3. vy veld isolijnen	121
7.21.4. vy veld sneden	122
7.21.5. my wanden isolijnen	122
7.21.6. my wanden sneden	123
7.21.7. ny veld isolijnen	123
7.21.8. ny veld sneden	124
7.22. Belastingsgevallen - Vermoeding 5	125
7.22.1. my veld isolijnen	125
7.22.2. my veld sneden	126
7.22.3. vy veld isolijnen	126
7.22.4. vy veld sneden	127
7.22.5. my wanden isolijnen	127
7.22.6. my wanden sneden	128
7.22.7. ny veld isolijnen	128
7.22.8. ny veld sneden	129



3. Modelling

3.1. Rekenmodel - 3D view





3.2. Doorsneden

Lege tabel

3.3. Materialen

Beton EC2

Beton EC2

Naam	Type	Massa eenheid [kg/m³]	E-mod [MPa]	Poisson - nu
C35/45	Beton	2500,0	3,4100e+04	0.2
C35/45 (E = 20.000)	Beton	2500,0	2,0000e+04	0.2
C30/37 (E=20.000)	Beton	2500,0	2,0000e+04	0.2

3.4. Orthotropie

OT1	
Type van orthotropie	Standaard
Dikte van Plaat/Wand [mm]	200
Materiaal	C30/37 (E=20.000)
D11 [MN/m]	2,6000e+01
D22 [MN/m]	7,0000e+00
D12 [MN/m]	1,0000e+00
D33 [MN/m]	6,0000e+00
D44 [MN/m]	2,7900e+03
D55 [MN/m]	8,2800e+02
d11 [MN/m]	4,1667e+03
d22 [MN/m]	4,1667e+03
d12 [MN/m]	8,3333e+02
d33 [MN/m]	1,6667e+03
K _{xy} [MN/m]	1,0000e+00
K _{yx} [MN/m]	1,0000e+00
OT2	
Type van orthotropie	Standaard
Dikte van Plaat/Wand [mm]	225
Materiaal	C30/37 (E=20.000)
D11 [MN/m]	3,7000e+01
D22 [MN/m]	1,0000e+01
D12 [MN/m]	1,0000e+00
D33 [MN/m]	9,0000e+00
D44 [MN/m]	3,1390e+03
D55 [MN/m]	9,3100e+02
d11 [MN/m]	4,6875e+03
d22 [MN/m]	4,6875e+03
d12 [MN/m]	9,3750e+02
d33 [MN/m]	1,8750e+03
K _{xy} [MN/m]	1,0000e+00
K _{yx} [MN/m]	1,0000e+00
OT3	
Type van orthotropie	Standaard
Dikte van Plaat/Wand [mm]	305
Materiaal	C30/37 (E=20.000)
D11 [MN/m]	9,2000e+01
D22 [MN/m]	2,5000e+01
D12 [MN/m]	4,0000e+00
D33 [MN/m]	2,2000e+01
D44 [MN/m]	4,2550e+03
D55 [MN/m]	1,2620e+03
d11 [MN/m]	6,3542e+03
d22 [MN/m]	6,3542e+03
d12 [MN/m]	1,2708e+03
d33 [MN/m]	2,5417e+03
K _{xy} [MN/m]	1,0000e+00
K _{yx} [MN/m]	1,0000e+00
OT4	
Type van orthotropie	Standaard
Dikte van Plaat/Wand [mm]	420
Materiaal	C30/37 (E=20.000)
D11 [MN/m]	2,3900e+02
D22 [MN/m]	6,4000e+01
D12 [MN/m]	1,0000e+01
D33 [MN/m]	5,7000e+01
D44 [MN/m]	5,8590e+03
D55 [MN/m]	1,7380e+03



d11 [MN/m]	8,7500e+03
d22 [MN/m]	8,7500e+03
d12 [MN/m]	1,7500e+03
d33 [MN/m]	3,5000e+03
K _{xy} [MN/m]	1,0000e+00
K _{yx} [MN/m]	1,0000e+00

OT5

Type van orthotropie	Standaard	
Dikte van Plaat/Wand [mm]		200
Materiaal	C35/45	
D11 [MNm]	2,3681e+01	
D22 [MNm]	2,3681e+01	
D12 [MNm]	4,7361e+00	
D33 [MNm]	9,4722e+00	
D44 [MNm]	2,3681e+03	
D55 [MNm]	2,3681e+03	
d11 [MN/m]	7,1042e+03	
d22 [MN/m]	7,1042e+03	
d12 [MN/m]	1,4208e+03	
d33 [MN/m]	2,8417e+03	
K _{xy} [MN/m]	1,0000e+00	
K _{yx} [MN/m]	1,0000e+00	

3.5. Knoop- en elementnummering



3.6. Knopen

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K15	-5,000	0,000	0,000
K16	18,000	0,000	0,000

Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K17	18,000	6,650	0,000
K18	-5,000	6,650	0,000



Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]	Naam	Coördinaat X [m]	Coördinaat Y [m]	Coördinaat Z [m]
K19	-5,000	-2,350	0,000	K33	18,000	0,467	0,000
K20	18,000	-2,350	0,000	K34	-5,000	0,467	0,000
K21	18,000	9,000	0,000	K35	18,000	0,933	0,000
K22	-5,000	9,000	0,000	K36	-5,000	0,933	0,000
K23	18,000	6,650	-2,000	K37	18,000	1,400	0,000
K24	-5,000	6,650	-2,000	K38	-5,000	1,400	0,000
K25	18,000	0,000	-2,000	K39	-5,000	5,250	0,000
K26	-5,000	0,000	-2,000	K40	18,000	5,250	0,000
K27	-5,000	1,400	0,000	K41	18,000	5,717	0,000
K28	18,000	1,400	0,000	K42	-5,000	5,717	0,000
K29	18,000	5,250	0,000	K43	18,000	6,183	0,000
K30	-5,000	5,250	0,000	K44	-5,000	6,183	0,000

3.7. 2D-elementen

Naam	Laag	Materiaal	Dikte type	D. [mm]	Orthotropie
Dek1	Laag1	C30/37 (E=20.000)		200	OT1
Uitkraging 3	Laag1	C30/37 (E=20.000)	constant	300	
Uitkraging 4	Laag1	C30/37 (E=20.000)	constant	300	
Wand 3	Laag1	C30/37 (E=20.000)	constant	340	
Wand 4	Laag1	C30/37 (E=20.000)	constant	340	
Vloer1	Laag1	C30/37 (E=20.000)	constant	200	
Dek2	Laag1	C30/37 (E=20.000)		420	OT4
Dek3	Laag1	C30/37 (E=20.000)		305	OT3
Dek4	Laag1	C30/37 (E=20.000)		225	OT2
Dek5	Laag1	C30/37 (E=20.000)		225	OT2
Dek6	Laag1	C30/37 (E=20.000)		305	OT3
Dek7	Laag1	C30/37 (E=20.000)		420	OT4

4. Invoer belastingen

4.1. Belastingsgevallen

Naam	Actie type	Lastgroep	'Master' belastingsgeval
Eigen gewicht	Permanent	PERM	
RB - asfalt	Permanent	PERM	
LM1 - UDL	Variabel	UDL	Geen
LM1 - x = -2,00	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 0,25	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 0,50	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 0,75	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 1,00	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 1,25	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 1,50	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - x = 1,75	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - werkelijk gebruik (1)	Variabel	Aslasten	Geen
LM1 - werkelijk gebruik (2)	Variabel	Aslasten	Geen
Ontwerpberekening (wiellasten)	Variabel	Aslasten	Geen
Herberekening (2x60)	Variabel	Aslasten	Geen
GVB	Variabel	UDL	Geen
aslastbeperking	Variabel	Aslasten	Geen
Vermoeding 1	Variabel	Aslasten	Geen
Vermoeding 2	Variabel	Aslasten	Geen
Vermoeding 3	Variabel	Aslasten	Geen
Vermoeding 4	Variabel	Aslasten	Geen
Vermoeding 5	Variabel	Aslasten	Geen

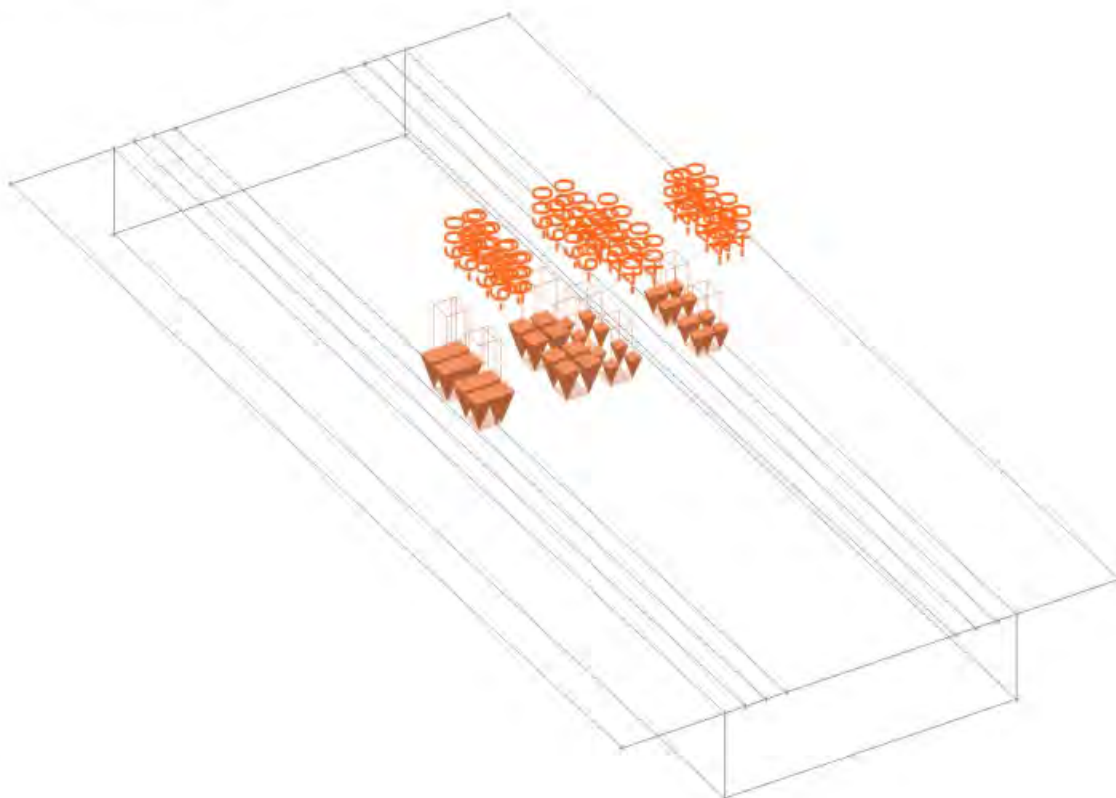


4.2. Belastingsgevallen

4.2.1. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,00$

Naam	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Spec	Duur	'Master' belastingsgeval
LM1 - $x = 1,00$	Variabel	Aslasten	Statisch	Standaard	Kort	Geen

4.2.1.1. Visuele weergave belastingsgeval





4.3. Belastinggroepen

Naam	Relatie	Last
PERM		Permanent
UDL	Standaard	Variabel
Aslasten	Exclusief	Variabel
Windbelasting	Exclusief	Variabel



4.4. Berekeningsverslag

Naam
Berekeningsverslag

Lineaire berekening

Aantal 2D elementen	12420
Aantal 1D elementen	0
Aantal netknoten	12528
Aantal vergelijkingen	75168
Belastinggevallen	Eigen gewicht
	RB - asfalt
	LM1 - UDL
	LM1 - x = -2,00
	LM1 - x = 0,25
	LM1 - x = 0,50
	LM1 - x = 0,75
	LM1 - x = 1,00
	LM1 - x = 1,25
	LM1 - x = 1,50
	LM1 - x = 1,75
	LM1 - werkelijk gebruik (1)
	LM1 - werkelijk gebruik (2)
	Ontwerpberekening (wiellasten)
	Herberekening (2x60)
	GVB
	aslastbeperking
	Vermoeiing 1
	Vermoeiing 2
	Vermoeiing 3
	Vermoeiing 4
	Vermoeiing 5
Buigtheorie	Mindlin
Start berekening	14.02.2017 10:56
Einde berekening	14.02.2017 10:56

Som van lasten en reacties.

	[kN]	X	Y	Z
BG Eigen gewicht	last	0,0	0,0	-3310,1
	knoopreacties	0,0	0,0	0,0
	lijnreacties	0,0	0,0	3310,1
	contact 1D	0,0	0,0	0,0
	contact 2D	0,0	0,0	0,0
BG RB - asfalt	last	0,0	0,0	-840,6
	knoopreacties	0,0	0,0	0,0
	lijnreacties	0,0	0,0	840,6
	contact 1D	0,0	0,0	0,0
	contact 2D	0,0	0,0	0,0
BG LM1 - UDL	last	0,0	0,0	-830,9
	knoopreacties	0,0	0,0	0,0
	lijnreacties	0,0	0,0	830,9
	contact 1D	0,0	0,0	0,0
	contact 2D	0,0	0,0	0,0
BG LM1 - x = -2,00	last	0,0	0,0	-600,0
	knoopreacties	0,0	0,0	-0,0
	lijnreacties	0,0	0,0	600,0
	contact 1D	0,0	0,0	0,0
	contact 2D	0,0	0,0	0,0
BG LM1 - x = 0,25	last	0,0	0,0	-1000,0
	knoopreacties	0,0	0,0	-0,0
	lijnreacties	0,0	-0,0	1000,0
	contact 1D	0,0	0,0	0,0



	[kN]	X	Y	Z
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 0,50	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 0,75	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 1,00	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 1,25	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 1,50	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - x = 1,75	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	-0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - werkelijk gebruik (1)	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG LM1 - werkelijk gebruik (2)	last	0.0	0.0	-600.0
	knoopreacties	0.0	-0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	600.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Ontwerpberekening (wielasten)	last	0.0	0.0	-1200.0
	knoopreacties	0.0	0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1200.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Herberekening (2x60)	last	0.0	0.0	-1200.0
	knoopreacties	0.0	-0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	1200.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG GVB	last	0.0	0.0	-15295.0
	knoopreacties	0.0	0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	15295.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG aslastbeperking	last	0.0	0.0	-1000.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	-0.0	1000.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0

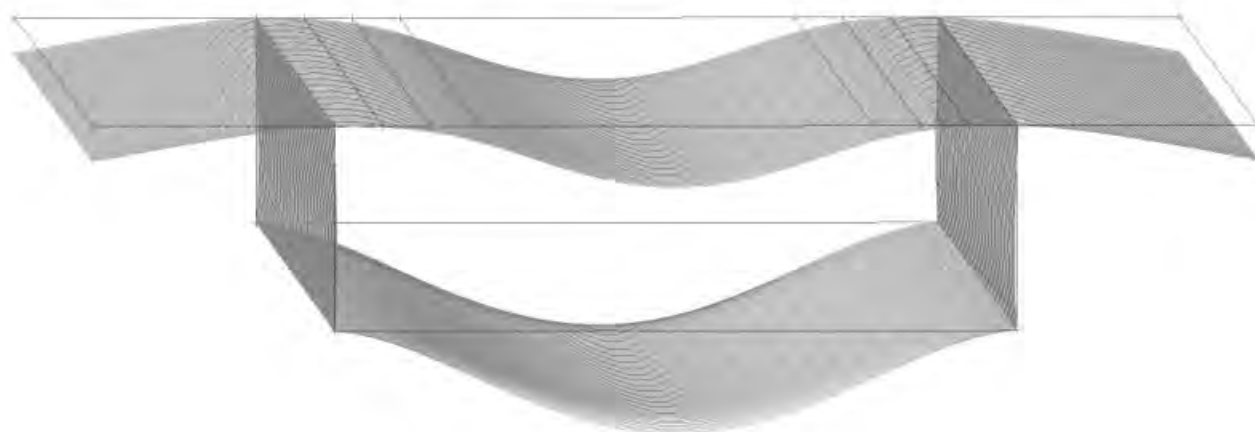


	[kN]	X	Y	Z
BG Vermoeding 1	last	0.0	0.0	-200.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	200.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Vermoeding 2	last	0.0	0.0	-310.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	310.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Vermoeding 3	last	0.0	0.0	-490.0
	knoopreacties	0.0	0.0	-0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	490.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Vermoeding 4	last	0.0	0.0	-390.0
	knoopreacties	0.0	0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	390.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0
BG Vermoeding 5	last	0.0	0.0	-350.0
	knoopreacties	0.0	-0.0	0.0
	lijnreacties	0.0	0.0	350.0
	contact 1D	0.0	0.0	0.0
	contact 2D	0.0	0.0	0.0





5. Vervormde constructie op basis van eigen gewicht



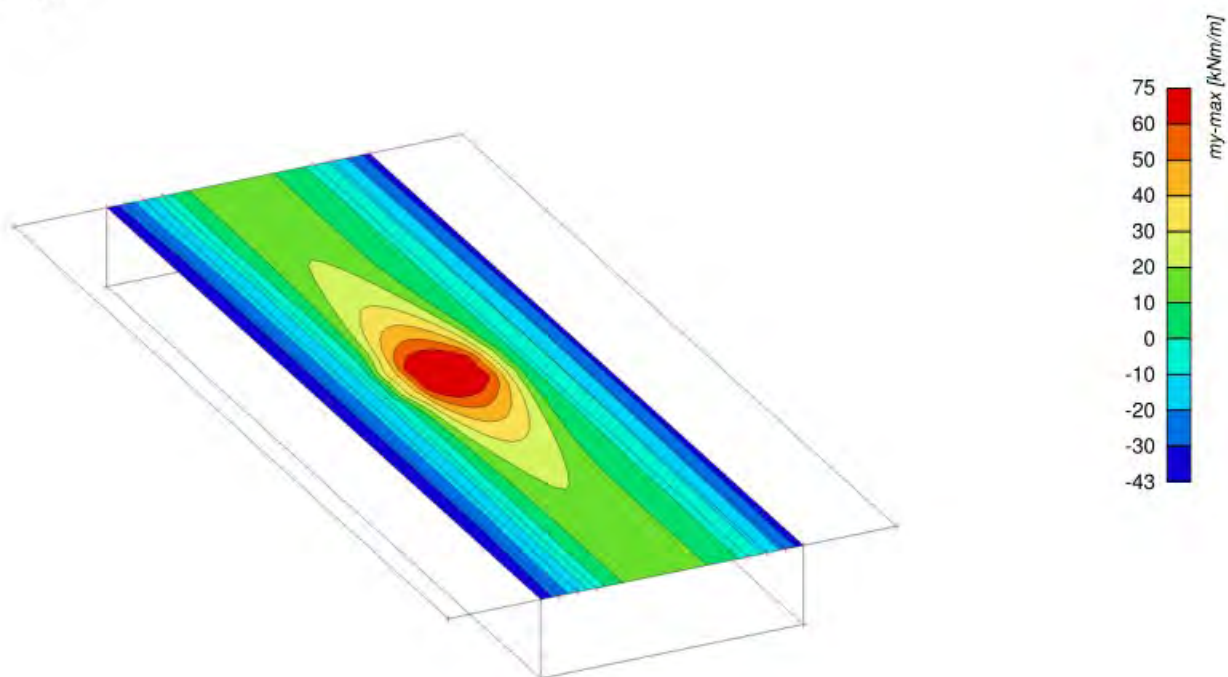
6. Combinaties

6.1. Combinaties - UGT1

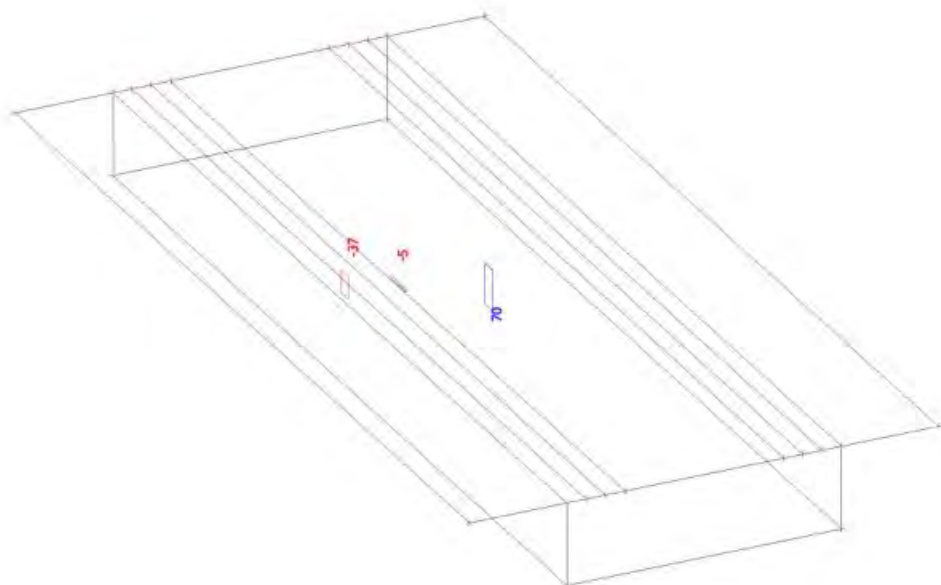
Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
UGT1	Omhullende - uiterst	Eigen gewicht	1,15
		RB - asfalt	1,15
		LM1 - UDL	1,25
		LM1 - $x = -2,00$	1,25
		LM1 - $x = 0,25$	1,25
		LM1 - $x = 0,50$	1,25
		LM1 - $x = 0,75$	1,25
		LM1 - $x = 1,00$	1,25
		LM1 - $x = 1,25$	1,25
		LM1 - $x = 1,50$	1,25
		LM1 - $x = 1,75$	1,25



6.1.1. my veld isolijnen

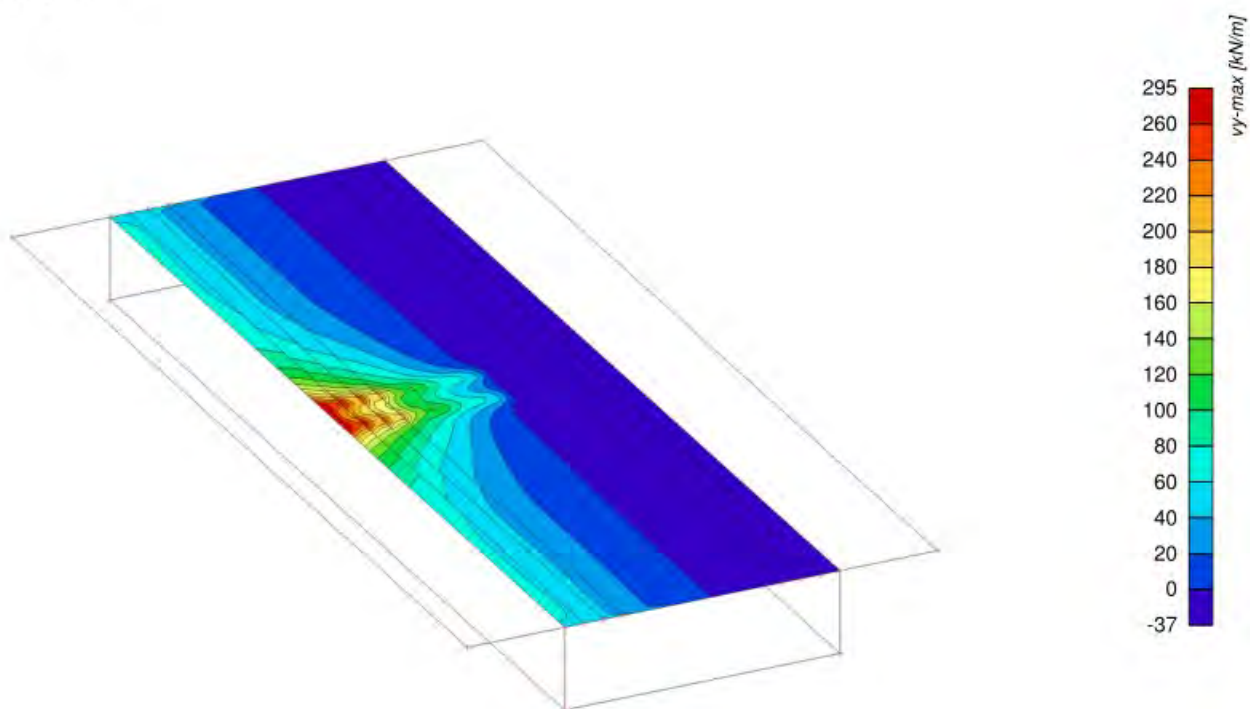


6.1.2. my veld sneden

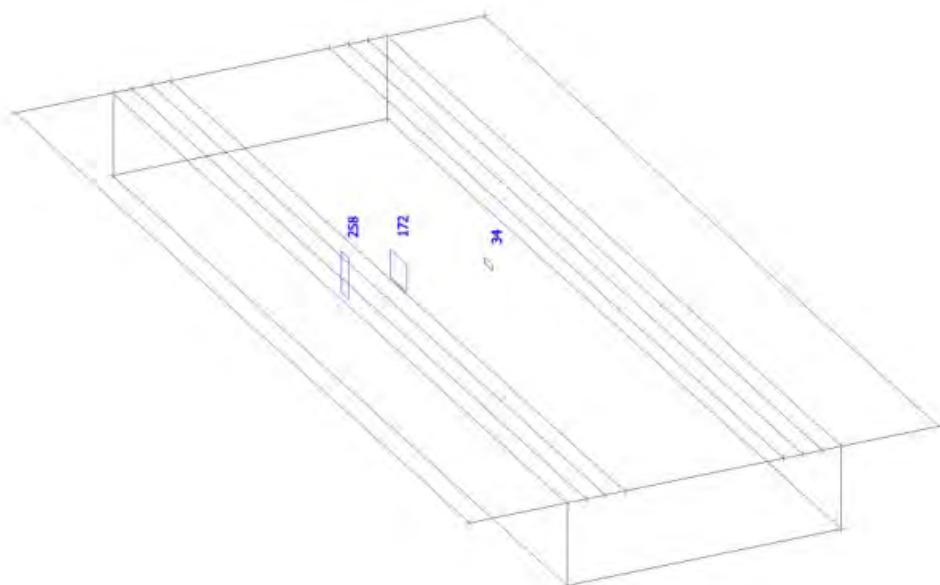




6.1.3. vy veld isolijnen

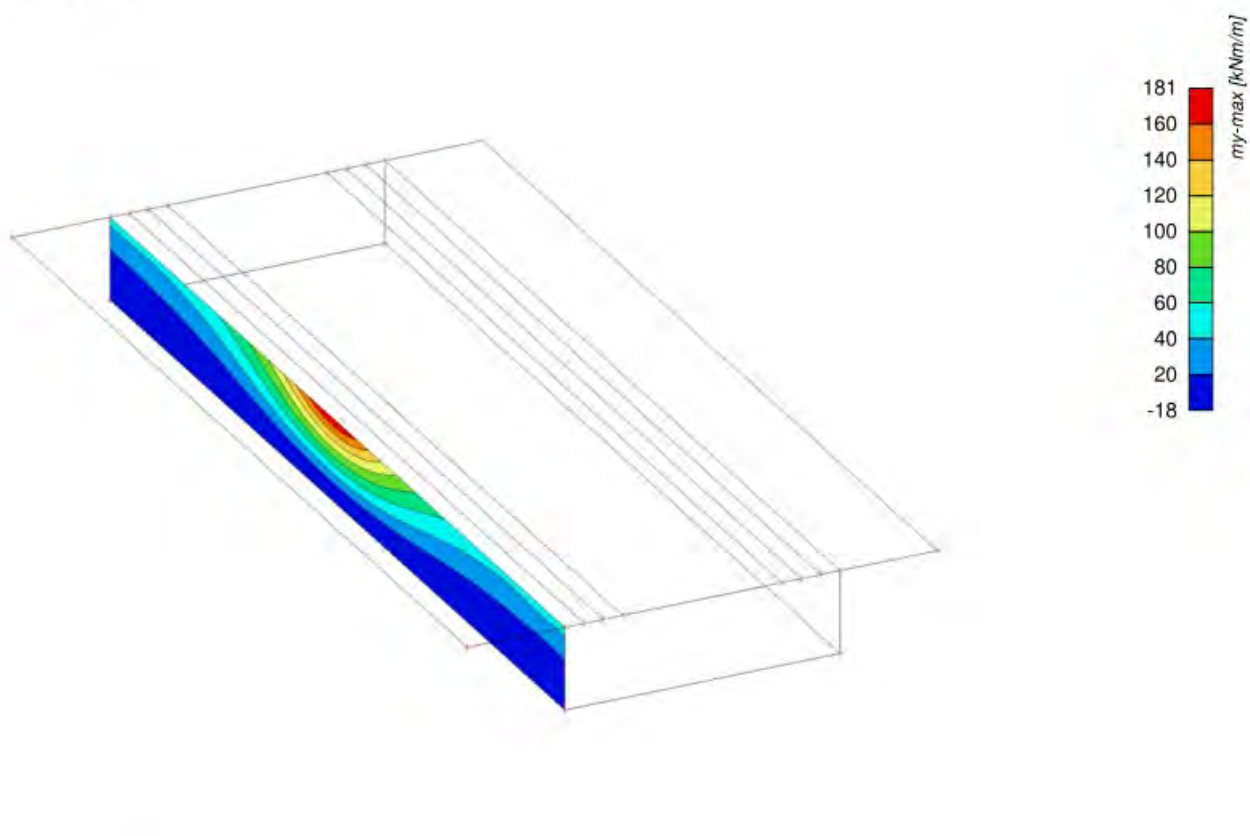


6.1.4. vy veld sneden

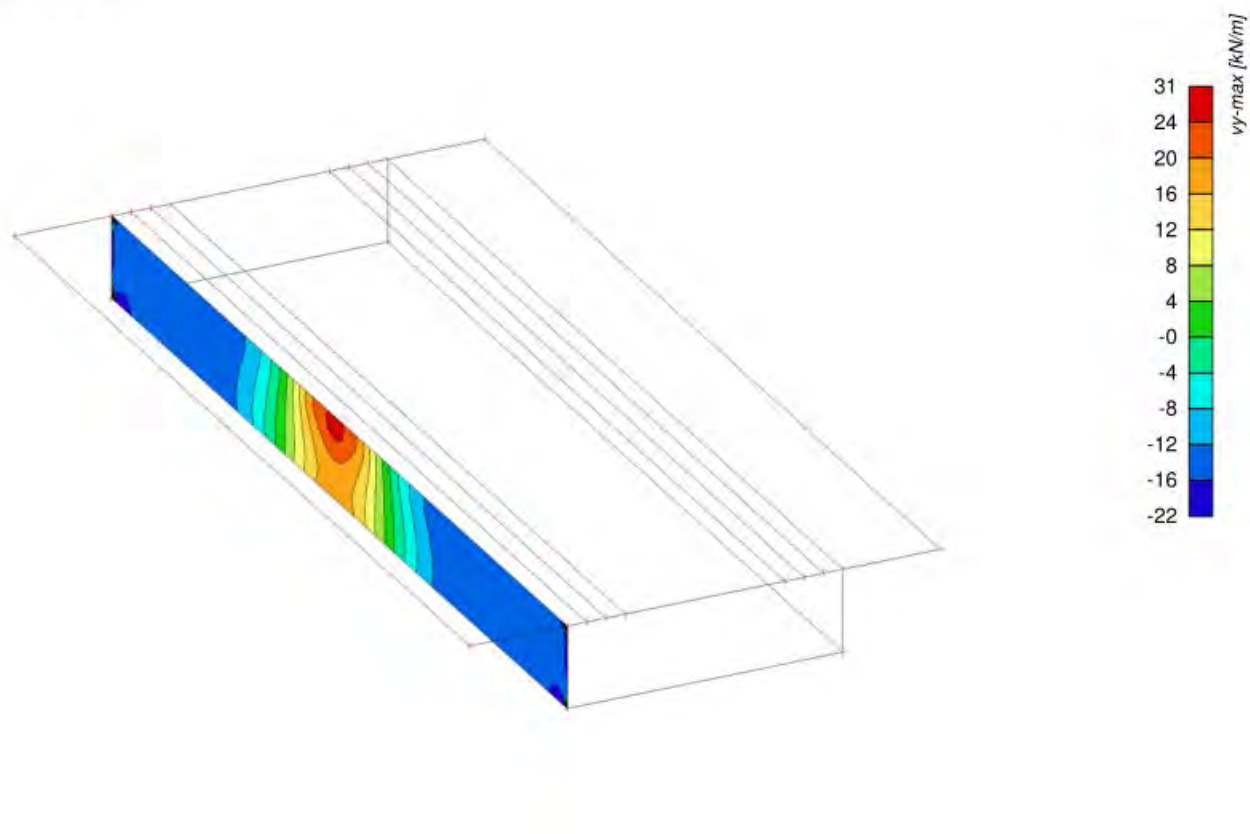




6.1.5. my wanden isolijnen



6.1.6. my wanden sneden



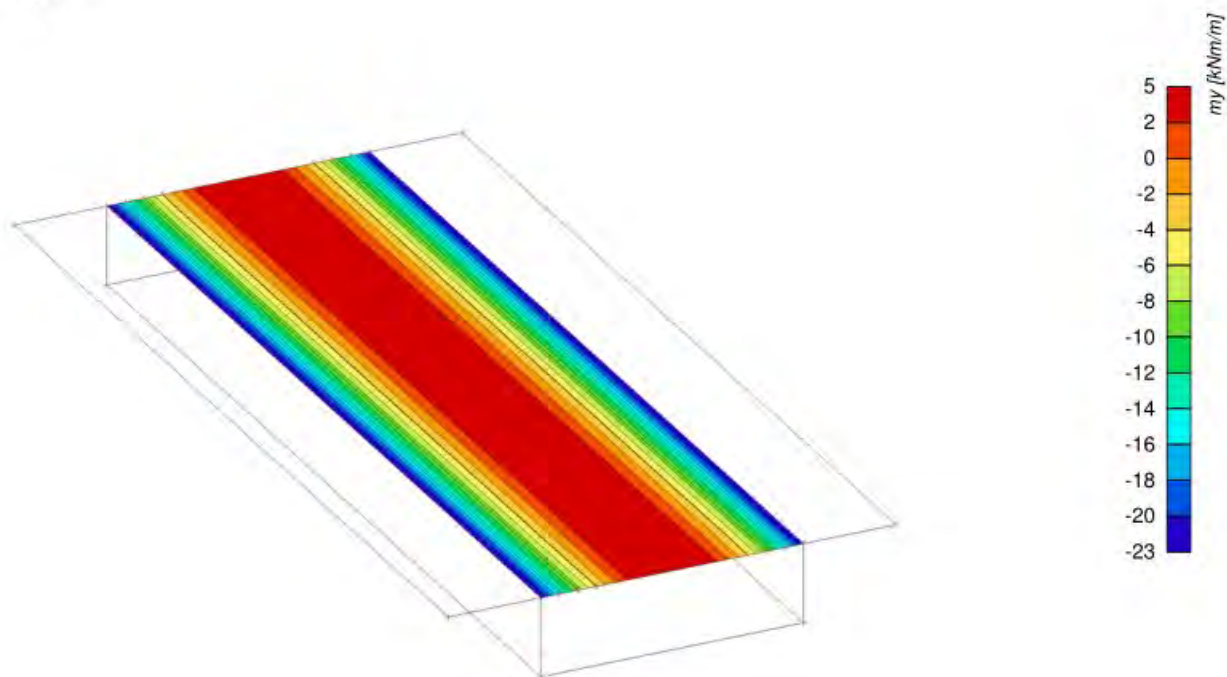


7. Belastingsgevallen

7.1. Belastingsgevallen - Eigen gewicht

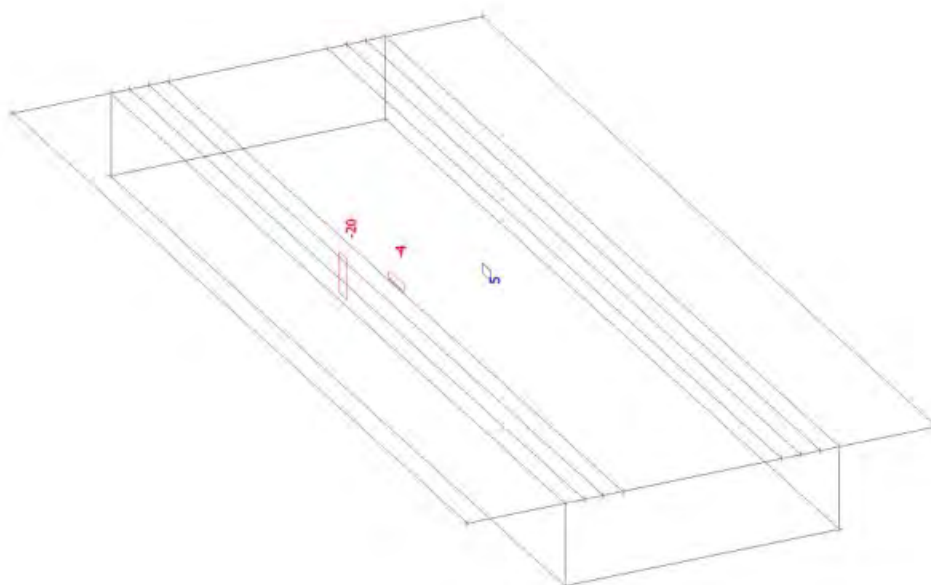
Naam	Eigen gewicht
Actie type	Permanent
Lastgroep	PERM
Belastingtype	Eigen gewicht
Richting	-Z

7.1.1. *my* veld isolijnen

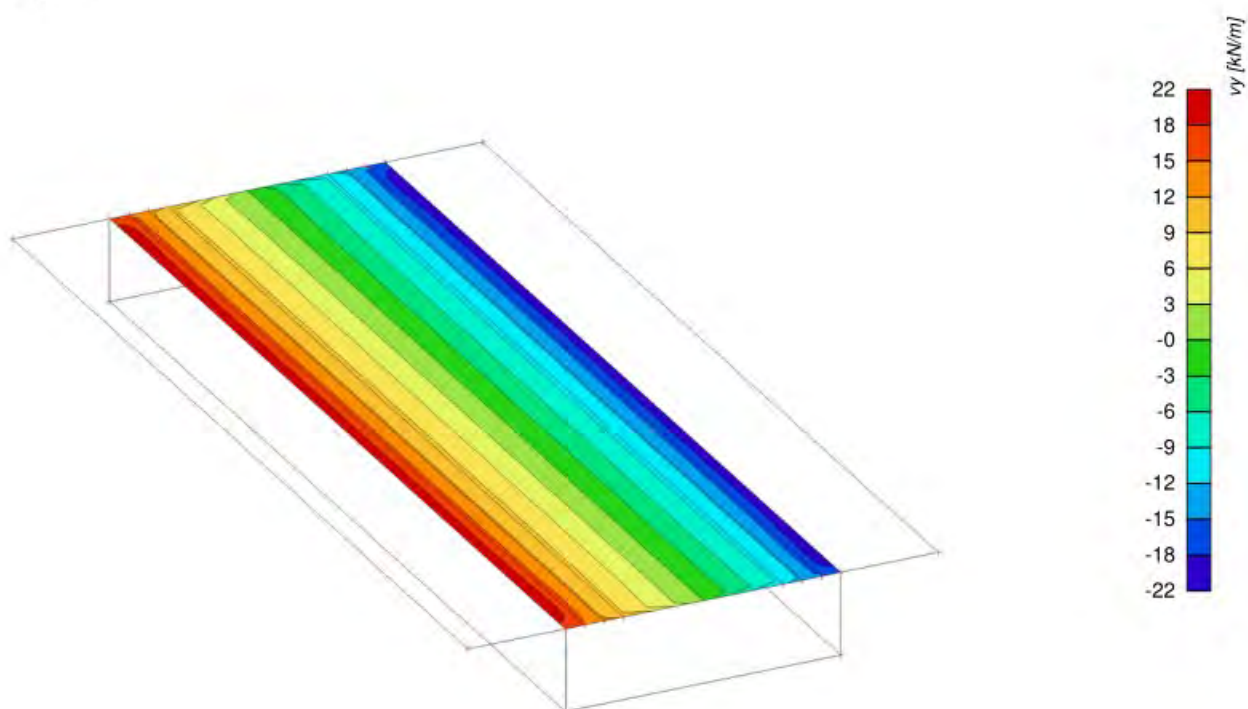




7.1.2. my veld sneden

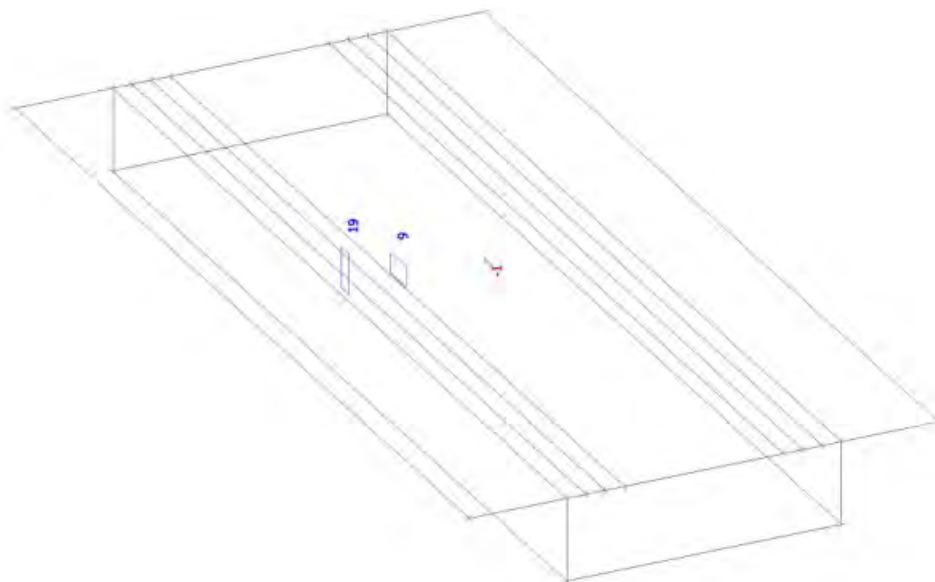


7.1.3. vy veld isolijnen

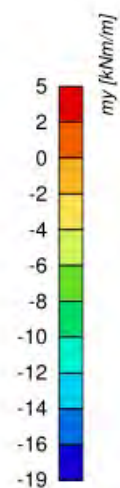
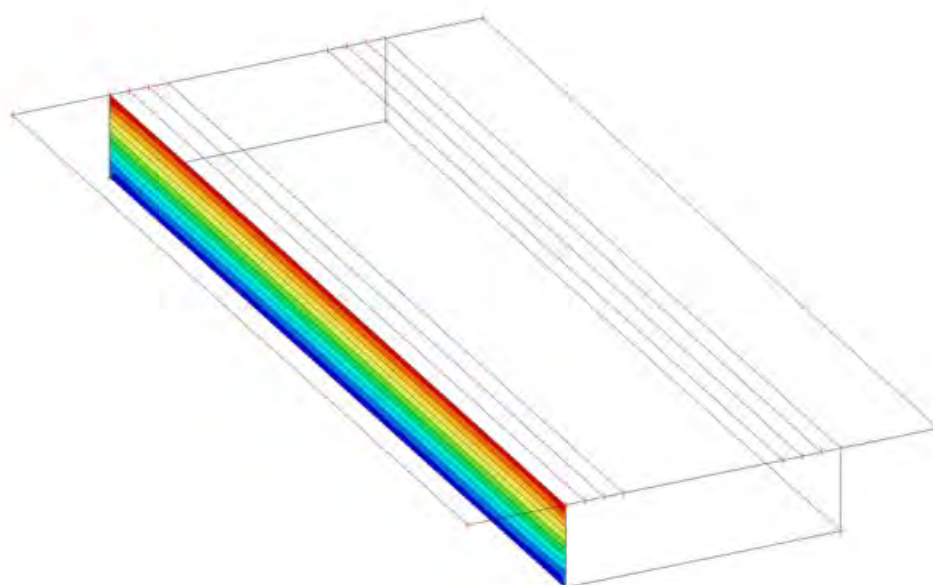




7.1.4. *vy veld sneden*

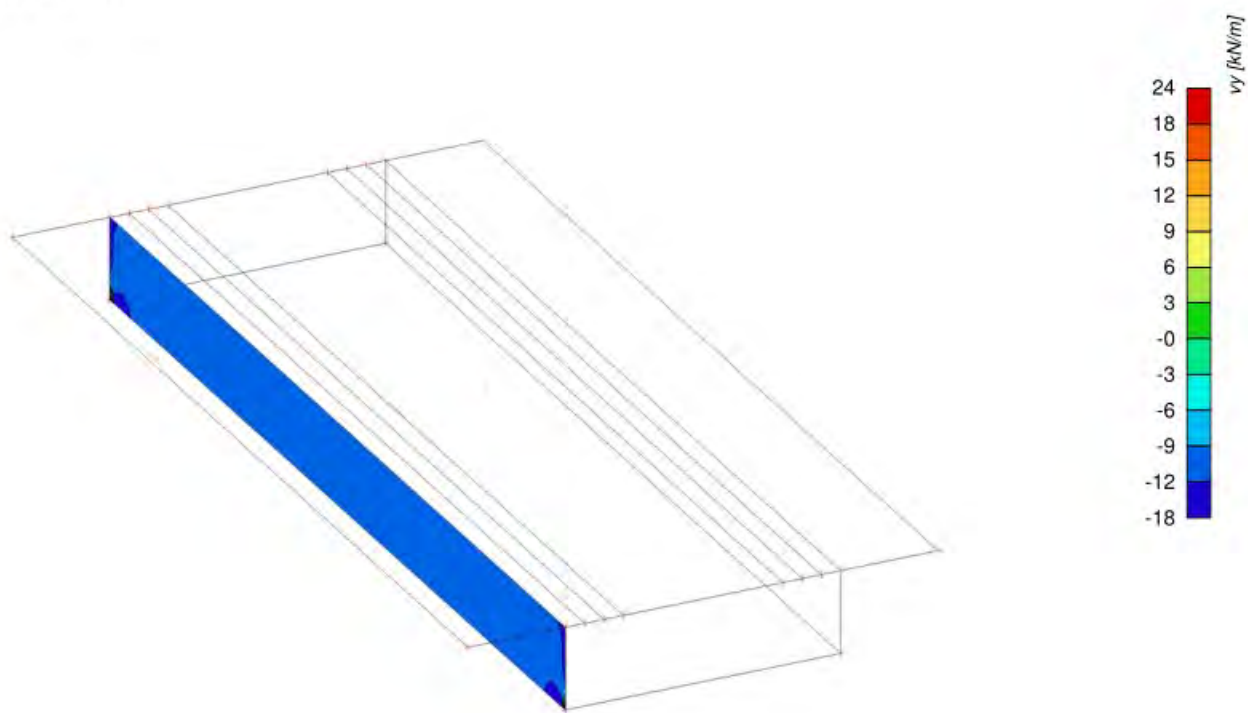


7.1.5. *my wanden isolijnen*

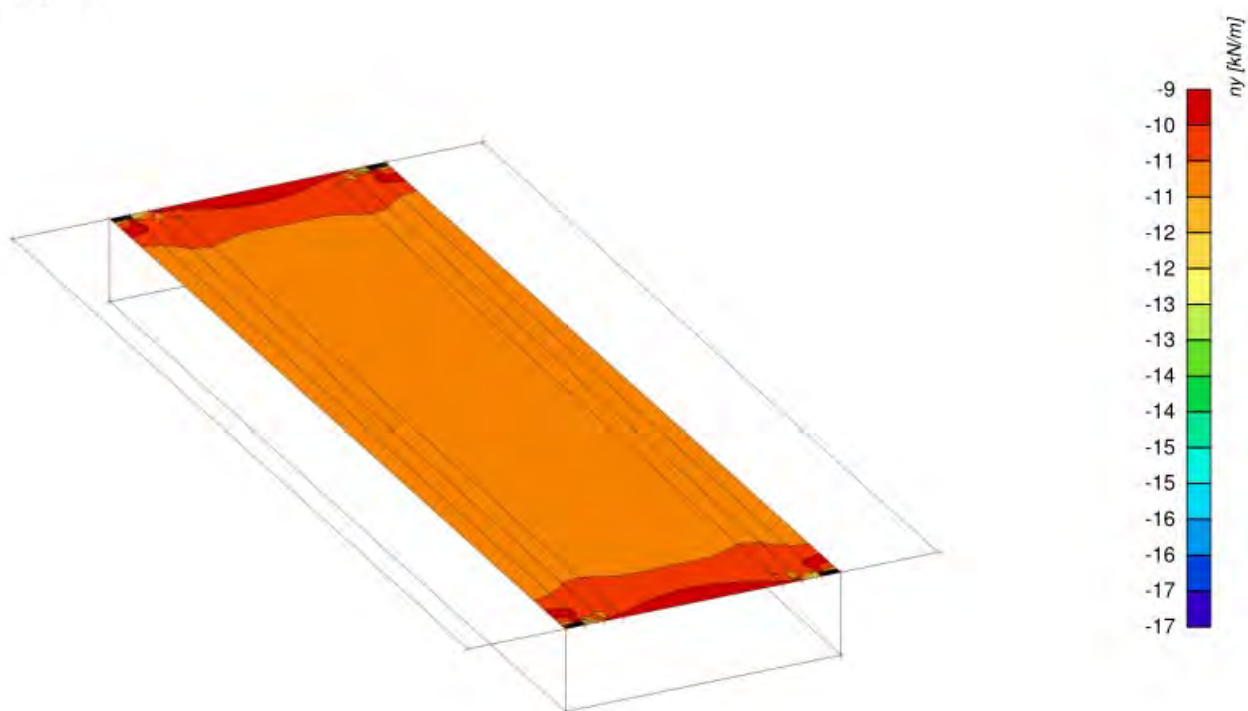




7.1.6. my wanden sneden

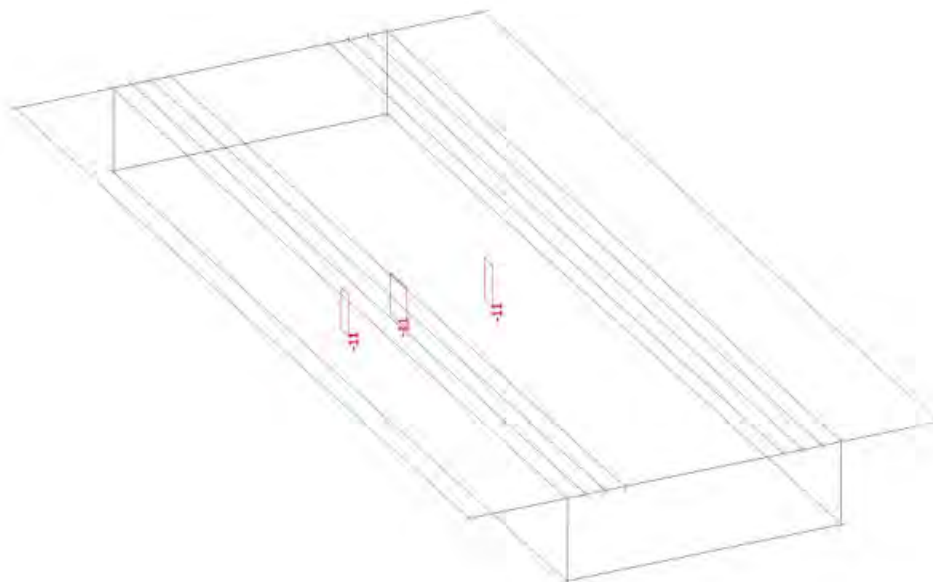


7.1.7. ny veld isolijnen





7.1.8. *ny veld sneden*

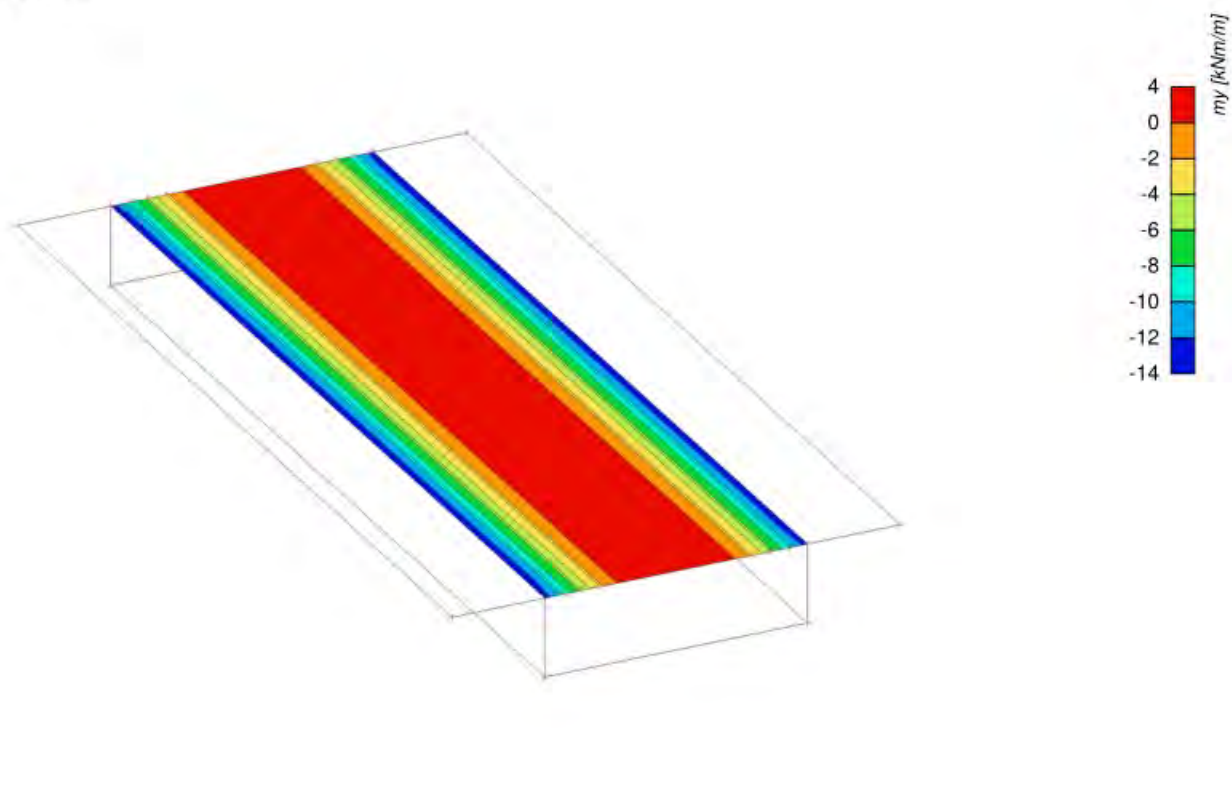




7.2. Belastinggevallen - RB - asfalt

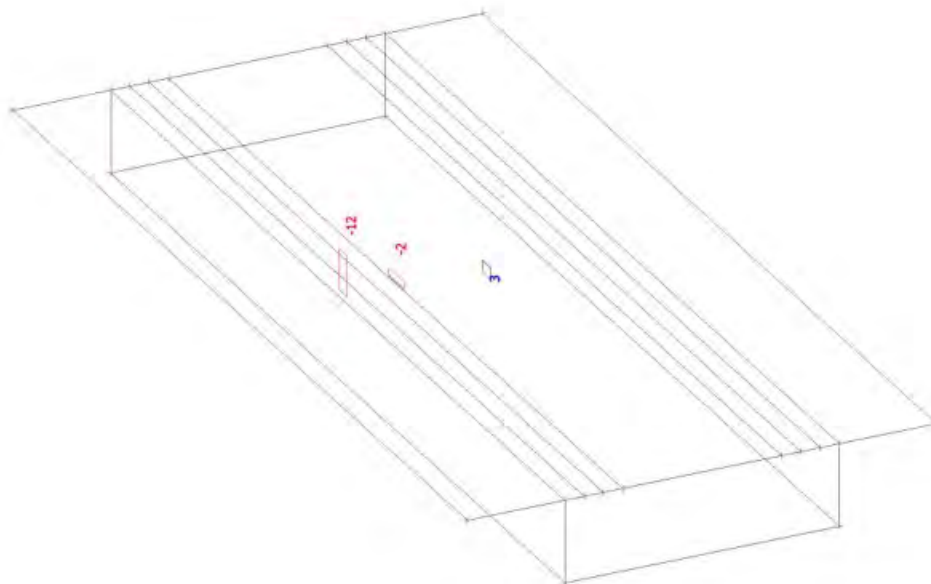
Naam	RB - asfalt
Actie type	Permanent
Lastgroep	PERM
Belastingtype	Standaard

7.2.1. *my* veld isolijnen

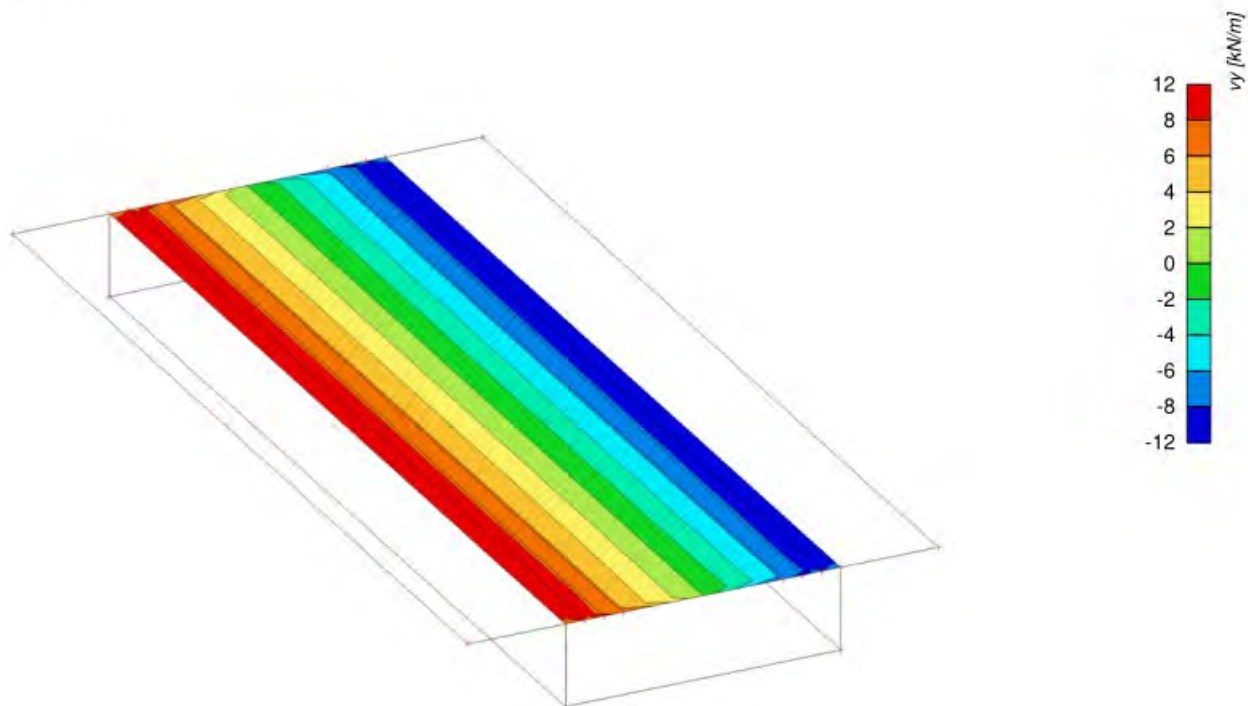




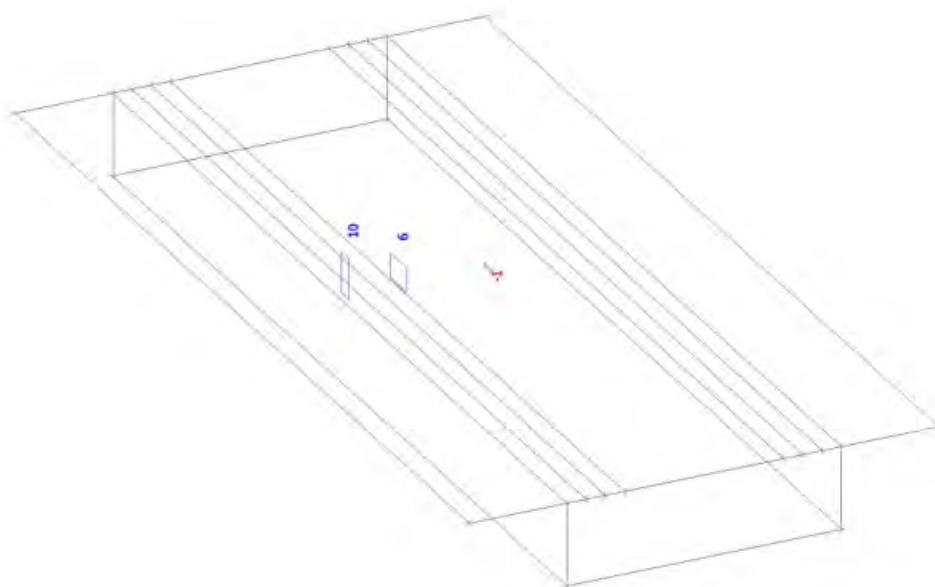
7.2.2. my veld sneden



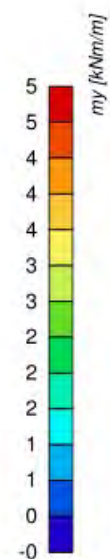
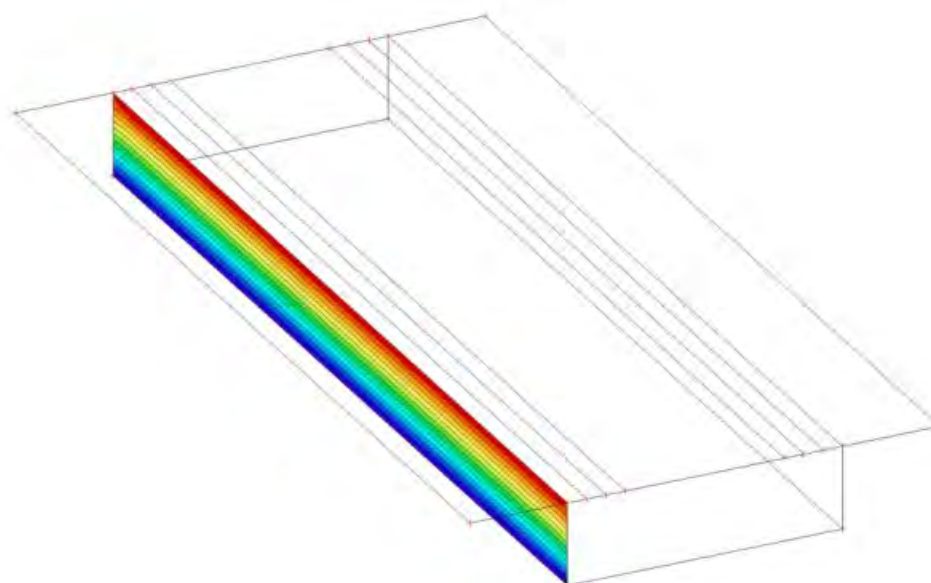
7.2.3. vy veld isolijnen



7.2.4. *vy veld sneden*

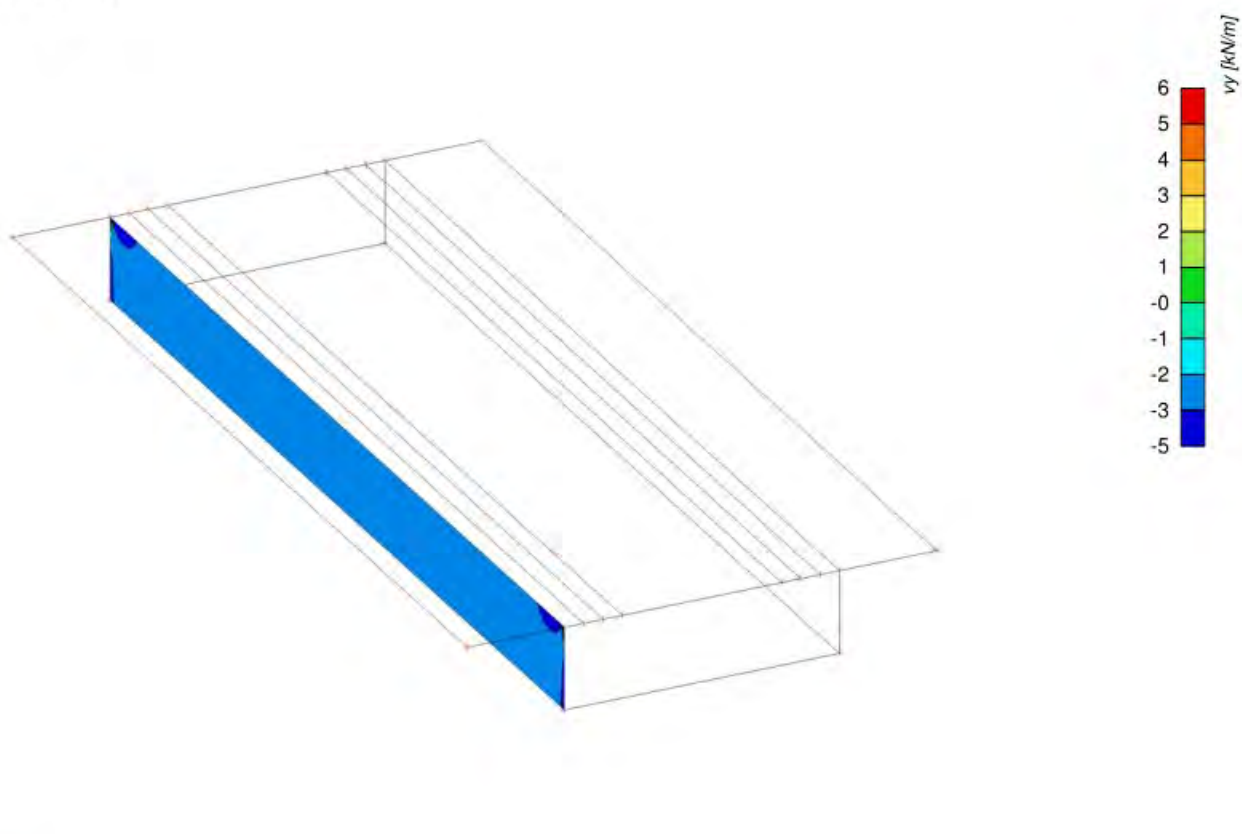


7.2.5. *my wanden isolijnen*

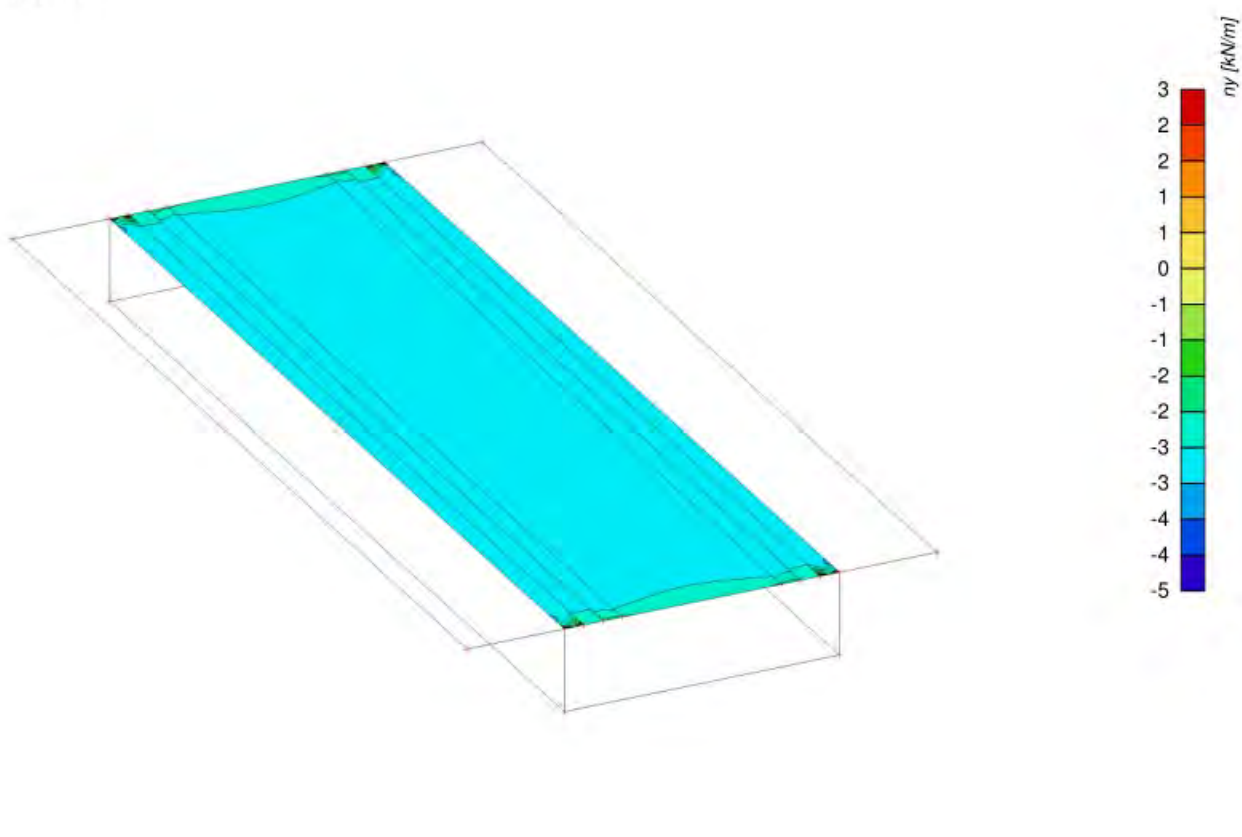




7.2.6. my wanden sneden

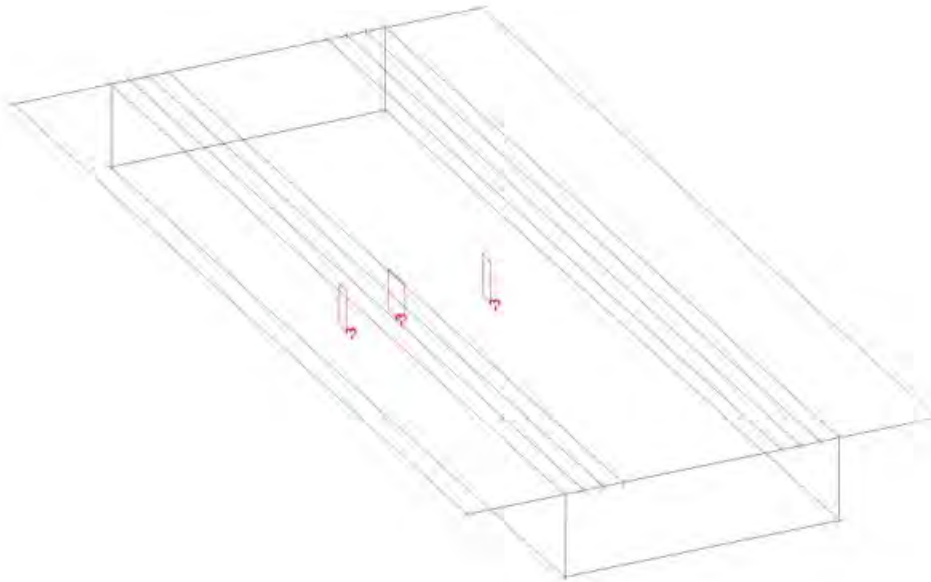


7.2.7. ny veld isolijnen





7.2.8. *ny veld sneden*

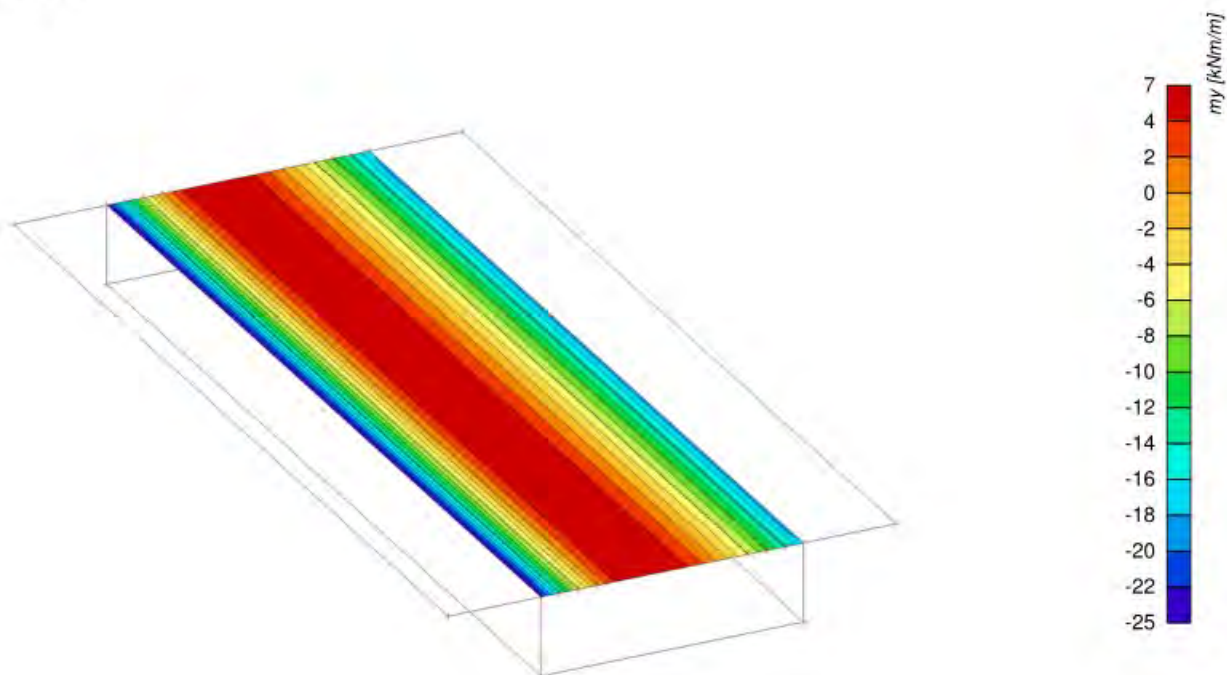




7.3. Belastingsgevallen - LM1 - UDL

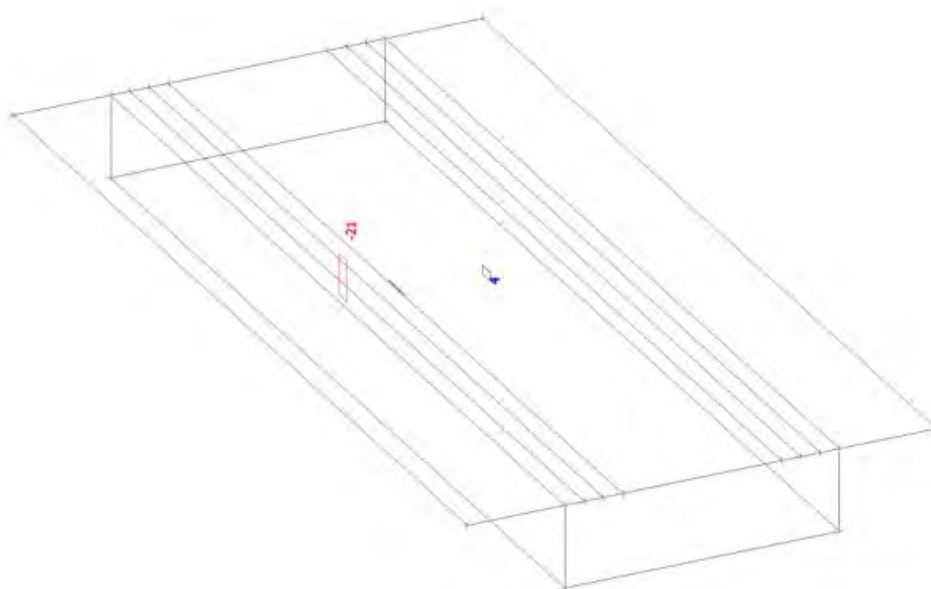
Naam	LM1 - UDL
Actie type	Variabel
Lastgroep	UDL
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.3.1. *my* veld isolijnen

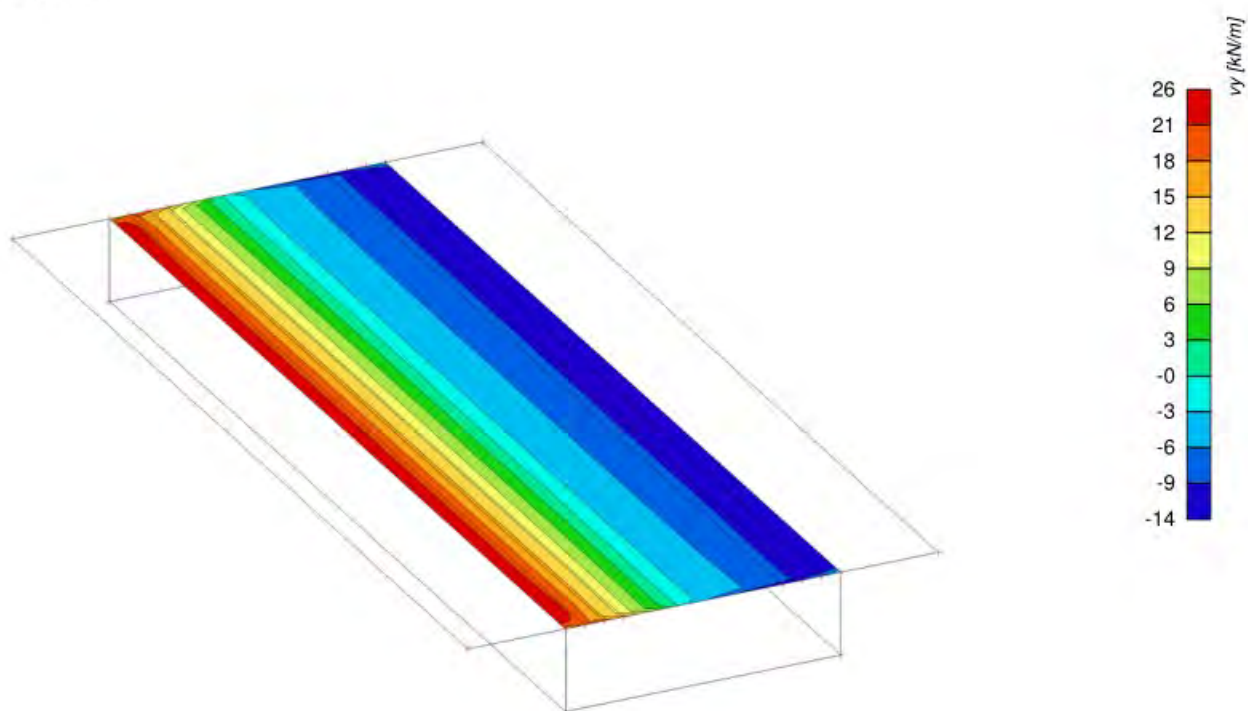




7.3.2. my veld sneden

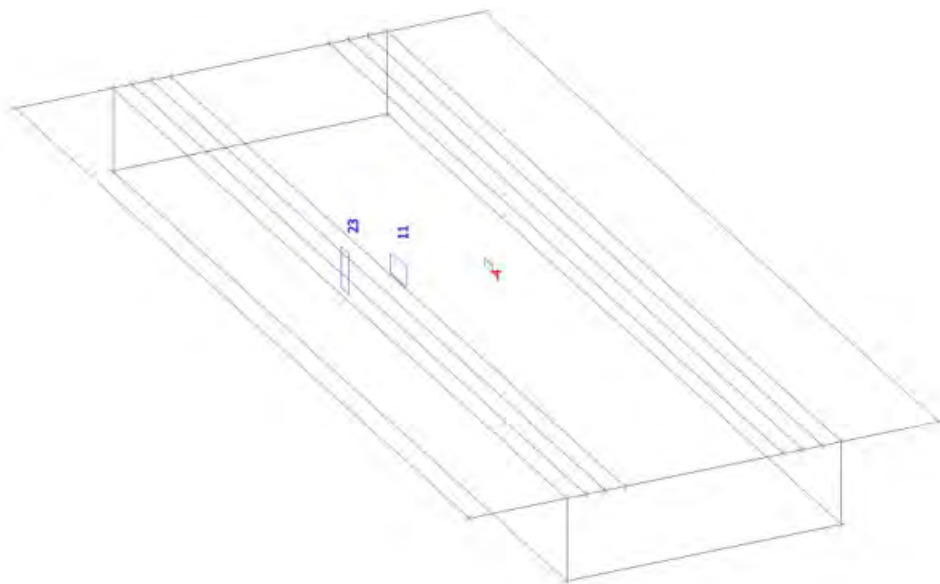


7.3.3. vy veld isolijnen

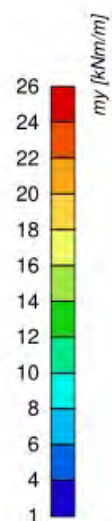
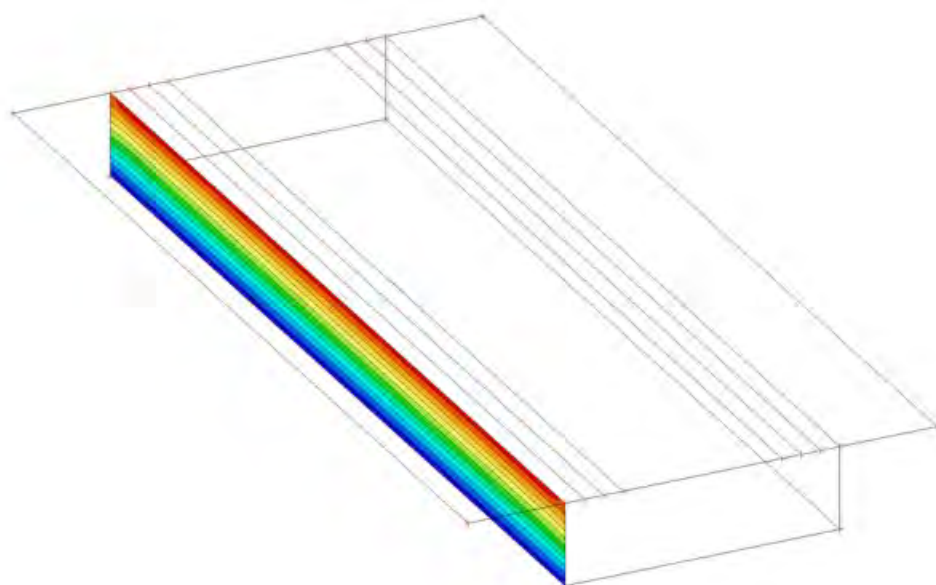




7.3.4. *vy veld sneden*

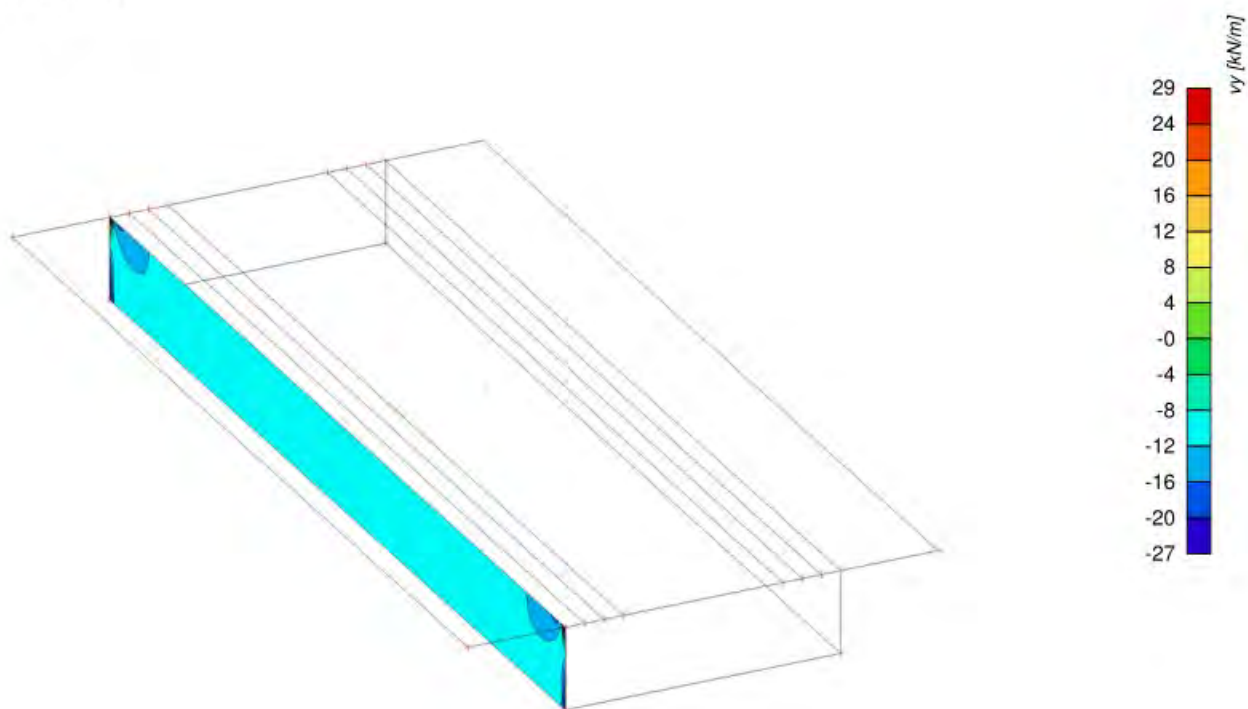


7.3.5. *my wanden isolijnen*

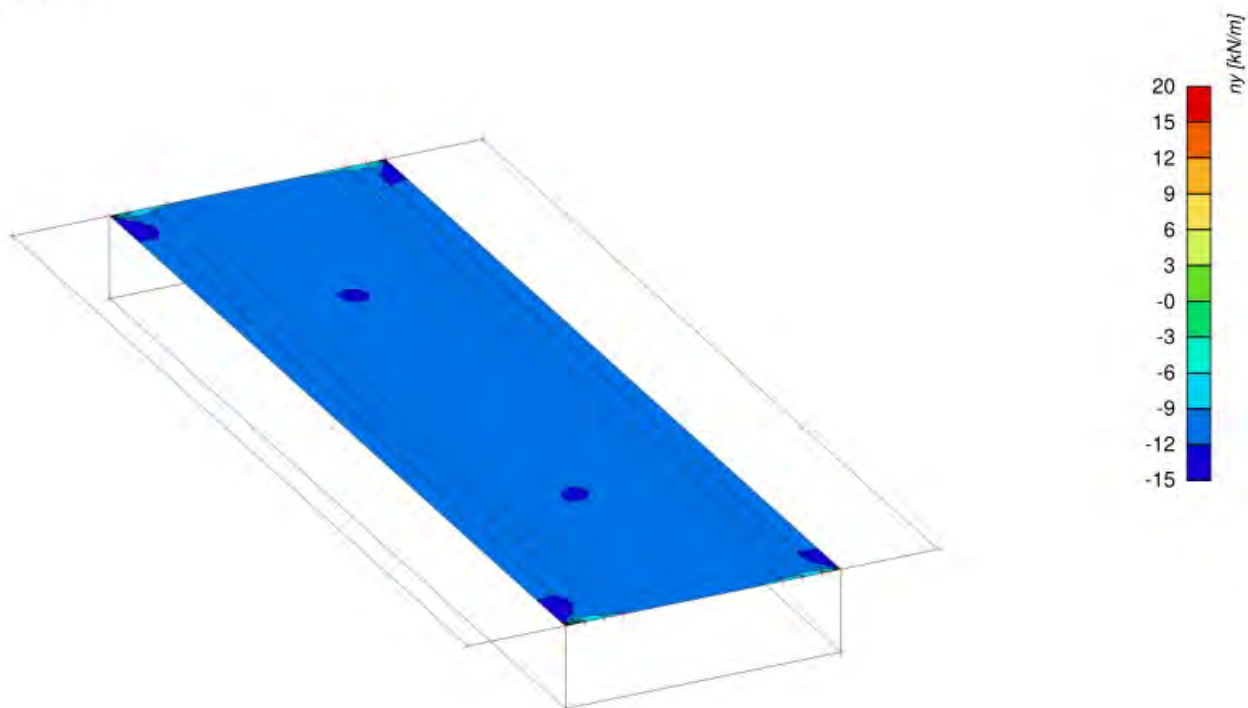




7.3.6. my wanden sneden

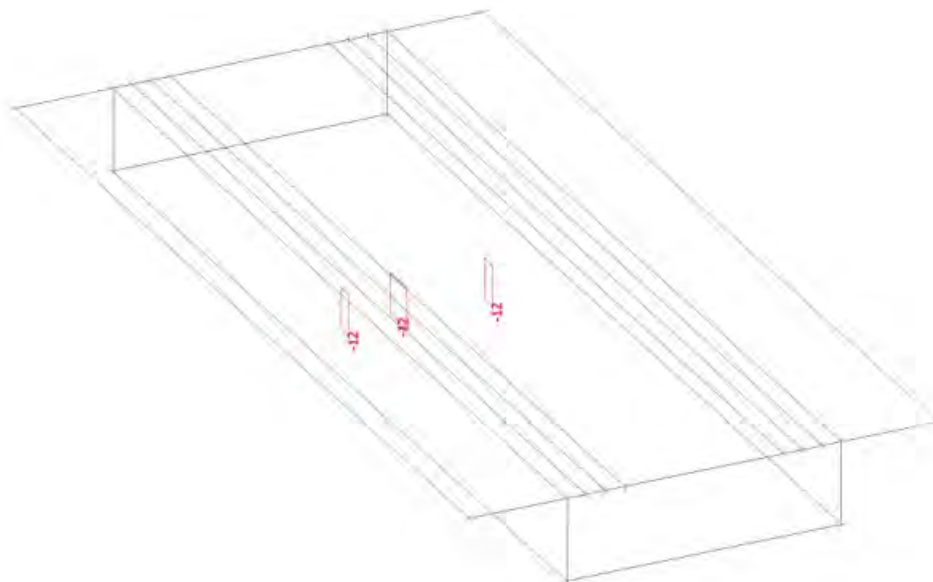


7.3.7. ny veld isolijnen





7.3.8. *ny veld sneden*

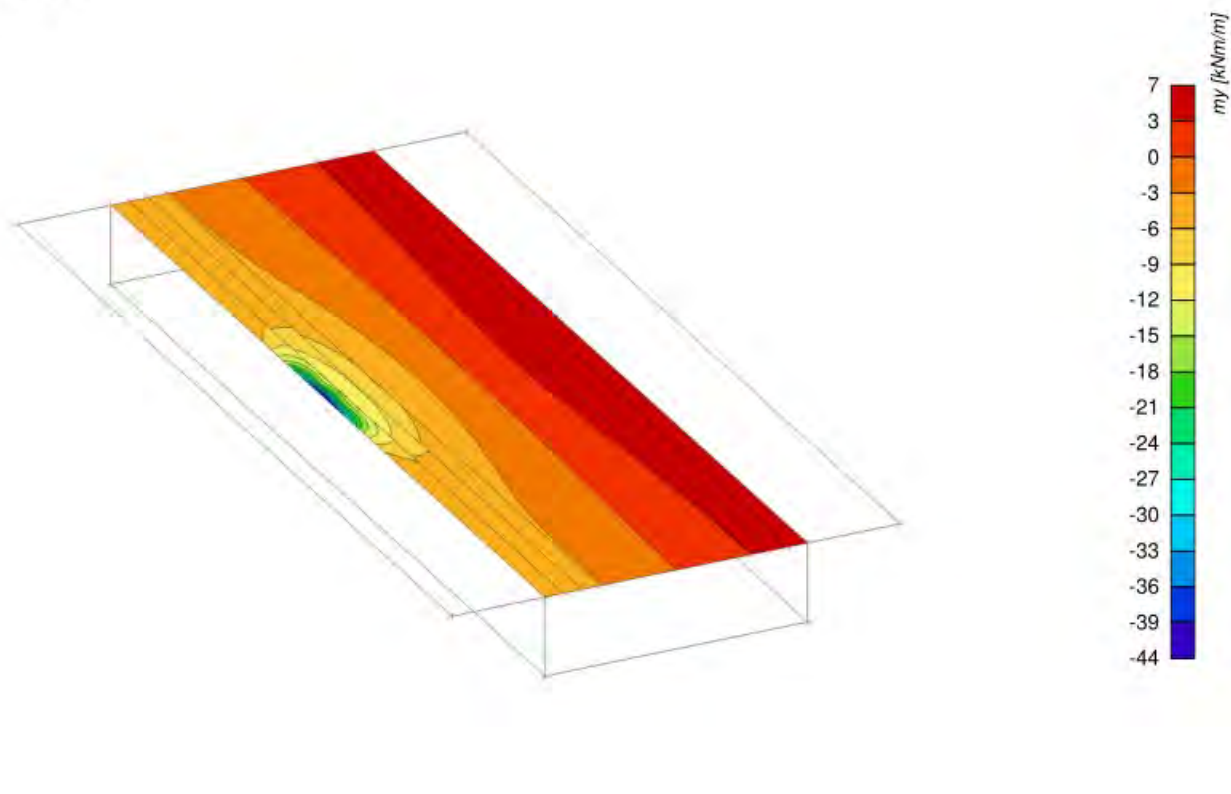




7.4. Belastingsgevallen - LM1 - $x = -2,00$

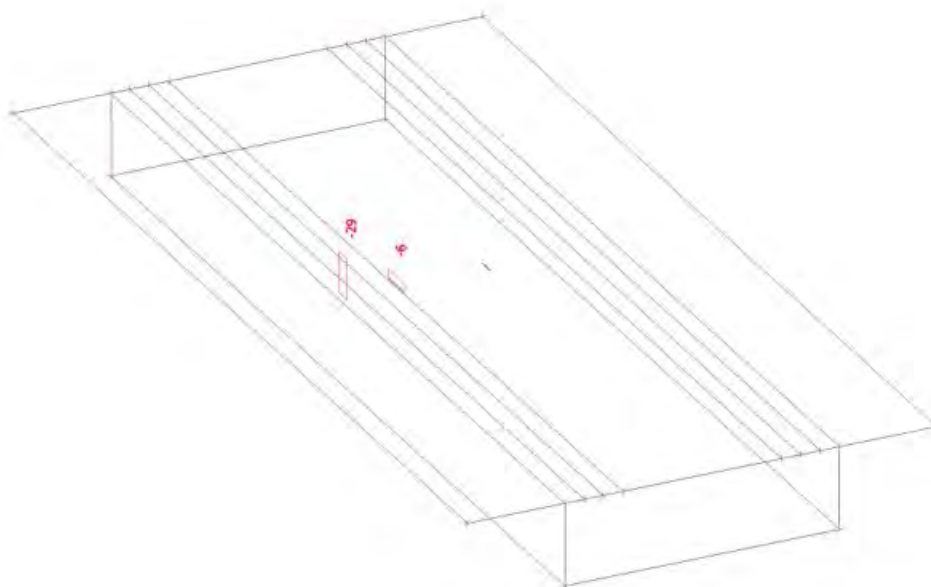
Naam	LM1 - $x = -2,00$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.4.1. m_y veld isolijnen

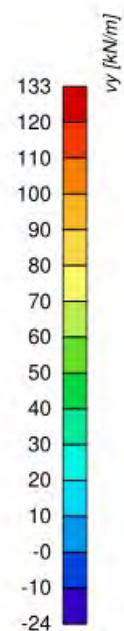
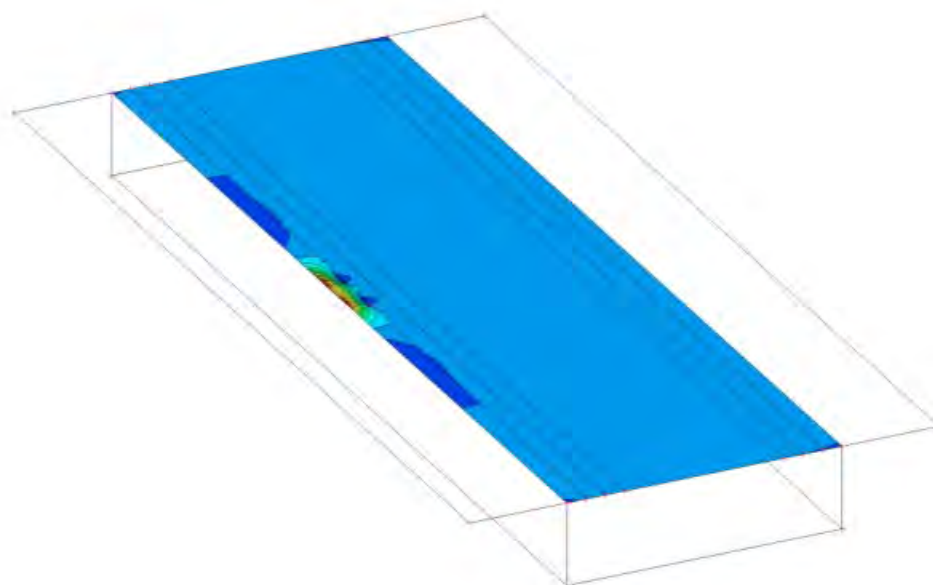




7.4.2. my veld sneden

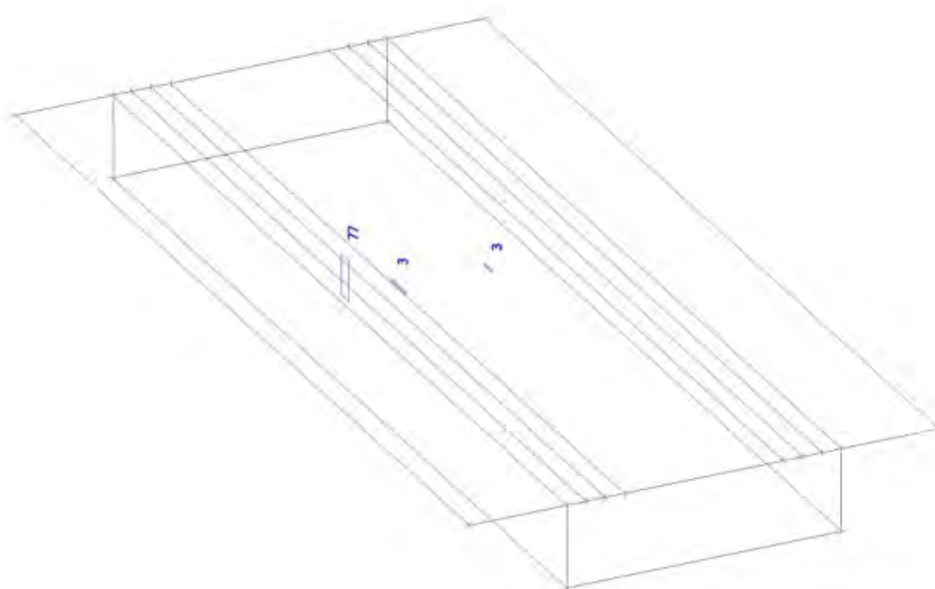


7.4.3. vy veld isolijnen

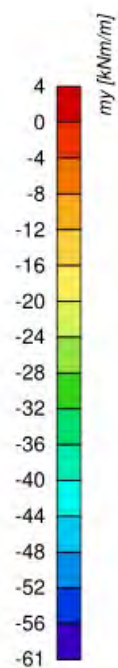
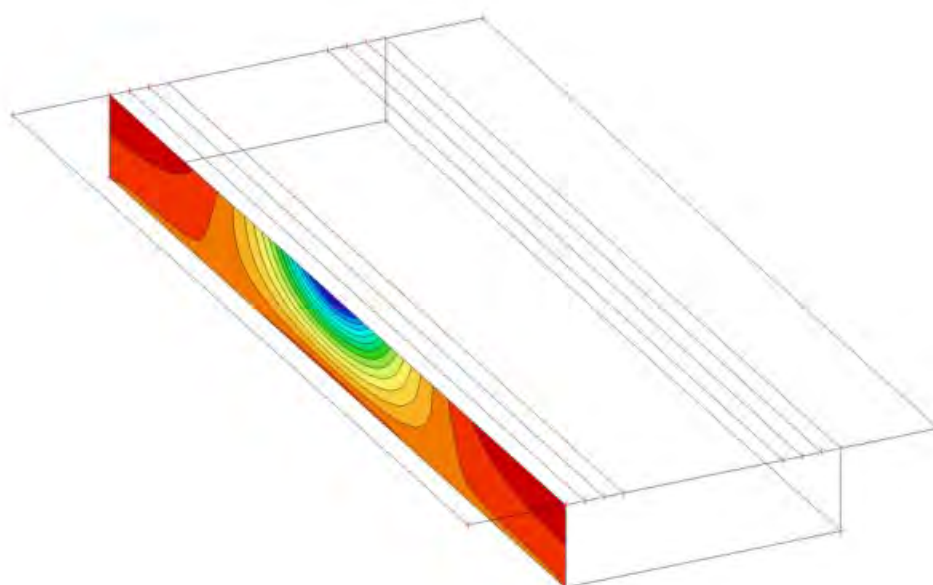




7.4.4. *vy veld sneden*

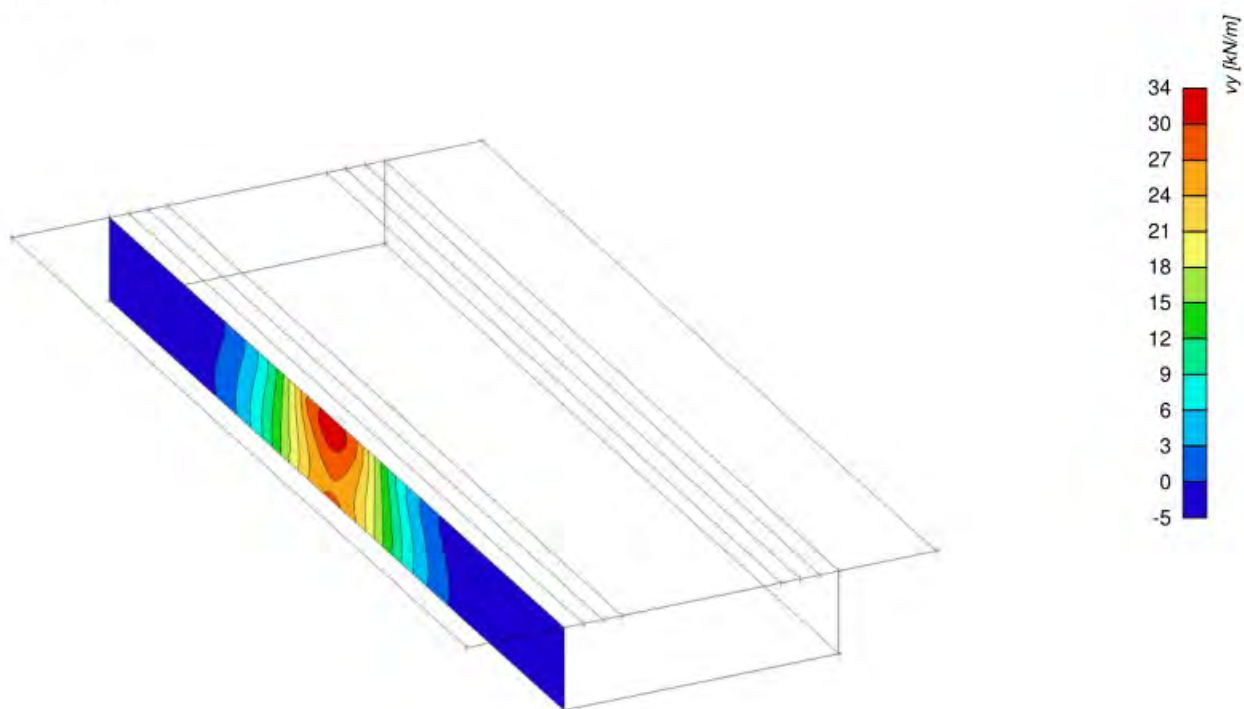


7.4.5. *my wanden isolijnen*

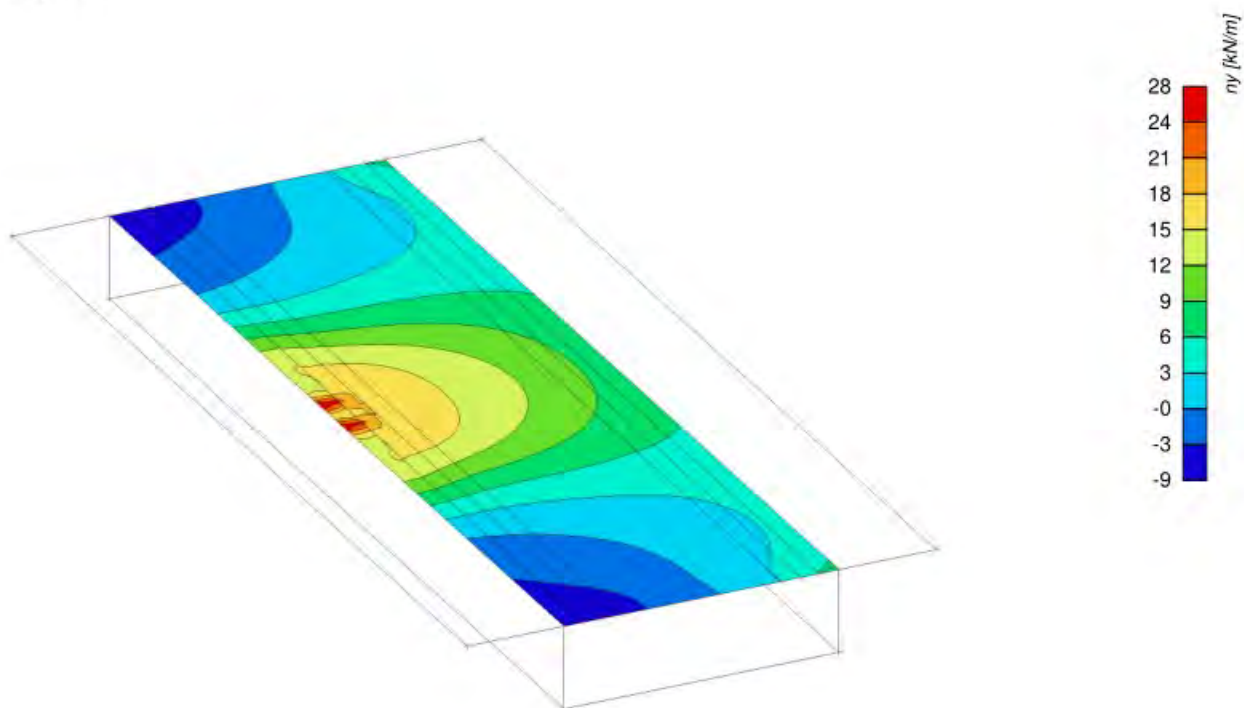




7.4.6. my wanden sneden

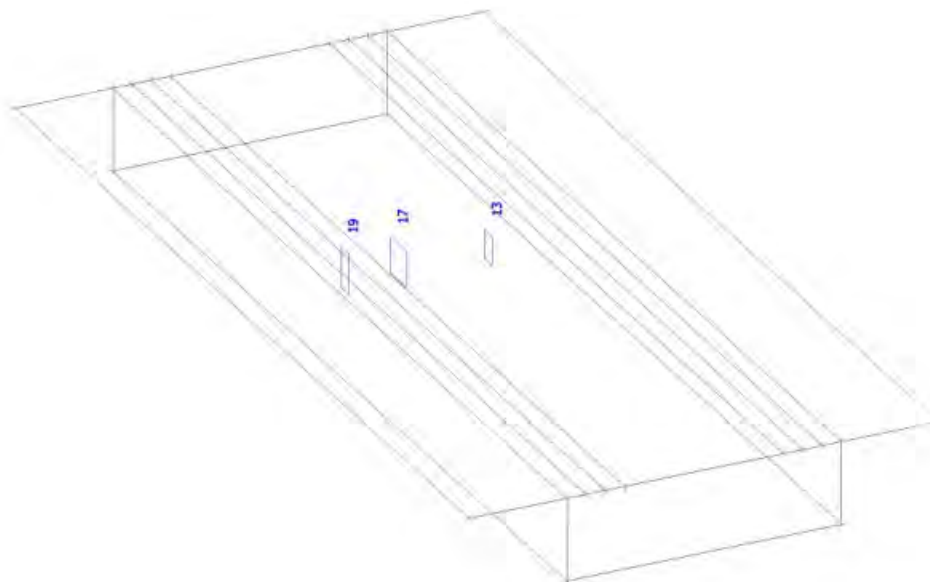


7.4.7. ny veld isolijnen





7.4.8. *ny veld sneden*

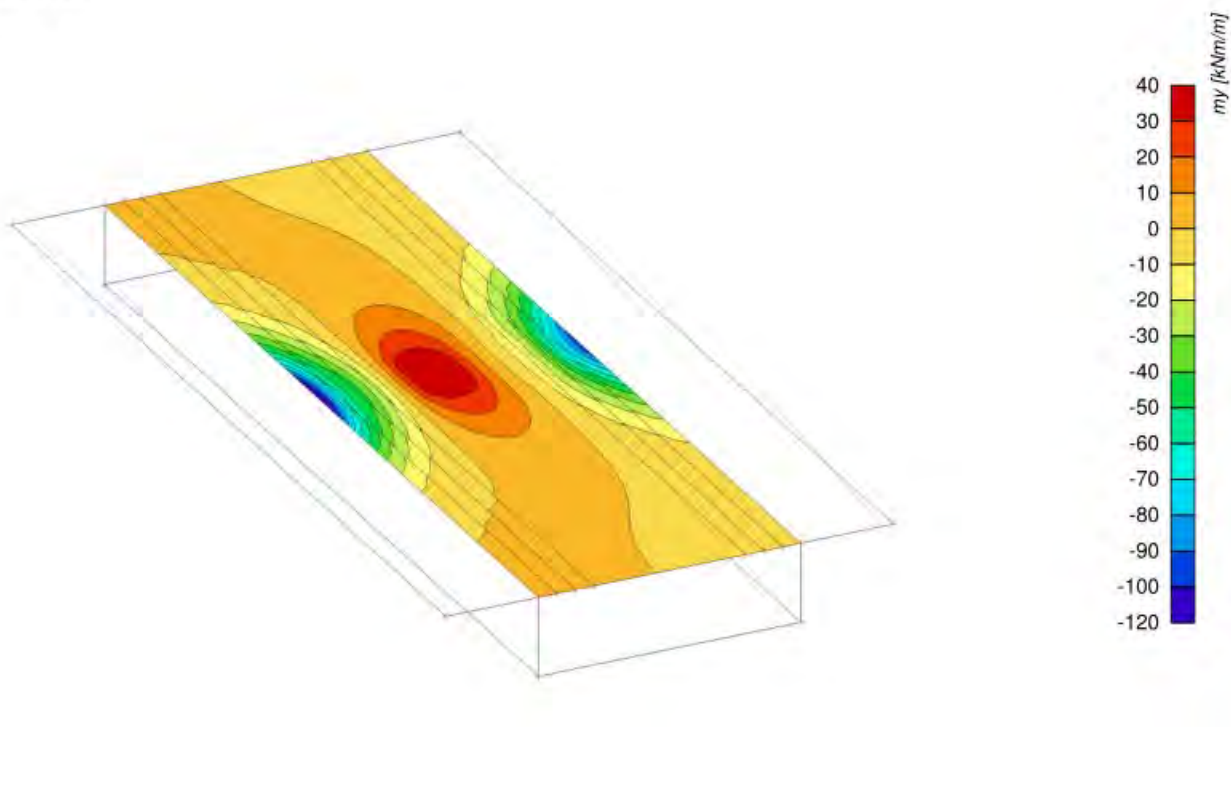




7.5. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,25$

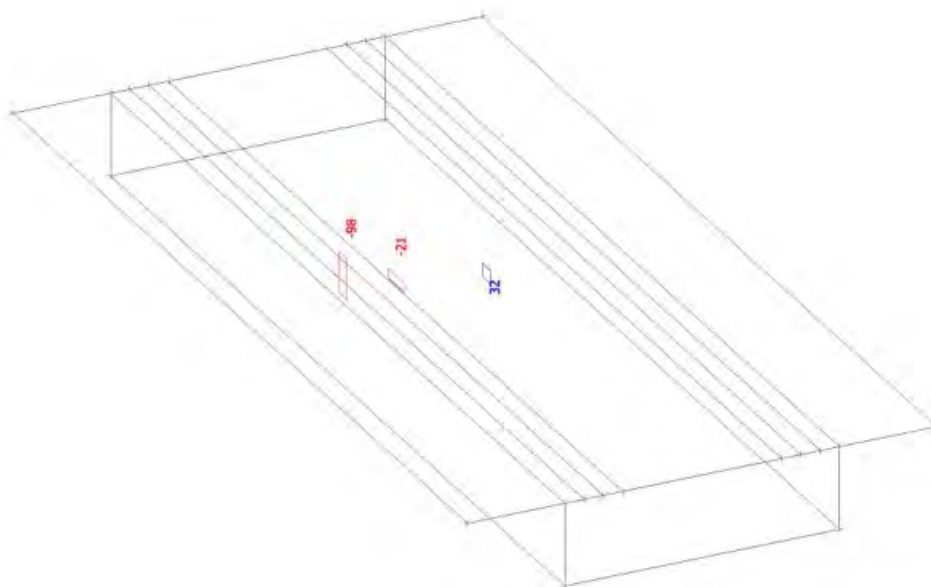
Naam	LM1 - $x = 0,25$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.5.1. m_y veld isolijnen

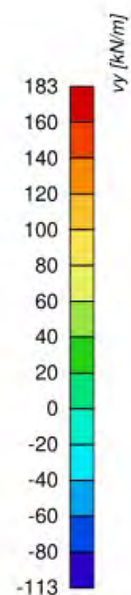
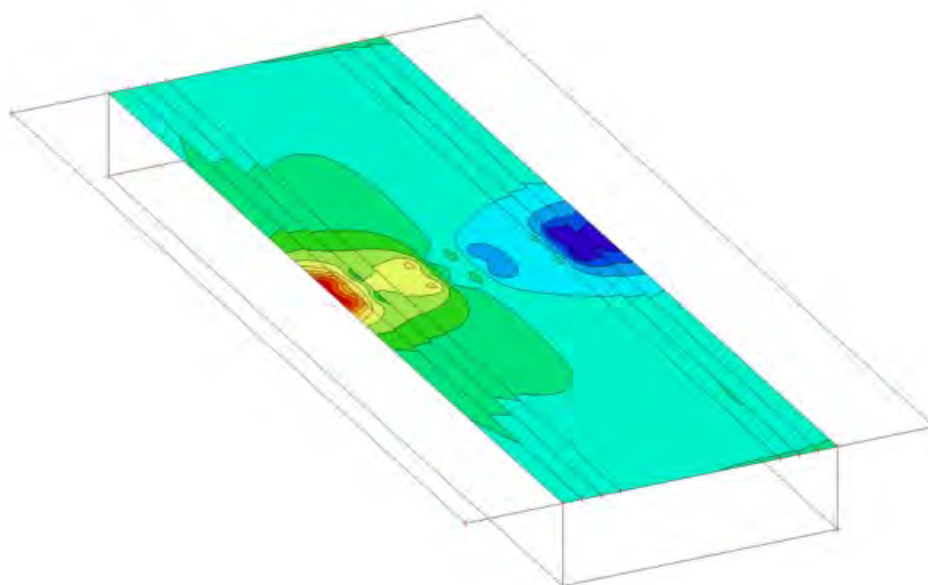




7.5.2. my veld sneden

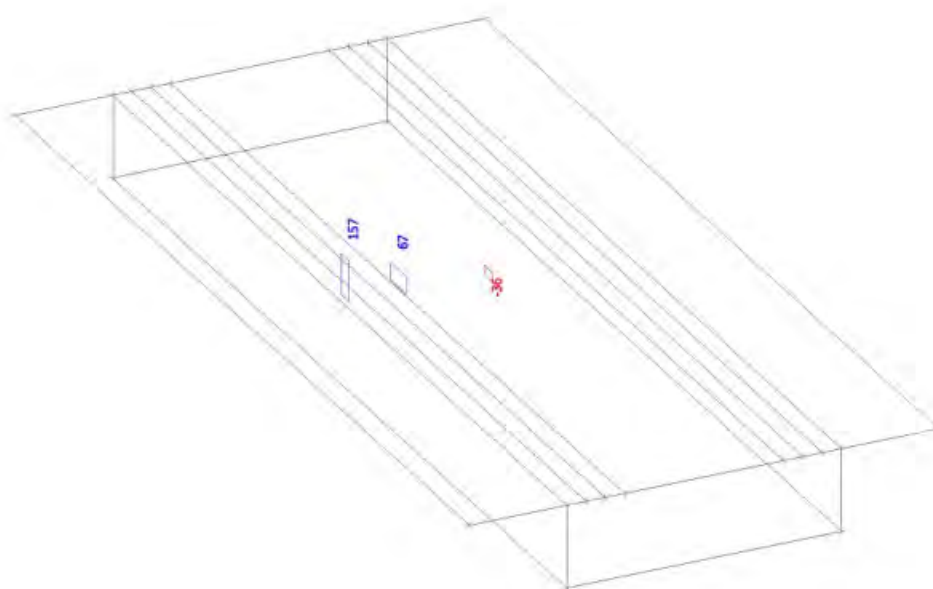


7.5.3. vy veld isolijnen

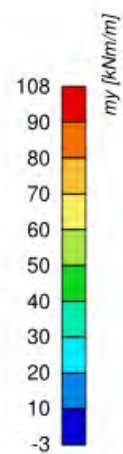
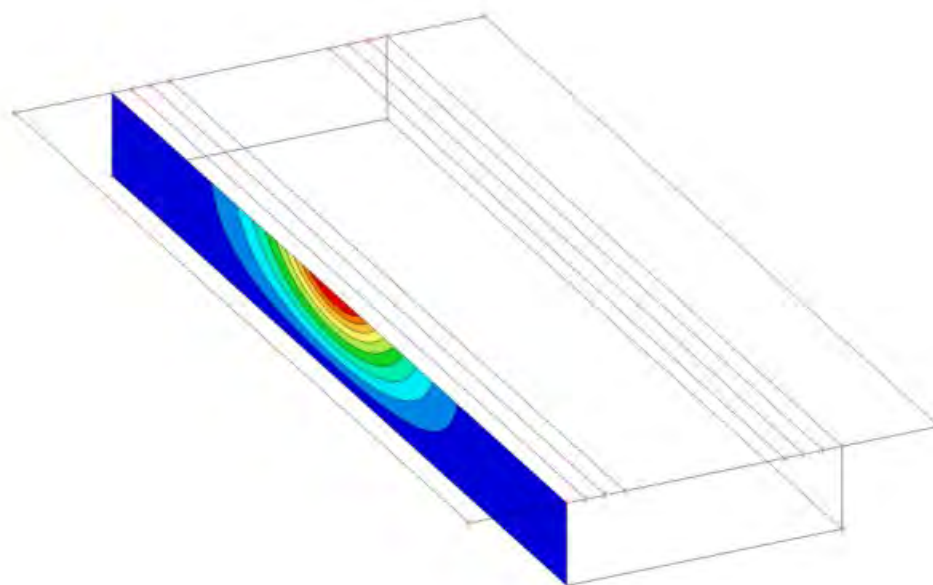




7.5.4. vy veld sneden

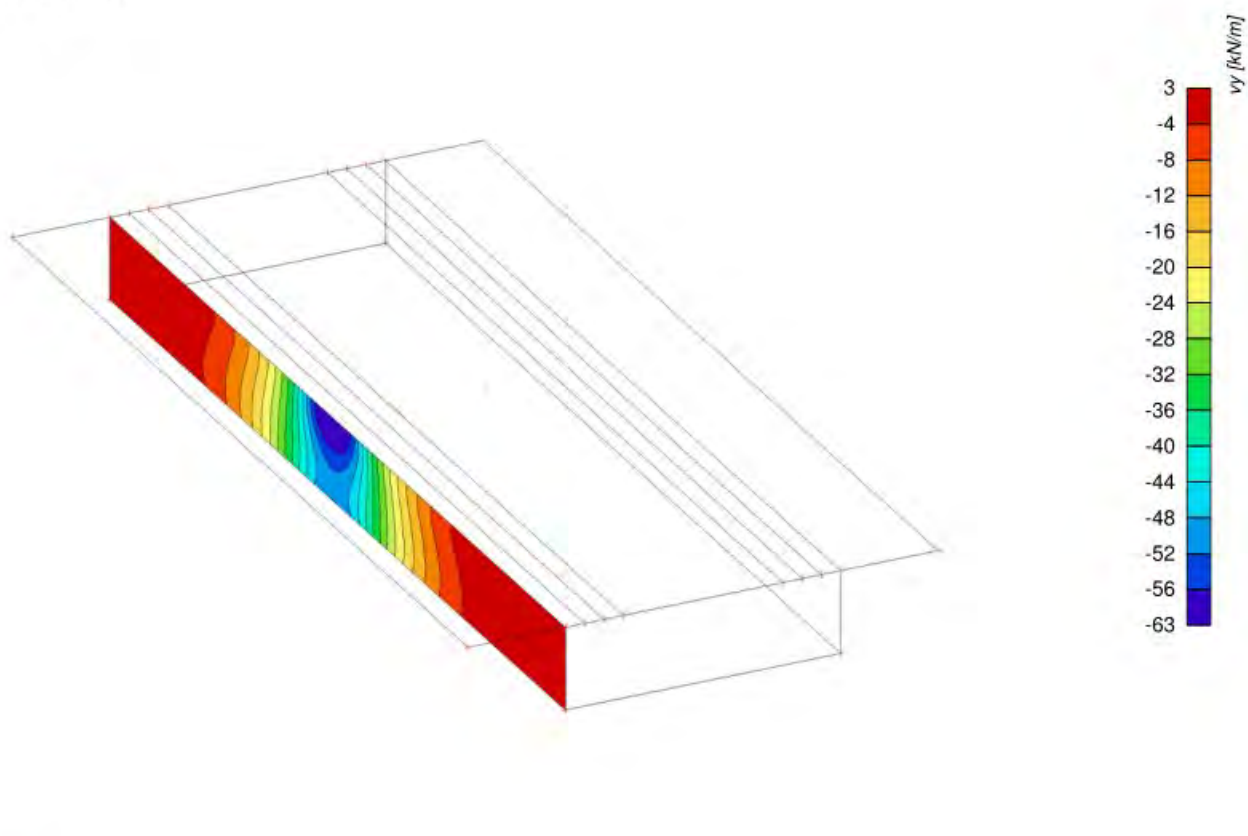


7.5.5. m_y wanden isolijnen

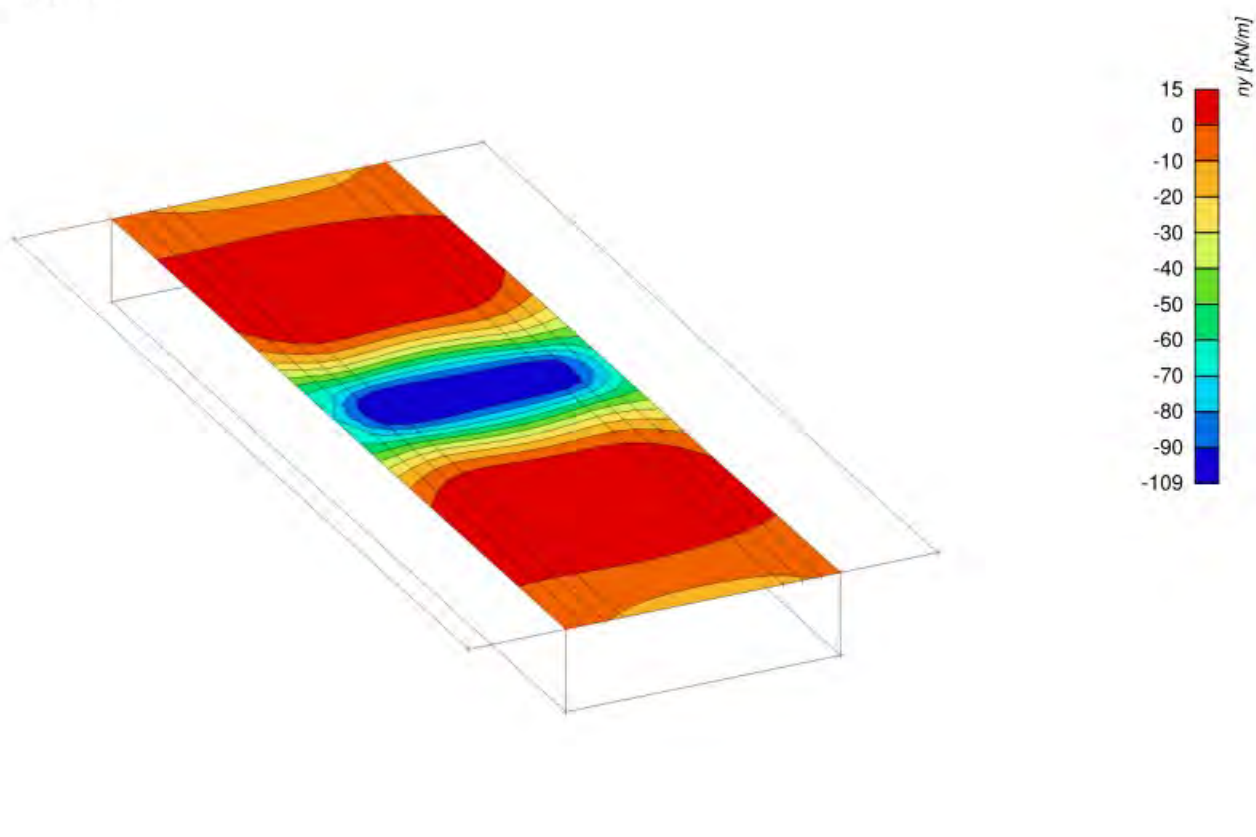




7.5.6. *my* wanden sneden

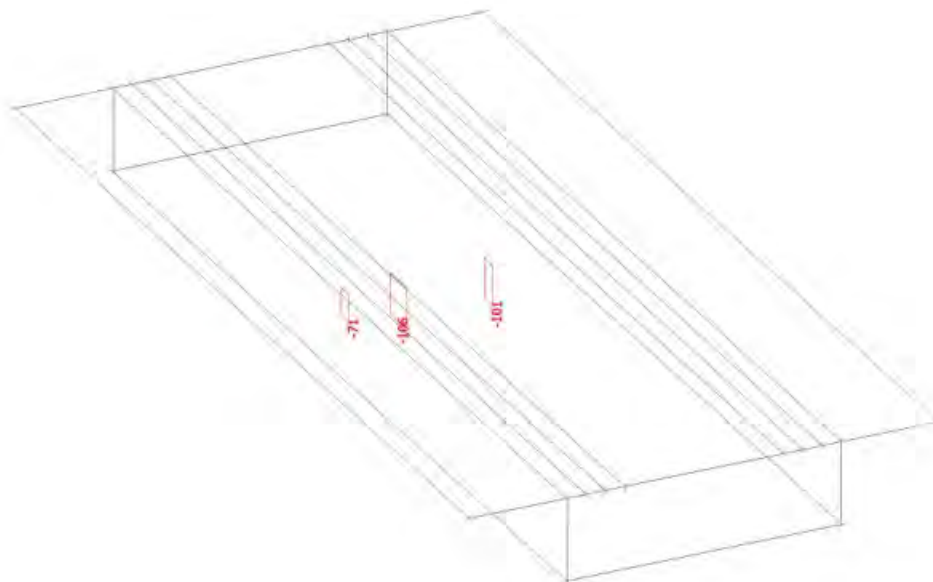


7.5.7. *ny* veld isolijnen





7.5.8. *ny veld sneden*

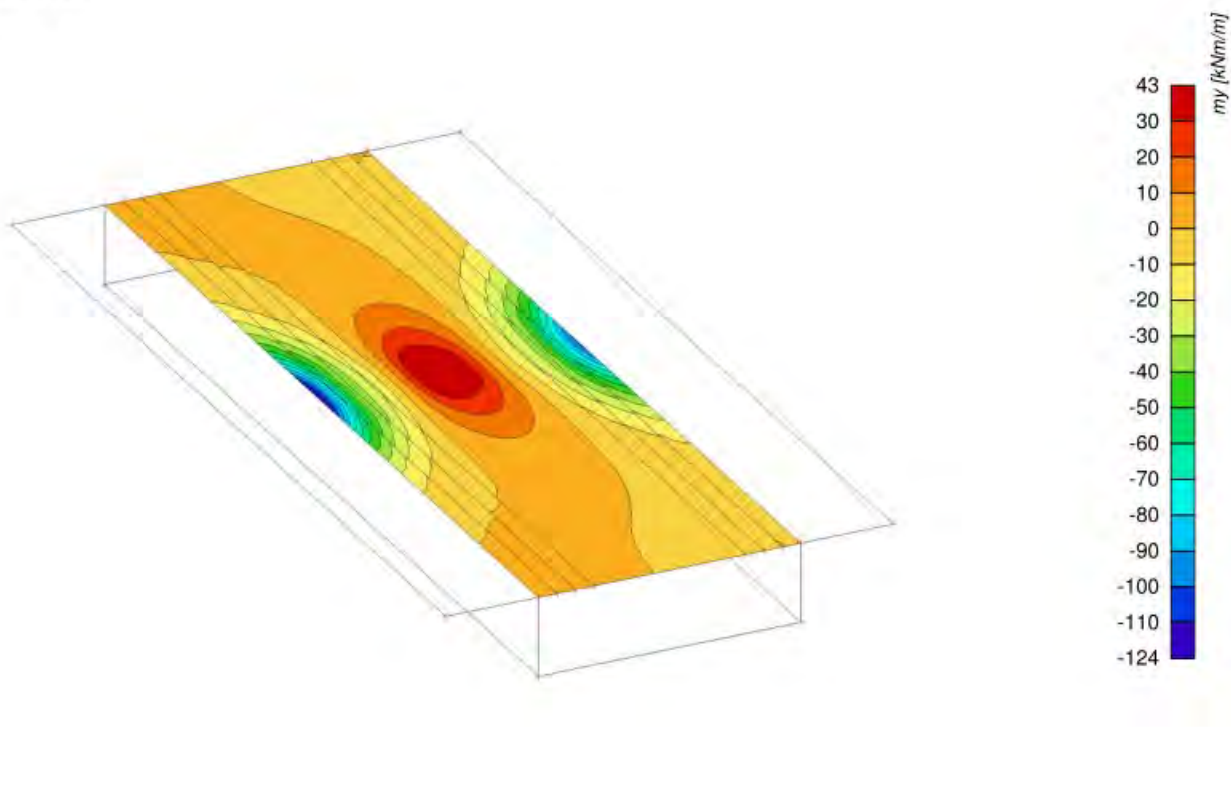




7.6. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,50$

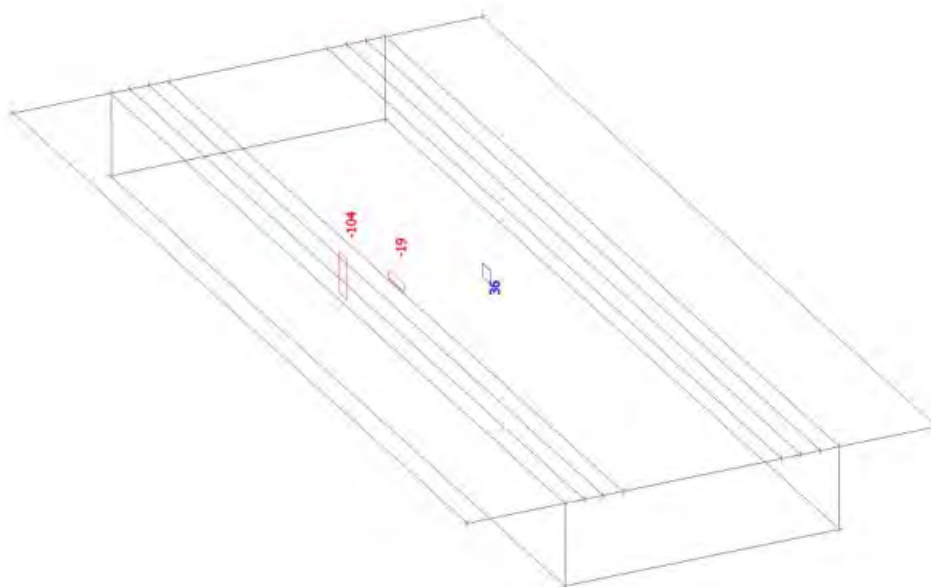
Naam	LM1 - $x = 0,50$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.6.1. m_y veld isolijnen

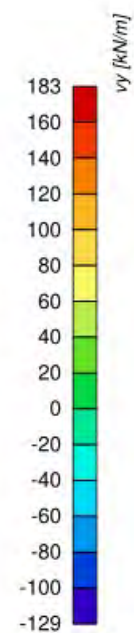
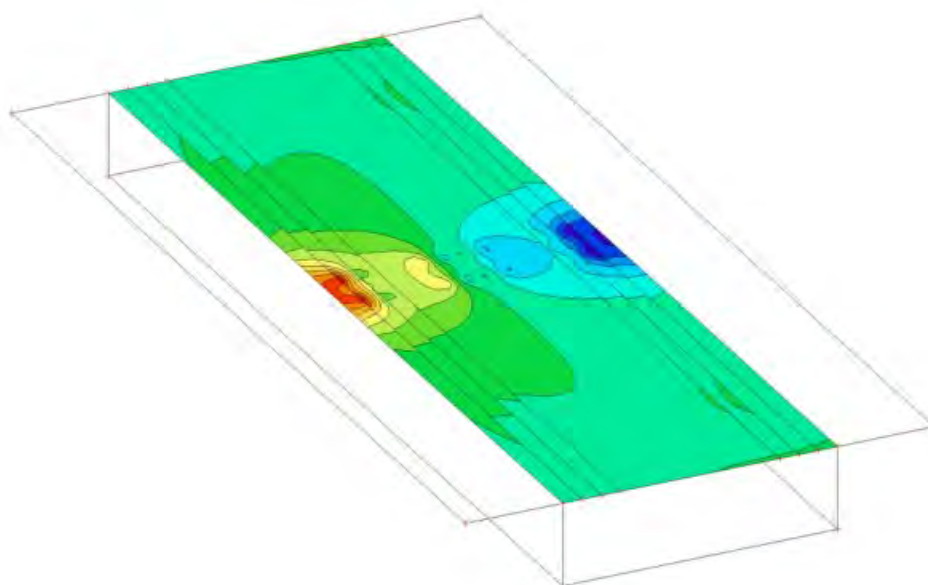




7.6.2. my veld sneden

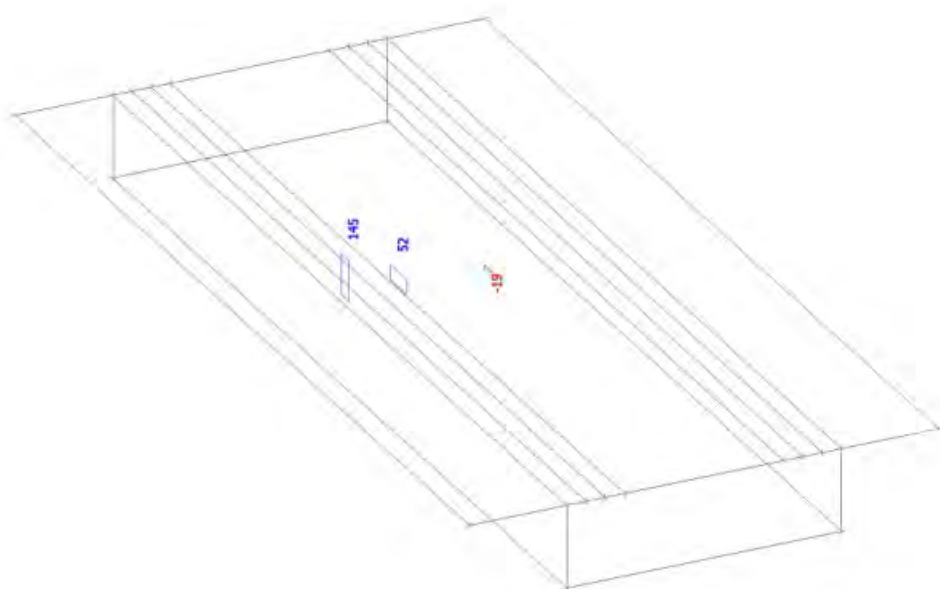


7.6.3. vy veld isolijnen

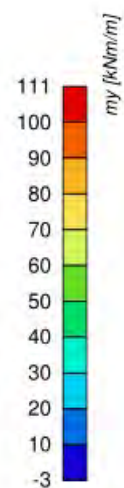
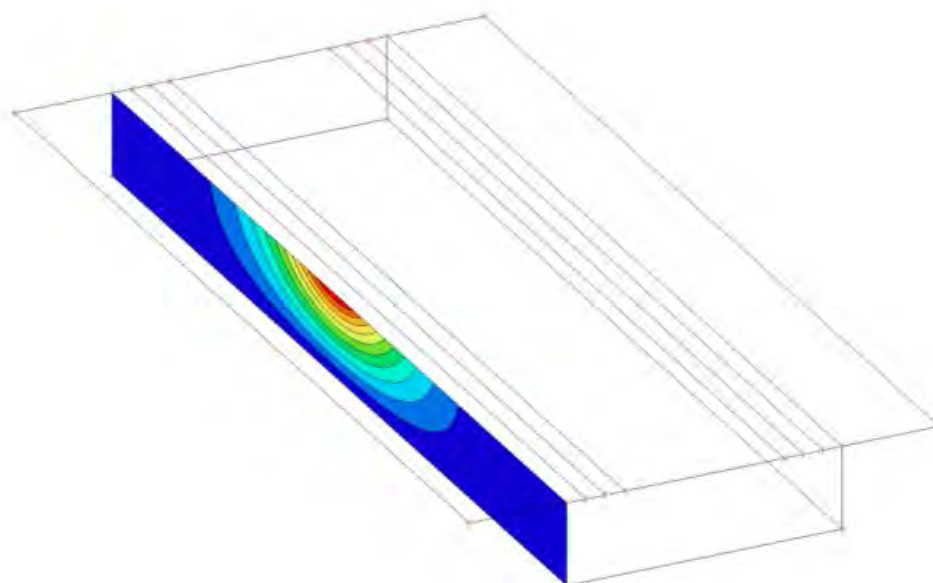




7.6.4. vy veld sneden

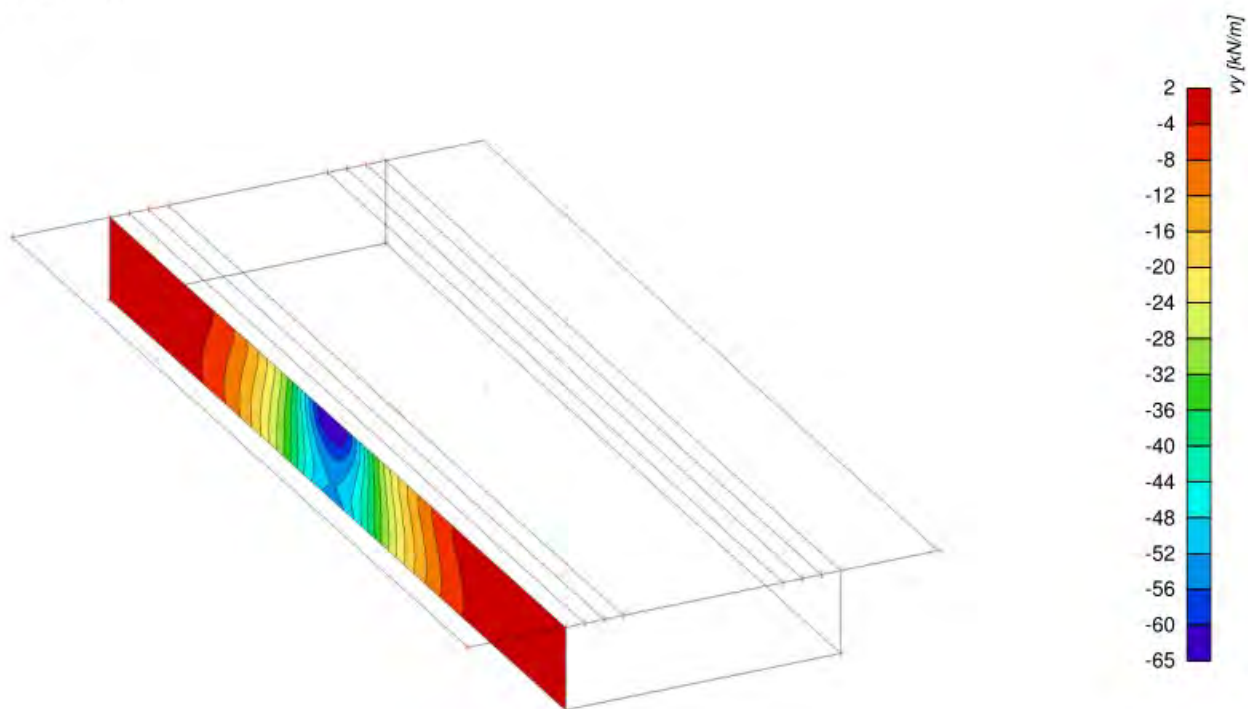


7.6.5. m_y wanden isolijnen

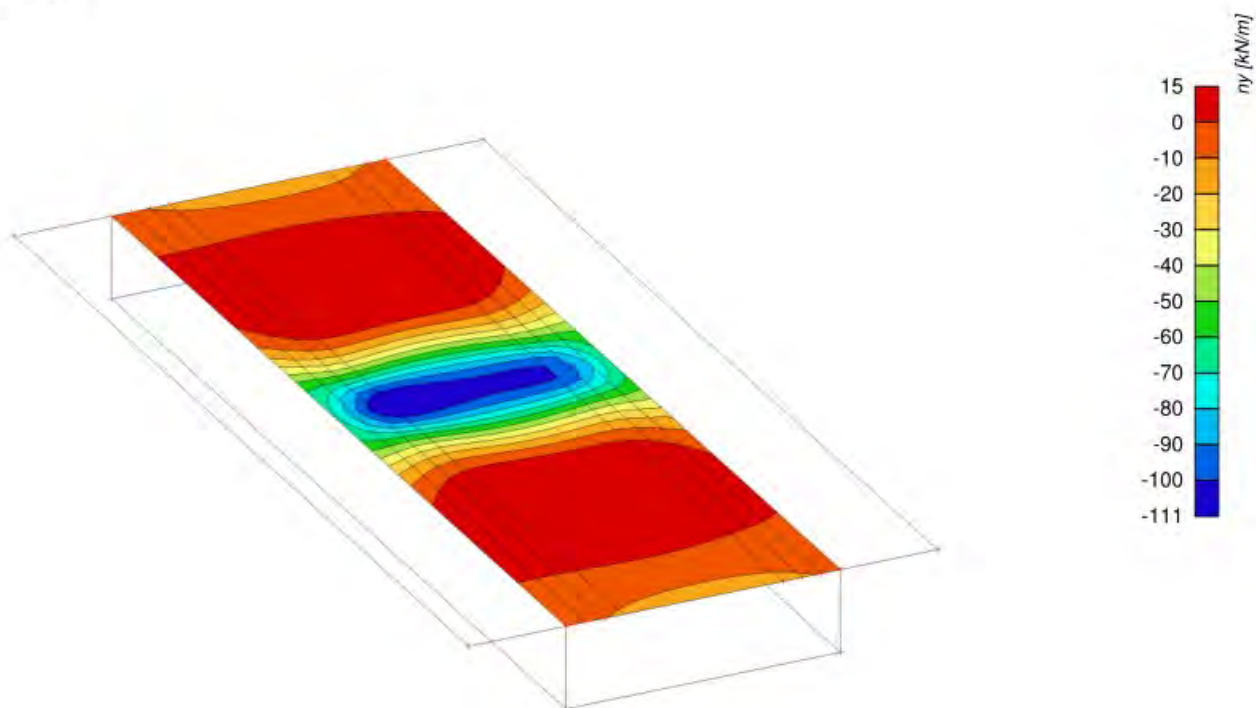




7.6.6. my wanden sneden

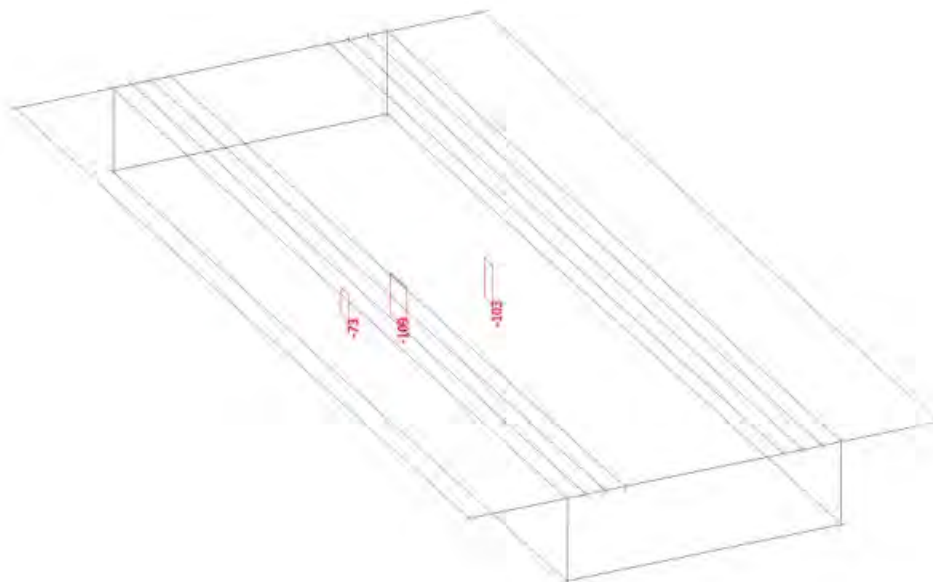


7.6.7. ny veld isolijnen





7.6.8. *ny veld sneden*

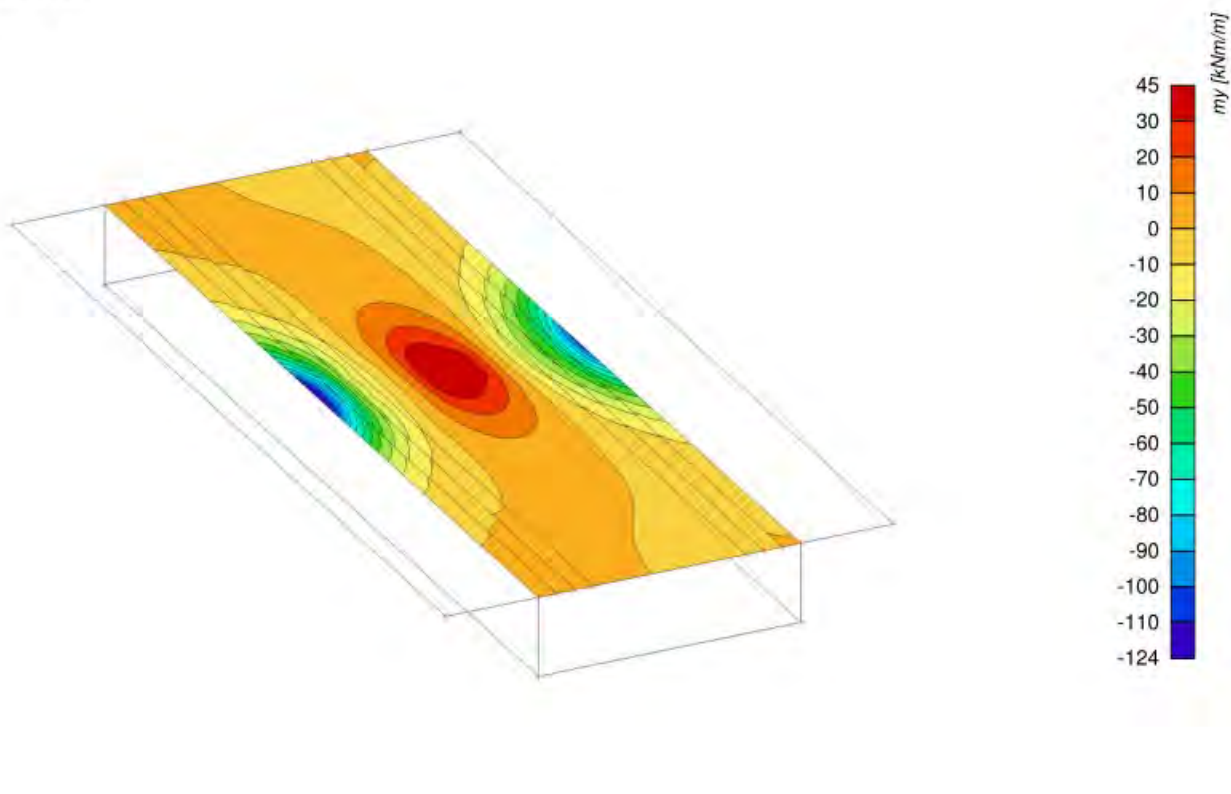




7.7. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 0,75$

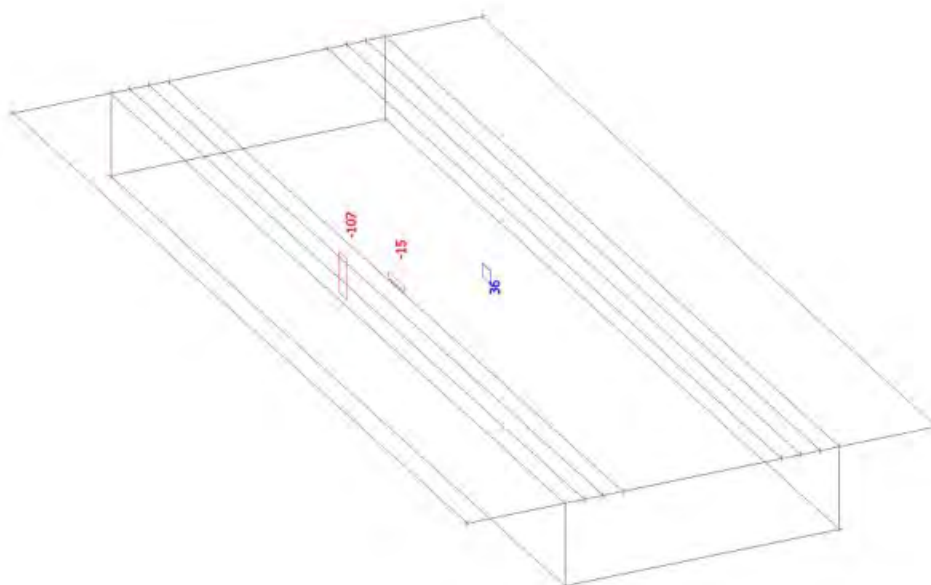
Naam	LM1 - $x = 0,75$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.7.1. *my* veld isolijnen

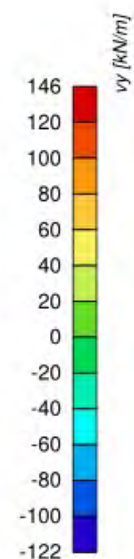
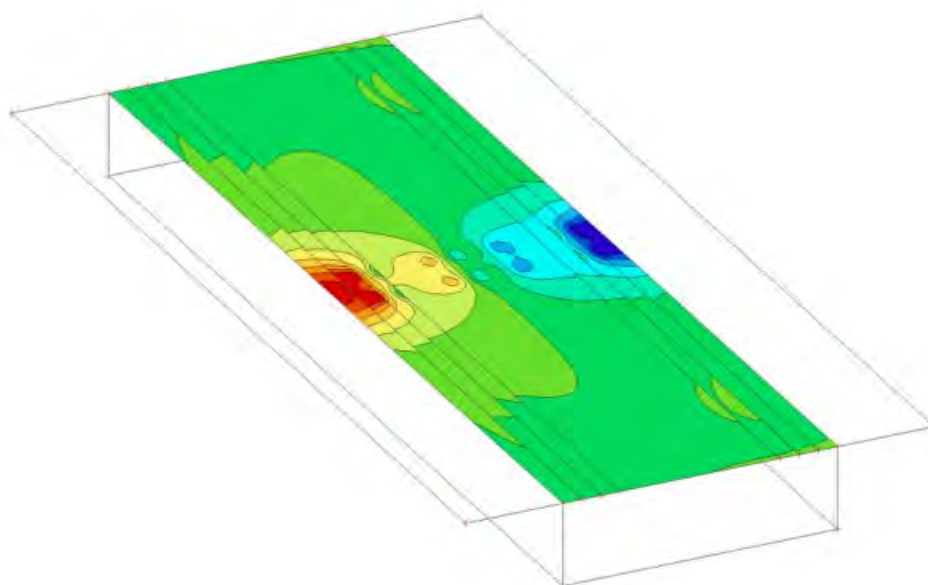




7.7.2. my veld sneden

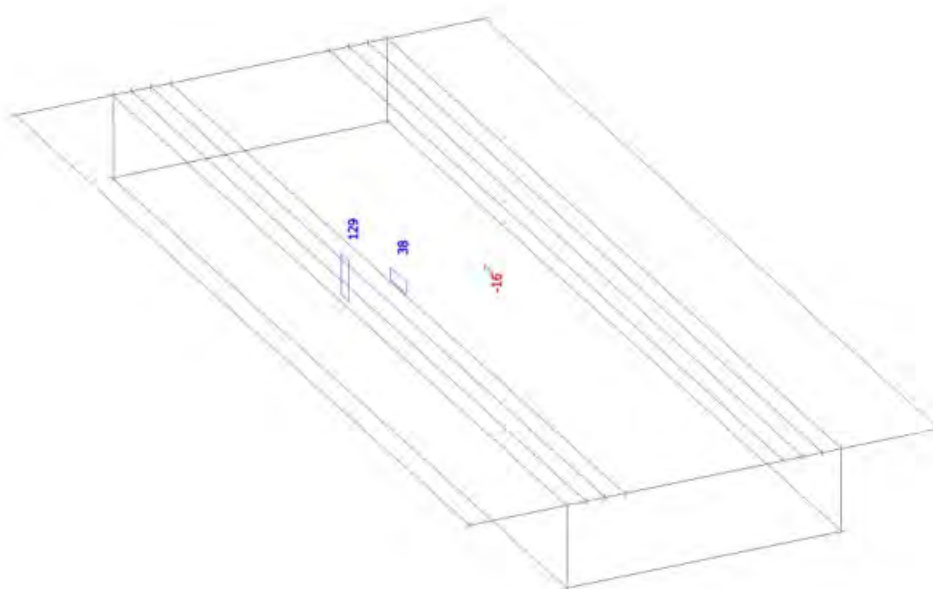


7.7.3. vy veld isolijnen

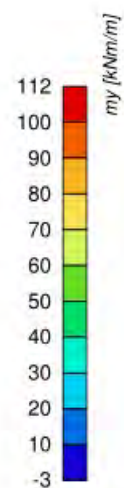
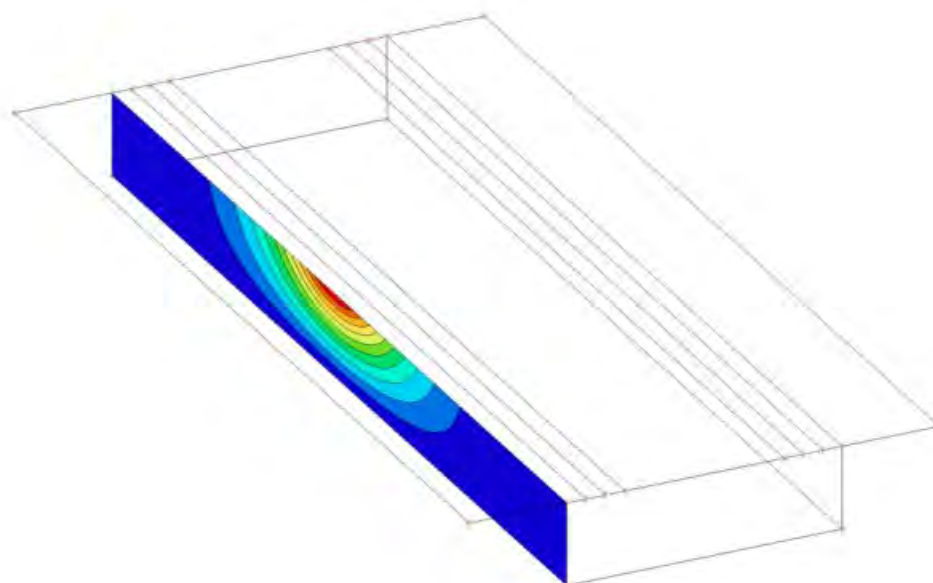




7.7.4. *vy veld sneden*

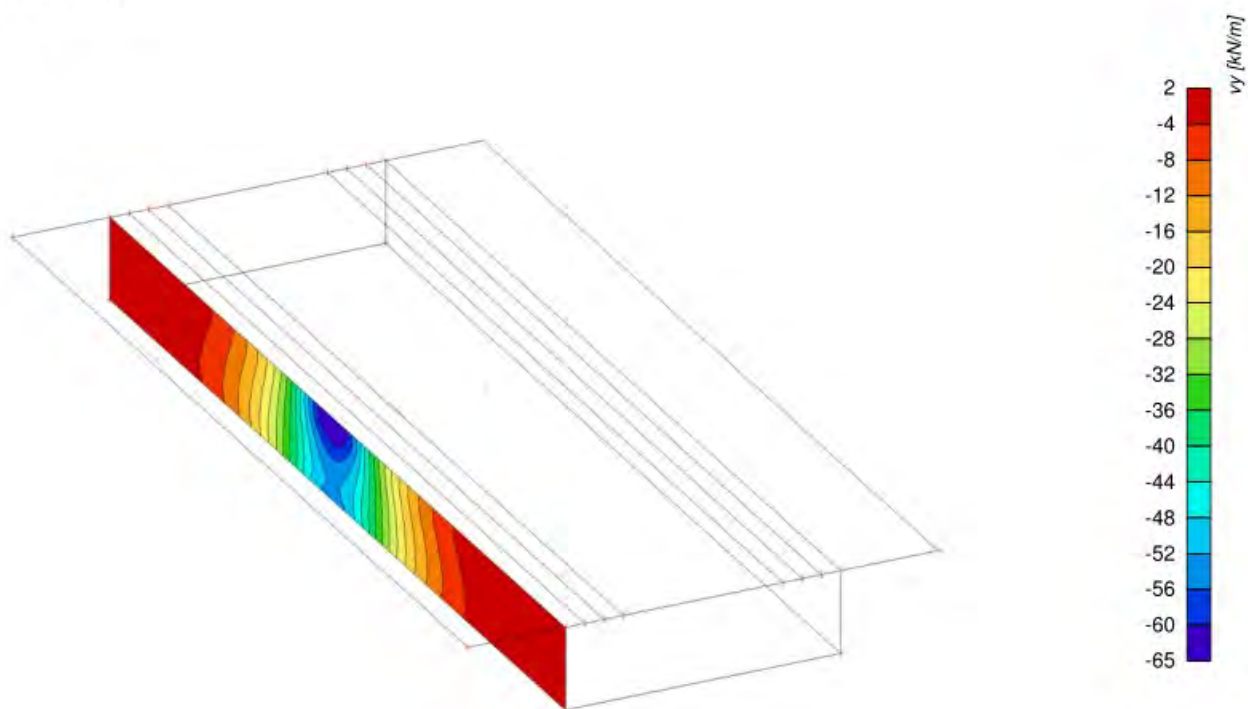


7.7.5. *my wanden isolijnen*

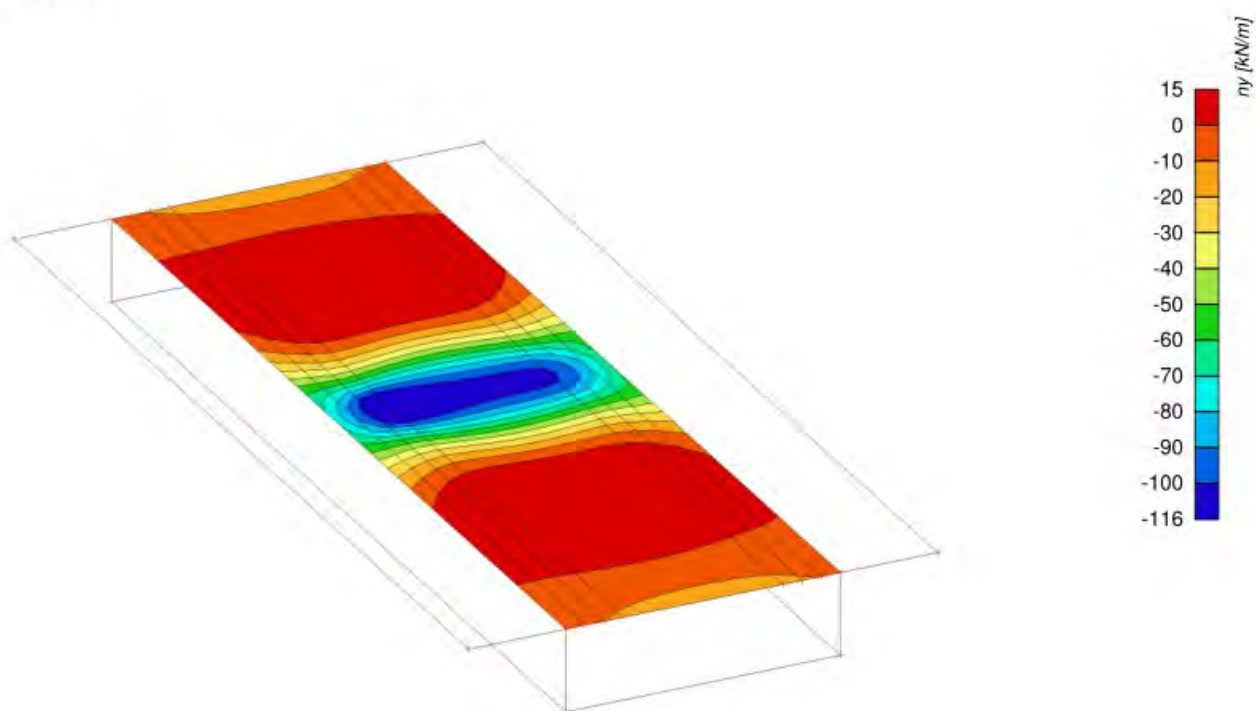




7.7.6. my wanden sneden

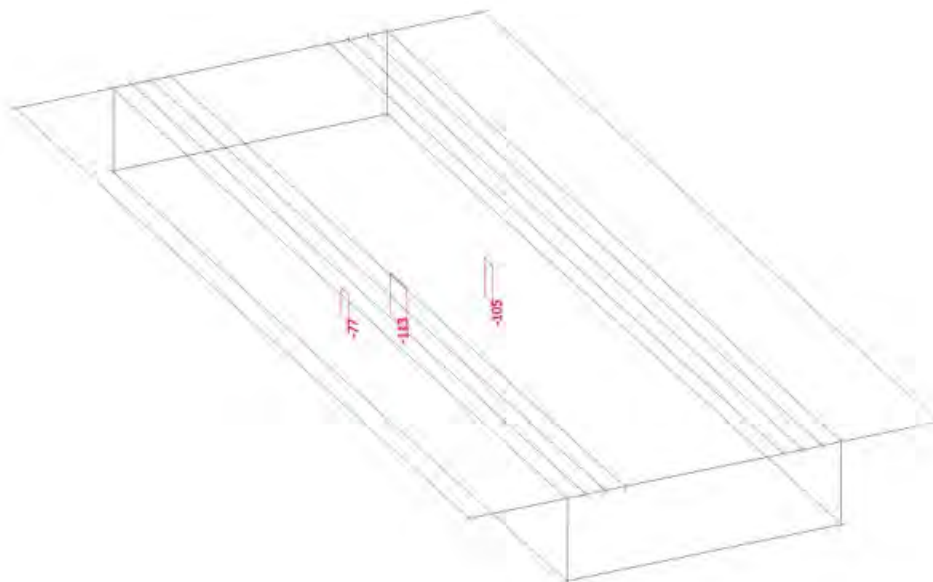


7.7.7. ny veld isolijnen





7.7.8. *ny veld sneden*

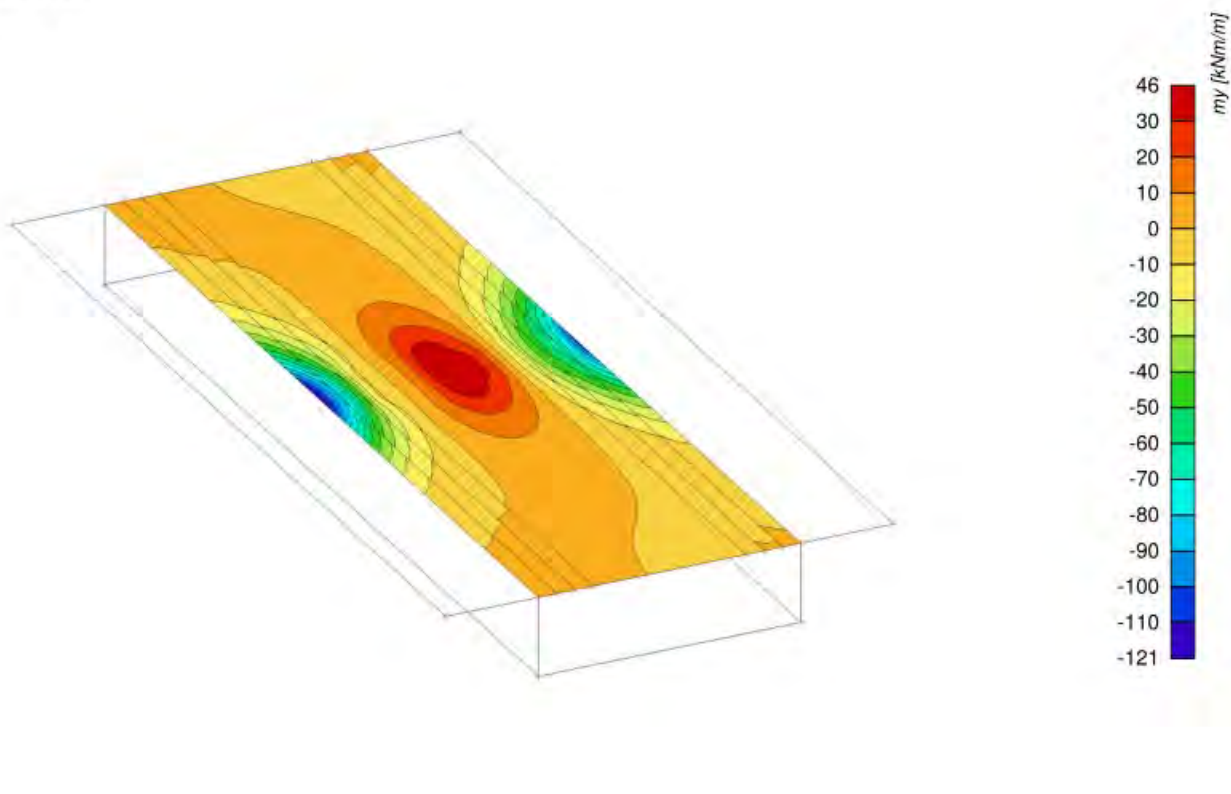




7.8. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,00$

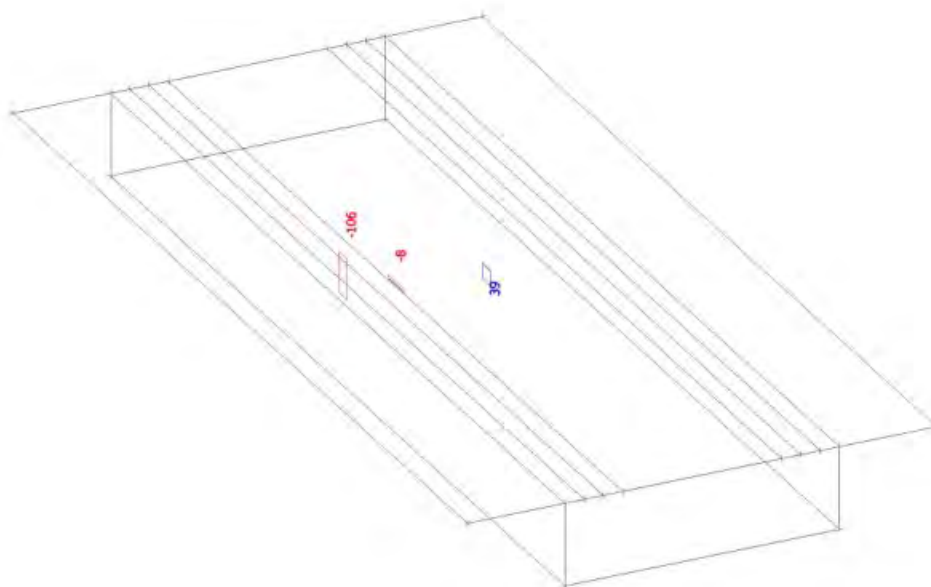
Naam	LM1 - $x = 1,00$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.8.1. m_y veld isolijnen

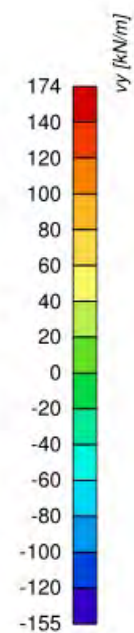
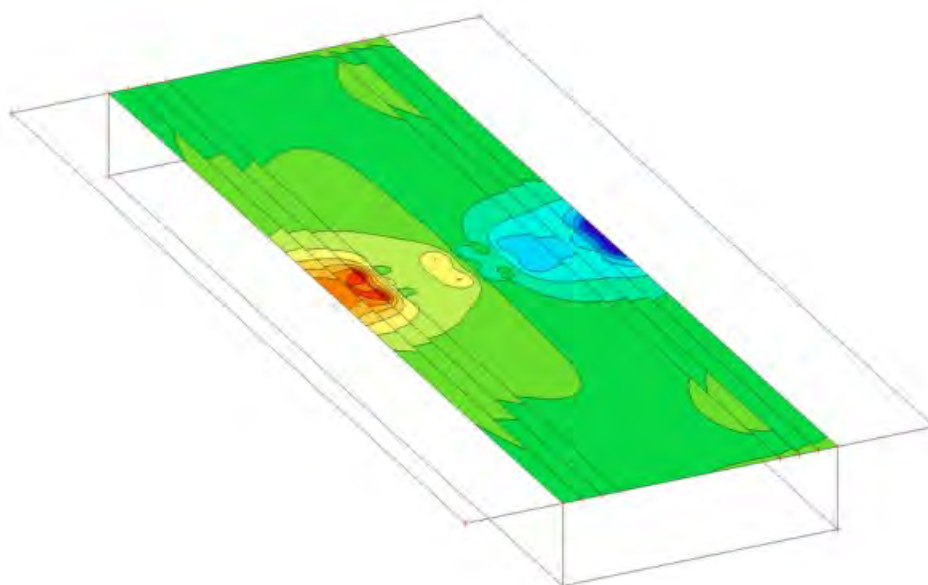




7.8.2. my veld sneden

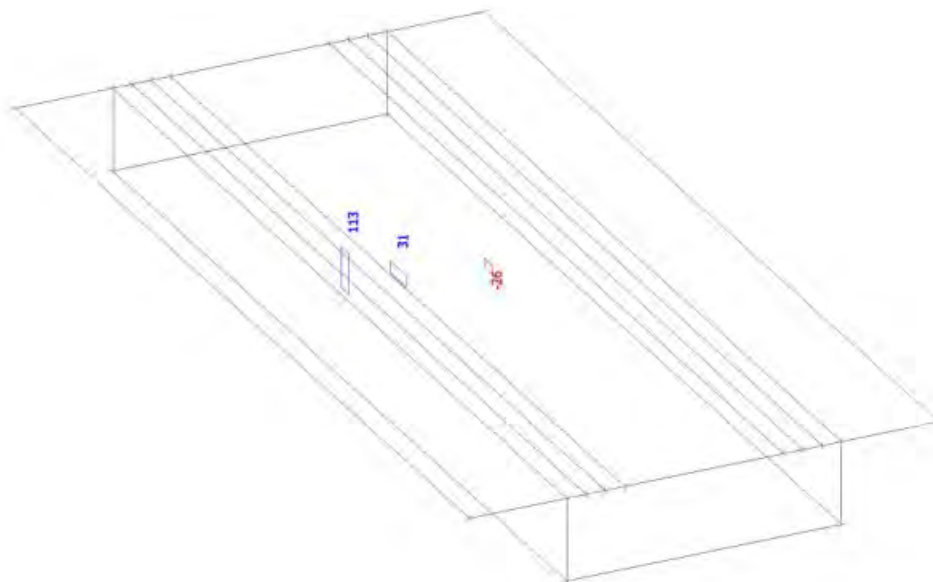


7.8.3. vy veld isolijnen

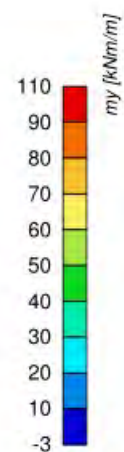
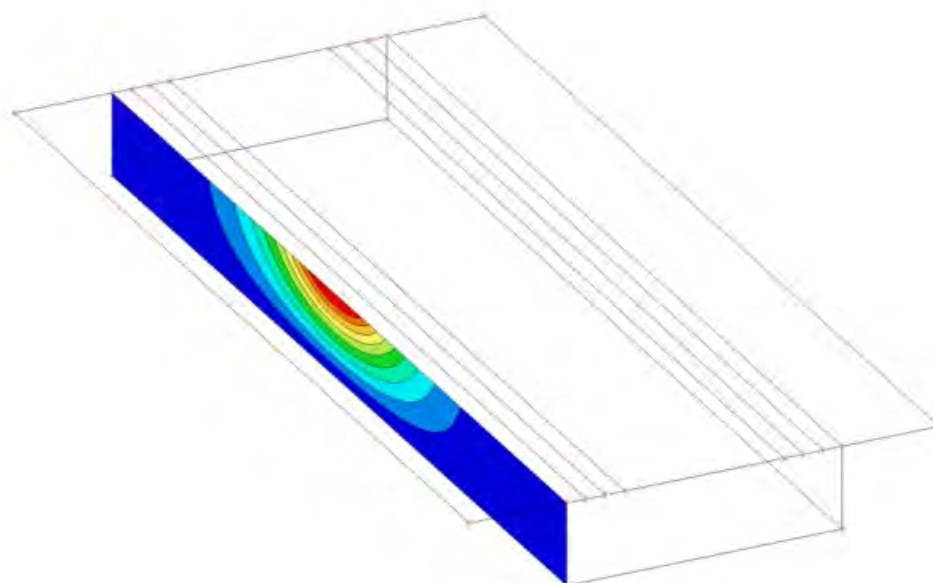




7.8.4. vy veld sneden

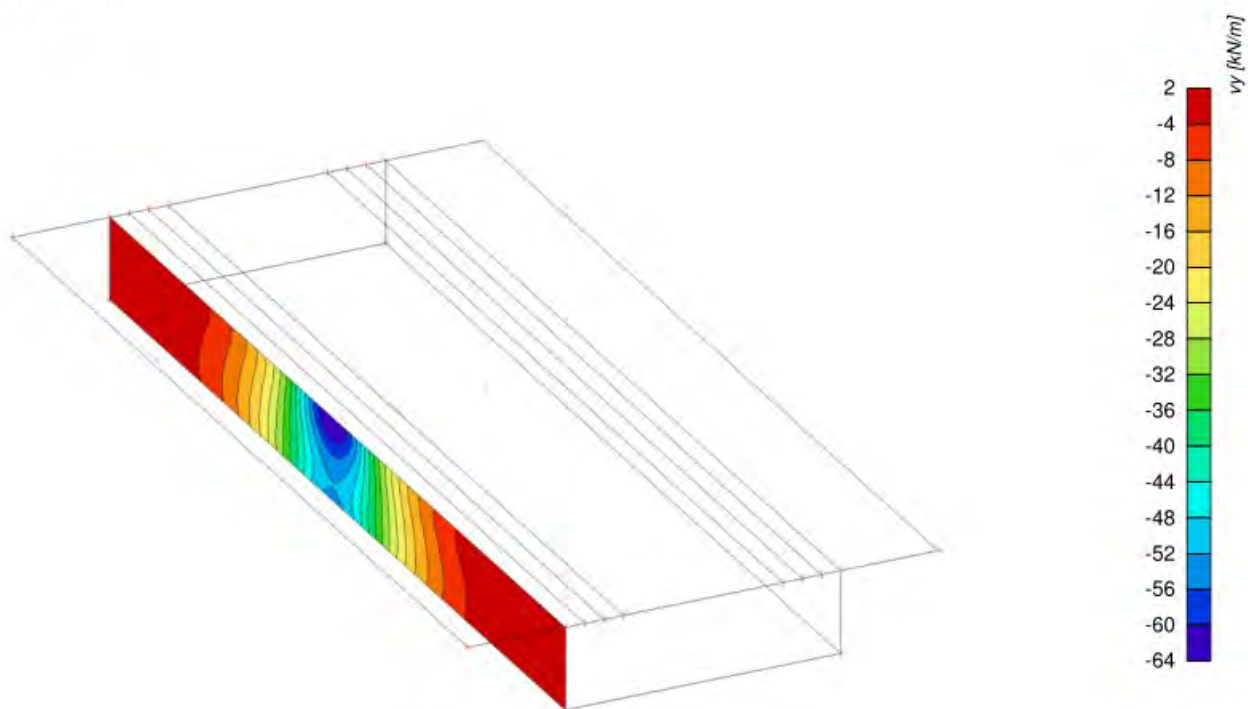


7.8.5. m_y wanden isolijnen

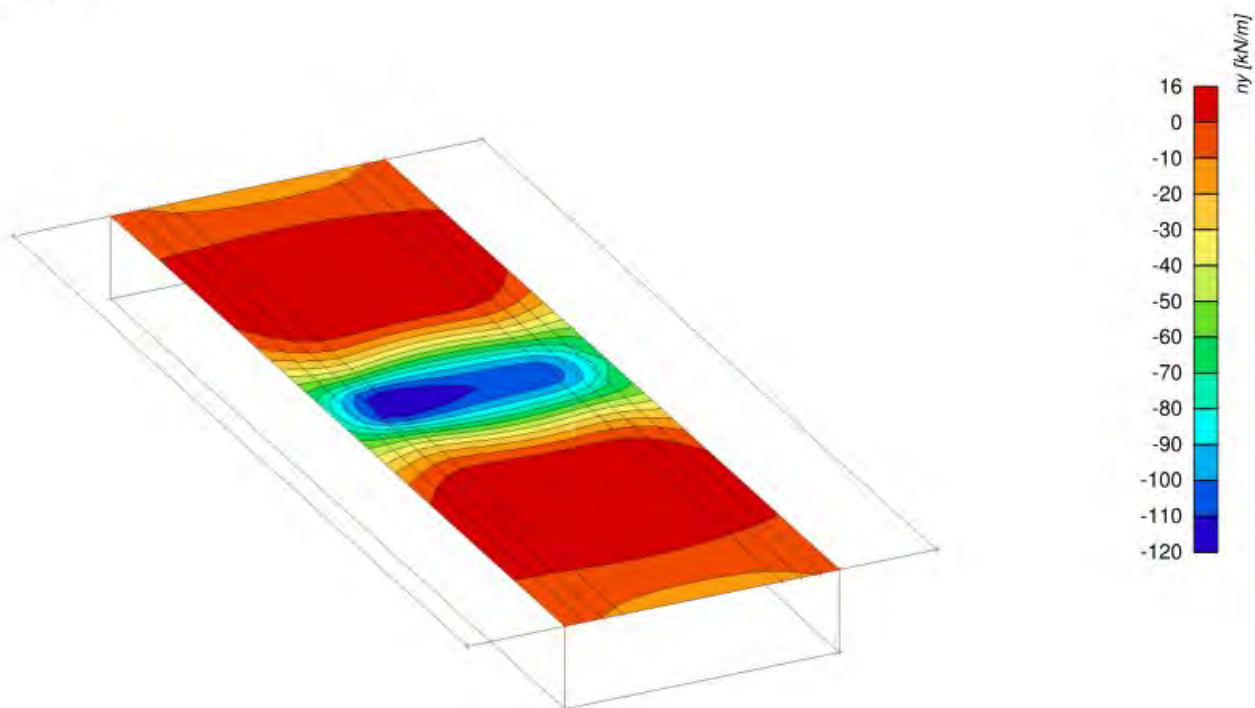




7.8.6. my wanden sneden

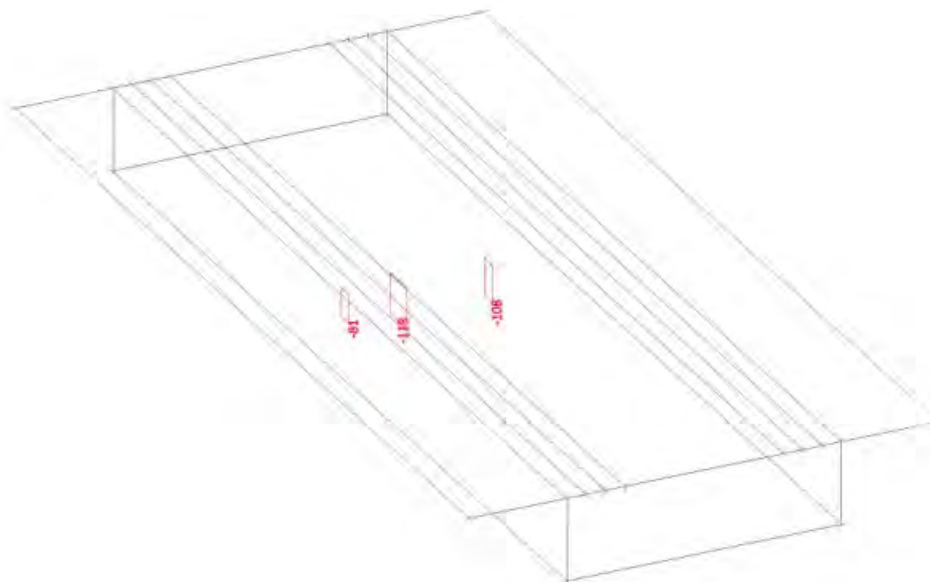


7.8.7. ny veld isolijnen





7.8.8. *ny veld sneden*

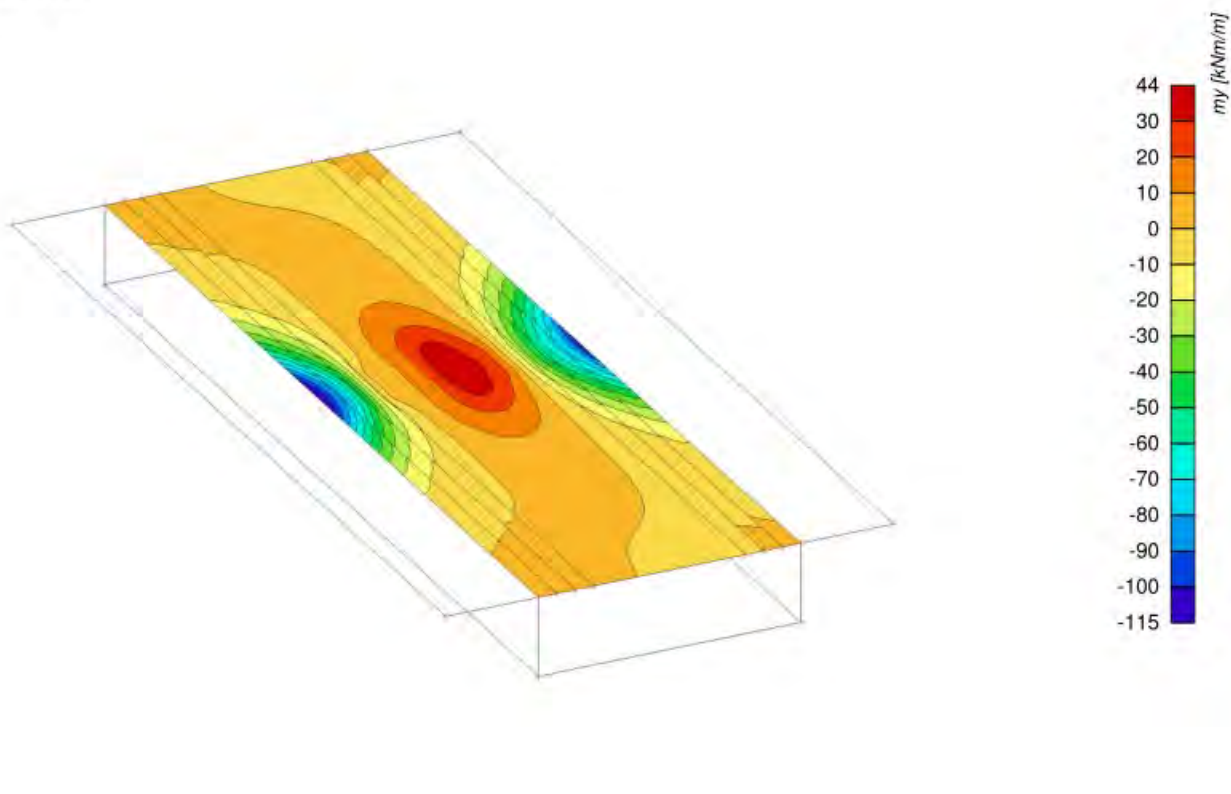




7.9. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,25$

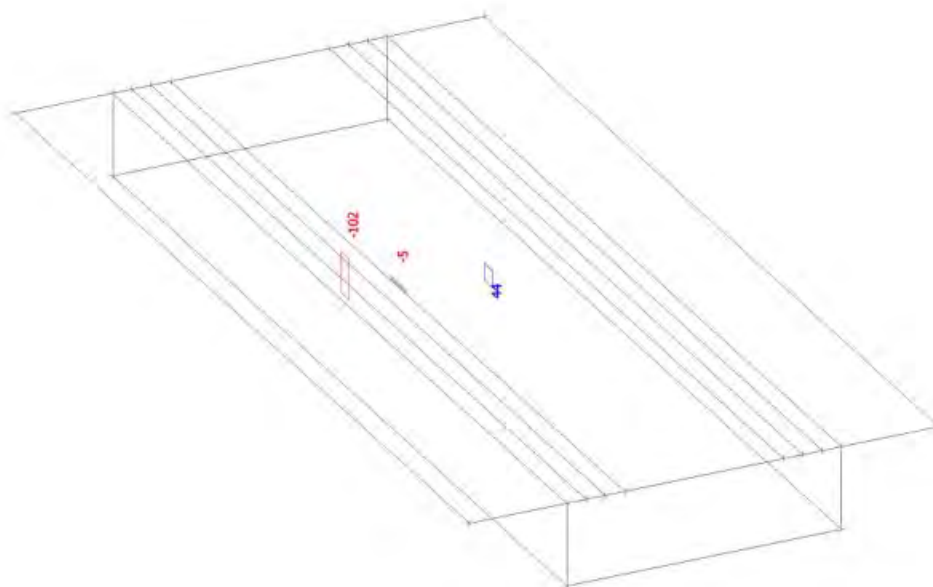
Naam	LM1 - $x = 1,25$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.9.1. m_y veld isolijnen

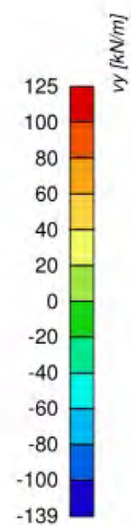
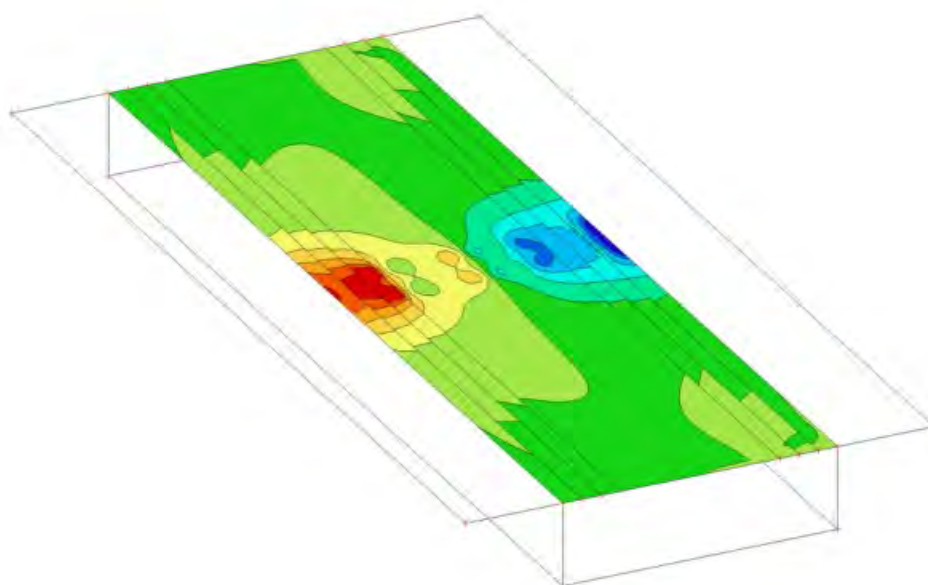




7.9.2. my veld sneden

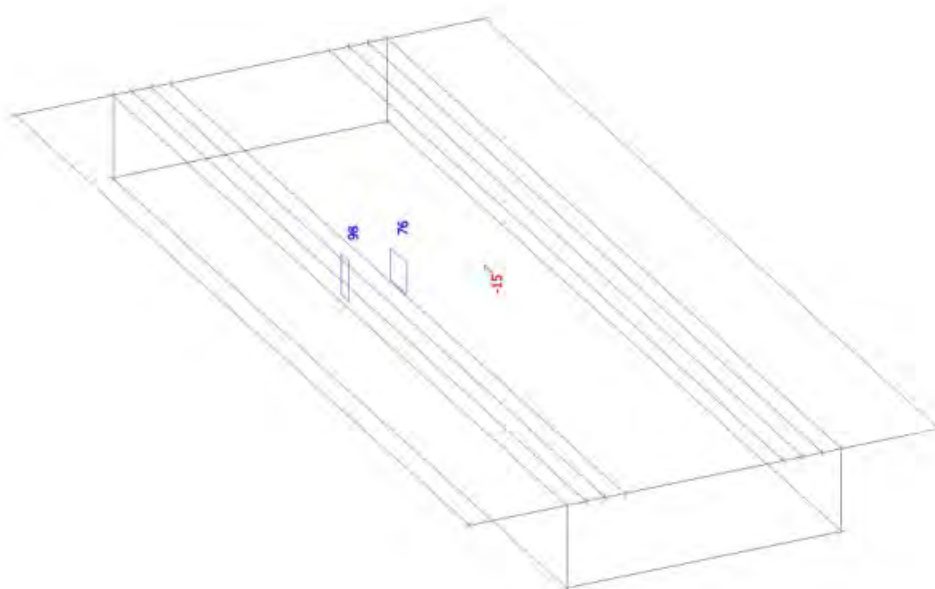


7.9.3. vy veld isolijnen

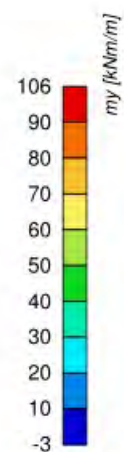
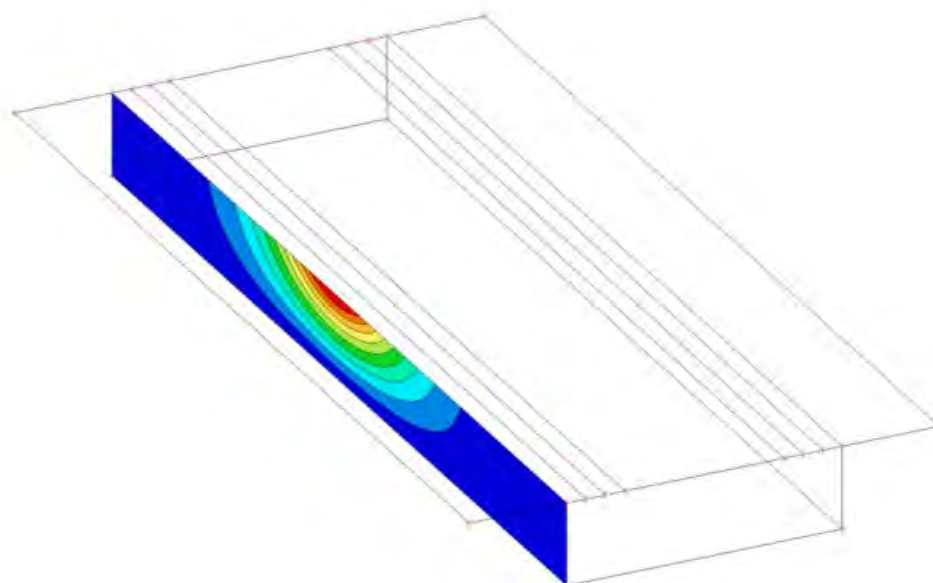




7.9.4. *vy veld sneden*

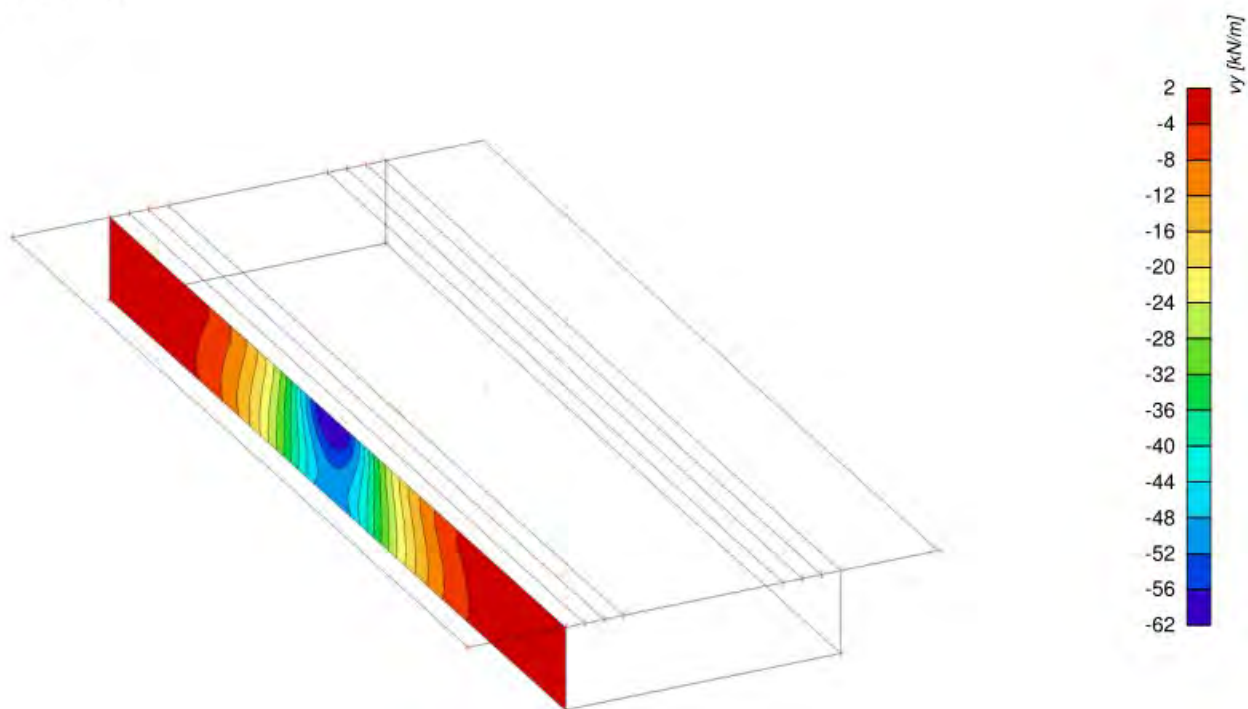


7.9.5. *my wanden isolijnen*

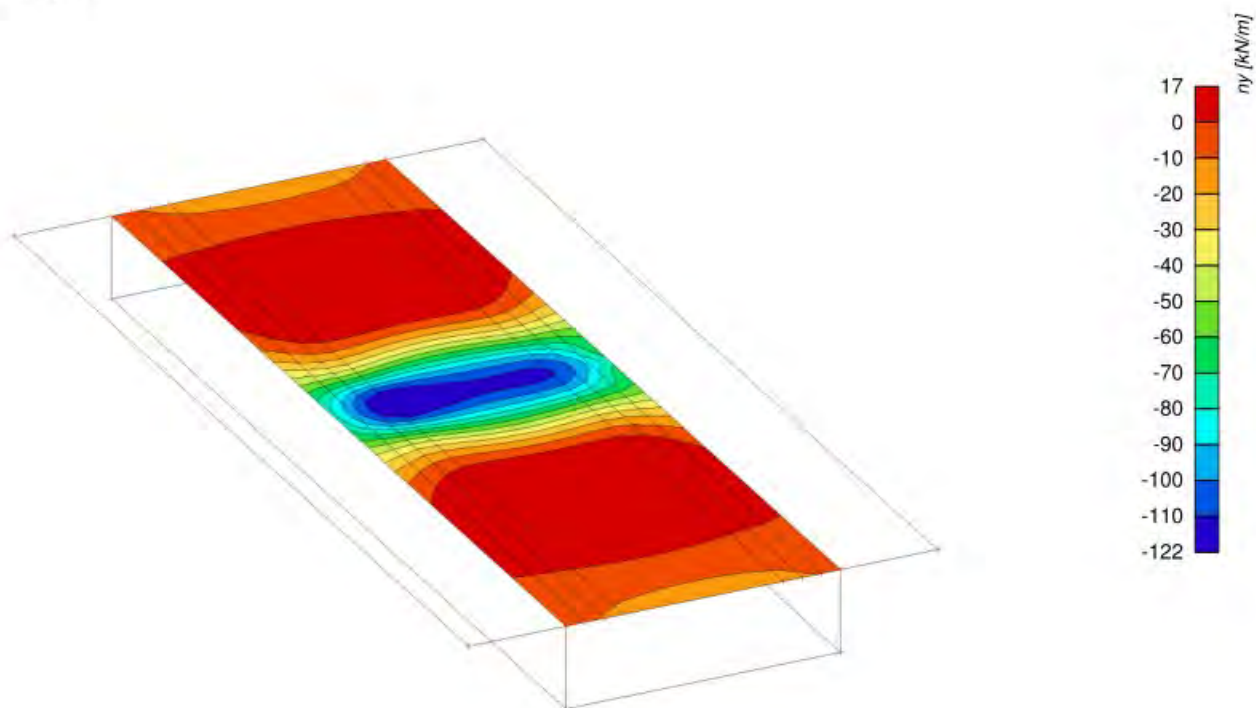




7.9.6. my wanden sneden

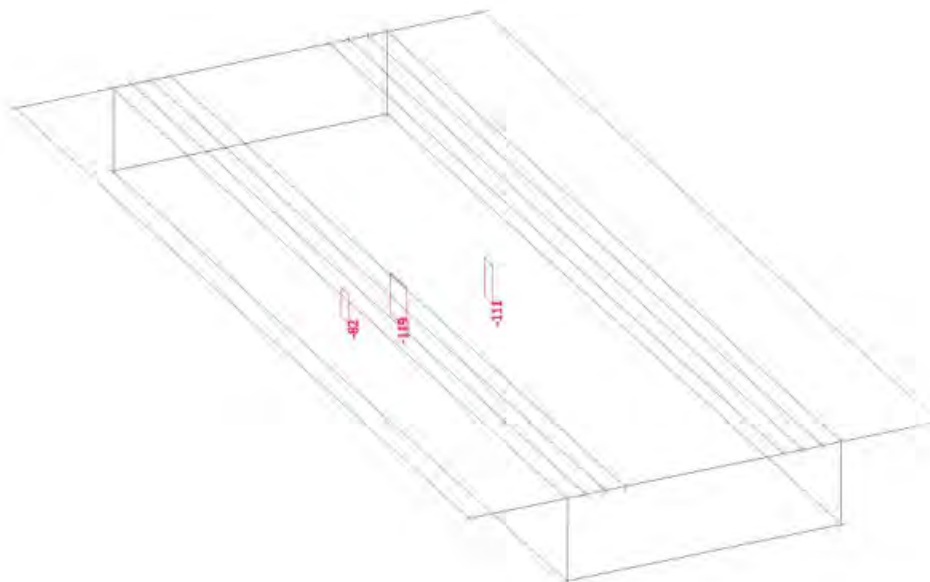


7.9.7. ny veld isolijnen





7.9.8. *ny veld sneden*

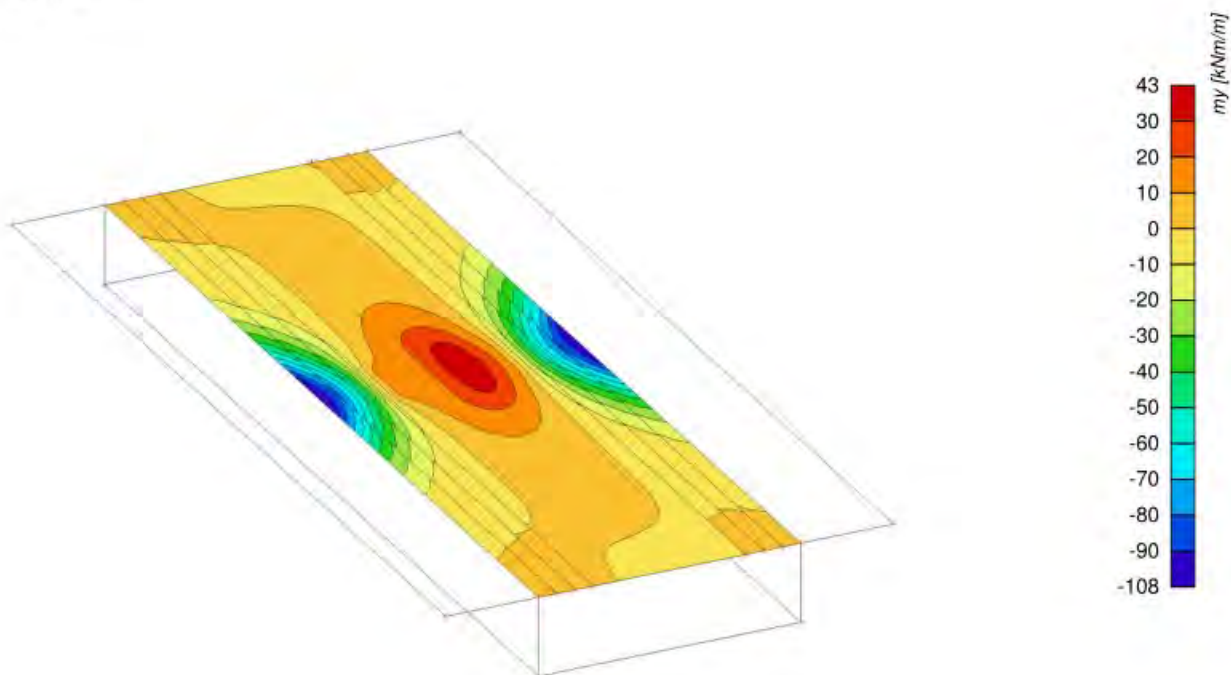




7.10. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,50$

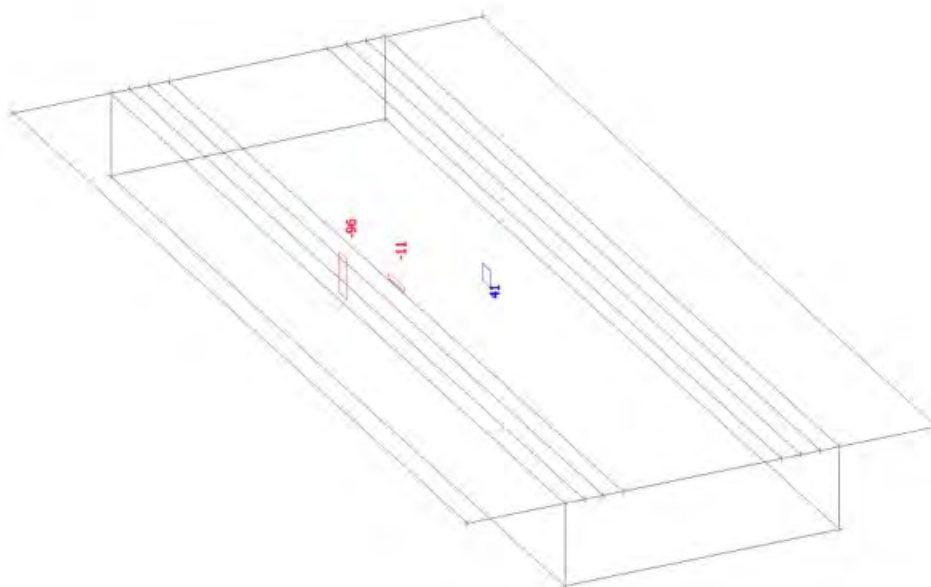
Naam	LM1 - $x = 1,50$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.10.1. m_y veld isolijnen

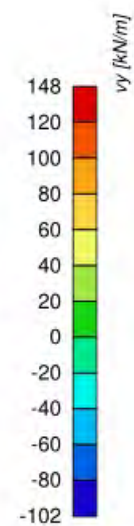
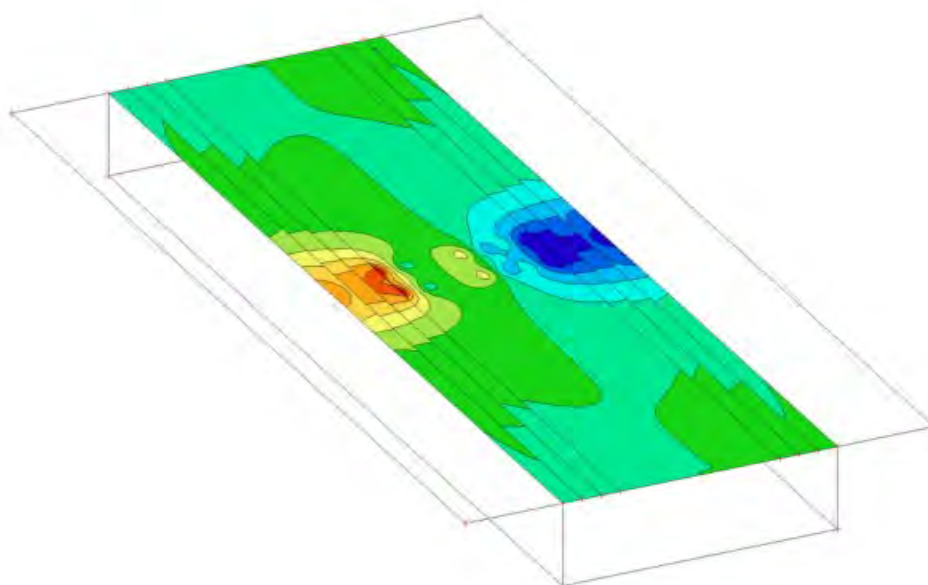




7.10.2. my veld sneden

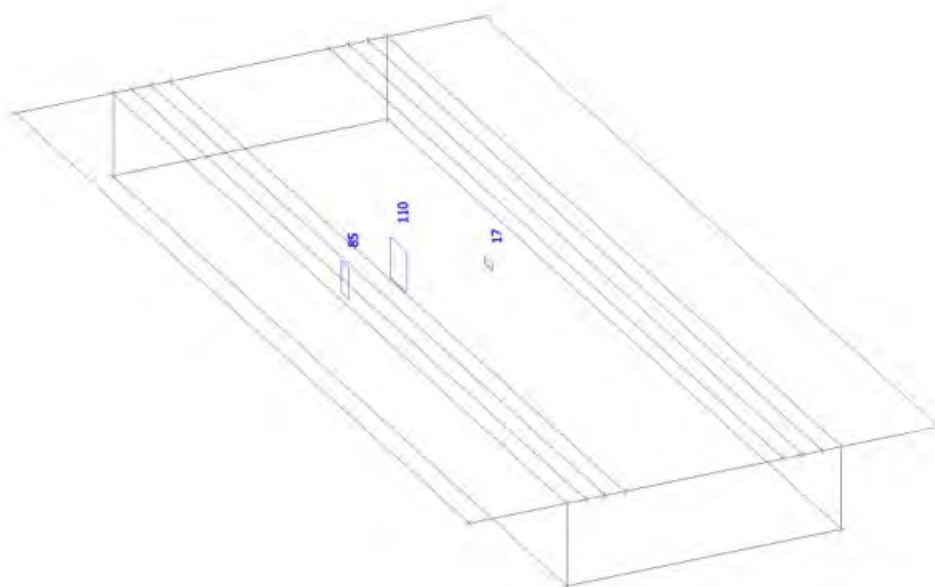


7.10.3. vy veld isolijnen

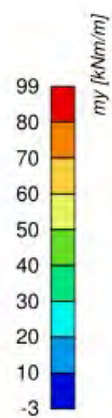
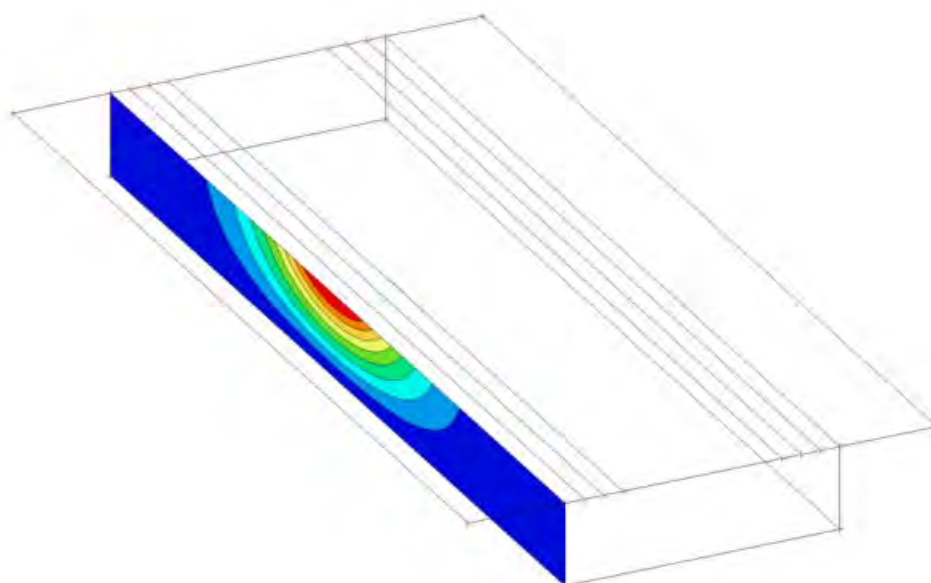




7.10.4. *vy veld sneden*

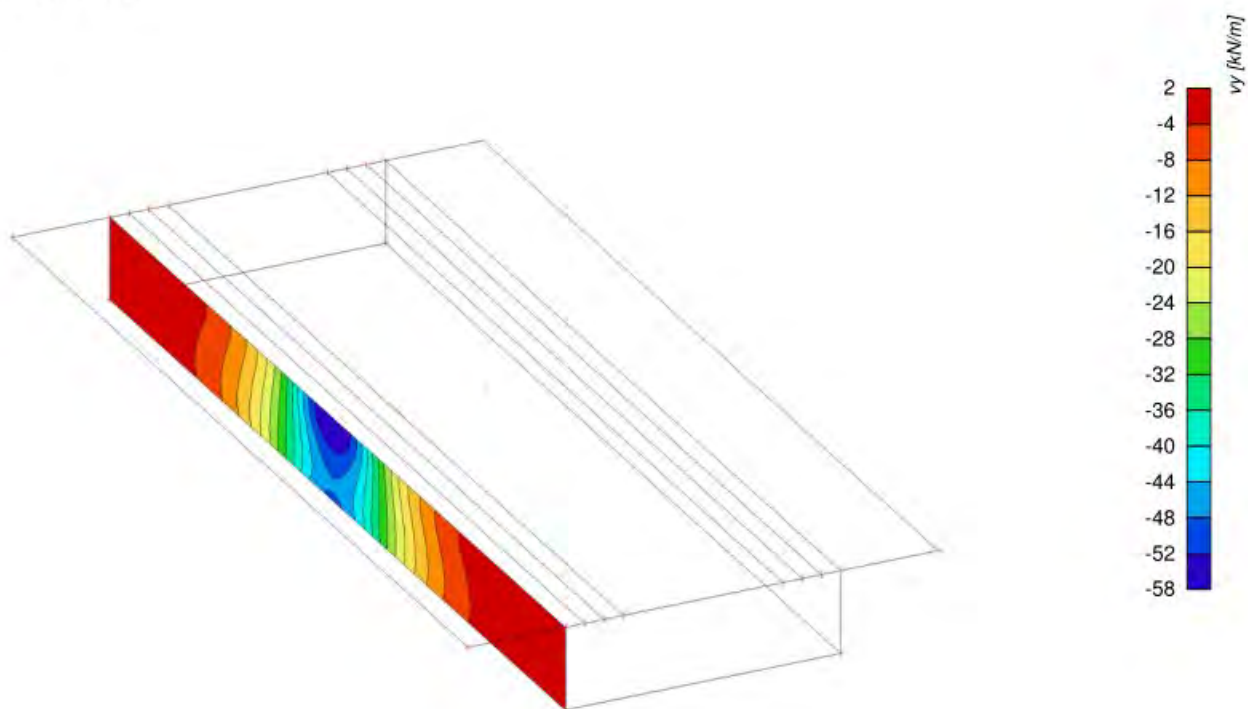


7.10.5. *my wanden isolijnen*

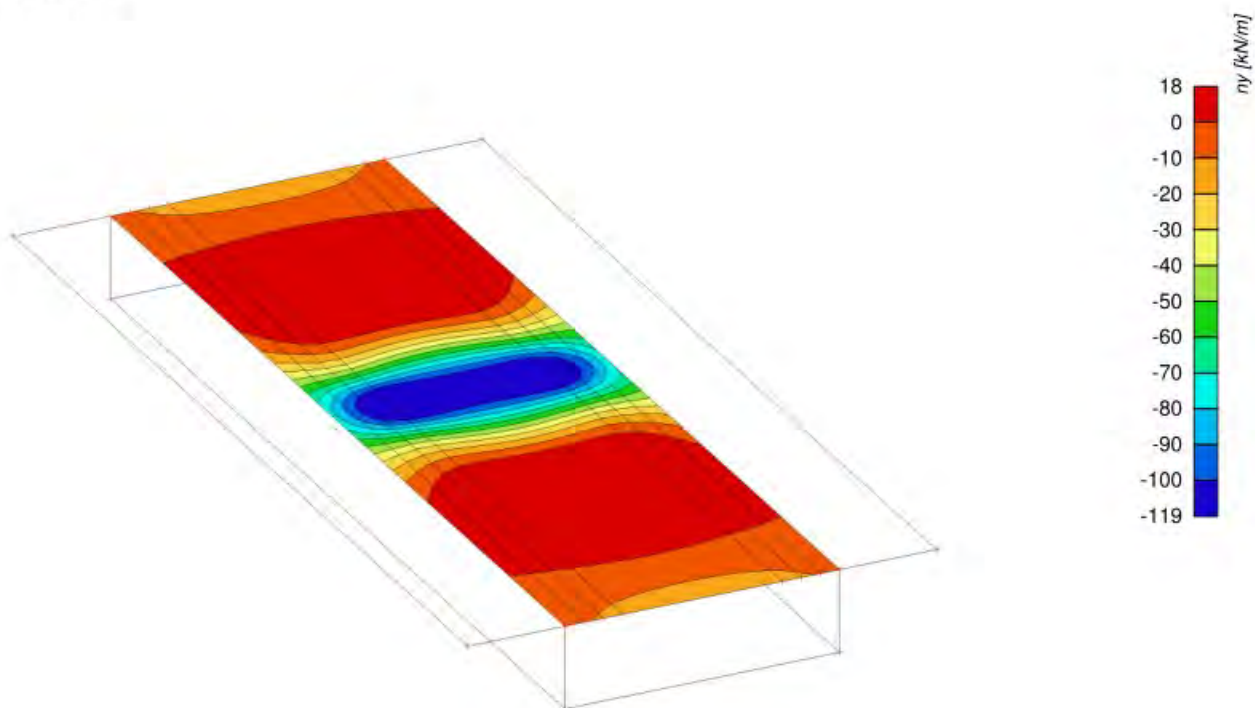




7.10.6. my wanden sneden

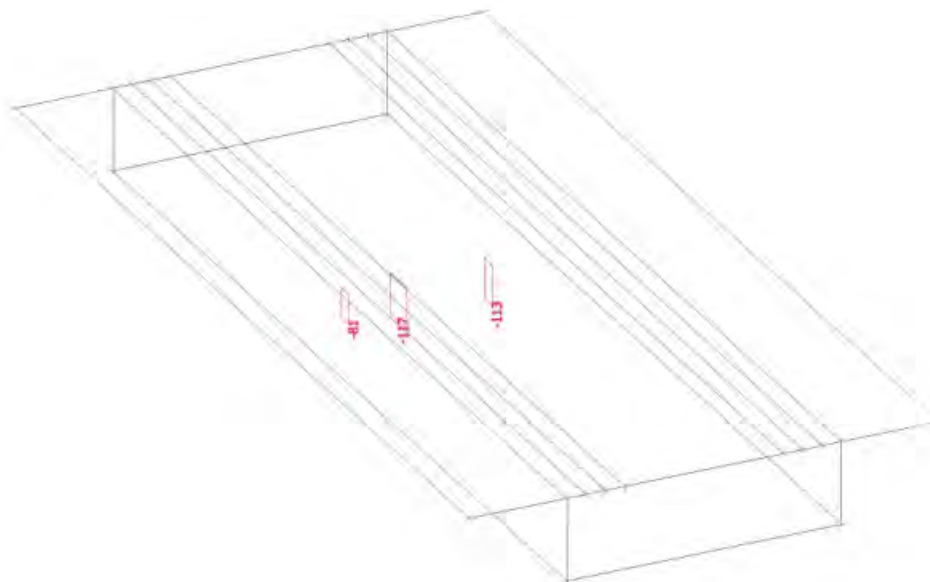


7.10.7. ny veld isolijnen





7.10.8. *ny veld sneden*

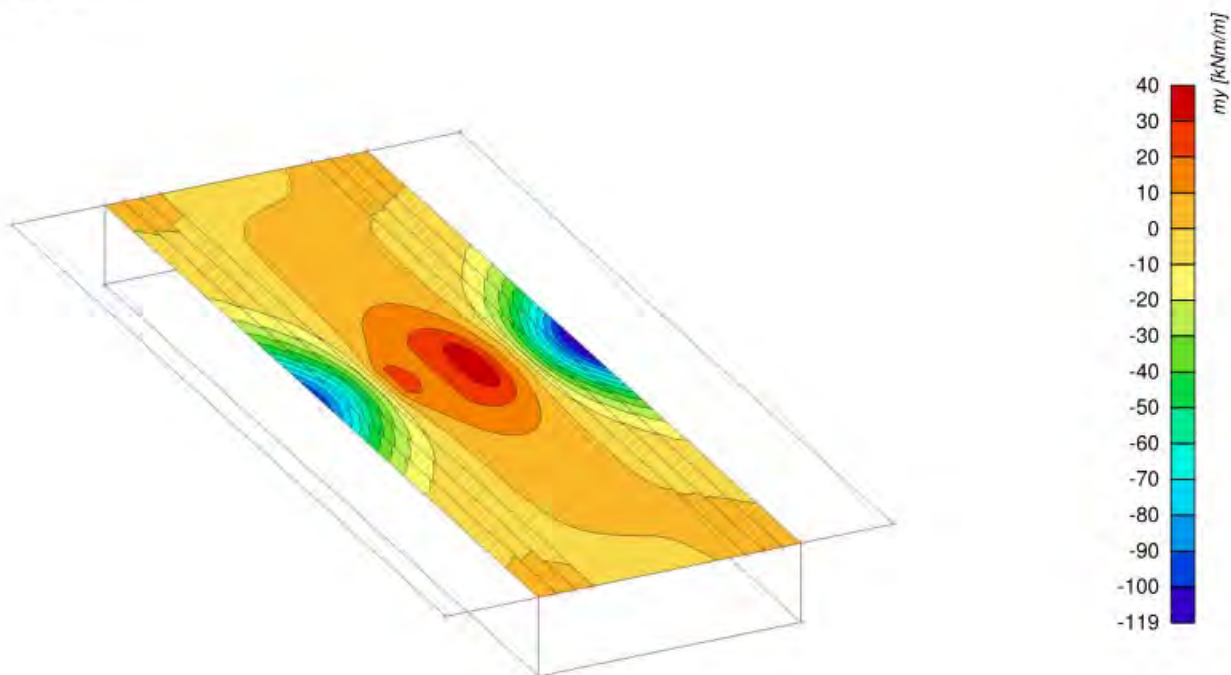




7.11. Belastingsgevallen - LM1 - $x = 1,75$

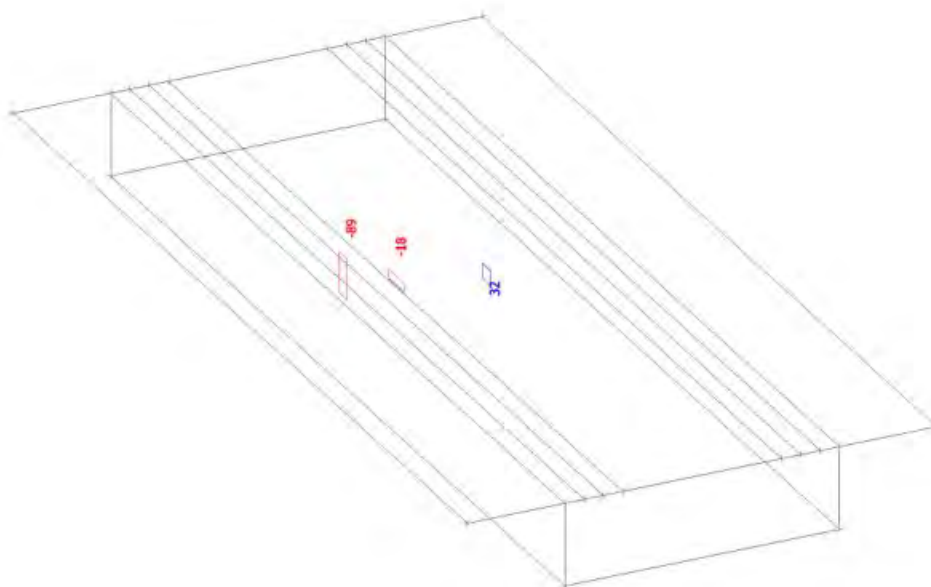
Naam	LM1 - $x = 1,75$
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.11.1. m_y veld isolijnen

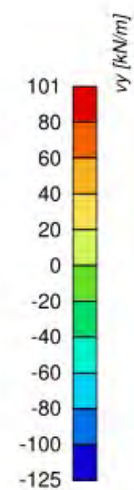
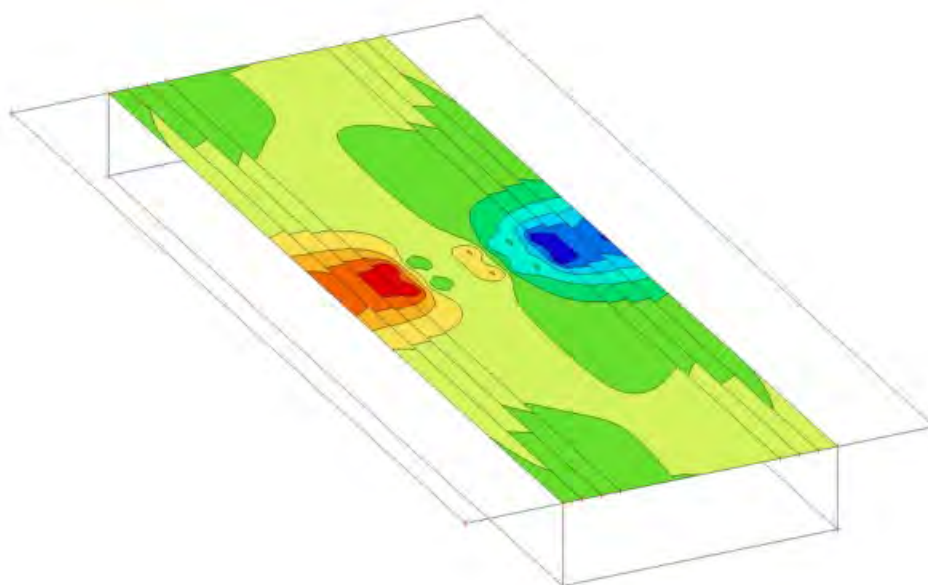




7.11.2. my veld sneden

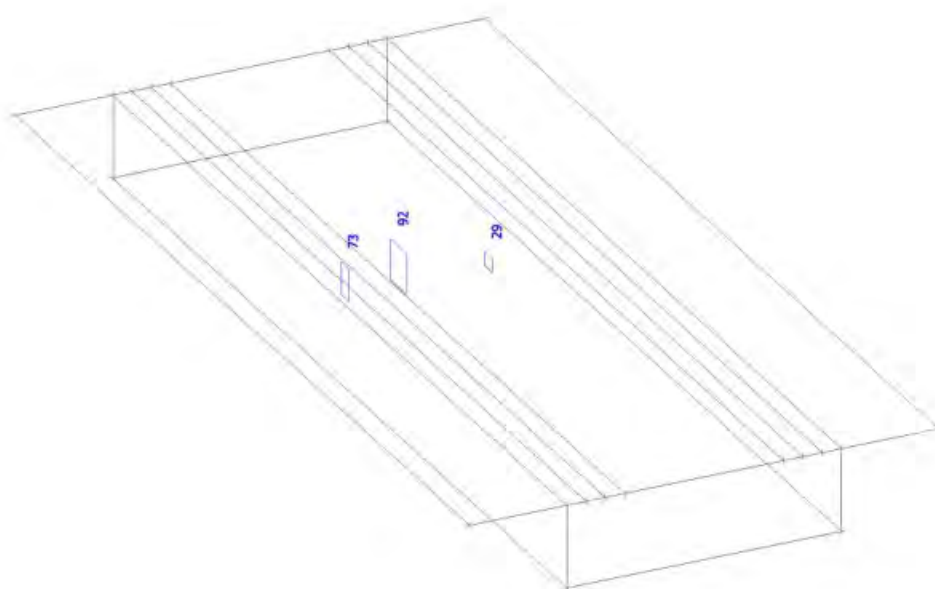


7.11.3. vy veld isolijnen

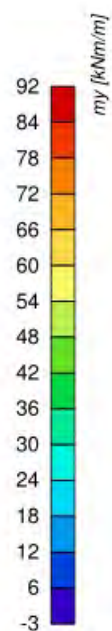
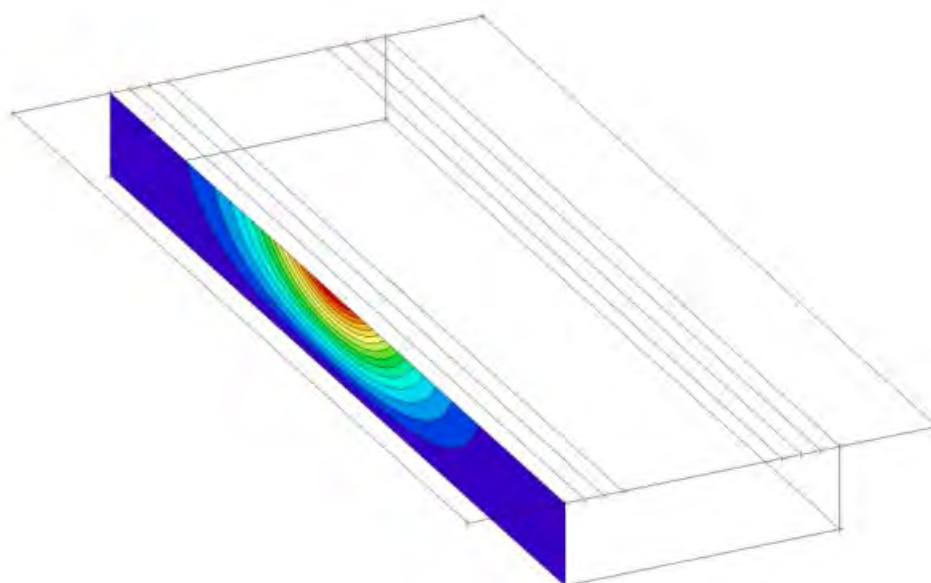




7.11.4. *vy veld sneden*

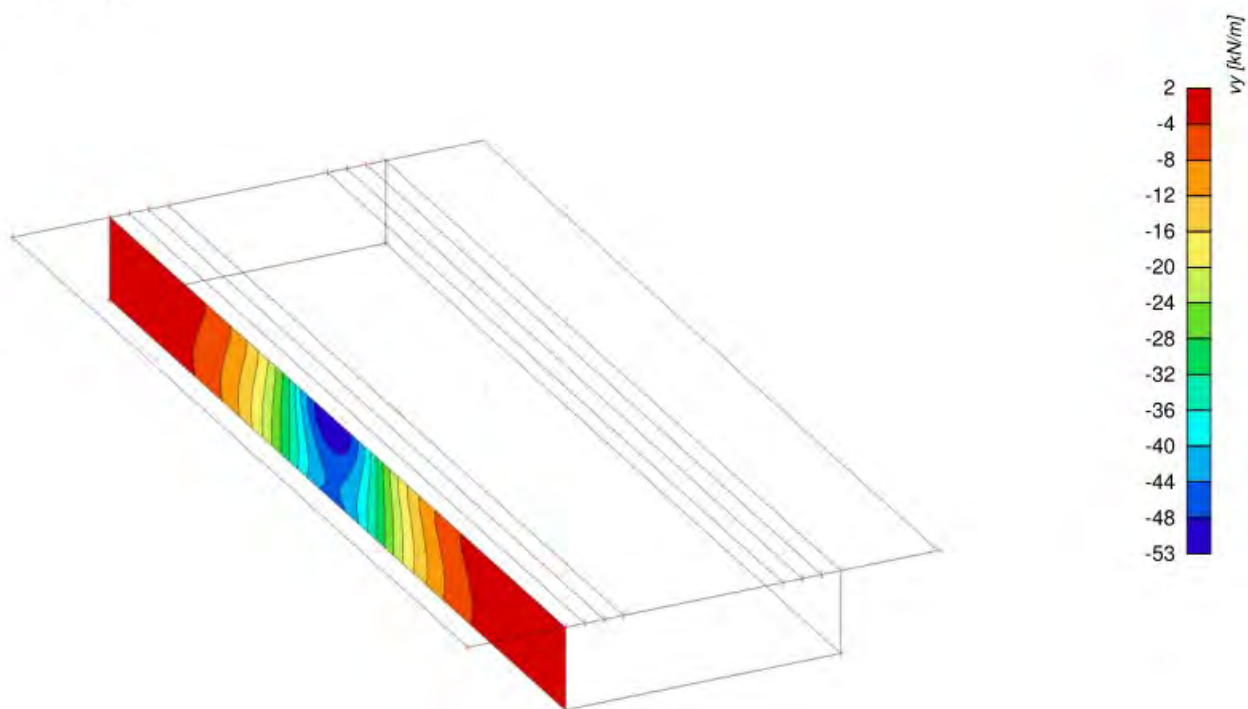


7.11.5. *my wanden isolijnen*

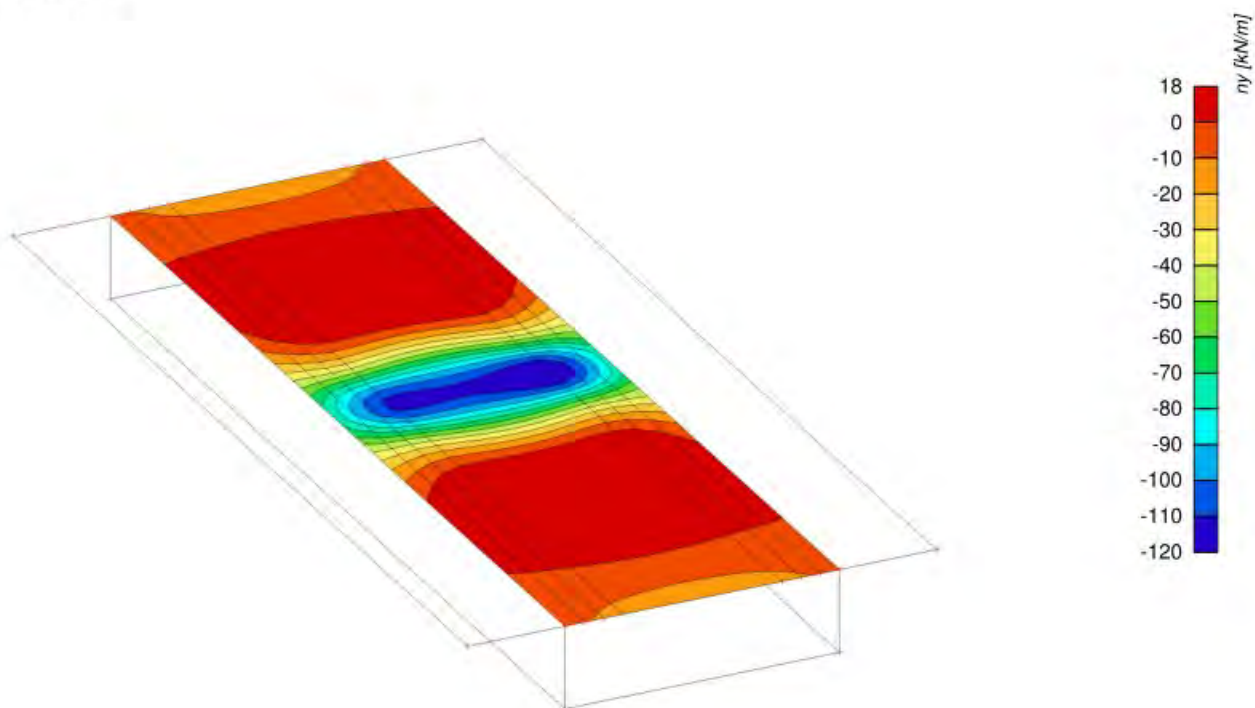




7.11.6. my wanden sneden

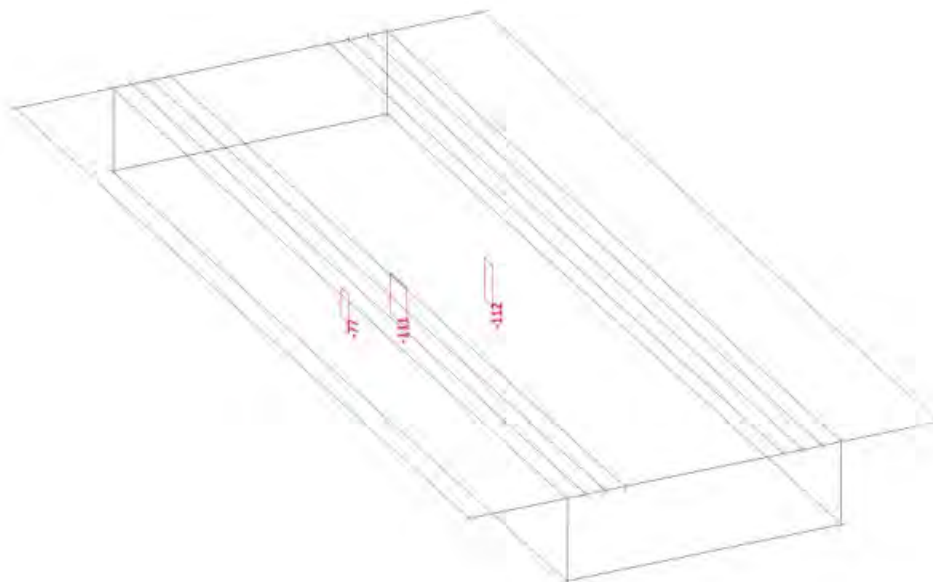


7.11.7. ny veld isolijnen





7.11.8. *ny veld sneden*

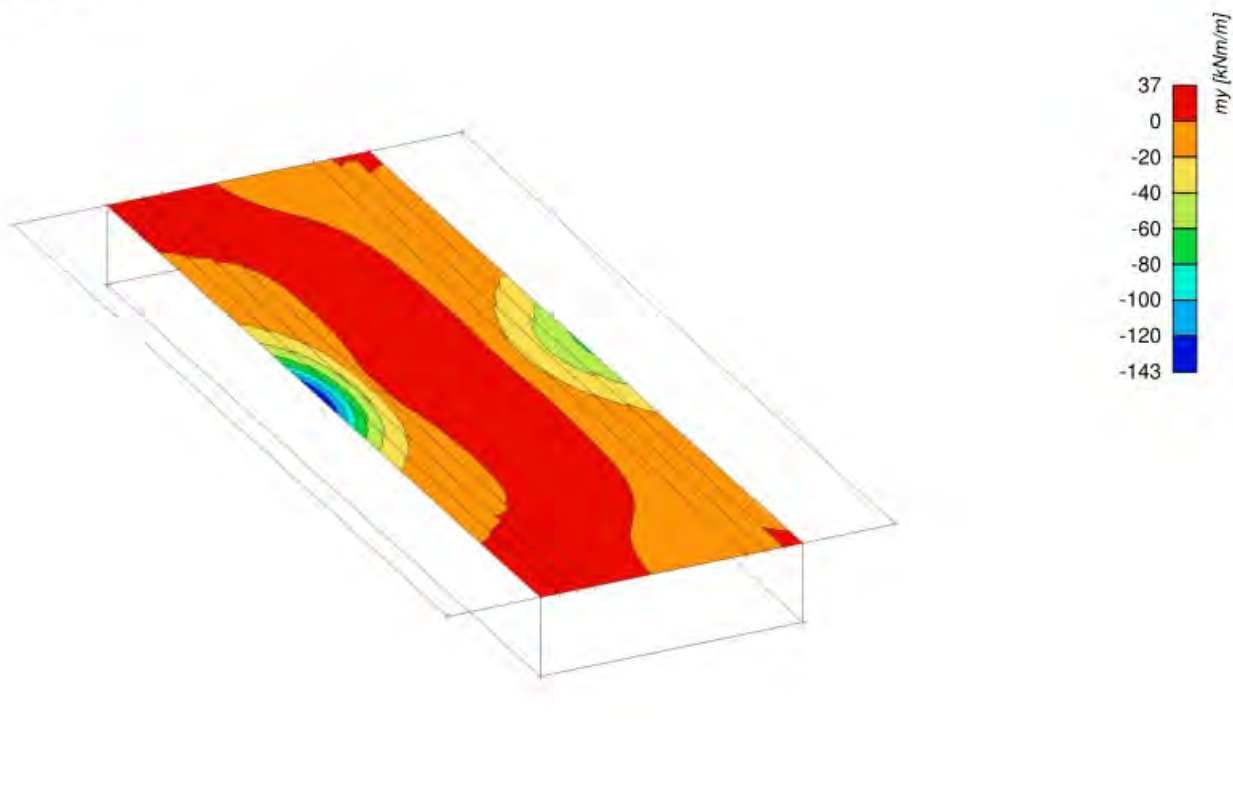




7.12. Belastingsgevallen - LM1 - werkelijk gebruik (1)

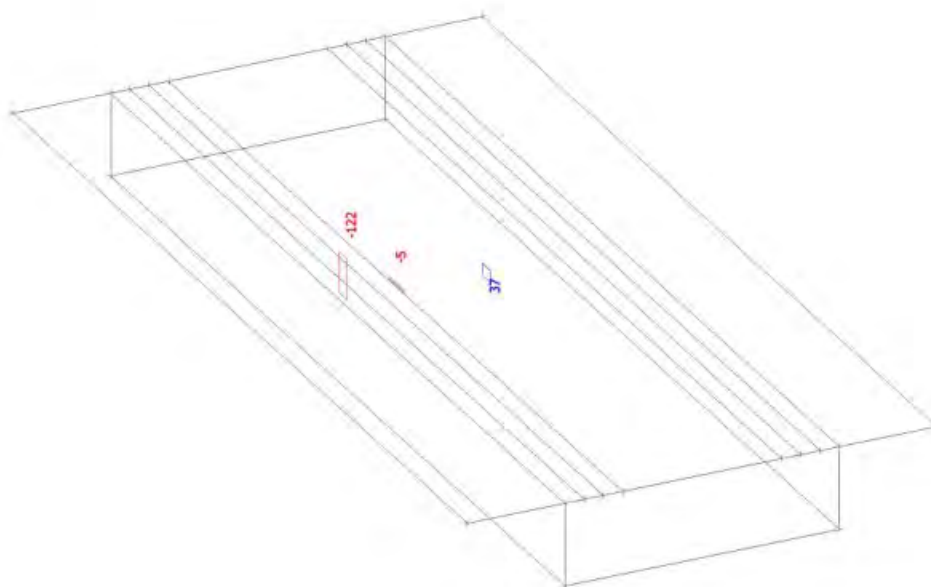
Naam	LM1 - werkelijk gebruik (1)
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.12.1. *my* veld isolijnen

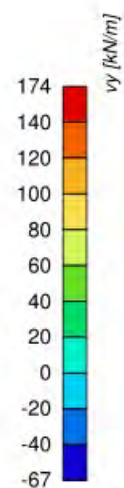
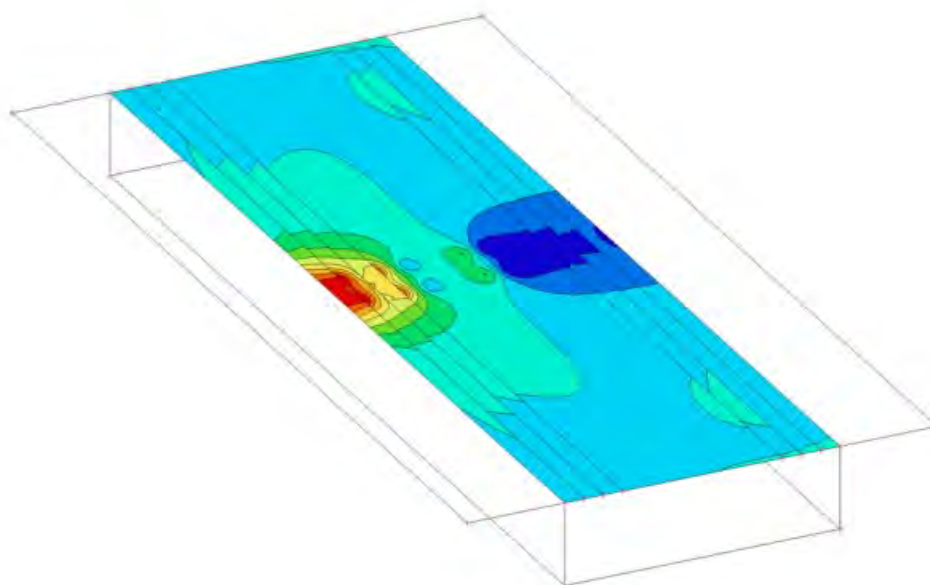




7.12.2. my veld sneden

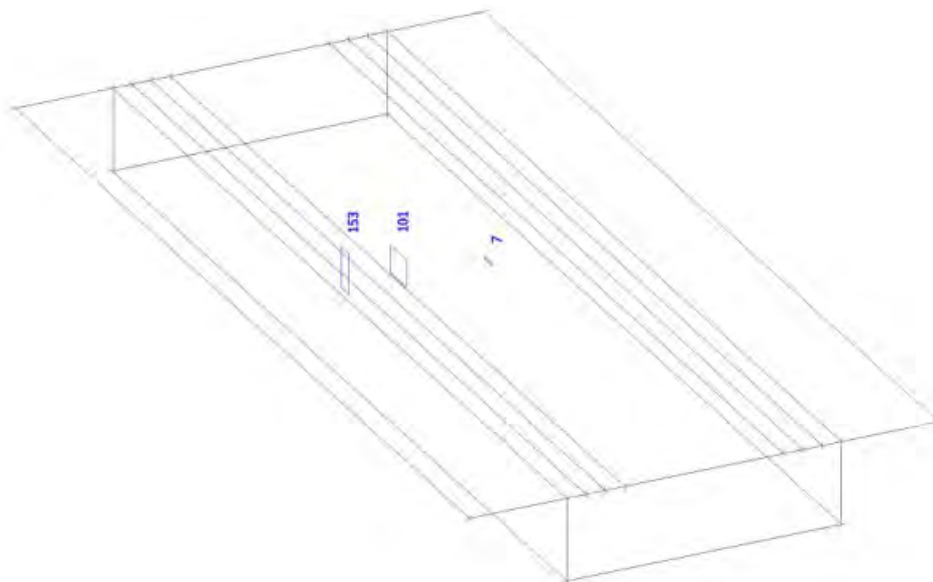


7.12.3. vy veld isolijnen

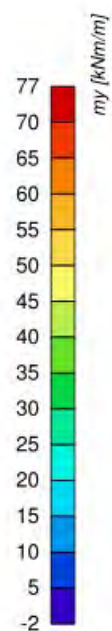
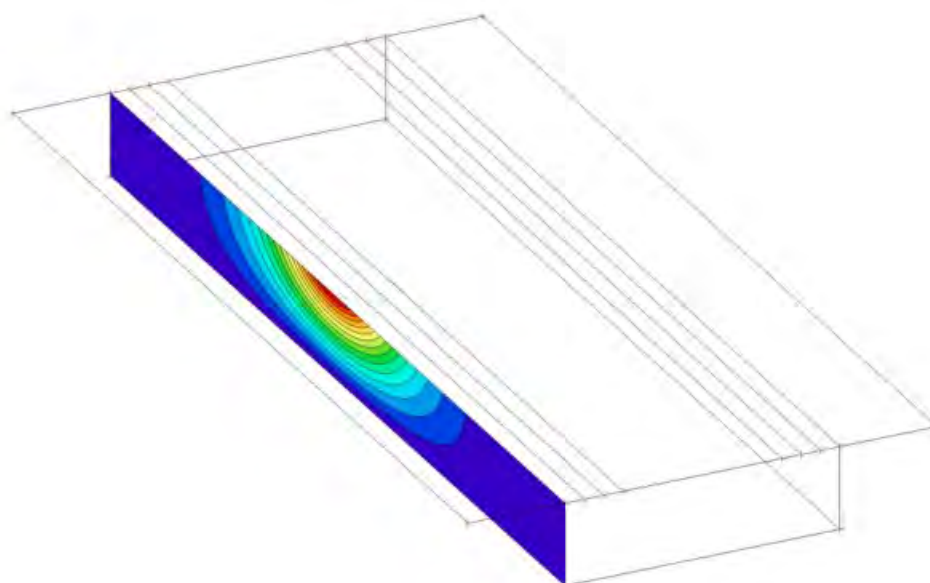




7.12.4. *vy veld sneden*

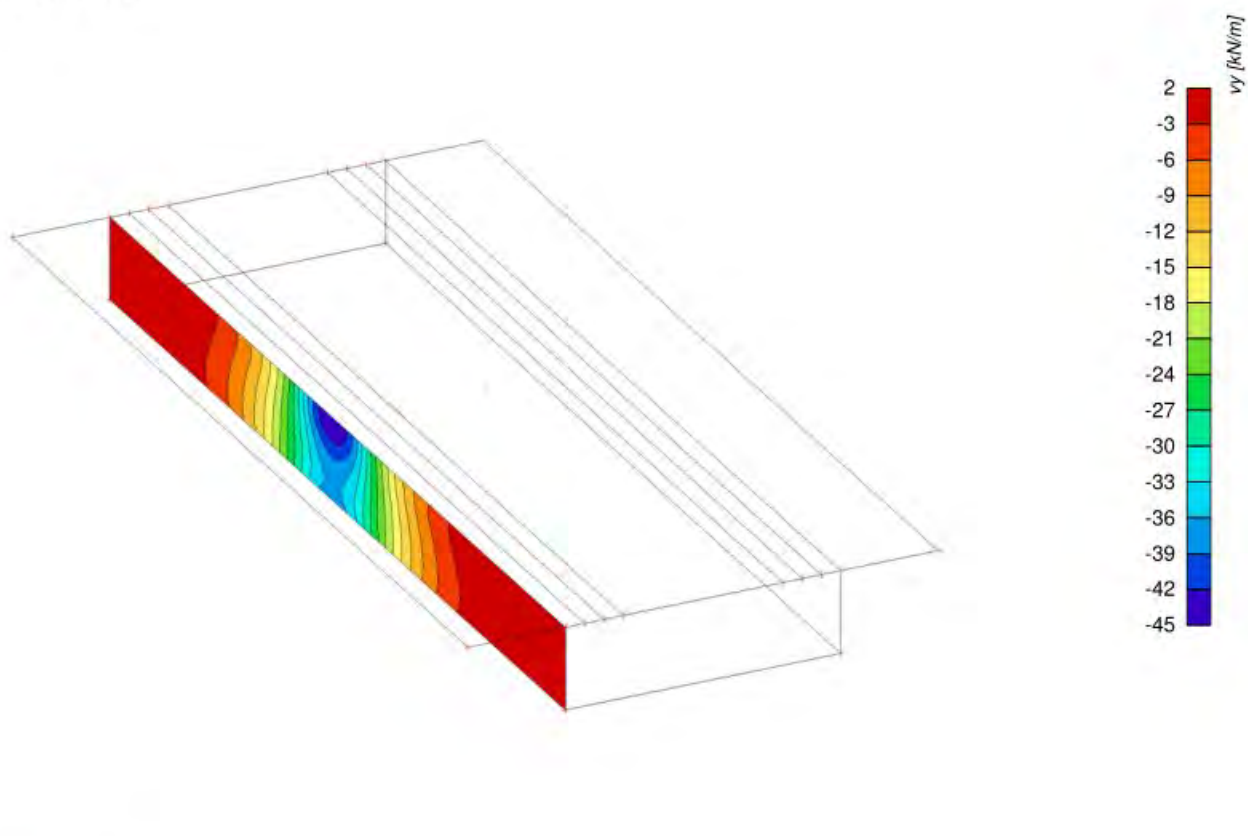


7.12.5. *my wanden isolijnen*

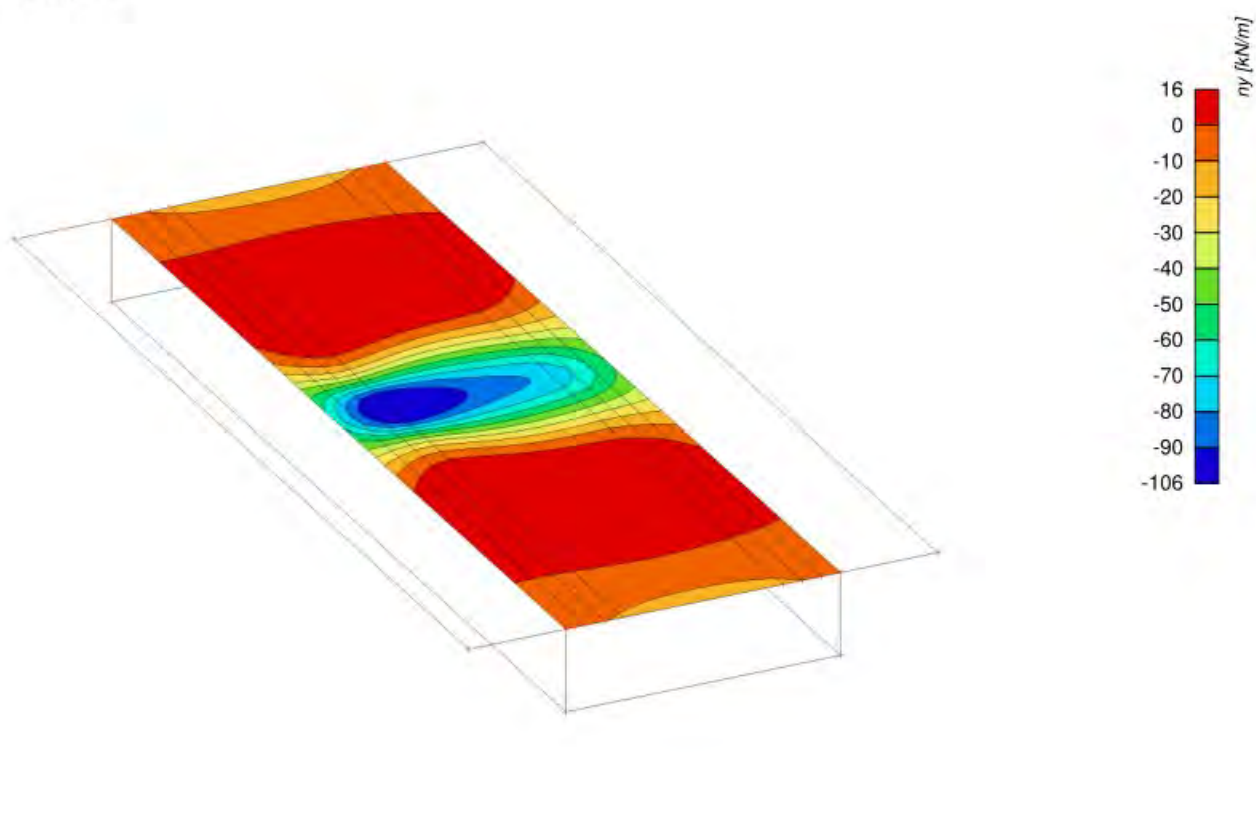




7.12.6. my wanden sneden

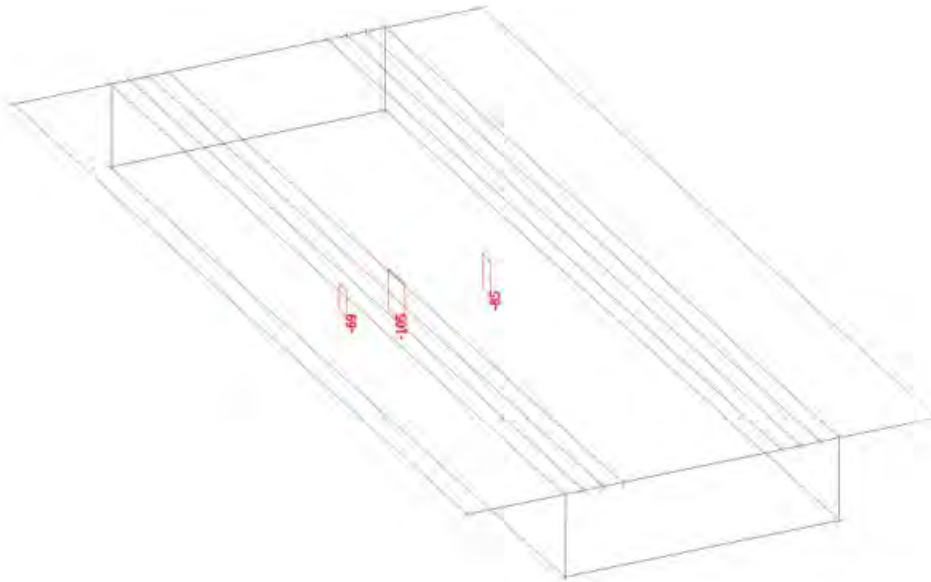


7.12.7. ny veld isolijnen





7.12.8. *ny veld sneden*

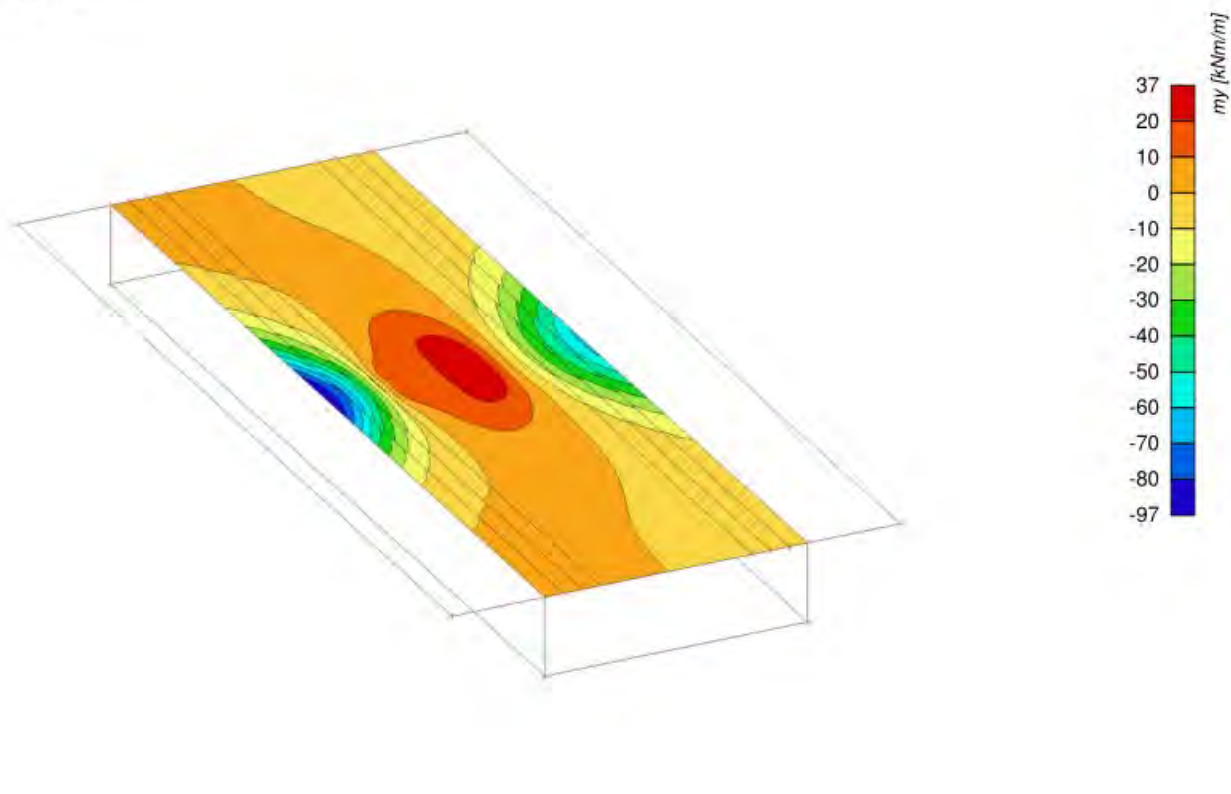




7.13. Belastingsgevallen - LM1 - werkelijk gebruik (2)

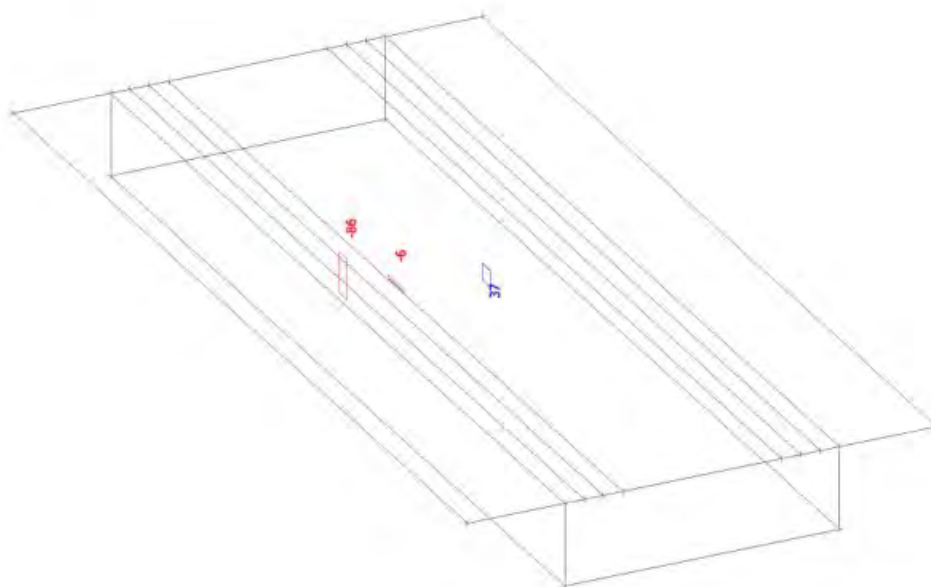
Naam	LM1 - werkelijk gebruik (2)
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.13.1. *my* veld isolijnen

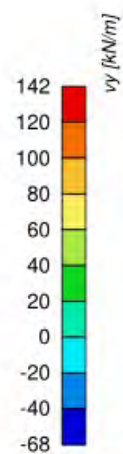
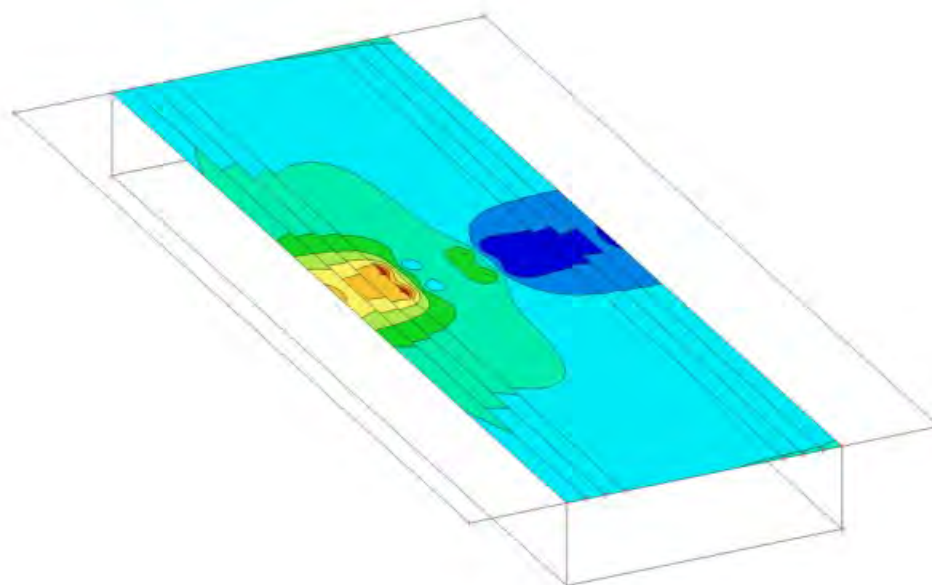




7.13.2. my veld sneden

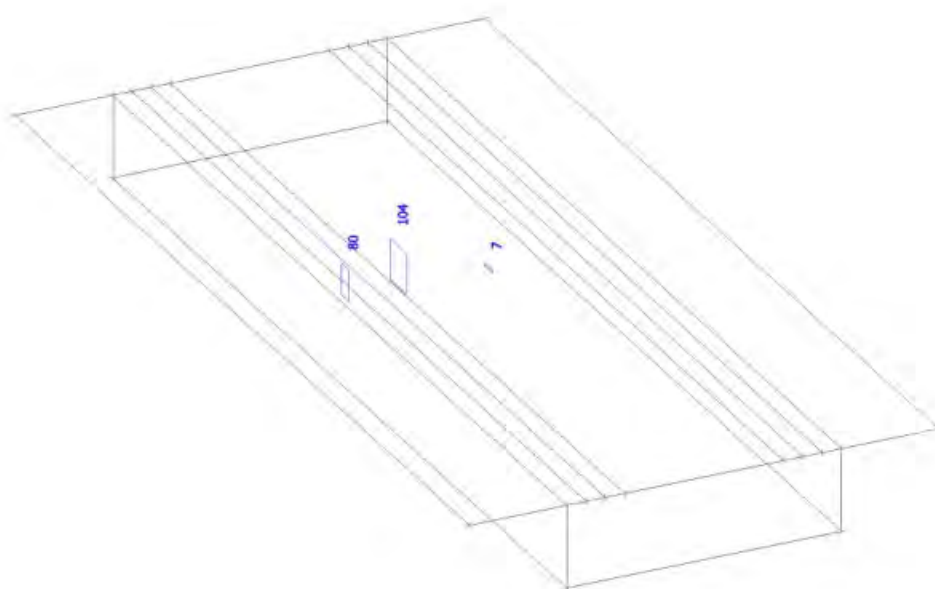


7.13.3. vy veld isolijnen

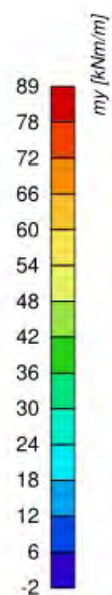
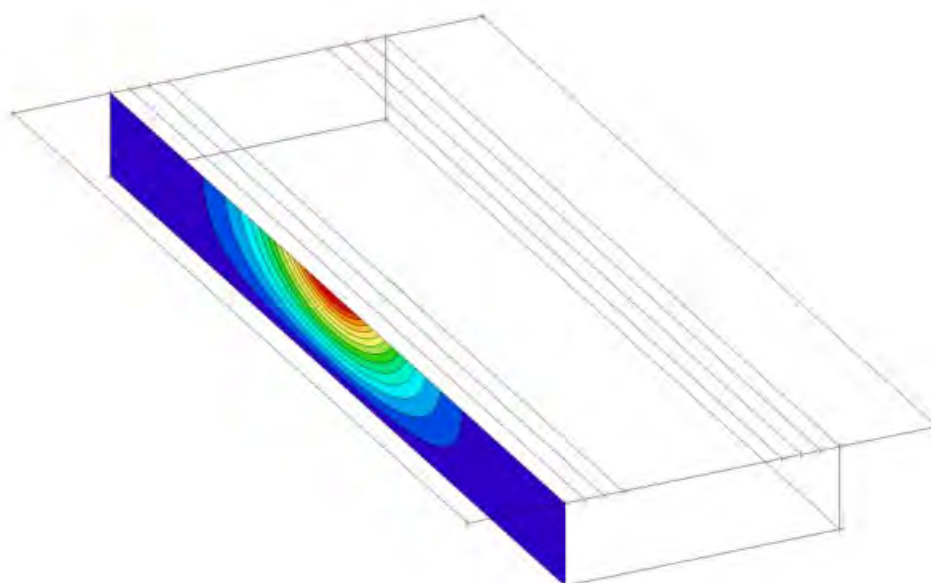




7.13.4. *vy veld sneden*

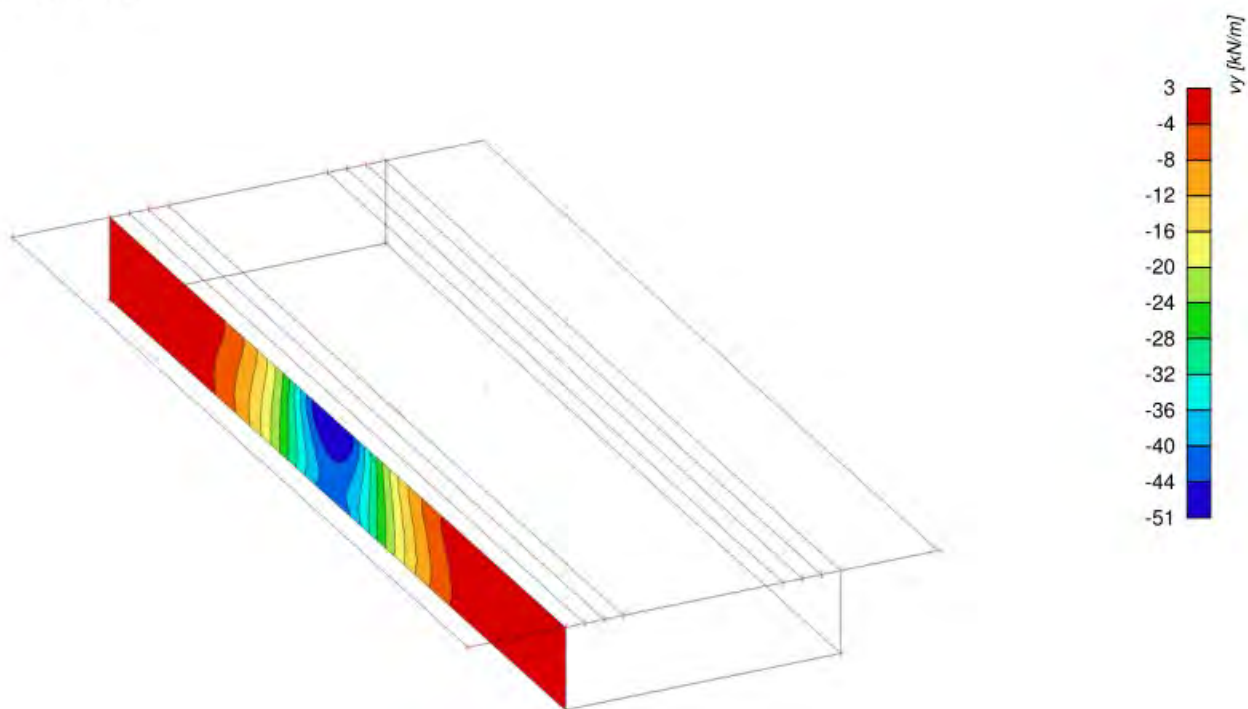


7.13.5. *my wanden isolijnen*

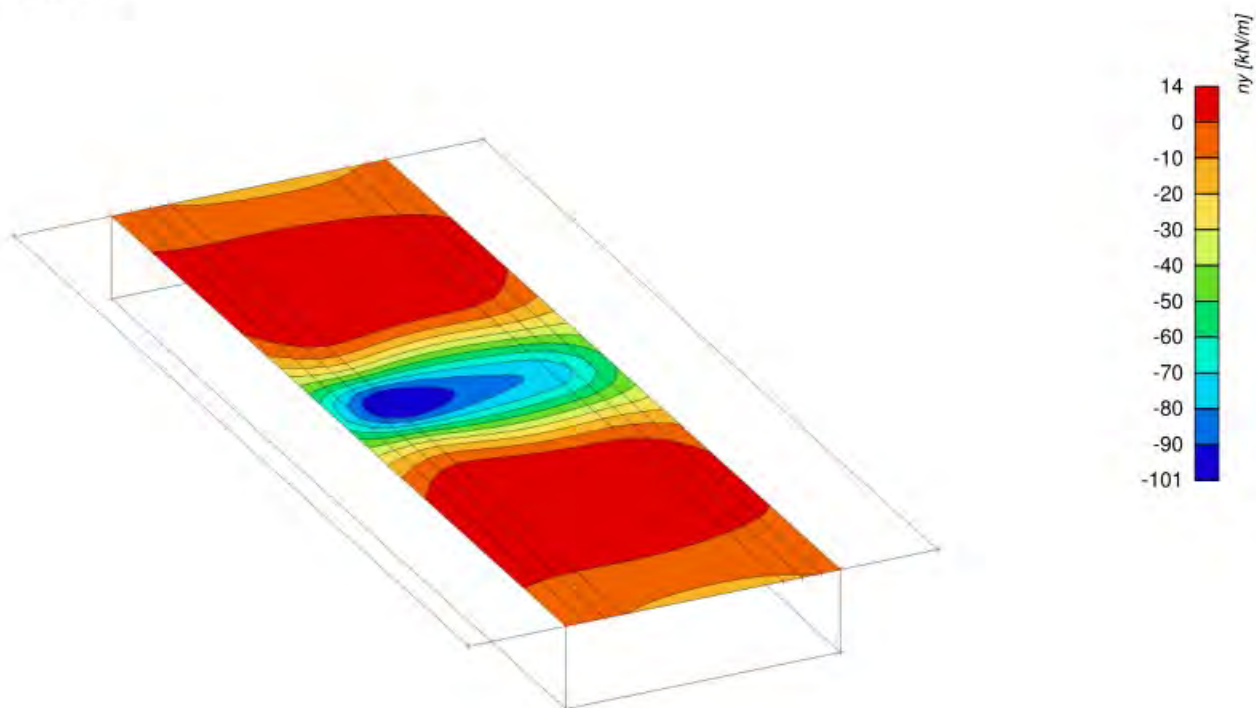




7.13.6. my wanden sneden

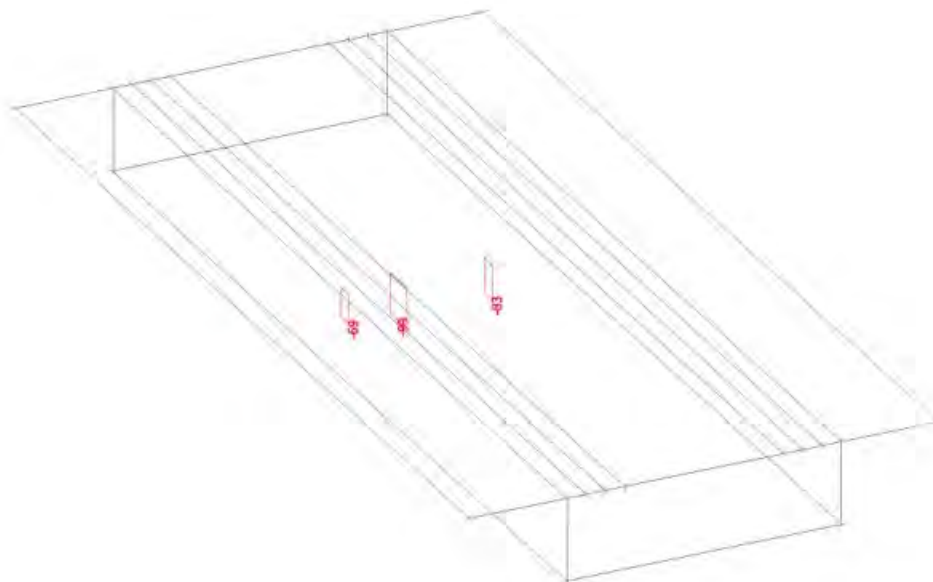


7.13.7. ny veld isolijnen





7.13.8. *ny veld sneden*

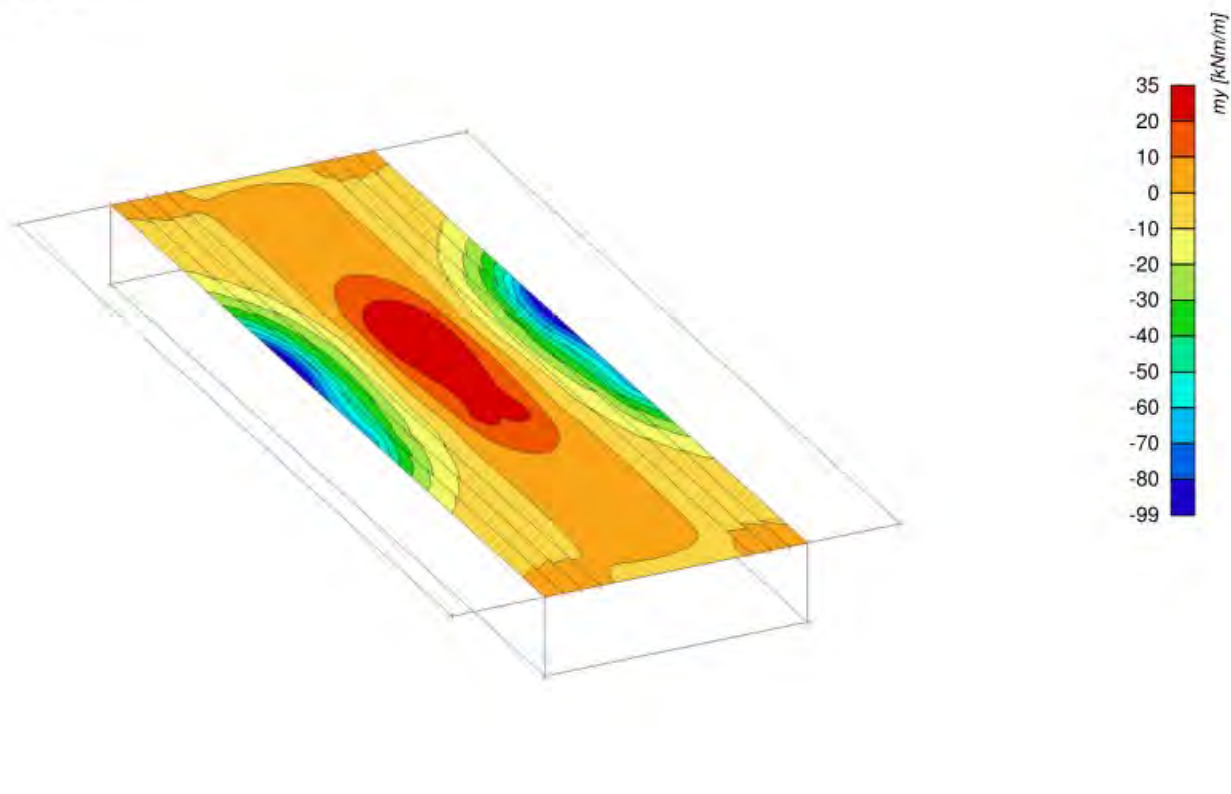




7.14. Belastingsgevallen - Ontwerpberekening (wiellasten)

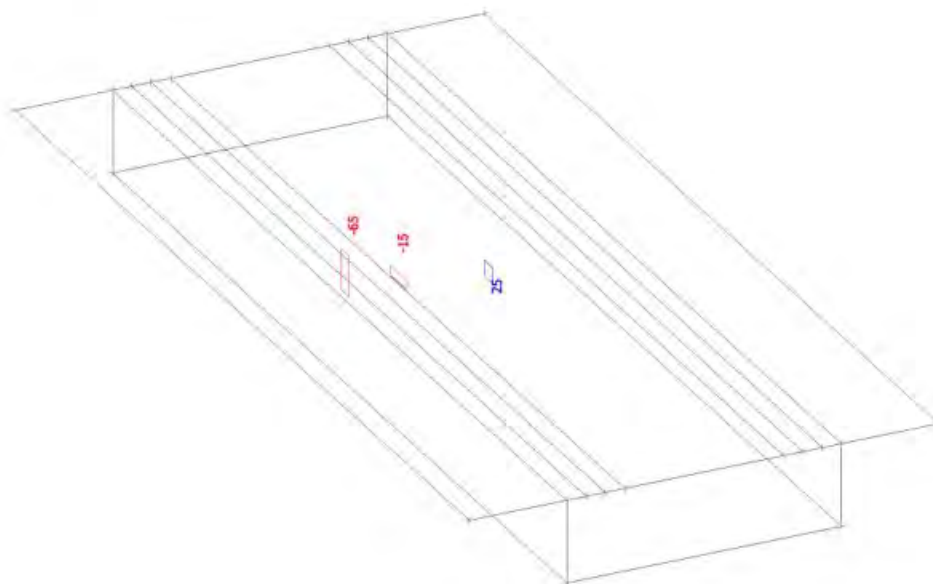
Naam	Ontwerpberekening (wiellasten)
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.14.1. *my* veld isolijnen

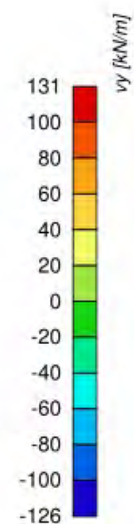
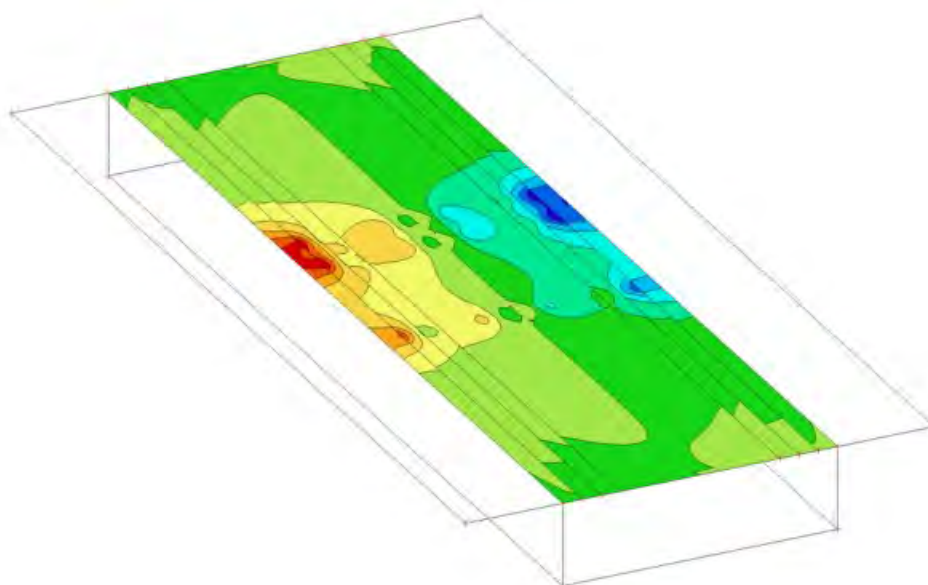




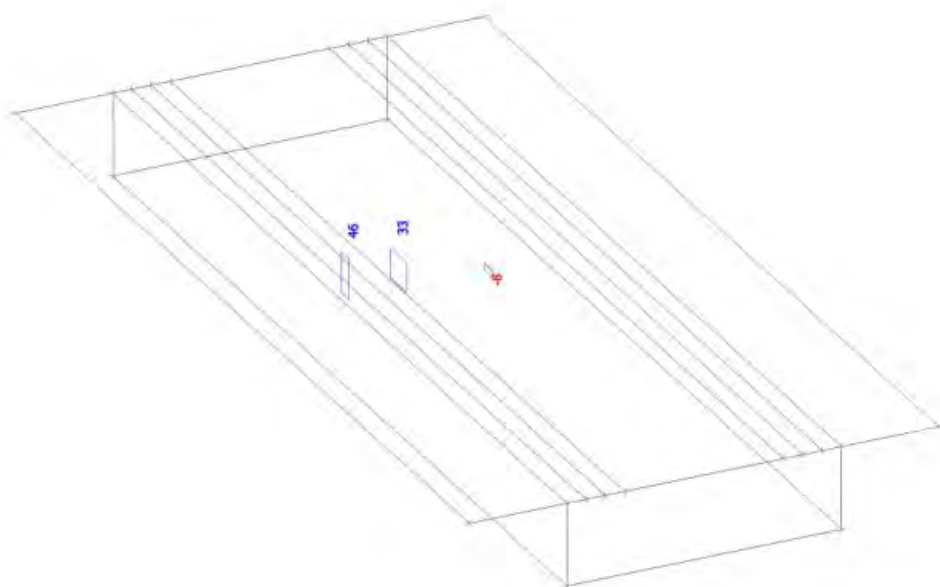
7.14.2. my veld sneden



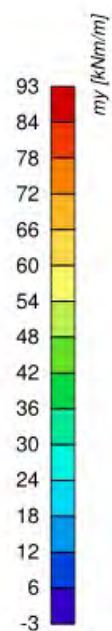
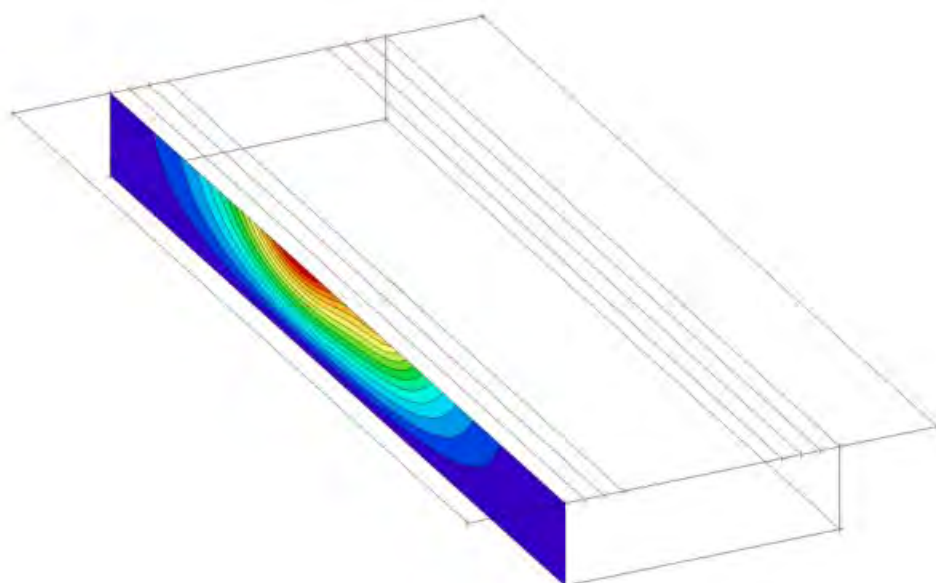
7.14.3. vy veld isolijnen



7.14.4. *vy veld sneden*

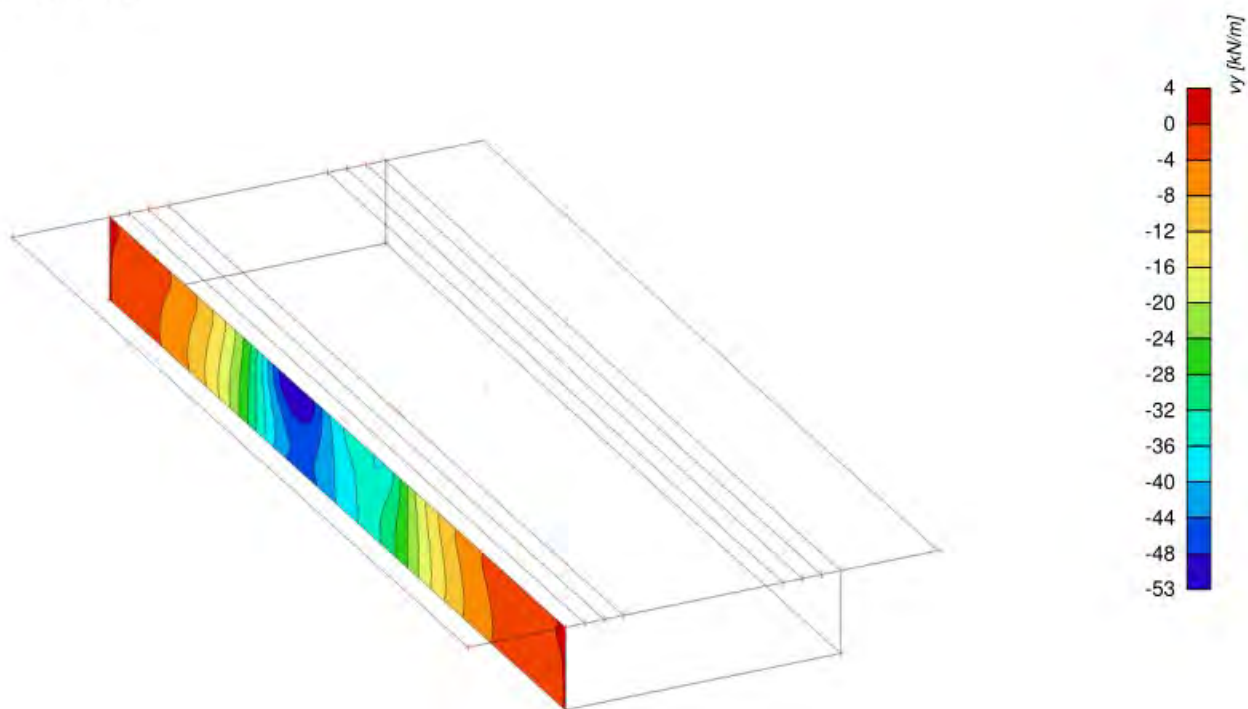


7.14.5. *my wanden isolijnen*

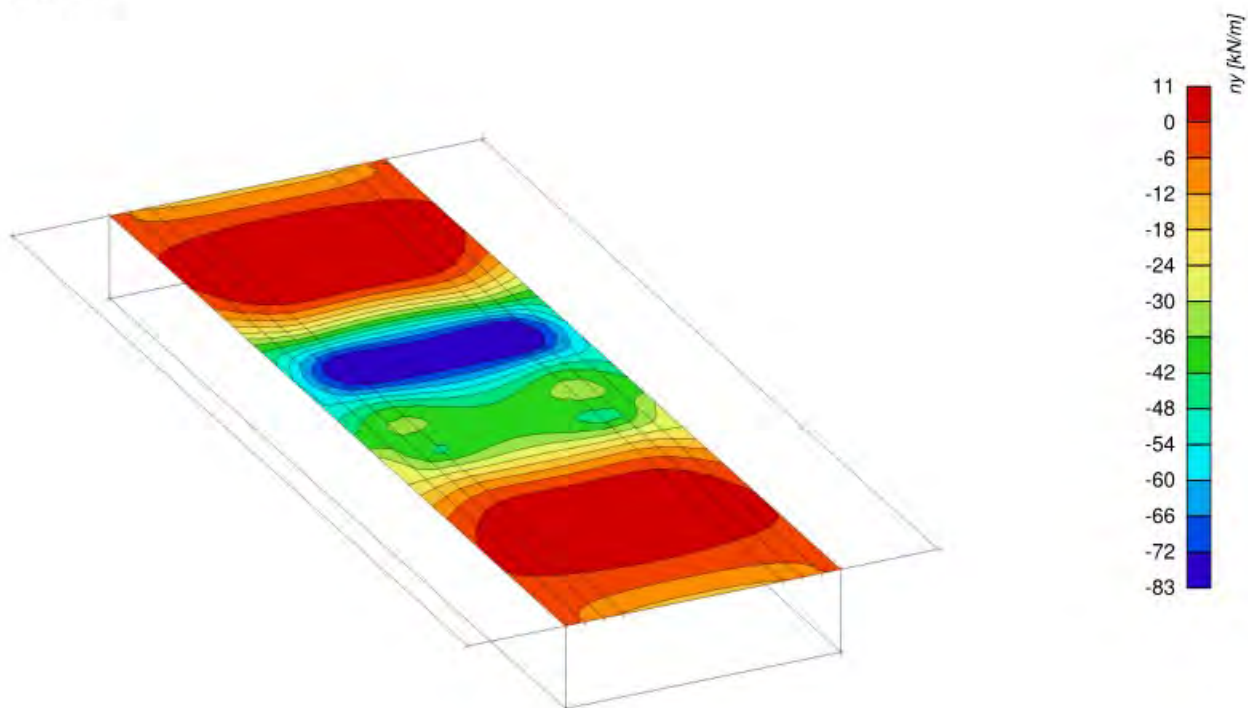




7.14.6. my wanden sneden

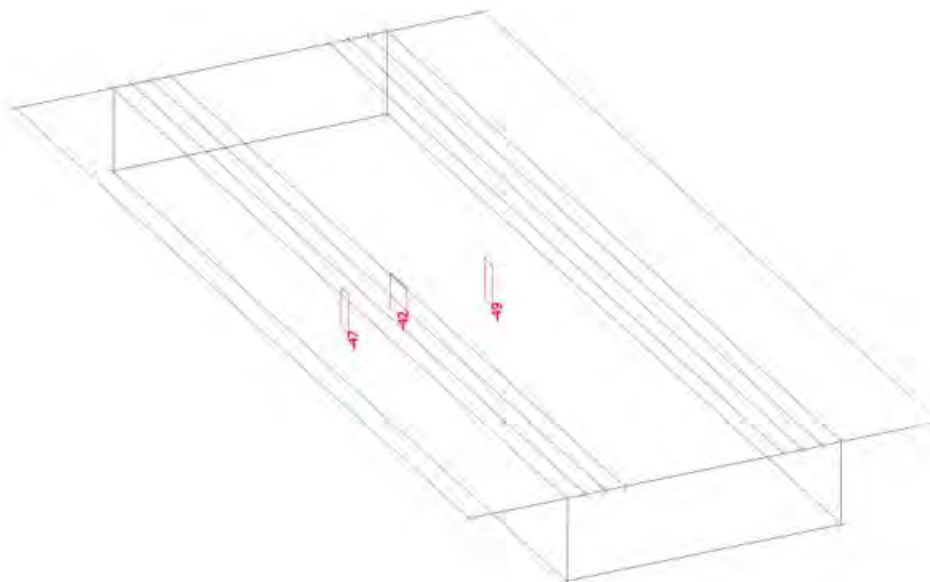


7.14.7. ny veld isolijnen





7.14.8. *ny veld sneden*

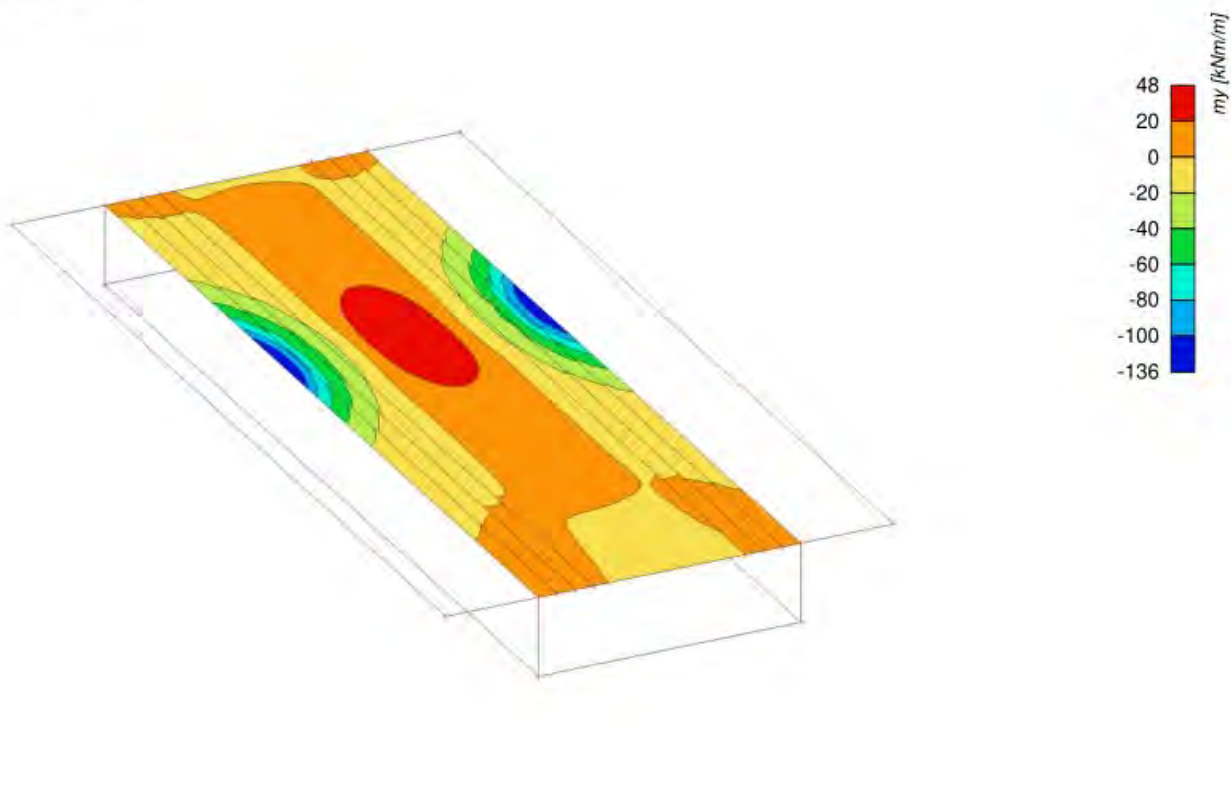




7.15. Belastingsgevallen - Herberekening (2x60)

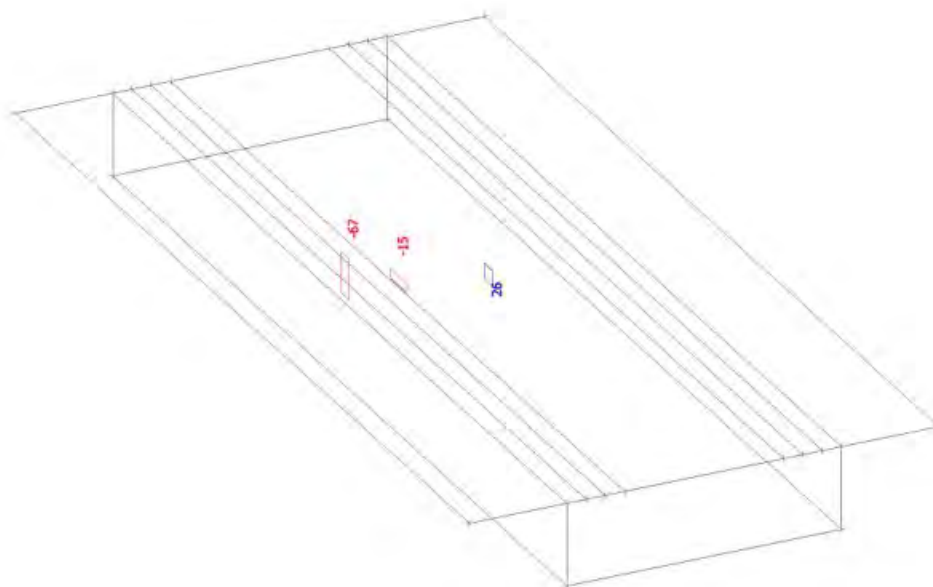
Naam	Herberekening (2x60)
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.15.1. *my* veld isolijnen

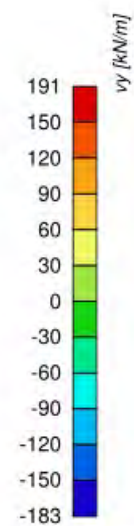
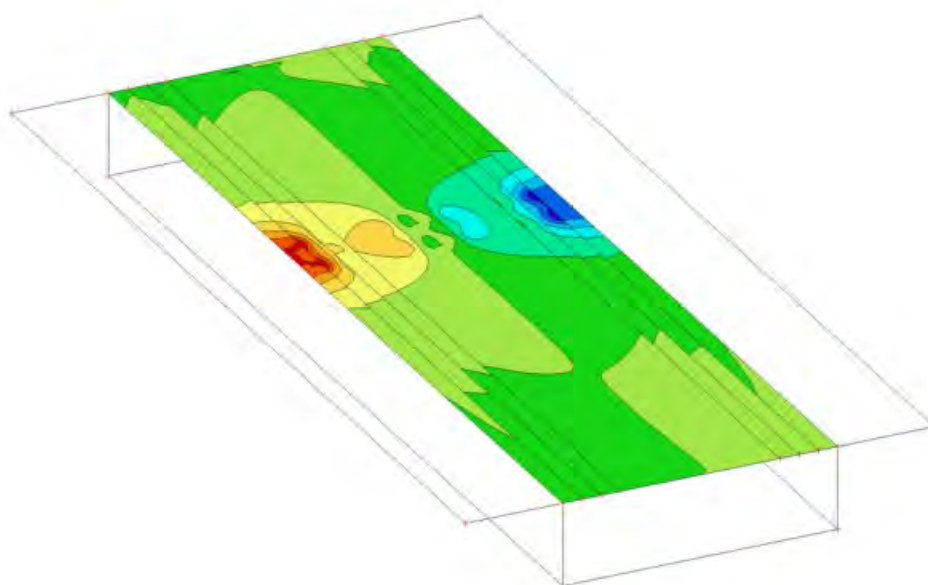




7.15.2. my veld sneden

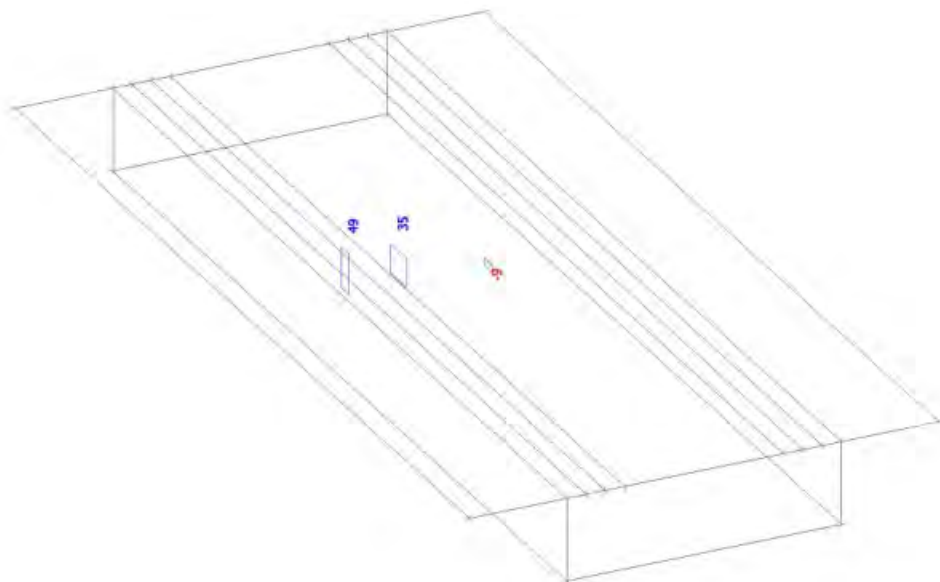


7.15.3. vy veld isolijnen

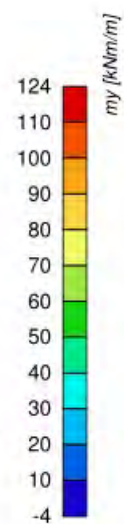
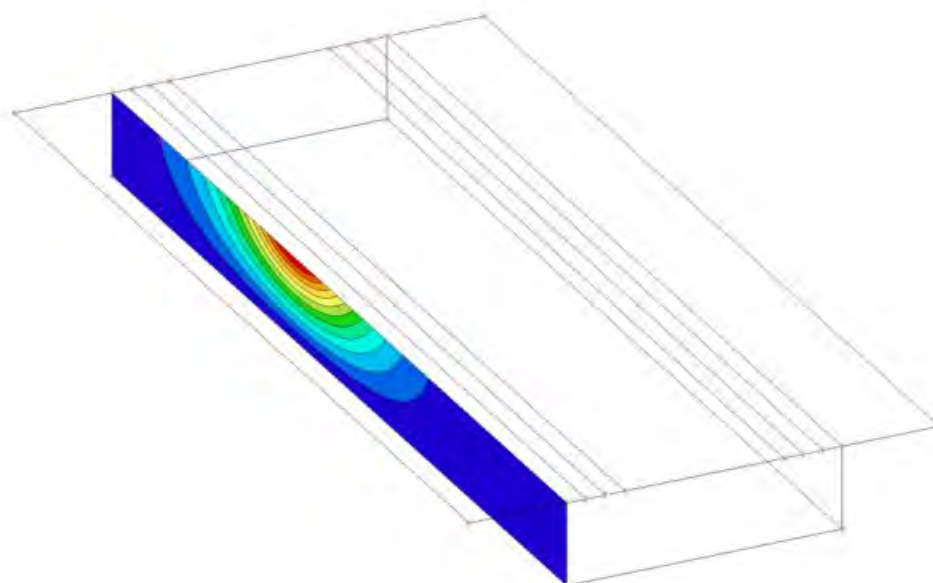




7.15.4. *vy veld sneden*

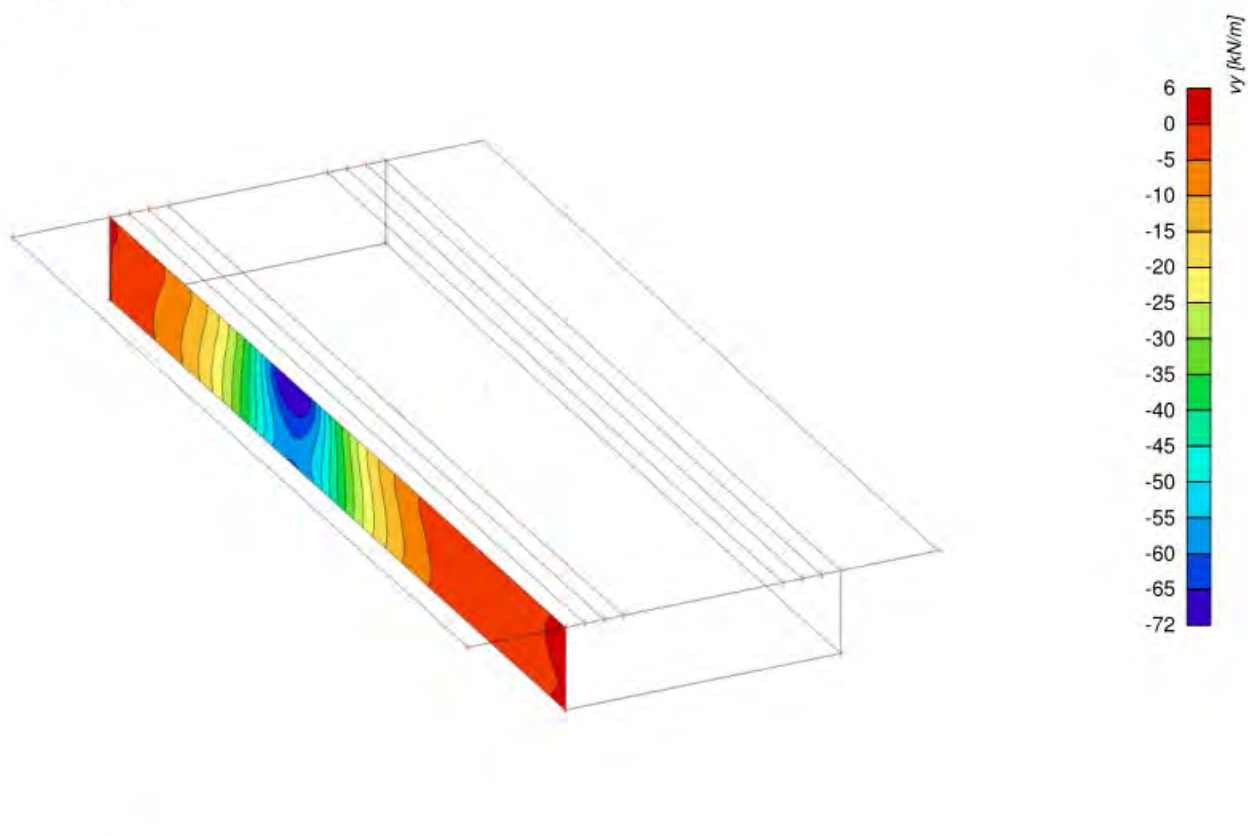


7.15.5. *my wanden isolijnen*

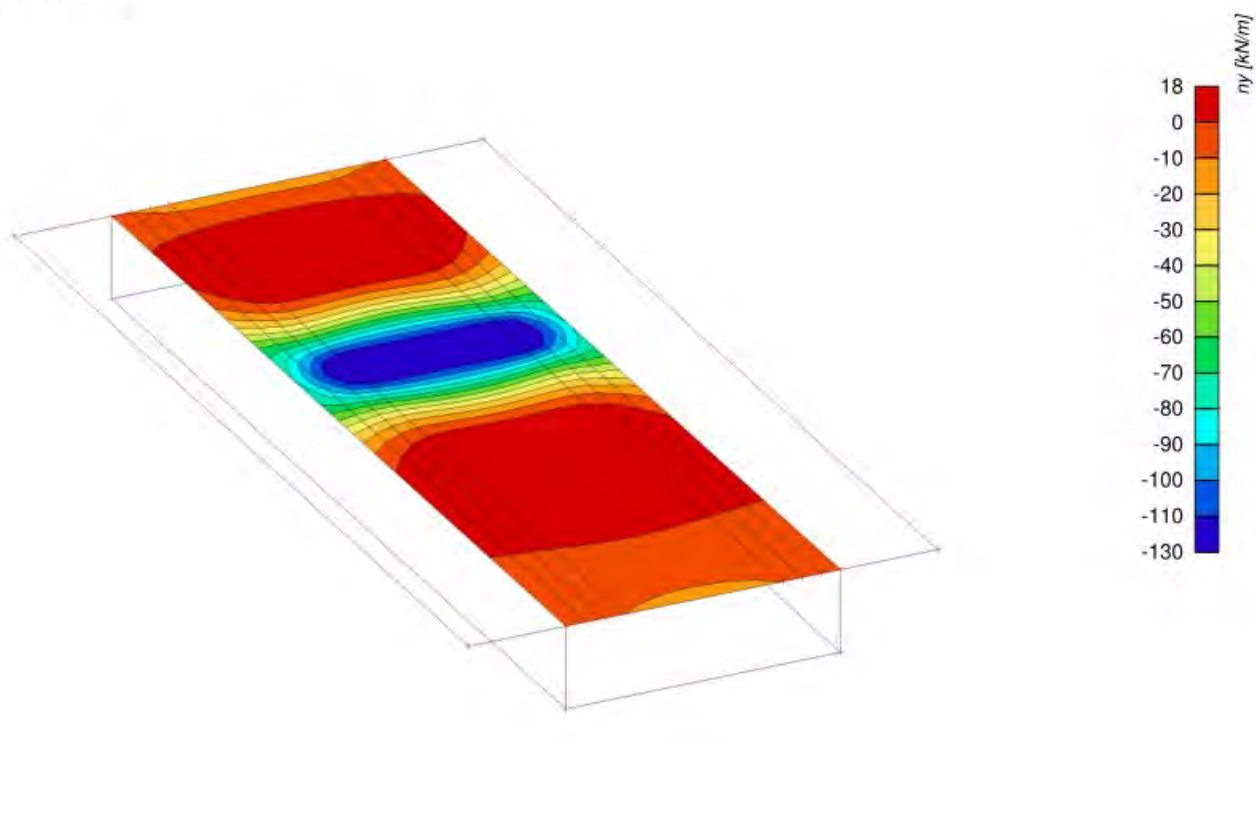




7.15.6. my wanden sneden

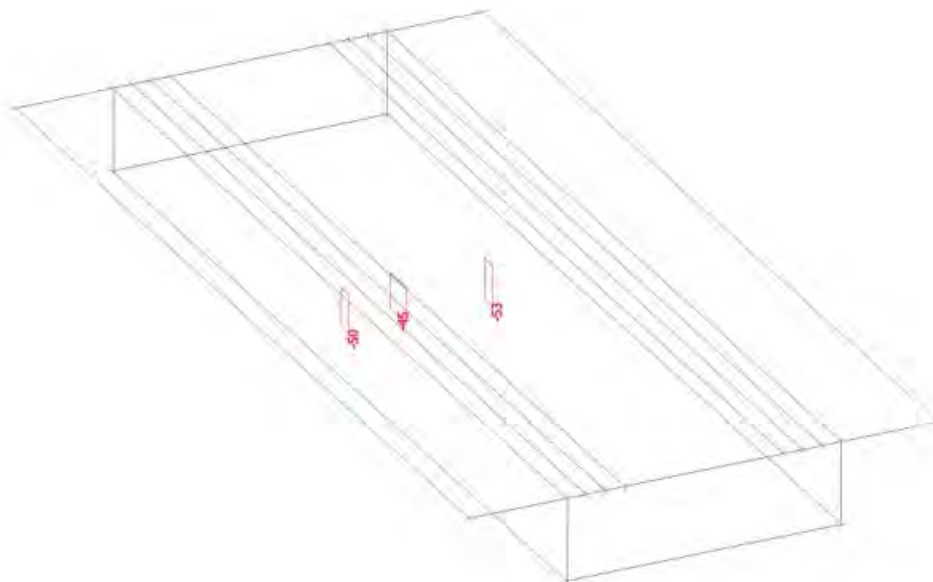


7.15.7. ny veld isolijnen





7.15.8. *ny veld sneden*

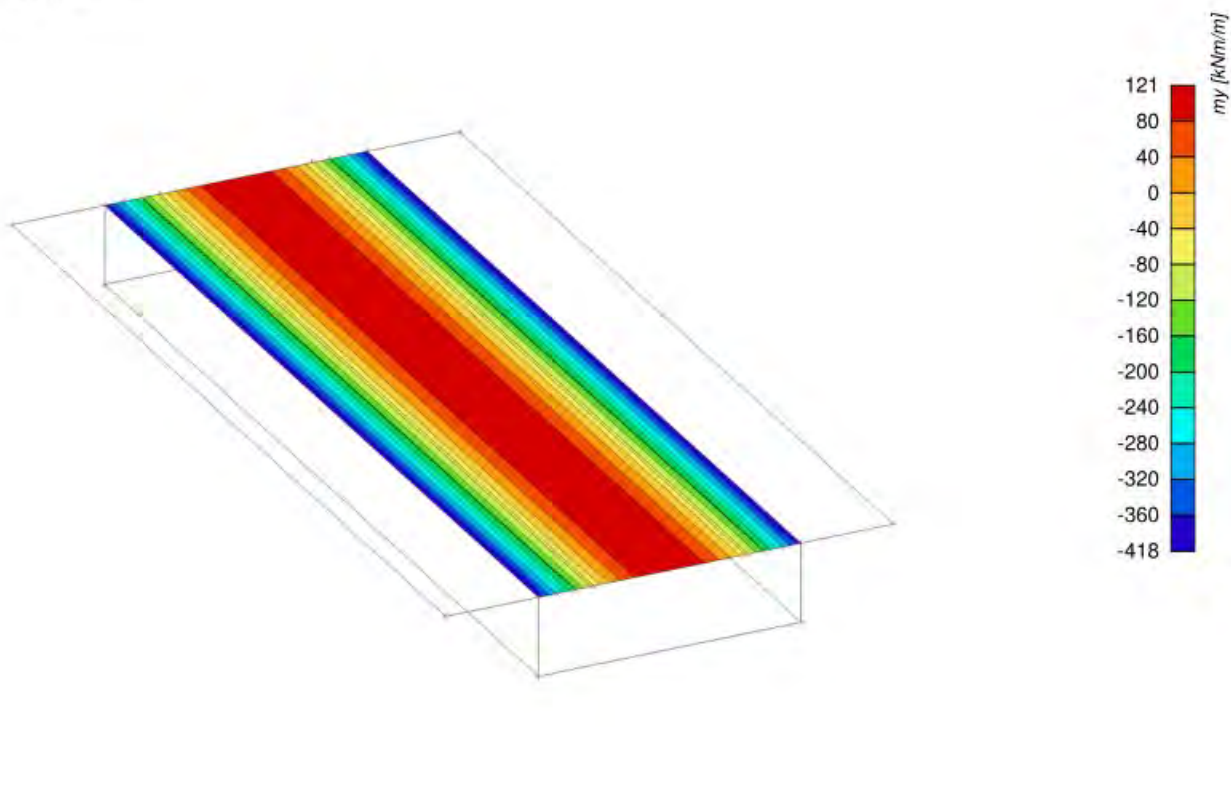




7.16. Belastingsgevallen - GVB

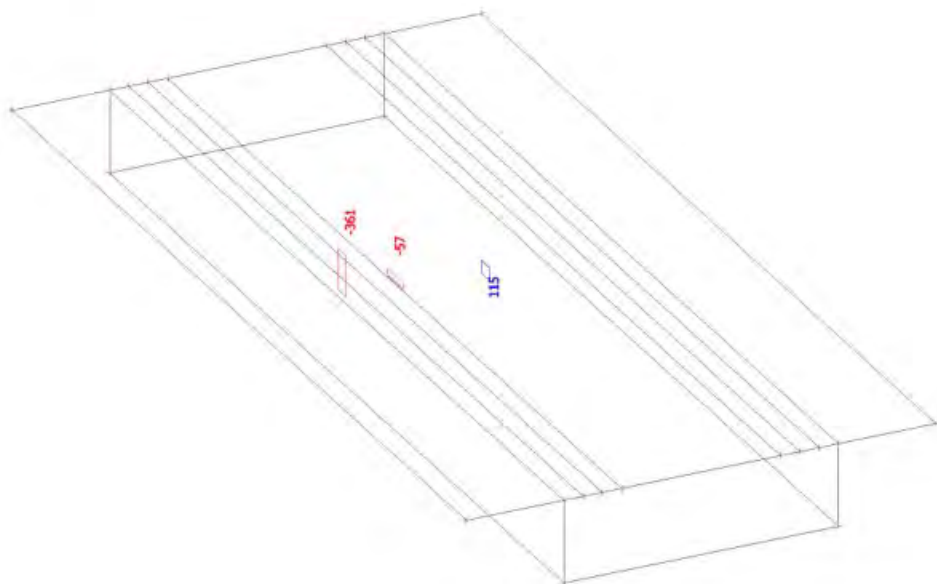
Naam	GVB
Actie type	Variabel
Lastgroep	UDL
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.16.1. *my* veld isolijnen

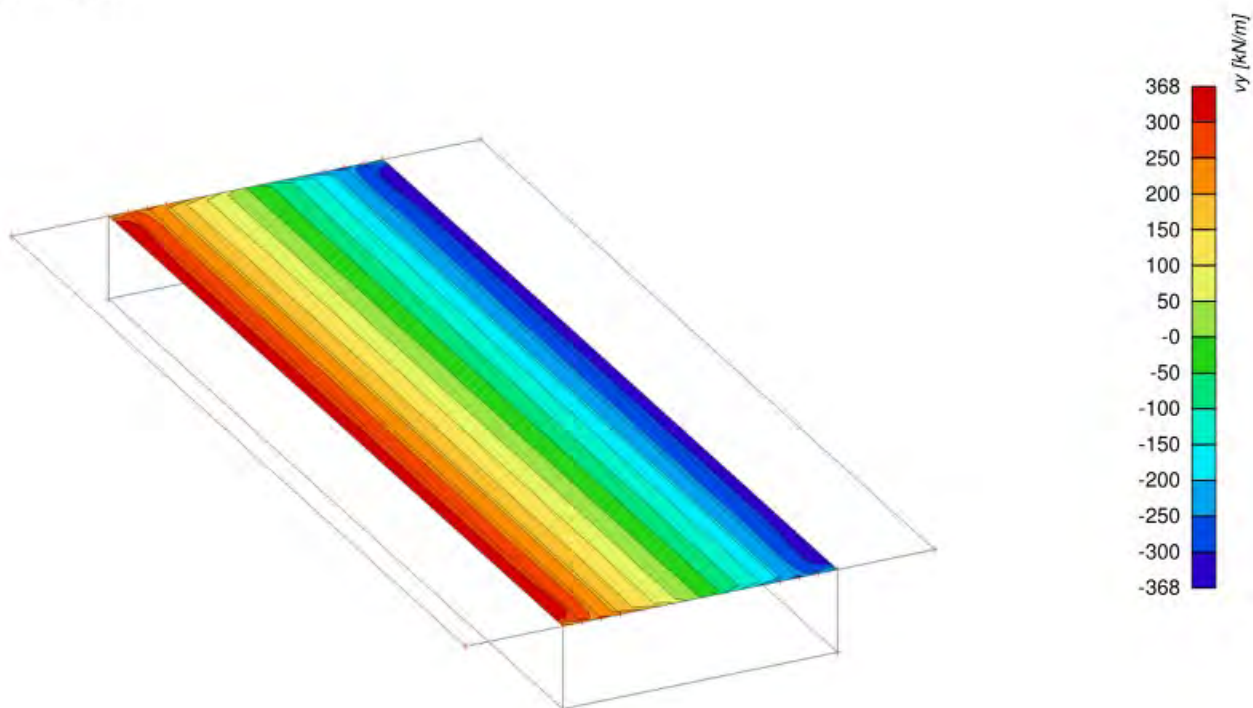




7.16.2. my veld sneden

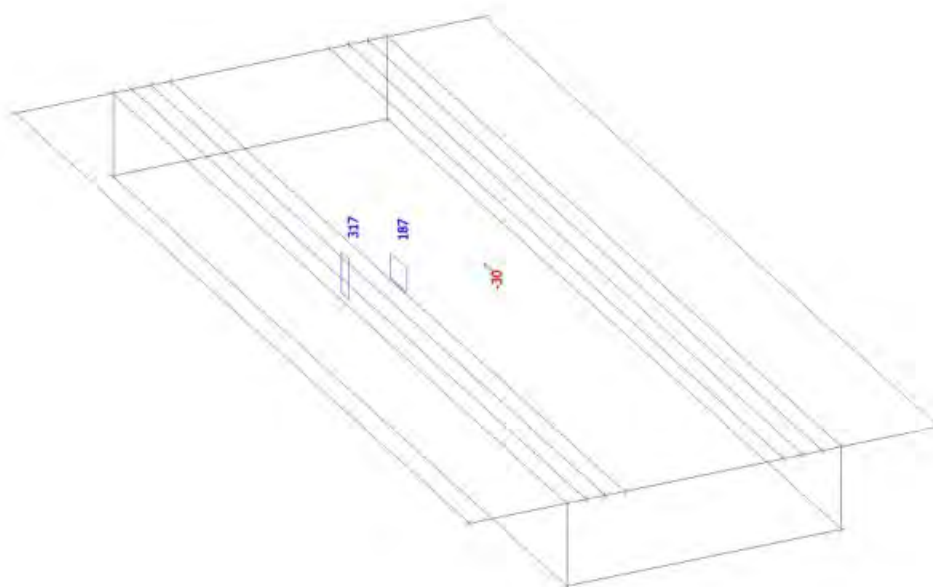


7.16.3. vy veld isolijnen

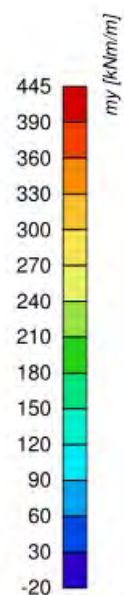
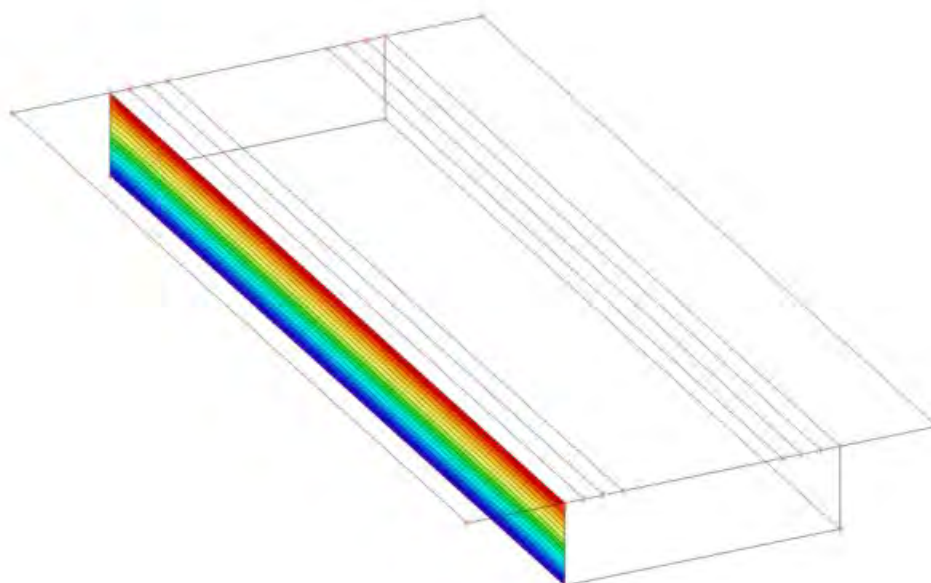




7.16.4. *vy veld sneden*

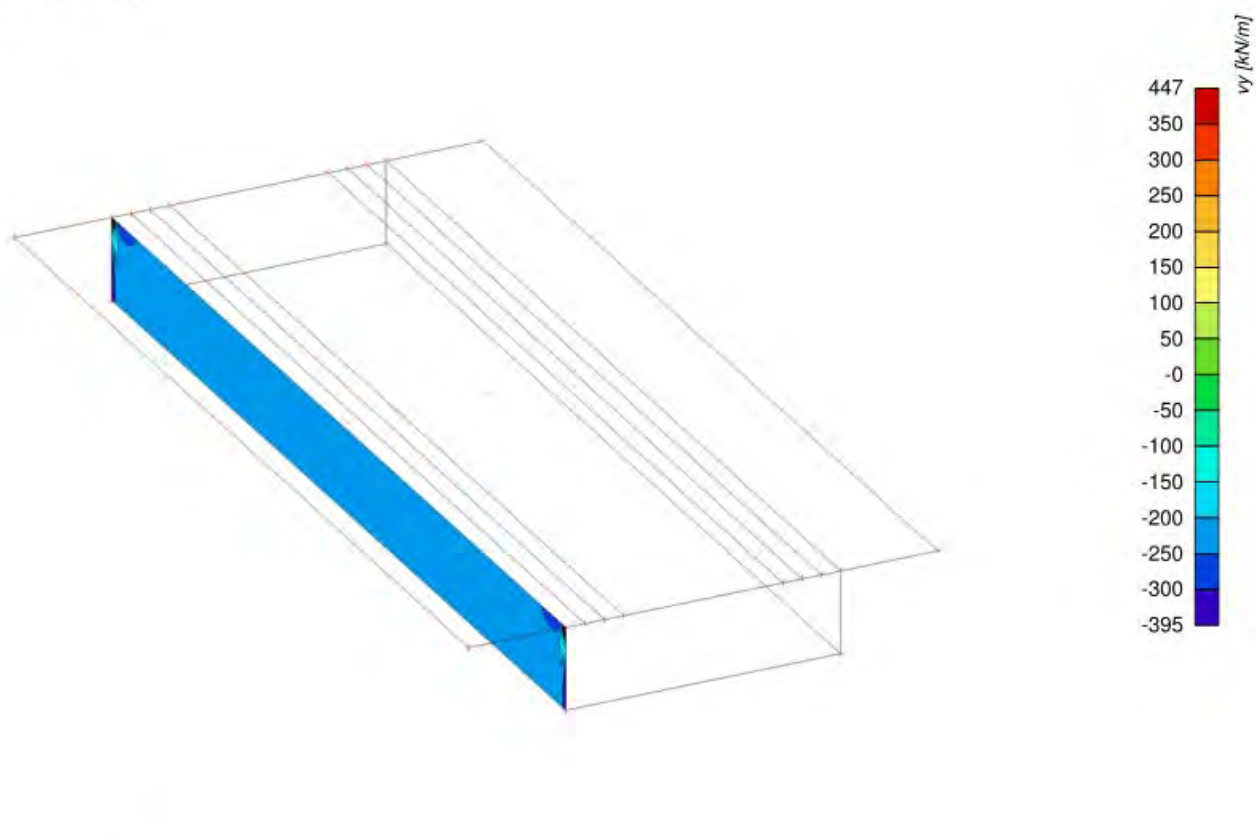


7.16.5. *my wanden isolijnen*

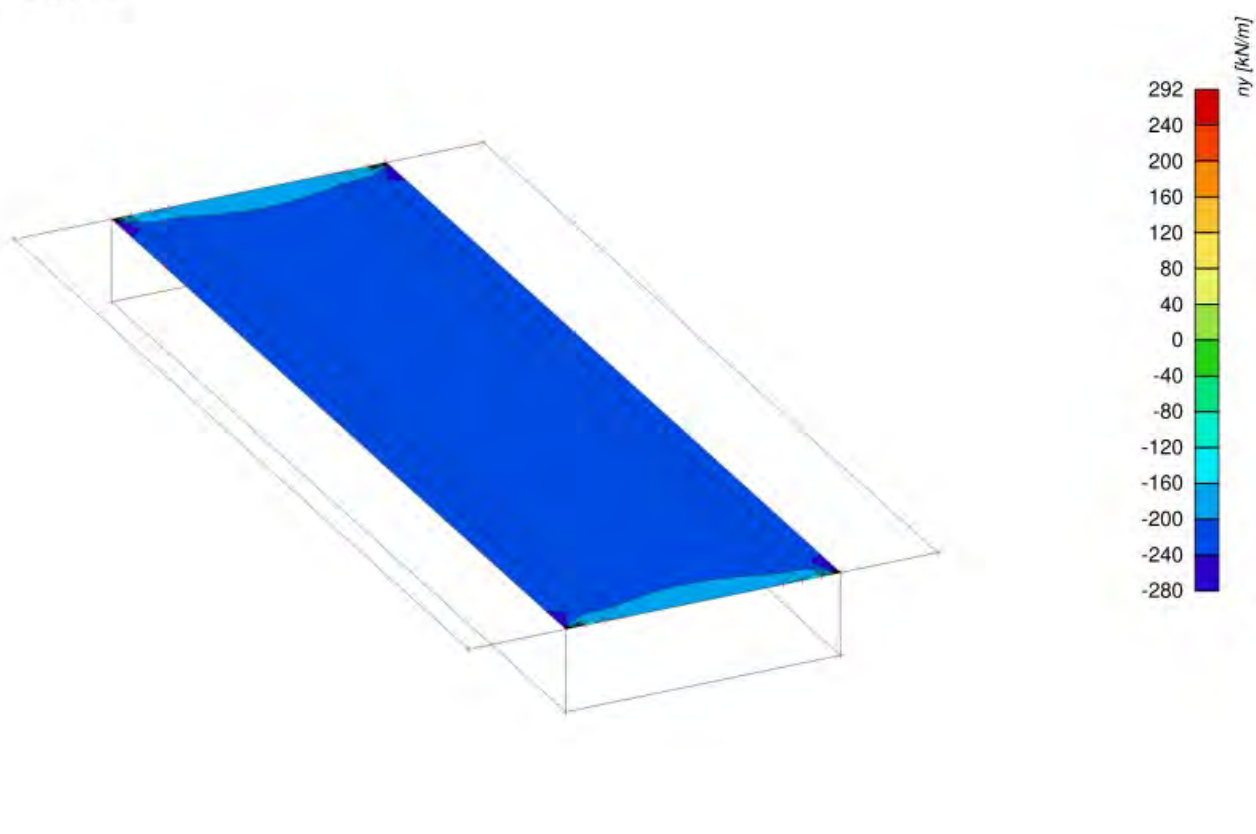




7.16.6. my wanden sneden

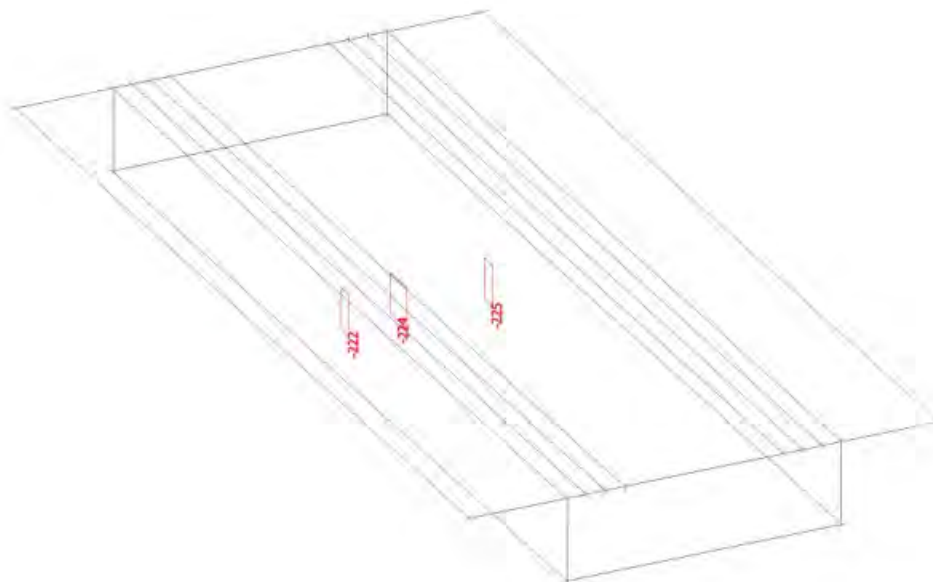


7.16.7. ny veld isolijnen





7.16.8. *ny veld sneden*

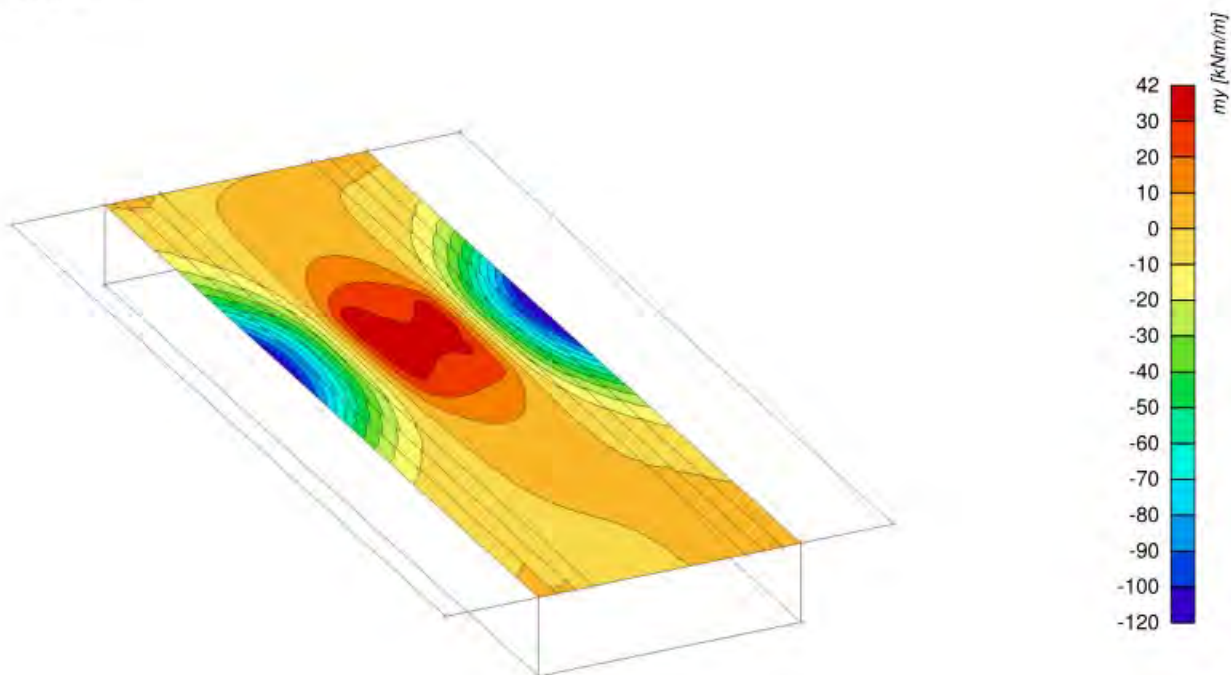




7.17. Belastingsgevallen - aslastbeperking

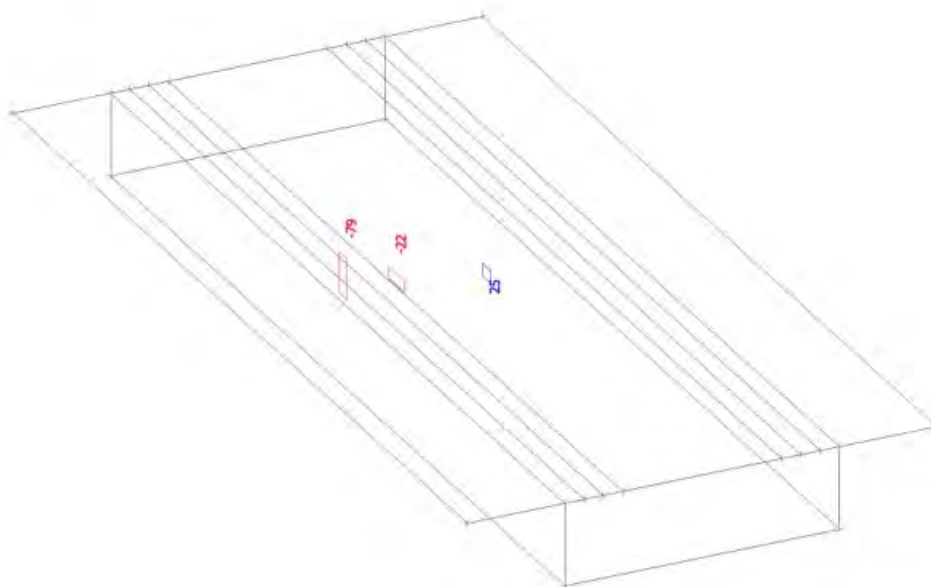
Naam	aslastbeperking
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.17.1. m_y veld isolijnen

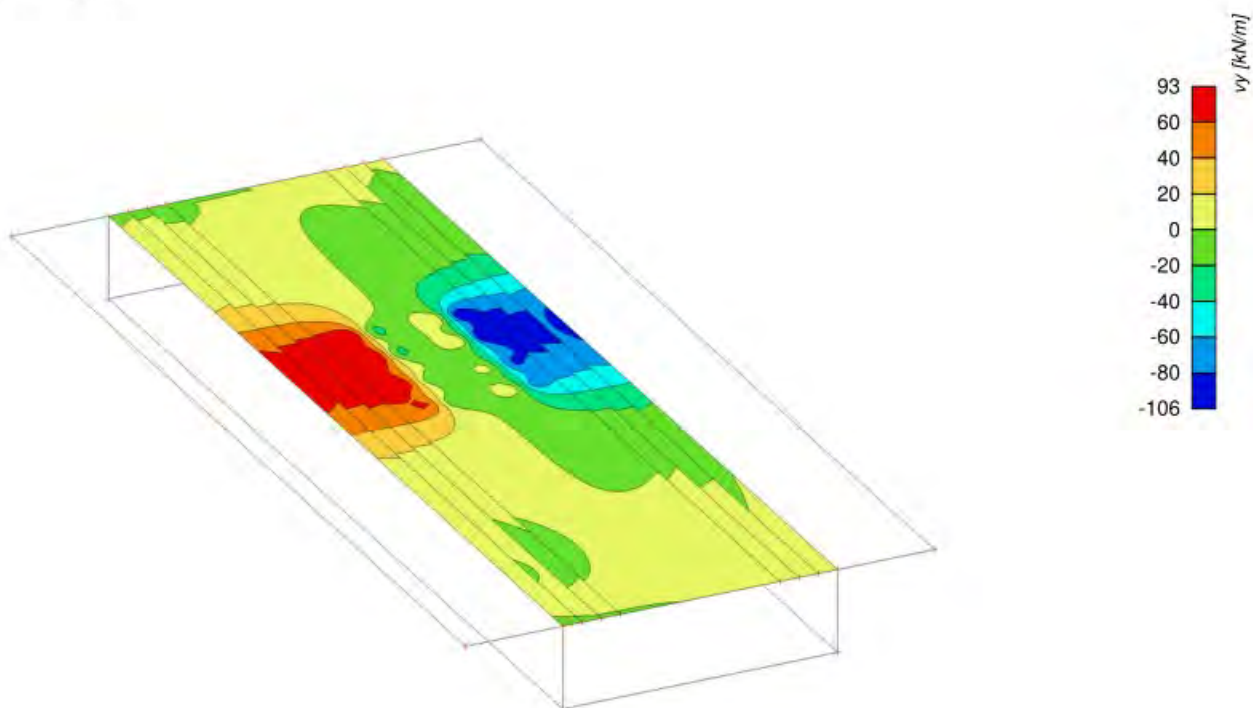




7.17.2. my veld sneden

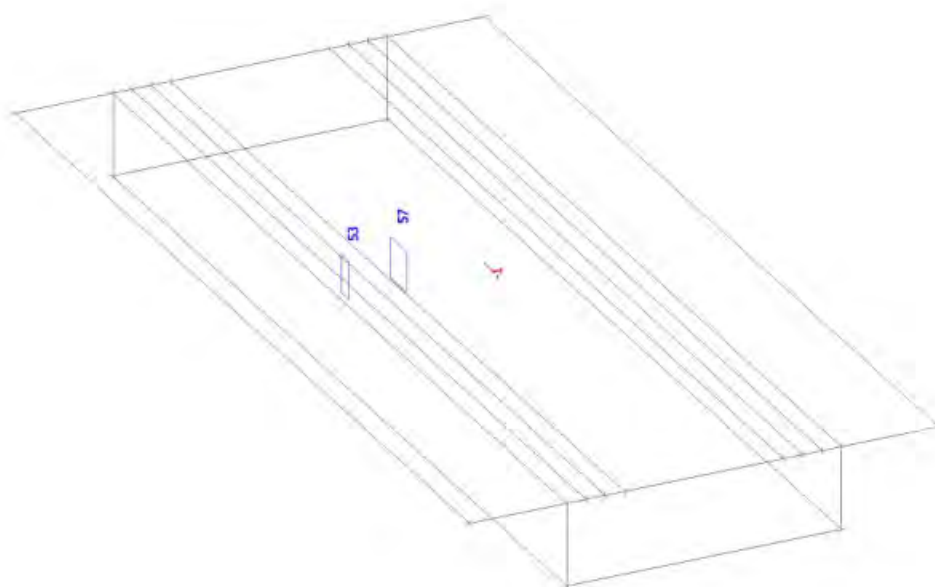


7.17.3. vy veld isolijnen

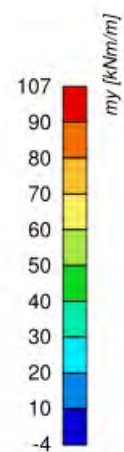
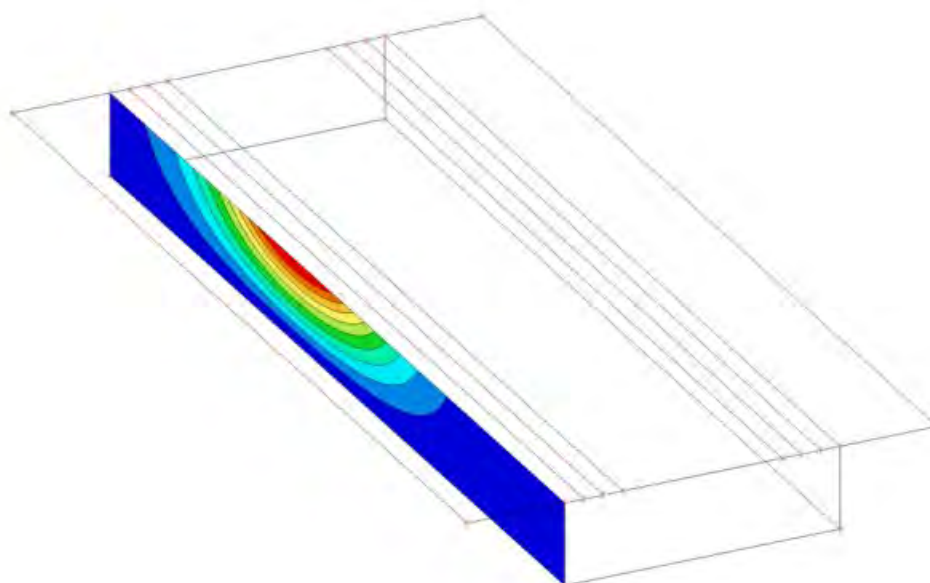




7.17.4. *vy veld sneden*

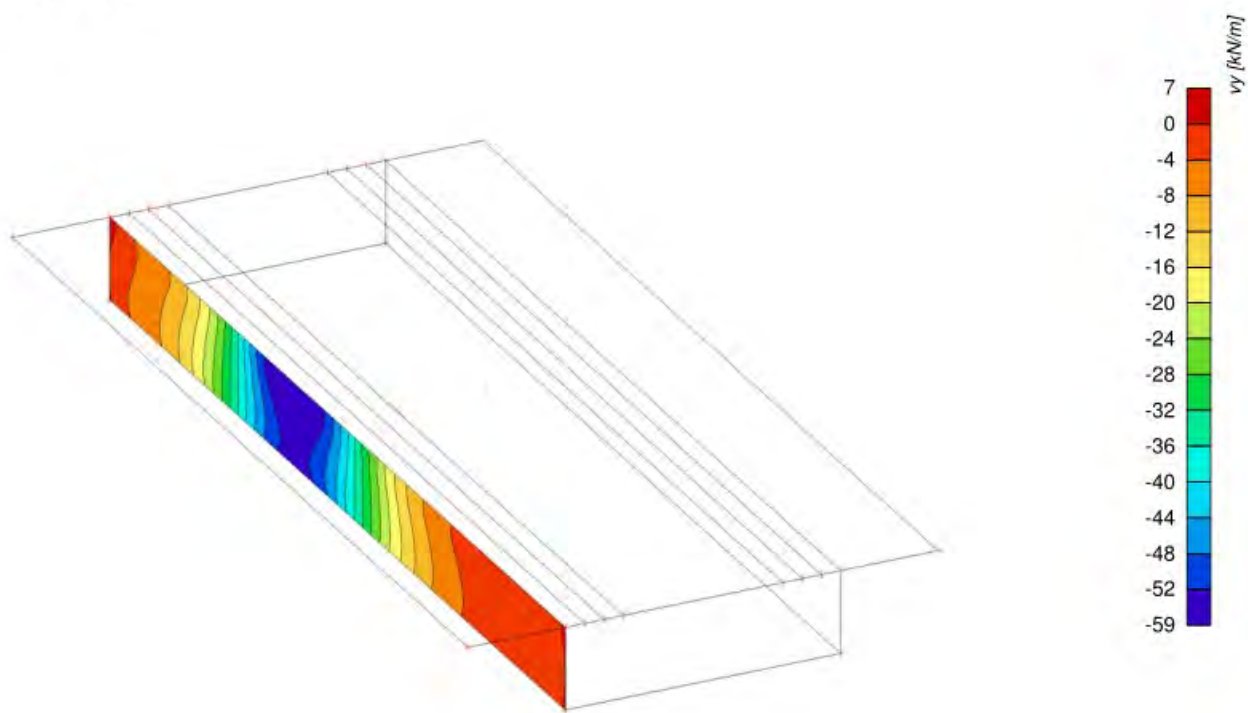


7.17.5. *my wanden isolijnen*

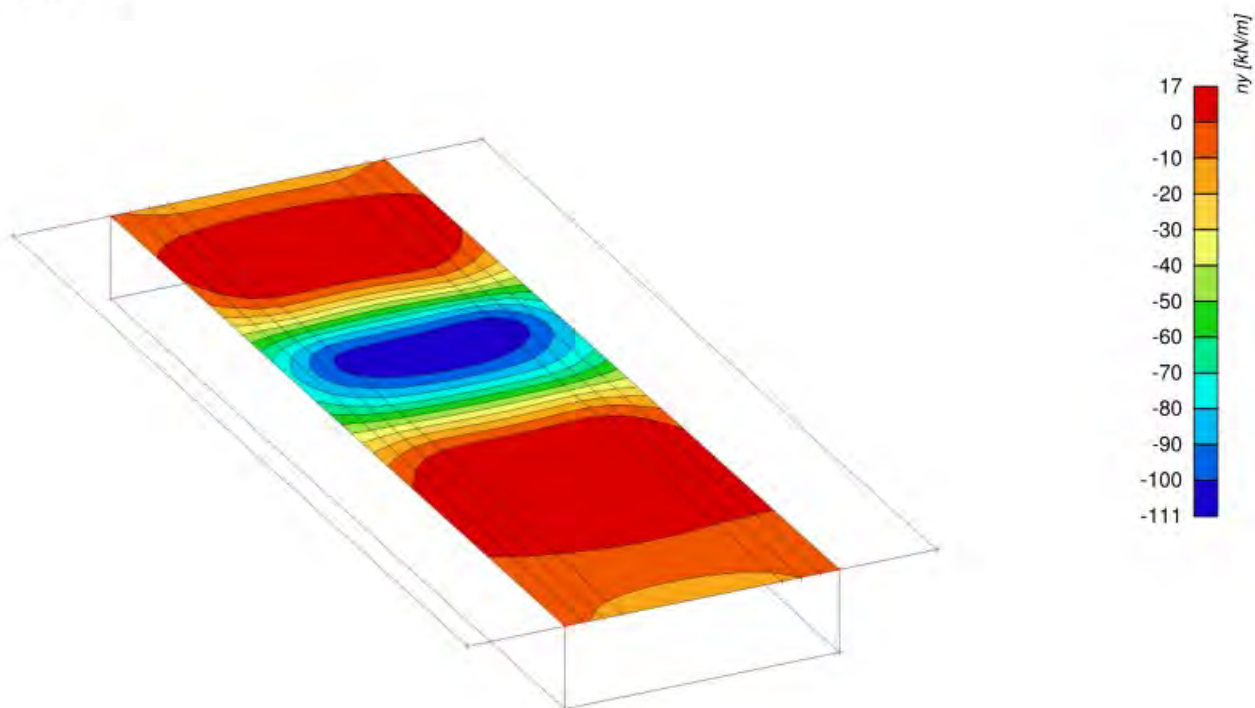




7.17.6. my wanden sneden

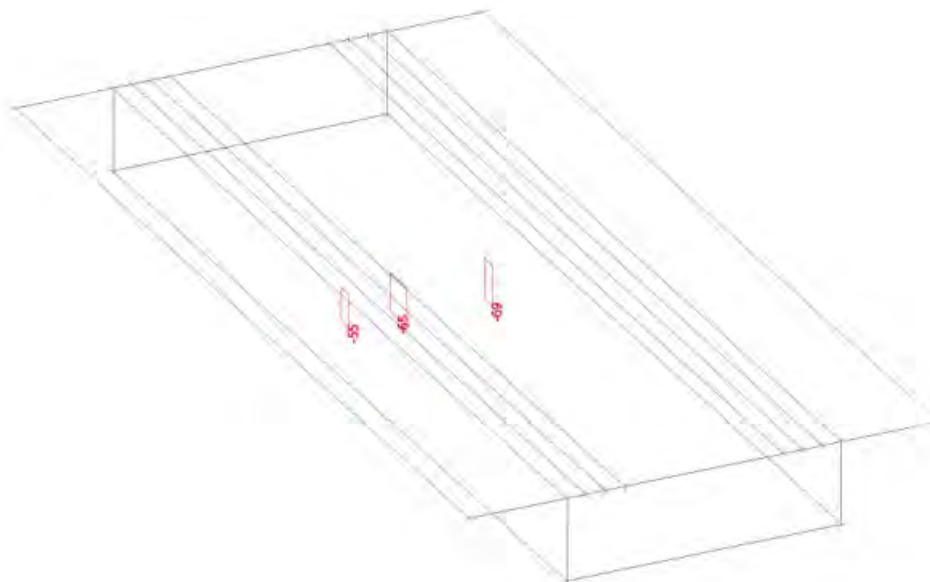


7.17.7. ny veld isolijnen





7.17.8. *ny veld sneden*

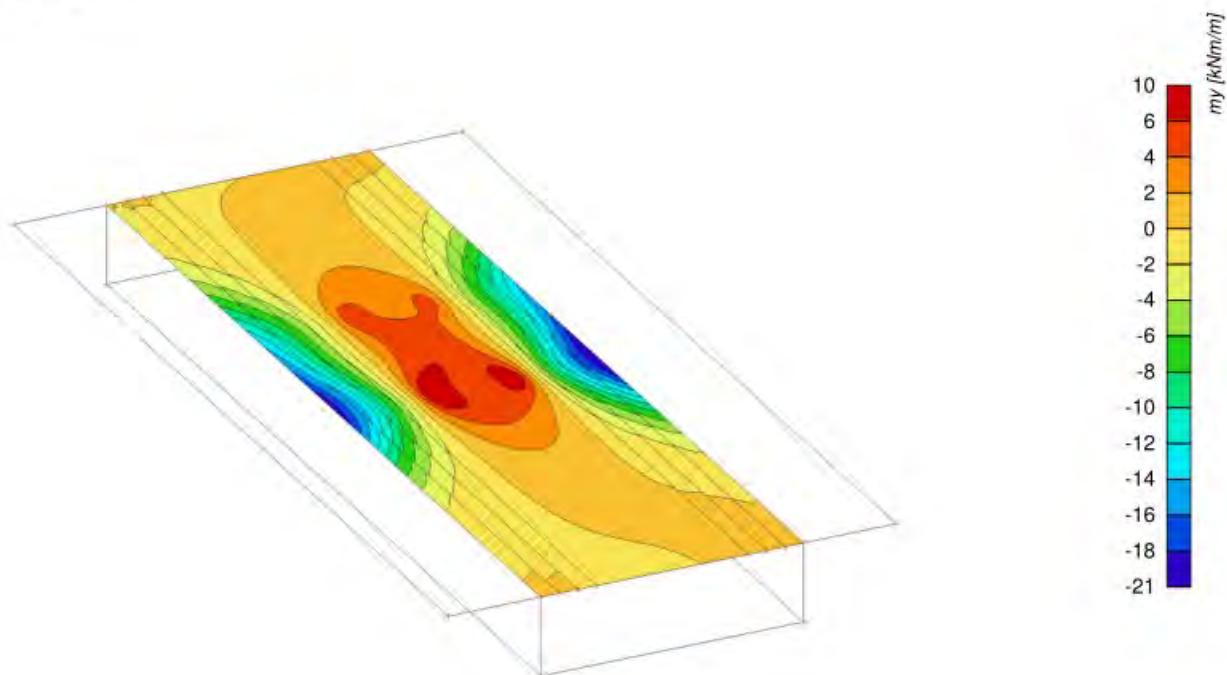




7.18. Belastingsgevallen - Vermoeiing 1

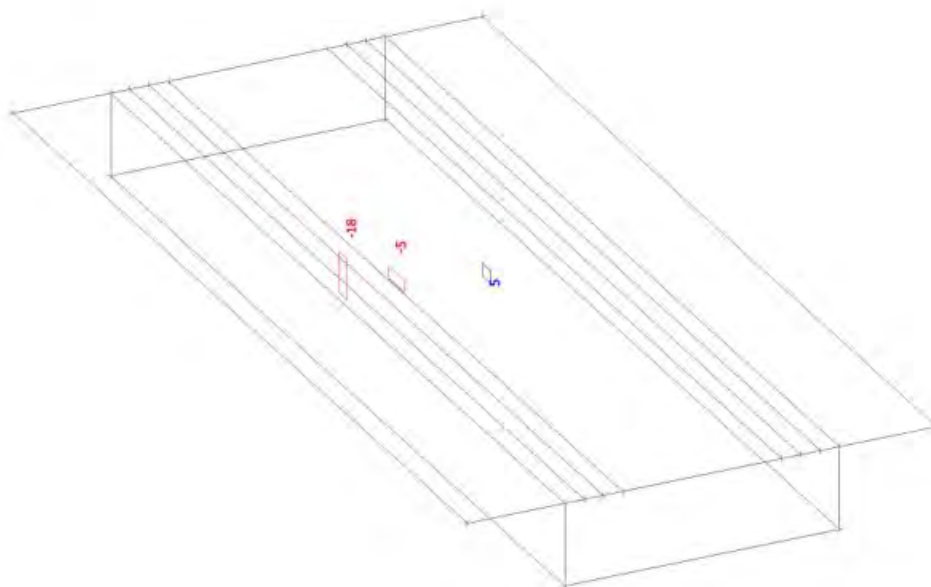
Naam	Vermoeiing 1
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.18.1. m_y veld isolijnen

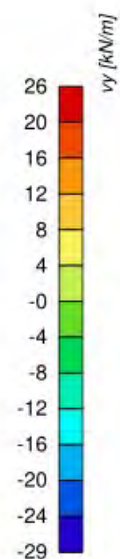
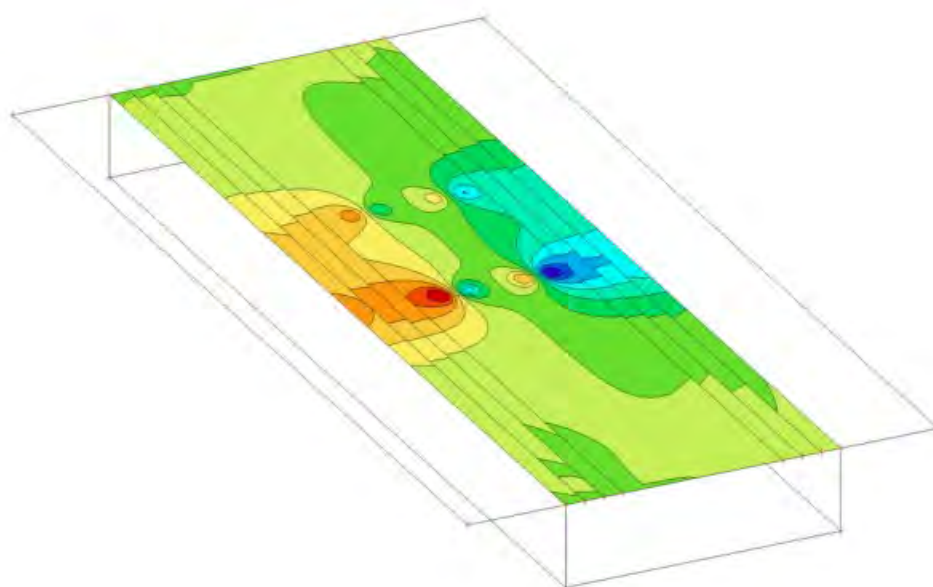




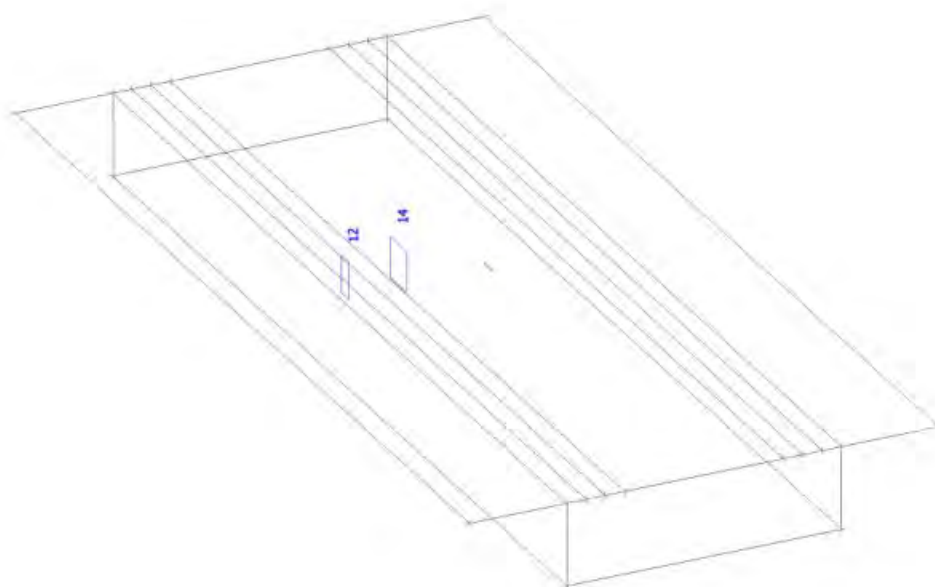
7.18.2. my veld sneden



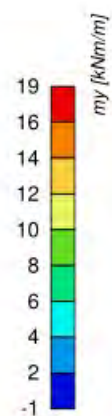
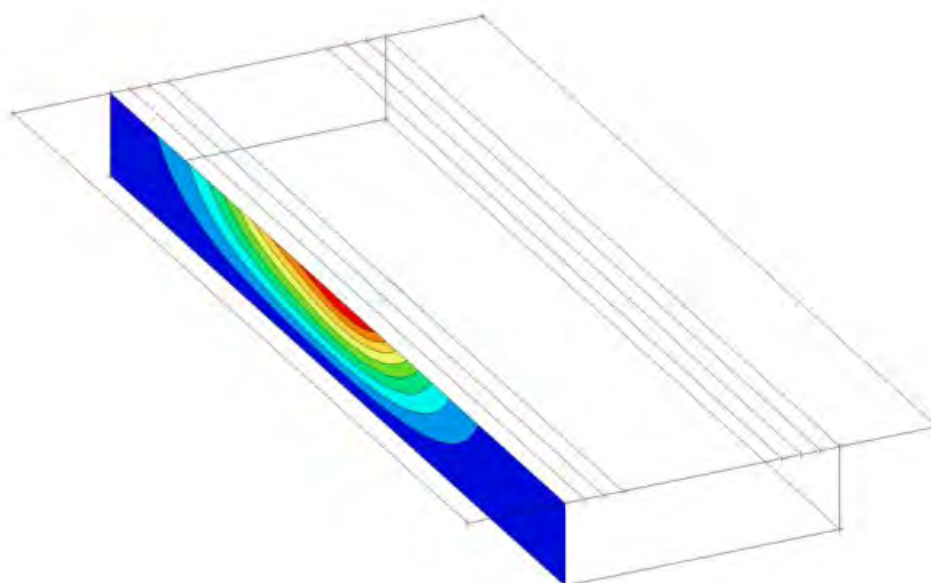
7.18.3. vy veld isolijnen



7.18.4. *vy veld sneden*

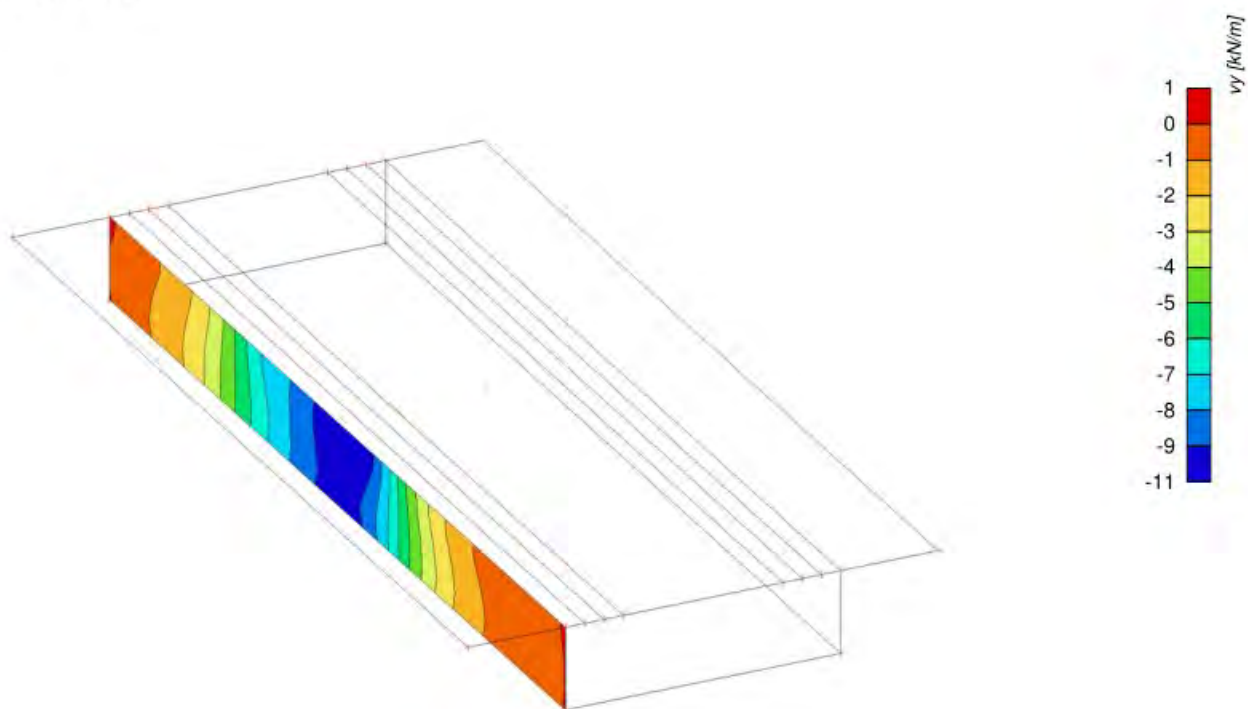


7.18.5. *my wanden isolijnen*

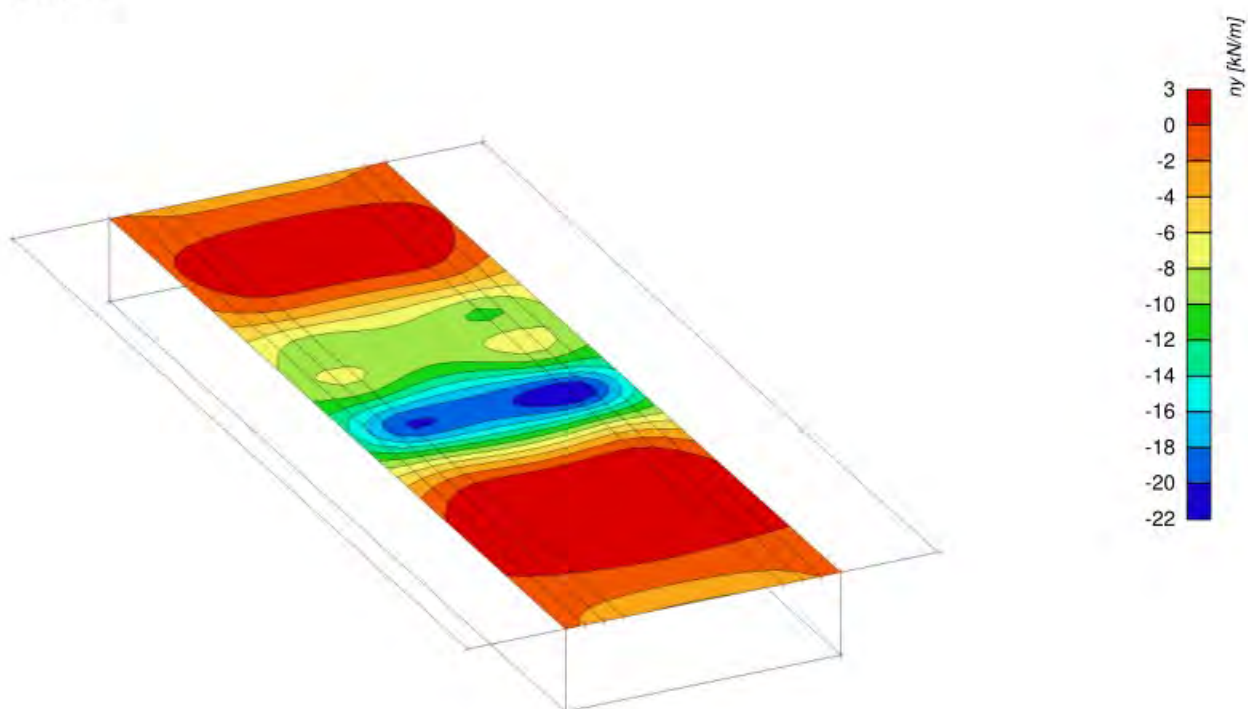




7.18.6. my wanden sneden

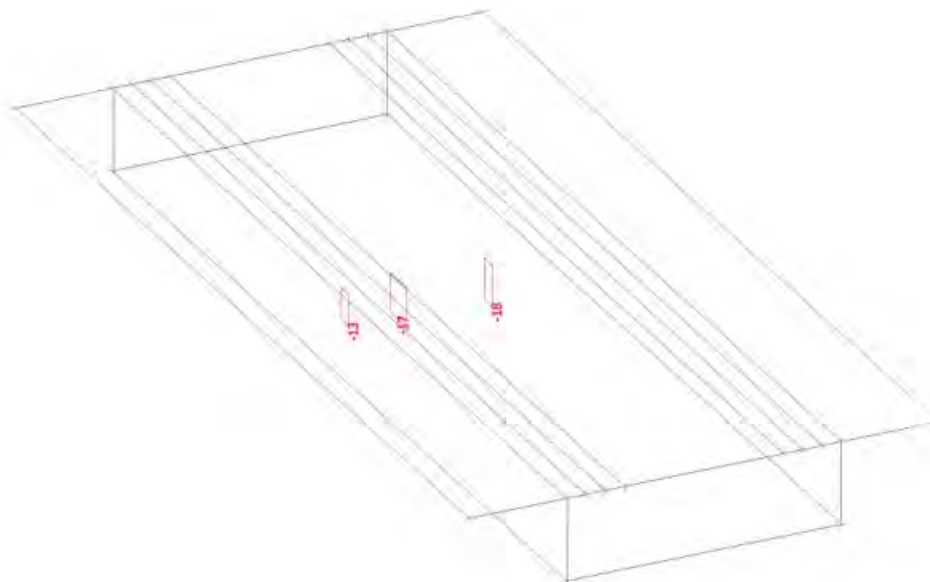


7.18.7. ny veld isolijnen





7.18.8. *ny veld sneden*

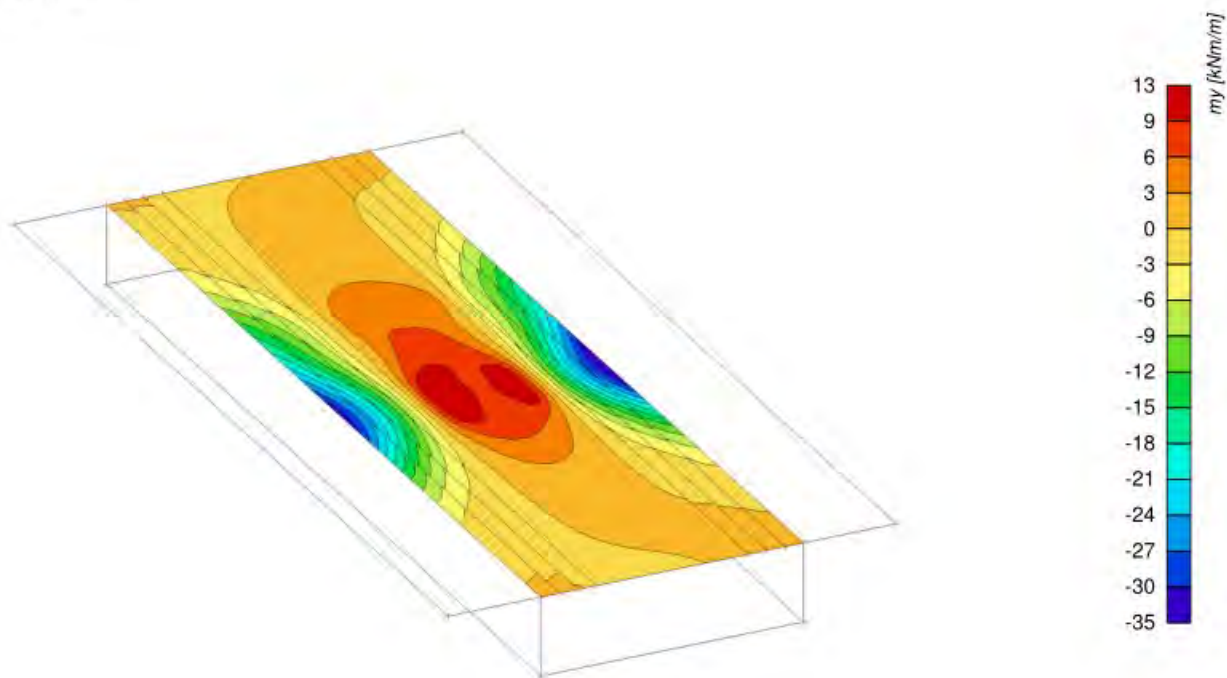




7.19. Belastingsgevallen - Vermoeiing 2

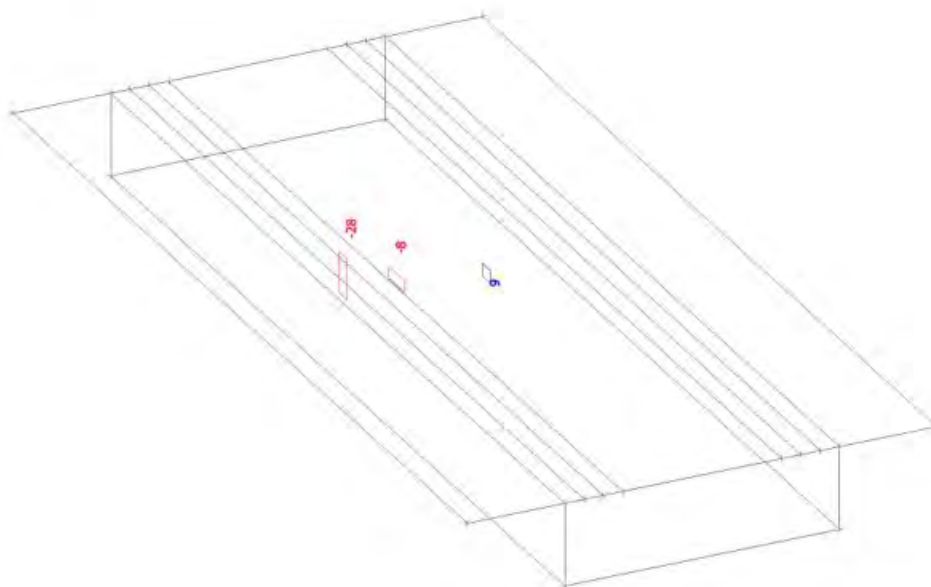
Naam	Vermoeiing 2
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.19.1. m_y veld isolijnen

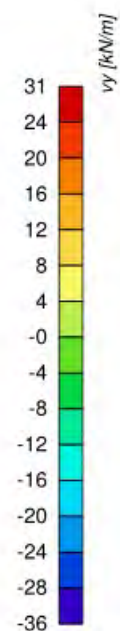
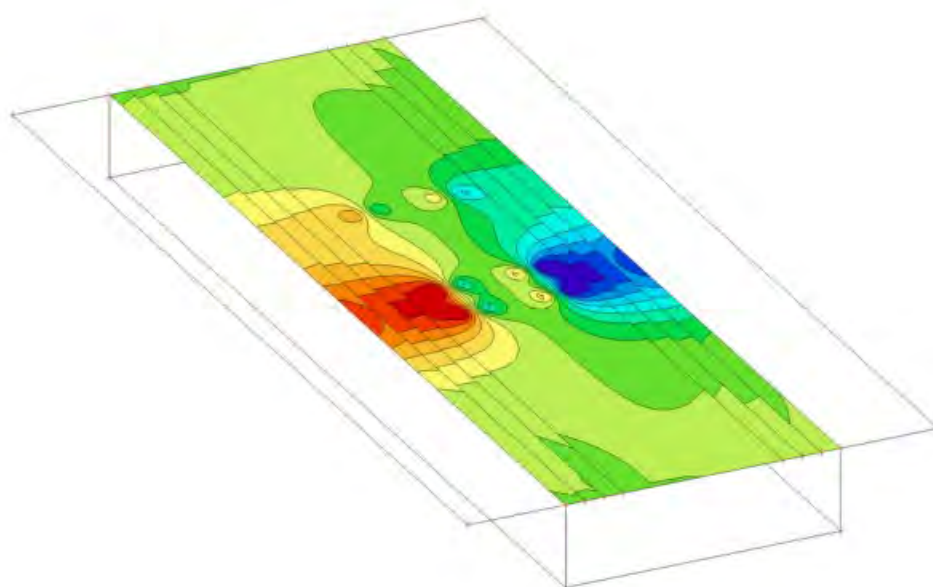




7.19.2. my veld sneden

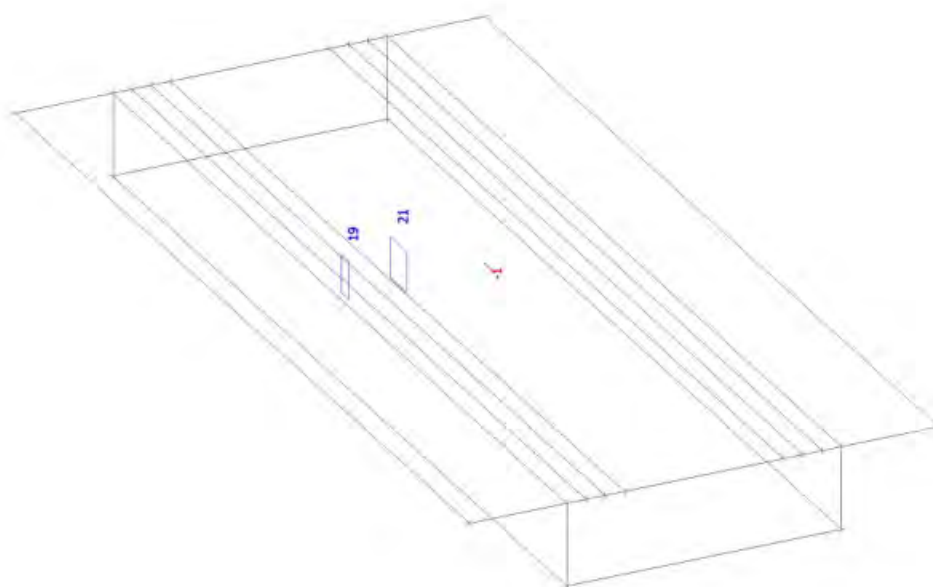


7.19.3. vy veld isolijnen

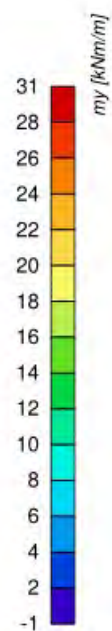
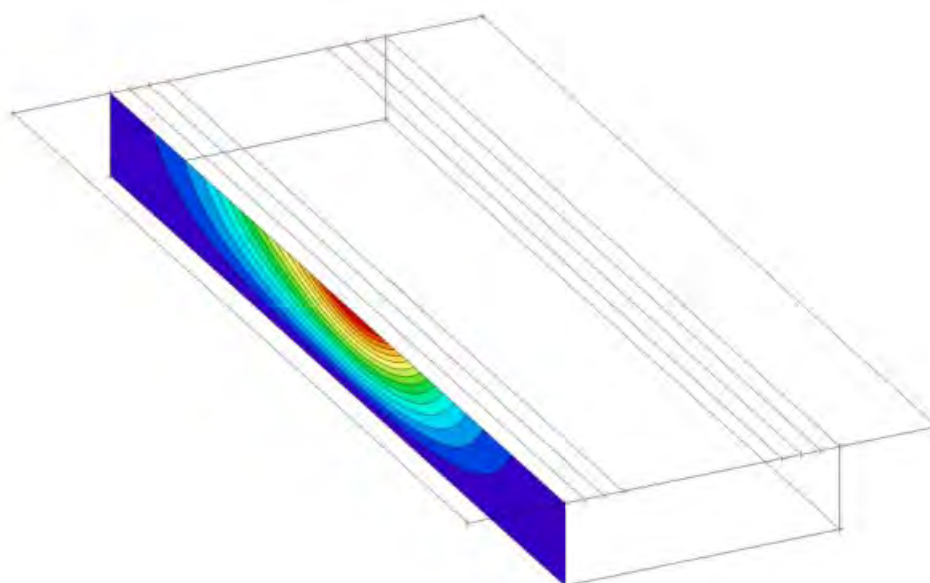




7.19.4. *vy veld sneden*

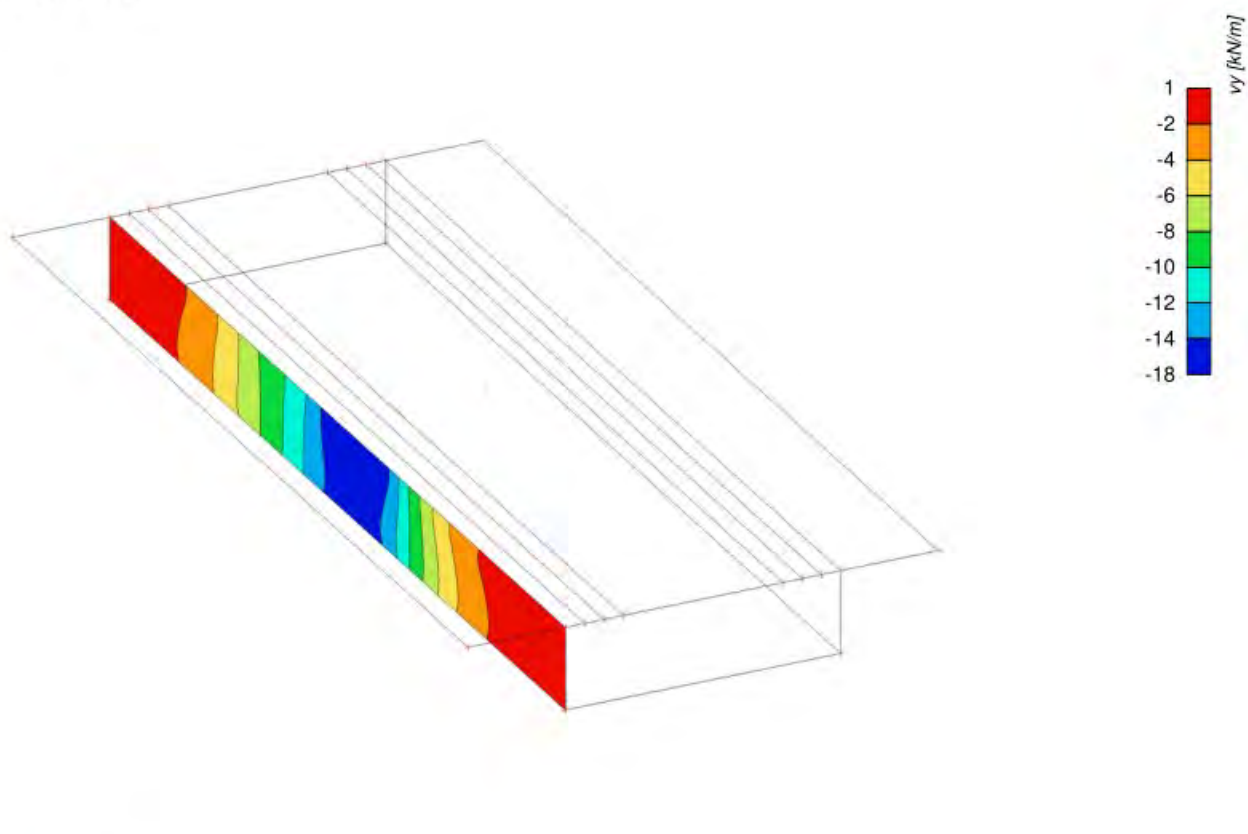


7.19.5. *my wanden isolijnen*

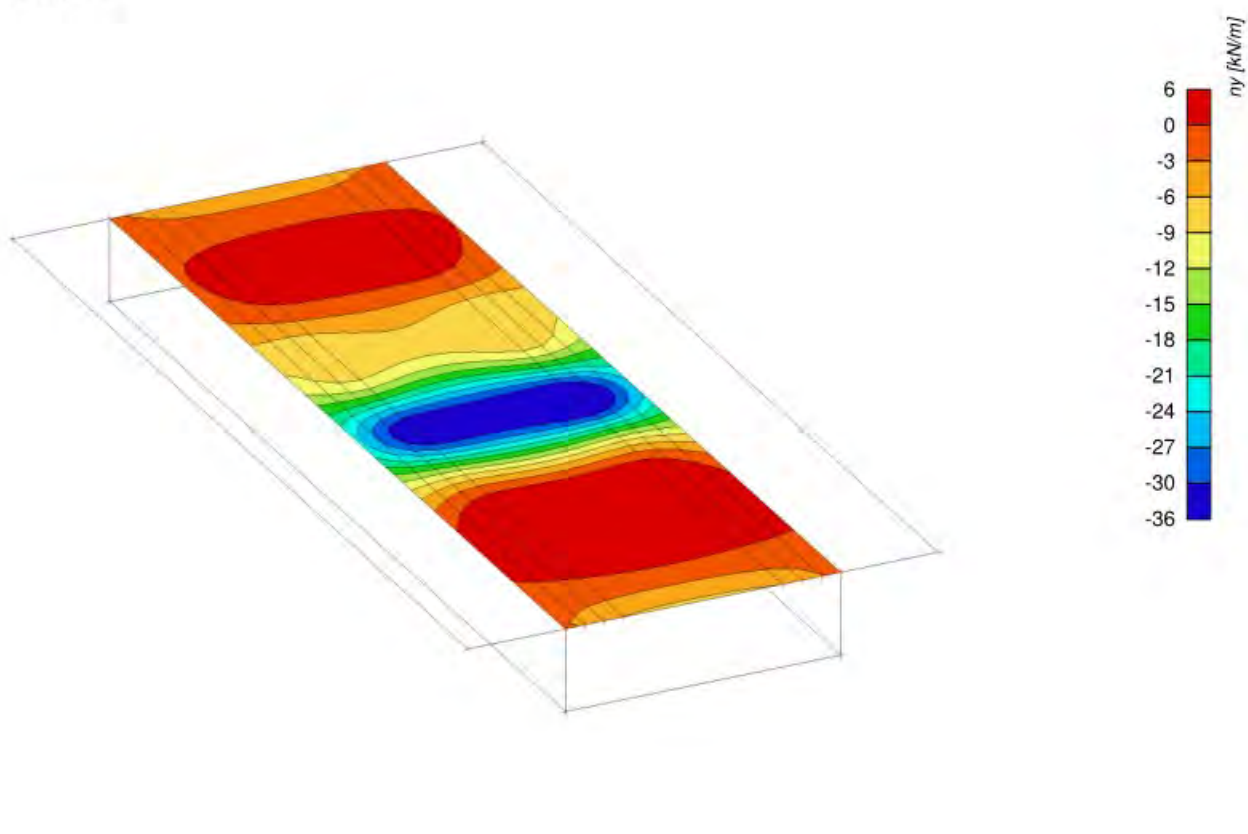




7.19.6. my wanden sneden

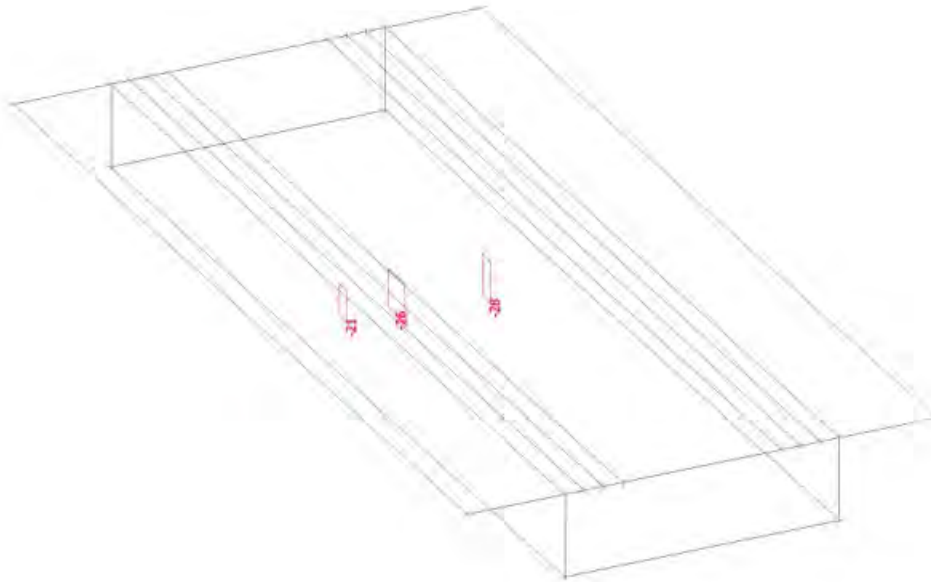


7.19.7. ny veld isolijnen





7.19.8. *ny veld sneden*

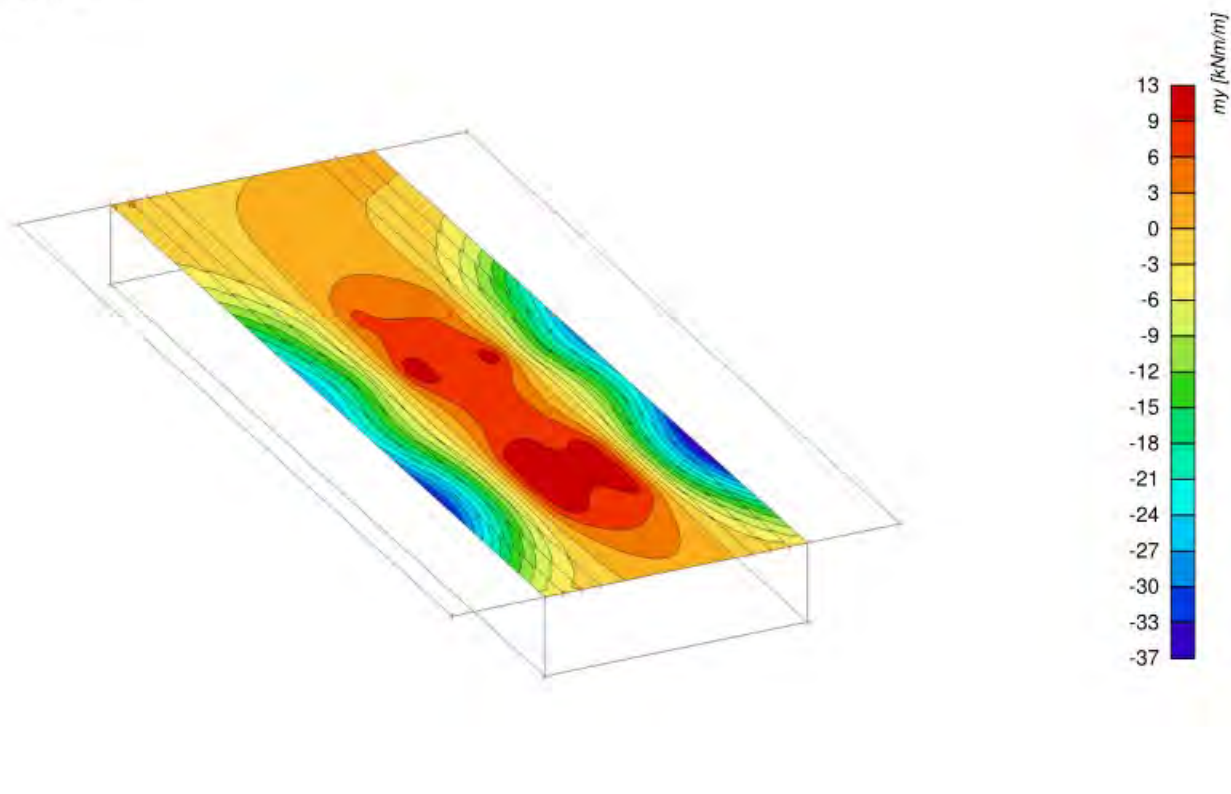




7.20. Belastingsgevallen - Vermoeiing 3

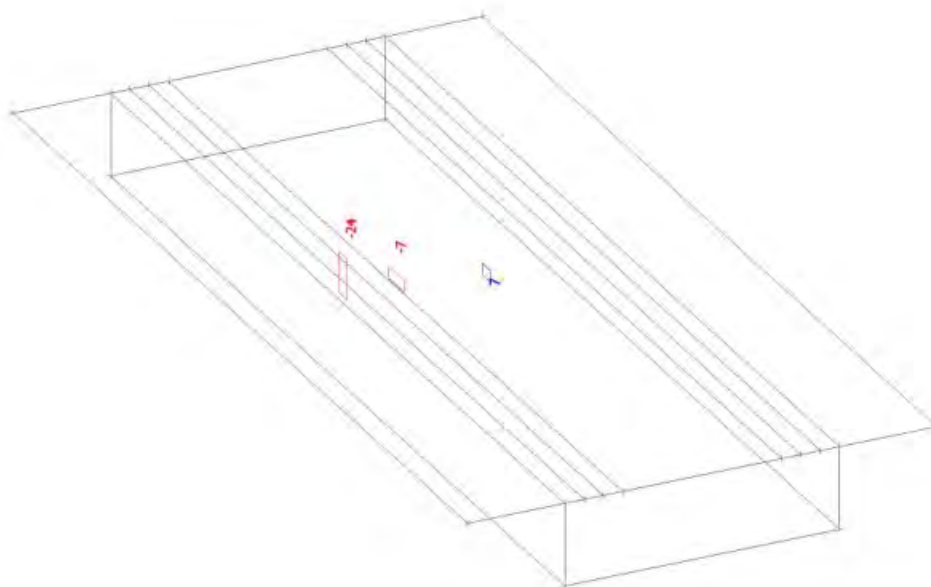
Naam	Vermoeiing 3
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.20.1. m_y veld isolijnen

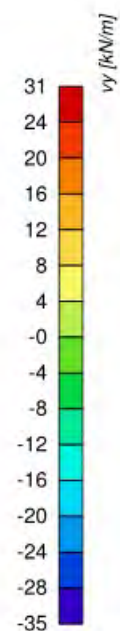
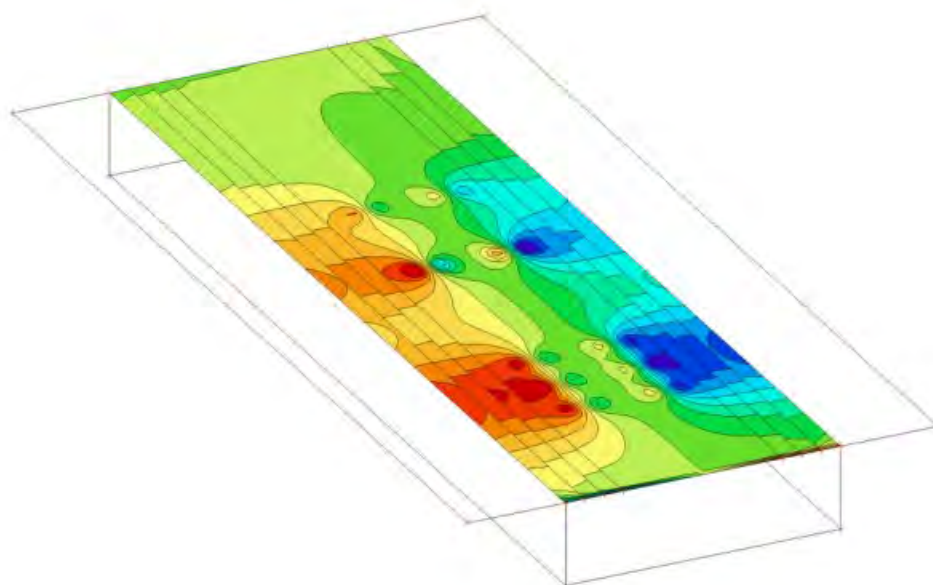




7.20.2. my veld sneden

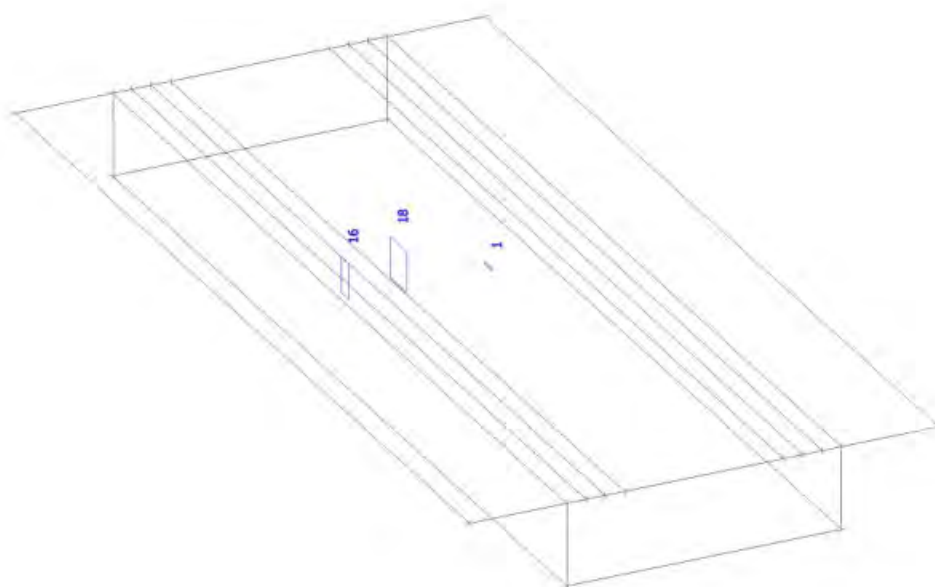


7.20.3. v_y veld isolijnen

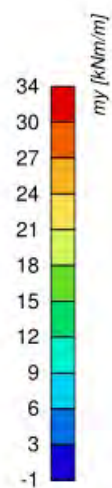
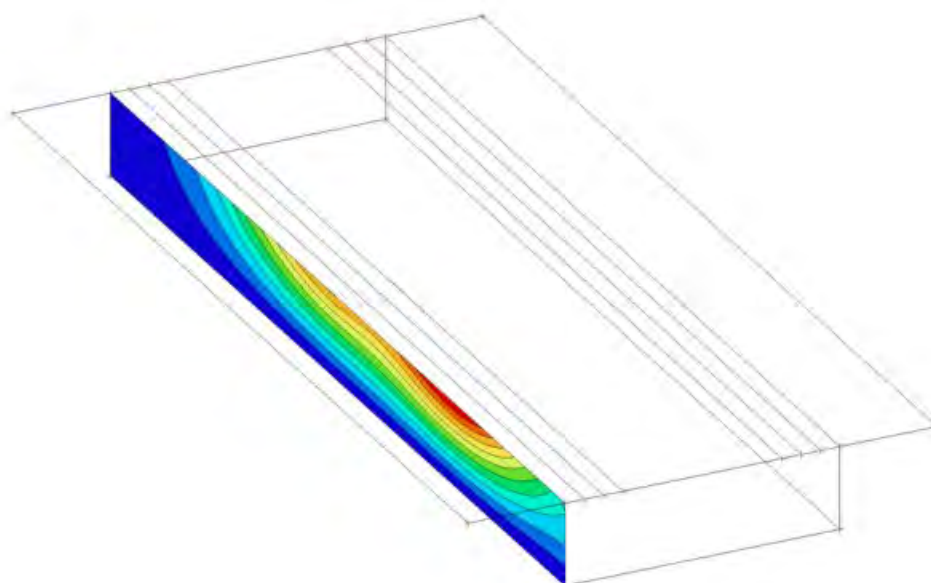




7.20.4. *vy veld sneden*

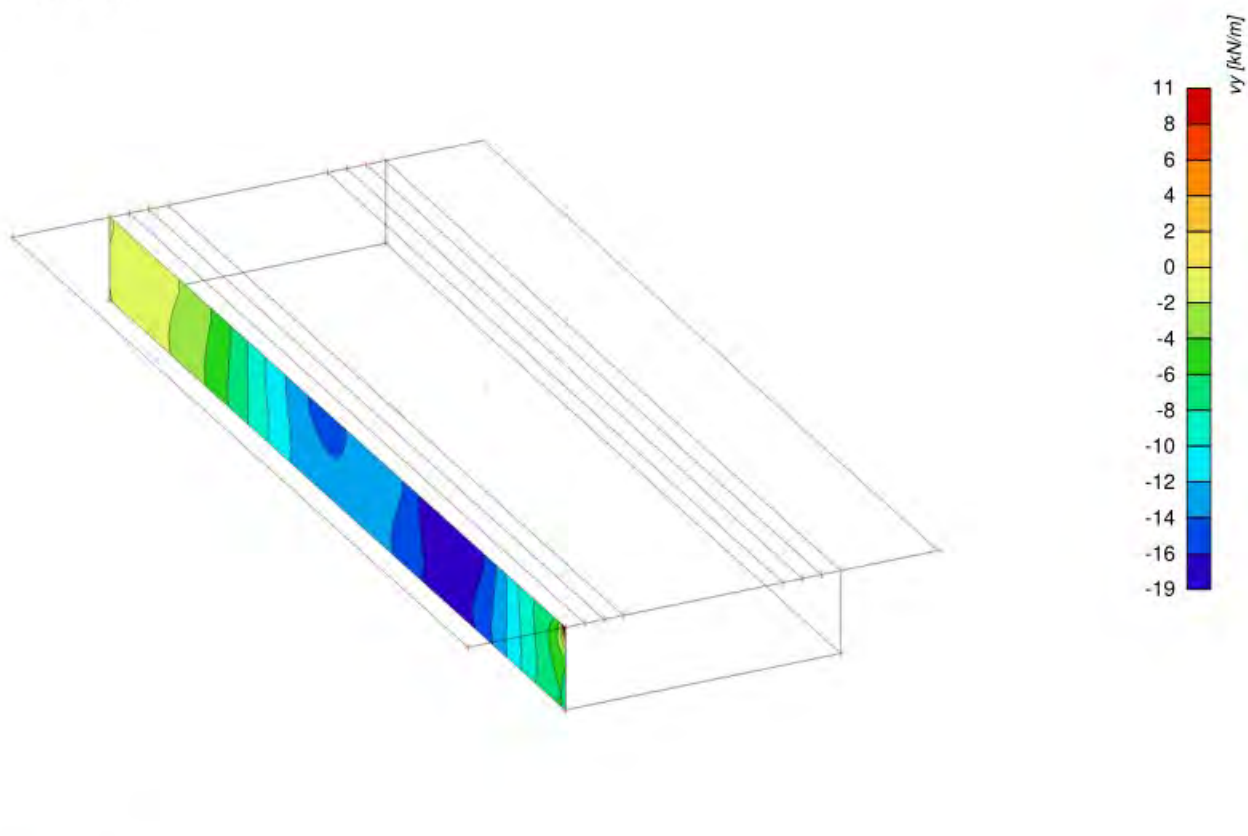


7.20.5. *my wanden isolijnen*

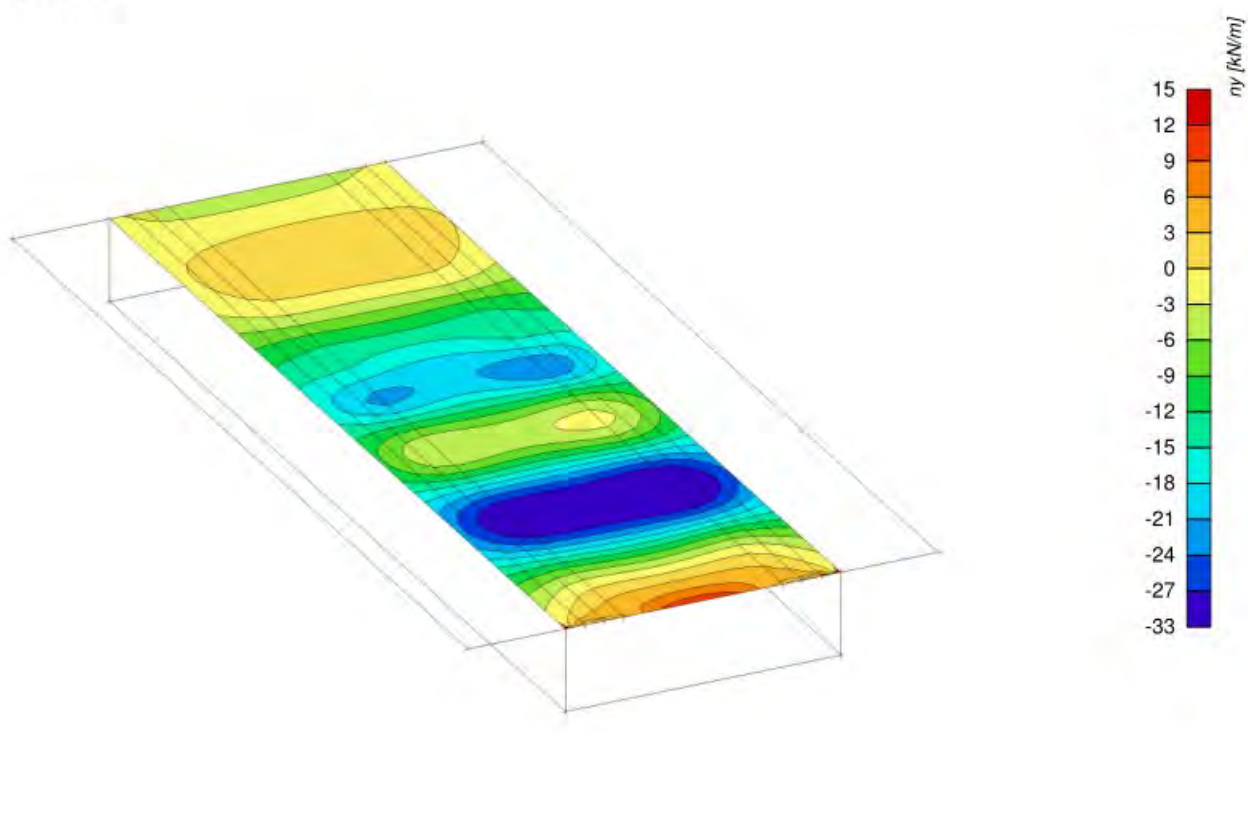




7.20.6. my wanden sneden

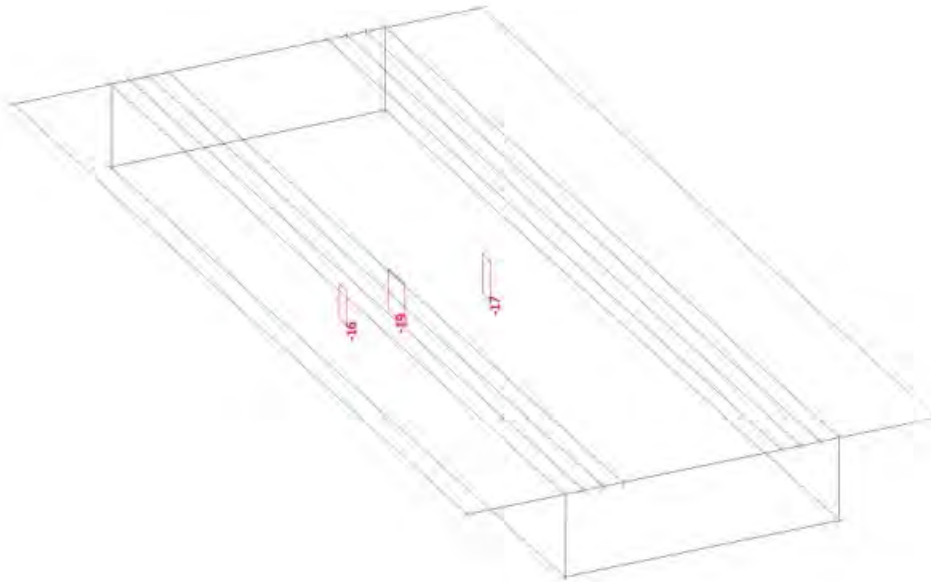


7.20.7. ny veld isolijnen





7.20.8. *ny veld sneden*

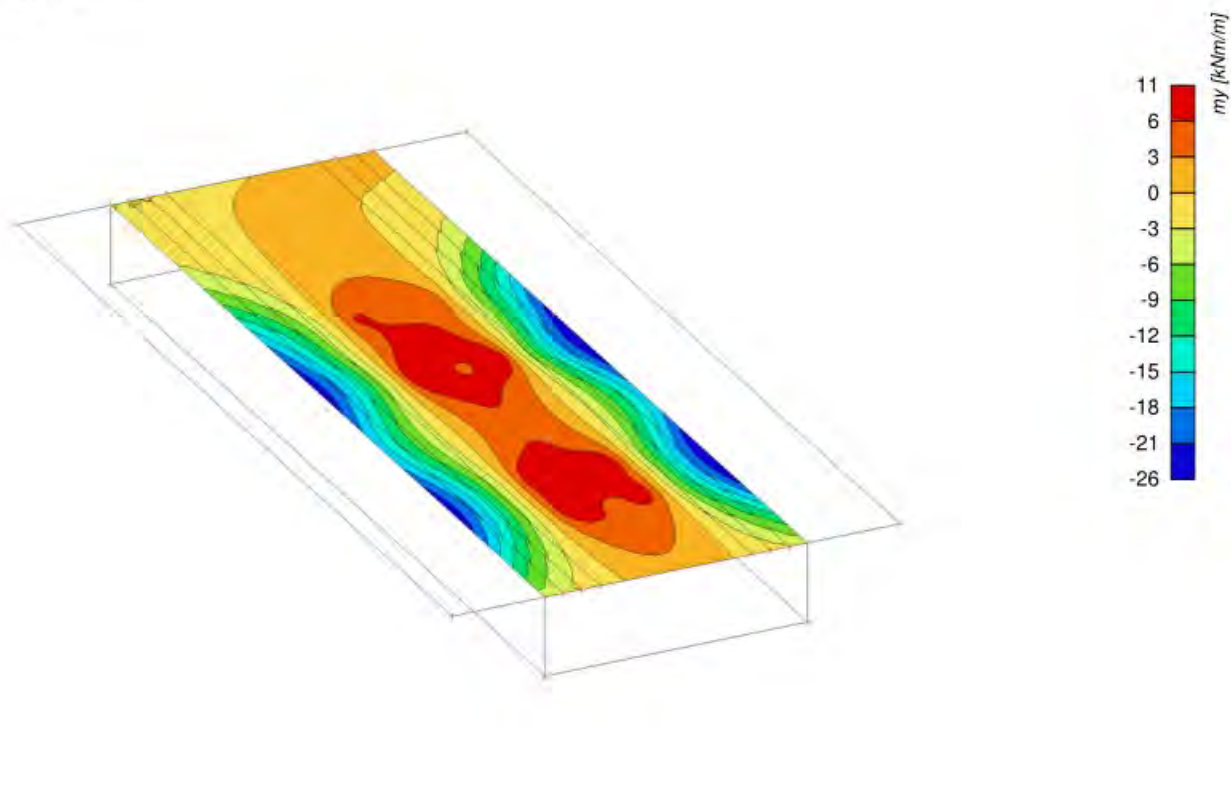




7.21. Belastingsgevallen - Vermoeiing 4

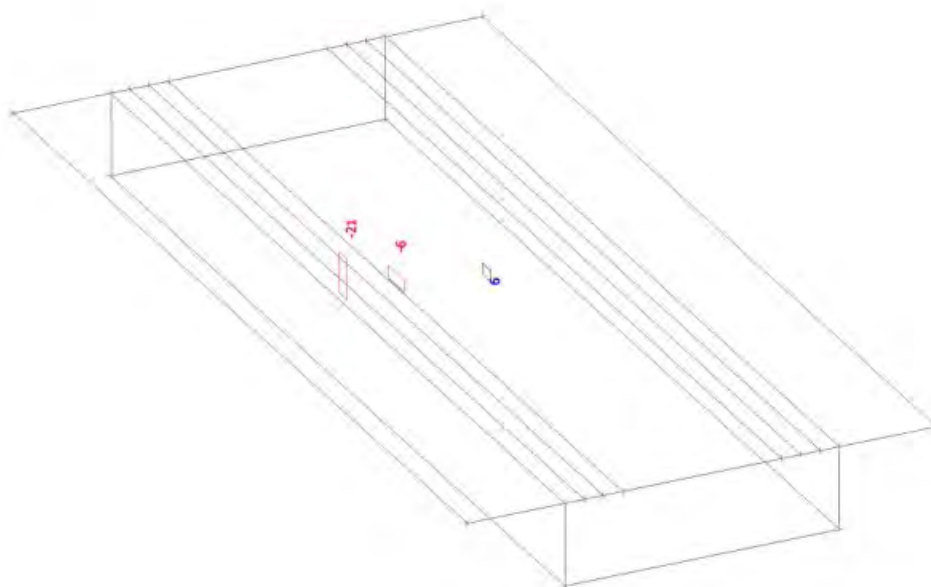
Naam	Vermoeiing 4
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.21.1. m_y veld isolijnen

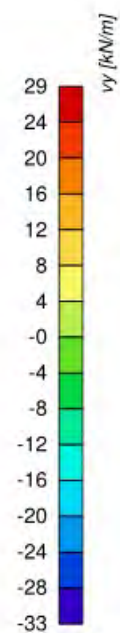
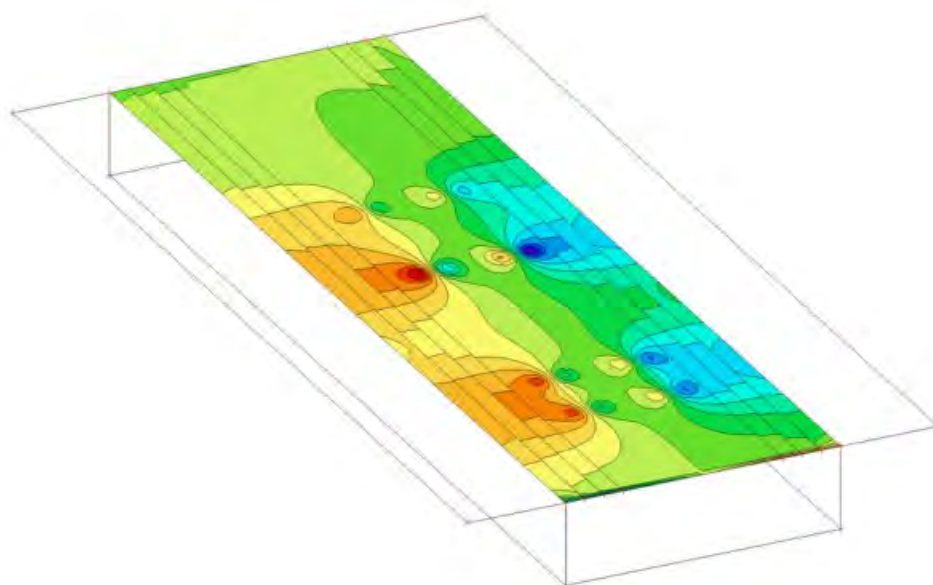




7.21.2. my veld sneden

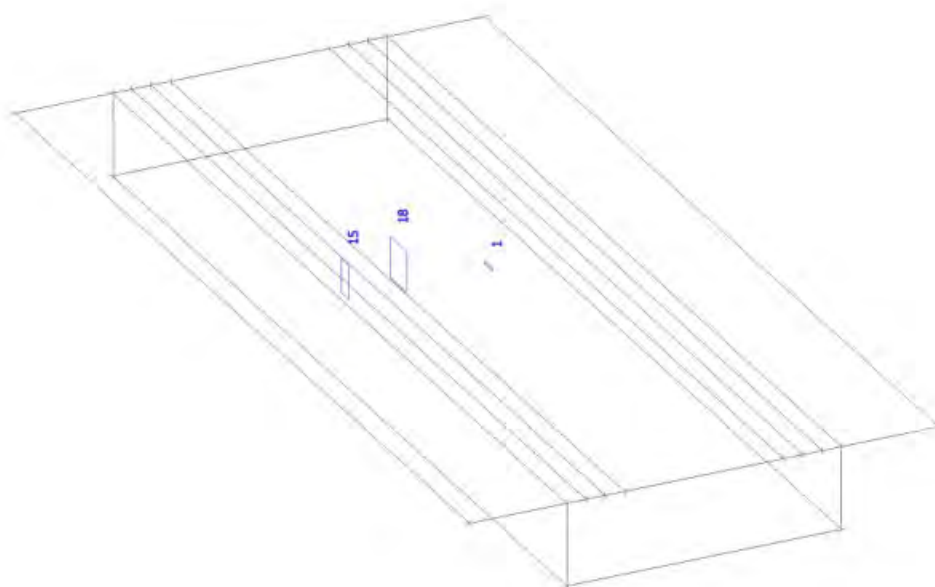


7.21.3. vy veld isolijnen

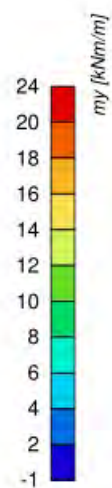
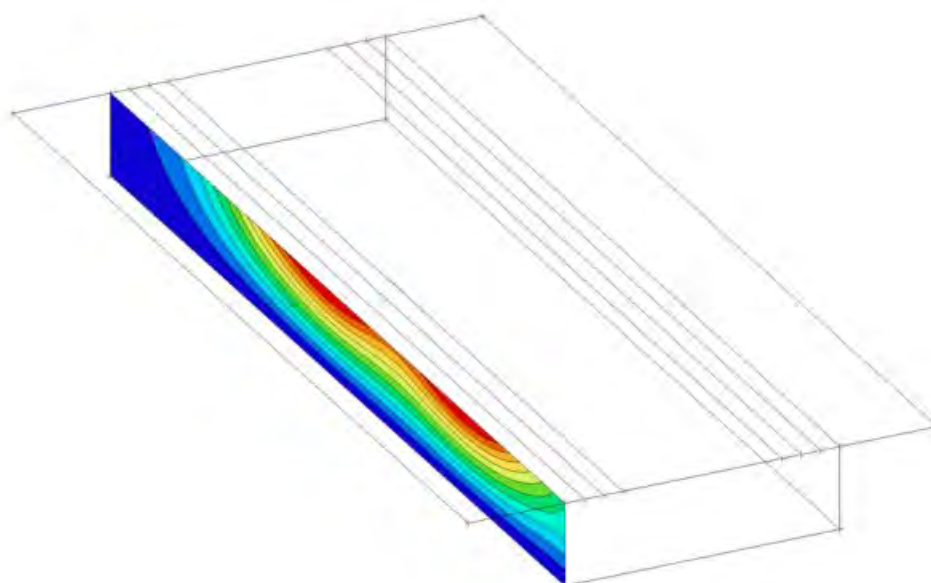




7.21.4. *vy veld sneden*

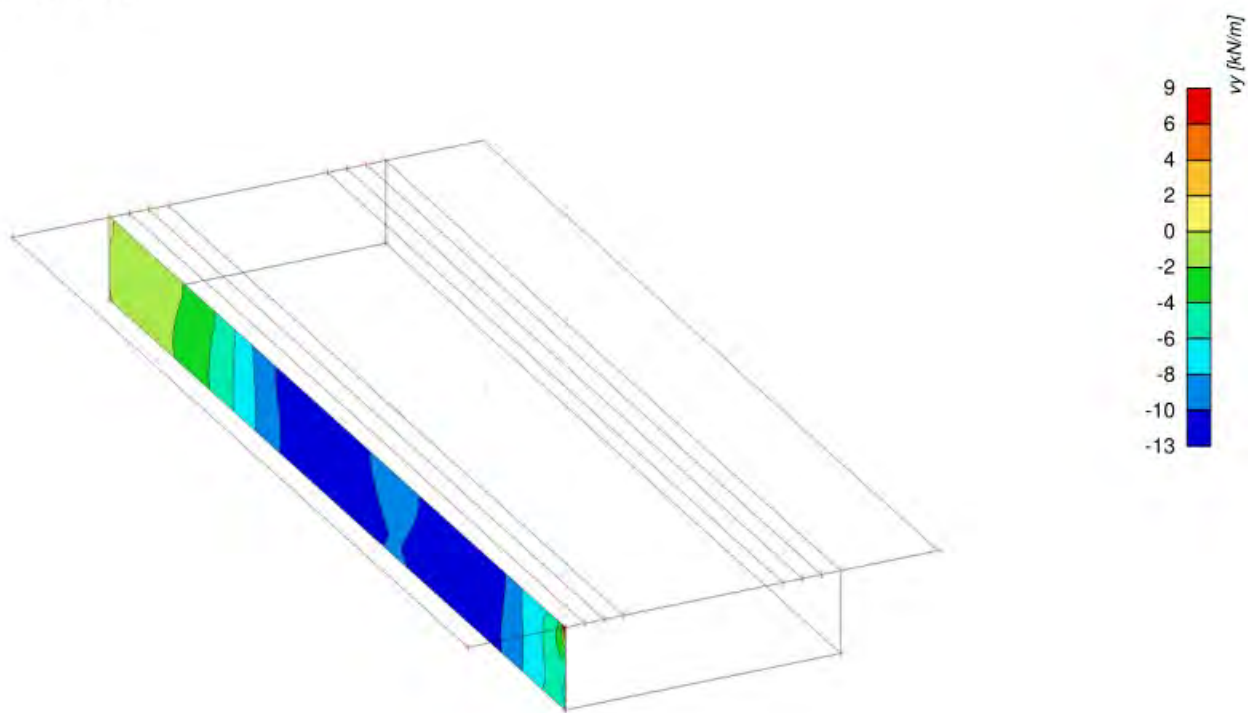


7.21.5. *my wanden isolijnen*

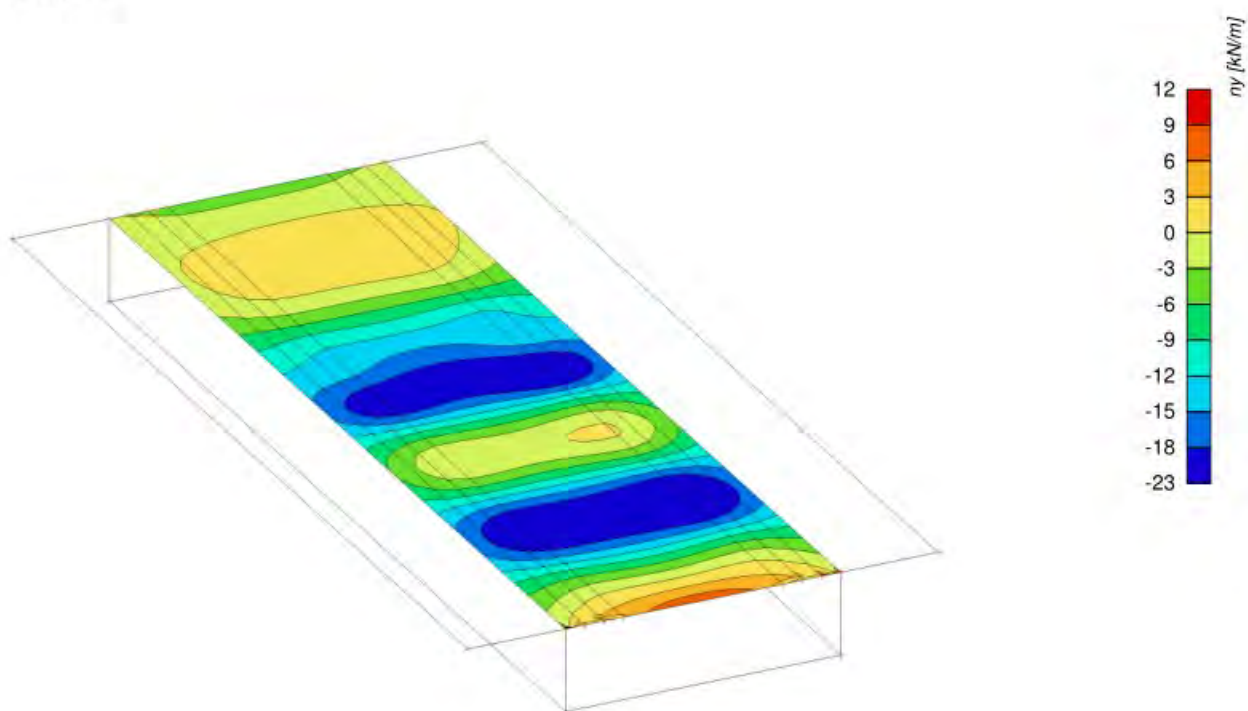




7.21.6. my wanden sneden

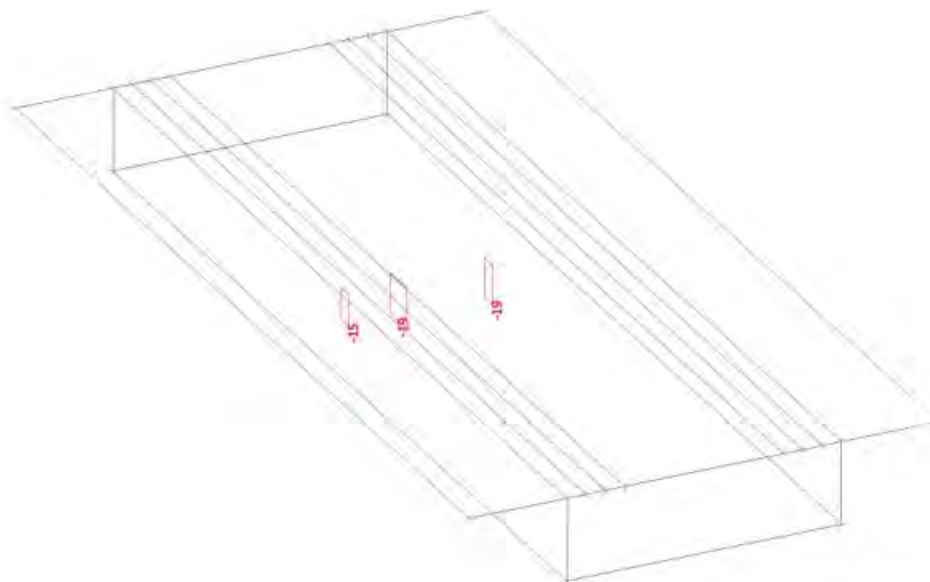


7.21.7. ny veld isolijnen





7.21.8. *ny veld sneden*

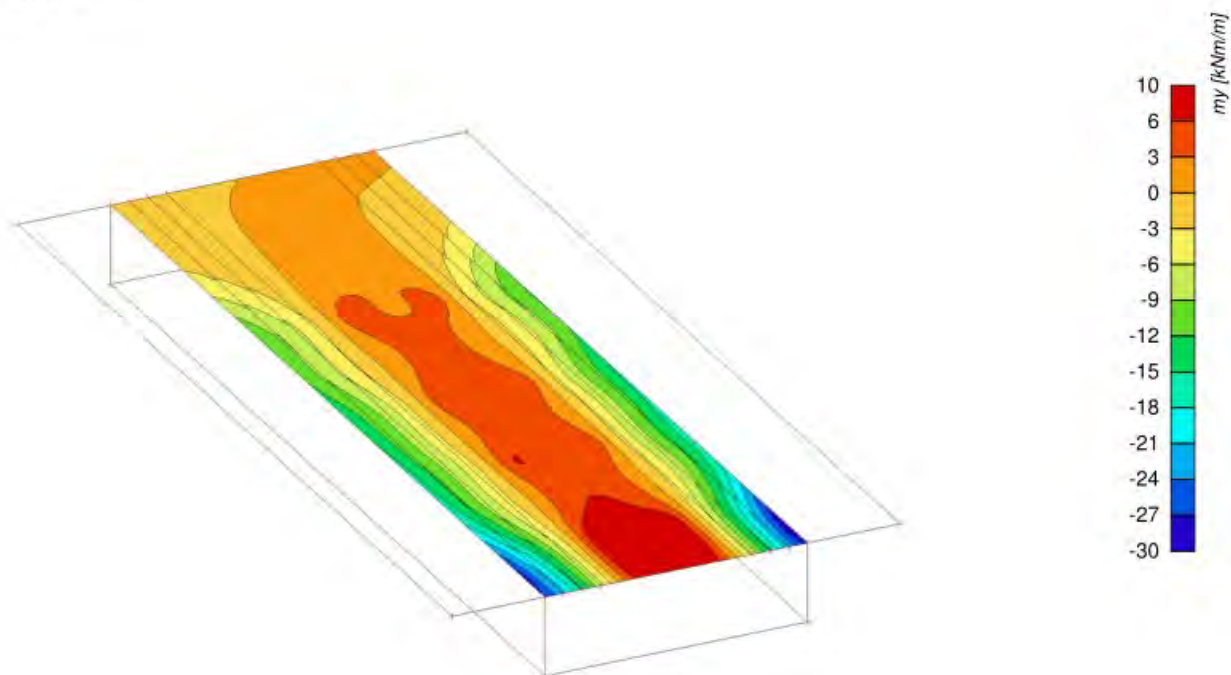




7.22. Belastingsgevallen - Vermoeiing 5

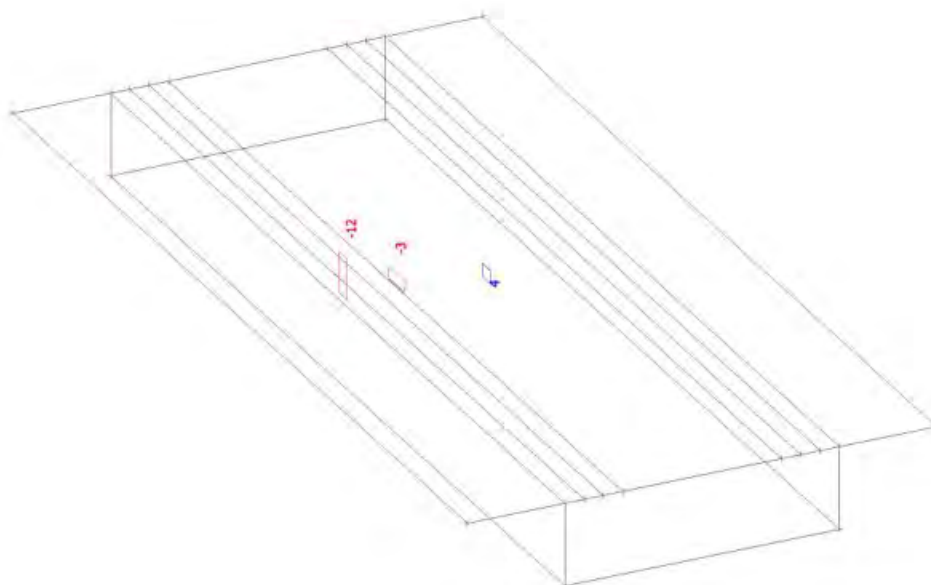
Naam	Vermoeiing 5
Actie type	Variabel
Lastgroep	Aslasten
Belastingtype	Statisch
Spec	Standaard
Duur	Kort
'Master' belastingsgeval	Geen

7.22.1. m_y veld isolijnen

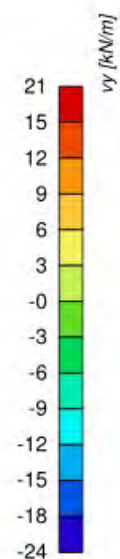
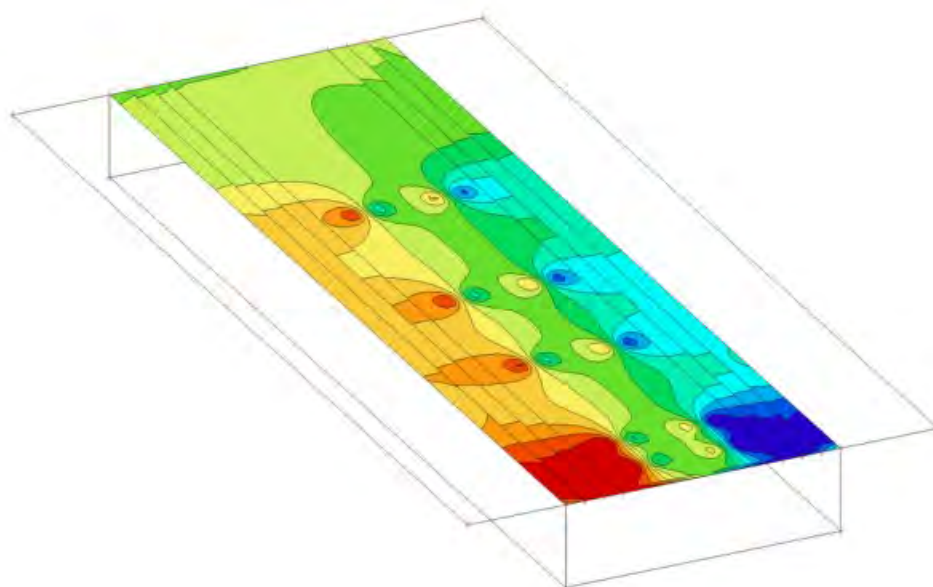




7.22.2. my veld sneden

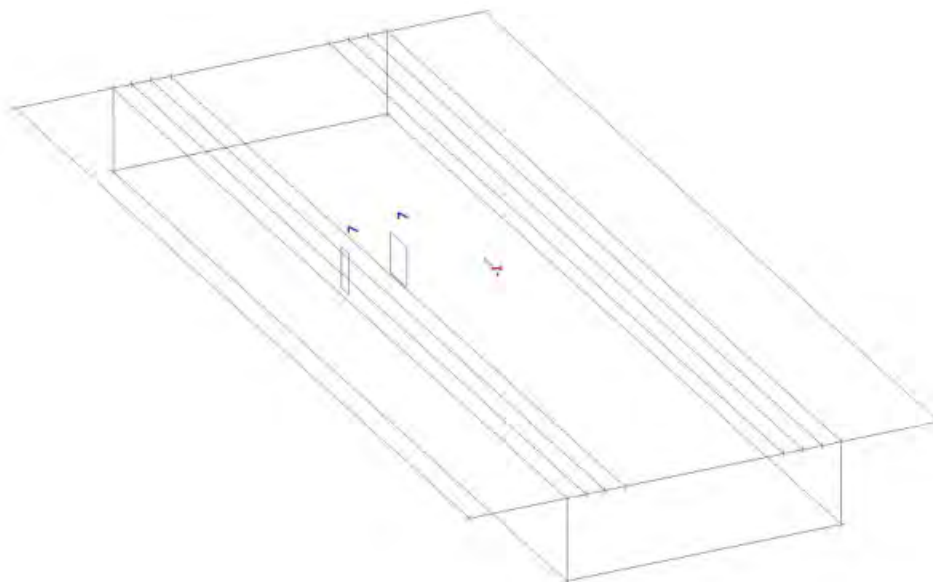


7.22.3. vy veld isolijnen

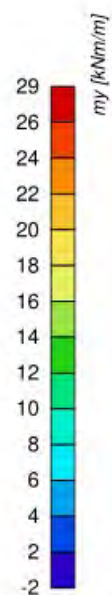
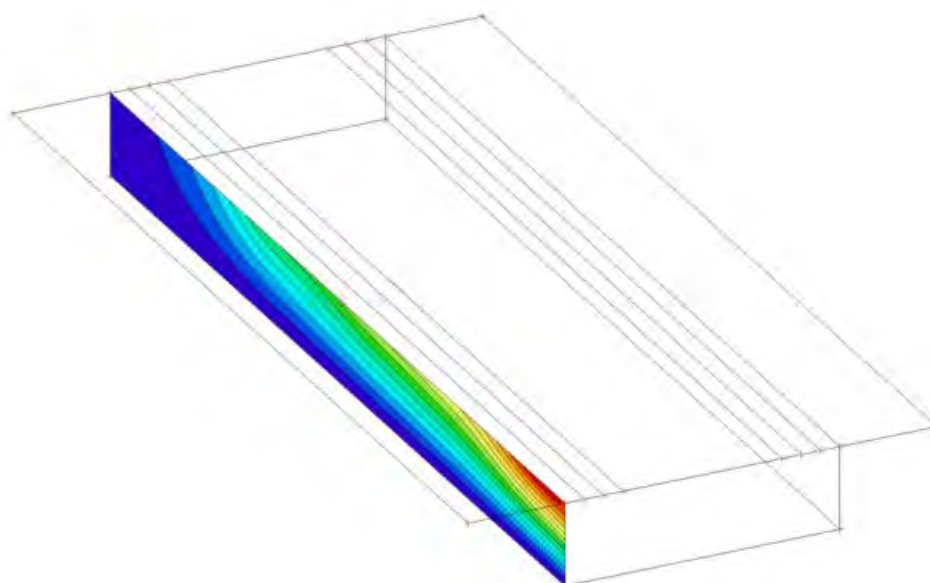




7.22.4. *vy veld sneden*

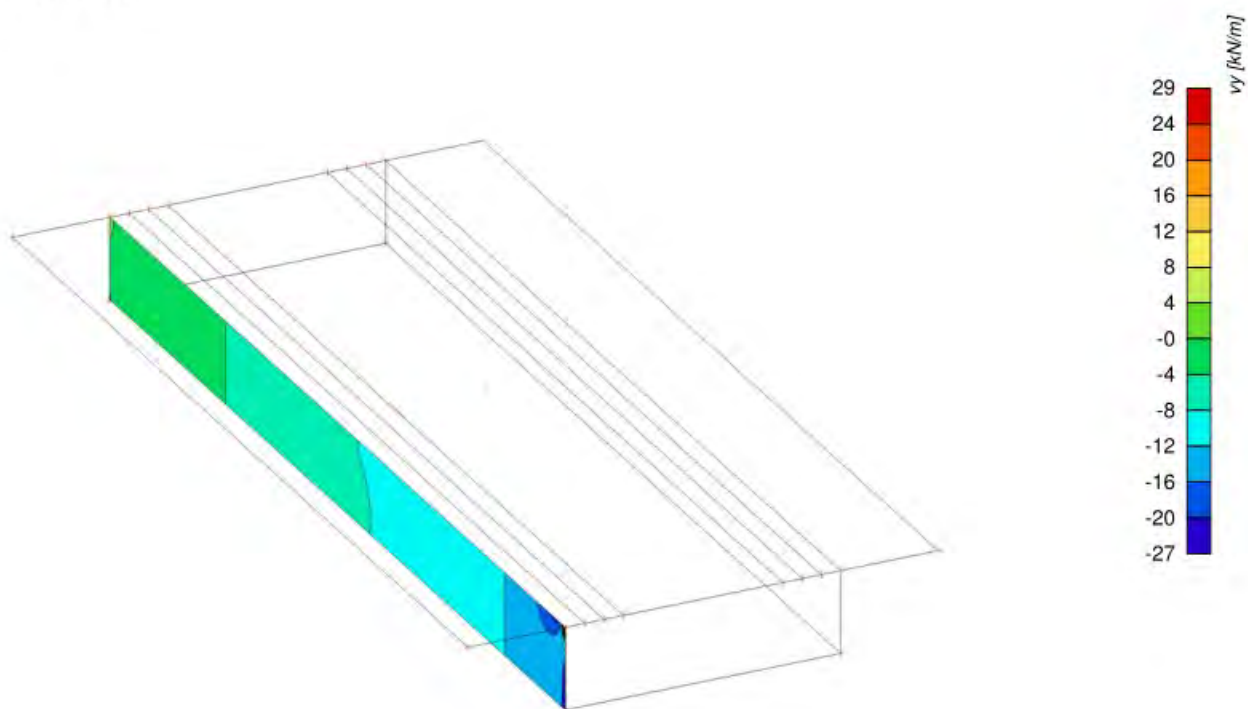


7.22.5. *my wanden isolijnen*

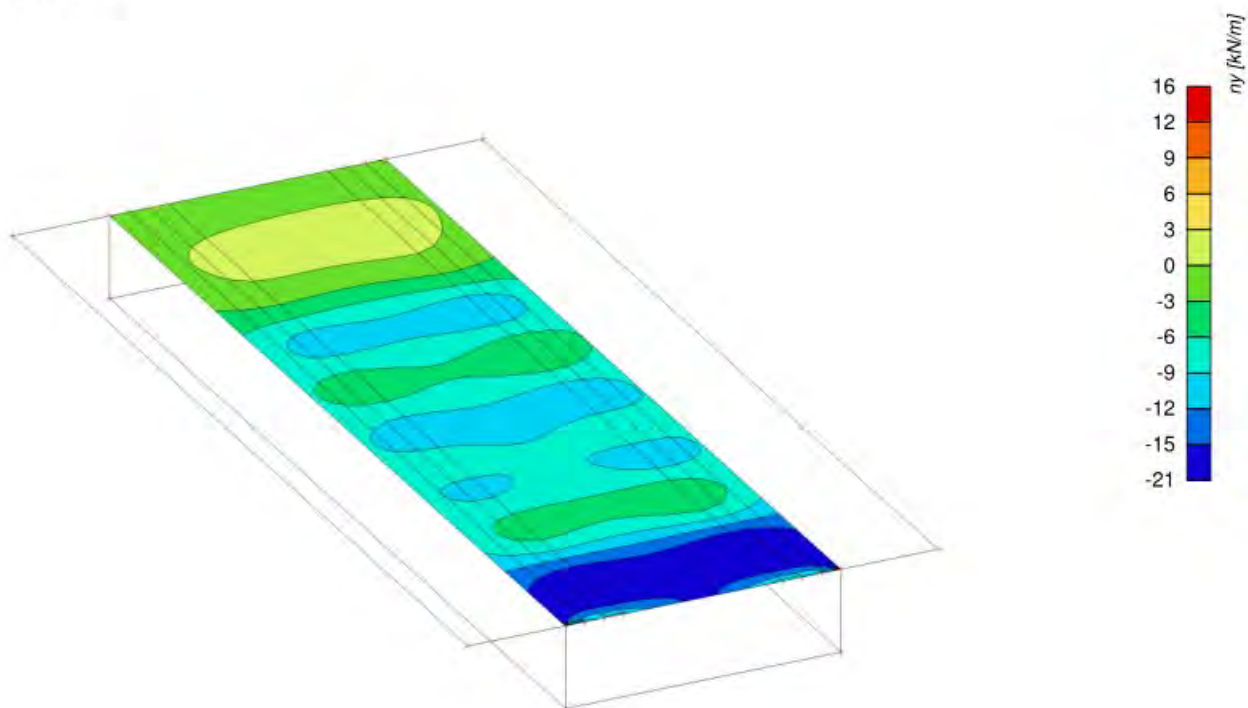




7.22.6. my wanden sneden

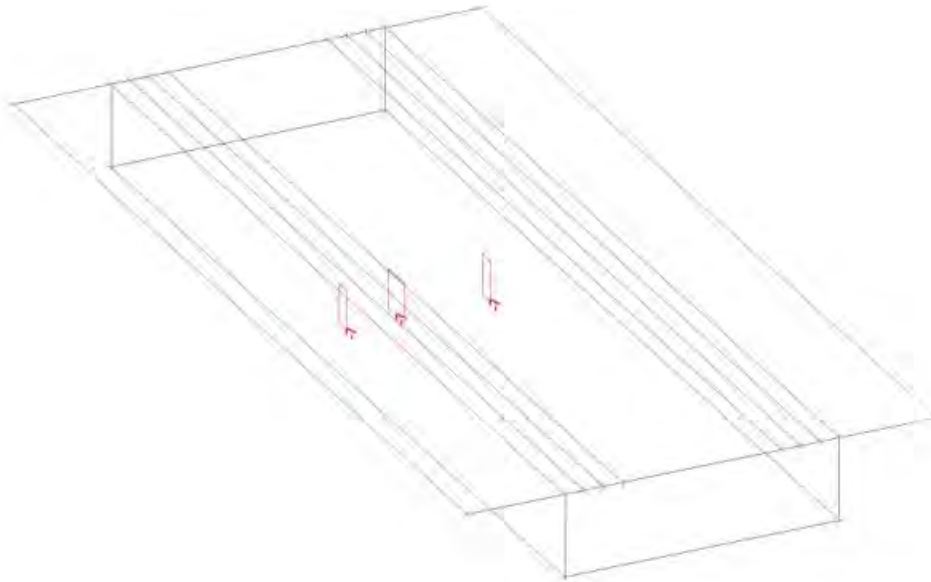


7.22.7. ny veld isolijnen





7.22.8. *ny veld sneden*





Bijlage E

Toetsingen



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	14	-	200	A_{s1}	=	770	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	200	A_{s2}	=	1418	mm ² +
h	=	315	mm		A_s	=	2187	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	16,9	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	287	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	ϵ_{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	109	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,545	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	163	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	8,22	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ_c	=	-0,721	‰	h_{eff}	=	51	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	50607	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00038	-	ρ_{eff}	=	0,0432	-
$s_{r,max}$	=	134	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	73	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	225	kNm/m
----------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	14	-	100	A_{s1}	=	1539	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	112	A_{s2}	=	2532	mm ² +
h	=	315	mm		A_s	=	4071	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	16,7	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	287	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	ϵ_{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	65	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,325	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	190	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	7,32	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ_c	=	-0,642	‰	h_{eff}	=	42	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	41562	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00023	-	ρ_{eff}	=	0,0979	-
$s_{r,max}$	=	97	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	110	mm
-------	---	-----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	347	kNm/m
----------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

Ø1	=	14	-	200	As1	=	770	mm ²
Ø2	=	19	-	400	As2	=	709	mm ² +
h	=	278	mm		As	=	1479	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Ødwars	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
Mrep	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
Nrep	=	-432	kN	druk	γ _s	=	n.v.t.	-
NEd	=	-432	kN	druk	γ _c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ _{eq}	=	16,0	mm	f _s	=	300	N/mm ²
d	=	250	mm	f _{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	f _{ct,eff}	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	α _{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ _s	=	189,5	N/mm ²	k ₁	=	0,8	-
ε _s	=	0,948	‰	k ₂	=	0,5	-
x	=	127	mm	k ₃	=	3,4	-
σ' _c	=	11,20	N/mm ²	k ₄	=	0,425	-
ε _c	=	-0,982	‰	h _{eff}	=	50	mm
α _e	=	6,091	[-]	A _{eff}	=	50256	mm ²
ε _{sm} -ε _{cm}	=	0,00072	-	ρ _{eff}	=	0,0294	-
s _{r,max}	=	161	mm	k _t	=	0,4	[-]

UGT

x _u	=	58	mm
----------------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

w _{optr.}	=	n.v.t.	mm
--------------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M _{Rd}	=	151	kNm/m
-----------------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	14	-	200	A_{s1}	=	770	mm ²
$\emptyset 2$	=	0	-	400	A_{s2}	=	0	mm ² +
h	=	251	mm		A_s	=	770	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M_{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N_{rep}	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-
N_{Ed}	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	14,0	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	224	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E_{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E'_c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c_{langs}	=	20	-
E_s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	397,5	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	1,988	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	93	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	15,95	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ'_c	=	-1,399	‰	h_{eff}	=	53	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	52821	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00155	-	ρ_{eff}	=	0,0146	-
$s_{r,max}$	=	231	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	44	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	95	kNm/m
----------	---	----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

Ø1	=	10	-	200							
Ø2	=	24,2	-	1000	Vrije ruimte tussen wapeningslagen =	26	mm				
beton	=	C30/37									
h	=	200	mm		As1	=	393	mm ²			
B	=	1000	mm		As2	=	460	mm ² +			
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)	As	=	853	mm ²			
Φdwars	=	0	mm								
Mrep	=	50	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend					
Nrep	=	-432	kN	druk	γ _s	=	n.v.t.	-			
NEd	=	-432	kN	druk	γ _c	=	1,50	-			

Berekening

Algemeen

Φ _{eq}	=	14,6	mm	f _s	=	300	N/mm ²
d	=	152	mm	f _{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	f _{ct,eff}	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c _{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ _{s,1}	=	237	N/mm ²	k ₁	=	0,8	-
σ _{s,2}	=	121	N/mm ²	k ₂	=	0,5	-
ε _{s,1}	=	1,186	‰	k ₃	=	3,4	-
x	=	87	mm	k ₄	=	0,425	-
σ _c	=	13,36	N/mm ²	h _{eff}	=	38	mm
ε _c	=	1,172	‰	A _{eff}	=	37676	mm ²
α _e	=	6,091	[-]	ρ _{eff}	=	0,0104	-
ε _{sm} -ε _{cm}	=	0,00071	-	k _t	=	0,4	[-]
s _{r,max}	=	147	mm				

UGT

x _u	=	46	mm
----------------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

w _{optr.}	=	n.v.t.	mm
--------------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M _{Rd}	=	70	kNm/m
-----------------	---	----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

Ø1	=	19	-	400	As1	=	709	mm ²
Ø2	=	16	-	400	As2	=	503	mm ² +
h	=	480	mm		As	=	1211	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φdwars	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
Mrep	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
Nrep	=	-432	kN	druk	γ _s	=	n.v.t.	-
NEd	=	-432	kN	druk	γ _c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ _{eq}	=	17,6	mm	f _s	=	300	N/mm ²
d	=	451	mm	f _{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	f _{ct,eff}	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	α _{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ _s	=	67,5	N/mm ²	k ₁	=	0,8	-
ε _s	=	0,338	‰	k ₂	=	0,5	-
x	=	238	mm	k ₃	=	3,4	-
σ' _c	=	4,31	N/mm ²	k ₄	=	0,425	-
ε _c	=	-0,378	‰	h _{eff}	=	72	mm
α _e	=	6,091	[-]	A _{eff}	=	72036	mm ²
ε _{sm} -ε _{cm}	=	0,00020	-	ρ _{eff}	=	0,0168	-
s _{r,max}	=	246	mm	k _t	=	0,4	[-]

UGT

x _u	=	53	mm
----------------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

w _{optr.}	=	n.v.t.	mm
--------------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M _{Rd}	=	251	kNm/m
-----------------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	22	-	400	A_{s1}	=	950	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	400	A_{s2}	=	709	mm ² +
h	=	380	mm		A_s	=	1659	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	30	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M_{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N_{rep}	=	0	kN		γ_s	=	n.v.t.	-
N_{Ed}	=	0	kN		γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	20,6	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	340	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E_{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E'_c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c_{langs}	=	30	-
E_s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	199,5	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,998	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	114	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	5,78	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ'_c	=	-0,507	‰	h_{eff}	=	89	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	88500	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00065	-	ρ_{eff}	=	0,0187	-
$s_{r,max}$	=	289	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	33	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	163	kNm/m
----------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

Ø1	=	17,55	-	200					
Ø2	=	32	-	2820	Vrije ruimte tussen wapeningslagen =	55	mm		
beton	=	C30/37							
h	=	352	mm		As1	=	1210	mm ²	
B	=	1000	mm		As2	=	285	mm ² +	
c	=	30	mm	(op dwarsstaaf)	As	=	1495	mm ²	
Φdwars	=	0	mm						
Mrep	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend			
Nrep	=	-230	kN	druk	γ _s	=	n.v.t.	-	
NEd	=	-230	kN	druk	γ _c	=	1,50	-	

Berekening

Algemeen

Φ _{eq}	=	19,2	mm	f _s	=	300	N/mm ²
d	=	298	mm	f _{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	f _{ct,eff}	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c _{langs}	=	30	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ _{s,1}	=	194	N/mm ²	k ₁	=	0,8	-
σ _{s,2}	=	110	N/mm ²	k ₂	=	0,5	-
ε _{s,1}	=	0,970	‰	k ₃	=	3,4	-
x	=	129	mm	k ₄	=	0,425	-
σ _c	=	7,71	N/mm ²	h _{eff}	=	74	mm
ε _c	=	0,676	‰	A _{eff}	=	74438	mm ²
α _e	=	6,091	[-]	ρ _{eff}	=	0,0162	-
ε _{sm} -ε _{cm}	=	0,00058	-	k _t	=	0,4	[-]
s _{r,max}	=	290	mm				

UGT

x _u	=	45	mm
----------------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

w _{optr.}	=	n.v.t.	mm
--------------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M _{Rd}	=	162	kNm/m
-----------------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	19	-	400	A_{s1}	=	709	mm ²
$\emptyset 2$	=	16	-	400	A_{s2}	=	503	mm ² +
h	=	322	mm		A_s	=	1211	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	30	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M_{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N_{rep}	=	0	kN		γ_s	=	n.v.t.	-
N_{Ed}	=	0	kN		γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	17,6	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	283	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E_{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E'_c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	ϵ_{langs}	=	30	-
E_s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	326	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	1,630	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	91	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	8,73	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ'_c	=	-0,766	‰	h_{eff}	=	77	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	77166	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00123	-	ρ_{eff}	=	0,0157	-
$s_{r,max}$	=	293	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	24	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	99	kNm/m
----------	---	----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	19	-	400	A_{s1}	=	709	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	400	A_{s2}	=	709	mm ² +
h	=	322	mm		A_s	=	1418	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	30	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	100	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	0	kN		γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	0	kN		γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	19,0	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	283	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	ϵ_{langs}	=	30	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	281,5	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	1,408	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	96	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	8,29	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ'_c	=	-0,727	‰	h_{eff}	=	75	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	75250	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00106	-	ρ_{eff}	=	0,0188	-
$s_{r,max}$	=	273	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	28	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	115	kNm/m
----------	---	-----	-------

Inhoudsopgave

- 1 Projectgegevens
- 2 Snedecontroles
- 2.1 Snede Pijler

1 Projectgegevens

Projectnaam	Zeelandbrug
Projectnr.	INFRA160590-RAP-02
Omschrijving	Pijler
Auteur	
Aanmaakdatum	9-1-2017

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1:2014-12, NEN:2015-01/NB:2011
Ontwerp levensduur	100 jaar

2 Snedecontroles

2.1 Snede Pijler

2.1.1 Actiefases

Initiële effect in het beton

Tijdstip [d]	Onderdeel	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
28,0	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18250,0	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Voorspanning - spanning na lange-termijn verliezen

Spanelement	$\sigma_{28,0}$ [MPa]	$\sigma_{18250,0}$ [MPa]
1	907,0	907,0
2	907,0	907,0
3	907,0	907,0
4	907,0	907,0
5	907,0	907,0
6	907,0	907,0
7	907,0	907,0
8	907,0	907,0
9	907,0	907,0
10	907,0	907,0
11	907,0	907,0
12	907,0	907,0

Effecten van voorspanning - snedekrachten

Lasttype	Tijdstip [d]	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Primaire effecten van de voorspanning	28,0	-8794,3	0,0	0,0	0,0	-613,5	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	18250,0	-8794,3	0,0	0,0	0,0	-613,5	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.2 Initiële toestand van doorsnede

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

Type onderdeel	Onderdeel	Time [d]	ϵ_x [1e-4]	ϕ_z [1e-4]	ϕ_y [1e-4]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	E [MPa]
Beton	1	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0
Beton	1	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0

Meldingen

Geen foutmeldingen

Verklaring

Symbol	Verklaring
ϵ_x	Normaalrek

φ_z	Raaklijn van de hoek tussen y-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de z-as)
φ_y	Raaklijn van de hoek tussen z-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de y-as)

2.1.3 Extreem S 2 - E 1

Staafmacro	M 2
Gewapende doorsnede	R 2
Controleer op de leeftijd van beton van	28,0 d



2.1.3.1 Lasteffecten - snedekrachten

Lasttype	Combinatie type	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Blijvende som Gd _j	Fundamenteel UGT	-10000,0	0,0	0,0	0,0	4000,0	40000,0
Variabele som Qd _i	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	-8794,3	0,0	0,0	0,0	-613,5	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Reductie	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Herverdeling	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.3.2 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed,tot} [kN]	M _{Ed,y,tot} [kNm]	M _{Ed,z,tot} [kNm]	Betonvezel	Extremes in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-18794,3	3386,5	40000,0	3	12	78,3	100,0	Oké

Rekvlak

x [mm]	x _{lim} [mm]	d [mm]	z [mm]	ε _x [1e-4]	φ _z [1e-4]	φ _y [1e-4]
3343	3343	5637	4536	-0,4	-1,6	-0,5

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drsn. onderdeel	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	A [mm²]	y _i [mm]	z _i [mm]
Beton	-18727,5	3317,8	37947,9	3545773	2026	177
Spanelementen	8723,3	682,5	2050,4	9696	-235	-78
Totaal	-10004,1	4000,3	39998,3			

Gedetailleerde controle van beton

Project: Zeelandbrug
 Projectnr.: INFRA160590-RAP-02
 Auteur: 



Vezel	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
3	2825	1330	-5,6	-35,0	-9,6	-20,0	47,9	Oké

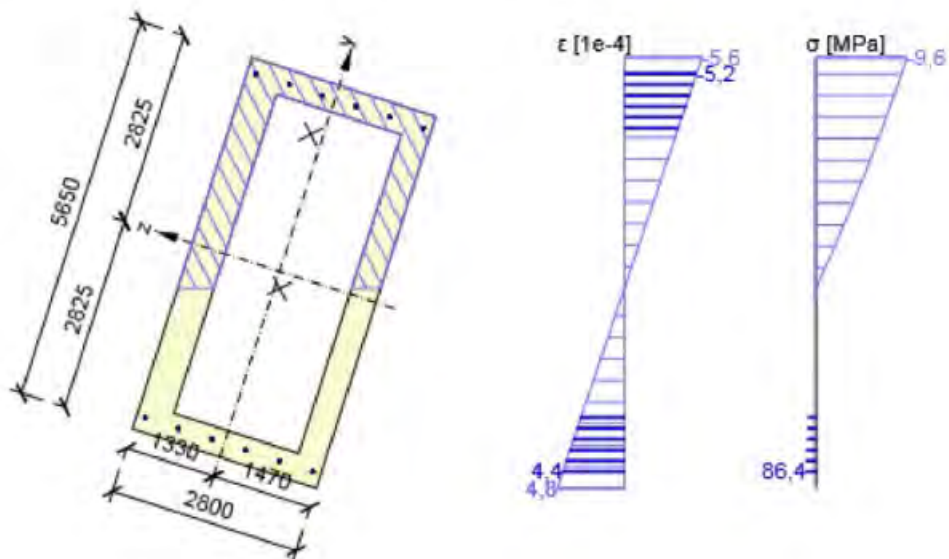
Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
12	-2613	-1350	50,9	350,0	993,4	1269,1	78,3	Oké

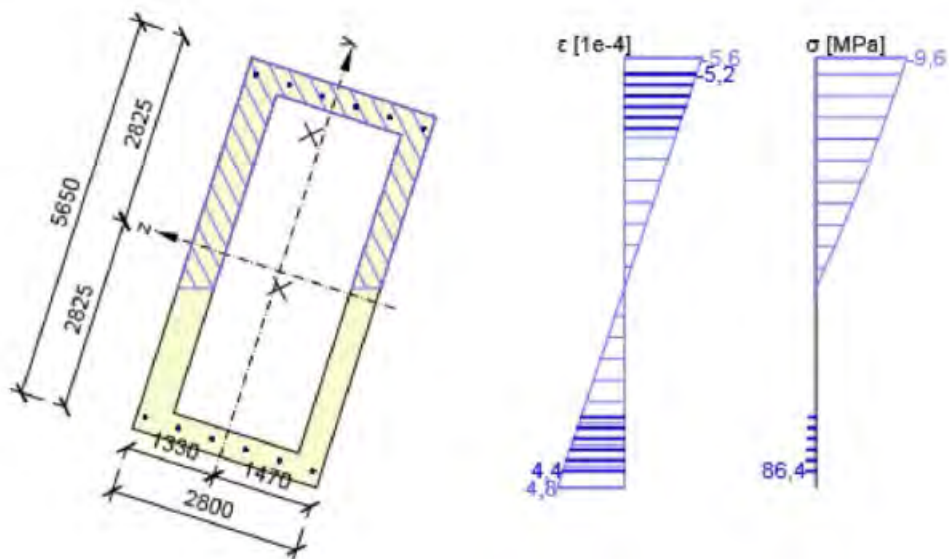
Meldingen

Geen foutmeldingen

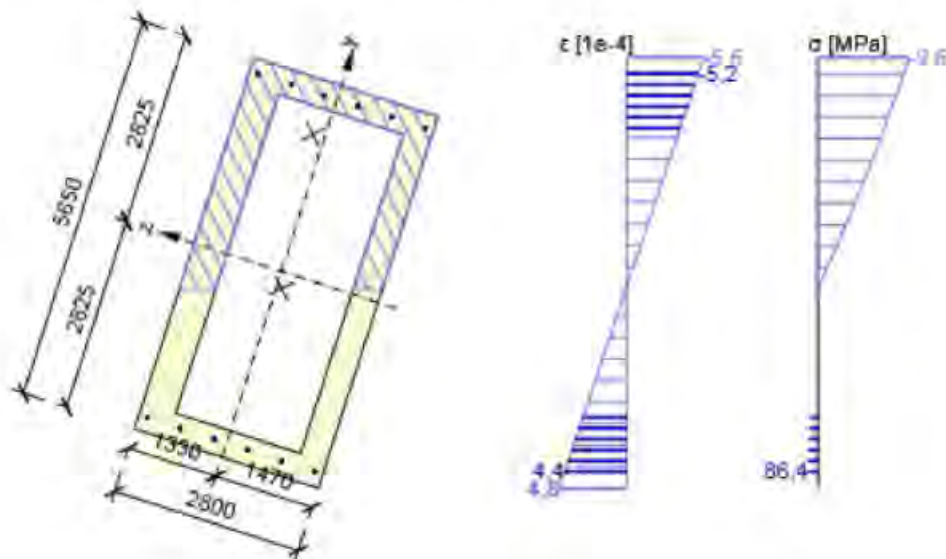
Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Verklaring

Symbool	Verklaring
$N_{Ed,tot}$	Rekenwaarde van de toegepaste normaalkracht
$M_{Ed,y,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de y-as
$M_{Ed,z,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de z-as
Betonvezel	Vezelnr. met de hoogste U.C.-waarde
Extreme in panelem.	Spaanelementno. met de extreme waarde van de controle
Waarde	Berekende waarde van de uitnutting van de doorsnede of een -onderdeel (bv. wapeningstaaf) t.o.v. de grenswaarde
Grens	Grenswaarde van de uitnutting van de controle
Controle	Resultaat van de controle
x	Hoogte van de betondrukzone (positie van de neutrale lijn)
x_{lim}	Maximale hoogte van de betondrukzone (positie van de neutrale as)
d	Effectieve hoogte van de doorsnede
z	Interne hefboomsarm
ϵ_x	Increment: normaalrek
φ_z	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'z' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'y' -as)
φ_y	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'y' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'z' -as)
Drsn. onderdeel	Onderdeelttype van de doorsnede (vezel/staaf/spaanelement/...)
N	De waarde van de normaalkracht die kan worden opgenomen door het doorsnedeonderdeel.
M_y	De waarde van het buigend moment om de 'y' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
M_z	De waarde van het buigend moment om de 'z' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
A	Oppervlak van DRSN deel (vezel/staaf/spaanelement...)
y_i	y-coördinaat van het drsn. onderdeel(vezel/staaf/spaanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
z_i	z-coördinaat van het drsn. onderdeel(vezel/staaf/spaanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
Vezel	Betonvezelnr. met hoogste U.C.-waarde
ϵ	De rek in huidig doorsnede onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement/...) berekend voor de UGT
ϵ_{lim}	Grenswaarde van de rek in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement/...)
σ	De spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
σ_{lim}	Grenswaarde van de spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
Spaanelement	Spaanelementno. met de extreme waarde van de controle

Inhoudsopgave

- 1 Projectgegevens
- 2 Snedecontroles
- 2.1 Snede Pijler (max N)

1 Projectgegevens

Projectnaam	Zeelandbrug
Projectnr.	INFRA160590-RAP-02
Omschrijving	Putten
Auteur	
Aanmaakdatum	30-1-2017

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1:2014-12, NEN:2015-01/NB:2011
Ontwerp levensduur	100 jaar

2 Snedecontroles

2.1 Snede Pijler (max N)

2.1.1 Actiefases

Initiële effect in het beton

Tijdstip [d]	Onderdeel	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
28,0	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18250,0	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Voorspanning - spanning na lange-termijn verliezen

Spanelement	$\sigma_{28,0}$ [MPa]	$\sigma_{18250,0}$ [MPa]
1	907,0	907,0
2	907,0	907,0
3	907,0	907,0
4	907,0	907,0
5	907,0	907,0
13	907,0	907,0
7	907,0	907,0
8	907,0	907,0
9	907,0	907,0
10	907,0	907,0
11	907,0	907,0
12	907,0	907,0

Effecten van voorspanning - snedekrachten

Lasttype	Tijdstip [d]	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Primaire effecten van de voorspanning	28,0	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	18250,0	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.2 Initiële toestand van doorsnede

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

Type onderdeel	Onderdeel	Time [d]	ϵ_x [1e-4]	ϕ_z [1e-4]	ϕ_y [1e-4]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	E [MPa]
Beton	1	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0
Beton	1	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0

Meldingen

Geen foutmeldingen

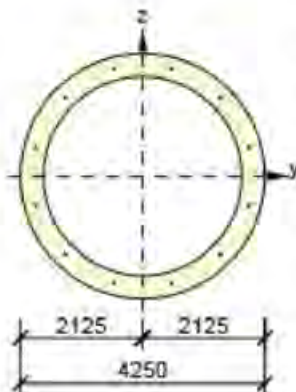
Verklaring

Symbol	Verklaring
ϵ_x	Normaalrek

φ_z	Raaklijn van de hoek tussen y-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de z-as)
φ_y	Raaklijn van de hoek tussen z-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de y-as)

2.1.3 Extreem S 2 - E 1

Staafmacro	M 2
Gewapende doorsnede	R 2
Controleer op de leeftijd van beton van	28,0 d



Beton: C30/37

Leeftijd: 28,0 d

Nagerekte spanelementen:
(BBRV)

2*1ø20,0 (847mm²), z = 1850 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = 1354 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = 496 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -496 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -1354 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -1850 mm

Spankanalen:

2ø20 (628mm²), z = 1850 mm

2ø20 (628mm²), z = 1354 mm

2ø20 (628mm²), z = 496 mm

2ø20 (628mm²), z = -496 mm

2ø20 (628mm²), z = -1354 mm

2ø20 (628mm²), z = -1850 mm

2.1.3.1 Lasteffecten - snedekrachten

Lasttype	Combinatie type	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Blijvende som Gd _j	Fundamenteel UGT	-23000,0	0,0	0,0	0,0	26300,0	8400,0
Variabele som Qd _i	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Reductie	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Herverdeling	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.3.2 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed,tot} [kN]	M _{Ed,y,tot} [kNm]	M _{Ed,z,tot} [kNm]	Betonvezel	Extremes in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-32218,7	26300,0	8400,0	6	9	71,1	100,0	Oké

Rekvlak

x [mm]	d [mm]	z [mm]	ε _x [1e-4]	φ _z [1e-4]	φ _y [1e-4]
4159	3822	3440	-3,8	-0,6	-1,8

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drsn. onderdeel	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	A [mm²]	y _i [mm]	z _i [mm]
Beton	-31401,8	25552,1	8161,1	4724714	260	814
Spanelementen	8462,6	648,7	207,2	10164	-24	-77
Totaal	-22939,2	26200,9	8368,3			

Gedetailleerde controle van beton

Project: Zeelandbrug
 Projectnr.: INFRA160590-RAP-02
 Auteur: 



Vezel	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
6	550	2053	-7,8	-35,0	-12,5	-20,0	62,7	Oké

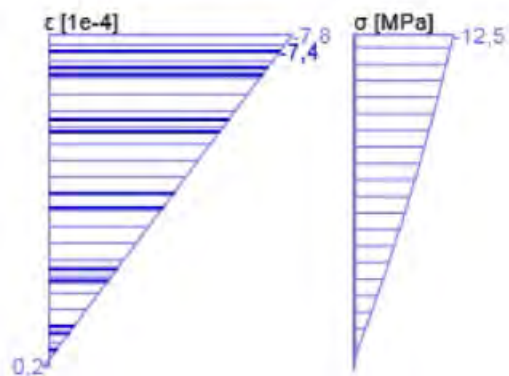
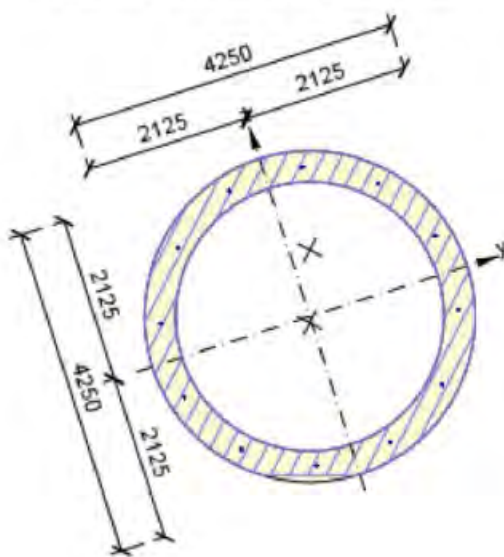
Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
9	-496	-1850	46,3	350,0	902,5	1269,1	71,1	Oké

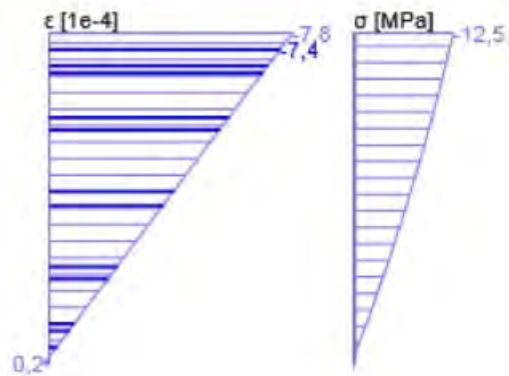
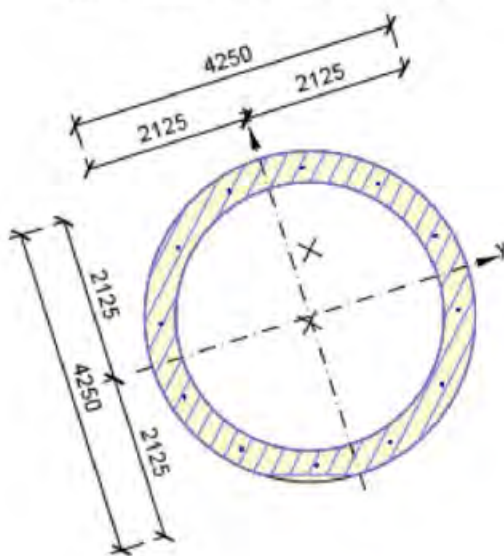
Meldingen

Onvolkomenheden	
	De normaalkracht is groter dan $0.1 \cdot A_c \cdot f_{cd}$. De controle van de betondrukzone is niet noodzakelijk.

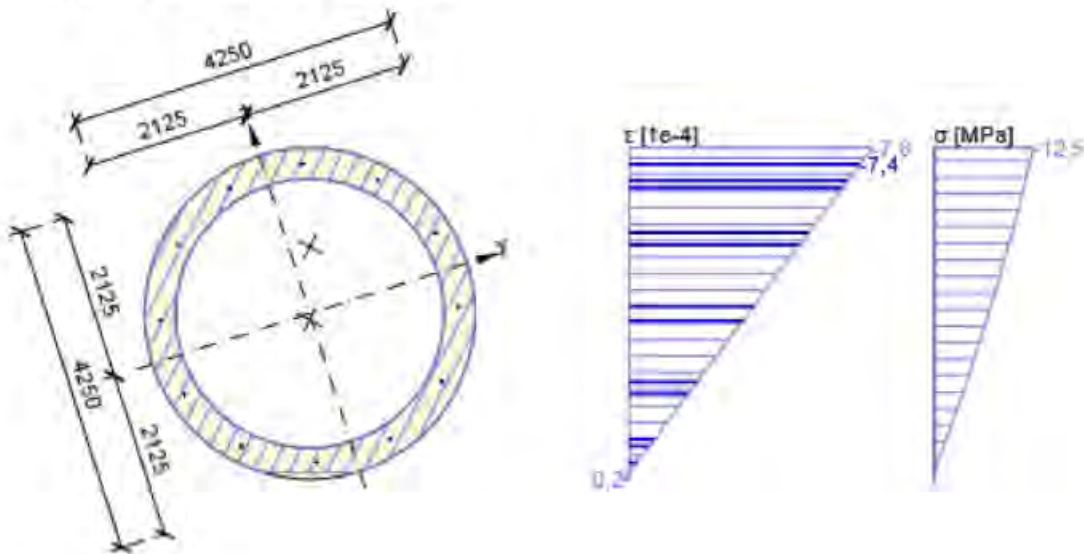
Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Verklaring

Symbool	Verklaring
$N_{Ed,tot}$	Rekenwaarde van de toegepaste normaalkracht
$M_{Ed,y,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de y-as
$M_{Ed,z,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de z-as
Betonvezel	Vezelnr. met de hoogste U.C.-waarde
Extremes in panelem.	Spaanelementno. met de extreme waarde van de controle
Waarde	Berekende waarde van de uitnutting van de doorsnede of een -onderdeel (bv. wapeningstaaf) t.o.v. de grenswaarde
Grens	Grenswaarde van de uitnutting van de controle
Controle	Resultaat van de controle
x	Hoogte van de betondrukzone (positie van de neutrale lijn)
d	Effectieve hoogte van de doorsnede
z	Interne hefboomsarm
ϵ_x	Increment: normaalkrek
ϕ_z	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'z' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'y' -as)
ϕ_y	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'y' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'z' -as)
Drsn. onderdeel	Onderdeelttype van de doorsnede (vezel/staaf/spaanelement/...)
N	De waarde van de normaalkracht die kan worden opgenomen door het doorsnedeonderdeel.
M_y	De waarde van het buigend moment om de 'y' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
M_z	De waarde van het buigend moment om de 'z' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
A	Oppervlak van DRSN deel (vezel/staaf/spaanelement...)
y_i	y-coördinaat van het drsn. onderdeel(vezel/staaf/spaanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
z_i	z-coördinaat van het drsn. onderdeel(vezel/staaf/spaanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
Vezel	Betonvezelnr. met hoogste U.C.-waarde
ϵ	De rek in huidig doorsnede onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement/...) berekend voor de UGT
ϵ_{lim}	Grenswaarde van de rek in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement/...)
σ	De spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
σ_{lim}	Grenswaarde van de spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spaanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
Spaanelement	Spaanelementno. met de extreme waarde van de controle

Inhoudsopgave

- 1 Projectgegevens
- 2 Snedecontroles
- 2.1 Snede Pijler (min N)

1 Projectgegevens

Projectnaam	Zeelandbrug
Projectnr.	INFRA160590-RAP-02
Omschrijving	Putten
Auteur	
Aanmaakdatum	30-1-2017

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1:2014-12, NEN:2015-01/NB:2011
Ontwerp levensduur	100 jaar

2 Snedecontroles

2.1 Snede Pijler (min N)

2.1.1 Actiefases

Initiële effect in het beton

Tijdstip [d]	Onderdeel	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
28,0	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18250,0	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Voorspanning - spanning na lange-termijn verliezen

Spanelement	$\sigma_{28,0}$ [MPa]	$\sigma_{18250,0}$ [MPa]
1	907,0	907,0
2	907,0	907,0
3	907,0	907,0
4	907,0	907,0
5	907,0	907,0
13	907,0	907,0
7	907,0	907,0
8	907,0	907,0
9	907,0	907,0
10	907,0	907,0
11	907,0	907,0
12	907,0	907,0

Effecten van voorspanning - snedekrachten

Lasttype	Tijdstip [d]	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Primaire effecten van de voorspanning	28,0	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	18250,0	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.2 Initiële toestand van doorsnede

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

Type onderdeel	Onderdeel	Time [d]	ϵ_x [1e-4]	ϕ_z [1e-4]	ϕ_y [1e-4]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	E [MPa]
Beton	1	28,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0
Beton	1	18250,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10000,0

Meldingen

Geen foutmeldingen

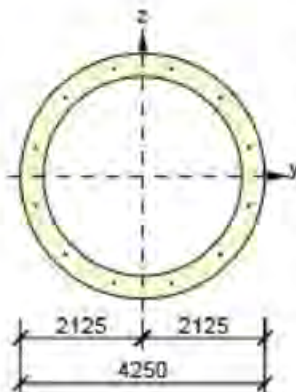
Verklaring

Symbol	Verklaring
ϵ_x	Normaalrek

φ_z	Raaklijn van de hoek tussen y-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de z-as)
φ_y	Raaklijn van de hoek tussen z-as en zijn loodrechte projectie in het rekvlak (rond de y-as)

2.1.3 Extreem S 2 - E 1

Staafmacro	M 2
Gewapende doorsnede	R 2
Controleer op de leeftijd van beton van	28,0 d



Beton: C30/37

Leeftijd: 28,0 d

Nagerekte spanelementen:
(BBRV)

2*1ø20,0 (847mm²), z = 1850 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = 1354 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = 496 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -496 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -1354 mm

2*1ø20,0 (847mm²), z = -1850 mm

Spankanalen:

2ø20 (628mm²), z = 1850 mm

2ø20 (628mm²), z = 1354 mm

2ø20 (628mm²), z = 496 mm

2ø20 (628mm²), z = -496 mm

2ø20 (628mm²), z = -1354 mm

2ø20 (628mm²), z = -1850 mm

2.1.3.1 Lasteffecten - snedekrachten

Lasttype	Combinatie type	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Blijvende som Gd _j	Fundamenteel UGT	-16200,0	0,0	0,0	0,0	26300,0	8400,0
Variabele som Qd _i	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Primaire effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	-9218,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Parasitaire (secundaire) effecten van de voorspanning	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Reductie	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Herverdeling	Fundamenteel UGT	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.1.3.2 Analyse N-My-Mz

Resultaten weergegeven voor combinatie :Fundamenteel UGT

N _{Ed,tot} [kN]	M _{Ed,y,tot} [kNm]	M _{Ed,z,tot} [kNm]	Betonvezel	Extremes in spanelem.	Waarde [%]	Grens [%]	Controle
-25418,7	26300,0	8400,0	6	9	72,6	100,0	Oké

Rekvlak

x [mm]	d [mm]	z [mm]	ε _x [1e-4]	φ _z [1e-4]	φ _y [1e-4]
3635	3934	2885	-2,9	-0,6	-1,8

Snedekrachten in doorsnede onderdelen

Drsn. onderdeel	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	A [mm²]	y _i [mm]	z _i [mm]
Beton	-24882,8	25438,1	8123,7	3784516	326	1022
Spanelementen	8650,8	658,1	209,5	10164	-24	-76
Totaal	-16232,0	26094,1	8333,2			

Gedetailleerde controle van beton

Project: Zeelandbrug
 Projectnr.: INFRA160590-RAP-02
 Auteur: 



Vezel	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
6	550	2053	-6,9	-35,0	-11,4	-20,0	57,0	Oké

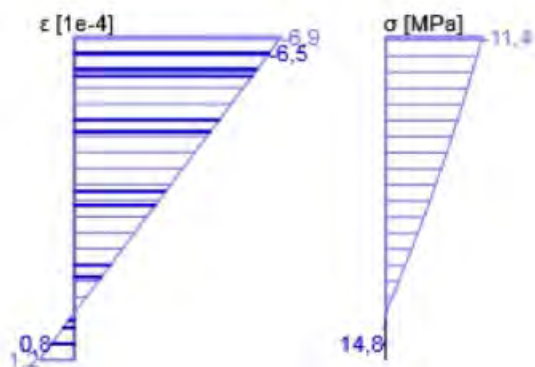
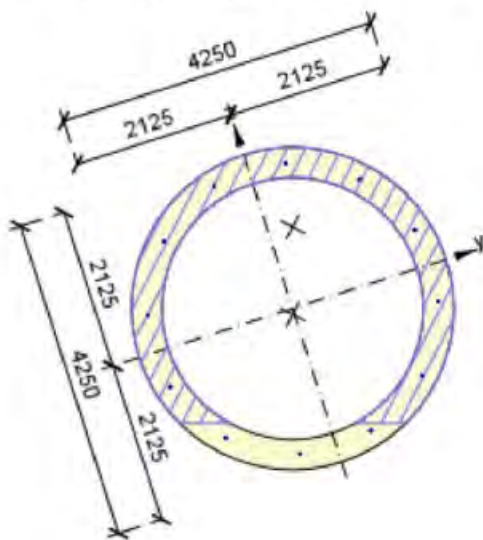
Gedetailleerde controle van de voorspanwapening

Spanelement	y_i [mm]	z_i [mm]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Waarde [%]	Controle
9	-496	-1850	47,3	350,0	921,8	1269,1	72,6	Oké

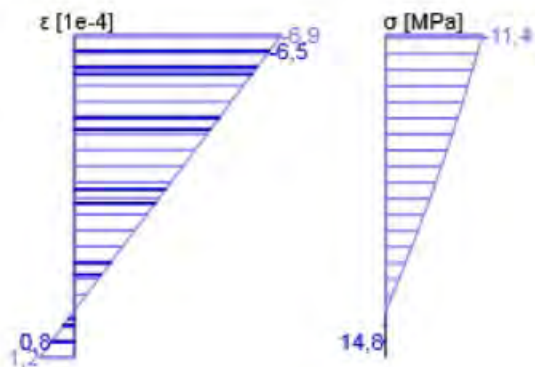
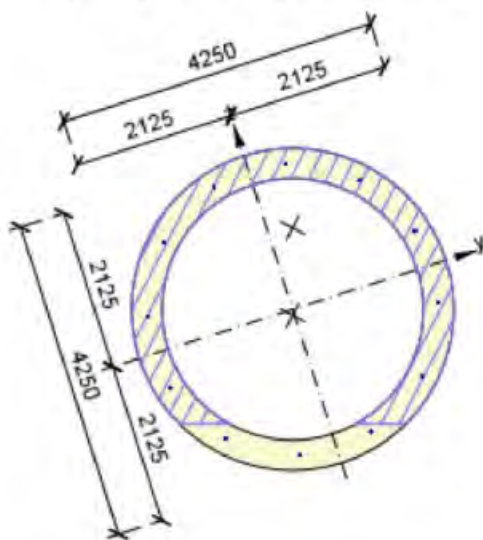
Meldingen

Onvolkomenheden	
	De normaalkracht is groter dan $0.1 \cdot A_c \cdot f_{cd}$. De controle van de betondrukzone is niet noodzakelijk.

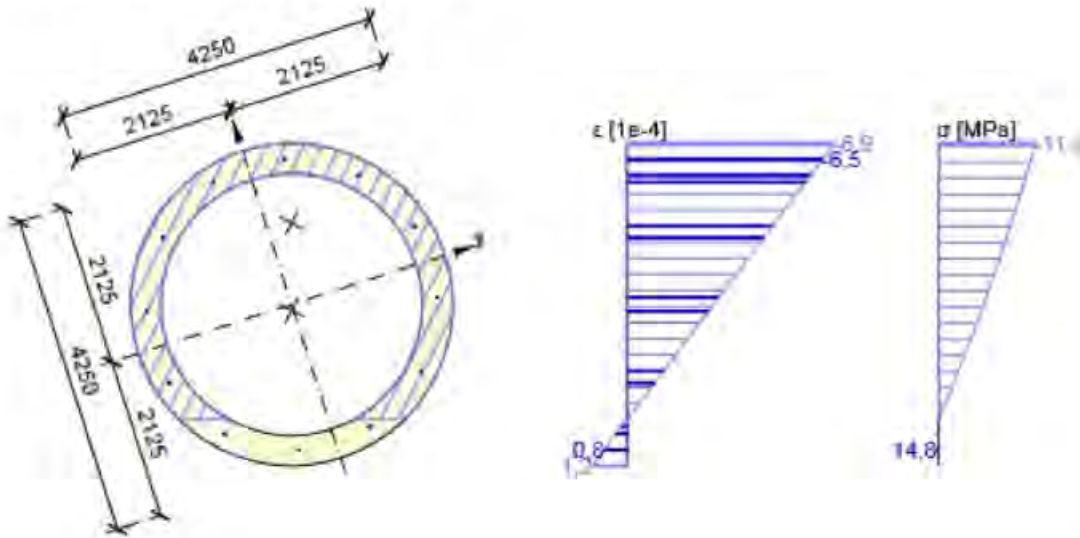
Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Spanning/Rekverdeling in de doorsnede



Verklaring

Symbol	Verklaring
$N_{Ed,tot}$	Rekenwaarde van de toegepaste normaalkracht
$M_{Ed,y,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de y-as
$M_{Ed,z,tot}$	Rekenwaarde van het toegepaste buigend moment om de z-as
Betonvezel	Vezelnr. met de hoogste U.C.-waarde
Extremes in panelem.	Spanelementno. met de extreme waarde van de controle
Waarde	Berekende waarde van de uitnutting van de doorsnede of een -onderdeel (bv. wapeningstaaf) t.o.v. de grenswaarde
Grens	Grenswaarde van de uitnutting van de controle
Controle	Resultaat van de controle
x	Hoogte van de betondrukzone (positie van de neutrale lijn)
d	Effectieve hoogte van de doorsnede
z	Interne hefboomsarm
ϵ_x	Increment: normaalrek
φ_z	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'z' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'y' -as)
φ_y	Increment: Raaklijn van de hoek tussen 'y' -as en zijn loodrechte projectie op het rekvlak (om 'z' -as)
Drsn. onderdeel	Onderdeelttype van de doorsnede (vezel/staaf/spanelement/...)
N	De waarde van de normaalkracht die kan worden opgenomen door het doorsnedeonderdeel.
M_y	De waarde van het buigend moment om de 'y' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
M_z	De waarde van het buigend moment om de 'z' -as in het specifieke doorsnede onderdeel
A	Oppervlak van DRSN deel (vezel/staaf/spanelement...)
y_i	y-coördinaat van het drsn. onderdeel (vezel/staaf/spanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
z_i	z-coördinaat van het drsn. onderdeel (vezel/staaf/spanelement...) gerelateerd aan het zwaartepunt van de doorsnede
Vezel	Betonvezelnr. met hoogste U.C.-waarde
ϵ	De rek in huidig doorsnede onderdeel (vezel/wap.staaf/spanelement/...) berekend voor de UGT
ϵ_{lim}	Grenswaarde van de rek in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spanelement/...)
σ	De spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
σ_{lim}	Grenswaarde van de spanning in drsn. onderdeel (vezel/wap.staaf/spanelement...) berekend voor de toegepaste BGT-combinatie
Spanelement	Spanelementno. met de extreme waarde van de controle



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	14	-	200	A_{s1}	=	770	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	200	A_{s2}	=	1418	mm ² +
h	=	315	mm		A_s	=	2187	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	70	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	16,9	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	287	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c_{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	58	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,290	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	185	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	6,04	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ_c	=	-0,530	‰	h_{eff}	=	43	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	43281	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00017	-	ρ_{eff}	=	0,0505	-
$s_{r,max}$	=	125	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	73	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	225	kNm/m
----------	---	-----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	10	-	200					
$\emptyset 2$	=	24,2	-	1000	Vrije ruimte tussen wapeningslagen =	26	mm		
beton	=	C30/37							
h	=	200	mm		As1	=	393	mm ²	
B	=	1000	mm		As2	=	460	mm ² +	
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)	As	=	853	mm ²	
Φ dwars	=	0	mm						
Mrep	=	32	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend			
Nrep	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-	
NEd	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-	

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	14,6	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	152	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c_{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

$\sigma_{s,1}$	=	79	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
$\sigma_{s,2}$	=	23	N/mm ²	k_2	=	0,5	-
$\epsilon_{s,1}$	=	0,394	‰	k_3	=	3,4	-
x	=	114	mm	k_4	=	0,425	-
σ_c	=	8,33	N/mm ²	h_{eff}	=	29	mm
ϵ_c	=	0,731	‰	A_{eff}	=	28774	mm ²
α_e	=	6,091	[-]	ρ_{eff}	=	0,0136	-
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00024	-	k_t	=	0,4	[-]
$s_{r,max}$	=	112	mm				

UGT

x_u	=	46	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	70	kNm/m
----------	---	----	-------

Onderwerp:

FW: vermoeiingssterktes QR22 en QR24

+ voorspanning QP170

Hallo [redacted] voor voorspanning kan uitgegaan worden van Tabel 6.4N van NEN-EN 1992-1-1.

Van:

Hallo [redacted]

Voor de volgende versie van de RBK is de volgende (concept) tekst relevant:

6.8.4 (1)	Eis
-----------	-----

Voor oude betonstaalsoorten (geribd en glad) moet worden uitgegaan van de parameters voor de S-N-curve zoals gegeven in Tabel 6.3.N, tenzij er specifieke S-N curve voor het betreffende betonstaal bekend zijn. [GD1]

6.8.4 (5)	Eis
-----------	-----

Indien er geen tekenen van corrosie aanwezig zijn moet voor de bepaling van de resterende levensduur uitgegaan worden van $k_2 = 9$. [GD2]

Ik zal nog informeren of er nieuwe inzichten zijn.

Groet,

Van: [redacted] [mailto:[redacted]@Anteagroup.com]

Verzonden: maandag 4 april 2016 18:23

Aan: [redacted]

Onderwerp: vermoeiingssterktes QR22 en QR24

Beste [redacted]

Ik ben bezig de vermoeiingssterktes voor de oude betonstaalsoort QR22 en QR24 te achterhalen (niet voor Houtensebrug), tevens QP170.

Hieromtrent staat in de RBK/ROK niets omschreven.

In de RBBK strand ik op de opmerking dat toetsing vermoeiing pas bij VBB 1995 is voorgeschreven en van de periode ervoor weinig bekend is.

Wel lees ik dat voldaan is aan de voorwaarde indien de spanningsrimpel in het betonstaal niet meer bedraagt dan 200 N/mm². Echter er wordt geen onderscheid gemaakt in staalkwaliteiten.

De laagste kwaliteit betreft QR22, met een vloeispanning van 220 N/mm²; bekend is dat de lagere kwaliteiten minder gevoelig zijn voor vermoeiing, dus mogelijk dat de bovengrens van de spanningsrimpel van 200 N/mm² hier van is afgeleid.

Kunnen jullie mij hiermee verder helpen?

Met vriendelijke groet,



Bijlage F

Geotechnisch advies

Memo

Voor: Iv-Infra Betonnen kunstwerken
 Van: 
 Geverifieerd: 
 Datum: 19 december 2016
 Referentie: INFR160590 Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug
Onderwerp: Draagvermogen en veerwaarde pijlerfundering
 Versie: 0
 Status: Definitief

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	2
2	ALGEMENE UITGANGSPUNTEN	3
2.1	NORMEN EN RICHTLIJNEN	3
2.2	DOCUMENTEN	3
2.3	TEKENINGEN	3
3	UITGANGSPUNTEN BEREKENINGEN	4
3.1	INSTALLATIE VAN DE PUTTEN	4
3.2	BODEMOPBOUW	4
3.3	AFMETING FUNDERING	5
3.4	BEREKENINGSWIJZE	5
3.5	VERTICALE BELASTING VAN DE PUTTEN	5
4	BEREKENINGSRESULTAAT	6
4.1	DRAAGVERMOGEN	6
4.2	VERTICALE PUNTVEER	6
4.3	HORIZONTALE BEDDINGEN	6
BIJLAGE A	SONDERING PIJLER 52	8
BIJLAGE B	BEREKENING DRAAGVERMOGEN PUTTEN	9



1 Inleiding

In het kader van de constructieve veiligheid van bestaande bruggen is door de Provincie Zeeland gevraagd om de Zeelandbrug constructief te beoordelen. Ter ondersteuning van de door de constructeur te maken controleberekeningen is het draagvermogen van de funderingsputten nader geanalyseerd en zijn veerconstanten voor de punt bepaald evenals horizontale beddingen.

In voorliggend rapport worden de berekeningen en resultaten daarvan gepresenteerd.



2 Algemene uitgangspunten

2.1 Normen en richtlijnen

- [1] NEN 9997-1, Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels (Eurocode 7), 2016
- [2] CUR 166, Damwandconstructies, 6e herziene druk, 2012

2.2 Documenten

- [3] Iv-Infra, Uitgangspuntennota, INFR160590-RAP-001, 27 okt 2016
- [4] LGM, sonderingen en boringen, medio 1962-1963 (papieren versie)
- [5] CEMENT, jaargang 16, november 1964 (papieren versie)
- [6] CEMENT, jaargang 16, december 1964 (papieren versie)

2.3 Tekeningen

- [7] CBO, Lengteprofiel en aanzicht, tekeningnr. NZC 211, d.d. 6 maart 1963
- [8] Provinciale Waterstaat Zeeland, tekeningnr. NZA 1513, geen datum

3 Uitgangspunten berekeningen

3.1 Installatie van de putten

Uit de tekening [8] en de documenten ref. [5] en [6] blijkt dat de holle betonnen buizen voor de fundering op diepte zijn gebracht door in het onderste segment onder druk water in te brengen. De grond wordt losgewoeld en/of losgesneden met een cutterinstallatie en afgevoerd middels een grondpomp. De betonnen paal zakt vervolgens onder zijn eigen gewicht en een externe drukkracht tot de gewenste diepte. Als de paal op diepte is gebracht, wordt de ondergrond onder de fundering gecontroleerd middels sonderingen en zonodig naverdicht. Vervolgens wordt de onderste 4 à 5 m met onderwaterbeton gevuld.

3.2 Bodemopbouw

Ter plaatse van de pijlers zijn voorafgaand aan het funderen sonderingen gemaakt tot een diepte van maximaal ca. 40 m – NAP. Vanaf het bodemniveau van de Oosterschelde tot de verkende diepte wordt voornamelijk zand aangetroffen. De conusweerstand varieert van ca. 5 MPa tot meer dan 40 MPa.

De verstrekte sonderingen betreffen niet alle pijlers van de brug. Verder is een deel van de pijlers dieper gefundeerd dan de sondeerdiepte ter plekke, zodat onder het puntniveau geen bodemopbouw bekend is. Wel zijn volgens [5] controlesonderingen gemaakt na het installeren van de palen en heeft zonodig naverdichting plaatsgevonden. Daarom wordt er van uitgegaan dat alle palen in het zand zijn gefundeerd.

Voor de analyse van het draagvermogen en de bepaling van de beddingen is gebruik gemaakt van de bodemopbouw ter plaatse van pijler 52, aangezien de fundering ter plaatse op één van de ondiepste niveaus heeft plaatsgevonden.

Bodemopbouw Zeelandbrug							
Opgesteld: FHE							
Pijler 52							
Grondsoort	Niveau [m tov NAP]		Conusweerstand [Mpa]	$\gamma(d)$ [kN/m ³]	$\gamma(n)$ [kN/m ³]	ϕ^* (kar) [°]	c^* (kar) [kN/m ²]
Zand, los	-4,5	tot -10,0	5,0	17,0	19,0	30,0	0,0
Zand, los-matig	-10,0	tot -16,0	10,0	18,0	20,0	31,0	0,0
Zand, matig	-16,0	tot -30,0	17,0	18,0	20,0	32,5	0,0

Tabel 1 Overzicht gehanteerde bodemopbouw

De betreffende sondering is opgenomen in bijlage A.

3.3 Afmeting fundering

De pijler is gefundeerd op 3 putten, met elk een diameter van 4,25 m. De putten staan hart op hart 8,4 m. Voor pijler 52 is een funderingsniveau bekend van 23,05 m – NAP.

3.4 Berekeningswijze

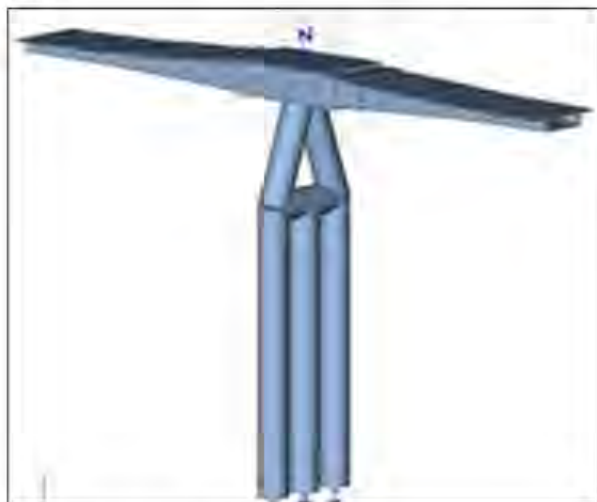
De berekening van het draagvermogen is uitgevoerd volgens de wijze voor funderen op staal, volgens de eurocode [1]. De funderingsput is beschouwd als een ronde funderingsplaat met een diameter van 4,25 m en een gronddekking ter grootte ca. 18,5 m (23,05 – 4,25). De wrijving van de grond langs de putwanden is verwaarloosd, wat conservatief is.

Voor de bepaling van de verticale vervorming is de onderlinge beïnvloeding van de palen meegenomen.

Aangezien de gronddekking bij de fundering van pijler 52 relatief het geringste is ten opzichte van de overige pijlers, is het berekende draagvermogen een ondergrens benadering.

3.5 Verticale belasting van de putten

Door de constructeur zijn de volgende belastingen bepaald variërend van ca. $V_{c,d} = 15000$ tot 30000 kN per paal.



Figuur 1 Geometrie pijlerfunderatie

Voor de bepaling van de verticale puntveerwaarde is een karakteristieke belasting aangehouden van

$$\begin{aligned} V_{c, kar} &= V_{c,d} / 1,2 \\ &= 12500 \text{ tot } 25000 \text{ kN/paal (respectievelijk } 15000/1,2 \text{ en } 30000/1,2). \end{aligned}$$



4 Berekeningsresultaat

4.1 Draagvermogen

Voor het draagvermogen (R_d) van de putten is het volgende berekend:

$V_{s,d}$ [kN]	R_d [kN]	UC [-]
15000	53217	0,28
20000	53217	0,38
25000	53217	0,47
30000	53217	0,56

Tabel 2 Overzicht belasting en draagvermogen

Hieruit blijkt dat het draagvermogen ruimschoots voldoende is. Voor de berekening wordt verwezen naar bijlage B.

4.2 Verticale puntveer

De verticale puntveer is bepaald op basis van de karakteristieke belasting en de bijbehorende verticale puntzakking.

$V_{s,d}$ [kN]	V_{car} [kN]	zakking [m]	Puntveer [MN/m]
15000	12500	0,013	961
20000	16667	0,015	1111
25000	20833	0,017	1225
30000	25000	0,018	1388

Tabel 3 Overzicht puntveerwaarde

Bij de bepaling van de veerwaarde is rekening gehouden met de onderlinge beïnvloeding van de palen.

4.3 Horizontale beddingen

Vanwege de grote diameter zijn de horizontale beddingen op de palen bepaald met behulp van de veerwaarden zoals deze voor damwanden worden bepaald (ref [2]). Daarbij is rekening gehouden met schelpwerking in het zand. De bedding zijn weergegeven in Tabel 4.

INFR160590 Zeelandbrug

Horizontale beddingen puttenfundering



Paaltype	Betonnen putten				Methode CUR 166			
Deq	4,25 m							
Sondering	Pijler 52							
Grondsoort	Van [NAP]	Tot [NAP]	Yn/Yd [kN/m3]	qc MPa	Schelpfactor	Beddingconstante [kN/m3]	Deq* [m]	kh** [kN/m]
zand	-4,5	-10,0	17/19	5,0	2	12000	8,40	100800
zand	-10,0	-16,0	18/20	10,0	2	16000	8,40	134400
zand	-16,0		18/20	17,0	2	20000	8,40	168000

* Hart op hart afstand van de putten. Dit is maatgevend boven Deq*schelpfactor

** Horizontale paalveer: beddingsconstante x Deq x 1 m paallengte.

Tabel 4 Overzicht horizontale beddingen (gemiddelde waarde)

Om de gevoeligheid van de constructie voor een mogelijke variatie in beddingen na te gaan, wordt geadviseerd een analyse te maken met een laag- en hooggemiddelde waarde van de beddingen. Hiervoor dient de gemiddelde waarde respectievelijk te worden gedeeld door of te worden vermenigvuldigd met 1,4.



BIJLAGE A SONDERING PIJLER 52

-23

10.05

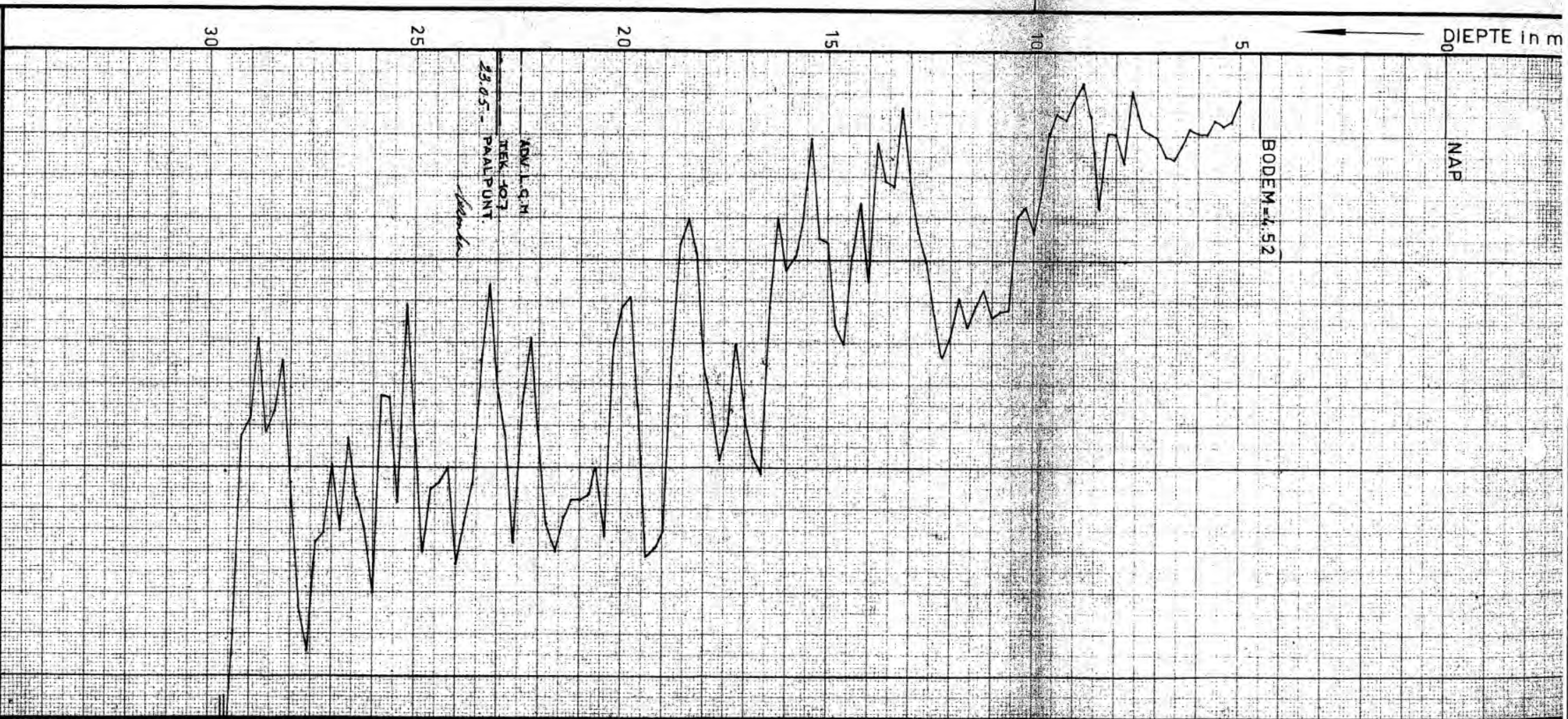
LABORATORIUM VOOR GRONDMECHANICA TE DELFT

BRUG OOSTERSCHELDE

DIEPSONDERING BIJ PIJLER 52

CONUSWEERSTAND

30/50	BYLAGE
CO-12278-V22	



356
347



BIJLAGE B BEREKENING DRAAGVERMOGEN PUTTEN

Rapport voor D-Foundations 15.1

Ontwerp en Verificatie volgens Eurocode 7 van Strook- en Paalfunderingen
Ontwikkeld door Deltares

Datum van rapport: 6-12-2016
Tijd van rapport: 12:09:02

Datum van berekening: 6-12-2016
Tijd van berekening: 10:31:25

Bestandsnaam: D:\D-foundations\Putfundering Zeelandbrug op staal. foi

Projectbeschrijving: INFR160590 ZEELANDBRUG
DRAAGVERMOGEN OP STAAL
D-Foundations Putfundering Zeelandbrug op staal. foi

1 Inhoudsopgave

1 Inhoudsopgave	2
2 Invoergegevens	3
2.1 Algemene Invoergegevens	3
2.2 Rapportage Gegevens	3
2.3 Toepassingsgebied Model Fundering op staal	3
2.4 Bovenbouw	3
2.5 Algemene Sondeergegevens	3
2.5.1 Overzicht Sonderingen in Funderingsplan	4
2.6 Grondgegevens	4
2.6.1 Grondprofiel Pijler 52	4
2.7 Funderingsgegevens	5
2.8 Funderingsplan	5
2.8.1 Overzicht Funderingsplan	6
2.9 Belastingsgegevens	6
2.9.1 Verticale belastingen	6
2.9.2 Horizontale belastingen	6
2.10 Eisen	7
2.11 Opgegeven Parameters	7
2.12 Rekenopties	7
3 Shallow Foundations (EC7-NL): Resultaten Toetsing	8
3.1 Toetsing Grenstoestand STR	8
3.1.1 Verticale Draagkracht, Ongedraineerde Situatie	8
3.1.2 Verticale Draagkracht, Gedraineerde Situatie	8
3.1.3 Horizontale Draagkracht	8
3.1.4 Stabiliteit	8
3.2 Toetsing Grenstoestand GEO	8
3.2.1 Zakkingscontrole Grenstoestand GEO	9
3.3 Verificatie Bruikbaarheidsgrenstoestand	9
3.3.1 Zakkingscontrole van de Bruikbaarheidsgrenstoestand	9
3.4 Aanvullende Informatie	10

2 Invoergegevens

2.1 Algemene Invoergegevens

Model Shallow Foundations (EC7-NL)

2.2 Rapportage Gegevens

Geotechnisch adviseur :
Constructeur bovenbouw :
Opdrachtgever :
Titel 1 : INFR160590 ZEELANDBRUG
Titel 2 : DRAAGVERMOGEN OP STAAL
Titel 3 : D-Foundations Putfundering Zeelandbrug op staal. foi
Nummer project : -
Locatie project :

2.3 Toepassingsgebied Model Fundering op staal

De toetsingen uitgevoerd door het model fundering op staal van D-FOUNDATIONS hebben betrekking op funderingen op staal waarop statische of quasi-statische krachten werken. Het funderingsoppervlak mag hierbij een hoek met de horizontaal maken van ten hoogste 2.5 graden.

2.4 Bovenbouw

Stijfheidskarakteristiek : Slap

2.5 Algemene Sondeergegevens

Aantal sonderingen : 1

2.5.1 Overzicht Sonderingen in Funderingsplan



Legenda
 Load
 CRT

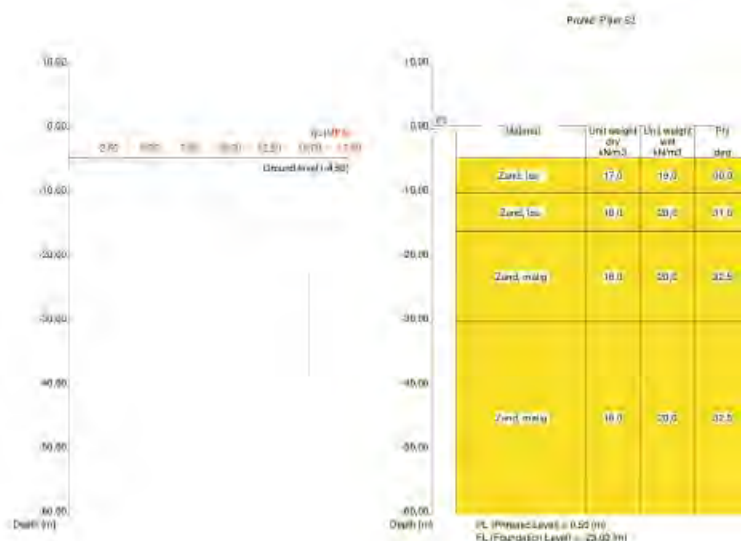
Nummer/naam sondering	X-coor- dinaat [m]	Y-coor- dinaat [m]
1: Pijler 52	0,00	0,00

2.6 Grondgegevens

Aantal grondprofielen: 1

2.6.1 Grondprofiel Pijler 52

Behorende bij sondering	Pijler 52
Maaiveldniveau in [m. t.o.v. referentie niveau] :	-4,50
Niveau grondwaterstand in [m. t.o.v. referentie niveau] :	0,50
Funderingsniveau in [m t.o.v. R.N.] =	-23,00
Concentratiegetal van Frohlich [-] =	3
Aantal lagen in profiel :	4



Nummer laag	Niveau bov.laag [m R.N.]	Gamma [kN/m3]	Gamma sat [kN/m3]	Phi [deg]	Cohesie [kPa]	f;undr [kPa]	Cc [-]	Ca [-]
1	-4,500	17,00	19,00	30,00	0,00	0,00	0,01	0,00
2	-10,000	18,00	20,00	31,00	0,00	0,00	0,01	0,00
3	-16,000	18,00	20,00	32,50	0,00	0,00	0,00	0,00
4	-30,000	18,00	20,00	32,50	0,00	0,00	0,00	0,00

Nummer laag	Niveau bov.laag [m R.N.]	e0 [-]	Grondsoort
1	-4,500	0,26	Zand
2	-10,000	0,26	Zand
3	-16,000	0,26	Zand
4	-30,000	0,26	Zand

2.7 Funderingsgegevens

Element naam	Element vorm	Breedte [m]	Lengte [m]	Diameter [m]	Type
Round 4250	Ronde poer	nvt	nvt	4,25	Prefab

2.8 Funderingsplan

2.8.1 Overzicht Funderingsplan



Legend
▽ Load
CPT

Element nummer/ naam	Xm [m]	Ym [m]	hoek [deg]	Element type naam	Grond- profiel naam	Belastings- geval naam	Talud nr.
1: Put 1	0,00	0,00	nvt	Round 4250	Pijler 52 ...	Paal 1	None
2: Put 2	0,00	8,40	nvt	Round 4250	Pijler 52 ...	Paal 2	None
3: Put 3	0,00	16,80	nvt	Round 4250	Pijler 52 ...	Paal 3	None

2.9 Belastingsgegevens

2.9.1 Verticale belastingen

Belas- tings geval	GT STR/GEO			BGT		
	eB [m]	eL [m]	Vd [kN]	eB [m]	eL [m]	Vd [kN]
Paal 1	0,00	0,00	21855,00	0,00	0,00	18213,00
Paal 2	0,00	0,00	16704,00	0,00	0,00	13920,00
Paal 3	0,00	0,00	24374,00	0,00	0,00	20312,00

2.9.2 Horizontale belastingen

Belas- tings geval	GT STR/GEO		BGT		Kappa [deg]
	eH [m]	Hd [kN]	eH [m]	Hd [kN]	
Paal 1	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00
Paal 2	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00
Paal 3	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00

2.10 Eisen

Grenstoestand GEO

Maximaal toegestane zakkings in [m] : 0,150

Maximaal toegestane (relatieve) rotatie : 1 / 100

Bruikbaarheidgrenstoestand

Maximaal toegestane zakkings in [m] : 0,150

Maximaal toegestane (relatieve) rotatie : 1 / 300

2.11 Opgegeven Parameters

Alle parameters volgens de standaard.

2.12 Rekenopties

Gebruik tussenresultaten file

Gebruik het interactie model.

3 Shallow Foundations (EC7-NL): Resultaten Toetsing

3.1 Toetsing Grenstoestand STR

Eis volgens NEN-EN 9997-1:2012 par. 2.4.7 / 2.4.8: $E_d \leq C_d$.

3.1.1 Verticale Draagkracht, Ongedraineerde Situatie

Fund. elem. naam	Berekeningsgeval	Vd [kN]	Rd [kN]	Rd (Squeeze) [kN]	Ftrek [kN]	Resultaat toetsing
Put 1	GEEN					
Put 2	GEEN					
Put 3	GEEN					

- voor de toetsing is de hoogste waarde van R_d aangehouden!

-Ftrek ($0.5 \cdot b' \cdot c_u; d$) is de trekkracht per strekkende meter welke opgenomen moet kunnen worden door de fundering bij squeeze (zie artikel 6.5.2.2 NEN-9097-1 (r), NEN-EN).

3.1.2 Verticale Draagkracht, Gedraineerde Situatie

Fund. elem. naam	Berekeningsgeval	Vd [kN]	Rd [kN]	Vd (Pons) [kN]	Rd (Pons) [kN]	Resultaat toetsing
Put 1	Geval B	21855,00	53217,39	0,00	0,00	VOLDOET
Put 2	Geval B	16704,00	53217,39	0,00	0,00	VOLDOET
Put 3	Geval B	24374,00	53217,39	0,00	0,00	VOLDOET

NB:bij toetsing voor zowel situatie met als zonder pons, moet aan beide worden voldaan!

3.1.3 Horizontale Draagkracht

Fund. elem. naam	Hd [kN]	Rd ongedr. [kN]	Rd gedrain. [kN]	Resultaat toetsing ongedraineerd	Resultaat toetsing gedraineerd
Put 1	0,00	0,00	0,00	nvt	VOLDOET
Put 2	0,00	0,00	0,00	nvt	VOLDOET
Put 3	0,00	0,00	0,00	nvt	VOLDOET

N.B.: daar passieve noch actieve grondbelasting in de beschouwing van de horizontale draagkracht is meegenomen, is "Voldoet NIET" in de bovenstaande tabel GEEN definitief oordeel aangaande deze horizontale draagkracht. Aanvullende berekeningen op basis van hoofdstuk 9 van NEN-EN 9997-1:2012 kunnen tot een ander oordeel leiden.

3.1.4 Stabiliteit

Fund. elem. naam	Minimale l' [m]	Minimale b' [m]	Phi`d [deg]	Kantelstabiliteit	Totale stabiliteit
Put 1	3,77	3,77	28,99	VOLDOET	VOLDOET
Put 2	3,77	3,77	28,99	VOLDOET	VOLDOET
Put 3	3,77	3,77	28,99	VOLDOET	VOLDOET

3.2 Toetsing Grenstoestand GEO

Zakkingseis volgens NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$. $S_{req} = 0,150$ [m] $S_d = s_1; d + s_2; d$

3.2.1 Zakkingscontrole Grenstoestand GEO

Fund. elem. naam	s1 (20%) [m]	s1;gd (5%) [m]	s2 [m]	Resultaat toetsing (20%)	Resultaat toetsing (5%)
Put 1	0,024	0,024	0,000	VOLDOET	VOLDOET
Put 2	0,021	0,021	0,000	VOLDOET	VOLDOET
Put 3	0,025	0,025	0,000	VOLDOET	VOLDOET

NB: de 20% toetsing is conform de norm, de 5% toetsing is aanvullend!

De maximale spanningsverhoging bij de berekening van de zakking bedraagt 100 % van de effectieve funderingsdruk.

Door de norm aanbevolen criteria voor rotatie en relatieve rotatie-eis (NEN 9097-1 onder par. 2.4.9 van NEN-EN 9997-1:2012) : $\theta = \beta = 1:100$.

Berekende waarde maximaal optredende (relatieve) rotatie = $1 / 2252$ [--]

(tussen element 2 en 3)

Ondergrens waarde (relatieve) rotatie vlg. NEN-EN 9997-1:2012,

6.6.2, NEN-EN 9997-1 (c) = $1 / 727$ [--]

(bij minimale HOH-afstand)

Maximaal optredende (relatieve) rotatie = $1 / 727$ [--]

Maximaal toegestane (relatieve) rotatie = $1 / 100$ [--]

Er wordt voldaan aan de rotatie-eisen van grenstoestand GEO.

NB: de optredende rotaties zijn berekend op basis van de zakkingen in de middelpunten van de funderingselementen!

3.3 Verificatie Bruikbaarheidsgrenstoestand

Zakkingseis volgens NEN-EN 9997-1:2012 paragraaf 2.4.9; NEN-EN 9997-1: $S_d \leq S_{req}$.

Voor woningen en woongebouwen geldt : $S_{req} = 0.05$ m. Voor overige typen bovenbouw geldt deze eis eveneens tenzij er een nadere zakkingseis is gedefinieerd.

$S_{eq} = 0,150$ $S_d = s1;d + s2;d$

3.3.1 Zakkingscontrole van de Bruikbaarheidsgrenstoestand

Fund. elem. naam	s1 (20%) [m]	s1;gd (5%) [m]	s2 [m]	Resultaat toetsing (20%)	Resultaat toetsing (5%)
Put 1	0,015	0,015	0,000	VOLDOET	VOLDOET
Put 2	0,014	0,014	0,000	VOLDOET	VOLDOET
Put 3	0,016	0,016	0,000	VOLDOET	VOLDOET

NB: de 20% toetsing is conform de norm, de 5% toetsing is aanvullend!

De maximale spanningsverhoging bij de berekening van de zakking bedraagt 100 % van de effectieve funderingsdruk.

Door de norm aanbevolen criteria voor rotatie en relatieve rotatie-eis (NEN-EN 9997-1:2005, par. 2.4.9, NEN-EN 9997-1) voor woningen en woongebouwen : $\theta = \beta = 1:300$. Voor overige typen bovenbouw gelden deze eisen eveneens tenzij er nadere eisen zijn gedefinieerd.

Berekende waarde maximaal optredende (relatieve) rotatie = $1 / 3106$ [--]

(tussen element 2 en 3)

Ondergrens waarde (relatieve) rotatie vlg. NEN-EN 9997-1:2012,

6.6.2, NEN-EN 9997-1 (c) = $1 / 1115$ [--]

(bij minimale HOH-afstand)

Maximaal optredende (relatieve) rotatie = $1 / 1115$ [--]

Maximaal toegestane (relatieve) rotatie = $1 / 300$ [--]

Er wordt voldaan aan de rotatie-eisen van de Bruikbaarheidsgrenstoestand.

NB: de optredende rotaties zijn berekend op basis van de zakkingen in de middelpunten van de funderingselementen!

3.4 Aanvullende Informatie

De maximale zakking in Grenstoestand GEO bedraagt 0,025 meter en is gevonden bij funderingselement 3.

De maximale zakking in de Bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt 0,016 meter en is gevonden bij funderingselement 3.

Einde Rapport



Bijlage G

Statische grootheden pijler



Bijlage H

Vermoeling (LM4)

H Vermoeiing

H.1 Algemeen

In het hoofddocument is de constructie getoetst op vermoeiing. Hieruit volgt dat deze toetsing in dwarsrichting niet voldoet op basis van vermoeiingsmodel LM1. Omdat deze (zeer) conservatief is wordt in deze bijlage de constructie getoetst op basis van vermoeiingsmodel 4a (art. 4.6.5 van EC1-2+NB). In dit vermoeiingsmodel wordt een verzameling gelijkwaardige vrachtwagens gegeven, welke zijn opgenomen in onderstaande tabel.

De toetsingen worden uitgevoerd conform art. 6.8.4 van de EC2-1.

Tabel NB.6 – 4.7 — Verzameling van gelijkwaardige vrachtwagens voor belastingsmodel 4a

Type voertuig			Verkeerstype			Wiel-type
Afbeelding van de vrachtwagen	Afstand tussen de assen m	Gelijkwaardige aslast kN	Lange afstand % ^a	Middellange afstand % ^a	Lokaal verkeer % ^a	
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B C C
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

^a Percentage vrachtwagens.

Conform par. 5.2.3 van het hoofddocument wordt rekening gehouden met:

Aantal lastwisselingen per jaar: $0,5 \times 10^6$ per rijstrook

Referentie periode: 80 jaar

Totaal aantal lastwisselingen: 40×10^6 per rijstrook

Voor de verdeling wordt de kolom met "middellange afstand" aangehouden.

Voor het wieltype wordt gemakshalve $40 \times 40 \text{ cm}^2$ aangehouden. Dit is, met name voor de uitkraging, enigszins conservatief.

H.2 Uitkraging

In deze paragraaf wordt de uitkraging beschouwd. Voor het bepalen van de krachtswerking wordt de methodiek volgens Toetsing 1 van het hoofddocument gehanteerd. Daarbij wordt aangehouden:

$$\begin{aligned}
 M &= F \times \text{arm} / \text{spreiding} \\
 F &= \text{aslast} / 2 \quad (= \text{wiellast}) \\
 \text{arm}^{1)} &= 1,6 \text{ m} \\
 \text{spreiding}^{2)} &= 4,1 \text{ m} \\
 \text{spreiding}^{2)} &= 4,1 + \text{h.o.h. afstand van de assen}
 \end{aligned}$$

¹⁾ Voor vermoeiing is deze arm conservatief omdat de wiellasten tegen de schampkanten zijn geplaatst.

²⁾ Als de h.o.h. afstand van de assen kleiner is dan circa 2,5 m. dan is er sprake van overlap in de krachtswerking. De aslasten worden dan bij elkaar opgeteld. Indien de h.o.h. afstanden van de aslasten groter zijn 2,5 m. dan worden deze als aparte, en dus dubbele, belastingswisseling meegenomen. Hieruit volgt:

voer- tuig	afstand tussen de assen [m]	Gelijkwaardige aslast [kN]	Gelijkwaardige wiellast [kN]	aandeel [%]	aantal *10 ⁶
1	4,50	70 130 (200)	35 65	50	20,0 20,0
2	4,20 1,30	70 120 120 (310)	35 120	5	2,0 2,0
3	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90 (490)	35 75 90	20	8,0 8,0 8,0
4	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90 (390)	35 70 90	15	6,0 6,0 6,0
5	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80 (450)	35 65 45 80	10	4,0 4,0 4,0 4,0

In onderstaande tabel worden de toetsing uitgevoerd middels de Palmgren-Miner regel. Daarbij worden de volgende uitgangspunten gehanteerd.

$$\begin{aligned}
 \Sigma \sigma_{RSK} &= 162,5 \text{ N/mm}^2 \\
 \gamma_{lat} &= 1,15 \text{ [-]} \\
 \xi &= 0,48 \text{ [-]} \quad (=0,35 + 0,026 \cdot 5) \\
 \Delta \sigma^* &= 68 \text{ N/mm}^2 \\
 \log(\Delta \sigma^*) &= 1,83 \text{ [-]} \\
 \log(N^*) &= 6,00 \text{ [-]} \\
 k_1 &= 5 \text{ [-]} \\
 k_2 &= 9 \text{ [-]}
 \end{aligned}$$

De optredende staalspanning zijn bepaald middels een spreadsheet. Op de volgende pagina is de staalspanning bepaald bij de permanente belasting:

$$M_{perm} = 38 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 11 \text{ N/mm}^2$$

voer- tuig	F [kN]	ΔM [kNm]	M [kNm]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta \sigma_s$ [N/mm ²]	$\log(\Delta \sigma_s)$ [-]	$\Delta \log$ [-]	$\log(N)$ [-]	N *10 ⁶	n/N [-]	aandeel [%]
1	35	14	52	30	19	1,28	0,55	11,0	94.143	0,00	0,0
	65	25	63	48	37	1,57	0,26	8,4	234	0,09	16,2
2	35	14	52	30	19	1,28	0,55	11,0	94.143	0,00	0,0
	120	36	74	65	54	1,73	0,10	6,9	8	0,26	48,8
3	35	14	52	30	19	1,28	0,55	11,0	94.143	0,00	0,0
	75	29	67	53	42	1,62	0,21	7,9	75	0,11	20,3
	90	21	59	42	31	1,49	0,34	9,1	1.149	0,01	1,3
4	35	14	52	30	19	1,28	0,55	11,0	94.143	0,00	0,0
	70	27	65	50	39	1,59	0,24	8,2	146	0,04	7,8
	90	24	62	45	34	1,53	0,30	8,7	500	0,01	2,3
5	35	14	52	30	19	1,28	0,55	11,0	94.143	0,00	0,0
	65	25	63	45	34	1,53	0,30	8,7	500	0,01	1,5
	45	18	56	36	25	1,40	0,43	9,9	7.964	0,00	0,1
	80	24	62	45	34	1,53	0,30	8,7	500	0,01	1,5
										0,53	100

Toetsing: $n / N = 0,53 \leq 1,0$ Voldoet

Opgemerkt wordt dat deze waarde geen unity-check betreft.



INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	14	-	200	A_{s1}	=	770	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	200	A_{s2}	=	1418	mm ² +
h	=	315	mm		A_s	=	2187	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	38	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	-432	kN	druk	γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	-432	kN	druk	γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	16,9	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	287	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c_{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	11	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,055	‰	k_2	=	0,5	-
χ	=	245	mm	k_3	=	3,4	-
σ_c	=	3,72	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ_c	=	-0,326	‰	h_{eff}	=	23	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	23259	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00003	-	ρ_{eff}	=	0,0940	-
$s_{r,max}$	=	99	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	73	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

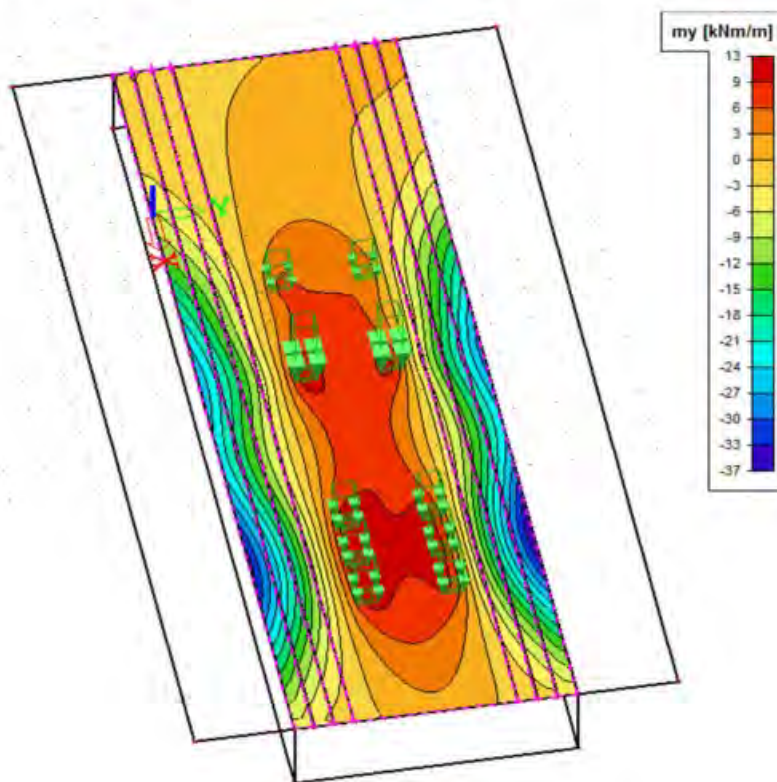
$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	225	kNm/m
----------	---	-----	-------

H.3 Veld

In dwarsrichting worden de optredende momenten bepaald middels het Scia model. Daartoe zijn de vijf voertuigen ingevoerd. In onderstaande figuur is het optredend moment ten gevolge van voertuig 3 weergegeven.



Te zien is dat de aslasten geen individuen momenten veroorzaken, maar dat het voertuig als één geheel werkt. Dit geldt tevens voor de overige voertuigen. Derhalve wordt, in tegenstelling tot de uitkraging, de spanningswisseling per voertuig beschouwd.



In onderstaande tabel worden de toetsing uitgevoerd middels de Palmgren-Miner regel. Daarbij worden de volgende uitgangspunten gehanteerd.

$\Sigma\sigma_{RSK}$	=	162,5 N/mm ²
γ_{fat}	=	1,15 [-]
ξ	=	1,00 [-]
$\Delta\sigma^*$	=	141 N/mm ²
$\log(\Delta\sigma^*)$	=	2,15 [-]
$\log(N^*)$	=	6,00 [-]
k_1	=	5 [-]
k_2	=	9 [-]

De optredende staalspanning zijn bepaald middels een spreadsheet. Op pagina H-8 is de staalspanning bepaald bij de permanente belasting:

$$M_{perm} = 18 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 7 \text{ N/mm}^2$$

vw	ΔM [kNm]	M [kNm]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	$\log(\Delta\sigma_s)$ [-]	$\Delta\log$ [-]	$\log(N)$ [-]	N *10 ⁶	n / N [-]	aandeel [%]
1	10	28	51	44	1,64	0,51	10,6	36.335	0,00	4,2
2	13	31	72	65	1,81	0,34	9,0	1.084	0,00	14,0
3	13	31	72	65	1,81	0,34	9,0	1.084	0,01	76,2
4	11	29	58	51	1,71	0,44	10,0	9.622	0,00	4,7
5	10	28	51	44	1,64	0,51	10,6	36.335	0,00	0,8
									0,01	100

Toetsing: $n / N = 0,01 \geq 1,0$ Voldoet

Opgemerkt wordt dat deze waarde geen unity-check betreft en derhalve niet te vergelijken is met de waarde gegeven in het hoofddocument op basis van LM1.



H.4 Inklemming wand

In onderstaande tabel worden de toetsing uitgevoerd middels de Palmgren-Miner regel. Daarbij worden de volgende uitgangspunten gehanteerd.

$\Sigma\sigma_{RSK}$	=	162,5 N/mm ²
γ_{fat}	=	1,15 [-]
ξ	=	0,48 [-] (=0,35 + 0,026*5)
$\Delta\sigma^*$	=	68 N/mm ²
$\log(\Delta\sigma^*)$	=	1,83 [-]
$\log(N^*)$	=	6,00 [-]
k_1	=	5 [-]
k_2	=	9 [-]

De optredende staalspanning zijn bepaald middels een spreadsheet. Aangehouden is snede 5 (zie hoofdrapport). Op pagina H-8 is de staalspanning bepaald bij de permanente belasting:

$$M_{perm} = 5 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 10 \text{ N/mm}^2$$

vw	ΔM [kNm]	M [kNm]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	$\log(\Delta\sigma_s)$ [-]	$\Delta\log$ [-]	$\log(N)$ [-]	N *10 ⁶	n / N [-]	aandeel [%]
1	16	21	42	32	1,51	0,33	8,9	863	0,02	4,6
2	24	29	58	48	1,68	0,15	7,4	22	0,09	17,6
3	24	29	58	48	1,68	0,15	7,4	22	0,36	71,2
4	18	23	46	36	1,56	0,28	8,5	299	0,02	4,0
5	18	23	46	36	1,56	0,28	8,5	299	0,01	2,6
									0,51	100

Toetsing: $n / N = 0,51 \geq 1,0$ Voldoet

Opgemerkt wordt dat deze waarde geen unity-check betreft en derhalve niet te vergelijken is met de waarde gegeven in het hoofddocument op basis van LM1.



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

Ø1	=	10	-	200					
Ø2	=	24,2	-	1000	Vrije ruimte tussen wapeningslagen =	26	mm		
beton	=	C30/37							
h	=	200	mm		As1	=	393	mm ²	
B	=	1000	mm		As2	=	460	mm ² +	
c	=	20	mm	(op dwarsstaaf)	As	=	853	mm ²	
Φdwars	=	0	mm						
Mrep	=	18	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend			
Nrep	=	-432	kN	druk	γ _s	=	n.v.t.	-	
NEd	=	-432	kN	druk	γ _c	=	1,50	-	

Berekening

Algemeen

Φ _{eq}	=	14,6	mm	f _s	=	300	N/mm ²
d	=	152	mm	f _{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	f _{ct,eff}	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	c _{langs}	=	20	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ _{s,1}	=	7	N/mm ²	k ₁	=	0,8	-
σ _{s,2}	=	-18	WAPENING STAAT ONDER DRUK. SI	k ₂	=	0,5	-
ε _{s,1}	=	0,034	‰	k ₃	=	3,4	-
x	=	163	mm	k ₄	=	0,425	-
σ _c	=	5,23	N/mm ²	h _{eff}	=	12	mm
ε _c	=	0,459	‰	A _{eff}	=	12305	mm ²
α _e	=	6,091	[-]	ρ _{eff}	=	0,0001	-
ε _{sm} -ε _{cm}	=	0,00003	-	k _t	=	0,4	[-]
s _{r,max}	=	48	mm				

UGT

x _u	=	46	mm
----------------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

w _{optr.}	=	n.v.t.	mm
--------------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M _{Rd}	=	70	kNm/m
-----------------	---	----	-------



Wapeningsberekening rechthoekige betondoorsnede voor buiging met normaalkracht
Conform NEN-EN1992-1-1:2011+NB

INVOER VOOR PLAAT

$\emptyset 1$	=	22	-	400	A_{s1}	=	950	mm ²
$\emptyset 2$	=	19	-	400	A_{s2}	=	709	mm ² +
h	=	380	mm		A_s	=	1659	mm ²
B	=	1000	mm					
c	=	30	mm	(op dwarsstaaf)				
Φ_{dwars}	=	0	mm					
beton	=	C30/37						
M _{rep}	=	5	kNm		Ontwerpsituatie:	Blijvend		
N _{rep}	=	0	kN		γ_s	=	n.v.t.	-
N _{Ed}	=	0	kN		γ_c	=	1,50	-

Berekening

Algemeen

Φ_{eq}	=	20,6	mm	f_s	=	300	N/mm ²
d	=	340	mm	f_{cd}	=	20,0	N/mm ²
E _{cm}	=	32.837	N/mm ² bij kortdurende bel.	$f_{ct,eff}$	=	2,9	N/mm ²
E' _c	=	11.400	N/mm ² bij langdurende bel.	ϵ_{langs}	=	30	-
E _s	=	200.000	N/mm ²				

BGT

σ_s	=	9,5	N/mm ²	k_1	=	0,8	-
ϵ_s	=	0,048	‰	k_2	=	0,5	-
x	=	114	mm	k_3	=	3,4	-
σ'_c	=	0,28	N/mm ²	k_4	=	0,425	-
ϵ'_c	=	-0,024	‰	h_{eff}	=	89	mm
α_e	=	6,091	[-]	A_{eff}	=	88500	mm ²
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	0,00003	-	ρ_{eff}	=	0,0187	-
$s_{r,max}$	=	289	mm	k_t	=	0,4	[-]

UGT

x_u	=	33	mm
-------	---	----	----

Scheurwijdte conform art. 7.3.4

$w_{optr.}$	=	n.v.t.	mm
-------------	---	--------	----

Bezwijkmoment art. 6.1

M_{Rd}	=	163	kNm/m
----------	---	-----	-------



Bijlage I

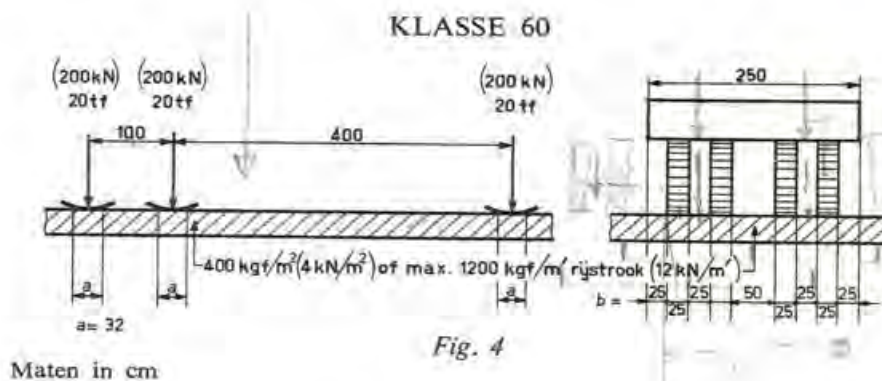
Vergelijking met ontwerpberekening

I Vergelijking met ontwerpberekening

I.1 Inleiding

In het hoofddocument is een herberekening uitgevoerd naar de Zeelandbrug. Hieruit volgt dat het optredend moment (ruimschoots) groter is dan het berekend moment in de ontwerpberekening. Dit geldt met name voor het veldmoment in de dwarsdoorsnede van het dek. Alleen door een hogere berekende capaciteit is geen lastbeperking benodigd. Dit is enigszins opvallend omdat in de ontwerpberekening rekening gehouden is met klasse 60 (zie onderstaande figuur). Deze verkeersbelasting is wel iets gunstiger voor de krachtswerking dan LM1, maar niet in die mate dat dit de grootte van het veldmoment in dwarsrichting volledig verklaard.

Om het geconstateerde verschil inzichtelijk te maken wordt in voorliggende bijlage een vergelijking gemaakt tussen voorliggende herberekening en de destijds gemaakte ontwerpberekening, toegespitst op het veldmoment in dwarsrichting. Daartoe wordt gekeken naar belastingen, modellering en aanpak.



Figuur 1: Belastingsklasse 60 volgens de VOSB 1963

I.2 Samenvatting ontwerpberekening

Als onderdeel van de vergelijking is de ontwerpberekening doorgenomen. Om de ontwerpberekening te doorgronden is het document vanuit het benodigde staaloppervlak al terug redenerend doorgenomen. Op de volgende pagina's is het resultaat hiervan middels fragmenten weergegeven. Als voorbeeld wordt daarbij doorsnede 2 genomen (invloed andere sneden zeer gering). Onderstaand wordt een samenvatting van de ontwerpberekening gegeven

De berekening is in eerste instantie gebaseerd op klasse B van VOSB 1938. Door TNO zijn echter in het jaar 1962 proeven uitgevoerd om de invloed van de route op de krachtswerking te bepalen. Daarbij is direct de krachtswerking t.g.v. klasse 60 van de VOSB 1963 en klasse A van de VOSB 1938 bepaald. Maatgevend blijkt te zijn de klasse 60 van de VOSB 1963, hetgeen voor het bepalen van de benodigde wapening is gehanteerd (met inbegrip van reductiecoëfficiënt van 0,8 en stootcoëfficiënt van 1,18). De belastingsconfiguratie is op de vorige pagina weergegeven. Het TNO rapport is (op het moment van schrijven van deze bijlage) helaas niet beschikbaar.

De uiteindelijk gehanteerde buigende momenten zijn:

TS	= 3,49 tm/m	= 34,9 kNm/m
UDL	= 0,475 tm/m	= <u>4,75 kNm/m</u> +
VAR		= 39,65 kNm/m

PERM	= 0,49 tm/m	= 4,90 kNm/m
------	-------------	--------------

Mveld = 39,65 + 4,90 + 0,48 = **45 kNm** (ontwerpberekening: 69 kNm)

Enkele punten vallen op in de berekening:

- Er wordt nergens een belastingsfactor teruggevonden. Mogelijk is dit reeds in het TNO rapport verwerkt. Dat lijkt echter niet waarschijnlijk omdat de berekening volledig is opgezet voor verkeersklasse B van de VOSB 1938 en er geen belastingsfactor wordt benoemd.

- Gesteld wordt dat het veldmoment wordt bepaald op $1/40 \cdot q \cdot L^2$.

- Voor het bepalen van de benodigde hoeveelheid zachtstaal wordt voor σ_y een waarde van 1,8 t/m² gehanteerd (=0,018 N/mm²). Verondersteld wordt dat dit de vloeispanning van het wapeningsstaal zou moeten zijn. De waarde correspondeert echter niet met de vloeigrens van QR42 op basis van de RBK: 300 N/mm².

Misschien dat de genoemde eenheid niet correct is, en het verschil tussen 300 N/mm² en 180 N/mm² een veiligheid betreft (factor 1,67). Echter zou de daadwerkelijke veiligheid bij een voorgespannen constructie vele malen kleiner zijn (!). Zo geldt in onderhavig geval dat een moment van 52 kNm toelaatbaar is, hetgeen resulteert in een veiligheid van slechts 1,15 [-].

pag 43:

En dan is de benodigde hoeveelheid staal A_s

$\frac{1}{2} \sigma_1 \times \frac{A_s}{\sigma_y} = \frac{1}{2} \sigma_1 \times \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times d \times \frac{1}{\sigma_y}$

van $\sigma_y = 1.88 / \text{mm}^2$ wordt dit

$F_y = \frac{\sigma_1 \times d}{3.6(\sigma_1 + \sigma_2)}$

σ_1 in het kwadraat

$\frac{t}{w} = \text{wanddikte}$

toelaatbare staalspanning (?)

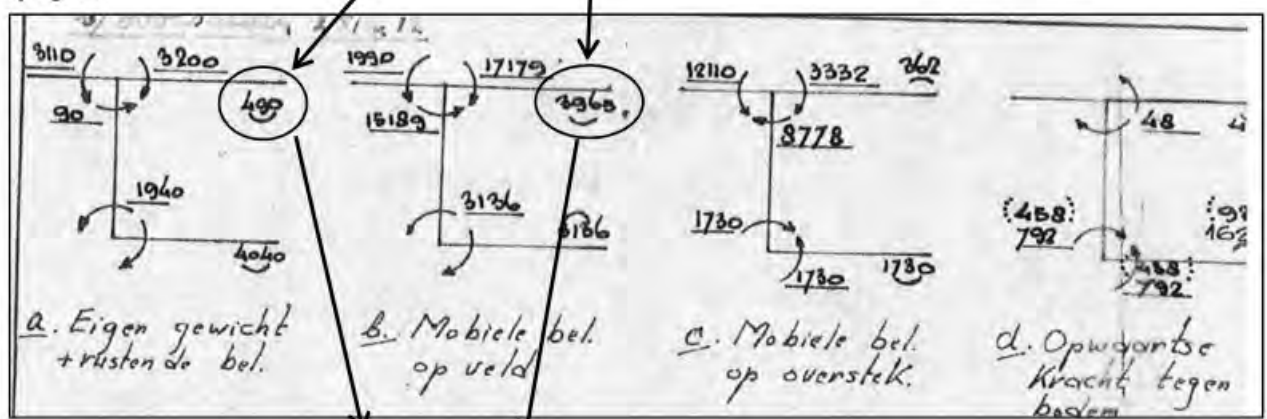
pag 46:

Stoof	M	d	$\frac{t}{w}$	$\sigma_{1,2}$	σ_1^u	σ_2^u	σ_2	σ_1	$F_y \text{ cm}^2$
Overstek	15920	315	69,468	± 920	-375	+101	-819	+645	13,04
Veld	4509	220	150,015	± 677	-436	+4	-673	+241	3,53
Inklemming	20331	240	26,041	± 530	-241	+61	-469	+289	14,68

pag 44:

Veldmoment dek = $490 + 3965 + 48 = 4503$

pag 44:



zie volgende pagina

pag 35:

	M_{DE}	M_{BA}	M_{BC}	veldmom dek	M_{CD}	veldmom bodem	
Doorn 2 a) eig. gew.	+5,11	-3,20	-	+0,09	+0,49	-1,34	1
b-1) laststelcel op veld	+1,99	-15,54	-	+13,35	+3,49	-2,71	2
c-1) laststelcel op oversteek	+10,75	-3,21	-7,54	-0,24	+1,41	+1,41	3
laststelcel volgens profiel (3)	-	-18,30	-	-	-	-	4
verkeersmoment M_{ed} c-1	-	-	-	-	+1,95	+1,56	5
idem b-1	-	-	-	-	-3,51	-3,51	6
b-2) gelijkm. ind. op veld	0	-1,639	+1,639	+0,475	-0,424	-0,424	7
c-2) " " op oversteek	+1,36	-0,122	-1,258	-0,122	+0,319	+0,319	8
gelijkm. ind. op beide	+1,36	-1,761	-	-	-	-	9
af. druk in onderzand	-	-	+0,048	-0,048	+0,048	-1,624	10

PROEVEN TNO
(zie pag. I-6 e.v.)

pag 13:

$$M_{\text{veld dek}} = \frac{1}{8} \cdot 0,22 \cdot 2,5 \cdot 6,69^2 + \frac{1}{8} \cdot 0,11 \cdot 6,69^2 - 3,20 = 0,49 \text{ t/m}^2 \text{ (PERM)}$$

$$M_{\text{veld dek}} = \frac{1}{8} \cdot 3,145 \cdot 6,69^2 - 13,64 = 17,59 - 13,64 = 3,95 \text{ (TS + UDL)}$$

reductie steunpuntsmoment
bepaald middels crossen

pag 4:

Totaal dus op het dek te rekenen met een
belasting van $2,72 + 0,425 = 3,145 \text{ t/m}^2$ tussen
de wanden van de doorgangen.
(2 laststelsels dus coëff. 2,0
en stoot coëff. 1,18 inbegrepen)

oplig. matig verdeelde belasting die toch slechts
 $1,18 \times 0,3 \times 0,4 = 0,425 \text{ t/m}^2$ bedraagt. (UDL)

$$q_p = \frac{3,08 \times 40}{6,73} = 2,72 \text{ t/m}^2 \text{ (TS)}$$

zie volgende pagina (1/40ste)

$$m_x = 1,18 \times 2,610 = 3,08 \text{ t/m}^2$$

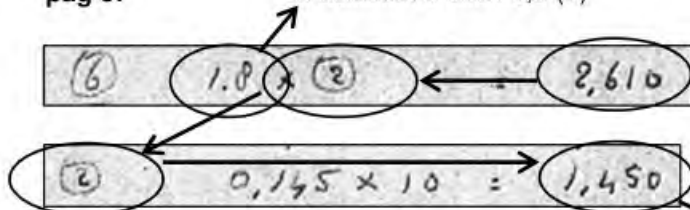
stootfactor

zie volgende pagina

Dit betekent dat de totale belasting van $1,10 \times 8 \times 5 \text{ t}$
 als het ware verdeeld is over $\frac{1,10 \times 8 \times 5}{6,72 \times 2,72} = 2,58 \text{ m breedte}$

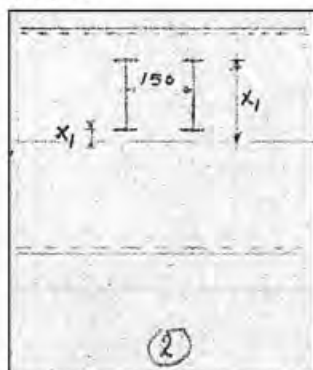
pag 3:

2 aslasten x coëff 0,9 (?)



	last	P	x_1	M_x	B_1	B_4	M_x/B_{max}	$\sum \frac{M_x}{B_{max}}$
②	P_1	10t	0,35	$0,301P$	$1,43 + 1,01 = 2,44$	$1,01 + 1,15 - 0,05 = 2,01$	$0,123P$	0,145 P
	P_4	"	2,15	$0,121P$	2,44	$1,01 + 6,45 - 2,06 = 5,40$	$0,022P$	

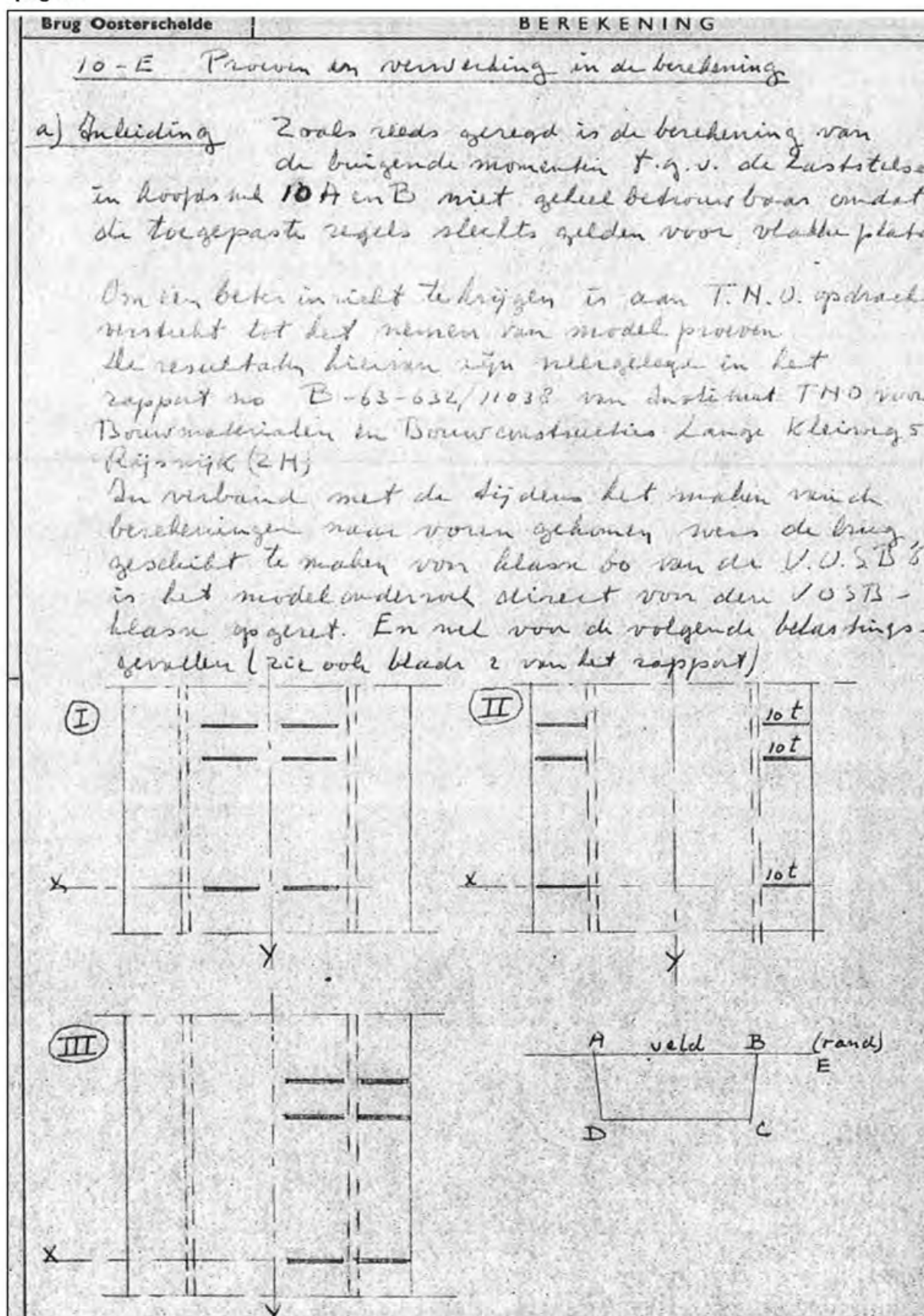
pag 2:



op basis van klasse B van VOSB1938

pag 1:

Voor het bepalen van de waarden van M_x en r moeten we
 rekening houden met de aanwingsvouten. Zoals verderop
 in de berekening zal blijken (zie bladz 12 t/m 29 belasting b)
 bij het bepalen van de vereffende momenten is de invloed van
 de vouten in de totale vorm van de dwarsdoorsnede zodanig
 dat het veldmoment in het dek $\pm \frac{1}{40} q l^2$ is en het hoek-
 moment is $\pm \frac{1}{10} q l^2$ (na vereffening)



pag 32:

In onderstaande tabellen zijn de waarden verzameld. Genoemde waarden zijn met in begrip van de reductie-coëff 0,9 of 0,8 in de 2 laststelsels naast elkaar staan. Tevens zijn nog eens de zelfde waarden vermeld, vermenigvuldigd met de stoefcoëff. 1,18. (Crosnotaties)

pag 34:

	Proef			Berekening
	Klas B 105 B '60	Klas A 105 B '38	Klas B 105 B '38	Klas B 105 B '38
M_{BA} in x-richting	-18,30	-10,00	-11,60	-11,96
M_{BC} in x-richting	+13,55	+12,75	+8,25	+11,96
	-7,54	-6,49	-4,00	-5,55
M_{BE} in x-richting	+10,75	+9,71	+5,82	+6,00
M_{rand} in y-richting	+1,65	+1,44	+1,06	-
	-0,40	-0,98	-0,79	-
M_{veld} in x-richting	+3,49	+3,49	+1,77	+3,34
	-0,25	-0,26	-	-0,45
M_{veld} in y-richting	+3,165	+3,165	+1,65	-
	-0,943	-1,06	-	-

De waarden uit de berekening zijn f.o.v. de proeven van klas B dus in het algemeen te hoog.

De momenten waarden van klas B en klas B blijken vrij grote verschillen te vertonen.

Er is verder gekeken met de waarden uit de proeven van klas B 105 B '60



1.3 Onderzoek verschillen

Zoals voorgaand gesteld is de wapening in de ontwerpberekening bepaald op een buigend moment van 45 kNm/m. In de herberekening is in de theoretische situatie (3 rijstroken) het veldmoment bepaald op 69 kNm/m, en in de werkelijke situatie (2 rijstroken) op 58 kNm/m. Hieruit blijkt duidelijk dat de overschrijding in de unity-check gezocht dient te worden in de krachtswerking, en niet bij het bepalen van de momentcapaciteit.

Als verschil in krachtswerking worden onderstaande aangedragen. Daarbij zal worden gekeken naar de theoretische situatie omdat deze situatie het meest overeenkomt met de aangehouden proeven uitgevoerd door TNO (situatie I op pag. I-6).

1) Belastingsfactor

In de herberekening is een belastingsfactor van 1,15 gehanteerd voor de permanente belastingen, en een factor 1,25 voor de variabele belasting. Gemiddeld komt dit neer op een factor van 1,23 [-]. De representatieve belasting is dan 56 kNm/m.

In de ontwerpberekening lijkt geen belastingsfactor te zijn gehanteerd.

2) Grootte van de gelijkmatig verdeelde belasting:

In de herberekening is een UDL van 9,0 kN/m² (rijstrook 1) en 2,5 kN/m² (overige) aangehouden, hetgeen gemiddeld overeenkomt met 5,8 kN/m².

In de ontwerpberekening is een UDL van 4,0 kN/m² aangehouden.

Het verschil is een factor 1,5 (5,8 / 4,0).

3) Grootte van de voertuigen:

In de herberekening is rekening gehouden met twee voertuigen van 60 ton resp. 40 ton. In de ontwerpberekening is rekening gehouden met 2 x 60 ton, waarbij tevens een reductiefactor van 0,8 en een stootfactor van 1,18 in rekening zijn gebracht. Het verschil in de grootte van de belasting is dus $(60 + 40) / (2 \times 60 \times 1,18 \times 0,8) = 0,88$ [-].

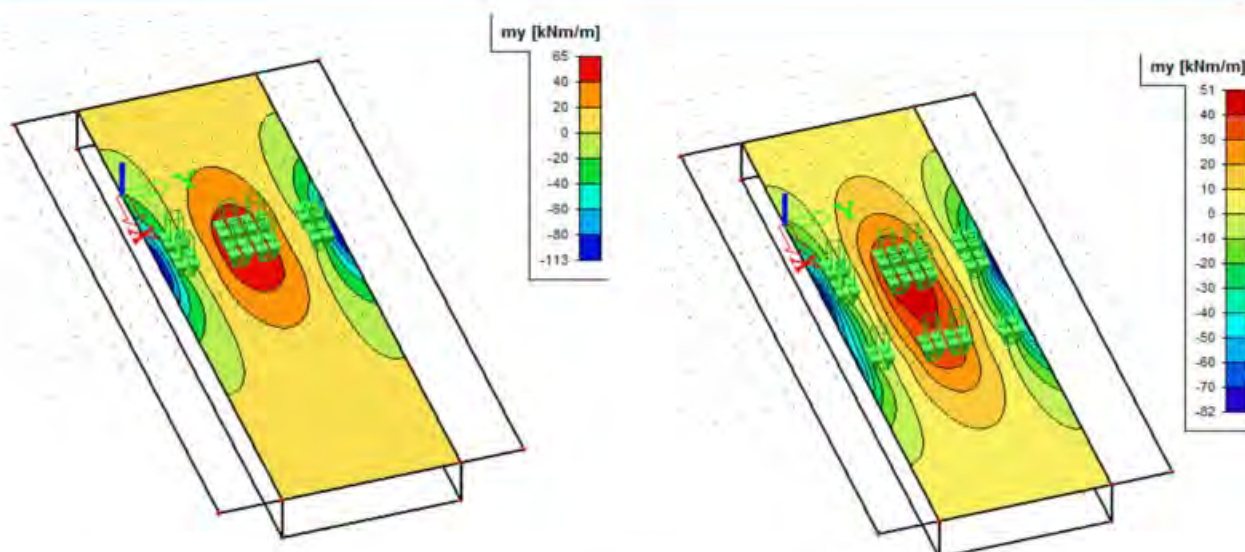
In de ontwerpberekening is dus een grotere belasting aangehouden.

4) Wijziging belastingsconfiguratie:

LM1, waar de herberekening op gebaseerd is, bestaat uit twee assen van 30 ton met een h.o.h. afstand van 1,2 m.

Klasse 60, waar de ontwerpberekening op gebaseerd is bestaat uit 3 assen van 20 ton met een h.o.h. afstand van 1,0 resp. 4,0 m. Dit resulteert in een grotere spreiding en dus in lagere momenten. Onderzocht is wat de invloed hiervan is. Hiertoe zijn beide belastingen ingevoerd in Scia. De resultaten zijn weergegeven in figuur 2.

Daaruit blijkt dat het buigend moment afneemt van circa 47 kNm/m naar 34 kNm/m, een afname met een factor 1,38 [-].



Figuur 2: Veldmoment t.g.v. LM1 (links) en klasse 60 (rechts)

In onderstaande tabel is het veldmoment weergegeven bij de verschillende stappen.

	Ontwerpberekening	stap 0	stap 1	stap 2	stap 3	stap 4
Eigen gewicht	-	6	5	5	5	5
Rustende belasting	-	3	3	3	3	3
Permanente belasting	5	9	8	8	8	8
UDL	5	5	4	3	3	3
TS	35	55	44	44	50	36
Variabele belasting	40	60	48	47	53	39
Totaal	45	69	56	55	61	47

Legenda:

- stap 0 Herberekening (inclusief belastingsfactoren)
- stap 1 Belastingsfactor
- stap 2 Grootte van de UDL
- stap 3 Grootte van de aslasten
- stap 4 Wijziging belastingsconfiguratie



I.4 Conclusies

Voorgaand is een vergelijking getrokken tussen de herberekening en de ontwerpberekening. Concludeerd wordt dat verschillende factoren de oorzaak zijn van het gevonden verschil in optredend dwarsmoment. De twee stappen met de grootste invloed worden onderstaand nogmaals kort belicht. Voor een overzicht wordt verwezen naar de vorige pagina.

Belastingsfactor

Terwijl voor de langsrichting belastingsfactoren van 1,75 (permanente belastingen) en 2,25 (variabele belastingen) zijn gehanteerd, wordt er met onbekende reden in de dwarsrichting niks over vermeld. In de herberekening wordt een factor 1,15 resp. 1,25 gehanteerd.

Wijziging belastingsgeometrie

De ontwerpbelasting (klasse 60, VOSB) bestaat uit 3 assen met h.o.h. afstand van 1,0 resp. 4,0 m. Hierdoor is een grotere meewerkende breedte aanwezig dan bij LM1.



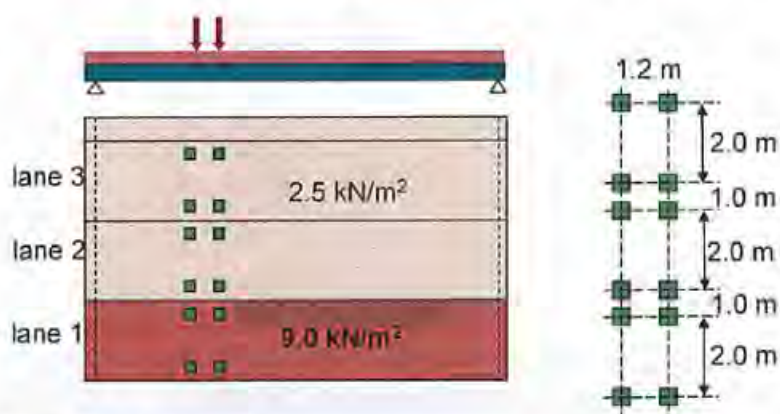
Bijlage J

Relatie LM1 en praktijk

Datum: 6 februari 2017
 Referentie: INFR160590 - bijlage J
 Onderwerp: Relatie theoretische verkeersbelasting met praktijk

1 Inleiding

In de herberekening is voor de verkeersbelasting uitgegaan van de voorgestelde belastingsconfiguratie in de Eurocode (NEN1991-2), LM1 genoemd. Deze configuratie is in onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 1 Belastingsgeval LM1

Voor de Zeelandbrug is voor het bepalen van het veldmoment in dwarsrichting het laststelsel op rijstrook 1 maatgevend. Dit tandemstelsel bestaat uit twee assen van 300 kN (30 ton) met een hart-op-hart afstand van 1,2 m. Dit tandemstelsel komt in de huidige praktijk echter niet voor, en is een voorgeschreven bovengrens voor het vrachtverkeer. Zo zijn in de huidige regelgeving enkele aslasten toegestaan tot 12 kN¹ en worden met betrekking tot voertuiggewicht permanente vergunning verleend tot 1000 kN (100 ton)². Op basis hiervan lijkt de relatie tussen de theoretische en werkelijke belasting ver te zoeken. Hoewel uiteraard aan de wet voldaan moet worden (Eurocode is via het Bouwbesluit vastgelegd), is het onbevredigend om geen sluitende verklaring voor dit verschil te vinden. Daartoe wordt, in grote lijnen, in voorliggende beschouwing onderzocht of LM1 realistisch is voor het bepalen van de krachtswerking.

¹ <http://www.evo.nl/site/aslasten-voertuigen>

² <http://www.evo.nl/site/een-ontheffing-voor-exceptioneel-vervoer>



Om een onderbouwing te vinden van LM1 is het rapport TNO-060-DTM-2011-03695-1814, *Algemene veiligheidsbeschouwing en modellering van wegverkeerbelasting voor brugconstructies*; d.d. 17 juli 2012, geraadpleegd. Dit rapport, dat vrij op internet te vinden is, heeft tot doel het voorgeschreven belastingsmodel in de Eurocode te verifiëren (dus niet ontwerpen) voor het Nederlandse wegennet. Daartoe is voornamelijk gebruik gemaakt van WIM (Weigh In Motion) meetresultaten uit april 2008 welke zijn geregistreerd uit diverse snelwegen in Nederland, in combinatie met hogere orde kansberekening.

Het vervolg van voorliggende beschouwing is gebaseerd op dit rapport. Benadrukt wordt dat deze beschouwing veel te kort door de bocht is om het rapport recht aan te doen, maar het geeft wel een interessante indruk van LM1 in relatie tot werkelijk gebruik. De geïnteresseerde lezer wordt uitgenodigd het rapport in zijn geheel door te nemen.

2 Samenvatting TNO-rapport

Zoals gesteld is het TNO-rapport gebaseerd op uitgevoerde WIM metingen. In onderstaande figuur is een voorbeeld weergegeven van een zwaar voertuig. Gezien het feit dat er geen begeleidend voertuig aanwezig is wordt, in navolging van het TNO rapport, geconcludeerd dat het géén exceptioneel transport betreft.



Figuur 2 Gemeten voertuig

Volgens de Eurocode, en door Nederland als een aanvaardbare waarde aangenomen, wordt een betrouwbaarheidsindex β van 4,3 gevraagd voor CC3 constructies. Voor normale verdelingen met $\alpha=0.7$ en $\beta=4.3$ volgt de toelaatbare kans van overschrijding:

$$P(S > S_d) = \Phi(-\alpha\beta) = \Phi(-0.7 \cdot 4.3) = \Phi(-3.01) = 1/765 \quad (2.7)$$

Onderstaande tekst is direct overgenomen uit het TNO rapport:

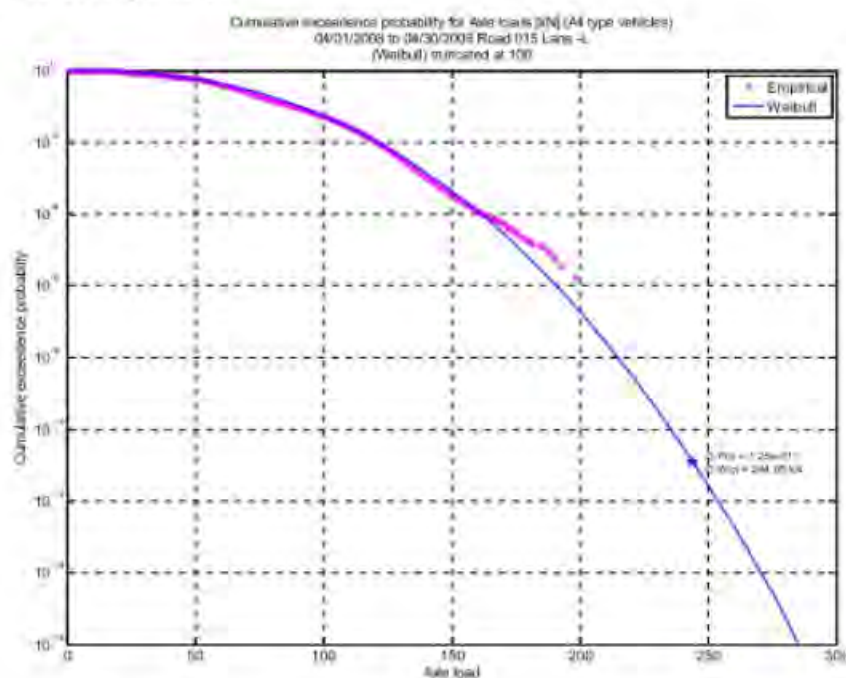
“Aangezien (2.7) geldt voor de referentieperiode van 100 jaar zijn we dus eigenlijk op zoek naar de verkeersbelasting met een herhalingsstijd van $100 \cdot 765 = 76\,500$ jaar. Belastingen met een dergelijke herhalingsstijd moeten uiteraard via een extrapolatie uit het waarnemingsgebied worden gevonden, maar dat geldt voor alle belastingen. Bij de extrapolatie moet wel aandacht worden besteed aan het feit dat de verkeersbelasting niet stationair is maar onderhevig aan een aantal trends. Ook fysische grenzen moeten in de beschouwing worden betrokken.

Voor een enkel jaar zoeken we dus belastingen met een overschrijdskans van $1/76500$. Indien de opeenvolgende verkeersbelastingen als onderling volledig onafhankelijk worden opgevat komt dit, op dezelfde wijze doorgeredeneerd, neer op een kans van $1/(28\,000\,000)$ per dag.

De procedure voor het bepalen van de ontwerplast in de meetperiode van april 2008 als volgt. Eerst wordt het aantal observaties (passerende assen/voertuigen) per uur n berekend, dit is gelijk aan het aantal

observaties/(30 dagen * 24 uur). Voor het aantal dagen per jaar met voldoende vrachtverkeer wordt 250 genomen. De ontwerpwaarde van de belasting heeft dan ook een kans $P_{ontwerp} = 1/(n \cdot (76500 \cdot 250 \cdot 24))$ in de momentane verdeling. Per meetpunt wordt gewerkt met het gemeten aantal voertuigen of assen. Als voorbeeld wordt een verkeersintensiteit van 10 000 voertuigen per dag genomen (dit verschilt per locatie); dit levert een kans van $1/(280\,000\,000\,000)$ ofwel ongeveer $2,8 \cdot 10^{-11}$ in de momentane populatie van voertuigen. Voor de assen is dit zelfs nog kleiner; bij een gemiddelde van 4 assen per voertuig wordt deze kans $0,7 \cdot 10^{-11}$. De schatting van de ontwerpbelasting is dus zelfs bij een waarnemingsset van bijvoorbeeld 100 000 voertuigen, nog onderhevig aan een aanzienlijke extrapolatie-onzekerheid."

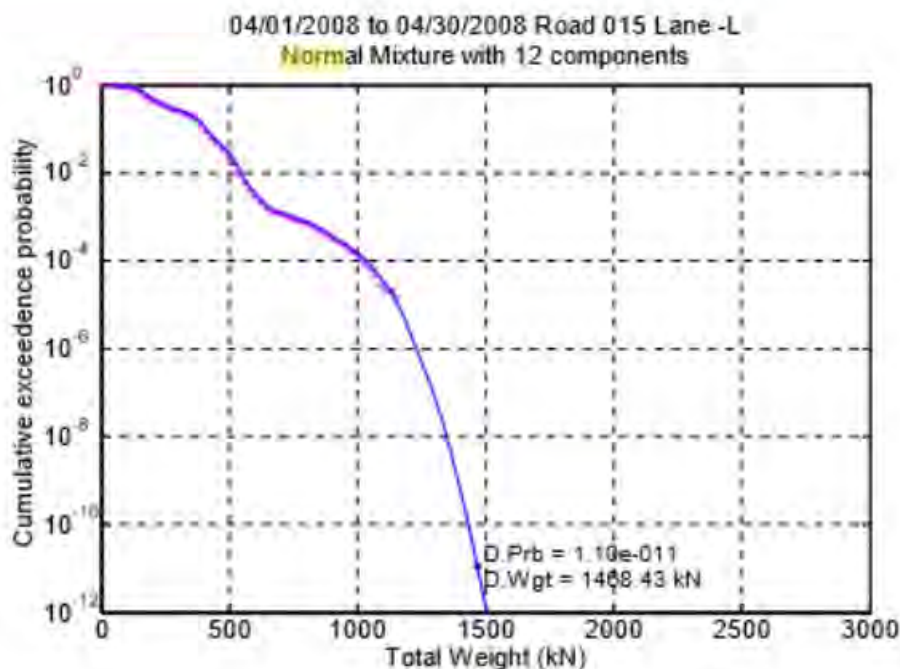
Kort gezegd dienen de meetresultaten dus geëxtrapoleerd te worden naar een kans in orde grootte van 10^{-11} (exact aantal afhankelijk van aantal metingen). In figuren 3 en 4 zijn hiervan voorbeelden gegeven, voor zowel de aslasten als het voertuiggewicht. De exceptionele transporten, met een éénmalige vergunning, zijn hier reeds uitgefilterd.



Figuur 5.6: Weibull fit voor A15-L; ontwerp-aslast van 244 kN

Figuur 3 Aslast als functie van kans

In bovenstaande figuur is te zien dat een maximale aslast gemeten is van circa 200 kN. Middels extrapolatie volgt een aslast van 245 kN.



Figuur 5.20: RW15-L: ontwerpvoertuiggewicht 1468 kN

Figuur 4 Totaallast als functie van kans

In bovenstaande figuur is te zien dat een maximale voertuiggewicht gemeten is van circa 1250 kN. Middels extrapolatie volgt een voertuiggewicht van circa 1500 kN.

Deze genoemde belastingen betreffen statische belastingen. In het TNO rapport wordt een dynamische vergrotingsfactor van 1,1 voorgesteld voor de globale bruggen, en een factor van 1,4 voor lokale effecten.

Middels nog veel meer kansberekening wordt in het TNO-rapport vervolgens een vergelijk gemaakt tussen bovenstaande resultaten en de belasting voorgeschreven in de Eurocode. Het vergelijk wordt gemaakt tussen het optredend moment en dwarskracht bij een statisch bepaalde ligger met verschillende lengtes (20, 50, 100 en 200 m.). Uiteindelijk is de conclusie dat de Eurocode afdoende veiligheid biedt.

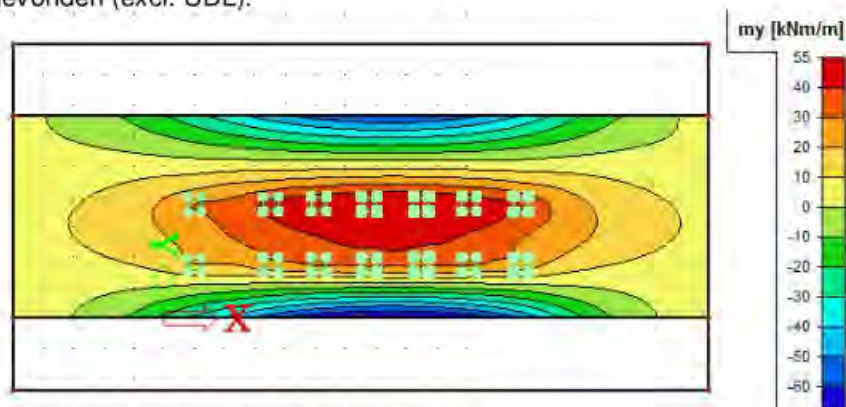
3 Bespreking TNO rapport

Uit de beschouwing van TNO worden enkele conclusies getrokken. Ten eerste zijn de gevonden waarden van aslasten en voertuiggewicht veel hoger dan wettelijk is toegestaan. Blijkbaar rijden er enkele voertuigen rond die (ruim) overbeladen zijn. Hiermee dient bij het ontwerpen en toetsen van verkeersbruggen rekening te worden gehouden. Stellen dat het acceptabel is dat een verkeersbrug bezwijkt omdat iemand zich niet aan de wet houdt gaat natuurlijk niet.

Ten tweede wordt geconcludeerd dat het feit dat rekening gehouden dient te worden met een referentieperiode van 100 jaar (i.c.m. een betrouwbaarheidsindex van 4,3) resulteert in circa 25% hogere belastingen dan gemeten in één maand.

Tenslotte wordt geconcludeerd dat de vergelijking tussen de resultaten van TNO en de Eurocode belasting wordt uitgevoerd door het bepalen van het buigend moment cq. dwarskracht bij een statisch bepaalde ligger bij vier verschillende overspanningen. Dit is echter uiteraard niet een volledige vergelijking. Elke situatie is weer anders, waardoor bij een rekenwaarde van de verkeersconfiguratie kan afwijken van LM1. De rekenwaarde van de verkeersconfiguratie is echter ongelooflijk ingewikkeld om te bepalen omdat deze in grote mate afhankelijk is van kansberekening in combinatie met bijvoorbeeld het aantal, gewicht en h.o.h. afstand van het verkeer. Dit is in de praktijk uiteraard niet doenlijk om per project uit te zoeken, vandaar dat gekozen is voor één te rekenen laststelsel.

Aangetekend wordt dat het algemene beeld is dat vooral voor bruggen met kleine overspanningen en gelegen in het secundaire wegennet deze verkeersbelasting tot té conservatieve waarden leidt. Om dit te ondervangen is er een CUR commissie aangesteld welke met een aanbeveling (C2261) aangaande de beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande kunstwerken zal komen (verwacht medio 2017). Hierin zal mogelijk aanbevelingen worden gedaan voor de belasting van lokale bruggen. Voor de Zeelandbrug zal dit echter niet van toepassing zijn omdat (1) dit een ontsluitingsweg betreft, en (2) de rijrichting loodrecht is op de overspanning (m.b.t. dwarsmoment). Dit laatste heeft tot gevolg dat de invloed van de h.o.h. afstand van de assen van minder belang is dan bij een bruggetje met een korte overspanning. Ter illustratie is onderstaand de krachtsverking. t.g.v. de vrachtwagen uit figuur 2 weergegeven. Het maximaal optredend moment is circa 55 kNm/m, terwijl voor TS1 een maximaal moment van 50 kNm/m werd gevonden (excl. UDL).



Figuur 5 Optredend veldmoment bij gemeten voertuig

4 Conclusie

4.1 Relatie LM1 en werkelijke belasting

Middels een uitgebreide statistische analyse wordt in het rapport van TNO een vergelijking gemaakt tussen meetresultaten in Nederlandse snelwegen en de belastingen gegeven door de Eurocode (LM1). Hieruit volgt dat deze gezien het gewenste veiligheidsniveau, met inbegrip van referentie- en trend- factoren, akkoord zijn.

Als tussenstap is op basis van een betrouwbaarheidscoëfficiënt van 4,3 en referentieperiode van 100 jaar de verwachtingswaarde voor de maximale aslast en voertuiggewicht geëxtrapoleerd. Deze zijn 250 kN respectievelijk 1500 kN. Hiermee wordt in feite het gat tussen theoretische en werkelijke belasting gedicht. Voor onderhavig geval van de Zeelandbrug is dit nog eens aantoonbaar gemaakt door de krachtswerking van een werkelijk voertuig te vergelijken met die van TS1. Hieruit volgt dat deze in dezelfde orde van grootte ligt.

4.2 Relatie (as-)lastbeperking en LM1

In het voorgaande is de relatie tussen LM1 en de werkelijke belasting beschreven. Daarbij is aannemelijk gemaakt dat bij een wettelijk toegestane aslast van 12 ton gerekend moet worden met een aslast van 30 ton. Deze filosofie is door de normcommissie bij het gebruik van bebording volgens de NEN8701 doorgetrokken. Onderstaand is toepassing van bord C20, aslastbeperking, weergegeven. Hieruit volgt dat bij een aslastbeperking van 9 ton gerekend moet worden met een aslast van 200 kN, beiden een factor 0,668 van de oorspronkelijke waarde. Dit is dan met inbegrip van een dynamische factor, door TNO voorgesteld op 1,4 [-].

α_{C20}	bord C20 (ton)	bord C20 (kN)	Q_{1b} per as (kN)	Q_{2b} per as (kN)
1,000	12	120	300	200
0,773	10	100	232	155
0,668	9	90	200	134
0,569	8	80	171	114
0,477	7	70	143	95
0,391	6	60	117	78
0,310	5	50	93	62
0,236	4	40	71	47
0,168	3	30	50	34

Figuur 6 Karakteristieke belasting bij gebruik van bord C20 [NEN8701]

Toelichting grondslagen

In dit document kunt u secties terugvinden die onleesbaar zijn gemaakt. Deze informatie is achterwege gelaten op basis van artikel 5 van de Wet open overheid (Woo). De legenda verwijzing die hierbij is vermeld correspondeert met de bijbehorende grondslag in onderstaand overzicht.

Legenda verwijzing	Artikel verwijzing	Uitzonderingsgrond
Artikel 5.1 lid 1 Woo – Absolute uitzonderingsgronden De openbaarmaking van deze informatie:		
A	art. 5.1 lid 1 a	Kan de eenheid van de Kroon in gevaar brengen.
B	art. 5.1 lid 1 b	Kan de veiligheid van de Staat schaden.
C	art. 5.1 lid 1 c	Betreft bedrijfs- en fabricagegegevens die vertrouwelijk aan de overheid zijn meegedeeld.
D	art. 5.1 lid 1 d	Betreft persoonsgegevens als bedoeld in paragraaf 3.1 (bijzondere persoonsgegevens) of paragraaf 3.2 (persoonsgegevens van strafrechtelijke aard) van de UAVG.
E	art. 5.1 lid 1 e	Betreft nummers die dienen ter identificatie van personen die bij wet of algemene maatregel van bestuur zijn voorgeschreven als bedoeld in artikel 46 van de UAVG.
Artikel 5.1 lid 2 Woo – Relatieve uitzonderingsgronden Het belang van de openbaarmaking van deze informatie weegt niet op tegen:		
F	art. 5.1 lid 2 a	Het belang van de betrekkingen van Nederland met andere staten en met internationale organisaties.
G	art. 5.1 lid 2 b	Het belang van de economische of financiële belangen van de Staat, andere publiekrechtelijke lichamen of bestuursorganen.
H	art. 5.1 lid 2 c	Het belang van de opsporing en vervolging van strafbare feiten.
I	art. 5.1 lid 2 d	Het belang van de inspectie, controle en toezicht door bestuursorganen.
J	art. 5.1 lid 2 e	Het belang van de eerbiediging van de persoonlijke levenssfeer van betrokkenen.
K	art. 5.1 lid 2 f	Het belang van de bescherming van andere dan in art. 5.1 lid 1 sub c genoemde concurrentiegevoelige bedrijfs- en fabricagegegevens.
L	art. 5.1 lid 2 g	Het belang van de bescherming van het milieu waar deze informatie betrekking op heeft.
M	art. 5.1 lid 2 h	Het belang van de beveiliging van personen en bedrijven en het voorkomen van sabotage.
N	art. 5.1 lid 2 i	Het belang van het goed functioneren van de Staat, andere publiekrechtelijke lichamen of bestuursorganen.
O	art. 5.1 lid 4	Het belang dat de geadresseerde erbij heeft om als eerste kennis te kunnen nemen van de informatie (tijdelijke beperking).
P	art. 5.1 lid 5	Het belang van de onevenredige benadeling welke, in uitzonderlijke gevallen, wordt toegebracht aan een ander belang dan genoemd in art. 5.1 de leden 1 en 2, bij andere informatie dan milieu-informatie.
Q	art. 5.1 lid 6	Het belang genoemd in artikel 5.1 lid 1 sub c en het hier milieu-informatie betreft waardoor, bij openbaarmaking, ernstige schade wordt toegebracht aan het genoemde belang in artikel 5.1 lid 1 sub c.
Artikel 5.2 lid 1 Woo – Persoonlijke beleidsopvattingen De informatie uit documenten betreft:		
R	art. 5.2 lid 1	Persoonlijke beleidsopvattingen. Onder persoonlijke beleidsopvattingen worden verstaan ambtelijke adviezen, visies, standpunten en overwegingen ten behoeve van intern beraad, niet zijnde feiten, prognoses, beleidsalternatieven, de gevolgen van een bepaald beleidsalternatief of andere onderdelen met een overwegend objectief karakter.
S	Art. 5.2 lid 2	Tot personen te herleiden gegevens, met betrekking tot door het bestuursorgaan, met het oog op een goede en democratische bestuursvoering, verstrekte informatie die kwalificeert als persoonlijke beleidsopvattingen.
Overig		
T		De informatie valt buiten de reikwijdte van het verzoek.

Advies Zeelandbrug



TNO Vertrouwelijk › TNO 2023 R11889
13 oktober 2023

TNO 2023 R11889 – 13 oktober 2023
Advies Zeelandbrug

Auteurs

Ir. [REDACTED]
Ir. [REDACTED]

Aantal pagina's

50 (excl. voor- en achterblad)

Aantal bijlagen

1

Opdrachtgever

Provincie Zeeland

Projectnaam

Advies Zeelandbrug

Projectnummer

060.57128

Alle rechten voorbehouden

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van TNO.

© 2023 TNO

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	3
1 Inleiding	4
2 Opbouw van de constructie	5
2.1 Algemeen	5
2.2 Langsprofiel	5
2.3 Dwarsprofiel	6
2.4 Systeem van de constructie	7
3 Review herberekening	9
3.1 Inleiding	9
3.2 Voornaamste opmerkingen	9
3.3 Overige opmerkingen	17
3.4 Conclusie	21
4 Kraagliggers	24
4.1 Inleiding	24
4.2 Dossieronderzoek kraagliggers	24
4.2.1 Dek kraagliggers	24
4.2.2 Wanden kraagligger	27
4.2.3 Externe voorspanning	32
4.3 Visuele inspectie kraagliggers	34
5 Koppelementen tussen de kraagliggers	37
5.1 Inleiding	37
5.2 Dossieronderzoek koppelementen	37
5.3 Visuele inspectie koppelementen	39
5.3.1 Dwarskrachtdeuvels	39
5.3.2 Scharnieren	42
5.3.3 Schokdempers	43
6 Beheerdersadvies	44
6.1 Inleiding	44
6.2 Herberekening	44
6.3 Kraagliggers	45
6.4 Koppelementen tussen de kraagliggers	46
6.5 Prioritering van adviesonderdelen	48
Ondertekening	49

1 Inleiding

In 2017 is door Iv-Infra een herberekening uitgevoerd waarin het vaste deel van de Zeelandbrug constructief is getoetst aan de op dat moment vigerende wet- en regelgeving. Hieruit volgde dat een aantal onderdelen van de constructie niet voldoet op theoretisch gebruik (theoretische verkeersbelasting en rijstrookindeling). Op werkelijk gebruik (werkelijke verkeersbelasting en rijstrookindeling) voldoet de constructie wel. Een uitzondering hierop zijn de dwarskrachtdeuvels waarvoor een nadere beschouwing is aanbevolen.

In opdracht van de Provincie Zeeland heeft TNO een review uitgevoerd van de herberekening van Iv-infra. Op basis van deze review is bepaald welke constructieonderdelen kritisch zijn dan wel in de tijd kritisch zouden kunnen worden. Voor deze constructieonderdelen is een dossieronderzoek en een visuele inspectie uitgevoerd. Vervolgens is voor deze constructieonderdelen een beheerdersadvies opgesteld, waarin is aangegeven welke vervolgacties zijn aan te bevelen op de korte termijn (0-5 jaar) en de middellange termijn (5-10 jaar).

Het onderhavige rapport geeft de resultaten van het uitgevoerde onderzoek.

Hoofdstuk 2 geeft informatie over de opbouw van de constructie en de in het rapport aangehouden terminologie.

Hoofdstuk 3 geeft de resultaten van de review van de herberekening en de selectie van de constructieonderdelen die kritisch zijn dan wel in de tijd kritisch zouden kunnen worden.

Hoofdstuk 4 geeft de resultaten van het dossieronderzoek voor de geselecteerde constructieonderdelen.

Hoofdstuk 5 geeft de resultaten van de visuele inspectie voor de geselecteerde constructieonderdelen.

Hoofdstuk 6 geeft het beheerdersadvies voor de geselecteerde constructieonderdelen.

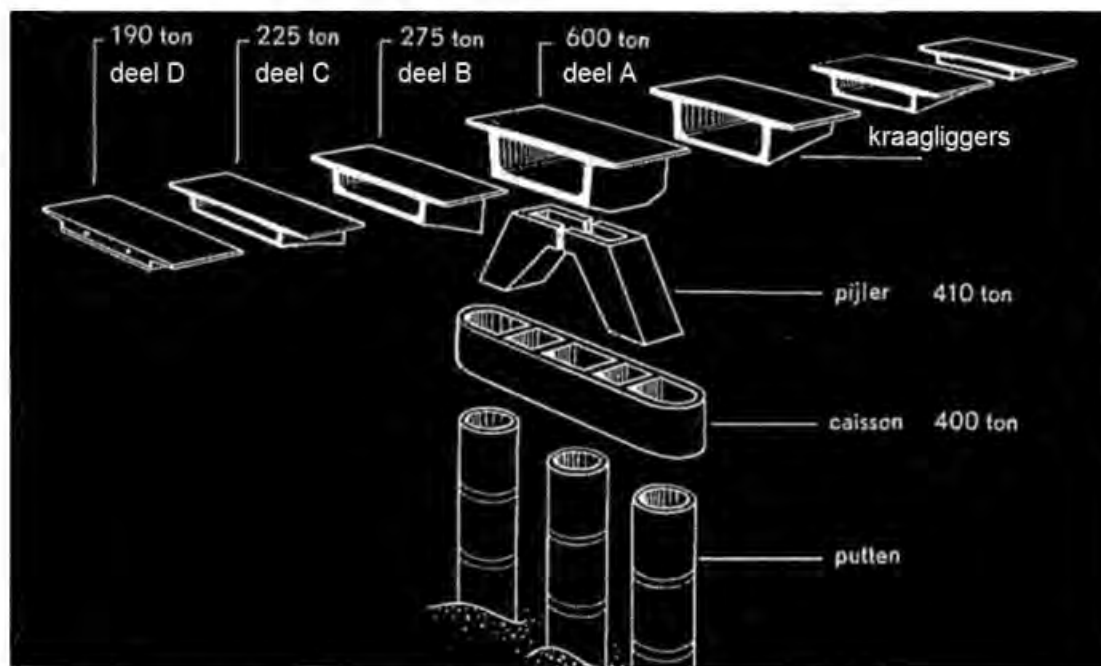
Ten behoeve van het onderzoek heeft de Provincie Zeeland een dossier beschikbaar gesteld. In Bijlage A is een overzicht gegeven van de documenten uit dat dossier die zijn gebruikt voor het onderzoek van TNO.

2 Opbouw van de constructie

2.1 Algemeen

De Zeelandbrug ligt over de Oosterschelde in de N256 en verbindt Schouwen-Duiveland met Noord-Beveland. De brug dateert uit het jaar 1965 en bestaat uit een vast deel en een beweegbaar deel (basculebrug). Het onderhavige onderzoek heeft betrekking op het vaste deel van de Zeelandbrug. Het beweegbare deel alsmede de aanbruggen vallen buiten de scope van dit onderzoek.

De opbouw van het vaste deel van de Zeelandbrug is weergegeven in Figuur 2.1. Het vaste deel bestaat uit 50 in de grond ingeklemde T-stukken. De overgangen tussen de verschillende T-stukken worden dilatatievoegen genoemd. De overgangen tussen de verschillende segmenten binnen één T-stuk worden aangeduid met stortvoegen.



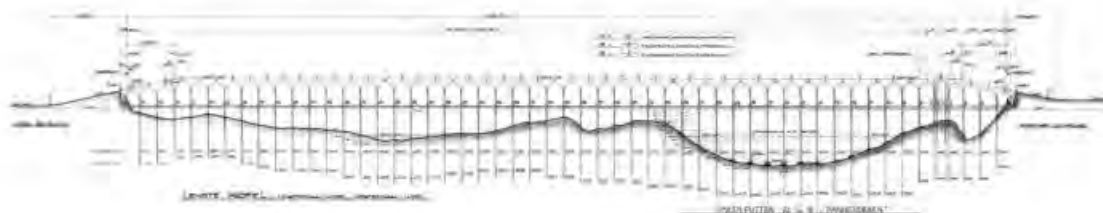
Figuur 2.1: Opbouw Zeelandbrug

2.2 Langsprofiel

Het langsprofiel van de Zeelandbrug is weergegeven in Figuur 2.2. De totale lengte van de brug bedraagt ongeveer 5 km. Het grootste deel wordt gevormd door overspanningen van

95 m. De bovenkant van het rijdek ligt op +17 m NAP. Dit loopt af tot ongeveer +11 m NAP aan de uiteinden van de brug.

De waterdiepte ter plaatse van de pijlers varieert van ongeveer 3 m tot 35 m. Opgemerkt wordt dat de diepe vaargeul rechts in Figuur 2.2, na het sluiten van de Oosterschelde met een vaste dam, ter plaatse van de putten zou worden aangevuld tot NAP -15 m. Omdat in de Oosterscheldemonnd uiteindelijk een doorlaatbare kering is gebouwd, is dit uiteindelijk niet gebeurd.

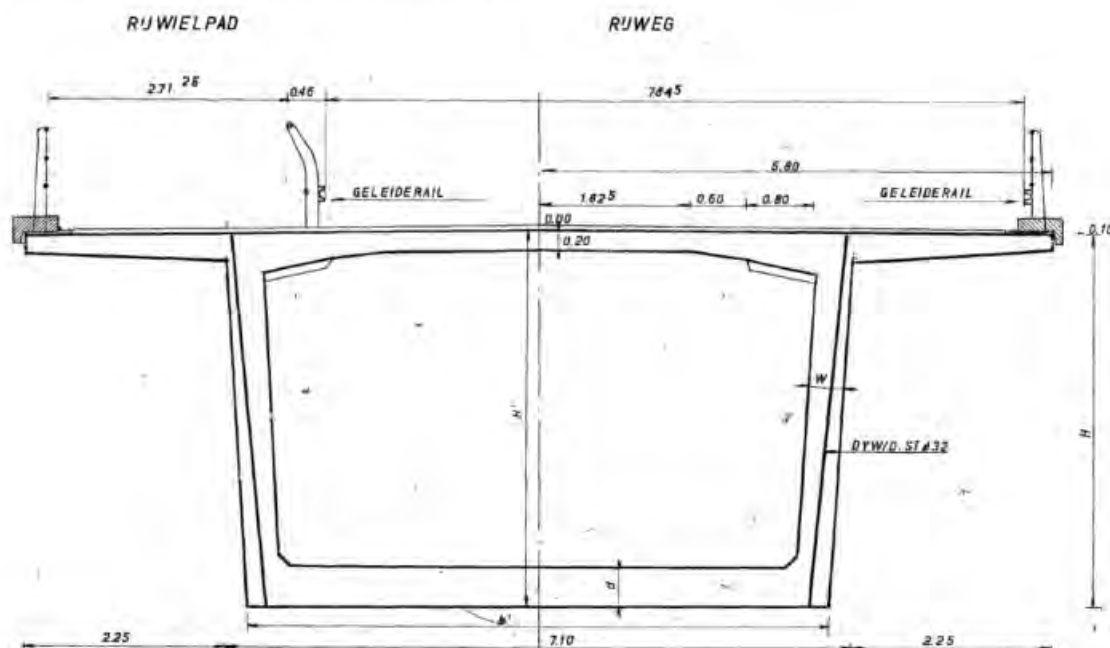


Figuur 2.2: Langsprofiel Zeelandbrug

2.3 Dwarsprofiel

De bovenbouw van de Zeelandbrug heeft een kokervormige doorsnede, waarvan het dwarsprofiel is weergegeven in Figuur 2.3. Over de lengte van de brug varieert de hoogte van de koker van 1,90 m tot 5,39 m. De dikte van de wanden varieert van 322 mm tot 670 mm. De dikte van de vloer varieert van 153 tot 530 mm. De dikte van het dek in het veld van de kokervormige doorsnede is constant en gelijk aan 200 mm. Nabij de kokerwanden neemt de dikte toe tot 480 mm. De dikte van het dek in de uitkraging varieert van 200 tot 315 mm.

Hoewel op de brug een fietspad aanwezig is, is in zowel de ontwerpberekening als de herberekening ook theoretisch gebruik beschouwd, waarbij de volledige breedte van de brug als rijbaan voor wegverkeerd wordt benut.

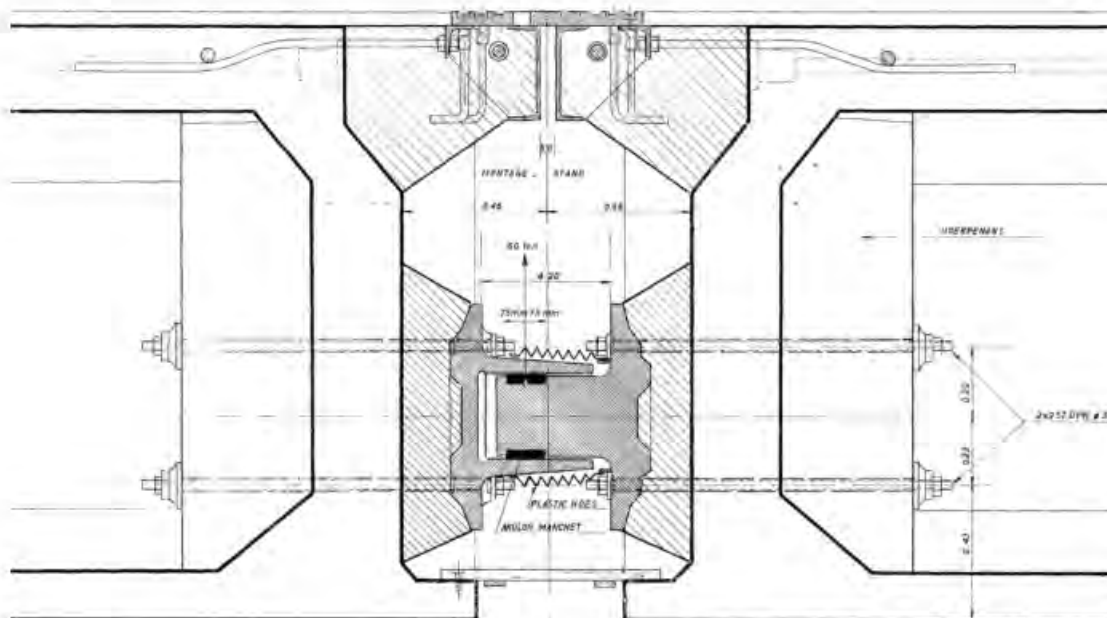


Figuur 2.3: Dwarsdoorsnede kraagliggers

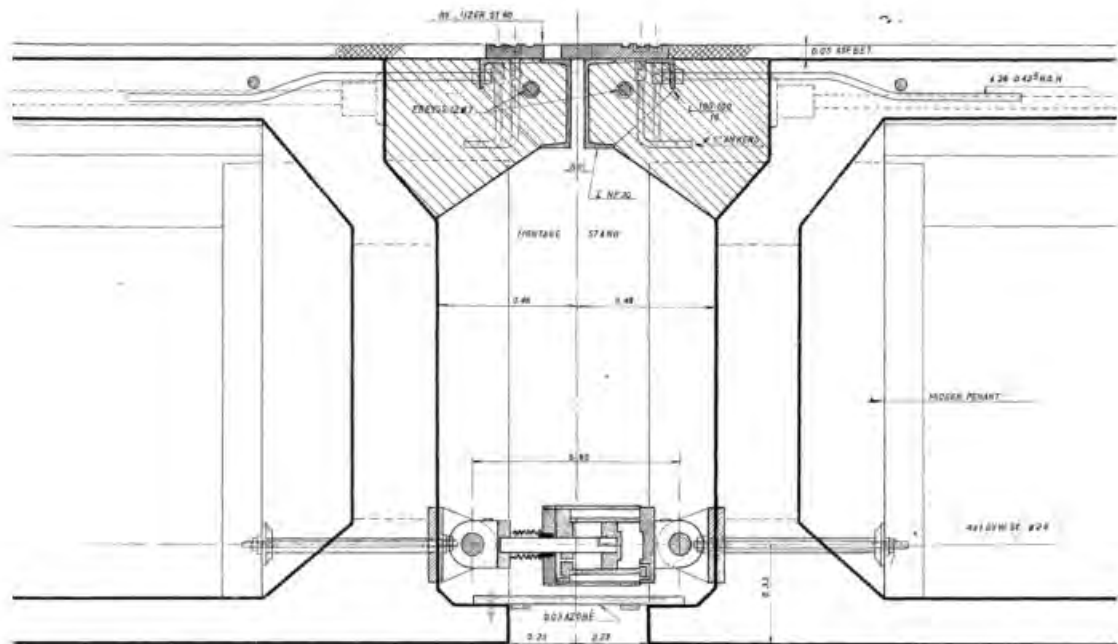
2.4 Systeem van de constructie

Het vaste deel van de Zeelandbrug bestaat voor het grootste deel uit overspanningen van 95 m. Iedere betonnen pijler is voorgespannen en naar weerszijden uitgebouwd met een (in langs- en dwarsrichting) voorgespannen betonnen kraagligger (kokerligger) tot 47,5 meter uit het hart van de pijler. De pijlers zijn geplaatst op voorgespannen betonnen caissons die op voorgespannen palen (putten) zijn gefundeerd. De pijlers zijn hiermee in de bodem ingeklemd zodat een pijler met de daarop buigvast verbonden kraagligger op zich stabiel is.

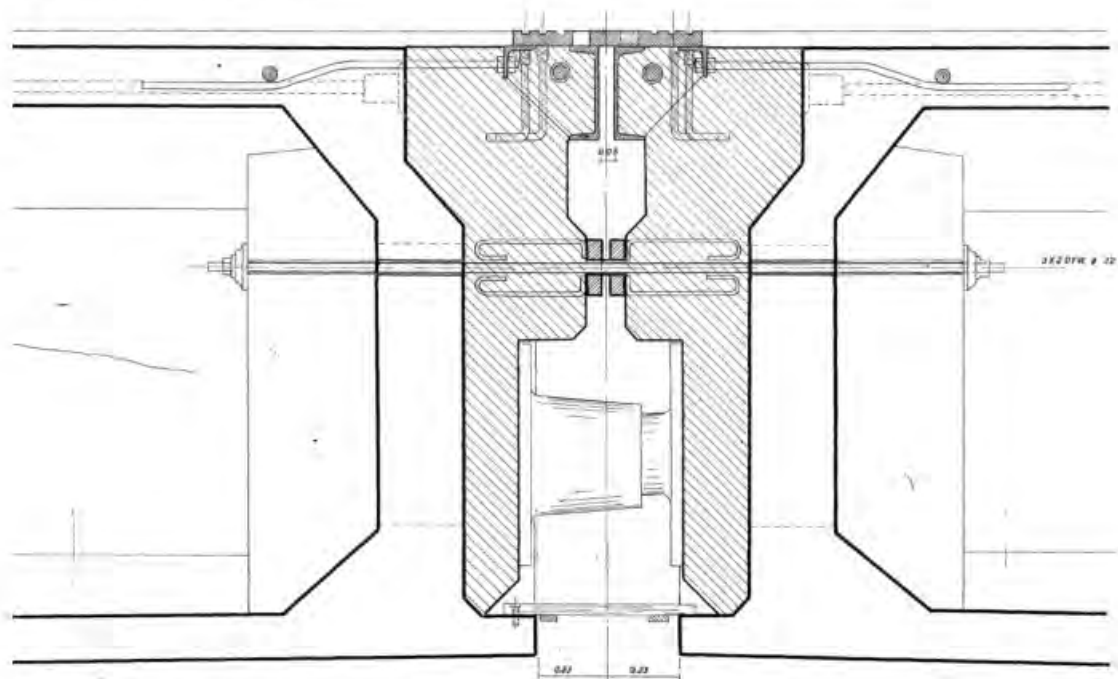
In de voegen tussen de uiteinden van de kraagliggers bevinden zich koppel-elementen. In elke voeg zijn dat twee dwarskrachtdeuvels (Figuur 2.4). Daarnaast bevinden zich in de voegen ofwel twee schokdempers (Figuur 2.5) ofwel drie schokdempers ofwel drie scharnieren (Figuur 2.6).



Figuur 2.4: Detail dwarskrachtdeugel



Figuur 2.5: Detail schokdemper



Figuur 2.6: Detail schoornier

3 Review herberekening

3.1 Inleiding

Door TNO is een review uitgevoerd van de herberekening van de Zeelandbrug zoals uitgevoerd door Iv-infra (document [01]). De voornaamste opmerkingen van TNO op document [01] zijn opgenomen in paragraaf 3.2 van dit hoofdstuk. De overige opmerkingen bevinden zich in paragraaf 3.3. Tot slot bevat paragraaf 3.4 de conclusies van de review.

3.2 Voornaamste opmerkingen

De voornaamste opmerkingen van TNO op document [01] zijn hieronder puntsgewijs weergegeven.

- Par. 3.4, p. 11: St 90/105 is een niet in oude boeken voorkomende aanduiding. Vanaf 1960 was voor staven Ø26 mm en Ø32 mm wel QP 80/105 beschikbaar. RBK 1.2.1 en NEN 8702 geven voor QP 105 de waarden horende bij 80/105 en niet 90/105. De rekenwaarde van de vloeigrens is gelijk aan $f_{pd} = f_{p0,2k} \cdot g / \gamma_s = 80 \cdot 9,81 / 1,1 = 713 \text{ N/mm}^2$. In de herberekening is uitgegaan van 808 N/mm^2 , wat niet conservatief is.
- Par. 3.4, p. 11: Op basis van de in figuur 3.1.4 weergegeven aanvang- en werkvoorspanning kan worden afgeleid dat rekening is gehouden met 15% voorspanverlies. Naar aanleiding van de constatering dat sommige uitbouwbruggen in Nederland meer vervormen dan is voorspeld, heeft TNO recent onderzoek gedaan naar de bestaande kruipmodellen. Hieruit blijkt dat de invloed van kruip met de bestaande modellen kan worden onderschat, wat kan leiden tot enkele procenten extra voorspanverlies. Voor de Zeelandbrug wordt in dit kader aanbevolen om het effect van 5% extra voorspanverlies in langsrichting van de brug te onderzoeken.
- Par. 5.2.3, p. 29: Volgens NEN 8701 moet voor betonnen constructies of onderdelen daarvan gebruik zijn gemaakt van de belastingsmodellen voor vermoeiing 1, 4b of 5. In de herberekening is in beginsel uitgegaan van belastingmodel 1. Toen bleek dat hiermee niet werd voldaan, is gebruik gemaakt van belastingmodel 4a. Dit belastingmodel is echter bedoeld voor stalen bruggen en is daarmee alleen geldig voor het beweegbare deel van de Zeelandbrug. Voor het vaste deel had belastingmodel 4b voor betonnen bruggen moeten zijn gebruikt, waarin ten opzichte van belastingmodel 4a zwaardere vrachtwagens zijn opgenomen.
- Par. 5.5, p. 32: Belastingen ten gevolge van temperatuur, krimp en kruip en zettingen zijn buiten beschouwing gelaten, omdat ze op basis van art. 2.3 van NEN-EN 1992-1-1 niet tot bezwijken zouden leiden. Hiervoor geldt echter als voorwaarde dat de ductiliteit en de rotatiecapaciteit van de elementen voldoende zijn.
 - Het niet beschouwen van temperatuur is gerechtvaardigd daar in de brug schuifverbindingen aanwezig zijn die een vrije uitzetting in horizontale richting mogelijk maken.
 - Het niet beschouwen van krimp en kruip is in die zin gerechtvaardigd, daar de individuele T-stukken scharnierend zijn verbonden en krimp en kruip geen gevolgen hebben voor de krachtswerking. Doorgaande kruip leidt echter wel tot

een rotatie in de dilatatievoeg met mogelijk schade aan de verbindingsmiddelen (scharnieren, dwarskrachtdeuvels en schokdempers) tot gevolg.

- o Ongelijkmatige zettingen zijn van invloed op de krachtwerking en leiden tot extra momenten en dwarskrachten in de constructie. Indien sprake is van voldoende rotatiecapaciteit, dan zullen de extra momenten kunnen wegvloeien. De extra dwarskrachten zullen echter moeten worden meegenomen in de toetsing van de constructie (met name voor de wanden van de kraagliggers en de dwarskrachtdeuvels), daar bij bezwijken op dwarskracht geen ductiliteit aanwezig is. Indien sprake is van reserve in de dwarskrachtdeuvels, dan zou voor ongelijkmatige zettingen een interventiewaarde kunnen worden bepaald.
- Par. 8.1, p. 41: De schokdempers worden in de herberekening niet gezien als constructief risico. Defecte schokdempers hebben echter invloed op het constructief gedrag in langsrichting onder invloed van temperatuur en het remmen van voertuigen. Indien schokdempers vastzitten, dan kunnen zich onder invloed van temperatuur extra spanningen in de constructie opbouwen. Indien schokdempers loszitten, dan wordt de rembelasting over minder pijlers verdeeld. Beide situaties zijn onwenselijk.
- Par. 8.2.1, p. 42: In de modellen is in het zwaartepunt van de kraagliggers geen verschilverplaatsing tussen de T-stukken in langsrichting van de brug toegelaten ('u, vast'). Ten aanzien hiervan wordt het volgende opgemerkt:
 - o Het is de vraag in hoeverre dit representatief is voor het daadwerkelijke gedrag van de schokdempers. Tijdens de inspectie is een horizontale verschilverplaatsing in de dwarskrachtdeuvels waargenomen die waarschijnlijk ook in de schokdempers optreedt. Dit sluit niet aan bij de modellering. De invloed hiervan op de resultaten is op voorhand niet goed in te schatten.
 - o De horizontale kracht die door de schokdempers (en scharnieren) wordt geleverd, treedt niet op in het zwaartepunt van de kraagliggers, waardoor aan de uiteinden van de kraagliggers een extra buigend moment wordt geïntroduceerd dat niet is meegenomen in de modellering. Omdat het buigend moment door de globale krachtwerving hier beperkt is, wordt verwacht dat er voldoende reserve is om dit extra buigend moment op te nemen.
- Par. 8.3, p. 50: In de toetsingen van de momentweerstand van de uitkraging is geen rekening gehouden met de verschoven momentenlijn en de verankeringslengte van de wapening. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten.

Voor de verankeringslengte van de wapening Ø19-400 mm geldt volgens art. 8.4.4 van NEN-EN 1992-1-1:

- o $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,0 / 1,5 = 2,10 \text{ N/mm}^2$ ($\eta_2 = 0,7$ vanwege bovenstaaf zonder goede omstandigheden);
- o $l_{b,req} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (19/4) \cdot (300/2,10) = 679 \text{ mm}$;
- o $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,req} = 1,0 \cdot 0,99 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 679 = 672 \text{ mm}$ ($\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi = 1 - 0,15 \cdot (20 - 19) / 19 = 0,99$).

Indien voor locatie A en B rekening wordt gehouden met een verschuiving van de momentenlijn over een afstand d, dan blijft voor de wapening Ø19-400 mm een verankeringslengte over van:

- o Locatie A: $725 - (h - c_d - \phi / 2) = 725 - (315 - 20 - 19/2) = 439 \text{ mm}$;
- o Locatie B: $(1525 - 1000) - (h - c_d - \phi / 2) = 525 - (278 - 20 - 19/2) = 276 \text{ mm}$.

De aanwezige verankeringslengte is kleiner dan de benodigde verankeringslengte voor het vloeien van de wapening. Dit kan in rekening worden gebracht door de doorsnede van de betreffende wapening te reduceren:

- o Locatie A: $1478 + 709 \cdot 439/672 = 1941 \text{ mm}^2$;
- o Locatie B: $770 + 709 \cdot 276/672 = 1061 \text{ mm}^2$.

Op basis van een doorsnede-berekening worden de volgende momentweerstand en unity checks gevonden:

- o Locatie A: $M_{k,d} = 208 \text{ kNm/m}$, u.c. = $181/208 = 0,87$;
- o Locatie B: $M_{k,d} = 125 \text{ kNm/m}$, u.c. = $125/125 = 1,00$.

Met het in rekening brengen van de verschoven momentenlijn en de verankeringslengte van de wapening stijgen de unity checks voor locatie A en B van 0,81 en 0,83 naar 0,87 en 1,00.

- Par. 8.3, p. 50: De getoonde zachtstaalwapening geldt voor de delen B, C en D. Voor het hamerstuk is ter plaatse van locatie A minder wapening aanwezig: $\varnothing 19\text{-}190 \text{ mm} + \varnothing 14\text{-}380 \text{ mm}$. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten.

Rekening houdend met de verschoven momentenlijn en de verankeringslengte van de wapening $\varnothing 14\text{-}380 \text{ mm}$ is de gereduceerde hoeveelheid wapening ter plaatse van locatie A naar analogie van de vorige opmerking: $1492 + 405 \cdot 439/495 = 1851 \text{ mm}^2$. Op basis van een doorsnede-berekening bedraagt de momentweerstand $M_{k,d} = 202 \text{ kNm/m}$ en de unity check u.c. = $181/202 = 0,90$.

- Par. 8.3, p. 54: In de toetsing van het veldmoment in dwarsrichting van de kraagliggers is geen rekening gehouden met een eventuele foute ligging van de dwarskabels in het dek en de als maatregel genomen externe voorspanwapening. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten.

Volgens document [03] blijkt uit metingen dat de afstand tussen het hart van de dwarsvoorspanning en de onderkant van het dek plaatselijk $122,8 \text{ mm}$ bedraagt. Een doorsnede-berekening geeft een reductie van de momentweerstand van 70 kNm/m naar 62 kNm/m . Indien tevens rekening wordt gehouden met de negatieve krommingsdruk van de dwarsvoorspanning, dan neemt de momentweerstand verder af tot $62 - 462 \cdot 935 \cdot (122,8 - 100) \cdot 10^{-6} = 52 \text{ kNm/m}$ en bedraagt de unity check voor werkelijk gebruik $58/52 = 1,12$. Op basis van deze indicatieve berekening voldoet het dek zonder externe voorspanning voor werkelijk gebruik dus niet aan het gebruiksniveau.

De externe voorspanning bedraagt in totaal $4 \cdot (\pi/4) \cdot 7^2 \cdot 935/0,9/1000 = 160 \text{ kN/m}$. Op basis van een doorsnede-berekening neemt de momentweerstand hierdoor toe tot 61 kNm/m . Indien tevens rekening wordt gehouden met de positieve krommingsdruk van de externe voorspanning, dan neemt de momentweerstand verder toe tot $61 + 160 \cdot 0,1 = 77 \text{ kNm/m}$. De unity checks voor werkelijk en theoretisch gebruik bedragen hiermee respectievelijk $58/77 = 0,75$ en $69/77 = 0,90$. Geconcludeerd wordt dat de aanwezigheid van de externe voorspanning in het dek noodzakelijk is om voor het werkelijk gebruik te voldoen aan het gebruiksniveau.

- Par. 8.3, p. 56-57: De externe voorspanning geeft een extra dwarskracht in snede B, die niet is getoetst. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten.

De extra dwarskracht bedraagt $0,5 \cdot q_p \cdot L = 0,5 \cdot (8 \cdot P_f / L^2) \cdot L = 0,5 \cdot (8 \cdot 160 \cdot 0,1/3,48^2) \cdot 3,48 = 18 \text{ kN}$. De optredende dwarskracht bedraagt hiermee $157 + 18 = 175 \text{ kN}$ (werkelijk gebruik). Door de extra voorspanning neemt de dwarskrachtweerstand toe tot $V_{Rd,c} + 0,15 \cdot \{P / (b \cdot h)\} \cdot b \cdot d = 159 + 0,15 \cdot 160 \cdot 170/200 = 179 \text{ kN}$. De unity check voor werkelijk gebruik bedraagt $175/179 = 0,98$.

- Par. 8.4, p. 66-70: Ten aanzien van de dwarskrachtweerstand van de wanden wordt het volgende opgemerkt:

- o Volgens art. 6.2.1(3) van RBK 1.2.1 moet voor het aandeel van de verticale voorspanning de gemiddelde voorspankracht $P_{m,1}(x)$ als weerstand in rekening worden gebracht. Het verschil tussen de rekenwaarde van de staalspanning f_{pd} en $P_{m,1}(x)/A_{pw}$ moet volgens 6.2.3 (3) en 6.2.3 (4) van NEN-EN 1992-1-1 als dwarskrachtwapening in rekening worden gebracht. De achtergrond hiervan is dat het voorspanstaal rekenkundig alleen kan worden belast tot een niveau

waarvoor de rekenmodellen zijn gevalideerd. Dit niveau is gelijk aan de werkvoorspanning, opgeteld met de rekenwaarde van de vloeigrens van betonstaal: $576 + 500/1,15 = 1011 \text{ N/mm}^2$. Voor de herbeoordeling is dit niveau echter niet maatgevend, omdat hierin een lagere staalspanning van 808 N/mm^2 (rekenwaarde van de vloeigrens) is aangehouden. Deze waarde is overigens wel te hoog, daar voor QP 105 men volgens RBK 1.2.1 maximaal $f_{pd} = 713 \text{ N/mm}^2$ mag aanhouden. Voor de maximale spanning is de rekenwaarde van de treksterkte maatgevend: $1050/1,1 = 955 \text{ N/mm}^2$ (hierin is nog geen rekening gehouden met de breukrek). Opgemerkt wordt dat bij staven de treksterkte pas wordt bereikt bij grote vervormingen, zodat wordt aanbevolen om de rekenwaarde van de vloeigrens als maximale spanning aan te houden ($f_{pd} = 713 \text{ N/mm}^2$).

- De gunstige werking van de normaalspanning is niet meegenomen in het betonaandeel. Dit is verdedigbaar omdat de langvoorspanning zich alleen in het dek bevindt en niet in de wanden, waarmee het de vraag is in hoeverre NEN-EN 1992-1-1 voor deze situatie is gekalibreerd.
- De waarden van $V_{Rd,c1}$ en $V_{Rd,c2}$ zijn gelijk aan het betonaandeel per wand. Voor de totale dwarskrachtweerstand zijn deze twee waarden bij elkaar opgeteld, terwijl de dwarskrachtweerstand per wand is getoetst. Er lijkt dus sprake te zijn van een dubbeltelling.
- Het betonaandeel is bepaald met formule (6.2.a) van RKB 1.1, die gebaseerd is op formule (6.2.a) van NEN-EN 1992-1-1+C2 (NEN (2011)). Onderzoek door TU Delft in 2019 (na uitvoering van de herberekening) heeft aangetoond dat voor grotere constructiehoogtes het schaafeffect in deze formule wordt onderschat, waarmee het betonaandeel te gunstig wordt berekend. Voor de bepaling van het betonaandeel wordt voorgesteld om gebruik te maken van een voorstel van TU Delft waarin het schaafeffect beter is meegenomen:

$$V_{R,c} = \frac{1}{\gamma_c} k_{di} f_{ck}^{1/3} b_w z$$

Waarin:

γ_c = Partiële factor voor beton ($\gamma_c = 1,5$);

k_{di} = Factor: $k_{di} = 0,7 \left(\frac{100 \rho_l d_{dg}}{d} \right)^{1/3}$;

Waarin:

ρ_l = Wapeningsverhouding langswapening: $\rho_l = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$ [-];

d_{dg} = Ruwheid van de dwarskrachtscheur;

$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$ [mm] voor $f_{ck} \leq 60$ [N/mm²];

$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60/f_{ck})^2 \leq 40$ [mm] voor $f_{ck} \leq 60$ [N/mm²];

Waarin:

D_{lower} = Maximale korrelgrootte toeslagmateriaal: $D_{lower} = 32$ [mm];

d = Effectieve hoogte van de dwarsdoorsnede [mm];

f_{ck} = Karakteristieke druksterkte van beton [N/mm²];

b_w = Kleinste breedte van de dwarsdoorsnede [mm];

z = Inwendige hefboomsarm [mm].

Door TNO is voor theoretisch gebruik een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect van bovengenoemde opmerkingen in te schatten.

Eerst zijn de wanden op basis van bovenstaande opmerkingen voor $\theta = 30^\circ$ opnieuw op dwarskracht getoetst. Het resultaat is opgenomen in Tabel 3.1. Hieruit volgt een maximale unity check van 1,15.

Tabel 3.1: Toetsing dwarskrachtweerstand wanden ($\theta = 30^\circ$)

	V_{Ed} [MN]	ΔV_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,s}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,c}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,max}$ [MN]	U.C. [-]
Naast oplegging	16,0	0,9	8,9	2,8	4,2	0	0,8	7,7	9,5	1,15
Stortvoeg A-B	14,4	0,9	8,1	2,4	4,0	0	0,7	7,0	8,0	1,15
Stortvoeg B-C	9,4	0,6	5,3	2,9	2,3	0	0,5	5,6	5,0	1,06
Stortvoeg C-D	5,0	0,5	3,0	3,0	0,4	0	0,4	3,8	4,0	0,80

Een reductie van de unity checks is mogelijk door uit te gaan van een flauwere scheurhelling ($\theta = 21,8^\circ$ en $V_{Ed,c} = 0$) en een betonsterkteklasse C40/50. Het bijbehorende resultaat van een toetsing op dwarskracht is opgenomen in Tabel 3.2. Hieruit volgt een maximale unity check van 1,09. Hiervoor dient te worden aangetoond dat er sprake is van een betonsterkteklasse C40/50. Daarnaast leidt een flauwere scheurhelling tot een grotere kracht in de trekband. De maatgevende unity check van toetsing 8a (momentweerstand langsrichting voeg A-B) zal daardoor toenemen tot $u.c. = (M_{Ed} / z + 0,5 V_{Ed} \cot \theta) / \Sigma F_{v,sp} = (269/4,34 + 0,5 \cdot 14,4 \cdot 2,50) / 74,3 = 1,08$.

Een verdere reductie van de unity check voor dwarskracht naast de oplegging is mogelijk door rekening te houden met directe krachtsafdracht naar de oplegging. Een inschatting hiervan kan worden gemaakt door de dwarskracht op een afstand d van de oplegging af te lezen. Dit geeft een unity check van $8,1/8,2 = 0,99$. Opgemerkt wordt dat de invloed van het eigen gewicht hierin te gunstig is meegenomen en dat een nauwkeuriger berekening noodzakelijk is met formule (3.7) van RBK 1.2.1. De overige unity checks blijven ongewijzigd met een maximum van 1,09 voor stortvoeg A-B.

Tabel 3.2: Toetsing dwarskrachtweerstand wanden ($\theta = 21,8^\circ$)

	V_{Ed} [MN]	ΔV_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,s}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,c}$ [MN]	V_{Ed} [MN]	$V_{Ed,max}$ [MN]	U.C. [-]
Naast oplegging	16,0	0,9	8,9	4,0	4,2	0	0,0	8,2	9,6	1,09
Stortvoeg A-B	14,4	0,9	8,1	3,5	4,0	0	0,0	7,4	8,1	1,09
Stortvoeg B-C	9,4	0,6	5,3	4,1	2,3	0	0,0	6,4	5,1	1,04
Stortvoeg C-D	5,0	0,5	3,0	4,1	0,4	0	0,0	4,5	3,8	0,79

In de ontwerpberekening is dwarskracht getoetst doormiddel van een toetsing op hoofdtrekspanning. Een dergelijke toetsing levert een gunstiger resultaat op dan een toetsing op afschuifbuigbreuk zoals uitgevoerd in de herberekening. Een toetsing op hoofdtrekspanning is op basis van paragraaf 8.4 van de herberekening echter niet mogelijk omdat het dek van de kraagliggers in de uiterste grenstoestand niet onder druk staat. Daarnaast volgt uit een eigen controle dat de buigtrekspanning in de uiterste vezel de rekenwaarde van de betontreksterkte overschrijdt.

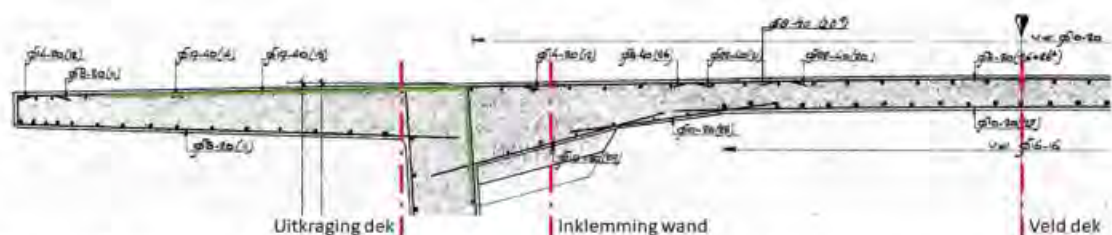
Aanbevolen wordt om de dwarskrachtweerstand van de wanden van de kraagliggers als volgt nader te toetsen, waarbij eventueel een lagere belasting (werkelijk gebruik) en/of een lager veiligheidsniveau (afkeurniveau) kan worden aangehouden om de unity checks te reduceren:

- 1) Toetsing op afschuifbuigbreuk, rekening houdend met het moment dat bij de maximale dwarskracht hoort. Dit moment is kleiner dan het maximale (omhullende) moment, wat gunstig is voor de toetsing van de trekband. Voor de toetsing van de dwarskracht heeft dit echter geen effect.

- 2) Toetsing op afschuiftrekbreek, rekening houdend met het moment dat bij de maximale dwarskracht hoort. Dit moment is kleiner dan het maximale (omhullende) moment, waardoor een groter (ongescheurd) gebied op afschuiftrekbreek mag worden getoetst.
- 3) Toetsing door middel van een niet-lineaire eindige-elementenanalyse. Hiermee kan het effect van de langsvoorspanning in het dek op de dwarskrachtweerstand van de wanden worden meegenomen. Ingeschat wordt dat de gunstige invloed beperkt zal zijn.

Opgemerkt wordt dat bovenstaande toetsingen eventueel kunnen worden gecombineerd met een lager veiligheidsniveau (afkeurniveau) om de unity checks te reduceren. Het aanhouden van een lagere belasting (werkelijk gebruik) lijkt op basis van de tabel in paragraaf 9.1 van de herberekening geen effect te hebben, daar de unity check voor dwarskracht voor theoretisch en werkelijk gebruik hetzelfde is (u.c. = 1,03).

- Par. 8.7, p. 75: Voor de dwarskrachtdeuvels kan een vergelijking worden gemaakt tussen de belastingeffecten zoals bepaald in het oorspronkelijke ontwerp en zoals bepaald in de herberekening. Dit kan meer inzicht verschaffen in de hoge unity check. Mogelijk dat de hoge unity check wordt veroorzaakt doordat de ontwerpweerstand is gebaseerd op toelaatbare spanningen waarin ook onzekerheden in de belasting zijn meegenomen. Het heeft de voorkeur om de weerstand van de deuvels met de huidige inzichten te bepalen, zoals nu door een andere partij wordt uitgevoerd.
- Par. 8.7, p. 75: De schokdempers zijn niet getoetst, echter defecte schokdempers kunnen invloed hebben op het constructieve gedrag onder temperatuurs- en rembelastingen.
- Par. 8.7, p. 76: Geconcludeerd is dat de drukzone op vermoeiing voldoet omdat de spanningsrimpel beperkt is (de variabele belasting bedraagt 15,5% van de totale belasting), het aantal vrachtwagens klein is en het feit dat vermoeiing van beton eigenlijk zelden maatgevend is. Hierbij is echter geen rekening gehouden met het feit dat bij vermoeiing van beton niet alleen de spanningsrimpel een rol speelt, maar ook het drukspanningsniveau. Aanbevolen wordt om de drukzone op vermoeiing te toetsen.
- Par. 8.7, p. 77: Voor de toelaatbare spanningsrimpel mag voor de uitkraging worden uitgegaan van rechte staven in plaats van gebogen staven (Figuur 3.1). Daarnaast zijn in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 nieuwe rekenregels gegeven voor de vermoeiingssterkte van betonstaal. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect van deze twee aspecten in te schatten.
Een hoeveelheid van $44 \cdot 10^6$ wisselingen leidt voor wapening $\varnothing 19$ mm tot een toelaatbare spanningsrimpel van 80 N/mm^2 . De unity check bedraagt $58/80 = 0,73$. Bij par. 8.3 (p. 50) is door TNO opgemerkt dat in het hamerstuk bij de uitkraging minder wapening aanwezig is: $\varnothing 19\text{-}190 \text{ mm} + \varnothing 14\text{-}380 \text{ mm}$ (1897 mm^2) in plaats van $\varnothing 19\text{-}200 \text{ mm} + \varnothing 14\text{-}200 \text{ mm}$ (2187 mm^2). De staalspanning zal daardoor toenemen tot $58 \cdot 2187 / 1897 = 67 \text{ N/mm}^2$. De unity check bedraagt $67/80 = 0,84$ (ten opzichte van 1,28 in de herberekening).



Figuur 3.1: Zachtstaalwapening in het dek (afbuigende wapening vanuit uitkraging in groen weergegeven)

- Par. 8.7, p. 77: De spanningsrimpel in het veld is verkeerd uit SCIA overgenomen (97 N/mm^2 in plaats van 79 N/mm^2). Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om

het effect hiervan, in combinatie met de nieuwe rekenregels in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020, in te schatten.

Een hoeveelheid van $44 \cdot 10^6$ wisselingen leidt voor wapening $\varnothing 10$ mm tot een toelaatbare spanningsrimpel van 99 N/mm^2 . De unity check bedraagt $79/99 = 0,80$.

- Par. 8.7, p. 77: De inklemming bij de wond (snede 5) is niet getoetst met vermoeiingsmodel LM1. Overigens is deze snede wel getoetst met vermoeiingsmodel LM4a.
- Par. 8.7, p. 77: De vermoeiing van beton onder druk is niet getoetst. Aanbevolen wordt om dit alsnog te doen.
- Par. 8.7, p. 78/ bijlage H: De toetsing op vermoeiing is uitgevoerd volgens NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011. In de vigerende NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 is de vermoeiingssterkte van beton- en voorspanstaal gereduceerd. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan op de maatgevende unity check (u.c. = 0,53) in te schatten. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:
 - o $\Sigma \sigma_{\text{RSK}} = 130 \text{ N/mm}^2$ (op basis van $\varnothing 19\text{-}200$ mm);
 - o $\gamma_{\text{tot}} = 1,15$;
 - o $\xi = 1,0$ (rechte staaf);
 - o $\Delta \sigma^* = 113 \text{ N/mm}^2$;
 - o $\text{Log}(\Delta \sigma^*) = 2,05$;
 - o $\text{Log}(N^*) = 6,30$;
 - o $k_1 = 5$;
 - o $k_2 = 9$;
 - o $N \cdot 10^6 = 44$.

Conform de herberekening is uitgegaan van $0,5 \cdot 10^6$ zware voertuigen per jaar (zie betreffende opmerking bij par. 5.2.3, p. 29 in paragraaf 3.3 van dit rapport). Er is dus nog geen rekening gehouden een verhoging van de verkeersintensiteit ten gevolge van het tolvrij maken van de Westerscheldetunnel. Het resultaat van de berekening is opgenomen in Tabel 3.3.

Uit Tabel 3.3 volgt $n/N = 0,00 < 1,0$. Ondanks een reductie van de vermoeiingssterkte van beton- en voorspanstaal in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 is de verhouding n/N dus kleiner geworden. Dit wordt veroorzaakt doordat in de beschouwde snede gerekend mag worden met rechte staven in plaats van gebogen staven (Figuur 3.1). Indien wordt uitgegaan van gebogen staven, dan geldt $n/N = 2,16 > 1,0$.

Opgemerkt wordt dat het voorspanstaal in de herberekening niet op vermoeiing is getoetst. Omdat de voorspanning dieper in de doorsnede ligt, zal de spanningsrimpel kleiner zijn dan in het zachtstaal. Echter, omdat de vermoeiingssterkte van het voorspanstaal kleiner kan zijn, kan het voorspanstaal maatgevend zijn. Voor het resultaat uit Tabel 3.3 wordt echter ingeschat dat vermoeiing van voorspanstaal niet maatgevend is en dat er voldoende reserve aanwezig is om de verschillen tussen belastingmodel 4a en 4b op te vangen.

Tot slot geeft Tabel 3.4 het resultaat van een indicatieve toetsing van de uitkraging ter plaatse van het hamerstuk (minder wapening) op vermoeiing op basis van $71 \cdot 10^6$ wisselingen. De kleinere hoeveelheid wapening ter plaatse van het hamerstuk is in rekening gebracht door de spanningswisseling te vermenigvuldigen met een factor 1,15 (zie betreffende opmerking bij par. 8.7 (p. 77)). Het aantal wisselingen is gebaseerd op metingen tot en met 2021 en prognoses voor de periode daarna (document [14]). Voor de periode na 2030 is de maximale gepronotiseerde intensiteit aangehouden (scenario "2030 zonder tol WST" met een groei van 0,8% vanaf 2030). Uit Tabel 3.4 volgt $n/N = 0,02$, waarmee wordt voldaan aan de voorwaarde $n/N < 1,0$.

Tabel 3.3: Toetsing uitkraging dek op vermoeiing op basis van LM4 en $44 \cdot 10^6$ wisselingen

Voertuig	F [kN]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	Log($\Delta\sigma_s$) [N/mm ²]	ΔLog [-]	Log(N) [-]	N * 10 ⁶	Aandeel	n * 10 ⁶	n / N [-]
1	35	19	1,28	0,77	13,3	18683455	0,5	22	0,00
	65	37	1,57	0,49	10,7	46390	0,5	22	0,00
2	35	19	1,28	0,77	13,3	18683455	0,05	2	0,00
	120	54	1,73	0,32	9,2	1544	0,05	2	0,00
3	35	19	1,28	0,77	13,3	18683455	0,2	9	0,00
	75	42	1,62	0,43	10,2	14825	0,2	9	0,00
	90	31	1,49	0,56	11,4	228026	0,2	9	0,00
4	35	19	1,28	0,77	13,3	18683455	0,15	7	0,00
	70	39	1,59	0,46	10,5	28884	0,15	7	0,00
	90	34	1,53	0,52	11,0	99295	0,15	7	0,00
5	35	19	1,28	0,77	13,3	18683455	0,1	4	0,00
	65	34	1,53	0,52	11,0	99295	0,1	4	0,00
	45	25	1,40	0,66	12,2	1580446	0,1	4	0,00
	80	34	1,53	0,52	11,0	99295	0,1	4	0,00
Totaal									0,00

Tabel 3.4: Toetsing uitkraging dek hamerstuk op vermoeiing op basis van LM4 en $71 \cdot 10^6$ wisselingen

Voertuig	F [kN]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]	Log($\Delta\sigma_s$) [N/mm ²]	ΔLog [-]	Log(N) [-]	N * 10 ⁶	Aandeel	n * 10 ⁶	n / N [-]
1	35	22	1,34	0,71	12,7	5311004	0,5	36	0,00
	65	43	1,63	0,42	10,1	13187	0,5	36	0,00
2	35	22	1,34	0,71	12,7	5311004	0,05	4	0,00
	120	62	1,79	0,26	8,6	439	0,05	4	0,01
3	35	22	1,34	0,71	12,7	5311004	0,2	14	0,00
	75	48	1,68	0,37	9,6	4214	0,2	14	0,00
	90	36	1,55	0,50	10,8	64819	0,2	14	0,00
4	35	22	1,34	0,71	12,7	5311004	0,15	11	0,00
	70	45	1,65	0,40	9,9	8211	0,15	11	0,00
	90	39	1,59	0,46	10,5	28226	0,15	11	0,00
5	35	22	1,34	0,71	12,7	5311004	0,1	7	0,00
	65	39	1,59	0,46	10,5	28226	0,1	7	0,00
	45	29	1,46	0,59	11,7	449261	0,1	7	0,00
	80	39	1,59	0,46	10,5	28226	0,1	7	0,00
Totaal									0,02

3.3 Overige opmerkingen

De overige opmerkingen van TNO op document [01] zijn hieronder puntsgewijs weergegeven.

- Par. 2.1, p. 5-6: Voor de review zijn door TNO de meest recente versies van de relevante normen en richtlijnen toegepast. Deze versies zijn opgenomen in Tabel 3.5, samen met de versies die door Iv-Infra zijn toegepast.

Tabel 3.5: Toegepaste versies van normen en richtlijnen in herberekening Iv-Infra en review TNO

Ref.	Versie herberekening Iv-Infra	Versie review TNO	Omschrijving
[1]	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2019 (nl) NB:2019 (nl)	Grondslagen van het constructief ontwerp Nationale bijlage
[2]	NEN-EN 1991-1-1+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019 (nl) NB:2019 (nl)	Volumieke gewichten, eigen gewicht en gebruiksbelastingen voor gebouwen Nationale bijlage
[3]	NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011 (nl) NB:2019+C1:2020 (nl)	Windbelasting Nationale bijlage
[4]	NEN-EN 1991-1-5+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1991-1-5+C1:2011 (nl) NB:2019 (nl)	Thermische belasting Nationale bijlage
[5]	NEN-EN 1991-1-7+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1991-1-7+C1+A1:2015 (nl) NB:2019 (nl)	Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen Nationale bijlage
[6]	NEN-EN 1991-2+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1991-2+C1:2015 (nl) NB:2019 (nl)	Verkeersbelastingen op bruggen Nationale bijlage
[7]	NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 (nl) NB:2016+A1:2020 (nl)	Ontwerp en berekening van betonconstructies: Algemene regels en regels voor gebouwen Nationale bijlage
[8]	NEN-EN 1992-2+C1:2011 (nl) NB:2011 (nl)	NEN-EN 1992-2-1+C1:2011 (nl) NB:2016 (nl)	Betonnen bruggen: regels voor ontwerp, berekening en detaillering Nationale bijlage
[9]	NEN 8700:2011 (nl)	NEN 8700:2011+A1:2020 (nl)	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Grondslagen
[10]	NEN 8701:2011 (nl)	NEN 8701:2011+A1:2020 (nl)	Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - belastingen
[11]	RBK 1.1 RTD 1006:2013	RBK 1.2.1 RTD 1006:2022	Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken
[12]	ROK 1.3 RTD 1001:2015	ROK 2.0 RTD 1001:2021	Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken

- Par. 2.4, p. 8: Voor de omrekening van oude naar nieuwe eenheden dient een zwaartekrachtsversnelling $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ te worden aangehouden. In de herberekening is een waarde $g = 10 \text{ m/s}^2$ toegepast, wat niet conservatief is.

- Par. 3.1, p. 9: Genoemd wordt “betonstaalkwaliteit” terwijl “betonstaalsoort” wordt bedoeld. Dit heeft verder geen invloed op de resultaten.
- Par. 3.2, p. 9: Voor de kraagliggers en de pijlers is een karakteristieke druksterkte aangehouden respectievelijk 30 N/mm² en 25 N/mm². Door Solid Services zijn in 2022 druksterkteproeven uitgevoerd op twee betonkernen uit de pijlers en twee betonkernen uit de kraagliggers (document [02]). Deze proeven zijn uitgevoerd op betonkernen met een diameter van 76 mm. Onterecht is de druksterkte van deze kernen gelijk gesteld aan de druksterkte van kubussen van 150 mm x 150 mm. Dit geldt alleen voor kernen met een diameter van 100 mm. Kernen met een kleinere diameter geven een hogere druksterkte, die moet worden gecorrigeerd. Op basis van de gemeten druksterkten kan voor de pijlers en de kraagliggers mogelijk een hogere druksterkte in rekening worden gebracht. Voor een betrouwbare uitspraak over de aan te houden karakteristieke druksterkten wordt echter een minimum van zes proefstukken aanbevolen. Dit geldt dan voor de kraagliggers en de pijlers afzonderlijk.
- Par. 3.3, p. 11: Aangegeven is dat voor zachtstaal QR24 of QRn42 is aangehouden. Uit tekeningen [NZC-118], [NZC-159] en [NZC-160] blijkt echter dat voor de langswapening in de putten QR40 en QR42 is toegepast. Omdat in de toetsing van de putten alleen de voorspanwapening is meegenomen, heeft dit geen effect op de resultaten.
- Par. 3.4, p. 11: Bij het BBRV-voorspansysteem is QP 165 aangegeven, terwijl dit een staalsoort is die in Nederland nooit in normen is genoemd. Het BBRV-voorspansysteem werd geleverd met QP 170. Er is gerekend met de eigenschappen voor QP 165, wat conservatief is.
- Par. 5.1.2, p. 26: Voor de beoordeling van de toekomstvastheid is voor de asfaltdikte de formule uit ROK 1.2 gebruikt in plaats van de toen geldende ROK 1.3. De formule uit ROK 1.3 is identiek aan de formule in de vigerende ROK 2.0. Op basis hiervan moet rekening worden gehouden met een asfaltpakket van ten minste (140 + a) mm. Voor de uitvulling geldt $a = (L - 30)/4$ waarbij $0 \text{ mm} \leq a \leq 30 \text{ mm}$. Een grootste overspanning van $L = 95 \text{ m}$ geeft een asfaltdikte van 156 mm voor een beoordeling van de toekomstvastheid. Dit is 11% groter dan de aangehouden asfaltdikte van 140 mm. Het verschil in belasting bedraagt $0,11 \cdot 34,9 = 3,84 \text{ kN/m}$.
Op basis van tekening [NZC-78] wordt het gemiddelde eigen gewicht van moot B, C en D berekend als $(9,4/2 + 260 + 7,5 + 216 + 6 + 176) \cdot 10 / (3,5 \cdot 11) = 174 \text{ kN/m}$. De extra belasting ten gevolge van asfalt bedraagt 2,2% van het eigen gewicht en is dus beperkt. De ingevoerde belasting ten gevolge van asfalt in SCIA is onleesbaar en kon niet worden gecontroleerd.
- Par. 5.1.3, p. 26: De belasting ten gevolge van barriërs en leuning is akkoord, echter de ingevoerde belasting in SCIA is onleesbaar en kon niet worden gecontroleerd.
- Par. 5.1.4, p. 26: Aangegeven is dat bij de toetsingen de toelaatbare staalspanningen zijn aangehouden zoals in de ontwerpberekening op basis van het ‘breukstadium’. Door TNO wordt opgemerkt dat voor de toetsingen moet worden uitgegaan van NEN-EN 1992-1-1 en de daarin toegestane spanningen op basis van de materiaalkarakteristieken voor oude materialen zoals opgenomen in RBK 1.2.1 en NEN 8702.
- Par. 5.1.4, p. 26: Aangegeven is dat de werkvoorspanning niet relevant is voor het bezwijkstadium. Voor de dwarskrachtweerstand is de werkvoorspanning echter wel van belang.
- Par. 5.2.1, p. 27: Voor de correctiefactoren α_{0k} , α_{q1} en α_{qr} is een waarde 1,0 aangehouden, wat conservatief is. Afhankelijk van de invloedslengte en het aantal vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer mogen lagere waarden worden aangehouden. Met de gemeten aantallen voertuigen zal de te bereiken reductie echter klein zijn.
- Par. 5.2.3, p. 29: Een aantal van $0,5 \cdot 10^6$ zware voertuigen jaar sluit aan bij de gemeten verkeersintensiteit van 2015. Voor een restlevensduur van 30 jaar vanaf heden leidt dit tot $0,5 \cdot 10^6 \cdot 88 = 44 \cdot 10^6$ wisselingen. Daarnaast mag gebruik worden gemaakt van het

lagere aantal voertuigen gedurende circa de eerste 27 jaar. Opgemerkt wordt dat in deze hoeveelheid geen rekening is gehouden met de geprognostiseerde groei van het vrachtverkeer na 2021.

- Par. 5.4.1, p. 32: Voor de rembelasting is 875 kN aangehouden, terwijl de bovengrens volgens NEN-EN 1991-2+C1:2015/NB:2019 gelijk is aan 800 kN. Dit is conservatief.
- Par. 5.5, p. 32: Een aanvaring van de pijlers en/of het brugdek is conform het plan van aanpak ((INFR160590, d.d. 28-07-2016) uitgesloten. Omdat het plan van aanpak niet bij TNO beschikbaar is, kon dit niet worden beoordeeld. Indien bij het bouwen van een bouwwerk in het verleden is uitgegaan van bepaalde belastingen, zoals bijzondere belastingen (thans aangeduid als buitengewone belastingen), dan moet volgens NEN 8701 ook ten minste van die belastingen zijn uitgegaan bij de herberekening. Uit de ontwerpberekening blijkt dat destijds geen aanvaarbelasting in rekening is gebracht. Op basis van NEN 8701 hoeft daarom geen rekening te worden gehouden met aanvaarbelasting. Afhankelijk van de te verwachten scheepvaartklasse kan het raadzaam zijn om de onderbouw toch te toetsen op aanvaarbelastingen om na te gaan of mitigerende maatregelen noodzakelijk zijn om de gevolgen van een eventuele aanvaring te beperken.
- Par. 6.2, p. 34: Afhankelijk van de invloedslengte mag voor de trendreductie α_{trend} een waarde tussen 0,97 en 1,0 worden gehanteerd. In de herberekening is een waarde 1,0 aangehouden, wat voor sommige gevallen conservatief is.
- Par. 6.3, p. 34: Afhankelijk van de invloedslengte mag voor een kortere referentieperiode een reductiefactor ψ worden gehanteerd tussen 0,98 en 1,0. In de herberekening is een waarde 1,0 aangehouden, wat voor sommige gevallen conservatief is.
- Par. 7.2, p. 37: Voor de kraagliggers is een fictieve elasticiteitsmodulus aangehouden van $E_{lc} = 20.000 \text{ N/mm}^2$ om het effect van kruip in rekening te brengen. Gezien het statische systeem heeft kruip echter alleen effect op de doorbuigingen. Gegeven de voorspanning is scheurvorming niet te verwachten en kan het instantane gedrag naar verwachting beter worden voorspeld met de daadwerkelijke elasticiteitsmodulus.
De pijlers, caissons en putten zijn gemodelleerd met een fictieve elasticiteitsmodulus van $E_{lc} = 20.000 \text{ N/mm}^2$, terwijl kruip in deze onderdelen zich naar verwachting met name in lengterichting van deze onderdelen zal manifesteren. Het gedrag van deze elementen kan naar verwachting beter worden voorspeld met de daadwerkelijke elasticiteitsmodulus.
Het tegelijkertijd verhogen van de elasticiteitsmodulus voor alle constructieonderdelen heeft naar verwachting een beperkte invloed.
- Par. 8.2.1, p. 42: Ter plaatse van de overgang tussen T-stukken is als algemene randvoorwaarde 'u_y vrij' gedefinieerd. Uit het assenstelsel in figuur 8.2.2 volgt dat hiermee een verschilverplaatsing tussen T-stukken in dwarsrichting van de brug is toegelaten. In verband met de aanwezigheid van dwarskrachtdeuvels zou dit echter 'u_y vast' moeten zijn. Aangezien de krachtswerking zich afspeelt in het xz-vlak, heeft dit geen invloed op de resultaten.
- Par. 8.2.1, p. 42: In het model is geen rekening gehouden met verschillende paallengtes. Dit lijkt verdedigbaar op basis van hoofdstuk 5 van de ontwerpberekening ('Mobiele belasting op de bovenbouw'), waarin is gekeken naar de krachtsverdeling bij ongelijke paallengtes en waaruit blijkt dat de verdeling van een kracht in een scharnier bij ongelijke paallengtes nagenoeg hetzelfde is als bij gelijke paallengtes.
- Par. 8.2.3, p. 46: Voor de krachtswerking in dwarsrichting is aangegeven dat de maatgevende situatie blijkt te zijn dat de wanden worden gemodelleerd met een minimale dikte en hoogte. Het is niet aangegeven waarvoor dit de maatgevende situatie is. Voor de dwarsrichting zijn namelijk diverse toetsingen uitgevoerd.

- Par. 8.2.3, p. 46: In dwarsrichting is de voorspandruk relatief kleiner, wat tot (aanzienlijke) scheurvorming kan leiden. Dit is niet verder toegelicht, terwijl het dek om deze reden wel orthotroop is gemodelleerd. Dit is conservatief.
- H8, toetsing 1 (p.48) en toetsing 2 (p.51): In de bepaling van de horizontale spreidingsbreedte is de wielprint niet verticaal gespreid door het asfalt. Dit is conservatief.
- Par. 8.3, p. 51: Volgens art. 6.2.2.2(1) van RBK 1.2.1 hoeft het hart van de voorkant van de wielprint van het tandemstelsel, na spreiding tot aan de bovenzijde van de constructie (door asfalt), niet dichterbij dan $2,5d$ vanaf de dag van de wand te worden geplaatst. In de herberekening is uitgegaan van een afstand van $2,5 \cdot 200 = 500$ mm. In werkelijkheid is de nuttige hoogte groter. De gevolgde aanpak is conservatief.
- Par. 8.3, p.51: Dat de dwarskracht mag worden bepaald door middeling over een breedte van $4d$ geldt alleen voor de resultaten uit een 2D- of 3D-plaatmodel. In het onderhavige geval is dit niet geldig, omdat een handmatige spreiding is toegepast. Er is geen invloed op de resultaten, omdat uiteindelijk het resultaat van een handmatige spreiding is aangehouden.
- Par. 8.3, p. 53: Voor de bepaling van de dwarskrachtweerstand is gebruik gemaakt van de vigerende schaalfactor k . Op basis van de huidige inzichten (werkzaamheden voor revisie Eurocode) is bekend dat voor grote nuttige hoogtes het schaaffect onderschat wordt. Voor nuttige hoogtes tot circa 500 mm geeft de huidige schaalfactor een veilige voorspelling, die voor kleinere hoogtes steeds conservatiever wordt. Voor de RBK-plaatfactor k_{cap} is 1,0 aangehouden, waar ook 1,2 gebruikt had mogen worden. Hiermee is een conservatieve benadering gevolgd.
- Par. 8.3, p. 56: Volgens RBK 1.2.1 mag snede A op een afstand d vanaf de dag van de wand worden geplaatst. De gevolgde benadering is conservatief.
- Par. 8.4, p. 64: De vloerbreedte is te hoog ingeschat. Voor stortvoeg A-8 geldt een vloerbreedte van 6526 mm, waarmee de unity check gelijk is aan $0,87 \cdot 7100 / 6526 = 0,95$.
- Par. 8.5 en 8.6, p. 71-74: Aangegeven is dat de optredende trekspanning in de pijlers en putten onder BGT-belasting circa gelijk is aan respectievelijk 2,0 en 2,8 N/mm² en dat de pijlers en putten zouden kunnen scheuren. De mogelijk te verwachten scheurvorming is horizontaal georiënteerd en treedt op in de delen loodrecht op de overspanningsrichting. In de putten is scheurvorming mogelijk te verwachten ter hoogte van de aansluiting met de caissons. Op welke hoogte de scheurvorming in de pijlers mogelijk is te verwachten, valt niet uit de herberekening af te leiden.
In NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 worden voor elementen met een combinatie van betonstaal en voorspanstaal met aanhechting eisen gesteld aan de maximale scheurwijde in de frequente belastingcombinatie. De trekspanningen onder de frequente belasting kunnen niet uit de resultaten van de herberekening worden afgeleid, maar zullen voor de pijlers naar verwachting lager zijn dan de trekspanningen onder BGT-belasting. Met een gemiddelde treksterkte van 2,6 N/mm² voor de toegepaste betonsterkteklasse C25/30 (die mogelijk nog iets hoger is als gevolg van sterkteontwikkeling in de tijd) wordt voor de pijlers onder frequente belasting geen scheurvorming verwacht. Aanbevolen wordt om dit te verifiëren.
Opmerkelijk is dat voor de putten onder BGT-belasting in de herberekening een grotere trekspanning wordt genoemd dan onder UGT-belasting. Dit zou kunnen betekenen dat de trekspanning onder frequente belasting groter is dan 2,8 N/mm², waarmee in de putten mogelijk wel scheurvorming is te verwachten onder frequente belasting. Aanbevolen wordt om de trekspanning in de putten onder frequente belasting nauwkeuriger te bepalen om hier meer inzicht in te krijgen.
- Par. 8.7, p. 75: Volgens tekening NZC-312 bedraagt de horizontale afstand tussen de dwarskrachtdeuvels 5,72 m, wat een unity check van 1,70 geeft.

- Par. 8.7, p.77: Voor vermoeiing van oude staalsoorten mag betonstaaltype B500B worden aangehouden.

3.4 **Conclusie**

De voornaamste opmerkingen van TNO op de herberekening van de Zeelandbrug, zoals uitgevoerd door Iv-infra (document [01]), kunnen als volgt worden samengevat:

- De bijdrage van de Dywidag voorspanstaven is overschat. De rekenwaarde van de vloeigrens bedraagt 713 N/mm² in plaats van 808 N/mm².
- Naar aanleiding van recent onderzoek door TNO naar bestaande kruipmodellen wordt aanbevolen om het effect van 5% extra voorspanverlies te onderzoeken.
- Indien sprake is van doorgaande kruip, dan zal dit leiden tot een doorgaande rotatie in de dilatatievoeg met mogelijk schade aan de verbindingsmiddelen (scharnieren, dwarskrachtdeuvels en schokdempers) tot gevolg.
- Indien sprake is van ongelijkmatige zettingen, dan zal dit leiden tot extra dwarskracht in de wanden van de kraagliggers en de dwarskrachtdeuvels.
- Defecte schokdempers kunnen invloed hebben op het constructieve gedrag onder temperatuurs- en rembelastingen. Indien schokdempers vastzitten, dan kunnen zich onder invloed van temperatuur extra spanningen in de constructie opbouwen. Indien schokdempers loszitten, dan wordt de rembelasting over minder pijlers verdeeld. Beide situaties zijn onwenselijk.
- In de modellen is in het zwaartepunt van de kraagliggers geen verschilverplaatsing tussen de T-stukken in langsrichting van de brug toegelaten. Het is de vraag in hoeverre dit representatief is voor het daadwerkelijke gedrag van de schokdempers. Op basis van de waarnemingen tijdens de inspectie en de ontwerpberekening laten de schokdempers onder verkeersbelasting waarschijnlijk een zekere horizontale verschilverplaatsing toe, wat niet conform de modellering is. De invloed hiervan op de resultaten is op voorhand niet goed in te schatten.
- In de toetsingen van de momentweerstand van de uitkraging is geen rekening gehouden met de verschoven momentenlijn en de verankeringslengte van de wapening. Daarnaast is geen rekening gehouden met de lokaal kleinere hoeveelheid wapening in het hamerstuk. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten. Voor de delen B, C en D volgt hieruit een maximale unity check van 1,00. De unity check voor het hamerstuk bedraagt 0,90, waarbij is aangenomen dat de dwarsvoorspanning in het dek gelijk is aan de dwarsvoorspanning in het dek van de delen B, C en D. Aanbevolen wordt om dit te controleren op tekening NZA-1513 (niet in bezit van TNO).
- In de toetsing van het veldmoment in dwarsrichting van de kraagliggers is in de herberekening geen rekening gehouden met een eventuele foute ligging van de dwarskabels in het dek en de als maatregel genomen externe voorspanwapening. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten. Hieruit volgt dat de aanwezigheid van de externe voorspanning in het dek noodzakelijk is om voor het werkelijk gebruik te voldoen aan het gebruiksniveau.
- De dwarskrachtweerstand van de wanden van de kraagliggers is beoordeeld met een te gunstige schaalfactor en een te gunstige bijdrage van de verticale voorspanning. Door TNO is een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect hiervan in te schatten. Hieruit volgt dat de maximale unity check toeneemt tot 1,15. Door uit te gaan van een flauwere scheurhelling ($\theta = 21,8^\circ$) en een betonsterkteklasse C40/50 neemt de maximale unity check af tot 1,09. Hiervoor dient te worden aangetoond dat er sprake is van een betonsterkteklasse C40/50. Daarnaast leidt de

flauwere scheurhelling tot een grotere kracht in de trekband. De maatgevende unity check van toetsing 8a (momentweerstand langsrichting voeg A-B) neemt hierdoor toe tot 1,08.

Aanbevolen wordt om de dwarskrachtweerstand van de wanden van de kraagliggers als volgt nader te toetsen, waarbij eventueel een lagere belasting (werkelijk gebruik) en/of een lager veiligheidsniveau (afkeurniveau) kan worden aangehouden om de unity checks te reduceren:

- 1) Toetsing op afschuifbuigbreuk, rekening houdend met het moment dat bij de maximale dwarskracht hoort. Dit moment is kleiner dan het maximale (omhullende) moment, wat gunstig is voor de toetsing van de trekband. Voor de toetsing van de dwarskracht heeft dit echter geen effect.
 - 2) Toetsing op afschuiftrekbreuk, rekening houdend met het moment dat bij de maximale dwarskracht hoort. Dit moment is kleiner dan het maximale (omhullende) moment, waardoor een groter (ongescheurd) gebied op afschuiftrekbreuk mag worden getoetst.
 - 3) Toetsing door middel van een niet-lineaire eindige-elementenanalyse. Hiermee kan het effect van de langsvoorspanning in het dek op de dwarskrachtweerstand van de wanden worden meegenomen. Ingeschat wordt dat de gunstige invloed beperkt zal zijn.
- Voor de dwarskrachtdeuvels kan een vergelijking worden gemaakt tussen de belastingseffecten zoals bepaald in het ontwerp en zoals bepaald in de herberekening. Dit kan meer inzicht verschaffen in de hoge unity check. Het heeft de voorkeur om de weerstand van de deuvels met de huidige inzichten te bepalen, zoals nu door een andere partij wordt uitgevoerd.
 - Ten opzichte van de herberekening is de vermoeiingssterkte van betonstaal in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 gereduceerd. Daarnaast is in de herberekening in sommige sneden (conservatief) uitgegaan van gebogen staven, terwijl rechte staven mogen worden aangehouden. Voor de snede met de maatgevende unity check voor belastingmodel 4a is door TNO een indicatieve berekening uitgevoerd om het effect van deze twee aspecten in te schatten, waaruit per saldo een gunstig effect volgt. In de herberekening is (niet-conservatief) belastingmodel 4a aangehouden, terwijl dit belastingmodel 4b moet zijn. Voor het resultaat van de indicatieve berekening wordt verwacht dat er voldoende reserve aanwezig is om de verschillen tussen deze belastingmodellen op te vangen. Vermoeiing van het voorspanstaal is in de herberekening niet getoetst, echter voor het resultaat van de indicatieve berekening wordt verwacht dat vermoeiing van het voorspanstaal niet maatgevend zal zijn. Ook volgt uit de indicatieve berekening dat er voldoende reserve is om een hogere verkeersintensiteit (scenario "2030 zonder tol WST" met een groei van 0,8% vanaf 2030) op te vangen. Vermoeiing van beton onder druk is zowel in langs- als dwarsrichting niet getoetst. Aanbevolen wordt om dit alsnog te doen.

Op basis van de herberekening en de review daarvan wordt door TNO ingeschat dat de volgende onderdelen van de Zeelandbrug mogelijk kritisch zijn dan wel in de tijd mogelijk kritisch zouden kunnen worden:

Kraagliggers:

- Dek kraagliggers inclusief externe voorspanning (moment in langs- en dwarsrichting leidend tot trek in de wapening, dwarskracht in dwarsrichting);
- Wanden kraagliggers (dwarskracht in langsrichting);
- Vloer kraagliggers (moment in langsrichting leidend tot druk in het beton).

Koppelementen tussen de kraagliggers:

- Dwarskrachtdeuvels (dwarskracht in langsrichting);
- Schokdempers (normaalkracht in langsrichting);
- Scharnieren (normaalkracht in langsrichting).

4 Kraagliggers

4.1 Inleiding

Op basis van de herberekening en de review daarvan wordt door TNO ingeschat dat de volgende onderdelen van de kraagliggers, constructief gezien, mogelijk kritisch zijn dan wel in de tijd mogelijk kritisch zouden kunnen worden:

- Dek kraagliggers inclusief externe voorspanning (moment in langs- en dwarsrichting leidend tot trek in de wapening, dwarskracht in dwarsrichting);
- Wanden kraagliggers (dwarskracht in langsrichting);
- Vloer kraagliggers (moment in langsrichting leidend tot druk in het beton).

In dit hoofdstuk wordt, op basis van een dossieronderzoek, nagegaan of er in de tijd signalen zijn geweest die zouden kunnen duiden op het kritisch zijn van de kraagliggers. Dit betreft dan met name eventueel waargenomen scheurvorming die gerelateerd zou kunnen worden aan de kritische onderdelen van de kraagliggers. Verder wordt nagegaan welke informatie in het dossier beschikbaar is over de externe voorspanning en het functioneren daarvan.

Op basis van het dossieronderzoek wordt ook geïnventariseerd welke informatie beschikbaar is over eventueel optredende schademechanismen in de kraagliggers.

Op 11 augustus 2023 heeft TNO een visuele inspectie uitgevoerd, waarbij steekproefsgewijs enkele kraagliggers visueel zijn beoordeeld, evenals enkele locaties met de externe voorspanning. De resultaten van die inspectie zijn weergegeven in een aparte paragraaf van dit hoofdstuk.

4.2 Dossieronderzoek kraagliggers

4.2.1 Dek kraagliggers

Het dek van de kraagliggers is zowel ter plaatse van de rijbaan als ter plaatse van het fietspad voorzien van een laag asfalt (Figuur 4.1), waardoor het beton niet zichtbaar is. In het dossier is geen informatie aangetroffen over eventuele scheurvorming in het beton van het dek van de kraagliggers.



Figuur 4.1: Overzicht bovenzijde kraagliggers (links rijbaan; rechts fietspad)

Het maatgevende aantastingsmechanisme voor het beton aan de bovenzijde van de kraagliggers is de indringing van zout uit het omringende milieu. Het asphalt op de bovenzijde van de kraagliggers beschermt het beton tegen dat zout. Dat betekent dat het belangrijk is dat die afdichtende functie in de tijd gehandhaafd blijft. Onderstaand wordt een historisch overzicht gegeven van de in het dossier aangetroffen informatie over het asphalt.

In het document “Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022” [13] is ten aanzien van het asphalt op de bovenzijde van de kraagliggers het volgende aangegeven:

De oorspronkelijke asphaltverharding op de Zeelandbrug bestond uit een laag dichtasfaltbeton met een dikte van 50 mm. Voordat deze asphaltlaag werd aangebracht is op het betondek een dubbele kleeflaag van asphaltbitumenemulsie ingestrooid met zand aangebracht. Deze moesten samen voor een voldoende bescherming van het beton van het brugdek zorgen. De betondekking op de wapening aan de bovenzijde van het brugdek is slechts 20 mm.

Er zijn tot op heden nooit chloride-houdende dooimiddelen gebruikt bij de gladheidsbestrijding op de Zeelandbrug. Er is tot de winter van 1997-1998 gebruik gemaakt van zoet zand. Daarna is tot op heden het middel Safeway KA gebruikt. Dit is een dooimiddel op basis van kaliumacetaat dat ook veelvuldig toegepast wordt op start- en landingsbanen van vliegvelden. Het middel tast geen ijzer aan.

In het hierboven genoemde document [13] is verder aangegeven dat in 2000 een grootschalige reconstructie van het wegdek van de Zeelandbrug is uitgevoerd. De daarbij uitgevoerde werkzaamheden bestonden uit:

- Vervangen leuning-geleiderail tussen fietspad en hoofdrijbaan door een prefab betonnen barriër, voorzien van een stalen leuningregel;
- Vervangen leuning-geleiderail op de oostrand van de brug door een in het werk gestorte betonnen barriër, voorzien van een stalen leuningregel;
- Verwijderen van de voegconstructies (vingerplaten);
- Verwijderen van markeringen en asphalt op de Zeelandbrug;
- Aanbrengen van asphalt en markeringen op de Zeelandbrug;
- Aanbrengen van de voegconstructies (vingerplaten), gesteld op een vlijlaag van epoxymortel;
- Uitvoeren van betonreparaties aan de oostelijke en westelijke brugrand en aan het rijdek*;

- Vernieuwen geleiderailconstructie langs toeritten Zeelandbrug;
- Renovatie brugmeubilair (basculebrug);
- Aanbrengen signalering t.b.v. afsluiting Zeelandbrug.

De te repareren schade aan het beton van het brugdek was van beperkte omvang, ca 0,1 % van het totaaloppervlak.

In het "Plan van aanpak Zeelandbrug; Bijlage A Rapportage asfaltconstructie op de brug" [06] is de volgende specifieke informatie gegeven ten aanzien van de in 2000 aan te brengen asfaltverharding:

- Het asfaltpakket dient als uitvulling voor het onvlakke betonoppervlak. Uit de Richtlijnen Ontwerp Betonnen Kunstwerken blijkt dat er rekening gehouden moet worden op een extra uitvulling. Bij een overspanning van 90 m is deze gemiddelde uitvulling berekend op 35 mm. Ook uit boorkernonderzoek en uit het uitgevoerde radaronderzoek, zie bijlage H, blijkt de dikte van het asfaltpakket te variëren tussen 30 en 70 mm.
- De dikte van het asfalt is voorgeschreven door de opdrachtgever en volgt uit de maximaal toelaatbare belasting op de brug, de benodigde mate van uitvulling van het betonoppervlak en de minimale bescherming van het betonoppervlak tegen dooizoutinwerking.
- De niet-vochtdoorlatende afscherming van het betonoppervlak kan niet gerealiseerd worden door het aanbrengen van een hydrofobeerlaag. Hydrofoberen van het betonoppervlak na verwijderen van het asfalt op het brugdek is praktisch niet uitvoerbaar omdat het hydrofobeermiddel niet aangebracht kan worden op locaties waar nog bitumenresten aanwezig zijn.
- De bescherming van het betonoppervlak wordt gerealiseerd door de deklaag van dicht asfaltbeton met een holle ruimtepercentage van maximaal 4%. Bij 4 % holle ruimte zijn er geen doorgaande kanalen door holle ruimtes in het mengsel aanwezig, de holle ruimte bestaat uit afzonderlijke zeer kleine compartimenten.
- Voor de asfaltverharding op het brugdek wordt geadviseerd om de volgende constructie aan te brengen:
 - kleeflaag 0,3 kg/m²;
 - uitvullaag 0-30 mm polybilt gemodificeerd dicht asfaltbeton 0/11 v.k. 4 ;
 - kleeflaag 0,3 kg/m²;
 - deklaag min. 35 mm tot max. 50 mm polybilt gemodificeerd dicht asfaltbeton 0/16 v.k.4 met ≤4% holle ruimte, bitumen 45/60 en Grauwkwartsiet uit Berge.

In het verslag van een overleg tussen de Provincie Zeeland en Heijmans in september 2000 [07] is ten aanzien van bovenstaande het volgende weergegeven:

- Afdichting tussen de brugdelen wordt aangebracht vóór het frezen. Hiervoor wordt een schuimrubber afdichting gebruikt (Pijpisolatie). Dan wordt het asfalt gefreesd. Bij de voeg wordt de frees opgetild, zodat het beton en de hoekstalen niet worden geraakt. Daarna moet het schuimrubber worden verwijderd.
- Vervolgens wordt het asfalt met een heater verwarmd en wordt vanaf de voeg naar het midden van de overspanning het asfalt verwijderd d.m.v. schrapen.
- Achter iedere heater komt een kraan om te schrapen. Tevens komt er een kraan op reserve die de hoekjes en kantjes schraapt.
- Het losgemaakte asfalt zal worden afgevoerd. Daarna wordt het wegdek gereinigd met een speciale veeg-zuigauto met een zeer grote reinigingscapaciteit.
- Het plan is nu om het asfalt in één laag aan te brengen. Hiervoor zal de aannemer een nieuw vooronderzoek leveren.

- Hiervoor is de bitumensoort voor de kleeflaag aangepast. Er zal nu 0,5 kg/m² gemodificeerde bitumen worden toegepast, welke sneller omslaat en waarvan verwacht wordt dat de aanhechting beter is.
- De kleeflaag wordt ingestrooid met rivierzand.
- Er wordt gestreefd naar een laagdikte van 5 cm en een dwarshelling van 2%.
- Het asfalt zal worden afgestrooid met steenslag soort porfier 2/6.

In het document “Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022” [13] is ten aanzien van het asfalt op de bovenzijde van de kraagliggers aangegeven dat in 2015/2016 onderhoud is gepleegd. Dit betrof:

Aanbrengen emulsieasfaltbeton EAB 0/6 op rijstroken:

Om de bij inspectie van het wegdek geconstateerde rafeling van het asfalt te repareren is in 2015 en 2016 op de rijstroken van de hoofdrijbaan een oppervlakbehandeling aangebracht van EAB 0/6. De EAB is per rijstrook aangebracht tussen de markeringen in een breedte van ca. 3,10 m. De laag heeft een dikte van ca. 10 mm.

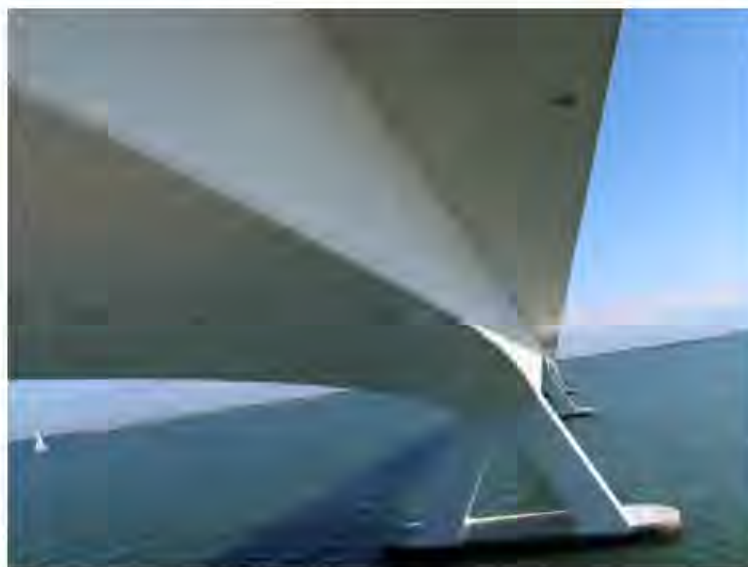
In 2016 heeft Gedeputeerde Staten van Zeeland een besluit genomen over een lastbeperking voor de Zeelandbrug [10] (bedoeld voor het beweegbare deel van de brug). In dat besluit is het volgende aangegeven:

“Verkeersbesluit voor de provinciale weg Goes - Zierikzee (gedeelte Noordlangeweg - Julianastraat) (N256);

Instellen geslotenverklaring voor voertuigen en samenstellen van voertuigen, waarvan de totaal massa hoger is dan op het bord is aangegeven (50 ton) van km 13,0 (kruispunt Noordlangeweg) tot km 22,6 (kruispunt Julianastraat), in beide richtingen.”

4.2.2 Wanden kraagligger

De wanden van de kraagliggers zijn aan de buitenzijde volledig voorzien van een coating (Figuur 4.2), waardoor het beton zelf niet zichtbaar is. In het dossier is geen informatie aangetroffen over eventuele scheurvorming in het beton van de wanden kraagliggers.



Figuur 4.2: Overzicht buitenzijde kraagliggers

Het maatgevende aantastingsmechanisme voor het beton aan de buitenzijde van de kraagliggers is wapeningscorrosie als gevolg van carbonatatatie van het beton en/of de

indringing van zout uit het omringende milieu. De huidige coating op de buitenzijde van de kraagliggers beschermt het beton tegen carbonatatie en chloride-indringing. Deze coating is echter niet altijd aanwezig.

Onderstaand wordt een historisch overzicht gegeven van de in het dossier aangetroffen informatie over de aangebrachte coating en de (kans op) wapeningscorrosie.

In het document “*Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022*” [13] is ten aanzien van de coating op de buitenzijde van de kraagliggers het volgende aangegeven:

- *Van 1986 t/m 1987 zijn alle kokerliggers van de Zeelandbrug, in totaal 87.700 m², voorzien van een chloride- en zuurstofdicht conserveringssysteem op basis van epoxyharsen van de fa. Brink/Molyn (vanaf 1986 AKZO Coatings). Voor het aanbrengen van het conserveringssysteem is het betonoppervlak gegritstraald, ontdaan van binddraadresten en zijn waar nodig betonreparaties uitgevoerd. Reden voor het aanbrengen van de coating was het voorkomen van corrosie van de wapening als gevolg van het indringen van chloride in het betonoppervlak. De betondekking op de wapening aan de buitenzijde van de koker bedraagt 30 mm.*
- *Van 2005 t/m 2009 is groot onderhoud uitgevoerd aan het conserveringssysteem op de kokerliggers. Het bestaande conserveringssysteem is afgeklopt en gereinigd met hogedruk water, plaatselijk zijn betonreparaties uitgevoerd en vervolgens is het gehele oppervlak voorzien van 2 lagen Sikagard 550 W-Elastic van Sika, met een totale laagdikte van 150 micrometer.*
- *2018-2023: Conserveren van de betonnen liggers en pijlers. Werkzaamheden behelsden het reinigen en opnieuw conserveren van de liggers en pijlers*

In 2015 heeft Westenberg een instandhoudingsinspectie en conditiemeting uitgevoerd van de Zeelandbrug [08]. De in dit rapport gerapporteerde resultaten van de uitgevoerde metingen aan het beton zijn als volgt:

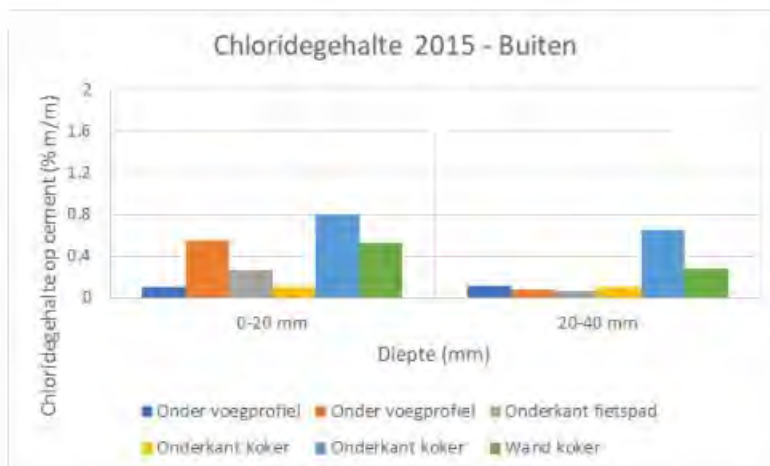
- De gemeten betondekkingen en carbonatatie diepten zijn weergegeven in onderstaande tabellen:

Meetpunt	Pijler	Locatie	Gemiddelde dekking (mm)	Gemiddelde carbonatatie-diepte (mm)	Opmerkingen
MP 01	17	Buitenzijde, onderkant koker.	27	4	In prefab deel
MP 02	17	Buitenzijde, onderkant koker.	32	6	In prefab deel
MP 03	18	Buitenzijde, onderkant koker.	30	6	In prefab deel
MP 04	19	Buitenzijde, onderkant koker.	29	10	In prefab deel
MP 05	20	Binnenzijde, in wand	48	3	In prefab deel
MP 06	20	Binnenzijde, in wand	43	3	In voeg (in het werk gestort deel)
MP 07	23	Binnenzijde, onderkant rijdek	32	3	In prefab deel
MP 08	24	Binnenzijde, In vloer	45	13	In prefab deel
MP 09	24	Binnenzijde, in wand	34	5	In prefab deel
MP 10	27	Binnenzijde, in vloer	34	9	In prefab deel
MP 11	27	Binnenzijde, in wand	33	3	In prefab deel
MP 12	27	Binnenzijde, in vloer	31	3	In prefab deel
MP 13	30	Binnenzijde, Onderkant rijdek	22	3	In prefab deel
MP 14	31	Buitenzijde, onder stalen voegprofiel	40	18	In prefab deel
MP 15	35	Binnenzijde, in wand	43	3	In prefab deel
MP 16	35	Binnenzijde, in vloer	34	4	In voeg (in het werk gestort deel)

Meetpunt	Pijler	Locatie	Gemiddelde dekking (mm)	Gemiddelde carbonatatie-diepte (mm)	Opmerkingen
MP 17	36	Binnenzijde, Onderkant rijdek	38	3	In voeg (in het werk gestort deel)
MP 18	41	Buitenzijde, onder stalen voegprofiel	36	5	In prefab deel
MP 19	42	Binnenzijde, in wand	33	3	In voeg (in het werk gestort deel)
MP 20	50	Binnenzijde, in wand	40	4	In prefab deel
MP 21	43	Buitenzijde, in wand	20	3	In prefab deel, westzijde brug
MP 22	44	Buitenzijde, in wand	44	3	In prefab deel, westzijde brug
MP 23	44	Buitenzijde, onderkant koker	34	4	In prefab deel
MP 25	52	Buitenzijde, onderkant fietspad	35	5	In prefab deel, westzijde brug
MP 27	7 & 6 (bascule-kelder zuid)	Binnenzijde, onderkant dak	29	3	Naast toegangsluik
MP 28	7 & 6 (bascule-kelder zuid)	Binnenzijde, schoorconstructie	38	5	
MP 29	7 & 6 (bascule-kelder zuid)	Binnenzijde, kolom	45	9	
MP 30	7 & 6 (bascule-kelder zuid)	Binnenzijde, oostelijke wand	30	4	
MP 31	7	Binnenzijde, in wand	47	4	In prefab deel
MP 32	7	Binnenzijde, in vloer	35	5	In voeg (in het werk gestort deel)
MP 40	53	Zijkant caisson	49	3	
MP 41	51	Zijkant caisson	55	3	
MP 42	41	Zijkant caisson	50	4	
MP 43	15	Zijkant caisson	56	3	
MP 44	7	Zijkant caisson	53	2	

- Het chloridegehalte is per meetlocatie gemeten op twee diepten: 0-20 en 20-40 mm. De resultaten van die metingen zijn samengevat in onderstaande, door TNO opgestelde, grafieken.





In 2022 heeft Solid Services een inspectie uitgevoerd van de Zeelandbrug [11]. De in dit rapport gerapporteerde resultaten van de uitgevoerde metingen aan het beton zijn als volgt:

- De betondekking is gemeten met een Ferrosan. De resultaten van die metingen zijn samengevat in onderstaande tabel:

onderdeel	milieu-klasse	eis betondekking tijdens de bouw mm	eis betondekking conform huidige norm mm	gemeten minimale betondekking mm	gemeten gemiddelde betondekking mm
pijlers	XS3	40	40	38 - 61	54 - 71
liggers (zijkant)	XS3	35	40	9 - 31	18 - 41
liggers (onderzijde dek)	XS3	35	40	19 - 29	31 - 42

- De gemeten carbonatatie diepten zijn verwaarloosbaar.
- Het chloridegehalte is per meetlocatie gemeten op drie diepten: 0-10, 10-30 en 30-50 mm. De resultaten van die metingen zijn samengevat in onderstaande, door TNO opgestelde, grafiek:



- De materiaaleigenschappen van het beton zijn voldoende tot goed, maar door matige verdichting zijn veel holtes in het beton ontstaan. Betonschades zijn hoofdzakelijk waargenomen aan de onderzijde van de liggers.

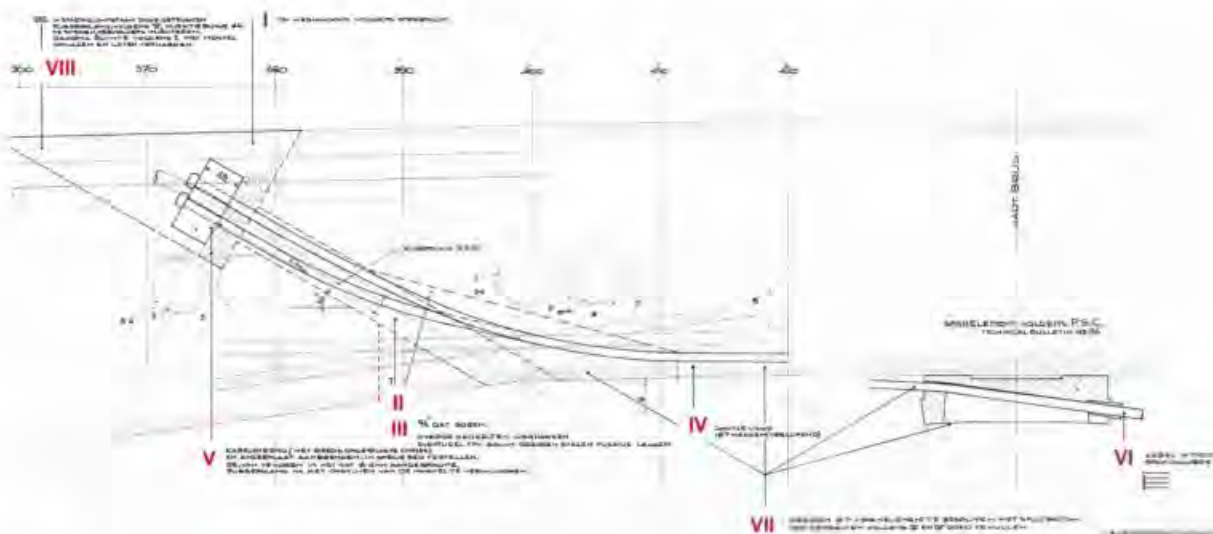
In het document “Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022” [13] is ten aanzien van de in de loop van de tijd uitgevoerde betonreparaties aan de buitenzijde van de kraagliggers het volgende aangegeven:

- 2000: Betonreparatie spankassen oostelijke brugrand. De betonreparatie van de spankassen van de dwarsvoorspanning in de oostelijke brugrand is meegenomen in bij de reconstructie van het wegdek van de Zeelandbrug in 2000. De prefab randelementen en de leuning-geleiderail op de oostelijke brugrand zijn toen vervangen door een in het werk gestorte betonnen stepbarriër voorzien van een leuningrail.
- 2018-2022: Grootschalige betonreparaties (in oppervlak) Zeelandbrug westzijde-onderkant liggers, binnenzijde en caissons: Werkzaamheden behelsden het afkloppen van losliggend beton, eventueel herstel van wapening en opnieuw aanbrengen van betondekking.

4.2.3 Externe voorspanning

De detaillering van de externe voorspanning, die in een deel van moot D is aangebracht, is weergegeven op tekening "NZC 496 Brugdeel D Voorzieningen Dwarsvoorspanning" [04]. Op die tekening is de volgende werkomschrijving gegeven ten aanzien van het aanbrengen van deze dwarsvoorspanning (Figuur 4.3):

- I. Beton weghakken volgens streeplijn
- II. 5/4" gat boren
- III. Overige gedeelten weghakken; eventueel t.p.v. bocht gebogen stalen plaatje leggen
- IV. Gootje voor 4Ø7 hakken (verlopend)
- V. Kabelstreng (met reeds opgestuikte kopjes) en ankerplaat aanbrengen; in specie-bed te stellen. De, van te voren in het gat Ø12 mm aangebrachte, rubberslang na het opstijven van de mortel te verwijderen
- VI. Kabel in midden te spannen
- VII. Draden Ø7 + spanelement te bespuiten met spuitbeton. Ook gedeelten volgens III en IV goed te vullen
- VIII. In sparing, ontstaan door getrokken rubberslang, volgens V, injectiebuisje Ø6 te steken, vervolgens injecteren. Daarna ruimte volgens I met mortel opvullen en laten verharden



Figuur 4.3: Tekening externe voorspanning [04]

In 2016 heeft Iv-Infra een inspectie uitgevoerd waarvan een schouwrapport is opgesteld [09]. In dit schouwrapport is de volgende informatie weergegeven over de externe voorspanning:

- *G. De aanstorting rondom de voorspankabels vertoont een aantal verscheidene gebreken.*
- *Verschillende aanstortingen van de voorspankabels zijn op regelmatige tussenafstanden gescheurd.*
- *Verschillende aanstortingen van de voorspankabels zijn los gekomen van het dek. Er is in die gevallen duidelijk ruimte tussen het dek en de aanstorting, en de aanstorting kan enigszins bewogen worden.*
- *Verschillende aanstortingen zijn beschadigd waardoor de voorspanstrengen bloot liggen (Figuur 4.4 en Figuur 4.5).*



Figuur 4.4: Beschadigde aanstorting (Afbeelding 2-23 uit [09])



Figuur 4.5: Beschadigde aanstorting (Afbeelding 2-24 uit [09])

4.3 Visuele inspectie kraagliggers

Tijdens de door TNO uitgevoerde inspectie zijn de onderzijde van het dek en de binnenzijde van de wanden van de kraagliggers steekproefsgewijs visueel beoordeeld. Daarbij is geen scheurvorming in het beton waargenomen.

De buitenzijde van de kraagliggers is beoordeeld vanaf de laagwerker, op een locatie waar betonreparatiewerkzaamheden in uitvoering waren. Daar is het volgende waargenomen:

- Het betonoppervlak was door de aannemer afgeklopt en de holklinkende delen waren aangetekend (Figuur 4.6).
- Het overgrote deel van de huidige betonschade betreft eerdere reparaties, in de onderzijde van de kraagliggers, die zijn losgekomen. Die oorspronkelijke reparaties waren uitgevoerd tot aan de wapening en het corrosieproces op de wapening had zich doorgezet (Figuur 4.7).
- Bij de huidige reparaties is de gecorrodeerde wapening rondom vrij gehakt (Figuur 4.8).



Figuur 4.6: Overzicht aangetekende losse schollen



Figuur 4.7: Oorspronkelijke reparatie tot aan de wapeningsstaaf



Figuur 4.8: Huidige wijze van herstel

Tijdens de inspectie van de additionele dwarsvoorspanning (Figuur 4.9) is het volgende waargenomen:

- Over een groot deel van de lengte klinkt de omhulling van de voorspanning bij bekloppen hol en is in de aansluiting van de omhulling aan het betonnen dek een naad zichtbaar (Figuur 4.10).
- Op enkele locaties ontbreekt nabij het uiteinde een deel van de omhulling (Figuur 4.11).



Figuur 4.9: Overzicht additionele dwarsvoorspanning



Figuur 4.10: Naad in aansluiting aan het dek



Figuur 4.11: Ontbrekend deel van de omhulling

5 Koppелеlementen tussen de kraagliggers

5.1 Inleiding

Op basis van de herberekening en de review daarvan wordt door TNO ingeschat dat de koppелеlementen tussen de kraagliggers, constructief gezien, mogelijk kritisch zijn dan wel in de tijd mogelijk kritisch zouden kunnen worden:

- Dwarskrachtdeuvels (dwarskracht in langsrichting);
- Schokdempers (normaalkracht in langsrichting);
- Scharnieren (normaalkracht in langsrichting).

In dit hoofdstuk wordt, op basis van een dossieronderzoek en een visuele inspectie, nagegaan of er in de tijd signalen zijn geweest die zouden kunnen duiden op het kritisch zijn van deze elementen. Tevens is ingegaan op eventueel optredende degradatiemechanismen die een negatieve invloed kunnen hebben op de constructieve veiligheid van deze elementen.

Op 11 augustus 2023 heeft TNO een visuele inspectie uitgevoerd, waarbij steekproefsgewijs enkele dwarskrachtdeuvels en scharnieren visueel zijn beoordeeld. De resultaten van die inspectie zijn weergegeven in een aparte paragraaf van dit hoofdstuk.

5.2 Dossieronderzoek koppелеlementen

In de oorspronkelijke berekening van de brug [03] is in hoofdstuk 11 “Koppелеlementen tussen de kraagliggers” het volgende aangegeven:

Hoewel elke pijler met zijn kraagligger op zich voldoende sterk is om alle belastingen op te nemen zonder horizontale steundruk van de naastgelegen brugdelen, wordt het toch wenselijk geacht, ter beperking van de doorbuigingen, zodanige koppелеlementen aan te brengen dat wel horizontale steundrukken op kunnen treden, echter, zodanig dat krimp-, kruip- en temperatuursinvloeden vrij kunnen werken.

In principe worden aan de koppелеlementen de volgende eisen gesteld:

- 1. Verdraaiing in verticale zin van twee aangrenzende liggereinden t.o.v. elkaar moet mogelijk zijn.*
- 2. Onderlinge verplaatsing in verticale zin van twee aangrenzende liggereinden t.o.v. elkaar mag niet mogelijk zijn.*
- 3. Idem in horizontale zin loodrecht op de brugas mag niet mogelijk zijn.*
- 4. Onderlinge verplaatsing in horizontale zin evenwijdig aan de brugas van twee aangrenzende liggereinden t.o.v. elkaar moet zoveel mogelijk voorkomen worden.*
- 5. Idem door invloed van krimp-, kruip- en temperatuursinvloeden moet mogelijk zijn zonder opwekking van noemenswaardige horizontale krachten.*

Aan deze eisen kan voldaan worden door scharnierend bevestigde “schokbrekers” tesamen met alleen dwarskracht opnemende deuvels.

Uit de in [03] uitgevoerde berekeningen volgt:

Per voeg moet een dwarskracht van 109,2 t (mobiele belasting) + 20 t (ongelijkmatige zettingen) worden overgebracht. In een voeg zijn 2 dwarskrachtdeuvels aanwezig. Elk dus te berekenen op 65 t.

In 1992 heeft FDO Technische Service een rapport opgesteld "Aanvullende sterkteberekening aan een nieuwe deuvelconstructie van de Zeelandbrug" [05]. Dit betreft een aanvullend onderzoek naar de maximale spanningsniveaus in de nieuw geplande deuvelconstructie van de Zeelandbrug. De oude deuvels worden daarbij gereviseerd en voorzien van een extra stalen ankerplaat en een nieuwe betonnen ondersabeling. Een aanpassing van het model was voorgesteld om de (de-)montage mogelijkheden te verbeteren. Het rapport behandelt de sterkte technische aspecten van het laatstgenoemde deuvelconstructie voorstel.

Op basis van deze berekeningen is geconcludeerd dat bij een dwarskracht van 650 kN, als een dynamische sprongbelasting op de nieuwe deuvelconstructie, de deuvelpen en de stalen ondersteuningsconstructies één miljoen lastwisselingen kunnen ondergaan. Echter slechts met een veiligheidsfactor van 1 en mits het oppervlak een ruwheid heeft van fijn draaiwerk of beter.

In 2023 heeft MH Poly een rapport opgesteld "Schouwrapportage Zeelandbrug dwarskrachtdeuvels" [12]. Dit rapport bevat de resultaten van een schouw van de dwarskrachtdeuvels, teneinde na te gaan of de geometrie overeenkomt met de tekeningen en om de op die tekeningen missende gegevens op te nemen. Bij deze schouw is tevens gekeken naar de conditie van de dwarskrachtdeuvels en de aanstortingen, waarover het volgende is aangegeven:

- *De dwarskrachtdeuvel is een mof-spie verbinding. Achter de dwarskrachtdeuvel ligt een bevestigingsplaat.*
- *Na de plaatsing van de brug in 1965 zijn de dwarskrachtdeuvels verschillende keren geïnspecteerd en in 1995 zijn de dwarskrachtdeuvels in de voegen met de schokbrekers vervangen.*
- *Zowel de deuvelplaat als de busplaat hebben een verjonging boven en onder de ankerlocaties, hierdoor is het contactoppervlak bij de nieuwe platen kleiner dan bij de oude platen.*
- *De algemene conditie van de constructie is goed.*
- *Er zijn scheuren aanwezig in de cementgebonden achterplaat.*
- *Er is roest aanwezig op de achterplaat.*
- *Ankerdoppen en -kappen van de nieuwe deuvels bevatten water en aan de binnenzijde van de koker zijn lekkagesporen bij de ankers zichtbaar.*
- *Bij enkele oorspronkelijke deuvels, die nog niet zijn vervangen, zijn aan de binnenzijde van de koker lekkagesporen en corrosie bij de ankers zichtbaar.*
- *Er is vastgesteld dat de tekeningen overeenkomen met de werkelijkheid en de missende gegevens zijn vastgesteld.*

In het document "Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022" [13] is ten aanzien van de koppellementen tussen de kraagliggers het volgende aangegeven:

- 1992-2010; Dwarskrachtdeuvels. *De dwarskrachtdeuvels bestaan uit een deel met een pen en een deel met een bus. Rondom de pen bevindt zich een manchet van kunststof schalen. De deuvelementen waren oorspronkelijk elk op maat gesteld, vervolgens aan de achterzijde aangestort met vulbeton en via 4 Dywidag spanstaven verbonden met het kapschot van de kokerligger. In de loop der jaren zijn de manchetten rond de deuvelpen gaan slijten en is er speling op de voegen ontstaan. Om dit te verhelpen is na het uitvoeren van een pilot in 1994 een*

onderhoudsprogramma opgestart, waarbij de manchetten vervangen zijn door nieuwe in ultradicht polyetheen en daarnaast de bevestiging van de deuveldelen op de kopschotten is aangepast. De Dywidag bevestigingsstaven zijn ook vernieuwd.

- 2016 en verder; Onderhoud conservering dwarskrachtdeuvels. Dit jaar is gestart met het uitvoeren van onderhoud aan de conservering van de dwarskrachtdeuvels. Dit gaat voeg voor voeg en zal nog enkele jaren in beslag nemen.
- 1995- heden en verder; Uitwisselen en reviseren schokdempers. Behoudens in de vaste voegen zijn er in elke voeg van de Zeelandbrug 2 of 3 schokdempers gemonteerd. Deze schokdempers zijn destijds geleverd door Koni uit Oud-Beijerland. Vanaf 1995 worden jaarlijks een zestal schokdempers vervangen door reservedempers. De uitkomende dempers worden vervolgens bij Koni uit elkaar genomen en waar nodig worden onderdelen vervangen. Nadat de dempers weer in elkaar gezet zijn worden ze in een testbank op de juiste demping ingesteld. Het volgende jaar worden de gereviseerde dempers weer uitgewisseld met een aantal dempers uit de brug. Dit is een repeterende onderhoudscyclus.
- 2015-2017; Reviseren 12 stuks Dwarskrachtdeuvels (op basis van wisselschema). Werkzaamheden behelsden het preventief uitnemen van dwarskrachtdeuvels, het vervangen van de kunststof manchetten, het stralen van het oppervlak en het terugplaatsten onder voorspanning.
- 2018-2023; Renoveren schokdemper. Werkzaamheden behelsden het periodiek uitwisselen: uitnemen en renoveren van schokdempers (4st (= twee voegen) per jaar).
- 2023-2032. Werkzaamheden behelzen het preventief uitnemen en reviseren van 4 dwarskrachtdeuvels (=2 voegen) per jaar: het vervangen van de kunststof manchetten, het stralen van het oppervlak en het terugplaatsten onder voorspanning.
- 2023; Berekening capaciteit dwarskrachtdeuvels. De werkzaamheden bestaan uit:
 - Uitvoeren van een archiefstudie en het beoordelen van de archieftekeningen op bruikbaarheid;
 - Verifiëren van de geometrie door middel van een schouw;
 - Het maken van een rekenmodel voor de toetsing van de constructie;
 - Presenteren en bespreken van het rekenmodel, materiaalparameters en de uit te voeren toetsingen met de opdrachtgever en zo nodig doorvoeren van aanpassingen;
 - Berekening van de weerstand van de dwarskrachtdeuvel incl. krachtsinleiding in het beton.

5.3 Visuele inspectie koppелеlementen

5.3.1 Dwarskrachtdeuvels

Zoals aangegeven in de vorige paragraaf is de deuvelconstructie in de voegen met de schokdempers vervangen door een nieuwe deuvelconstructie met gereviseerde dwarskrachtdeuvels, een extra stalen ankerplaat en een nieuwe betonnen ondersabeling (Figuur 5.1). Tijdens de door TNO uitgevoerde inspectie zijn enkele gereviseerde dwarskrachtdeuvels visueel geïnspecteerd, waarbij bij één deuvel ook de beschermkap is verwijderd. Bij deze inspectie is het volgende waargenomen:

- In de cementgebonden ondersabeling van de dwarskrachtdeuvels bevinden zich enkele scheuren met een relatief geringe breedte (Figuur 5.2).

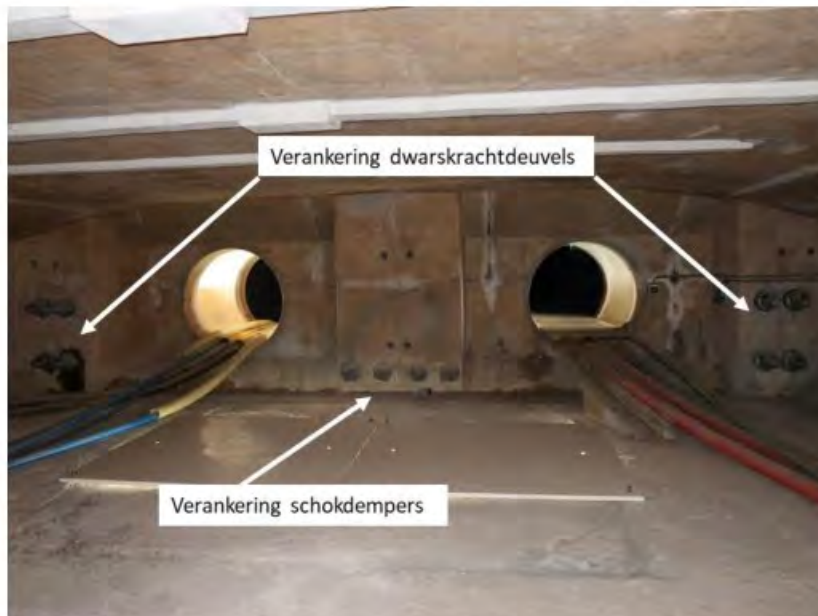
- Elke dwarskrachtdeugel is met vier ankers verbonden aan de ondergrond (Figuur 5.3). Die ankers lopen over de volledige dikte van de wand die zich achter de dwarskrachtdeugels bevindt.
- Aan de kokerzijde is onder enkele ankers sprake van een donkere verkleuring van het beton (Figuur 5.4). Die verkleuring heeft het uiterlijk van olie/vet.
- Bij de passage van vrachtwagens is een duidelijke indrukking van de dwarskrachtdeugel over enkele millimeters zichtbaar (Figuur 5.5). Bij de passages van auto's is geen verplaatsing zichtbaar.



Figuur 5.1: Overzicht dwarskrachtdeugel



Figuur 5.2: Scheuren in cementgebonden ondersabeling



Figuur 5.3: Positie van de verankeringen van de dwarskrachtdeuvels en de schokdempers



Figuur 5.4: Donkere verkleuring van het beton onder een anker van een dwarskrachtdeuvel



Figuur 5.5: Verplaatsing van een dwarskrachtbeugel bij passage van een vrachtwagen (links is op 0 sec, midden op 3 sec en rechts op 6 sec)

5.3.2 Scharnieren

In een deel van de voegen tussen de kraagliggers zijn scharnieren aangebracht, per voeg op drie locaties (figuur 5.6). De beoordeelde scharnieren zijn ernstig gecorrodeerd, waarbij de ruimte tussen de twee zijden van het scharnier vrijwel volledig is gevuld met corrosieproducten (figuur 5.7).



Figuur 5.6: Overzicht scharnier



Figuur 5.7: Overzicht scharnier met corrosie

5.3.3 Schokdempers

In een deel van de voegen tussen de kraagliggers zijn schokdempers aangebracht, per voeg twee of drie stuks (figuur 5.8). De schokdempers zijn niet in detail beoordeeld.



Figuur 5.8: Overzicht schokdempers

6 Beheerdersadvies

6.1 Inleiding

Door TNO is een review uitgevoerd van de herberekening van de Zeelandbrug zoals uitgevoerd door Iv-infra (document [01]). Voor de onderdelen die TNO op basis van de review, constructief gezien, heeft ingeschat als mogelijk kritisch dan wel in de tijd mogelijk kritisch, is een dossieronderzoek en een visuele inspectie uitgevoerd.

Op basis van de resultaten van de review, het dossieronderzoek en de visuele inspectie is in dit hoofdstuk een beheerdersadvies opgesteld. Het advies is opgedeeld in aanbevelingen voor achtereenvolgens de herberekening (paragraaf 6.2), de kraagliggers (paragraaf 6.3) en de koppellementen tussen de kraagliggers (paragraaf 6.4). De overige onderdelen van de brug zijn niet opgenomen in het beheerdersadvies. Tot slot is in paragraaf 6.5 ingegaan op de prioritering van de adviesonderdelen.

6.2 Herberekening

De voornaamste opmerkingen van TNO op de herberekening van de Zeelandbrug, zoals uitgevoerd door Iv-infra (document [01]), kunnen als volgt worden samengevat:

- De bijdrage van de Dywidag voorspanstaven is overschat;
- Aanbevolen wordt om het effect van 5% extra voorspanverlies te onderzoeken;
- Doorgaande kruip kan leiden tot schade aan de koppellementen tussen de kraagliggers;
- Ongelijkmatige zettingen kunnen leiden tot extra dwarskracht in de wanden van de kraagliggers en de dwarskrachtdeuvels;
- Defecte schokdempers kunnen invloed hebben op het constructieve gedrag onder temperatuurs- en rembelastingen;
- In de modellen is in het zwaartepunt van de kraagliggers geen verschilverplaatsing tussen de T-stukken in langsrichting van de brug toegelaten. Op basis van waarnemingen tijdens de inspectie en een beschouwing van de ontwerpberekening is het de vraag in hoeverre dit representatief is voor het daadwerkelijke gedrag van de schokdempers onder invloed van verkeersbelasting;
- In de toetsing van de momentweerstand van de uitkraging in dwarsrichting van de kraagliggers is geen rekening gehouden met de verschoven momentenlijn, de verankeringslengte van de wapening en de lokaal kleinere hoeveelheid wapening in het hamerstuk;
- In de toetsing van het veldmoment in dwarsrichting van de kraagliggers is geen rekening gehouden met een eventuele foute ligging van de dwarskabels in het dek en de als maatregel genomen externe voorspanwapening;
- De dwarskrachtweerstand van de wanden van de kraagliggers is beoordeeld met een te gunstige schaalfactor en een te gunstige bijdrage van de verticale voorspanning;
- Voor de dwarskrachtdeuvels wordt aanbevolen om de weerstand met de huidige inzichten te bepalen, zoals nu door een andere partij wordt uitgevoerd;
- Ten aanzien van de toetsing op vermoeiing geldt dat:

- De vermoeiingssterkte van betonstaal volgens de nieuwe rekenregels in NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB+A1:2020 is gereduceerd;
- In sommige sneden is uitgegaan van gebogen staven, terwijl rechte staven mogen worden aangehouden (conservatief);
- Belastingmodel 4a is aangehouden, terwijl dit belastingmodel 4b moet zijn (niet-conservatief);
- Vermoeiing van het voorspanstaal niet is getoetst;
- Vermoeiing van beton onder druk niet is getoetst.

Voor een aantal van bovengenoemde aspecten zijn door TNO indicatieve berekeningen uitgevoerd om de afzonderlijke effecten in te schatten en te beoordelen of rekenkundig sprake is van een acute situatie. Om de effecten van alle opmerkingen tegelijk te beschouwen, wordt aanbevolen om de herberekening op basis van bovengenoemde aspecten en de overige opmerkingen in hoofdstuk 3 opnieuw uit te voeren. Daaruit kunnen nieuwe, mogelijk kritische punten naar voren komen.

Opgemerkt wordt dat de effecten van eventueel ongelijkmatige zettingen naar verwachting alleen een rol spelen op locaties waar de deuvelconstructie niet is vervangen, ofwel op locaties met scharnieren. Op locaties waar de deuvelconstructie wel is vervangen, geldt een nieuwe beginsituatie zonder additionele vervormingen en krachten door eventueel reeds opgetreden ongelijkmatige zettingen. Verwacht wordt dat de invloed van eventueel opgetreden ongelijkmatige zettingen na het vervangen van de deuvelconstructie beperkt is, omdat deze qua grootte in de tijd afneemt. Het bovenstaande geldt ook voor de effecten van doorgaande kruip op de koppелеlementen. De effecten van reeds opgetreden doorgaande kruip op de rest van de constructie blijven ook na het vervangen van de deuvelconstructie bestaan.

6.3 Kraagliggers

Op basis van de herberekening en de review daarvan wordt door TNO ingeschat dat de volgende onderdelen van de kraagliggers, constructief gezien, mogelijk kritisch zijn dan wel in de tijd mogelijk kritisch zouden kunnen worden:

- Dek kraagliggers inclusief externe voorspanning (moment in langs- en dwarsrichting leidend tot trek in de wapening, dwarskracht in dwarsrichting);
- Wanden kraagliggers (dwarskracht in langsrichting);
- Vloer kraagliggers (moment in langsrichting leidend tot druk in het beton).

Tijdens de inspectie zijn enkele overspanningen visueel geïnspecteerd. Hierbij zijn geen aanwijzingen gevonden dat voor bovengenoemde onderdelen al problemen zijn opgetreden. Zo is in de onderzijde van het dek en in de binnenzijde van de wanden geen scheurvorming waargenomen die gerelateerd is aan de krachtswerking in deze onderdelen. Echter, de bovenzijde van het dek kon, vanwege de asfaltlaag, niet worden geïnspecteerd en aan de buitenzijde van de wanden zijn eventuele scheuren zeer waarschijnlijk niet zichtbaar vanwege de aanwezige coating. Daarnaast heeft bezwijken op dwarskracht geen waarschuwend vermogen en zijn dwarskrachtscheuren niet voortijdig waar te nemen. Geadviseerd wordt om na afronding van een nieuwe herberekening (zie advies paragraaf 6.2) te beslissen of het zinvol is om een uitgebreide inspectie naar scheurvorming uit te voeren met een bijbehorend inspectieregime.

Omdat meerdere onderdelen van de kraagliggers rekenkundig weinig reserve hebben, is het van belang dat de duurzaamheid van de kraagliggers is geborgd. Het maatgevende

aantastingsmechanisme voor de kraagliggers is door chloriden geïnitieerde wapeningscorrosie. Corrosie van de zachtstaalwapening en het bijkomend afdrukken van het omringende beton heeft een negatieve invloed op zowel de trekweerstand van de wapening als de drukweerstand van het beton. Ook de duurzaamheid van de voorspanwapening dient te worden geborgd, maar dit speelt een minder kritische rol omdat de voorspanning dieper in de betondaarsnede ligt en voorzien is van een omhullingsbuis. De coating op het beton lijkt vooralsnog goed te werken. De reparaties die op dit moment worden uitgevoerd hebben zeer waarschijnlijk geen betrekking op een slecht functionerende coating maar op verkeerd uitgevoerde reparaties. De visuele inspectie heeft namelijk uitgewezen dat er is gerepareerd zonder de wapening rondom vrij te hakken en daardoor is de corrosie van de betreffende wapening onvoldoende gestopt.

Geadviseerd wordt om de beschermende functie van de coating in de toekomst te behouden.

De bovenzijde van het dek wordt beschermd door het asfalt. In het verleden is bij de vervanging van het asfalt slechts beperkte betonschade geconstateerd en hersteld (ca 0,1 % van het totaaloppervlak), hetgeen duidt op een goed functionerende bescherming van de bovenzijde van het dek door het asfalt.

Omdat de betondekking op de wapening aan de bovenzijde van het dek slechts 20 mm bedraagt, wordt geadviseerd om de beschermende functie van het asfalt in de toekomst te behouden en het gebruik van dooizouten te blijven vermijden. Daarnaast wordt geadviseerd om bij elke vervanging van het asfalt het onderliggende beton steekproefsgewijs te bekloppen om eventuele corrosie van de wapening op te sporen en te herstellen.

Ten aanzien van de externe voorspanning, die in een deel van moot D is aangebracht, is geconcludeerd dat deze noodzakelijk is om voor werkelijk gebruik aan het gebruiksniveau te voldoen. Het is daarom van belang dat de duurzaamheid van deze externe voorspanning is geborgd.

De externe voorspanning is verankerd in de bovenzijde van het dek. Op basis van ervaring met andere constructies waarvan de voorspanning aan de bovenzijde van het dek is verankerd, vereisen deze locaties, voor de duurzaamheid van de externe voorspanning, de meeste aandacht. Geadviseerd wordt om bij de eerstvolgende vervanging van het asfalt deze locaties te controleren op mogelijke inwatering en corrosie.

Aan de binnenzijde van de brug is de duurzaamheid van de externe voorspanning minder kritisch, omdat de huidige omhulling goed functioneert en omdat dit een binnenmilieu is. Uit de wijze waarop de externe voorspanning is aangebracht, wordt afgeleid dat het omringende beton alleen een beschermende functie heeft en niet bijdraagt aan de afdracht van de voorspanning. Geadviseerd wordt om de beschermende functie van het omringende beton in de toekomst te behouden.

6.4 Koppelelementen tussen de kraagliggers

Op basis van de herberekening en de review daarvan wordt door TNO ingeschat dat de koppelelementen tussen de kraagliggers, constructief gezien, mogelijk kritisch zijn dan wel in de tijd mogelijk kritisch zouden kunnen worden:

- Dwarskrachtdeuvels (dwarskracht in langsrichting);
- Schokdempers (normaalkracht in langsrichting);
- Scharnieren (normaalkracht in langsrichting).

Van de dwarskrachtdeuvels is de weerstand onbekend. Hiervoor is eerder aanbevolen om de weerstand volgens de huidige inzichten te bepalen, zoals nu door een andere partij wordt uitgevoerd. Op basis van het dossieronderzoek en de visuele inspectie zijn voor de

dwarskrachtdeuvels op dit moment geen verdere aandachtspunten naar voren gekomen. Geadviseerd wordt om na afronding van de in uitvoering zijnde weerstandsbepaling na te gaan of dat een verandering geeft van het bovenstaande.

Voor de schokdempers is in de herberekening aangenomen dat er geen horizontale verschilverplaatsing tussen de T-stukken kan optreden. Op basis van de waarnemingen tijdens de inspectie en de ontwerpberekening laten de schokdempers onder verkeersbelasting waarschijnlijk wel een zekere horizontale verschilverplaatsing toe, wat niet conform de modellering is. De invloed hiervan op de herberekening is niet op voorhand in te schatten.

Geadviseerd wordt om de herberekening opnieuw uit te voeren en te toetsen op basis van de maatgevende krachten uit de volgende twee modellen (de werkelijkheid zal ergens tussenin liggen):

- een model met overal scharnierende verbindingen (horizontale verschilverplaatsingen tussen de T-stukken zijn verhinderd);
- een model met overal schuifverbindingen (horizontale verschilverplaatsingen tussen de T-stukken zijn niet verhinderd).

Additioneel wordt geadviseerd om het gedrag van de schokdempers in de praktijk te monitoren om de effectiviteit van de schokdempers vast te stellen. Voorgesteld wordt om bij een geplande revisie van de schokdempers een keer het gedrag met en zonder schokdempers te monitoren. Als blijkt dat de schokdempers in de praktijk onvoldoende functioneren en als uit de herberekening volgt dat ze niet nodig zijn, dan kan worden overwogen om ze te verwijderen.

Eventueel kunnen de schokdempers in het rekenmodel mogelijk met veren worden gemodelleerd, waarvan de eigenschappen kunnen worden bepaald op basis van metingen (horizontale verschilverplaatsing onder invloed van een bekende belasting).

De tijdens de inspectie beoordeelde scharnieren zijn ernstig gecorrodeerd, waarbij de ruimte tussen de twee zijden van het scharnier vrijwel volledig is gevuld met corrosieproducten. Dit kan een negatieve invloed hebben op de rotatievrijheid van de scharnieren, waardoor zij niet meer kunnen functioneren zoals beoogd.

Daarnaast vormt corrosie een risico voor de Dywidag staven die zich in de scharnieren bevinden en waarmee de scharnieren zijn bevestigd aan de kraagliggers. Enerzijds omdat de corrosieproducten meer ruimte innemen, waardoor de scharnieren kunnen worden opgespannen en de spanning in de Dywidag staven toeneemt. Anderzijds omdat ook de Dywidag staven zelf kunnen corroderen. Naar verwachting zijn de Dywidag staven voorgespannen, waardoor zij ook nog eens gevoelig kunnen zijn voor spanningscorrosie. Als de Dywidag staven in een scharnier breken, dan kan de dwarskracht in de betreffende voeg nog steeds worden opgenomen door de dwarskrachtdeuvels in die voeg. Er kunnen echter geen horizontale krachten meer worden overgedragen in de voeg, waardoor bijvoorbeeld remkrachten over minder T-stukken worden verdeeld.

Geadviseerd wordt om bij één scharnier de corrosieproducten in de ruimte tussen de twee zijden van de scharnieren te verwijderen. Daarnaast wordt geadviseerd om de omhulling rond de Dywidag staven in de gecorrodeerde scharnieren te beoordelen op functionaliteit en indien nodig te herstellen. Op basis van de opgedane ervaring en kennis kan besloten worden of andere scharnieren ook onderzocht moeten worden.

6.5 Prioritering van adviesonderdelen

In Tabel 6.1 zijn de verschillende onderdelen van het beheerdersadvies uit de vorige paragrafen verzameld en is per onderdeel een schatting gegeven van de termijn waarbinnen de bij het advies horende werkzaamheden zouden moeten worden opgepakt.

Tabel 6.1: Prioritering van adviesonderdelen

Aviesonderdeel	Periode
<u>Herberekening</u>	
Opnieuw uitvoeren van herberekening op basis van opmerkingen uit review (incl. identificatie van mogelijk nieuwe kritische onderdelen). Advies om herberekening uit te voeren met twee modellen (alleen scharnierende verbindingen en alleen schuifverbindingen) en te toetsen op maatgevende krachten, mogelijk schokdempers modelleren met veren.	1-5 jaar
<u>Kraagliggers</u>	
Op basis van nieuwe herberekening beslissen of en met welke frequentie een uitgebreide inspectie naar scheurvorming zinvol is.	1-5 jaar
Opstellen onderhoudsplan ten behoeve van behoud beschermende functie van coating en asfalt.	0-1 jaar
Vermijden van dooizouten expliciet opnemen in beheersplan.	0-1 jaar
Beton onder asfalt steekproefsgewijs bekloppen om eventuele corrosie van wapening op te sporen en te herstellen.	Bij eerstvolgende vervanging van het asfalt
Verankering van externe voorspanning in dek controleren op mogelijke inwatering en corrosie.	Bij eerstvolgende vervanging van het asfalt
<u>Koppelementen</u>	
Nagaan of de door derden uitgevoerde weerstandsbepaling van de dwarskrachtdeuvels nieuwe aandachtspunten geeft.	0-1 jaar
Monitoren van schokdempers om effectiviteit vast te stellen.	Bij eerstvolgende revisie
Verwijderen van corrosieproducten in scharnieren	0-1 jaar
Beoordelen van omhulling rondom Dywidag staven in scharnieren en herstellen indien nodig.	0-1 jaar

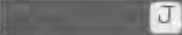
Ondertekening

TNO › Mobility & Built Environment › Delft, 13 oktober 2023

Digitaal ondertekend door Ir.ing.  op 2023-10-13 12:40:04 

Ir. ing. 
Research Manager

Digitaal ondertekend door  op 2023-10-13 12:31:08 

Ir. 
Auteur

Bijlage A

Dossier

Ten behoeve van het onderzoek heeft de Provincie Zeeland een dossier samengesteld. Onderstaande tabel geeft een overzicht van de documenten uit dat dossier waarvan in het onderhavige onderzoek gebruik is gemaakt.

[01]	Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug, revisie 1, definitief, referentie INFR160590-RAP-003	Iv-Infra	23-2-2017
[02]	Betonconservering Zeelandbrug, revisie 1, documentnummer 2021-10957, Solid Services, 9 mei 2022	Solid Services	9-5-2022
[03]	Ontwerpberekening bovenbouw moot D, 29 mei 1964		29-5-1964
[04]	Tekening NZC 496 Brugdeel D Voorzieningen Dwarsvoorspanning	Combinatie brug Oosterschelde	18-3-1964
[05]	Aanvullende sterkteberekening aan een nieuwe deugelconstructie van de Zeelandbrug	FDO Technische Service	23-11-1992
[06]	Plan van aanpak Zeelandbrug; Bijlage A Rapportage asfaltconstructie op de brug	Heijmans	23-11-1999
[07]	Verslag bespreking-toelichting op asfaltconstructie	Provincie Zeeland	11-9-2000
[08]	Rapportage instandhoudingsinspectie en NEN 2767-4 conditiemeting Zeelandbrug	Westenberg	21-1-2015
[09]	Beoordeling constructieve veiligheid betonconstructie Zeelandbrug; schouwrapport	Iv-Infra	27-10-2016
[10]	Verkeersbesluit Gedeputeerde Staten van Zeeland	Provincie Zeeland	1-11-2016
[11]	Inspectie en onderzoek Betonconservering Zeelandbrug	Solid Services	9-5-2022
[12]	Schouwrapportage Zeelandbrug dwarskrachtdeugels	MHPoly	24-4-2023
[13]	Uitgevoerd onderhoud Zeelandbrug tot en met 2022	Provincie Zeeland	--
[14]	Spreadsheet verkeersintensiteit (tellingen.xlsx)	Provincie Zeeland	--

Mobility & Built Environment

Molengraaffsingel 8
2629 JD Delft
www.tno.nl

Toelichting grondslagen

In dit document kunt u secties terugvinden die onleesbaar zijn gemaakt. Deze informatie is achterwege gelaten op basis van artikel 5 van de Wet open overheid (Woo). De legenda verwijzing die hierbij is vermeld correspondeert met de bijbehorende grondslag in onderstaand overzicht.

Legenda verwijzing	Artikel verwijzing	Uitzonderingsgrond
Artikel 5.1 lid 1 Woo – Absolute uitzonderingsgronden De openbaarmaking van deze informatie:		
A	art. 5.1 lid 1 a	Kan de eenheid van de Kroon in gevaar brengen.
B	art. 5.1 lid 1 b	Kan de veiligheid van de Staat schaden.
C	art. 5.1 lid 1 c	Betreft bedrijfs- en fabricagegegevens die vertrouwelijk aan de overheid zijn meegedeeld.
D	art. 5.1 lid 1 d	Betreft persoonsgegevens als bedoeld in paragraaf 3.1 (bijzondere persoonsgegevens) of paragraaf 3.2 (persoonsgegevens van strafrechtelijke aard) van de UAVG.
E	art. 5.1 lid 1 e	Betreft nummers die dienen ter identificatie van personen die bij wet of algemene maatregel van bestuur zijn voorgeschreven als bedoeld in artikel 46 van de UAVG.
Artikel 5.1 lid 2 Woo – Relatieve uitzonderingsgronden Het belang van de openbaarmaking van deze informatie weegt niet op tegen:		
F	art. 5.1 lid 2 a	Het belang van de betrekkingen van Nederland met andere staten en met internationale organisaties.
G	art. 5.1 lid 2 b	Het belang van de economische of financiële belangen van de Staat, andere publiekrechtelijke lichamen of bestuursorganen.
H	art. 5.1 lid 2 c	Het belang van de opsporing en vervolging van strafbare feiten.
I	art. 5.1 lid 2 d	Het belang van de inspectie, controle en toezicht door bestuursorganen.
J	art. 5.1 lid 2 e	Het belang van de eerbiediging van de persoonlijke levenssfeer van betrokkenen.
K	art. 5.1 lid 2 f	Het belang van de bescherming van andere dan in art. 5.1 lid 1 sub c genoemde concurrentiegevoelige bedrijfs- en fabricagegegevens.
L	art. 5.1 lid 2 g	Het belang van de bescherming van het milieu waar deze informatie betrekking op heeft.
M	art. 5.1 lid 2 h	Het belang van de beveiliging van personen en bedrijven en het voorkomen van sabotage.
N	art. 5.1 lid 2 i	Het belang van het goed functioneren van de Staat, andere publiekrechtelijke lichamen of bestuursorganen.
O	art. 5.1 lid 4	Het belang dat de geadresseerde erbij heeft om als eerste kennis te kunnen nemen van de informatie (tijdelijke beperking).
P	art. 5.1 lid 5	Het belang van de onevenredige benadeling welke, in uitzonderlijke gevallen, wordt toegebracht aan een ander belang dan genoemd in art. 5.1 de leden 1 en 2, bij andere informatie dan milieu-informatie.
Q	art. 5.1 lid 6	Het belang genoemd in artikel 5.1 lid 1 sub c en het hier milieu-informatie betreft waardoor, bij openbaarmaking, ernstige schade wordt toegebracht aan het genoemde belang in artikel 5.1 lid 1 sub c.
Artikel 5.2 lid 1 Woo – Persoonlijke beleidsopvattingen De informatie uit documenten betreft:		
R	art. 5.2 lid 1	Persoonlijke beleidsopvattingen. Onder persoonlijke beleidsopvattingen worden verstaan ambtelijke adviezen, visies, standpunten en overwegingen ten behoeve van intern beraad, niet zijnde feiten, prognoses, beleidsalternatieven, de gevolgen van een bepaald beleidsalternatief of andere onderdelen met een overwegend objectief karakter.
S	Art. 5.2 lid 2	Tot personen te herleiden gegevens, met betrekking tot door het bestuursorgaan, met het oog op een goede en democratische bestuursvoering, verstrekte informatie die kwalificeert als persoonlijke beleidsopvattingen.
Overig		
T		De informatie valt buiten de reikwijdte van het verzoek.