



Combinatie Dura Vermeer - Ploegam

Brug Ooijen

Gebiedsontwikkeling Ooijen - Wanssum

Documentcode
1503332-3400

Status
Definitief

Datum
07-06-2017

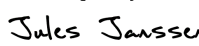
Versie
1.0

Uitgangspuntennotitie

Object
1.5.3.1.2 Brug Oversteek
Ooijen

Activiteittype
1263 - 3. Technisch VO -
Brug Ooijen

Werkpakket
WP-3.1
Ontwerpwerkzaamheden
deelgebied 1

Opgesteld: Eric Bodarwe		Gecontroleerd: Ivo van Peer		Geautoriseerd: Jules Janssen	
Projectrol: Ontwerpleider KW		Projectrol: Technisch ontwerpleider		Projectrol: Projectmanager	
Paraaf:		Paraaf:	DocuSigned by:  4AA39595A60D4D6...	Paraaf:	DocuSigned by:  7EEDC728811B4B1...
Datum:	07-06-17	Datum:	09-06-2017	Datum:	11-06-2017

Interne verificatie (voor ontwerpende partij / ingenieursbureau)

	Naam	Functie	Paraaf	d.d.
Opgesteld	Damien Steeman	Constructeur		07-06-17
Controle	Eric Bodarwé	Ontwerpleider KW		07-06-17
Vrijgave				

Wijzigingen

Versie	Omschrijving wijzigingen
0.1	Eerste versie
1.0	Verwerking opmerkingen intern review

Distributielijst

Organisatie	Projectrol	Aantal	Analoog (ja/nee)

Projectgegevens:

Contactgegevens Opdrachtnemer:
 Combinatie Mooder Maas
 t.a.v. de heer J.J.J.P. Janssen
 Geijsterseweg 11A
 5861 BK Wanssum
 moodermaas@duravermeer.nl

Contactgegevens Opdrachtgever:
 Provincie Limburg
 t.a.v. de heer T.A.J. Reinders
 postbus@prvlimburg.nl

Kenmerk provincie Limburg 2016/77315
 Contractnummer ONT-2013-001

Projectbureau Ooijen-Wanssum
 Beatrixstraat 9
 5864 AG Meerlo

Table of contents

1. Inleiding.....	5
1.1 Algemene context	5
1.2 Algemene beschrijving van het kunstwerk.....	6
1.3 Doel van de rapportage.....	9
2. Uitgangspunten berekening.....	10
2.1 Normen en richtlijnen	10
2.1.1 Belastingsgebonden normen	10
2.1.2 Materiaalgebonden normen.....	10
2.1.3 Geotechniekgebonden normen	11
2.1.4 Opleggingen.....	11
2.1.5 Dynamisch gedrag	12
2.1.6 Richtlijnen	12
2.2 Contractdocumenten	12
2.3 Overige documenten	12
2.4 Ontwerplevensduur en gevolgklassen	13
2.4.1 Ontwerplevensduur.....	13
2.5 Overige eisen	16
3. Materialen.....	17
3.1 Beton.....	17
3.1.1 Betonkwaliteit.....	17
3.1.2 Betonstaal	21
3.1.3 Milieuklasses.....	23
3.2 Constructieklasse.....	24
3.2.1 Nominale dekking	25
3.2.2 Toegepaste dekking	26
3.3 Toelaatbare scheurwijdte.....	26
3.4 Staal	28
3.4.1 Materiaaleigenschappen.....	28
3.4.1 Executieklasse	28
4. Geotechniek.....	29
4.1 Grondopbouw en geotechnische parameters	29
4.1.1 Classificatie.....	29
4.1.2 Grondonderzoek	30
4.2 Fundatietype	35
4.3 Correlatiefactoren voor hoeveelheid grondonderzoek.....	35
4.4 α factoren voor paalschachtwrijving.....	35
4.5 Partiële factoren paalttype	35
4.6 Partiële weerstandsfactoren	35
4.7 Partiële factoren op grondparameters	36
4.8 Beddingsconstante.....	36
4.8.1 Horizontale beddingsconstante	36
4.8.2 Verticale beddingsconstante.....	37
4.8.3 Toetsingen van de palen	37
5. Belastingen	38
5.1 Permanente belastingen	38
5.1.1 Eigengewicht.....	38
5.1.2 Niet constructieve elementen	38
5.1.3 Zetting	39
5.1.4 Grondbelasting op de keerwanden en funderingssloven	39
5.2 Verkeerbelastingen	40
5.2.1 Theoretische rijstroken	40

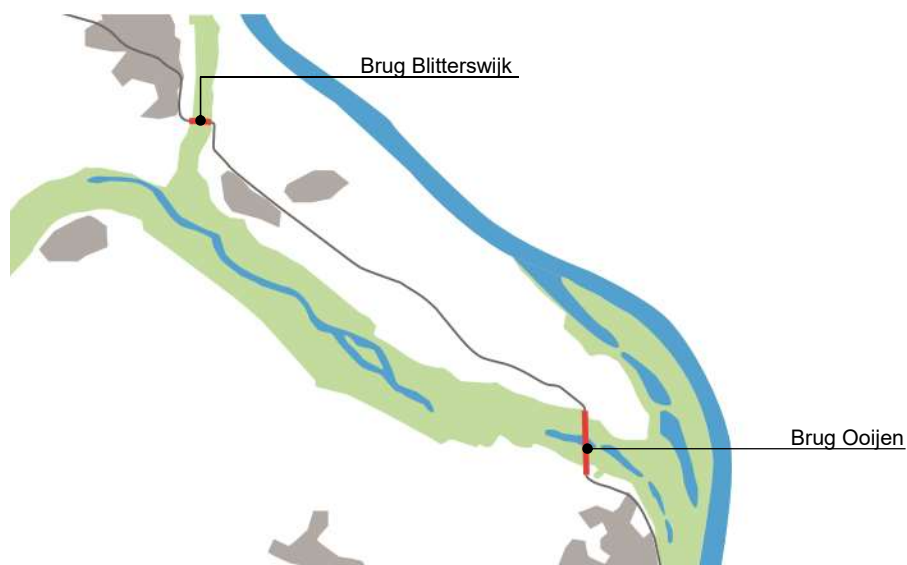
5.2.2	Verkeersbelasting	41
5.2.3	Vermoeiingsbelastingen	46
5.3	Overige belastingen	46
5.3.1	Temperatuur	46
5.3.2	Wind	49
5.4	Accidentele belastingsgevallen	53
5.4.1	Aanrijding op voertuigkering	53
5.4.2	Accidenteel voertuig op delen toegankelijk voor voetgangers en fietsers	53
5.4.3	Aardbeving	54
5.5	Krimp en Kruip	56
6.	Belastingcombinaties	57
6.1	Belastingfactoren	57
6.1.1	Uiterste grenstoestand	57
6.1.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand	58
6.1.3	Momentaanfactoren	59
6.1.4	Gelijktijdige belastingsgevallen	60
6.2	Combinaties	61
6.2.1	Uiterste grenstoelstanden (UGT)	61
6.2.2	Bruikbaarheidsgrenstoelstanden (BGT)	61
7.	Bouwfasering	63
8.	Gegeven Infra	65
8.1	Vertikaal alignement en vorm van de geul	65
8.2	Dwarsprofiel	66
9.	Gebruikte Software	67
9.1	Rhinoceros	67
9.2	Sofistik	67
9.2.1	Building/Steel construction	67
9.2.2	Bridge Design	68
9.2.3	Dynamics	69
9.3	D-Foundation	70
9.3.1	Invoer van grondparameters	70
9.3.2	Standaard parameters	70
10.	Haalbaarheidstudie	71
10.1	Inleiding	71
10.2	Modellering	71
10.2.1	Geometrie	71
10.2.2	Steunpuntsvoorwaarden	72
10.3	Betondek	76
10.3.1	UGT toetsing	76
10.3.2	BGT toetsing (scheurbeheersing)	89
10.4	Pijlers	104
10.4.1	UGT toetsing	104
10.4.2	BGT toetsing (scheurbeheersing)	108
10.5	Palen	111
10.5.1	UGT toetsing	111
10.5.2	BGT toetsing	116
10.5.3	Paal draagvermogen	119
11.	Brug Uitrustingen	124
11.1	Opleggingen	124
11.2	Voegovergang	124
11.3	HWA systeem	124
11.4	Verlichting	124

1. INLEIDING

1.1 Algemene context

In de doorgaande route tussen Wanssum en Broekhuizen worden ter plekke van de Oude Maasarm op twee plaatsen bestaande wegdelen vervangen door bruggen. De bruggen zorgen voor een hoogwatervrije ontsluiting van het gebied die te allen tijde een goede bereikbaarheid waarborgt voor zowel bewoners, bezoekers als vrachtverkeer. De weg fungeert tevens als evacuatie route.

De kunstwerken worden gebruikt door (gemotoriseerd) wegverkeer en hebben ook een belangrijke functie voor wandelaars en fietsers. De bruggen over de 'groene rivier' vormen belangrijke schakels in de toeristisch-recreatieve infrastructuur van het gebied.



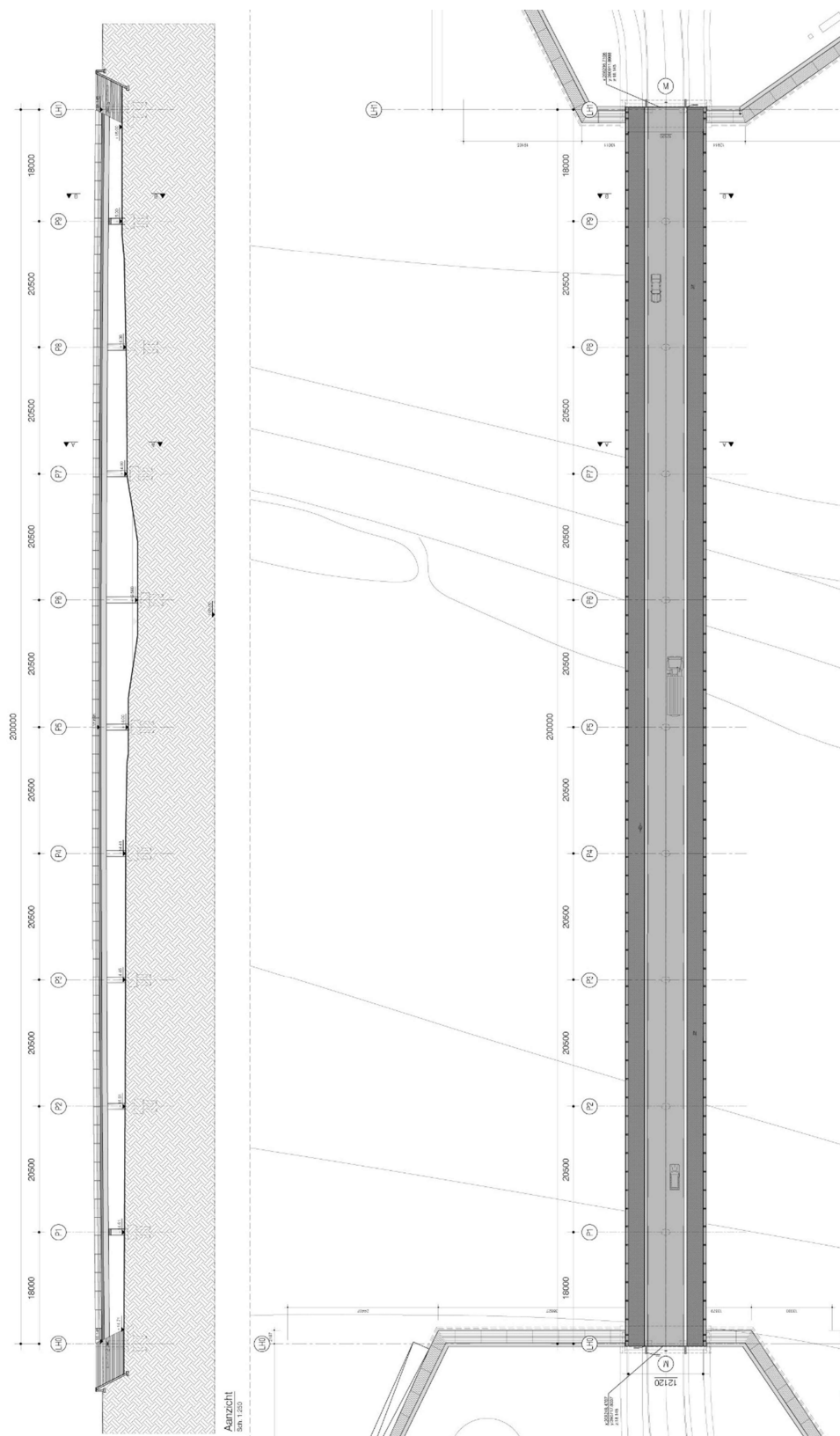
Figuur 1 Bruggen van de oude maasarm



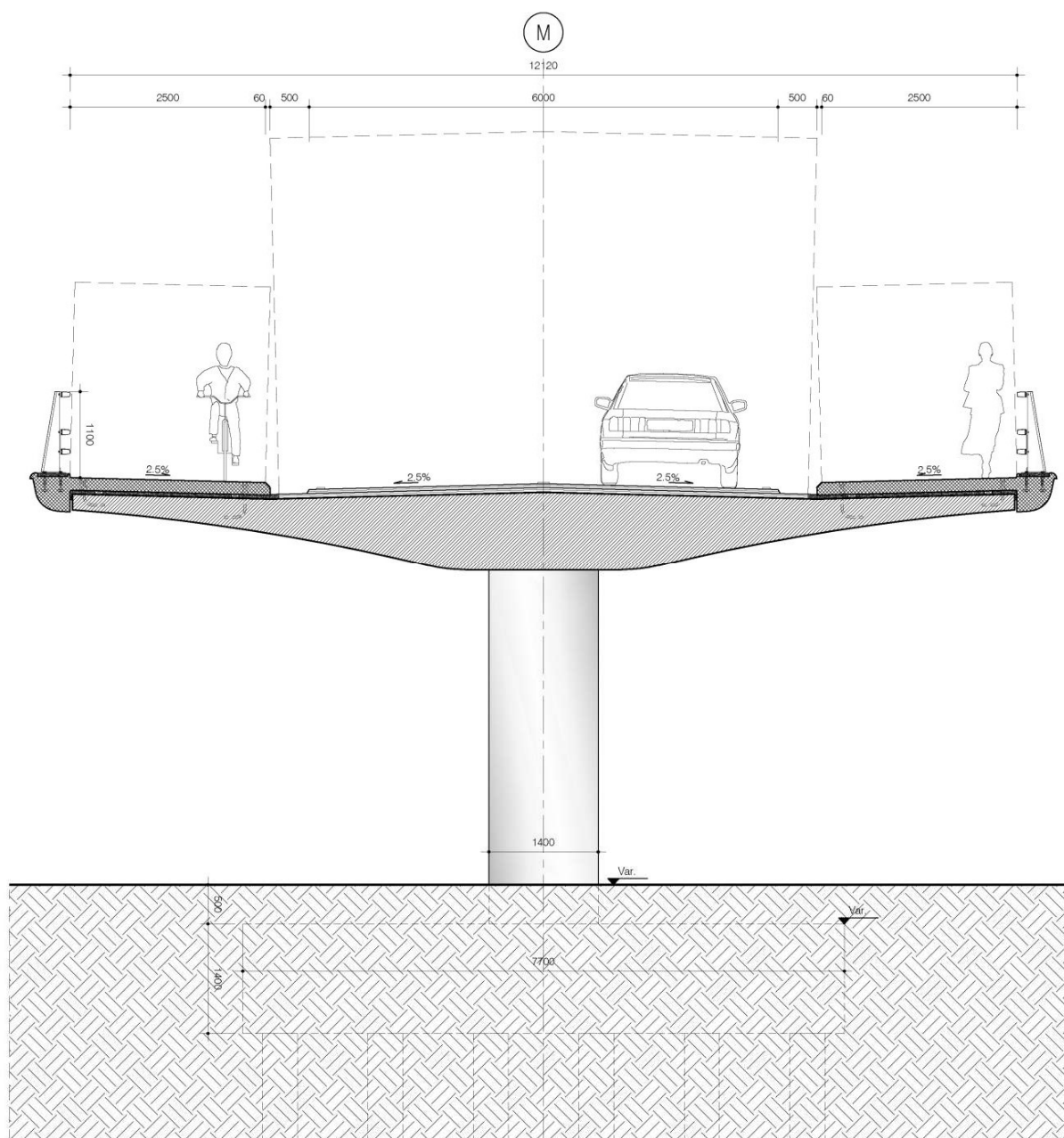
Figuur 2 Inplanting van de brug van Ooijen op de oude maasarm

1.2 Algemene beschrijving van het kunstwerk

De brug van Ooijen heeft een totale lengte van 200 m verdeeld in 10 velden (2x 18,5m + 8 x 20,5m). De brug, volledig uitgevoerd in gewapend beton, rust op centrale pijlers ook uit beton. De brug kan als semi-integraal beschouwd worden, de kolomen P2 tem P9 zijn monolitisch verbonden aan het dek. De uiterste pijlers zoals de landhoofden krijgen klassieke opleggingen, vrij in de langsrichting. Het dek heeft een functionele breedte van 12,1 meter bestaande uit twee rijstroken van 3,5 m en twee voet/fietspaden van 2,4 m. Het dek is uitgerust met twee voertuigkerende leuningen van type N1. De geometrie van het kunstwerk is op de volgende figuren weergegeven.



Figuur 3. Aanzicht en planzicht van de brug (broon : tekening 1503332-03451)



Figuur 4. Dwarsdoorsnede (broon : 1503332-03452)

Project :	15.089 GOW – Brug Ooijen	Revision :	1.0
Part :	Uitgangspuntennotitie	Phase :	VO



Figuur 5. Visualisatie van de brug

1.3 Doel van de rapportage

Het doel van deze uitgangspuntennota is om een compleet overzicht te geven van alle ontwerpspecificaties voor de nieuwe brug van Ooijen. Deze uitgangspunten zijn afgeleid uit de vigerende normen en richtlijnen. Dit document legt de belangrijkste uitgangspunten voor de geometrie, materiaalkeuzes en de belastingen vast. Het is een levend document, dus tijdens het ontwerpproces kunnen uitgangspunten wijzigen of worden toegevoegd. Deze uitgangspuntennota dient als grondslag voor het DO van het kunstwerk.

2. UITGANGSPUNTEN BEREKENING

2.1 Normen en richtlijnen

2.1.1 Belastingsgebonden normen

	Norm	Titel
ref. 1.	NEN-EN 1990+A1+A1/C2 NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB	Grondslagen van het constructief ontwerp
ref. 2.	NEN-EN 1991-1-1+C1 NEN-EN 1991-1-1+C1/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen
ref. 3.	NEN-EN 1991-1-2+C1 NEN-EN 1991-1-2+C1/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Belasting bij brand
ref. 4.	NEN-EN 1991-1-3+C1 NEN-EN 1991-1-3+C1/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Sneeuwbelasting
ref. 5.	NEN-EN 1991-1-4+A1+C2 NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Windbelasting
ref. 6.	NEN-EN 1991-1-5+C1 NEN-EN 1991-1-5+C1/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Thermische belasting
ref. 7.	NEN-EN 1991-1-6	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Belastingen tijdens uitvoering
ref. 8.	NEN-EN 1991-1-7+C1 NEN-EN 1991-1-7+C1/NB	Belastingen op constructies - Algemene belastingen - Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen
ref. 9.	NEN-EN 1991-2+C1 NEN-EN 1991-2+C1/NB	Belastingen op constructies - Verkeersbelasting op bruggen

Tabel 1. Belastinggebonden normen

2.1.2 Materiaalgebonden normen

	Norm	Titel
ref. 10.	NEN-EN 1992-1-1+C2 NEN-EN 1992-1-1+C2/NB	Ontwerp en berekening van betonconstructies - Algemene regels en regels voor gebouwen
ref. 11.	NEN-EN 1992-1-2+C1 NEN-EN 1992-1-2+C1/NB	Ontwerp en berekening van betonconstructies - Algemene regels - Ontwerp en berekening van constructies bij brand
ref. 12.	NEN-EN 1992-2+C1 NEN-EN 1992-2+C1/NB	Ontwerp en berekening van betonconstructies - Betonnen bruggen - Regels voor ontwerp, berekening en detaillering
ref. 13.	NEN-EN 206-1	Beton - Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit
ref. 14.	NEN 3868	Voorspanstaal

Tabel 2. Materiaalgebonden normen (beton, betonstaal en voorspanstaal)

	Norm	Titel
ref. 15.	NEN-EN 1993-1-1+C2 NEN-EN 1993-1-1+C2/NB	Ontwerp en berekening van staalconstructies - Algemene regels en regels voor gebouwen
ref. 16.	NEN-EN 1993-1-4 NEN-EN 1993-1-4/NB	Ontwerp en berekening van staalconstructies - Aanvullende regels voor roestvaste staalsoorten

ref. 17.	NEN-EN 1993-1-8+C2 NEN-EN 1993-1-8+C2/NB	Aanvullende regels voor verbindingen
ref. 18.	NEN-EN 1993-1-9 NEN-EN 1993-1-9/NB	Ontwerp en berekening van staalconstructies - Vermoeiing
ref. 19.	NEN-EN 1993-1-11+C1 NEN-EN 1993-1-11+C1/NB	Ontwerp en berekening van staalconstructies - Ontwerp en berekening van op trek belaste componenten
ref. 20.	NEN-EN 1993-2+C1 NEN-EN 1993-2+C1/NB	Ontwerp en berekening van staalconstructies - Stalen bruggen

Tabel 3. Materiaalgebonden normen (constructiestaal)

	Norm	Titel
ref. 21.	NEN-EN 1994-1-1+C1 NEN-EN 1994-1-1+C1/NB	Algemene regels en regels voor gebouwen voor staal-betonconstructies
ref. 22.	NEN-EN 1994-2+C1 NEN-EN 1994-2+C1/NB	Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies – Algemene regels en regels voor bruggen

Tabel 4. Materiaalgebonden normen (staal-betonconstructies)

2.1.3 Geotechniekgebonden normen

Ref.	Norm	Titel
ref. 23.	NEN-EN 1997-1+C1	Geotechnisch ontwerp - Algemene regels
ref. 24.	NEN 9997-1+C1	Geotechnisch ontwerp van constructies - Algemene regels

Tabel 5. Geotechnische normen

2.1.4 Opleggingen

	Norm	Titel
ref. 25.	NEN-EN 1337-1	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Algemene ontwerpregels
ref. 26.	NEN-EN 1337-2	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Glijdelen
ref. 27.	NEN-EN 1337-3	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Opleggingen van elastomeren
ref. 28.	NEN-EN 1337-4	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Rolopleggingen
ref. 29.	NEN-EN 1337-5	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Potopleggingen
ref. 30.	NEN-EN 1337-7	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Bolvormige en cilindrische opleggingen van PTFE
ref. 31.	NEN-EN 1337-8	Opleggingen voor bouwkundige en civieltechnische toepassingen - Geleide opleggingen en geremde opleggingen

Tabel 6. opleggingen

2.1.5 Dynamisch gedrag

Ref.	Norm	Titel
ref. 32.	SYNPEX, Rev. 1.1, 10-2-2007	Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation of Footbridges, Design Guidelines and Recommendations
ref. 33.	HiVoSS	Human Induced Vibrations of Steel Structures
ref. 34.	Setra	Technical guide - Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading

Tabel 7. Dynamisch gedrag

2.1.6 Richtlijnen

Ref.	Richtlijn	Titel
ref. 35.	ROK 1.3 - december 2015	Richtlijn Ontwerp Kunstwerken
ref. 36.	CUR Aanbeveling 77	Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren, 2001
ref. 37.	CUR Aanbeveling 100	Schoon beton criteria voor de specificatie en beoordeling van betonoppervlakken
ref. 38.	CUR Rapport 166	Damwandconstructies, 4 ^e druk, deel 1 + 2
ref. 39.	EAU 2004	Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways
ref. 40.	ASVV 2004	Aanbevelingen voor verkeersvoorzieningen binnen de bebouwde kom
ref. 41.	CROW 230	Ontwerpwijzer Fietsverkeer
ref. 42.	RVW: 2005	Richtlijnen Vaarwegen 2005
ref. 43.	RWS, Rapport 22	Regenwaterafvoer deel II afvoergoten en putten
ref. 44.		Richtlijnen Vaarwegen
ref. 45.		Richtlijnen Scheepvaarttekens

Tabel 8. Richtlijnen

2.2 Contractdocumenten

Ref.	Document	Titel
ref. 46.		20150608 GOW Vraagspecificatie Eisen definitief

Tabel 9. Contractdocumenten

2.3 Overige documenten

Ref.	Document	Titel
ref. 47.		D001 Ruimtelijk kwaliteitskader deel II

Tabel 10. Overige documenten

2.4 Ontwerplevensduur en gevolklassen

2.4.1 Ontwerplevensduur

De onderdelen van de brug dienen een ontwerplevensduur te hebben van:

- betonnen (draag-)constructies: 100 jaar;
- stalen (draag-)constructies: 100 jaar;
- overige (draag-)constructies: 100 jaar;
- grondkerende (draag-)constructies: 100 jaar;
- betonconservering (anti-graffiti systeem en hydrofobeermiddel): 15 jaar;
- staalconservering: 15 jaar;
- opleggingen: 50 jaar;
- voegovergangen: 40 jaar;
- onderdelen voegovergangen: 10 jaar;
- leuningen: 50 jaar;
- voertuigkeringen: 25 jaar.

De brug dient gedurende 100 jaar haar functie te kunnen vervullen. Dit geldt niet tijdens of ten gevolge van:

- calamiteiten met betrekking tot weggebruik;
- incidenten met betrekking tot weggebruik;
- correctief onderhoud als gevolg van calamiteiten of incidenten met betrekking tot weggebruik;
- adaptief onderhoud.

2.4.1.1 Veiligheidsklasse

De bruggen dienen te voldoen aan gevolgklasse CC3 conform NEN-EN 1990 + A1+A1/C2 en NEN-EN 1990 + A1+A1/C2/NB. De aan CC3 ten grondslag liggende betrouwbaarheidsindex β volgens NEN-EN 1990 + A1+A1/C2/NB is gelijk aan 3,8. Deze gevolgklasse wordt beschreven als Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, en/of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.

Tabel NB.8 – 2.1 — Ontwerplevensduur bruggen – minimumwaarden

Ontwerplevensduur		Bruggen in gevolgklasse ^c
Klasse ^a	Jaren ^b	
3	50	CC1
3	50	CC2
4	100	CC3

^a De aangegeven ontwerplevensduurklasse heeft betrekking op de constructieve en dragende onderdelen van de brug.

^b De ontwerplevensduur is gedefinieerd in 1.5.2.8.
De referentieperiode is gedefinieerd in 1.5.3.15.
Voor aanpassing van de karakteristieke waarde, zie 4.1.2(7).

^c De gevolgklasse is gedefinieerd in tabel NB.20 – B1 en tabel NB.21 – B1.

Met de gevolgklasse CC2 komt een ontwerplevensduur van 50 jaar overeen (tabel NB.8 in NEN-EN 1990 + A1+A1/C2/NB). De bruggen dienen een levensduur van 100 jaar te hebben.

Volgens de NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011 bijlage A2.1 (1a) en (1b) zijn de verkeersbelastingen in NEN-EN 1991-2+C1 geacht te zijn gedefinieerd voor een referentieperiode van 100 jaar, inclusief de daarin optredende trends bij CC2. Voor de omrekening van verkeersbelastingen naar een andere ontwerplevensduur dan 100 jaar moet 2.2(4) van de nationale bijlage bij NEN-EN 1991-2+C1 zijn toegepast. De geëiste ontwerplevensduur is hier 100 jaar, dus er is geen omrekening van de verkeersbelastingen nodig conform bepaling 2.2(4) van de nationale bijlage bij NEN-EN 1991-2+C1.

De omrekening van andere veranderlijke belastingen naar een ontwerplevensduur van 100 jaar is in de desbetreffende normen opgenomen. Indien een norm niet voorziet in deze omrekening kan worden teruggevallen op bepaling A1.1(2) zie hierna.

- (2) Karakteristieke waarden van de veranderlijke belastingen voor gebouwen in NEN-EN 1991 zijn in het algemeen gebaseerd op een ontwerplevensduur van 50 jaar. Indien ontwerplevensduren afwijkend van de ontwerplevensduur van 50 jaar zijn gebruikt, mogen de extreme waarden van gelijkmatig verdeelde belastingen zijn aangepast. In een aantal gevallen zijn daarvoor regels opgenomen in de desbetreffende normbladen in de reeks NEN-EN 1991, zoals voor:

- sneeuwbelasting in bijlage D NEN-EN 1991-1-3+C1;
- windbelasting in opmerking 4 van 4.2 NEN-EN 1991-1-4+A1+C2;
- thermische belastingen in bijlage A.2 NEN-EN 1991-1-5+C1.

Indien NEN-EN 1991 geen regels geeft, zoals bij vloerbelasting, mag zijn uitgegaan van:

$$F_t = F_{t_0} \left\{ 1 + \frac{1 - \psi_0}{9} \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \right\}$$

waarin:

F_t is de aangepaste extreme waarde van de veranderlijke gelijkmatig verdeelde belasting bij de referentieperiode die hoort bij de gekozen ontwerplevensduur;

F_{t_0} is de extreme waarde van de veranderlijke gelijkmatig verdeelde belasting bij de basisreferentieperiode;

OPMERKING Het gaat hier om de basisreferentieperiode die hoort bij de ontwerplevensduur van een nieuwbouwplan (meestal 50 jaar).

ψ_0 is de ψ_0 -factorwaarde ¹⁾ te ontleen aan tabel NB.2 – A1.1 respectievelijk NB.9 – A2.1;

t is de referentieperiode die hoort bij de gekozen ontwerplevensduur;

t_0 is de basisreferentieperiode.

OPMERKING Het gaat hier om de basisreferentieperiode die hoort bij de ontwerplevensduur van een nieuwbouwplan (meestal 50 jaar).

Voor de windbelasting is deze als volgt gedefinieerd:

OPMERKING 4 De 10 minuten gemiddelde windsnelheid met een jaarlijkse overschrijdingskans p is bepaald door de basiswindsnelheid v_b in 4.2 (2)P te vermenigvuldigen met de waarschijnlijkheidsfactor c_{prob} gegeven door uitdrukking (4.2). Zie ook EN 1991-1-6.

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4.2)$$

waarin:

K is de vormparameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de extreme-waardenverdeling;

n is de exponent.

De terreinhoogte is niet van toepassing. Voor K en n moeten voor de drie windgebieden de waarden volgens tabel NB.2 zijn aangehouden.

Tabel NB.2 — De factoren K en n voor toepassing in Nederland

Windgebied	I	II	III
K	0,2	0,234	0,281
n	0,5	0,5	0,5

Voor p gelijk aan 0,01, resulteert dit in een verhogingsfactor $c_{\text{prob}} = 1,046$ op de winddruk.

Voor de temperatuur is deze als volgt gedefinieerd:

(1) Indien de maximum- (of minimum)luchttemperatuur in de schaduw, $T_{\text{max},p}$ ($T_{\text{min},p}$), is gebaseerd op een jaarlijkse overschrijdingskans anders dan 0,02 mag de verhouding $T_{\text{max},p}/T_{\text{max}}$ ($T_{\text{min},p}/T_{\text{min}}$) zijn bepaald uit figuur A.1.

(2) In het algemeen mag $T_{\text{max},p}$ (of $T_{\text{min},p}$) zijn afgeleid van de volgende uitdrukkingen gebaseerd op een uiterste waardeverdeling type I:

$$\text{— voor het maximum: } T_{\text{max},p} = T_{\text{max}} \{k_1 - k_2 \ln [-\ln (1 - p)]\} \quad (\text{A.1})$$

$$\text{— voor het minimum: } T_{\text{min},p} = T_{\text{min}} \{k_3 + k_4 \ln [-\ln (1 - p)]\} \quad (\text{A.2})$$

OPMERKING 1 De nationale bijlage kan de waarden voorschrijven voor de coëfficiënten k_1 , k_2 , k_3 en k_4 gebaseerd op de waarden van de parameters u en c . Indien geen andere informatie beschikbaar is zijn de volgende waarden aanbevolen:

$$k_1 = 0,781;$$

$$k_2 = 0,056;$$

$$k_3 = 0,393;$$

$$k_4 = -0,156.$$

Dit resulteert in een verhogingsfactor op T_{max} gelijk aan 1,04 en op T_{min} gelijk aan 1,11.

2.5 Overige eisen

Code	Titel	Eistekst
SES-00924	Vormgeving oversteek Ooijen en Blitterswijck	De kunstwerken dienen in één continu gebaar en een vloeiende beweging de oversteek van de gehele Oude Maasarm als groene rivier in het Maasdal tot uitdrukking te brengen.
SES-00556	Toog bruggen Oude Maasarm	De oversteeken te Ooijen en Blitterswijck dienen een lichte toog (0,5 – 0,7 m) te hebben die zich uitstrekt over de volledige lengte van de oversteek.
SES-00571	Gelijke verdeling tussensteunpunten in oversteek Ooijen en Blitterswijck	De tussensteunpunten onder de bruggen binnen de oversteek te Ooijen en Blitterswijck dienen gelijk te zijn verdeeld over de totale overspanning.
SES-00572	Tussensteunpunten bruggen	De tussensteunpunten dienen parallel aan elkaar te staan in richting van de stromingsrichting.
SES-00598	Brug nabij Ooijen	De overspanning van de binnen object Bruggen te realiseren brug nabij Ooijen over de Oude Maasarm [OMA] dient minimaal 200 meter te zijn.
SES-00777	Ontwerplevensduur kunstwerken	Kunstwerken dienen een (ontwerp-) levensduur te hebben van ten minste 100 jaar.
SES-00774	Technische levensduur systeem	Niet-vervangbare onderdelen dienen een technische levensduur te hebben van ten minste 100 jaar.
SES-00775	Vervangbaarheid onderdelen met kortere levensduur (1)	Onderdelen van het systeem die een kortere levensduur hebben dan het object, waar toe zij behoren, dienen op eenvoudige wijze inspecteerbaar, onderhoudbaar en vervangbaar te zijn.
SES-00776	Vervangbaarheid onderdelen met kortere levensduur (2)	Vervangbare onderdelen, behoudens verhardingen, dienen non-destructief, met gangbare middelen en methoden, te kunnen worden verwijderd.
SES-00788	Levensduur opleggingen	Oplegblokken van Kunstwerken dienen een levensduur te hebben van ten minste 40 jaar.
SES-00791	Levensduur voegovergangen	De constructie van voegovergangen in Kunstwerken dient een levensduur te hebben van ten minste 25 jaar.
SES-00960	Levensduur voertuigkering	De voertuigkering dient een levensduur te hebben van ten minste 40 jaar.
SES-00778	Betrouwbaarheid kunstwerken (gevolgklasse)	Kunstwerken dienen te worden ingedeeld in gevolgklasse (Consequence class) CC3.
SES-00458	Constructieve veiligheid bruggen Blitterswijkseweg	De minimale betrouwbaarheid van de constructieve delen van het systeem dient voor evenwicht (EQU), sterkte (STR), GEO en FAT te voldoen conform NEN-EN 1990 bijlage B. De verkeersbelastingen dienen ontleend te zijn aan NEN-EN 1991-2. Ontwerpuitgangspunten: - Ontwerplevensduur: klasse 4, 100 jaar, CC3 conform tabel NB.8 NEN-EN 1990; - Verkeerscategorie 2 conform tabel NB 5 NEN-EN 1991-2; - Vermoeiing dient getoetst te worden met vermoeiingsmodel 4 uit NEN-EN 1991-2; - Dimensionering op bijzondere transporten LM-3 dient te worden getoetst op basis eigenschappen LZV.
SES-00865	Dragen belastingen	De Kunstwerken dienen alle van toepassing zijnde belastingen te kunnen dragen conform de Eurocode, inclusief nationale bijlagen, NEN-normen inclusief aanvullingen volgens de ROK.
SES-00864	Dragen verkeersbelastingen	Voor de Viaducten gelden voor belastingen door wegverkeer de belastingsmodellen BM1, BM2, BM3 en BM4 conform NEN-EN 1991-2+C1:2011/NB:2011.

SES-00779	Beschermen beton tegen chloride-indringing	Betonnen onderdelen van Kunstwerken die in aanraking kunnen komen met doozouten, dienen beschermd te zijn tegen chloride-indringing conform Eurocode, met aanvullingen volgens ROK.
SES-00789	Levensduur onderdelen voegconstructies	Vervangbare onderdelen van voegconstructies in Kunstwerken dienen een levensduur te hebben van ten minste 10 jaar.
SES-00790	Vormgeving hemelwater	Hemelwater op het dek van Kunstwerken dient zodanig afgewaterd te worden dat waterstrepen aan de zichtzijde van de kunstwerken worden voorkomen.
SES-00794	Onderhoudbaarheid opleggingen	Oplegblokken van Kunstwerken dienen inspecteerbaar en vervangbaar te zijn.
SES-00799	Detailtering constructieonderdelen	Detailtering van constructieonderdelen dient conform aanwijzingen in de Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken (ROK) en standaarddetails van RWS plaats te vinden.
SES-00800	Voegovergangen	Kunstwerken dienen zo min mogelijk voegen te hebben.
SES-00803	Stootplaten	Kunstwerken dienen te zijn voorzien van een overgangsconstructie conform NBD00750 / RTD 1011 Overgangsconstructies (Stootplaten).
SES-00863	Voegovergangen waterdicht	Voegovergangen in Kunstwerken dienen waterdicht te zijn.

3. MATERIALEN

3.1 Beton

3.1.1 Betonkwaliteit

3.1.1.1 Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen voor de betonkwaliteit worden ontleend aan de NEN-EN 1992-1-1+C2. Lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt: $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$ per °C (voor $T < 100^\circ\text{C}$).

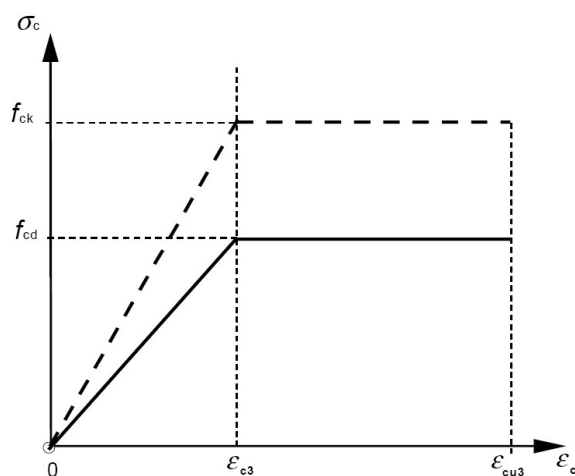
In de onderstaande tabel (Tabel 11) zijn de karakteristieke waarden van de eigenschappen m.b.t. de sterkte en vervormingseigenschappen voor de verschillende betonsoorten gegeven.

Sterkteklassen voor beton														Vergelijking/Verklaring	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8(\text{MPa})$
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fractiel
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fractiel
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	zie figuur 3.2 $\varepsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	zie figuur 3.2 voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1}^{(0/100)}=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	zie figuur 3.3 voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2}^{(0/100)}=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	zie figuur 3.3 voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2}^{(0/100)}=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	zie figuur 3.4 voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3}^{(0/100)}=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	zie figuur 3.4 voor $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3}^{(0/100)}=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

Tabel 11. Materiaaleigenschappen beton

3.1.1.2 Spanning-rekdiagram

Het spanning-rekdiagram mag vereenvoudigd worden aangenomen voor alle sterkteklassen tot en met C50/60, zoals onderstaande figuur aangeeft.



Figuur 6 Bi-lineair-spanning-rekrelatie

3.1.1.3 Rekenwaarde van de druksterkte en treksterkte

De rekenwaarde van de druksterkte is als volgt gedefinieerd:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Met

$$\begin{aligned} f_{ck} & \text{ Karakteristieke cylinderdruksterkte volgens tabel 4-3} \\ \alpha_{cc} &= 1,0 \quad (\text{NEN-EN 1990 + A1+A1/C2/NB}) \\ \gamma_c &= 1,5 \quad (\text{Gebruiksfase}) \\ \gamma_c &= 1,2 \quad (\text{Bijzondere combinaties}) \end{aligned}$$

De rekenwaarde van de treksterkte is als volgt gedefinieerd:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk, 0,05} / \gamma_c$$

Met

$$\begin{aligned} f_{ck} & \text{ Karakteristieke cylinderdruksterkte volgens tabel 4-3} \\ \alpha_{ct} &= 1,0 \quad (\text{NEN-EN 1990 + A1+A1/C2/NB}) \\ \gamma_c &= 1,5 \quad (\text{Gebruiksfase}) \\ \gamma_c &= 1,2 \quad (\text{Bijzondere combinaties}) \end{aligned}$$

3.1.1.4 Minimale betonkwaliteit voor constructieonderdelen

In de onderstaande tabel staan per constructieonderdeel de toegepaste materialen.

Constructiebeton		
Deel 1 en 2	Betondek	C40/50
Deel 3	Kolommen	C50/60
Deel 4	Sloof	C35/45
Deel 5	Palen	Min C30/35
Deel 6	Landhoofden	C35/45
Deel 7	Stootplaat	C35/45

Tabel 12 - Minimale betonkwaliteit

3.1.1.5 Vermoeiing van beton onder druk of afschuiving

De toetsing van het beton op vermoeiing vindt plaats volgens art. 6.8.7 van NEN-EN 1992-2+C1:2011. Voor beton onder druk mag voldoende weerstand tegen vermoeiing zijn verondersteld, indien aan de volgende voorwaarde is voldaan:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

waarin:

- m = het aantal intervallen met constante amplitude
- n_i = het optredende aantal lastwisselingen gedurende de levensduur van de constructie
- N_i = het toelaatbare aantal lastwisselingen gedurende de levensduur van de constructie

a) voor $N_i > 10^6$

$$\begin{aligned} N_i &= 10^6 \left(14 \left(\frac{1 - E_{cd, \max, i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right) \right) & \text{= het toelaatbare aantal lastherhalingen} \\ R_i &= \frac{E_{cd, \min, i}}{E_{cd, \max, i}} & \text{= de spanningsverhouding} \end{aligned}$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} = \text{het minimale drukspanningsniveau}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} = \text{het maximale drukspanningsniveau}$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \text{rekenwaarde van de vermoeiingsterkte van het beton}$$

Waarin :

- $k_1 = 1$
- $\beta_{cc}(t_0) =$ een factor voor de betonsterkte bij eerste belasting volgens art 3.1.2 (6) van NEN-EN1992-1-1+C2:2011
- $t_0 =$ de tijd, in dagen, op het moment van de aanvang van de belastingswisselingen op het beton
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_{C,fat}$ = rekenwaarde van de druksterkte
- $f_{ck} =$ tb.3.1 NEN-EN1992-1-1 = karakteristieke cylinderdruksterkte
- $\alpha_{cc} = 1,0$ = art. 3.1.6 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011
- $\gamma_{C,fat} = 1,35$ = art. 2.4.2.4 (1) van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011

b) voor $N_i \leq 10^6$

$$N_i = 10^{\left(\frac{6}{1 - 0,57 \cdot k_1 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)} \left(\frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right) \right)} = \text{het toelaatbare aantal lastherhalingen}$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} = \text{de spanningsverhouding}$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd} \left(0,9 + \frac{\log N_i}{60}\right)} = \text{het minimale drukspanningsniveau}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd} \left(0,9 + \frac{\log N_i}{60}\right)} = \text{het maximale drukspanningsniveau}$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \text{rekenwaarde van de vermoeiingsterkte van het beton}$$

De hoogste en laagste spanning in een cyclus zijn daarin gegeven door $\sigma_{cd,max,i}$ en door $\sigma_{cd,min,i}$. Omdat de constructie membraan elementen bevat zullen er in twee richtingen spanningen ontstaan. Dit heeft als gevolg dat de $\sigma_{cd,max,i}$ en $\sigma_{cd,min,i}$ als volgt veranderd moeten worden:

$$\sigma_{cd,max} = 0,85 f_{cd} \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2}$$

waarbij $\alpha \leq 1,0$ de verhouding is tussen de twee hoofdspanningen

Toetsing op vermoeiing van beton onder druk mag geacht worden te zijn uitgevoerd als aan de volgende voorwaarde is voldaan:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

$$\leq 0,9 \text{ voor } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,9 \text{ voor } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

waarin:

- $\sigma_{c,max}$ = de maximale drukspanning in een vezel onder de frequente belastingscombinatie (druk positief gemeten)
- $\sigma_{c,min}$ = de minimale drukspanning in dezelfde vezel waarin $\sigma_{c,max}$ optreedt. Als $\sigma_{c,min}$ een trekspanning is, behoort $\sigma_{c,min}$ gelijk aan 0 te zijn genomen

Voor elementen die geen berekende dwarskrachtwapening voor de uiterste grenstoestand nodig hebben, mag zijn aangenomen dat het beton de vermoeiing ten gevolge van dwarskrachteffecten kan opnemen indien het volgende van toepassing is:

Voor $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ tot en met C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ groter dan C50/60} \end{cases}$$

Voor $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}$$

waarin:

- $V_{Ed,max}$ = de rekenwaarde van de maximaal optredende dwarskracht onder de frequente belastingscombinatie
- $V_{Ed,min}$ = de rekenwaarde van de minimaal optredende dwarskracht onder de frequente belastingscombinatie in de dwarsdoorsnede waarin $V_{Ed,max}$ optreedt
- $V_{Rd,c}$ = de rekenwaarde van de dwarskrachtweerstand volgens art. 6.2.a van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011

3.1.2 Betonstaal

De toegepaste staalkwaliteit voor het betonstaal is: B500B of B500C

- $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $E_s = 200.10^3 \text{ MPa}$

3.1.2.1 Rekenwaarde vloeigrens

De rekenwaarde van de vloeigrens is als volgt gedefinieerd (tabel 2.1N in NEN-EN 1992-1-1+C2)

- $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 1,15$ (Gebruiksfase)
- $\gamma_s = 1,0$ (Bijzondere combinatie en bruikbaarheidsgrenstoestand)

3.1.2.2 Ductiliteitseigenschappen

De wapeningsklassen voor gebruik in bruggen moeten gelijk zijn genomen aan Klasse B en Klasse C.

3.1.2.3 Vermoeiing betonstaal

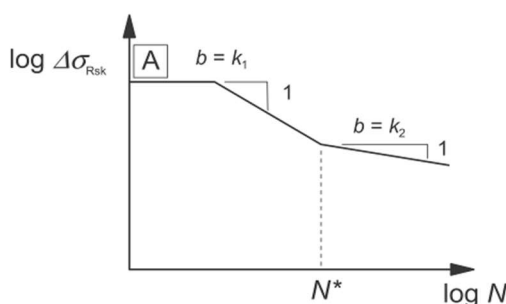
De toetsing van het beton- en voorspanstaal dient te worden uitgevoerd volgens art. 6.8.4. van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011. De schadefactor bij vermoeiing D_{Ed} van staal, veroorzaakt door de van toepassing zijnde vermoeiingsbelastingen, te voldoen aan de voorwaarde:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1$$

waarin:

- $n(\Delta\sigma_i)$ = het aantal optredende wisselingen bij een spanningsbereik $\Delta\sigma_i$
- $N(\Delta\sigma_i)$ = het aantal opneembare wisselingen bij een spanningsbereik $\Delta\sigma_i$.

De schade door één enkel spanningsverschil $\Delta\sigma$ mag zijn bepaald door gebruikmaking van de corresponderende S-N-diamgrammen voor beton- en voorspanstaal. De optredende belasting behoort te zijn vermenigvuldigd met $\gamma_{F,fat}$. Het opneembare spanningsbereik $\Delta\sigma_{Rsk}$ verkregen bij N^* cycli behoort te zijn gedeeld door de veiligheidsfactor $\gamma_{S,fat}$.



Figuur 7. Vermoeiingsterktecurven (S-N-curve) voor beton- en voorspanstaal (figuur 6.30 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011)

Type wapening	N^*	Spanningsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) bij N^* wisselingen
		k_1	k_2	
Rechte en gebogen staven ¹	10^6	5	9	162,5
Gelaste staven en wapeningsnetten	10^7	3	5	58,5
Koppelingen	10^7	3	5	35

OPMERKING 1 Waarden voor $\Delta\sigma_{Rsk}$ zijn die voor rechte staven. Waarden voor gebogen staven behoren te zijn verkregen door gebruikmaking van een reductiefactor $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$.

waarin:

D doordiameter

ϕ staafdiameter

Tabel 13. Parameters voor S-N-curve voor betonstaal (tabel 6.3N van NEN-EN 1992-1-2+C2:2011)

Toetsing :

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

waarin:

- $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ = het spanningsbereik bij N^* wisselingen van de van toepassing zijnde S-N-curve gegeven in Figuur 7 en Tabel 13
- $\Delta\sigma_{S,equ}$ = het schade-equivalent spanningsbereik voor verschillende typen wapening, rekening houdend met het aantal belastingswisselingen N^* . Voor gebouwen mag $\Delta\sigma_{S,equ}$ worden benaderd met $\Delta\sigma_{max}$
- $\Delta\sigma_{max}$ = het maximale staalspanningsbereik bij de van toepassing zijnde belastingscombinaties

- $\gamma_{F,fat}$ = 1,0 volgens art. 2.4.2.3 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011
- $\gamma_{S,fat}$ = 1,15 betonstaal volgens art. 2.4.2.4 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011

3.1.2.4 Eigenschappen betonstaal

Productvorm		Staven en gerichte draden			Wapeningsnetten			Eis of onder-schrijdskans (%)
Klasse		A	B	C	A	B	C	–
Karakteristieke waarde van de vloeigrens f_{yk} of $f_{0,2k}$ (MPa)		400 tot en met 600						5,0
Minimumwaarde van $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Karakteristieke vervorming bij de maximale kracht ϵ_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Buigbaarheid		Heen- en terugbuigproef			–			
Afschuifsterkte		–			0,3 A f_{yk} (A is de oppervlakte van de draaddoorsnede)			minimum
Maximale afwijking van de nominale massa (afzonderlijke staaf of draad) (%)	Nominale staafafmeting (mm)	± 6,0 ± 4,5						5,0
	≤ 8							
	> 8							

Tabel 14. Eigenschappen wapening volgens NEN-EN 1992-1-1+C2, Bijlage C tabel C1

3.1.3 Milieuklasses

De milieuklasse is bepaald met behulp van tabel 4.1 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 en tabel 1 uit de NEN-EN 206-1+A1+A2:2005. De keuze van de aan te houden milieuklassen hebben invloed op onder andere de te hanteren minimale betonkwaliteit, dekking en toelaatbare scheurwijdte. Resultaten per bouwonderdelen:

Omschrijving	XC	XD	XF	XA
Deel 1 : Betondek (bovenzijde)	4	3	4	-
Deel 2 : Betondek (onderzijde)	4	-	-	-
Deel 3 : Beton Kolommen	4	-	2	-
Deel 4 : Sloof/zolen	2	-	3	-
Deel 5 : Palen	2	-	3	-
Deel 6 : Landhoofden	4	3	4	-
Deel 7 : Stootplaten	4	3	4	-

Tabel 15. Milieuklasse t.b.v betonsamenstelling

De constructie ligt verder dan 10 km van de kust, daarom geen corrosie ingeleid door chloriden.

3.2 Constructieklasse

Aan de milieuklasse is de constructieklasse gekoppeld. De constructieve classificatie bepaald de minimale betondekking op betonstaal. Als constructieklasse voor een ontwerplevensduur van 50 jaar dient S4 te worden aangehouden volgens art. 4.4.1.2 (5) van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 NB:2011. Voor de hier geldende ontwerplevensduur van 100 jaar dient de constructieklasse met 2 klassen verhoogd te worden. Indien sprake is van plaatgeometrie mag de constructieklasse met 1 klasse worden verlaagd. Afhankelijk van de betonsterkteklasse en de milieuklasse kan nog 1 klasse verder verlaagd worden.

Constructieklasse							
Criterium	Milieuklasse volgens tabel 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Ontwerplevensduur 100 jaar	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen
Ontwerplevensduur 75 jaar	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse
Sterkteklasse ^{1), 2)}	≥ C30/37 vermindering met 1 klasse	≥ C30/37 vermindering met 1 klasse	≥ C35/45 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C45/55 vermindering met 1 klasse
Element met plaatgeometrie (plaats van de wapening niet beïnvloed door het bouwproces)	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse
Specifieke kwaliteitsbeheersing van de betonproductie gewaarborgd	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse
¹⁾ Aangenomen is dat de sterkteklasse en de w/c-factor met elkaar verband houden. Een specifieke samenstelling (type cement, w/c-factor, fijne vulmiddelen) met de bedoeling een lage permeabiliteit te verkrijgen, mag zijn overwogen. ²⁾ De grens mag zijn verminderd met één sterkteklasse indien luchtdichtheid van meer dan 4 % is toegepast.							

Tabel 16. Constructieve classificatie volgens tabel 4.3N van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011

Resultaten per bouwonderdelen:

Criterium/onderdeel	1	2	3	4	5	6
Constructieklasse	4	4	4	4	4	4
Ontwerplevensduur	+2	+2	+2	+2	+2	+2
Sterkteklasse	0	-1	0	0	0	0
Plaatgeometrie	-1	0	-1	0	0	-1
Kwaliteitsbeheersing	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Constructieklasse : S	4	4	4	5	5	4

Tabel 17. Bepaling constructieklasse

3.2.1 Nominale dekking

De minimaal te hanteren dekking wordt bepaald volgens art. 4.4.1 van NEN-EN 1992-1-1. Omdat op sommige plaatsen terugliggende voegen worden aangebracht in het beton dient de dekking te worden vergroot met de diepte van de terugliggende voegen. Met andere woorden, de dekking is aanwezig op de terugliggende voegen waardoor de dekking op naastgelegen betonvlakken 15mm meer bedraagt.

3.2.1.1 Bepaling dekking

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

- $\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$ (art. 4.4.1.3 (1) van ROK)
- $C_{min} = \max \{ C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \}$
- $C_{min,b} = \text{diameter van staaf of gelijkwaardige diameter wanneer gebundeld}$
(25mm voor palen, 32mm voor overig)
- $C_{min,dur} = \text{zie Tabel 18}$
- $\Delta C_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ (art. 4.4.1.2 (6) van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB2011)
- $\Delta C_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ (art. 4.4.1.2 (7) van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB2011)
- $\Delta C_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (art. 4.4.1.2 (8) van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB2011)
- $C_{min} = \max \{ C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm} \}$

Aan de milieuklasse is de constructieklasse gekoppeld. De constructieve classificatie bepaald de minimale betondekking op betonstaal en voorspanstaal. Als constructieklasse voor een ontwerplevensduur van 50 jaar dient S4 te worden aangehouden. Voor de brug geldt een ontwerplevensduur van 100 jaar zodat de constructieklasse met 2 klassen verhoogd dient te worden tot S6. De levensduur van 100 jaar zal aangetoond worden volgens de dekkingen behorende bij een constructieklasse S6 volgens Tabel 15, Tabel 17 en Tabel 18.

Omgevingseisen voor $C_{min,dur}$ mm							
Constructie- klasse	Milieuklasse volgens tabel 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	25
S2	10	10	15	20	25	30	30
S3	10	10	20	25	30	35	35
S4	10	15	25	30	35	40	40
S5	15	20	30	35	40	45	45
S6	20	25	35	40	45	50	50

Tabel 18. Waarde van de minimale dekkingseis $c_{min,dur}$ mbt de duurzaamheid voor betonstaal (NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB)

De nominale betondekking is in de norm gedefinieerd als een minimumdekking C_{min} die bij het ontwerp is vermeerderd met een uitvoeringstolerantie ΔC_{dev} . Voor prefab elementen mag de waarde 0 worden gehanteerd.

De uitvoeringstolerantie is voor in het werk gestorte constructies gelijk aan 5mm. In verband met de te bereiken oppervlaktestructuur bij de pijlers (exposed aggregate) moet de minimale dekking met 5mm ($\Delta C_{toeslag}$ [mm]) verhoogd worden naar invulling van NEN-EN 1992-1-1+C2, artikel 4.4.1.2(11)

Voor beton dat gestort wordt tegen oneffen oppervlakken behoort de minimum dekking te zijn verhoogd conform , artikel 4.4.1.3 (4). Deze verhoging wordt toegepast bij het storten van beton op werkvloeren en onderwatervloeren.

Resultaten per bouwonderdelen:

Onderdeel	mk	S	C _{min,dur}	C _{ROK*}	C _{min,dur}
Deel 1 : Betondek (bovenzijde)	XD3	4	40	10	50
Deel 2 : Betondek (onderzijde)	XC4	4	30	0	30
Deel 3 : Beton Kolommen	XC4	4	30	10	40
Deel 4 : Sloof/zolen	XC4	4	30	10	40
Deel 5 : Palen	XC2	5	30	10	40
Deel 6 : Landhoofden	XD3	5	45	10	55
Deel 7 : Stootplaten	XD3	4	40	10	50

Tabel 19. Waarde van de minimale dekkingseis c_{min,dur} voor de verschillende bouwonderdelen

Met *C_{ROK} is de extra dekking conform ROK (blz.90/91)

3.2.2 Toegepaste dekking

Resultaten per bouwonderdelen:

Onderdeel	C _{min,dur}	ΔC _{dev}	C _{nom}	C _{toeg.}	K _x
Deel 1 : Betondek (bovenzijde)	50	10	60	60	1,0
Deel 2 : Betondek (onderzijde)	40	10	50	60	1,2
Deel 3 : Beton Kolommen	40	10	50	60	1,2
Deel 4 : Sloof/zolen	40	10	50	60	1,2
Deel 5 : Palen	40	10	50	60	1,2
Deel 6 : Landhoofden	55	10	65	70	1,1
Deel 7 : Stootplaten	50	10	60	60	1,0

Tabel 20. Waarde van de nominale en toegepaste dekking voor de verschillende bouwonderdelen en bijhorende K_x

Om een levensduur van 100 jaar te kunnen garanderen is het aangewezen om een voldoende betondekking te voorzien. Daarnaast kunnen nog bijkomende maatregelen getroffen worden die betrekking hebben op de betonsamenstelling, de nabehandeling, hydrofobering, reparaties en in te storten onderdelen.

3.3 Toelaatbare scheurwijdte

Scheurwijdte wordt getoetst aan de criteria zoals gegeven in Tabel 21. Dat betekent dat wordt getoetst in de 'BGT frequent' met een toelaatbare scheurwijdte welke afhankelijk is van de milieuklasse.

De waarde voor de maximale scheurwijdte (w_{max}) mag nog worden vermenigvuldigd met een factor k_x volgens art. 7.3.1 van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011/NB:2011.

$$k_x = \frac{C_{toegepast}}{C_{nom}} \leq 2$$

Met : k_x = $C_{toegepast} / C_{nom}$

waarin:

- C_{toegepast} = toegepaste dekking
- C_{nom} = vereiste nominale dekking

Milieuklasse	Elementen met betonstaal en/of voorspanstaal zonder aanhechting	Elementen met een combinatie van betonstaal en voorspanstaal met aanhechting	Elementen met uitsluitend voorspanstaal met aanhechting
	Frequente belastingscombinatie	Frequente belastingscombinatie	Frequente belastingscombinatie
X0, XC1	$w_{\max} \leq 0,4 \text{ mm}^a$	$w_{\max} \leq 0,3 \text{ mm}$	$\Delta\sigma_p \leq \xi 275 \text{ N/mm}^2$
XC2, XC3, XC4	$w_{\max} \leq 0,3 \text{ mm}$	$w_{\max} \leq 0,2 \text{ mm}$	$\Delta\sigma_p \leq \xi 175 \text{ N/mm}^2$
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	$w_{\max} \leq 0,2 \text{ mm}$	$w_{\max} \leq 0,1 \text{ mm}$	$\Delta\sigma_p \leq \xi 75 \text{ N/mm}^2$
^a Voor milieuklasse X0 en XC1 heeft de scheurwijdte geen invloed op de duurzaamheid; deze grens is gesteld om een in het algemeen aanvaardbaar uiterlijk te verkrijgen. Bij afwezigheid van voorwaarden ten aanzien van het uiterlijk mag deze beperking zijn afgezwakt.			

Tabel 21. N van NEN-EN 1992-1-1+C2:2011 NB:2011 : Tabel 7.1

Opgemerkt wordt dat conform de ROK, blz. 78, artikel 7.3.1, de scheurwijdte bij voorgespannen beton getoetst mag worden aan de eisen voor “elementen met betonstaal en/of voorspanstaal zonder aanhechting”; als de betondekking op het voorspankanaal groter of gelijk is aan 200 mm.

Resultaten per bouwonderdelen:

Onderdeel	mk	$W_{\max}$ [mm]	K_x	$K_x \times W_{\max}$ [mm]
Deel 1 : Betondek (bovenzijde)	XD3	0,2	1,0	0,20
Deel 2 : Betondek (onderzijde)	XC4	0,3	1,2	0,36
Deel 3 : Beton Kolommen	XC4	0,3	1,2	0,36
Deel 4 : Sloof/zolen	XC4	0,3	1,3	0,36
Deel 5 : Palen	XC2	0,3	1,2	0,36
Deel 6 : Landhoofden	XD3	0,2	1,1	0,22
Deel 7 : Stootplaten	XD3	0,2	1,0	0,20

Tabel 22. Waarde van de toelaatbare scheurwijdte voor de verschillende bouwonderdelen : $K_x \times W_{\max}$

Ter informatie, als de meeste van de interne krachten komen van de permanente belastingen zal het parameter k_t (voor de scheurbehersing zie NEN EN 1992-1-1, & 7.3.4) gelijk aan 0.4 genomen worden.

3.4 Staal

1.1.1 Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen van het constructiestaal worden ontleend aan de NEN-EN 1993-1-1+C2. De volgende tabel geeft de karakteristieke waarden van de vloeigrens en de uiterste grensspanningen voor verscheidene staalsoorten in functie van de dikte:

Staalkwaliteit	Dikte ≤ 40mm		Dikte > 40mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470

Tabel 23. Materiaaleigenschappen van staal

In de berekeningen dient verder van de volgende materiaaleigenschappen uitgegaan te worden:

- Elasticiteitsmodulus: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Glijdingsmodulus: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Posioncoëfficiënt: $\nu = 0,3$

Lineaire thermische uitzettingscoëfficiënt: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ per °C (voor $T < 100^\circ\text{C}$)

3.4.1 Executieklassse

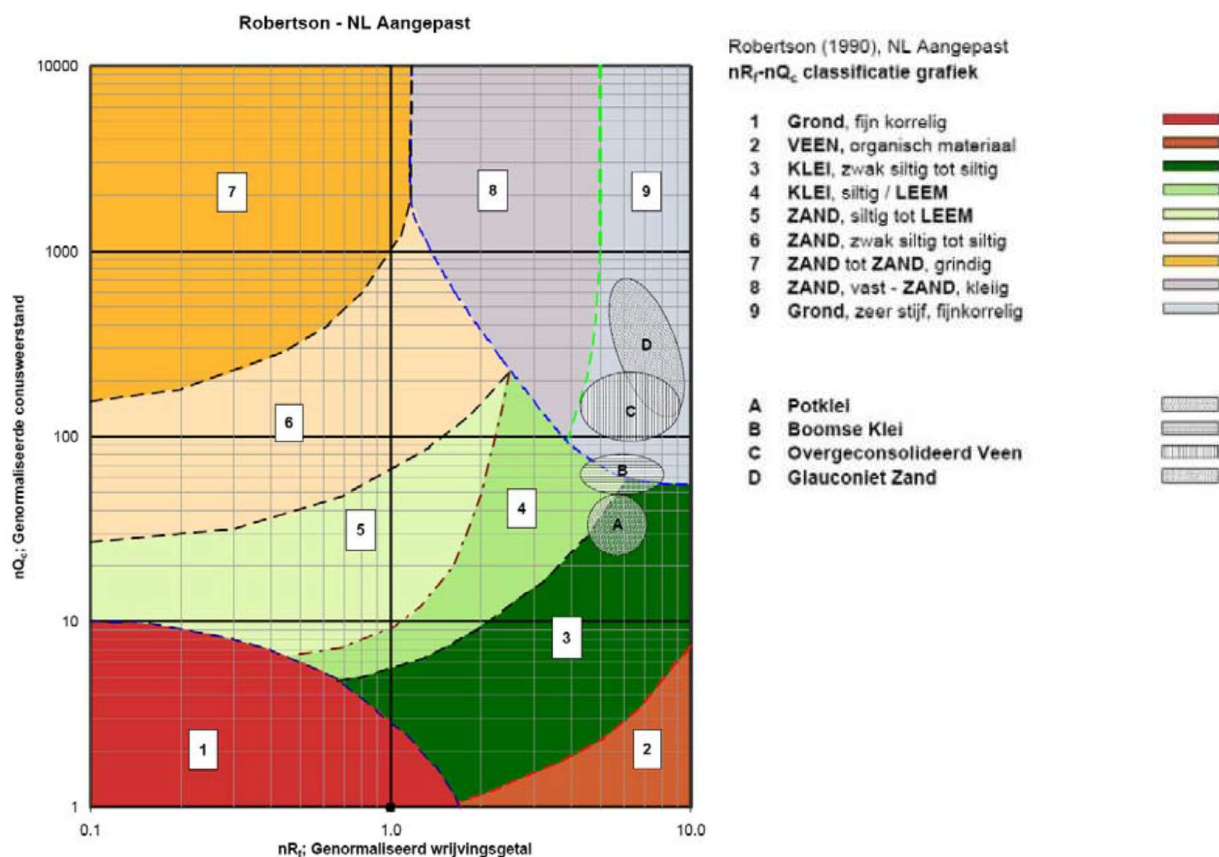
EXC3 conform EN 1090 voor alle staalconstructies uitgezonderd secundaire, niet-dragende staalconstructies (zoals leuningen, ..).

4. GEOTECHNIEK

4.1 Grondopbouw en geotechnische parameters

4.1.1 Classificatie

De classificatie is, evenals bij de opstelling van een geotechnisch langs- of dwarsprofiel, gedaan aan de hand van het grondonderzoek. De bepaling van een grondsoort uitgaande van een sondering gebeurt op basis van het wrijvingsgetal. In Figuur 8 is een indicatief overzicht gegeven van de classificatiegrenzen.



Figuur 8. Classificatie van grondsoorten op basis van conusweerstand en wrijvingsgetal

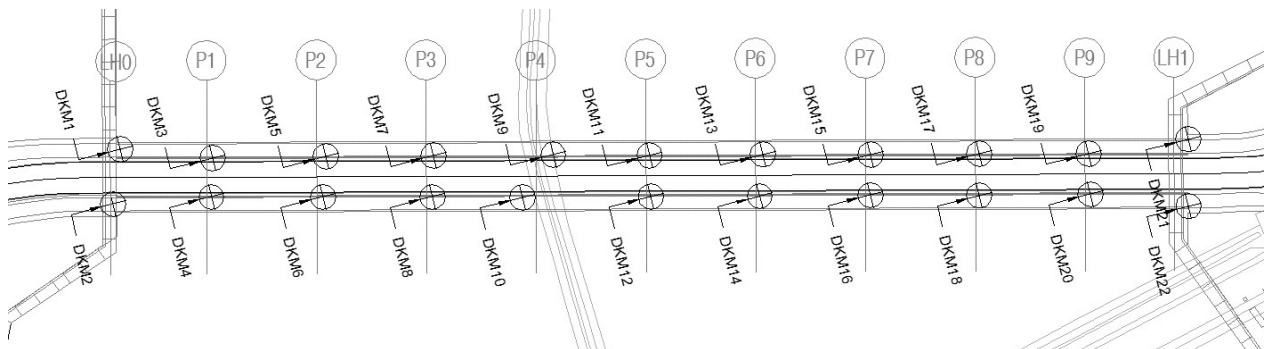
Project :	15.089 GOW – Brug Ooijen	Revision :	1.0
Part :	Uitgangspuntennotitie	Phase :	VO

4.1.2 Grondonderzoek

Er zijn boringen en sonderingen uitgevoerd ter hoogte van beide landhoofden en pijlers door Fugro, Ingenieursbureau voor geo- en funderingstechniek : rapport : BO_DKM1 t/m BO_DKM22 (19/04/2017)

Per as zijn er telkens twee sonderingen en 1 boring uitgevoerd. Een overzicht van de sonderingen en boringen gemaakt voor de Brug Ooijen is getoond in onderstaande figuur en opgelijst hieronder.

Sonderingen :

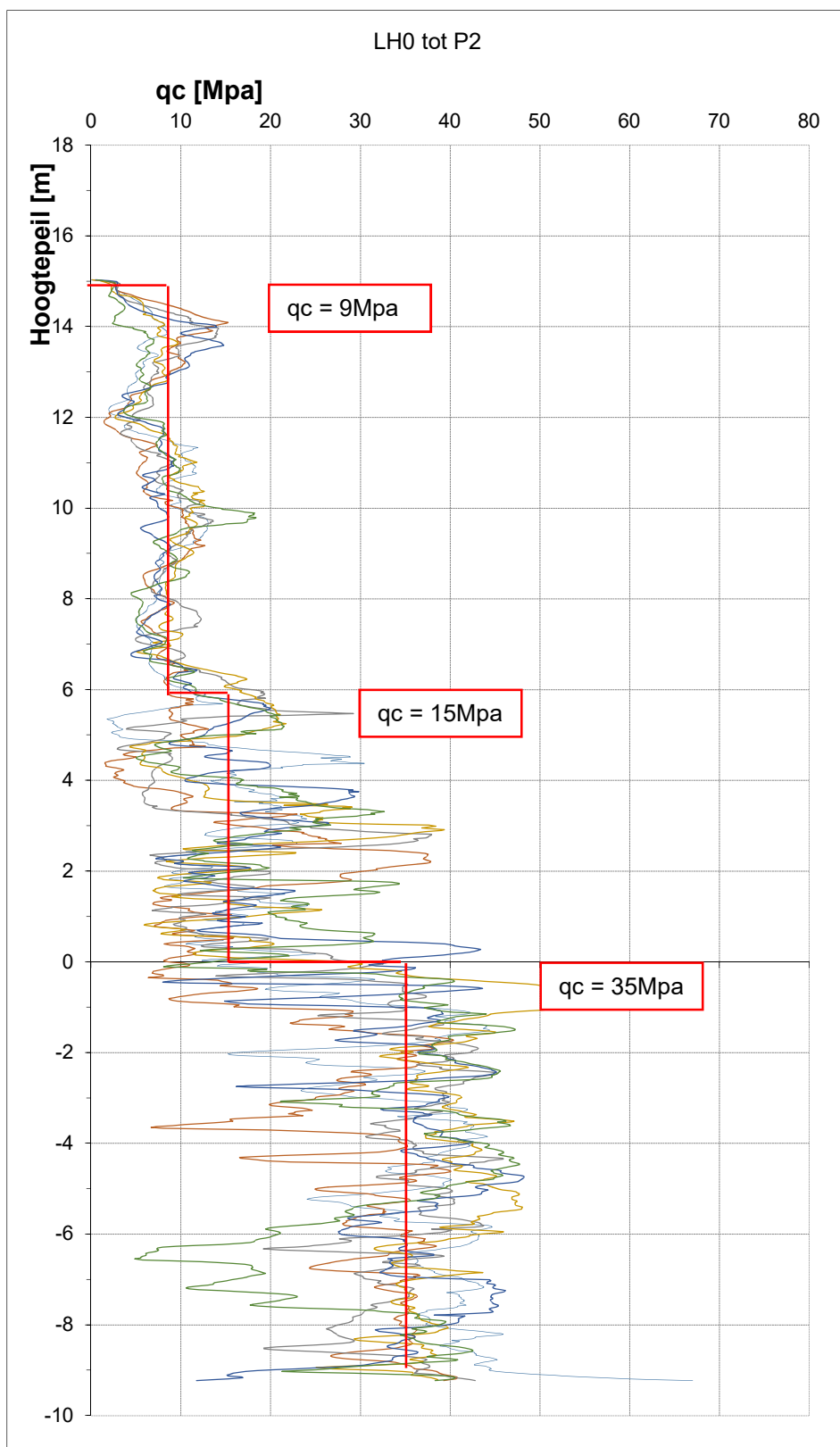


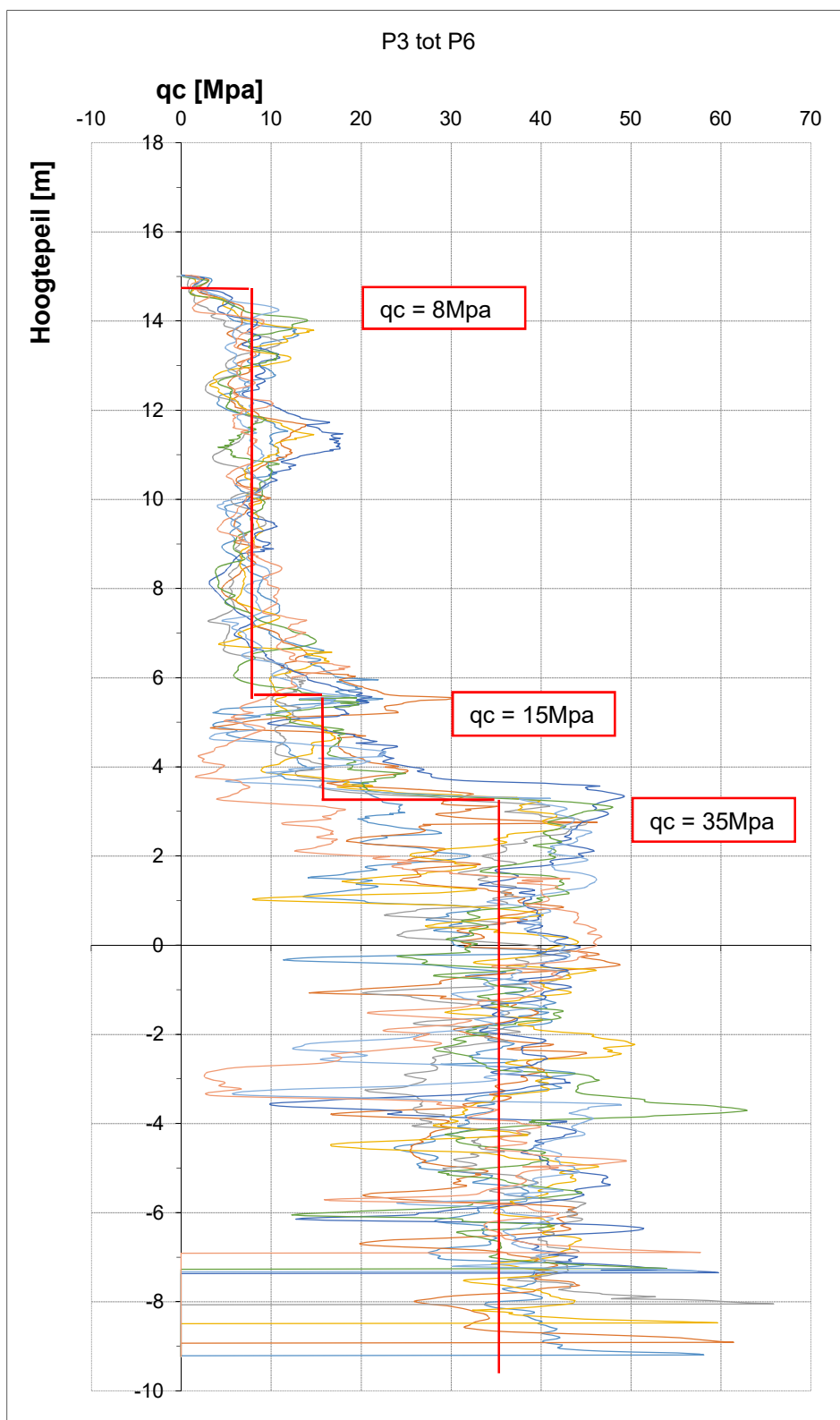
Figuur 9. Positie van de sonderingen

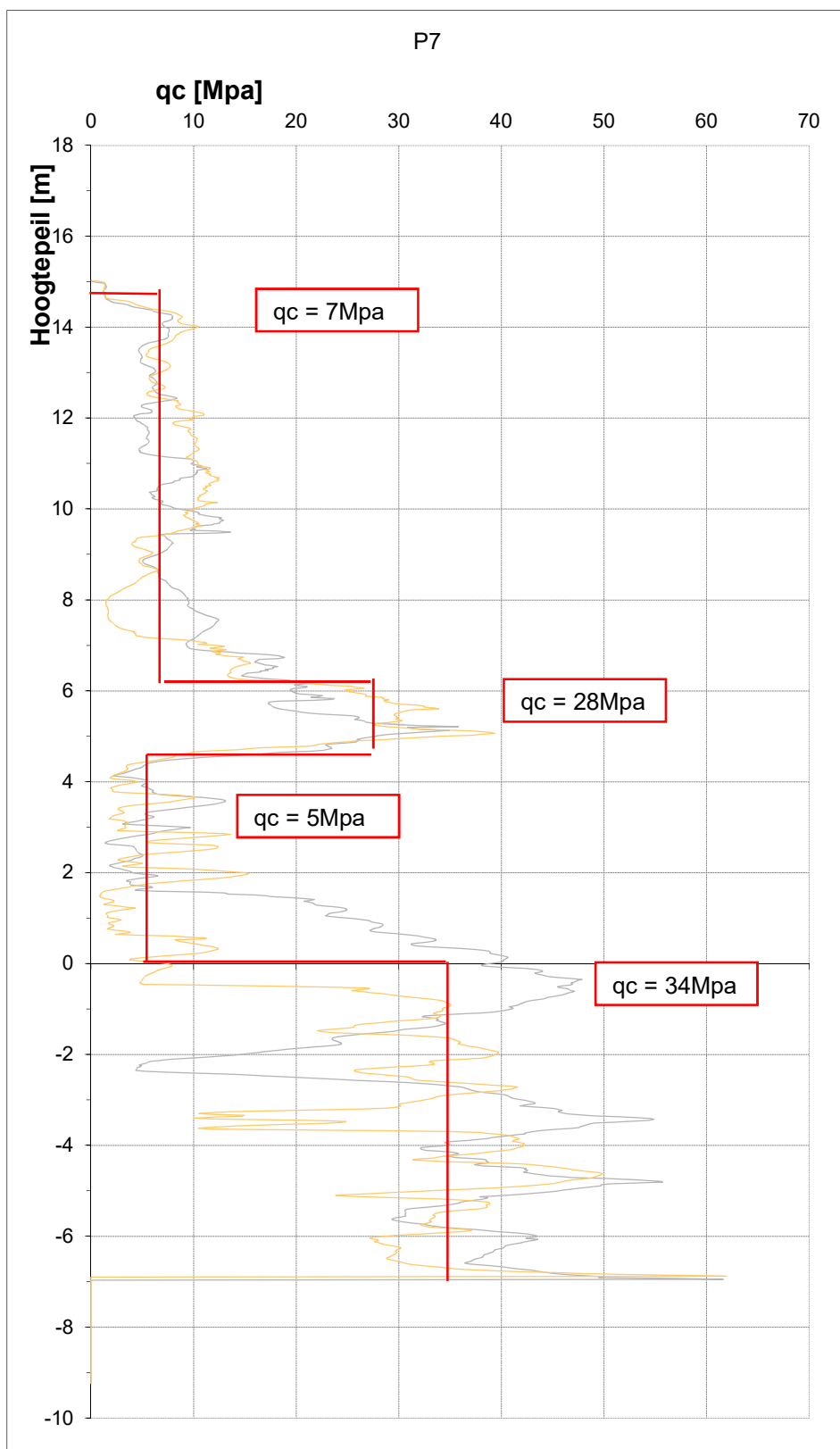
De grondeigenschappen verschillen aanzienlijk volgens de langsas van de brug en daarom kunnen we niet een enkel grondprofiel beschouwen. Toch kunnen we sommige sondering samenbrengen in een groep:

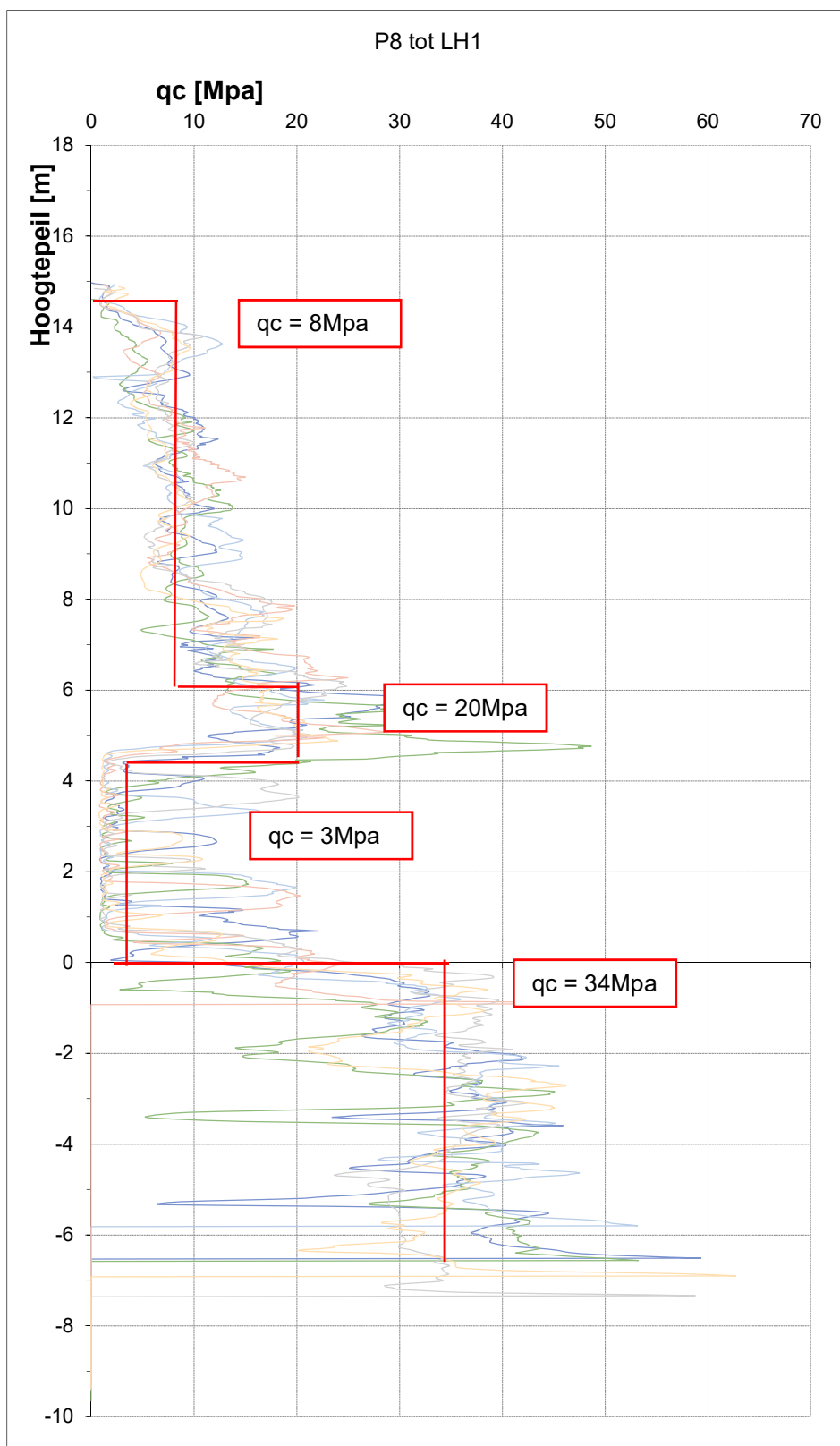
- LH0 tot P2 (DKM1 tot DKM6)
- P3 tot P6 (DKM7 tot DKM14)
- P7 (DKM15 tot DKM16)
- P8 tot LH1 (DKM17 tot DKM22)

De conusweerstand (qc) is gebruikt om een schatting te maken van de beddingsconstante tegen de palen, hierna weergegeven.









4.2 Fundatietype

De brug zal gefundeerd worden op een paalfundering.

4.3 Correlatiefactoren voor hoeveelheid grondonderzoek

Voor toetsing van de uiterste grenstoestanden bij bezwijken of buitensporig vervormen van de constructie en ondergrond moeten correlatiefactoren ξ_3 en ξ_4 zijn gebruikt om de verticale draagkracht van de paalfundering te berekenen. Deze factoren correleren de hoeveelheid grondonderzoek aan de berekening van de draagkracht.

Voor bepaling van ξ_3 en ξ_4 is uitgegaan van:

- Stijve bouwwerken;
- uitgevoerd grondonderzoek;
- er zijn 2 sondering per as uitgevoerd .

De correlatiefactoren zijn conform NEN9997-1+C1 -Tabel A.10b bepaald en per steunpunt weergegeven in tabel 24.

Onderdeel	Aantal bruikbare sonderingen	ξ_3 [-]	ξ_4 [-]
Per As	2	1,2	0.96

Tabel 24. Correlatiefactoren per steunpunt

De factor 1,1 volgens NEN-EN 1997-1, 7.6.2.3 (7) is al verwerkt in de factoren van tabel A.10b.

4.4 α factoren voor paalschachtwrijving

De α factoren zijn afhankelijk van het type grond (zand of klei). De berekening van het paal draagvermogen houdt rekening met de verschillende grondlagen. Er wordt voor elke waarden van de CPT (op basis van de conusweerstand en het wrijvingsgetal) een type grond gekozen (zand of klei). Vervolgens wordt er automatisch voor de beschouwde laag $\alpha_{s,zand}$ of $\alpha_{s,klei}$ gekozen.

4.5 Partiële factoren paaltype

Voor de paalklassefactoren wordt verwezen naar NEN9997-1+C1, tabel 7.c. Op de gegeven paalklassefactoren dient een reductie van 30% toegepast te worden voor de paalpunt.

4.6 Partiële weerstandsfactoren

Voor de partiële weerstandsfactoren wordt verwezen naar NEN9997-1+C1, tabel A.6/7/8. De weerstand wordt bepaald op basis van sonderingen. Deze keuze leidt tot de partiële weerstandsfactoren zoals gegeven in Tabel 25.

Weerstand	symbool	[-]
punt	γ_b	1,2
schacht (op druk)	γ_s	1,2
totaal/gecombineerd (op druk)	γ_t	1,2
schacht (op trek)	$\gamma_{s,t}$	1,35

Tabel 25. Partiële weerstandsfactoren voor geboorde palen (ongeacht type)

4.7 Partiële factoren op grondparameters

Grondparameter	Symbool	Combinatie					
		M1	M2				Algehele stabiliteit
			Fundering op staal en op palen	Keermuur	Veiligheidsklasse		
					RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving ^a	γ_{ϕ}	n.v.t.	1,15	1,2	1,2	1,25	1,3
Effectieve cohesie	γ_c	n.v.t.	1,6	1,5	1,3	1,45	1,6
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	n.v.t.	1,35	1,5	1,5	1,75	2,0
Prisma druksterkte	γ_{qu}	n.v.t.	1,35	1,5	1,5	1,75	2,0
Volumiek gewicht	γ_γ	n.v.t.	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0

^a Deze factor heeft betrekking op tan ϕ .

Tabel 26. Partiële factoren voor grondparameters (γ_M)

4.8 Beddingsconstante

4.8.1 Horizontale beddingsconstante

Voor interactie tussen het kunstwerk en de ondergrond moeten beddingsconstanten bepaald worden. De horizontale beddingsconstante worden dan bepaald volgens Ménard. Aan de hand van een empirische formule kan de horizontale beddingsconstante worden benaderd, afhankelijk van de grondsoort, de paaldiameter en de conusweerstand :

$$\frac{1}{k_h} = \begin{cases} \frac{1}{3E_p} \left[1.3R_0 \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha R \right] & \text{als } R \geq R_0 \\ \frac{2R}{E_p} \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} & \text{als } R < R_0 \end{cases}$$

Hierin is:

- $R_0 = 0,3\text{m}$ (de referentiestraal)
- $R = D/2$ (de straal van de paal $\sim 0,3\text{m}$)
- $E_p \sim \beta \cdot q_c$ (Elasticiteitsmodulus volgens Ménard) [kPa]
- α en β zijn de Rheologische factoren volgens Ménard gegeven in Tabel 27
- q_c is een benadering van de conusweerstand per grondlaag [MPa]

Grondsoort	α	β
Veen	1	3,0
Klei	2/3	2,0
Silt	1/2	1,0
Zand	1/3	0,7
Grind	1/4	0,5

Tabel 27. Rheologische factoren volgens Ménard

Er zal ook een horizonatale beddingconstant op de sloof toegepast worden.

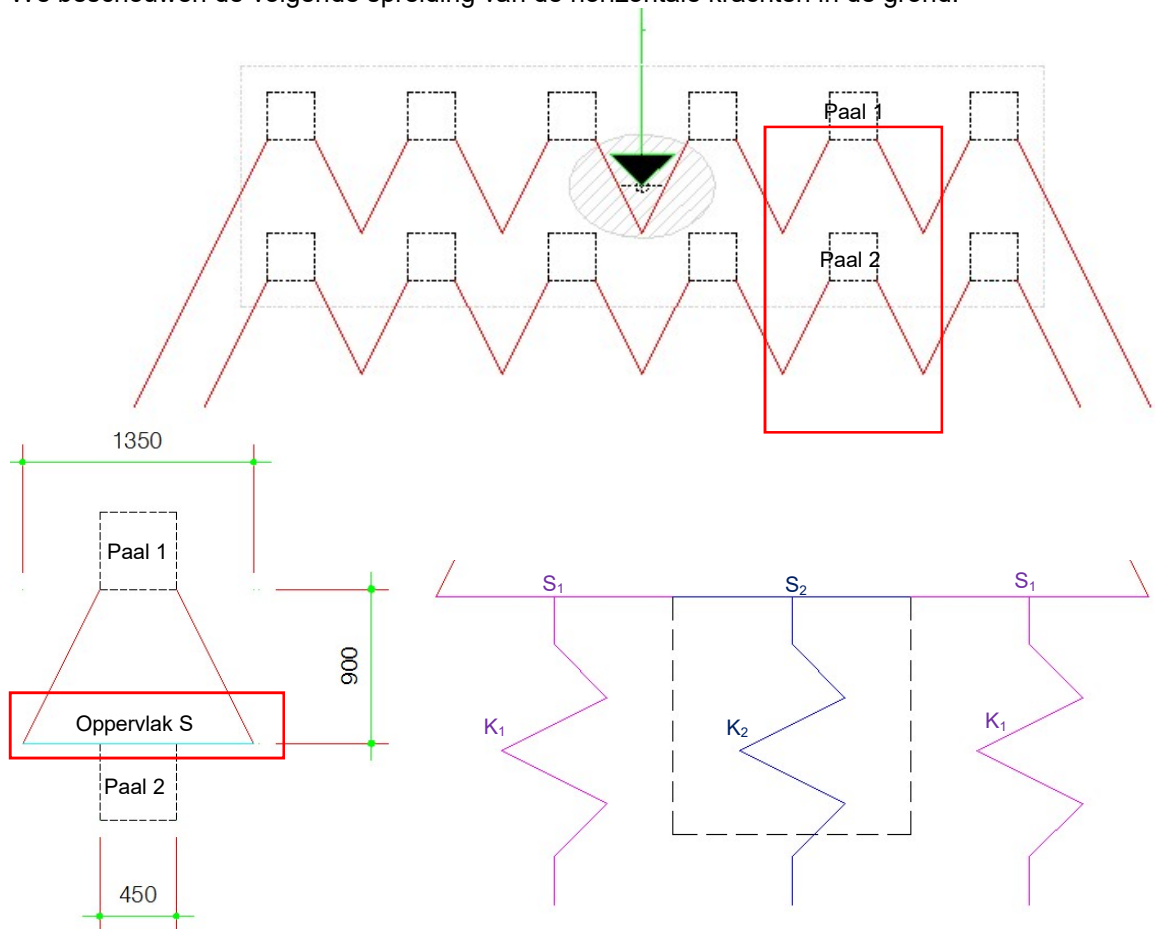
Vanwege de onzekerheden in de grondheigenschappen wordt een factor $\sqrt{2}$ gehanteerd om een onder- of bovengrens te verkrijgen (gevoeligheid analyse).

Voor het flexibel model zullen twee andere effecten in rekening gebracht worden:

- Beddingen kunnen door ontgraven voor de poer ook lager uitvallen dan aangenomen. Geval waarbij geen bedding tegen de poer, en geen bedding over de bovenste meter paal zal beschouwd worden.

- Om met het paalgroepeffect rekening te houden zal op de tweede rij van palen een reductie factor (β) toegepast worden. De redenering baseert zich op het gedrag in de longitudinale richting van de brug (gevoelige richting).

We beschouwen de volgende spreiding van de horizontale krachten in de grond:



Figuur 10. Verspreiding van de horizontale krachten toegepast door de palen op de grond

Het gedrag van de spanningen ter hoogte van de oppervlak S wordt hier bestudeert (zie Figuur 10.)

In het ongunstigste geval geeft het aandeel van de oppervlak gelegen op de tweede paal geen stijfheid ($k_2 = 0 \text{ kN/m}^3$, veilige redenering). In dat geval kan er een verlies aan stijfheid evenredig met de oppervlakken beschouwd worden:

$$\rightarrow \beta = 2 \cdot S_1 / S = (1350 - 450) / 1350 = 2/3$$

4.8.2 Verticale beddingsconstante

De verticale beddingsconstante wordt bepaald op basis van de zetting berekend in hoofdstuk 5.1.3.

4.8.3 Toetsingen van de palen

Er zullen twee verificaties uitgevoerd worden zie NEN EN 1997-1 & 7.6.2.1 (3):

- bezwijken op druk van de afzonderlijke palen;
- bezwijken op druk van de palen en de grond daartussen, als een samenwerkend blok.

5. BELASTINGEN

5.1 Permanente belastingen

5.1.1 Eigengewicht

In de berekeningen wordt uitgegaan van de volgende representatieve volumegewichten en eigengewichten:

- Gewapend beton $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- Ongewapend beton $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$
- Staal $\gamma_{\text{staal}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$

5.1.2 Niet constructieve elementen

Asfalt (basis) $140 + a = 140 + \text{Min}(30; (200-30)/4) = 170 \text{ mm}$ (zie ROK1.3 blz. 43)

$$P_{\text{asf},b} = 0.17 \cdot 23 = 3.9 \text{ kN/m}^2$$

Beton voetpad 200 mm

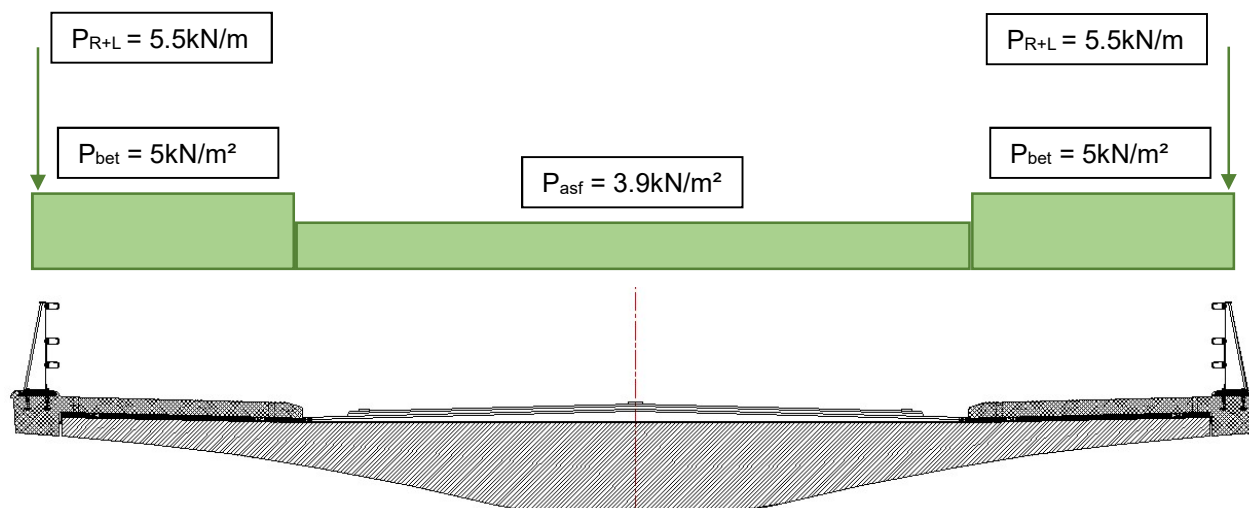
$$P_{\text{bv}} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Randelement 0.2 m³

Leuning -

$$P_R = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}$$

$$P_L = 0.5 \text{ kN/m}$$



Figuur 11. Dwarsdoorsnede in het dek

Project :	15.089 GOW – Brug Ooijen	Revision :	1.0
Part :	Uitgangspuntennotitie	Phase :	VO

5.1.3 Zetting

De zettingen zullen op basis van de NEN 9997-1+C1 (&7.6.4.2) berekend worden. Het groep effect zal in rekening gebracht worden (twee componenten S1 en S2).
Deze resultaten zullen met de regels van de ROK1.3 getoetst worden.

5.1.4 Grondbelasting op de keerwanden en funderingssloven

5.1.4.1 Verticale gronddruk

Ten gevolge de gronddruk dient er een belasting te worden aangebracht:

$$P_{\text{grond}} = h \times \gamma_{\text{grond}}$$

5.1.4.2 Horizontale druk op de landhoofden

De horizontale gronddrukken tgv mobiele belastingen zullen berekend worden met de neutrale gronddrukcoëfficiënt K_0 van 0,5.

$$P_{\text{grond}} = K_0 \times h \times \gamma_{\text{grond}}$$

5.2 Verkeerbelastingen

5.2.1 Theoretische rijstroken

De breedte van het brugdek (w) (tussen permanente veiligheidsvoorzieningen, waaronder schampkanten > 100 mm boven wegdek) wordt opgedeeld in een aantal theoretische rijstroken n_{th} met 3,00 m breedte. Deze opdeling moet zo zijn gekozen dat de meest ongunstige situatie wordt verkregen voor het te beschouwen onderdeel.

Indien de breedte $w > 6$ m. Het aantal rijstroken wordt bepaald door het grootste gehele getal uit: $n_{th} = \text{int}(w/3)$. Het resterende oppervlak is gelijk aan: $w - 3 \times n_{th}$.

Breedte van de rijweg w	Aantal theoretische rijstroken	Breedte van een theoretische rijstrook w_l	Breedte van het resterende oppervlak
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
OPMERKING Bijvoorbeeld geldt voor een breedte van de rijweg gelijk aan 11 m, dat: $n_l = \text{Int}\left(\frac{11}{3}\right) = 3^*$ en dat de breedte van het resterende oppervlakte gelijk is aan: $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

Tabel 28 - Aantal en breedte van de theoretische rijstroken

Er moet ook een extra eis van de ROK 1.3 & 4.2.3 geïntegreerd worden :

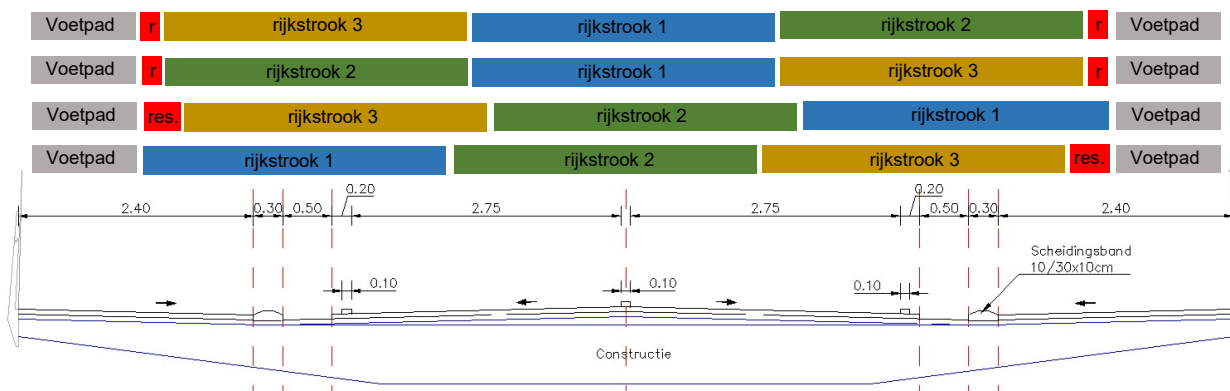
In alle gevallen mag voor de afstand van de rand van de verkeersbrug tot de rijweg geen grotere afstand dan 1,40 m worden aangehouden, tenzij door de opdrachtgever een andere waarde is voorgeschreven. Tussengelegen bermconstructies moeten als rijweg worden beschouwd, tenzij anders is voorgeschreven door de opdrachtgever.

Opmerking:

Fiets- / voetpaden die verder dan 1,40 m vanaf de rand van de verkeersbrug zijn gelegen worden dus als rijweg met autoverkeer beschouwd.

In onze geval hebben we een totale breedte van 12.3m. Er is dus 9.5m ($=12.3-2 \times 1.4$) beschouwd als rijweg ($w = 9.5\text{m}$). Het komt overeen met 3 rijstroken.

Samenvatting:



5.2.2 Verkeersbelasting

In de voorontwerp fase zal alleen het model LM1 beschouwd worden.

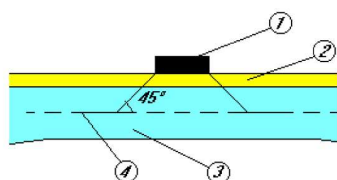
5.2.2.1 LM 1

Het loadmodel 1 dient te worden gezien als het "standaard" model voor verkeersbelastingen op bruggen.

Positie	Tandemstelsel TS	Gelijkmatig verdeelde belasting (GVB)
	Aslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (of q_{rk}) (kN/m ²)
Rijstrook nummer 1	300	9
Rijstrook nummer 2	200	2,5
Rijstrook nummer 3	100	2,5
Overige rijstroken	0	2,5
Resterende oppervlakte (q_{rk})	0	2,5

Tabel 29 - Mobiele belastingen, load model 1

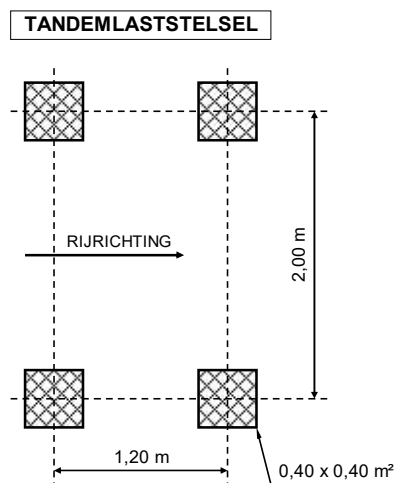
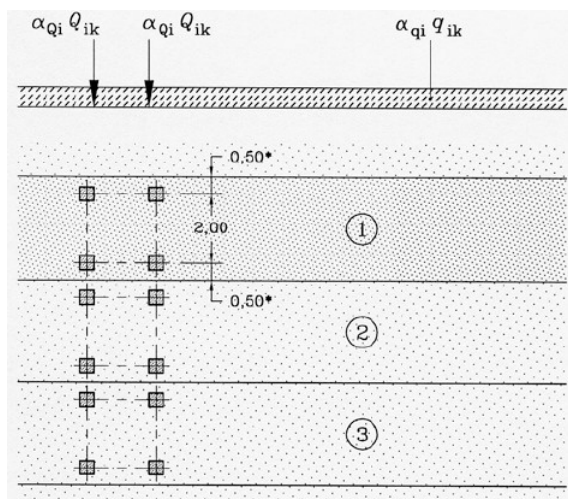
De wiellasten kunnen sterk gespreid worden, conform §4.3.6 in de NEN EN 1991-2.



Verklaring

- wielcontactdruk
- slijtlaag
- betonnen rijvloer
- middenvlak van de betonnen rijvloer

Met :



Verklaring

- rijstrook nummer 1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
- rijstrook nummer 2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
- rijstrook nummer 3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

Figuur 12 - Toepassing van belastingsmodel 1

De positie van het zwaarste tandemlaststelsel dient, uitgaande van de theoretische rijbaanindeling van 3m, zodanig te worden gekozen dat daarmee de meest ongunstige situatie voor het te beschouwen onderdeel wordt verkregen.

Bij overspanningen groter dan 10 m mag het laststelsel worden vereenvoudigd tot een enkele aslast met het totale gewicht van het voertuig.

T.b.v. de globale krachtswerking in langsrichting mag worden aangenomen dat het tandemlaststelsel langs de as van de theoretische rijstrook rijdt.

De in Nederland toepasbare alfacoëfficiënten [NEN correctiefactoren] zijn hierna in tabel aangegeven:

Aantal vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer N_{obs}^a	α_{Q1} en α_{q1}				α_{qr}
	Lengte van de overspanning of invloedslengte (L)				
	20 m	50 m	100 m	≥ 200 m	
$\geq 2\,000\,000$	1,0	1,0	1,0	1,0	
200 000	0,97	0,97	0,95	0,95	0,90
20 000	0,95	0,94	0,89	0,88	0,80
2 000	0,91	0,91	0,82	0,81	0,70
200	0,88	0,87	0,75	0,74	0,60

^a Tussengelegen waarden mogen worden geïnterpoleerd.

^a Tussengelegen waarden mogen worden geïnterpoleerd.

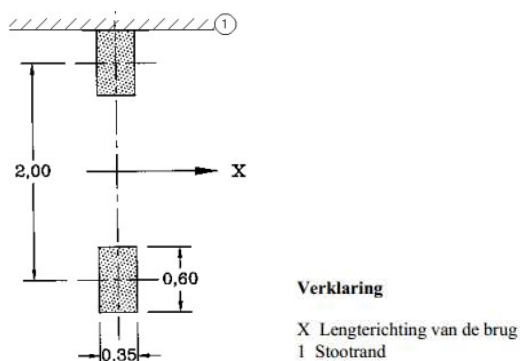
Tabel 30 – Alfacoëfficiënten voor LM1

Het aantal vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer is gelijk aan $0.5 \cdot 10^6$ (zie 5.3). Er zal in de berekeningen een $\alpha = 1$ gebruikt worden.

Volgens de tabel 4.4a van de NEN EN 1991-2 NB (2011), in combinatie met LM1 worden de voetpaden belast met $0.4 \cdot$ karakteristieke waarde. We kunnen dus $0.4 \cdot 5 = 2 \text{ kN/m}^2$ toepassen op de voetpaden wanneer deze last samen met de LM1 wordt toegepast.

5.2.2.2 LM2 – aslast

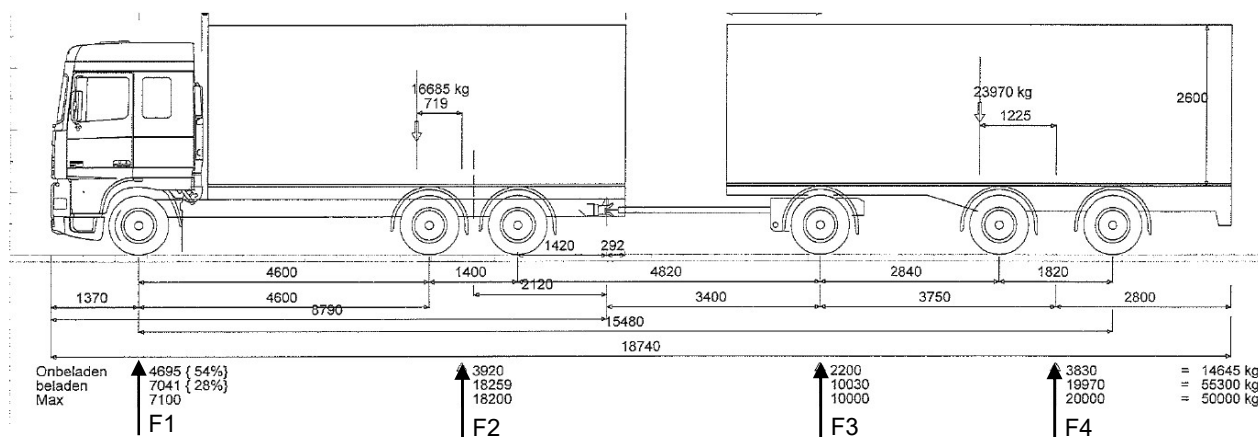
Een aslast (Q_{ak}) van 400kN of wiellast van 200kN dient in rekening gebracht te worden. Het betreft een lokaal belastingsgeval. Nabij de voegovergangen dient rekening gehouden te worden met een vergrotingsfactor volgens 5.4.6.3. De toe te passen verkeersbelastingsfactor $\beta_Q = \alpha_{Q1}$, gelijk aan 1 volgens tabel NB.1 van de NEN-EN 1991-2.



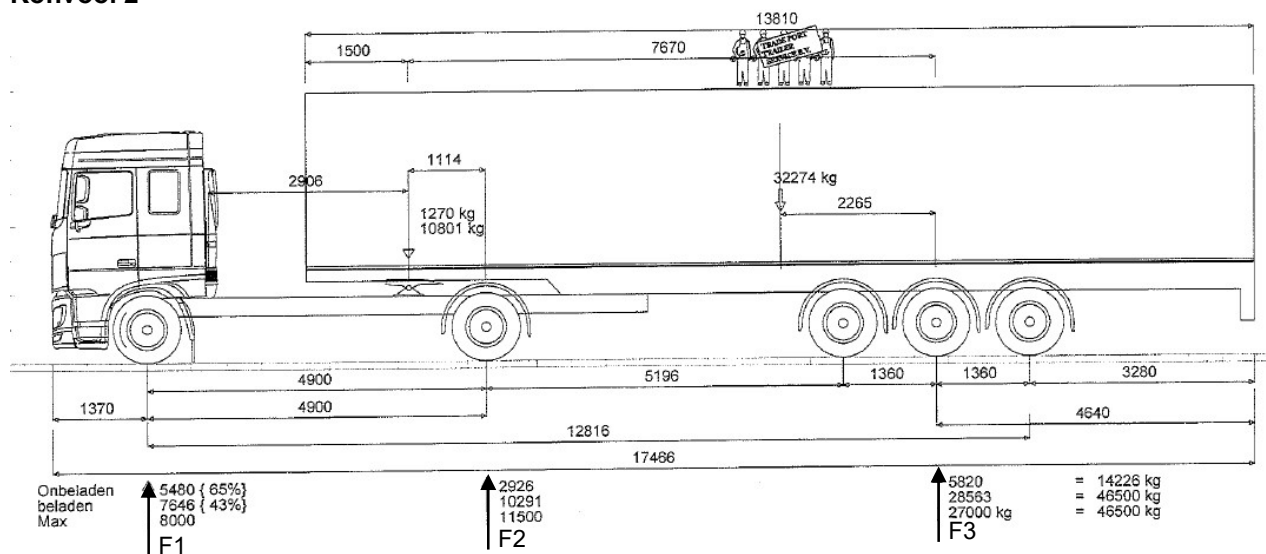
5.2.2.3 LM3 - Speciaal konvooi

Er dient een speciaal konvooi (LZV) in rekening gebracht te worden. De geometrie van het betrokken konvooi wordt hieronder voorgesteld:

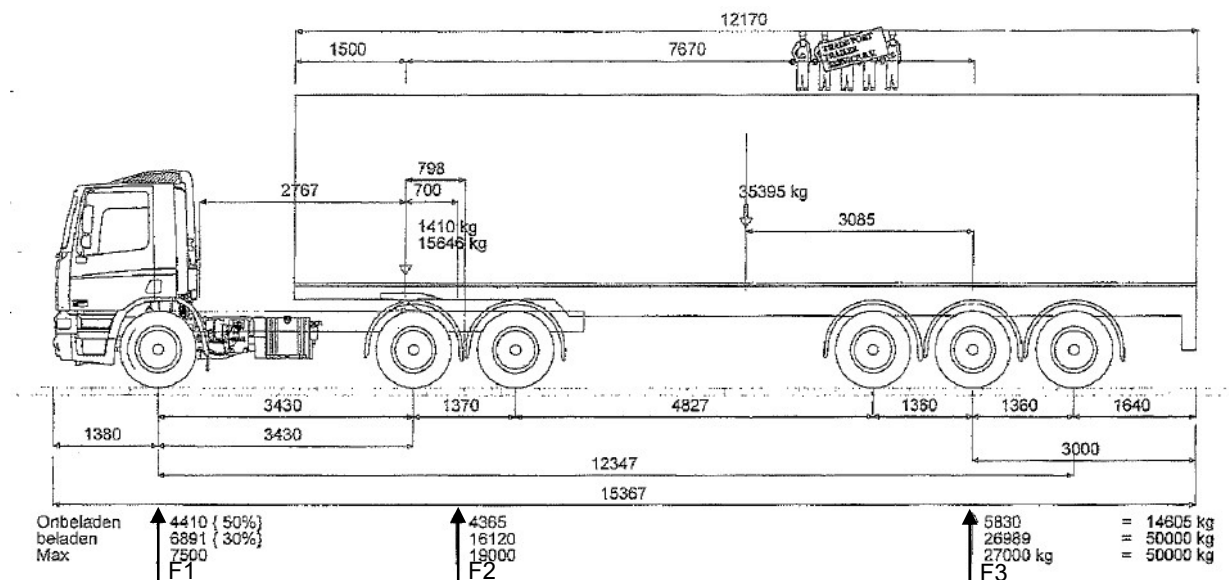
Konvooi 1



Konvooi 2

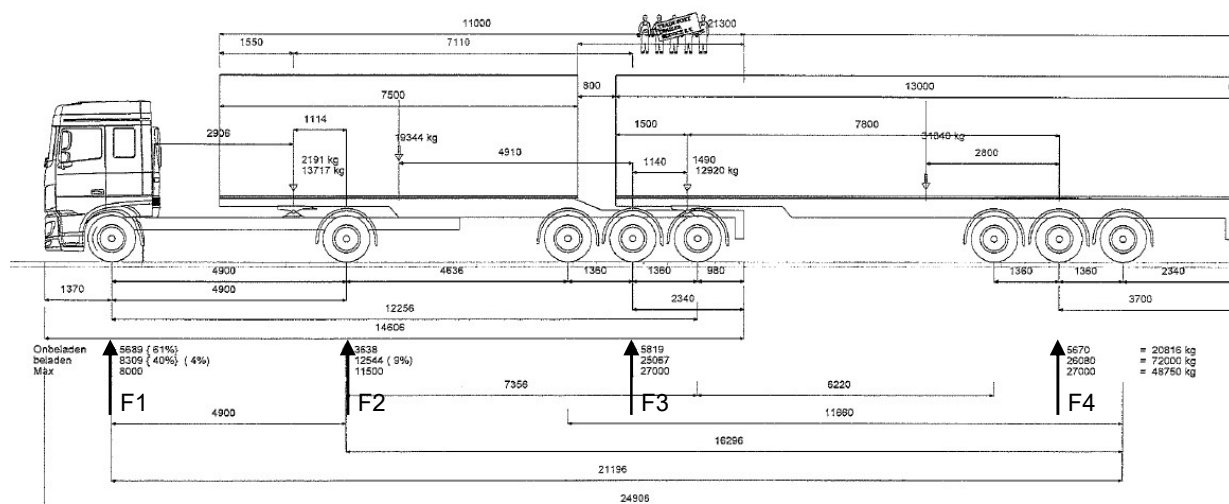


Konvooi 3



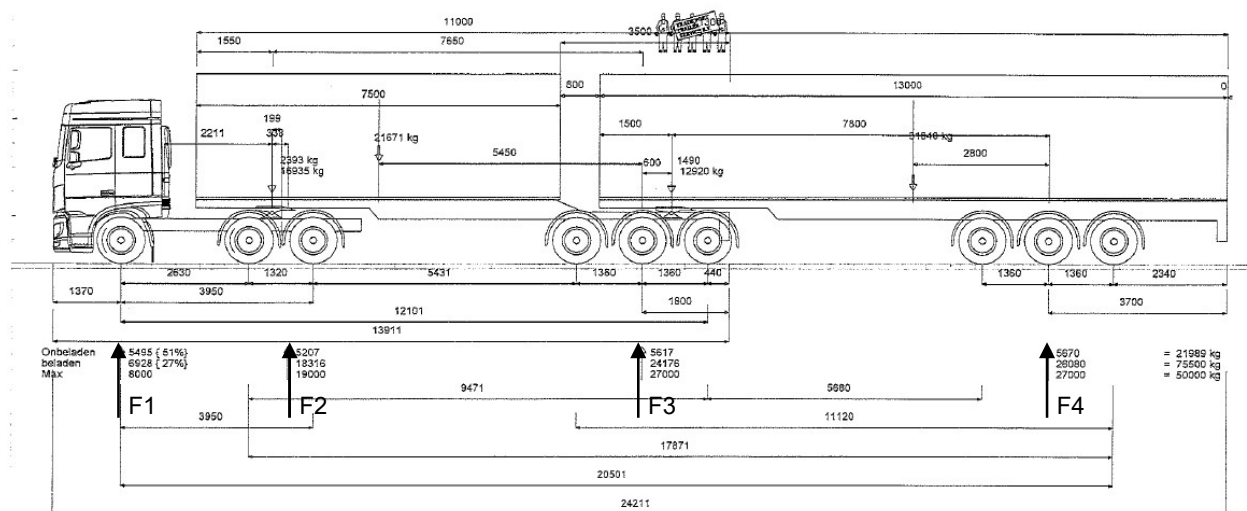
A lasten	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]		Totaal
Geval 3	75	190	270		500

Konvooi 4



A lasten	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F4 [kN]	Totaal
Geval 3	80	115	270	270	487

Konvooi 5



A lasten	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F4 [kN]	Totaal
Geval 3	80	190	270	270	500

5.2.2.4 LM4 - mensenmenigte

Een continue mensenmassa op het brugdek ($q = 5,00 \text{ kN/m}^2$) dient waar relevant beschouwd te worden.

5.2.2.5 Horizontale remkrachten

De rem- en versnellingskrachten worden bepaald volgens NEN EN 1991-2:2013 (§4.4.1). De remkracht werkt in lengterichting en grijpt aan ter hoogte van de bovenzijde van het wegdek op een as van een willekeurige rijstrook. De karakteristiek waarde Q_{lk} van de remkracht in de lengterichting, is voor de totale breedte van de brug begrensd. Dit wordt berekend als een percentage van de totale maximale belasting overeenkomstige belastingmodel 1 dat op rijstrook 1 kan worden toegepast:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L$$

We vinden:

- Ooijen ($L = 201 \text{ m}$)

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,00 \cdot 600 \text{ kN} + 0,1 \cdot 1,00 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 201 \text{ m} = 902 \text{ kN} \rightarrow 800 \text{ kN}$$

Met $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 800$

Waarbij

- α_{Q1} verkeersbelastingsklassefactor
- w_l breedte van de beschouwde rijstrook = 3,00 m
- Q_{1k} aslast volgens LM1 op rijstrook 1
- q_{1k} UDL volgens LM1 op rijstrook 1
- L lengte van het brugdek voor het beschouwde gedeelte

Er wordt een lineaire belasting toegepast op de as van de bruggen:

- Ooijen: $Q1k = 800kN$ $q1k \rightarrow 800/201.0 = 4.0 kN/m$

5.2.3 Vermoeiingsbelastingen

In eerste plaats wordt FLM1 (conservatief model dat effecten op meerdere rijstroken afdekt) beschouwd om na te gaan of de theoretische levensduur oneindig is zonder specifieke wijzigingen om te voldoen aan de vermoeiingseisen (EN 1991-2:2003, §4.6.1 (2)). Dit is een conservatieve, maar eenvoudige methode.

Op basis van Tabel 31 wordt het aantal zware voertuigen per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer bepaald. De brug wordt ingedeeld in verkeerscategorie 3 voor 'wegen met weinig vrachtverkeer' met $N_{obs,a,ai} = 0,125 \cdot 10^6$. Elke theoretische rijstrook moet zijn beschouwd als een rijstrook voor zwaar verkeer.

Verkeerscategorie	$N_{obs,a,ai}$ per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer
1 Autosnelwegen (A-wegen) en wegen met twee of meer rijstroken per rijrichting en met intensief vrachtverkeer	$2,0 \times 10^6$
2 (Auto)wegen met gemiddeld vrachtverkeer (zoals N-wegen)	$0,5 \times 10^6$
3 Wegen met weinig vrachtverkeer	$0,125 \times 10^6$
4 Wegen met weinig vrachtverkeer en bovendien uitsluitend bestemmingsverkeer	$0,05 \times 10^6$
OPMERKING De aantallen zware voertuigen per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer $N_{obs,a,ai}$ zijn inclusief trend.	

Tabel 31. Aantal verwachte zware voertuigen per jaar en per rijstrook voor zwaar verkeer (tabel NB.5 van NEN-EN 1991-2+C1:2011/NB:2011)

5.3 Overige belastingen

5.3.1 Temperatuur

5.3.1.1 Uniforme temperatuurschommeling

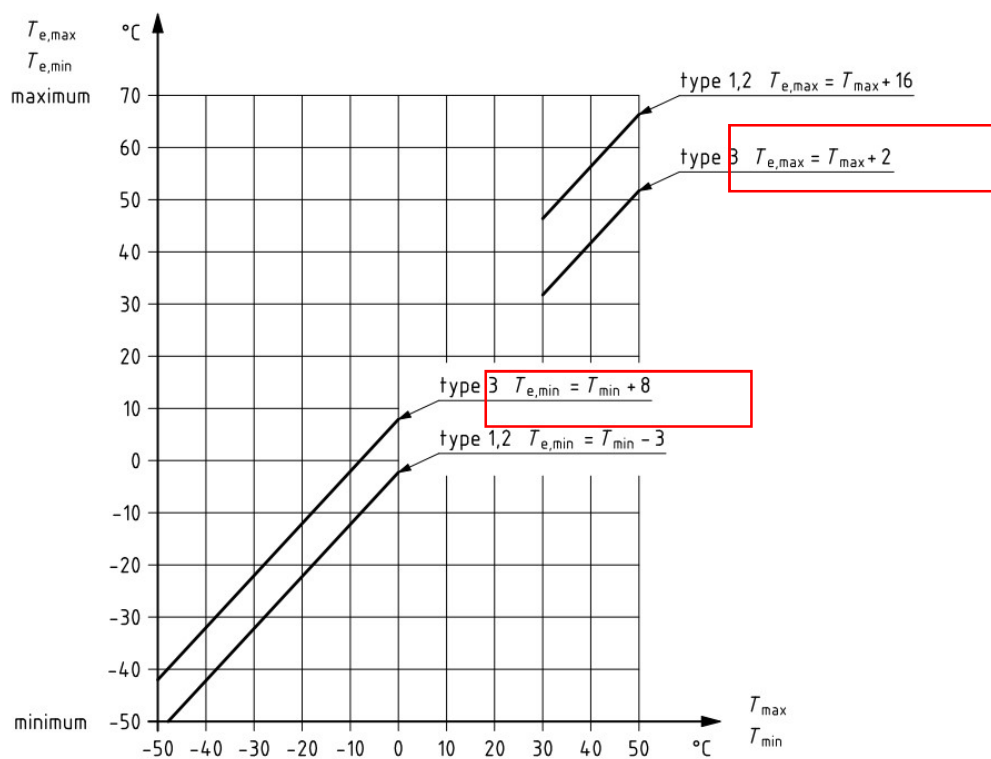
De temperatuursinvloeden in brugdekken wordt bepaald volgens EN 1991-1-5, §6.1.3.3, en NEN-EN 1991-1-5/NB.

Schaduwluichttemperatuur in Wanssum voor een herhalingsjijd van 50 jaar ($p=0.02$) :

- Maximum : $T_{max} = + 30^{\circ}C$ (zie 2.4.1.1) $\rightarrow 30 \cdot 1.04 = 31.2^{\circ}C$
- Minimum : $T_{min} = - 25^{\circ}C$ (zie 2.4.1.1) $\rightarrow -25 \cdot 1.11 = -27.7^{\circ}C$

Deze wordt verhoogd voor een levensduur van 100 jaar.

- $T_{e_{max}} = T_{max} + 2 = 33.16^{\circ}C$
- $T_{e_{min}} = T_{min} + 8 = -19.7^{\circ}C$



Figuur 13 - Correlatie tussen de minimum/maximum luchttemperatuur in de schaduw (T_{min}/T_{max}) en de minimum/maximum gelijkmatige temperatuurcomponent van de brug ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Met :

(1) Voor de toepassing van dit deel worden brugdekken als volgt gegroepeerd:

Dektype 1 Stalen dek: — stalen kokerligger;
— stalen vakwerk- of vollewandligger.

Dektype 2 Staal-betondek

Dektype 3 Betonnen dek: — betonnen plaat;
— betonnen ligger;
— betonnen kokerligger.

Dan :

- $T_{nexp} = T_{emax} - T_0 = 33,16^\circ\text{C} - 10 = 23,2^\circ\text{C}$
- $T_{ncon} = T_0 - T_{emin} = 10^\circ\text{C} - (-19,7) = -29,7^\circ\text{C}$

$$\Delta T = 53^\circ\text{C}$$

5.3.1.2 Dagelijkse temperatuurschommelingen

Volgens Tabel 6.1 van de EN 1991-1-5:2003/NB, §6.1.4.1, voor een brug type 3 (beton), zijn de lineaire temperatuurcomponenten ΔT_{my} gelijk aan:

$\Delta T_{M,heat} = +15^\circ\text{C}$ (aan de bovenste vezel van de hoofdligger en $7,5^\circ\text{C}$ op de onderste vezel)
 $\Delta T_{M,cool} = +8,^\circ\text{C}$ (op de onderste vezel van de hoofdligger en 4°C op de bovenste vezel)

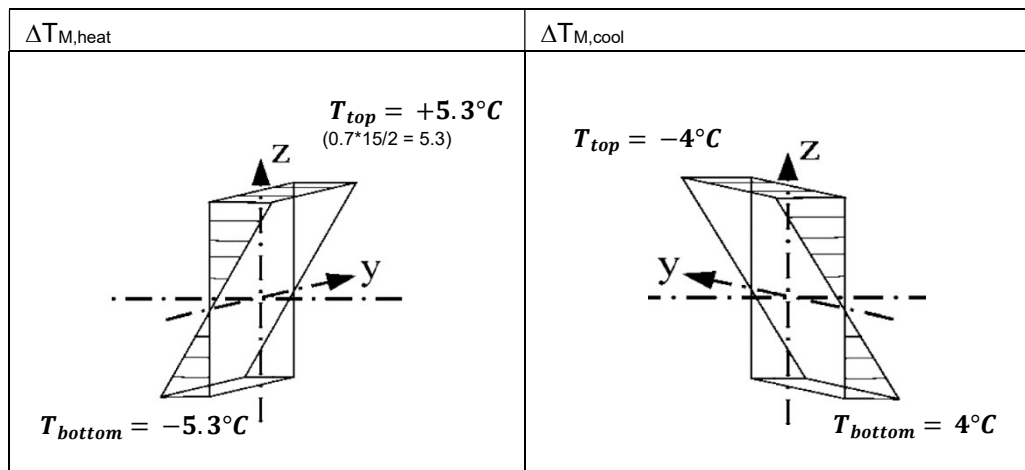
Bijvoorbeeld, voor een dikte van de slijtlaag van 100 mm:

Weg-, voetgangers- en spoorwegbruggen						
Dikte van de slijtlaag	Dektype 1		Dektype 2		Dektype 3	
	Boven warmer dan onder	Onder warmer dan boven	Boven warmer dan onder	Onder warmer dan boven	Boven warmer dan onder	Onder warmer dan boven
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Zonder slijtlaag	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Waterdicht ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Dit zijn de bovengrenswaarden voor een donkere kleur.
 OPMERKING De term 'waterdicht' is bedoeld als 'niet-glanzend, zwarte oppervlakkleur', zoals bij zwart waterproof schuurpapier.

Tabel 32 k_{sur} afhankelijk van de slijtlaagdikte

Dus temperatuursgradiënt verdeelt zich volgens onderstaande figuren:



Figuur 14. Verdeling lineaire temperatuurcomponenten

De NBN EN 1991-1-5 zegt :

“Indien het noodzakelijk is om rekening te houden met zowel het temperatuurverschil $\Delta T_{M,heat}$ (of $\Delta T_{M,cool}$) als het maximumbereik van de gelijkmatige temperatuurcomponent van de brug $\Delta T_{N,exp}$ (of $\Delta T_{N,con}$), aannemend dat ze gelijktijdig optreden (bijvoorbeeld bij portaalconstructies), mag de volgende uitdrukking zijn gebruikt (die als belastingscombinatie behoort te zijn beschouwd)”:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (of } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (of } \Delta T_{N,con}) \quad (6.3)$$

of

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (of } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (of } \Delta T_{N,con}) \quad (6.4)$$

waarbij het meest nadelige effect behoort te zijn gekozen.

Met :

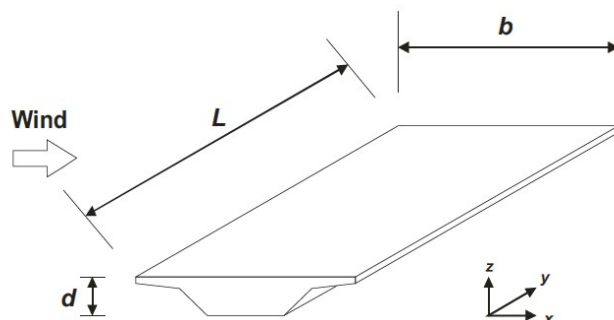
ω_N en ω_M moeten gelijk zijn genomen aan 0,35 respectievelijk 0,75.

5.3.2 Wind

5.3.2.1 Brugdek

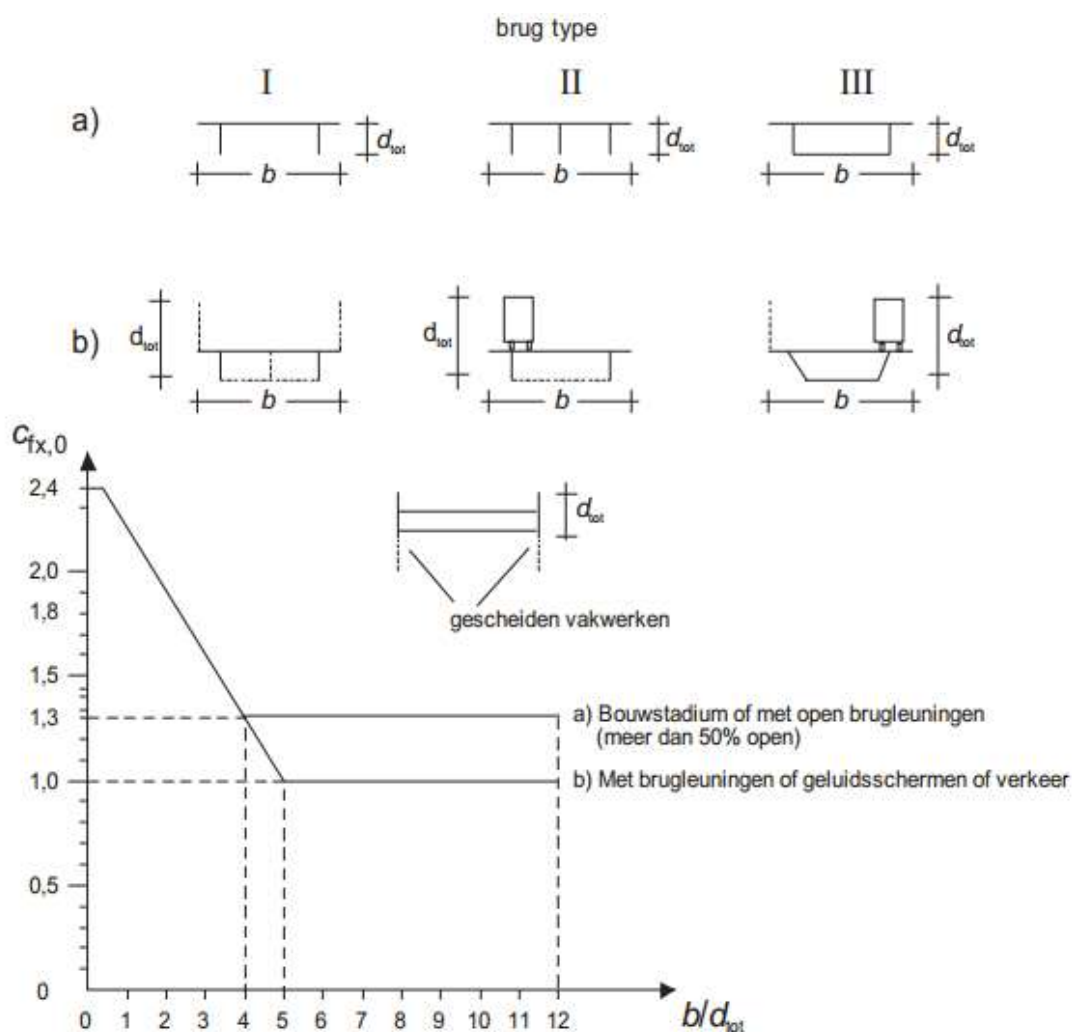
Volgende parameters worden beschouwd:

- Terreincategorie II (NEN-EN 1991-1-4:2011/NB)
- Hoogte: $z \approx 5$ m (Afstand tussen laagste niveau maaiveld en center brugdek) $\geq Z_{min} = 7m \rightarrow 7m$
- $C_{prob} = 1.046$ voor een herhalingsjijd van 100 jaar (zie 2.4.1.1)
- De referentie windsnelheid: $v_b = 24.5$ m/s
- Exposure factor: $c_e(z = 7m) < 2$
- Reference Pressure: $q_b = 407$ N/m² ($0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$)
- Peak pressure: $q_p(z) = 953$ N/m² ($q_b \cdot C_e(z)$)



Figuur 15 - Gebruik van symbolen voor windbelastingen op bruggen

- Krachtcoëfficiënt: C_{fx}



Figuur 16 – Krachtcoëfficiënt voor bruggen : C_{fx}

Windbelasting dwarsrichting

De windkracht in de dwarsrichting is bepaald met onderstaande formule (Eurocode NEN EN 1991-1-4) :

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad \text{met} \quad C = c_e \cdot c_{f,x}$$

De windbelasting is bepaald conform NEN-EN 1991-1-4+A1+C2, paragraaf 8.3.2
De windbelastingfactor C voor bruggen wordt ontleend aan NEN-EN 1991-1-4+A1+C2. De brug bevindt zich in onbebouwd gebied, en de constructiehoogte is kleiner dan 20 m.

b/d_{tot}	$(c_{f,0})$	$z_e \leq 20$ m		$z_e = 50$ m	
		Kust of open zee ($c_e = 3,32$)	Onbebouwd gebied ($c_e = 2,34$)	Kust of open zee ($c_e = 3,90$)	Onbebouwd gebied ($c_e = 3,03$)
$\leq 0,5$	(2,4)	8,0	5,6	9,4	7,3
$\geq 4,0$	(1,3)	4,3	3,0	5,1	4,0

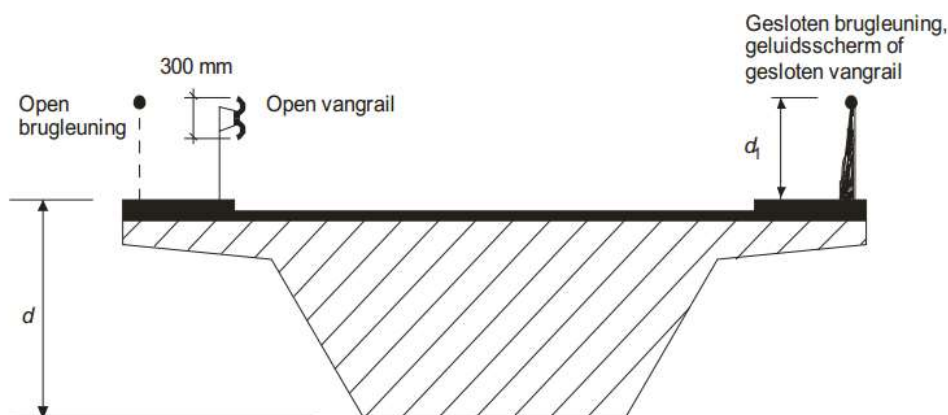
OPMERKING Deze tabel is gebaseerd op de volgende veronderstellingen:

- twee terreincategorieën zijn beschouwd, categorie 0 voor kust of open zee en categorie II voor onbebouwd gebied
- krachtcoëfficiënt $c_{f,x}$ volgens 8.3.1 (1);
- $c_0 = 1,0$;
- $k_f = 1,0$.

Tabel 33. Aanbevolen waarden voor de windbelastingfactor C voor bruggen

$C = 3,0$ voor $z_e \leq 20$ m en $b/d_{tot} (12,4/(2,3)) = 5,4 \geq 4,0$

Het referentieoppervlak A_{ref} wordt bepaald conform NEN-EN 1991-1-4+A1+C2, paragraaf 8.3.1.



Figuur 8.5 — Constructiehoogte te gebruiken voor $A_{ref,x}$

Tabel 8.1 — Constructiehoogte te gebruiken voor $A_{ref,x}$

Afscheidingstype	Aan één kant	Aan beide kanten
Open brugleuning of open veiligheidskering	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Vaste brugleuning of vaste veiligheidskering	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open brugleuning en open veiligheidskering	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

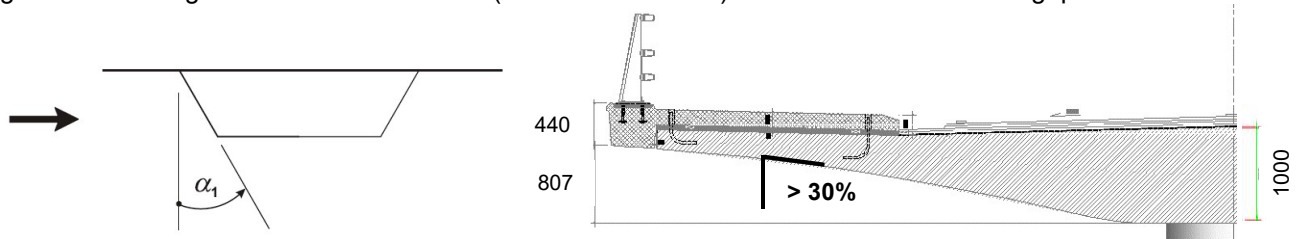
Tabel 34 – $A_{ref,x}$ van de brug

$$A_{ref} = d_{tot} * L_{brug}$$

$$d_{tot} = d + 1,2 = 1 + 1,2 = 2,2 \text{ m}$$

d_{tot} zal verminderd worden omdat een gedeelte van de effectieve zijvlak schuin is. Er zal de nieuwe hoogte d_{tot}^* gebruikt worden.

Hierin mag wanneer de windzijde niet verticaal is de weerstandscoefficiënt $c_{f,x,0}$ zijn gereduceerd met 0,5 % per graad kanteling α_1 ten opzichte van de verticaal, beperkt tot een maximale reductie van 30 %. Hier kan gezien de helling van de schuine vlakken (>30% tov verticaal) 30% reductie worden toegepast.



Figuur 17. Brug met een hellende loefzijde en doorsnede Ooijen

We vinden $d_{\text{tot}} = 0.44 + 0.7 \cdot 0.807 = 1\text{m}$

Dit geeft een windbelasting op de zijkant van het brugdek (gereduceerd door schuine helling) en verhoogd voor 100 jaar (1,046) zie §2.4.1.1

$$\begin{aligned}
 F_{w,x} &= \frac{1}{2} \times p \times (v \times 1.046)^2 \times C \times d_{\text{tot}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,25 / 1000 \times 24,5^2 \times 1,094 \times 3,0 \times (1+1.2) \\
 &= 1.23 \times 2.2 \\
 &= 2.7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Indien de brug inclusief verkeersbelasting beschouwd dient te worden, wordt rekening gehouden met de hoogte van de verkeersband. Deze bedraagt $d_1 = 2.0 \text{ m}$ vanaf bovenkant wegdek.

$$F_{w,x}^* = F_{w,x, \text{verkeer}} = 1.23 \times (2 + (1 - 0.807) + 0.807 \cdot 0.7) = 1.23 \times 2.75 = 3.4 \text{ kN/m}$$

Om het effect van de aanwezigheid van verkeer en dus een gesloten barrier mee te nemen is deze lijnlast meegenomen op de bovenrand van het brugdek.

In praktijk zullen we steeds $F_{w,x}^*$ gebruiken (veilige benadering).

5.3.2.2 In de lengterichting van de brug

Er wordt rekening gehouden met een windbelasting in de lengterichting van de brug, die gelijktijdig optreedt met een even grote windbelasting in dwarsrichting van de brug. Conform NEN-EN 1991-1-4+A1+C2, §8.3.4 bedraagt de windbelasting in de lengterichting 25% van de totale windbelasting loodrecht op de brug voor een plaatliggerbrug en 50% voor een vakwerkbrug. Er wordt hier 40% van de totale lateraal aangrijpende windbelasting aangenomen.

- $F_{w,y} = 0,4 \times 2 \quad \text{kN/m} = 0,80 \text{ kN/m}$ oppervlaktelast op horizontaal geprojecteerd opp
- $F_{w,y \text{ LM1}} = 0,4 \times 2,45 \quad \text{kN/m} = 1 \quad \text{kN/m}$ lijnlast op de bovenzijde van brugdek

5.3.2.3 In de verticale richting van de brug

De nationale bijlage NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB geeft geen waarden voor $c_{f,z}$. In afwezigheid van windtunnelproeven mag de aanbevolen waarde gelijk zijn gesteld aan $\pm 0,9$. Voor de bepaling van de referentiehoogte dient geen rekening gehouden te worden met de aanwezigheid van verkeer op de brug.

- $F_{w,z} = 0,9 \times F_{w,x} / A_{ref,z} = 0,9 \times 0,86 \times A_{ref,x} / A_{ref,z} = 0,9 \times 0,86 \times 2,3 / 12,4 = 0,14 \text{ kN/m}^2$.

5.4 Accidentele belastingsgevallen

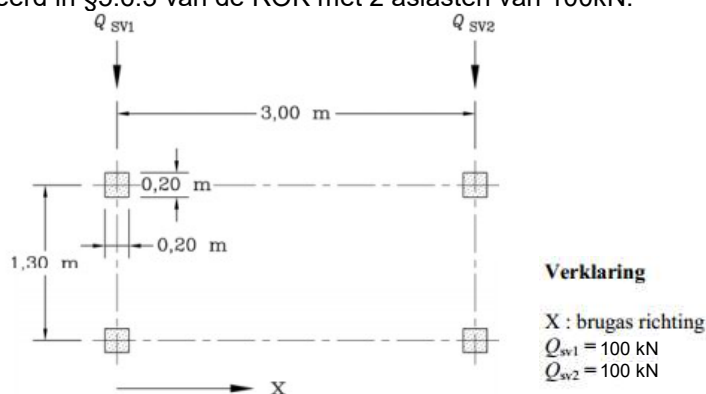
5.4.1 Aanrijding op voetuigkering

Op de brug van Ooijen wordt een specifiek voetuigkerende leuning toegepast. Deze is een gecertificeerde leuning vanuit de markt. De leuning zelf hoeft niet meer getoetst worden maar de dragende betonstructuur moet wel de belasting afkomstig van een impact kunnen opvangen. Er zal gerekend worden met de dwarskracht en moment die ter hoogte van de aansluiting stijl-dek opgevangen dienen te worden en welke aangeleverd worden door de leverancier van de voetuigkering.

5.4.2 Accidenteel voertuig op delen toegankelijk voor voetgangers en fietsers

Het effect van een accidentele belasting op het brugdek in het geval dat een voertuig zich verplaatst buiten de rijbaan op de voetgangerszone wordt beschouwd in het midden van de centrale overspanning. Zo wordt enkel de meest negatieve situatie beschouwd.

Conform ROK wordt rekening gehouden met een dienstvoertuig of de onverwachte aanwezigheid van een voertuig zoals gedefinieerd in §5.6.3 van de ROK met 2 aslasten van 100kN.



Figuur 18. Geometrie wielbelasting

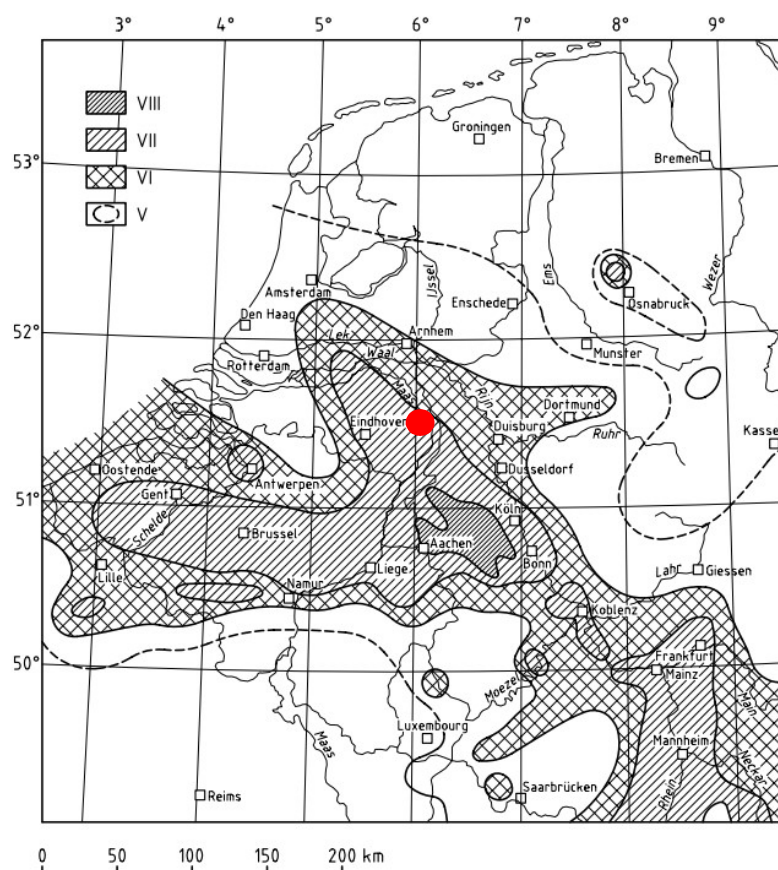
Konform ROK1.3 blz.4.7.1(1)P :

Dit wordt gezien als calamiteit waarbij het tandemstelsel TS van LM1 zich tegen de rand van het brugdek bevindt. UDL van deze rijstrook, de TS van strook 2 en 3 en de overige UDL van LM1 blijven op de positie staan als zijnde zware strook tegen binnenzijde voertuigkering.

5.4.3 Aardbeving

In de gebieden waar aardbevingen kunnen optreden, moet zijn gerekend met een horizontale versnelling in de ondergrond. De gebieden waar een aardbeving kan voorkomen, moeten zijn ontleend aan de NEN 6702, Figuur 19.

De in rekening te brengen horizontale versnellingen moeten zijn ontleend aan tabel 13 van de NEN 6702. De in rekening te brengen verticale versnellingen zijn gelijk aan 2/3 van de horizontale versnellingen.



Figuur 19. Aardbevingsgevoelige gebieden in Nederland en de omliggende gebieden

De Brug van Ooijen ligt in een aardbevingsgebied met intensiteit VII. De bijbehorende horizontale bodemversnelling bedraagt: $a_{gr} = 1 \text{ m/s}^2$ (zie Tabel 35). We moeten nog een factor op de versnelling toepassen om rekening te houden met een ontwerplevensduur van 100 jaar (klasse CC3). Op basis van NEN-EN 1998-2 vinden we $a_g = 1.3 \cdot a_{gr} = 1.3 \text{ m/s}^2$

De aardbevingsbelasting is conform ROK 1.0 een kortdurende belasting met een onvoorspelbaar karakter. De aardbevingsbelasting kan geschematiseerd worden tot een quasi-statische belasting en de responsberekening bijgevolg tot een quasi-statische berekening ¹⁾.

¹⁾ De aardbevingsbelasting kan ook met de uitgebreide methode volgens de NEN-EN 1998-1:2004 worden berekend.

Intensiteit	Omschrijving	Versnelling m/s ²
VIII	Vernielend; paniek; algemeen schade aan gebouwen; zwakke bouwwerken gedeeltelijk vernield	2
VII	Zeer sterk; schade aan vele gebouwen; schoorstenen breken af; golven in vijvers; kerkklokken geven geluid	1
VI	Sterk; schrikreacties; voorwerpen in huis vallen om; bomen bewegen; weinig-solide huizen worden beschadigd	0,5
V	Vrij sterk; algemeen gevoeld; opgehangen voorwerpen slingeren; klokken blijven stilstaan	0,2
IV	Matig; door velen gevoeld; trilling als van zwaar verkeer; rammelen van ramen en deuren	0,1
III	Licht; door enkele personen gevoeld; trilling als van voorbijgaand verkeer	0,05
II	Zeer licht; slechts onder gunstige omstandigheden gevoeld	0,02
I	Alleen door seismografen geregistreerd	0,01

Tabel 35. Optredende horizontale versnellingen volgens de Modified Mercalli Scale (1931)

Er zal een grond klasse C in de volgende tabel van de NEN EN 1998-1 & 3.1.2. gekozen worden :

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Tabel 36. Optredende horizontale versnellingen volgens de Modified Mercalli Scale (1931)

5.5 Krimp en Kruip

Het effect van krimp en kruip is toegepast in overeenstemming met de verschillende bouwfasen. De waarden van krimp en kruip zijn afhankelijk van T_0 (begin uitharden beton), de duur van de kruip, de temperatuur en de luchtvochtigheid. We kiezen de volgende hypothesis:

- $T_0 = 7$ dagen (ouderdom in dagen van het beton op het moment van belasten),
- Cement : klasse N of S (te bepalen tijdens de ontwerpfase)
- Temperatuur = 20°C
- RV = 80% (relatieve vochtigheid)

Het effect van krimp moet beperkt worden door het gebruik van een geschikte fasering. Het zal misschien ook nuttig worden een slow-hardning cement te gebruiken (gereduceerde krimp effect).

De effecten van krimp en kruip worden automatisch door Sofistik 2016 en op basis van de NEN EN 1992-1-1 (§3.1.4) berekend. De Sofistik methode bevat de fasering van de brug en het zal in de volgende fase van het project geïntegreert worden.

We gebruiken voor de haalbaarheidsstudie (zie hoofdstuk 10) een equivalente uniform temperatuur. Dit waarde wordt met een cement van klasse S op basis van de volgende procedure berekend:

1. Beton : Sterkte		EN 1992-1-1 : 2004 - Hoofdstuk 3.1.2
1.1 Betonsterkteklasse		
$f_{ck} =$	C40/50 40 MPa	Sterkteklassen voor beton Karakteristieke cilinderdruksterkte van beton na 28 dagen
1.2 Druksterkte van beton op een ouderdom t		
$t_0 =$	28 S dagen	Ouderdom van beton op het moment van belasten ($t \geq 3$ dagen) Type cement
$s =$	0,38	Een coëfficiënt die afhangt van de soort cement
$\beta_{cc}(t_0) =$	1,00	Coëfficiënt die afhangt van de ouderdom t van het beton
$f_{cm} =$	48,00 MPa	Gemiddelde druksterkte op 28 dagen
$f_{cm}(t_0) =$	48,00 MPa	Gemiddelde druksterkte van beton op een ouderdom van t_0 dagen
$f_{ck}(t_0) =$	40,00 MPa	Druksterkte van beton te specificeren op een ouderdom van t_0 dagen
$f_{cm} =$	3,51 MPa	Gemiddelde druksterkte op 28 dagen
$f_{cm}(t_0) =$	3,51 MPa	Gemiddelde druksterkte op een ouderdom van t_0 dagen
2. Beton : elastische vervorming		
EN 1992-1-1 : 2004 - Hoofdstuk 3.1.3		
2.1 E_{cm} = elasticiteitsmodulus van beton (secantwaarde tussen $\sigma_c = 0$ en $0,4f_{cm}$)		
$E_{cm} =$	35 GPa	Elasticiteitsmodulus van beton (secantwaarde)
2.2 Elasticiteitsmodulus van beton op een ouderdom t		
$E_{cm}(t_0) =$	35,22 GPa	Elasticiteitsmodulus op een ouderdom van t_0 dagen

3. Beton : krimp		EN 1992-1-1 : 2004 - Hoofdstuk 3.1.4 et Bijlage B
$RH =$	80 %	Relatieve vochtigheid
$A_c =$	7.26 m ²	Oppervlakte van de dwarsdoorsnede van beton
$u =$	2475 cm	Omtrek van dat deel van de dwarsdoorsnede dat is blootgesteld aan uitdroging
$h_o =$	587 mm	Fictieve dikte (mm) van de dwarsdoorsnede
$t =$	10000 dagen	Ouderdom van het beton
3.3 Uitdrogingskrimpvorkting ϵ_{cd}		
$t_s =$	3.00 dagen	Ouderdom van het beton (dagen) aan het begin van de uitdrogingskrimp (of zwellung)
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.95	
$\epsilon_{cd}(t) =$	0.13 mm/m	Uitdrogingskrimpvorkting op een ouderdom van t dagen
3.4 Autogene krimpvorkting ϵ_{ca}		
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.08 mm/m	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	
$\epsilon_{ca}(t) =$	0.07 mm/m	Autogene krimpvorkting op een ouderdom van t dagen
3.5 Totale krimpvorkting ϵ_{cs}		
$\epsilon_{cs}(t) =$	0.200 mm/m	Totale krimpvorkting op een ouderdom van t dagen

Op basis van $\epsilon_{cs}(t)$ kunnen we de equivalente temperatuur berekenen:

$$\Delta T_{cs} = \epsilon_{cs}(t) / \alpha = 0.2/1000/1,0 \cdot 10^{-5} = 20^{\circ}\text{C}$$

Met α : thermische expansiecoëfficiënt = $1,0 \cdot 10^{-5}$ per $^{\circ}\text{C}$ (voor $T < 100^{\circ}\text{C}$).

Omdat het krimpeffect afhangt van parameters (bvb. de fasering) die niet bepalend zijn in deze fase van het project zullen we de belastingsgeval ΔT_{cs} als veranderlijke belasting gebruiken.

Nota : effect van de hydratatiekrimp zal ook is DO gevalueerd worden.

6. BELASTINGCOMBINATIES

6.1 Belastingfactoren

De belastingsfactoren worden ontleend aan NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB. De brug dient berekend te worden voor CC3, ontwerplevensduur van 100 jaar.

6.1.1 Uiterste grenstoestand

Rekenwaarde voor de belastingen EQU (Groep A) :

Rekenwaarde voor belastingen in blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties (EQU) (Groep A)	
Blijvende ontwerpsituaties	Bouwfasen
Permanente belastingen	Permanente belastingen
$\gamma_{G,sup} = 1.05$ $\gamma_{G,jnf} = 0.95$ $\gamma_{P,fav} = 1.0$ $\gamma_{P,unfav}^{1)} = 1.2$	$\gamma_{G,sup} = 1.05$ $\gamma_{G,jnf} = 0.95$ $\gamma_{P,fav} = 1.0$ $\gamma_{P,unfav}^{1)} = 1.2$
Veranderlijke belastingen	Veranderlijke belastingen
$\gamma_Q^{2)} = 1.35$ Verkeersbelastingen $\gamma_Q^{2)} = 1.50$ Overige veranderlijke belastingen	$\gamma_Q^{2)} = 1.35$ Constructiebelastingen $\gamma_Q^{2)} = 1.50$ Overige veranderlijke belastingen
¹⁾ Voor toetsing lokale effecten NEN-EN ²⁾ 0 in geval gunstig	

De bovengenoemde belastingfactoren gelden voor de situatie waarbij evenwichtstoestanden moeten worden gecontroleerd.

Rekenwaarde voor de belastingen STR/GEO (Groep B) :

Rekenwaarde voor belastingen in blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties (STR/GEO) (Groep B)
Permanente belastingen
$\gamma_{G,sup}^{1)} = 1.40 / 1.25$ $\gamma_{G,inf} = 0.9$ $\gamma_{G,set}^{2)} = 1.2$
1) Deze waarde geldt voor: eigengewicht van de constructieve en niet-constructieve elementen, ballast, grond, grondwater en vrij water, wegneembare belastingen, enz. 2) $\gamma_{G,set} = 1.35$. In geval van een niet-lineaire berekening voor ontwerpsituaties waar belastingen afkomstig van ongelijke zettingen ongunstige effecten kunnen hebben. Voor ontwerpsituaties waar belastingen afkomstig van ongelijke zettingen gunstige effecten kunnen hebben, moeten deze belastingen niet in rekening gebracht worden.
Veranderlijke belastingen
$\gamma_Q = 1.50$ Verkeersbelastingen (0 in geval gunstig) $\gamma_Q^{4)} = 1.65$ Overige veranderlijke belastingen (0 in geval gunstig)
4) Deze waarde geldt voor: veranderlijke horizontale gronddruk door grond, drondwater, vrij water en ballast, gronddruk door bovenbelasting door verkeer, aerodynamische belastingen door verkeer, wind- en thermische belastingen, enz.

Rekenwaarde voor de belastingen STR/GEO (Set C) :

Rekenwaarde voor belastingen in blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties (STR/GEO) (Set C)
Permanente belastingen
$\gamma_{G,sup}^{1)} = 1.0$ $\gamma_{G,inf} = 1.0$ $\gamma_{G,set}^{2)} = 1.0$
1) Deze waarde geldt voor: eigengewicht van de constructieve en niet-constructieve elementen, ballast, grond, grondwater en vrij water, wegneembare belastingen, enz. 2) $\gamma_{G,set} = 1.0$. In geval van een niet-lineaire berekening voor ontwerpsituaties waar belastingen afkomstig van ongelijke zettingen ongunstige effecten kunnen hebben. Voor ontwerpsituaties waar belastingen afkomstig van ongelijke zettingen gunstige effecten kunnen hebben, moeten deze belastingen niet in rekening gebracht worden.
Veranderlijke belastingen
$\gamma_Q = 1.15$ Verkeersbelastingen (0 in geval gunstig) $\gamma_Q^{4)} = 1.3$ Overige veranderlijke belastingen (0 in geval gunstig)
4) Deze waarde geldt voor: veranderlijke horizontale gronddruk door grond, drondwater, vrij water en ballast, gronddruk door bovenbelasting door verkeer, aerodynamische belastingen door verkeer, wind- en thermische belastingen, enz.

Rekenwaarde voor belastingen in de uitengewone- en de aardbevingsontwerpsituaties

De ontwerpwaarde voor γ voor alle niet-aardbevingsbelastingen moeten gelijk genoemd zijn aan 1.0. Er zijn geen bijzondere aardbevingsontwerpsituaties voorgeschreven.

6.1.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand

De ontwerpwaarde voor voor alle verkeers- en andere belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand moeten gelijk zijn genomen aan 1,0. (NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB)

6.1.3 Momentaanfactoren

Momentaanfactoren voor verkeersbruggen zijn ontleend aan tabel A.2.1 van NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB. Deze waarden zijn weergegeven in Tabel 37.

Belasting	Symbool	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkeersbelastingen (zie NEN-EN 1991-2+C1, tabel 4.4)	gr1a (LM1 + voetgangers- of fietspad-belastingen)	0,8	0,8	0,4
	TS		0,8	
	UDL		0,8	
	Horizontale belasting		0,8	
	voetgangers- + fietspad-belastingen		0,8 ^d	
	gr1b (enkele as)	0	0,8 ^b	0
	gr2 (horizontale krachten dominant)	0,8	0,8 ^c	0
	gr3 (voetgangersbelastingen)	0	0,8 ^b	0
	gr4 (LM4 – belasting door een menigte)	0	0,8 ^b	0
	gr5 (LM3 – speciale voertuigen) TS	0	0,8 ^b	0
	UDL		0,8 ^b	
	Horizontale belastingen		0,8 ^b	
	Speciaal voertuig		1,0 ^b	
Windkrachten	F_{wk} blijvende ontwerpsituatie	0,3	0,6 ^b	0
	uitvoering	0,8	0	0
	F_W^*	1,0	0	–
Thermische belastingen	T_k	0,3	0,8 ^b	0,3 ^a
Sneeuwbelastingen	$Q_{Sn,k}$ blijvende ontwerpsituatie	0	0	0
	uitvoering	0,6	0	0
Belastingen tijdens de bouw	Q_c	1,0	0	1,0
^a In de uiterste grenstoestand mag voor ψ_2 voor thermische belasting de waarde 0 zijn aangehouden. ^b Voor aanrijding op of onder de brug en aanvaring is $\psi_1 = 0$. ^c Voor scheurvormingsberekeningen van beton zijn de verschillende waarden van ψ_1 gelijk aan de waarden behorend bij gr1a. ^d Voor scheurvormingsberekeningen van beton moet $\psi_1 = 0,4$ zijn aangehouden. OPMERKING Groepen verkeersbelastingen hoeven niet met elkaar te zijn gecombineerd.				

Tabel 37. Momentaanfactoren per belastingsgeval voor bruggen voor wegverkeer

6.1.4 Gelijktijdige belastingsgevallen

Er worden volgende gelijktijdig optredende belastingsgevallen in beschouwing genomen.

Belasting	Belastingscombinaties												
	gr1a	gr1b	gr2	gr3	gr4	gr5	W ^b		T ^b		S	A1 ^{a,b}	
TS	1	0	0,8	0	0	0,8	0,8	0,64	0,8	0,64	0	0,8	0,64
UDL	1	0	0,8	0	0	0,8	0,8	0,64	0,8	0,64	0	0,8	0,64
Enkele as	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Horizontale belasting	0,8	0	1	0	0	0,8	0,64	0,8	0,64	0,8	0	0,64	0,8
Voetpaden	0,4	0	0,4	1	1	0	0,32	0,32	0,32	0,32	0	0,32	0,32
Mensenmenigte	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Bijzondere voertuigen	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Wind ^c F_{wk} F_w^*	0,3	0	0,3	0	0	0,3	1	1	0,3	0,3	0	0	0
	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Temperatuur	0,3	0	0,3	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1	1	0	0	0
Sneeuw	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Impact op of onder de brug	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Aardbevingsbelasting	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
^a A1 = aanrijding op of onder de brug en aanvaring. ^b Bij deze combinaties is in eerste kolom gr1a $\times \psi_0$ en de tweede kolom gr2 $\times \psi_0$. Voor de definitie van de groep verkeersbelasting gr1a en gr2 zie NEN-EN 1991-2+C1. ^c Waar verkeersbelasting op (delen van) de brug aanwezig is, mag zijn gerekend met F_w^* in plaats van F_{wk} .													

Tabel 38. ψ -waarden voor belastingscombinaties STR – wegverkeersbruggen en bruggen voor langzaam verkeer

De grootste waarde van F_w^* en $\psi_0 F_{wk}$ moet zijn toegepast.

Bovenstaande tabel is de uitwerking van uitdrukking (6.10b). In de tabel zijn de blijvende belastingen en de voorspanning niet aangegeven. Voor ongunstig werkende blijvende belastingen is γ afhankelijk van de gevolklasse en voor gunstig werkende blijvende belastingen geldt $\gamma = 0,90$. Voor de voorspanning moet de voorgeschreven waarde voor γ overeenkomstig het relevante Eurocode-deel worden aangehouden. Voor de combinaties gr1 – gr5, W, T en S geldt uitdrukking (6.10) van NEN-EN 1990+A1+A1/C2; voor A1 en A2 gelden de uitdrukkingen (6.11) en (6.12) van NEN-EN 1990+A1+A1/C2.

6.2 Combinaties

6.2.1 Uiterste grenstoestanden (UGT)

De belastingscombinaties zijn ontleend aan NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB.

De volgende ULS belastingscombinaties worden toegepast:

6.2.1.1 Fundamentele combinatie

$$\bullet \quad \Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\bullet \quad \Sigma \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

De volgende combinaties zijn ontleend aan de NEN-EN 1990+A1+A1/C2:

6.2.1.2 Bijzondere combinaties:

$$\bullet \quad \Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ of } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

Opgelegde vervormingen (krimp, kruip, temperatuur en steunpuntszetting) worden in de Uiterste Grenstoestand combinaties in beschouwing genomen, omdat deze een wezenlijke invloed hebben op de krachtsverdeling van de integrale constructie.

6.2.1.3 Aardbeving:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Voor γ_1 geldt 1.0 volgens NEN-EN 1998-2+C1, § 2.1 (6), voor verkeersbruggen met intensief verkeer wordt in de bijzondere – en aardbevingcombinatie $\psi_{2,i} = 0.2$ aangehouden (NEN-EN 1998-2+C1, §4.1.2 (4)).

6.2.1.4 Vermoeiing

De basiscombinatie voor de niet wisselende belastingen is gedefinieerd als de frequente combinatie voor de BGT:

$$\Sigma G_{k,j} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{k,i}$$

De wisselende belastingen moeten worden gecombineerd met de frequente combinatie:

$$\Sigma G_{k,j} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{k,i} + Q_{fat}$$

6.2.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT)

Er dient uit gegaan te worden van de volgende combinatieregels, conform NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB

6.2.2.1 BGT: karakteristieke combinaties:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

(onomkeerbare grenstoestanden)

6.2.2.2 BGT: frequente combinaties:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

(omkeerbare grenstoestanden en scheurvorming voor bruggen NEN-EN 1992-2+C1/NB)

6.2.2.3 BGT: quasi-permanente combinaties:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Project :	15.089 GOW – Brug Ooijen	Revision :	1.0
Part :	Uitgangspuntennotitie	Phase :	VO

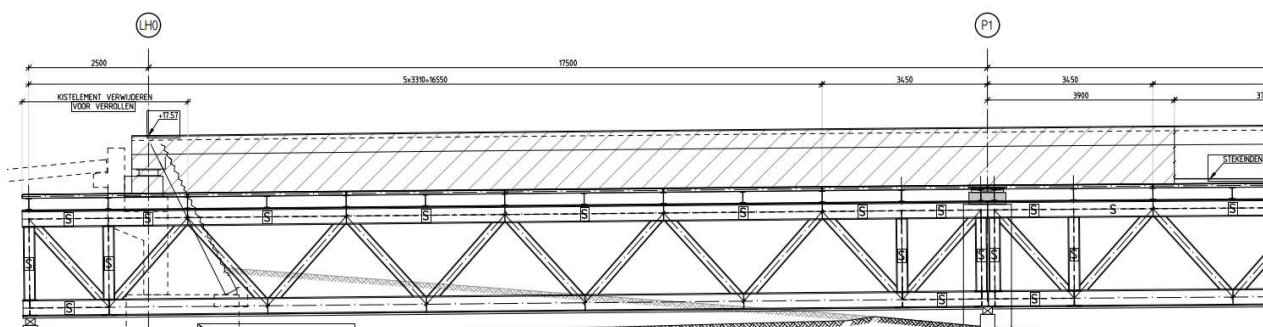
waarin:

- G_k Rustende belasting en eigen gewicht
- P_k Voorspanning
- A_d Bijzondere belastingen
- A_{Ek} Karakteristieke waarde aardbevingsbelasting
- Q_k Variabele belastingen
- Q_{fat} Aslast voor vermoeiing

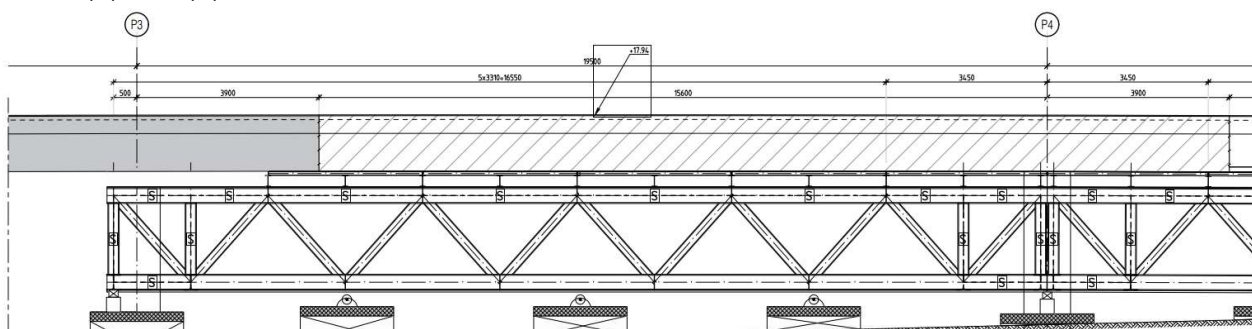
7. BOUWFASERING

De fasering zal in detail in Sofistik 2016 in rekening gebracht worden. Hier zijn de belangrijkste structurele fasen weergegeven. Er is gekozen om de brug veld per veld te storten op een beweegbare bekisting specifiek ontwikkeld voor de bruggen van de oude Maasarm.

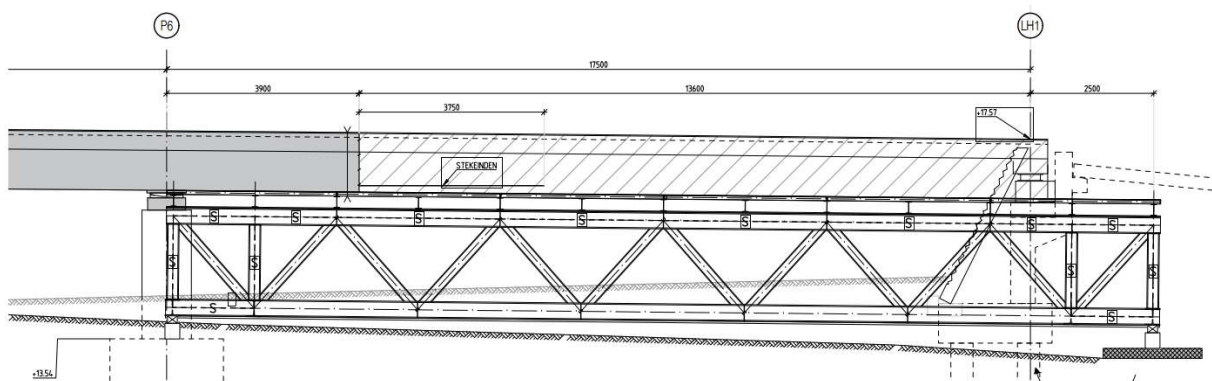
Fase 1 (t_1): Storten van de eerste veld



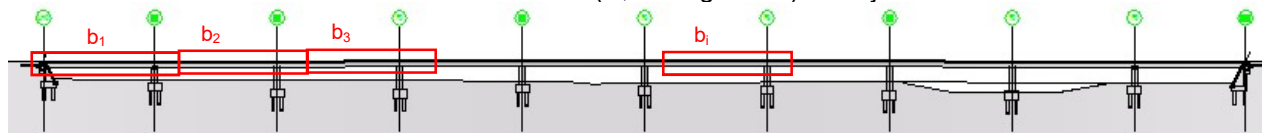
Fase 2 (t_2) tot 9 (t_9): Storten van velden 2 tem 9



Fase 10 (t_{10}): Storten van de laatste veld



Zoals eerder vermeld, wordt de fasering in Sofistik 2016 mee opgenomen in het model. Er zullen groepen beschouwd worden voor elk element van het dek (b_i , zie Figuur 20) dat bij een verschillende fase hoort.



Figuur 20. groepen van elementen voor de modellering van de fasering

Elke fase komt overeen met een stortfase van een beton element. De volgende tabel geeft de hoofdstappen van de modellering van fase 1.

Stapen	t0	t1	t3	t4	...	100 jaren
1	Storten beton Fase 1					
2	Activatie van stijfheid (per stap)					
3	Toepassing Krimp					
4	Ontkisten (activatie eigengewicht)					
5	Toepassing Kruip					
6	Storten beton Fase 2					
n	...					

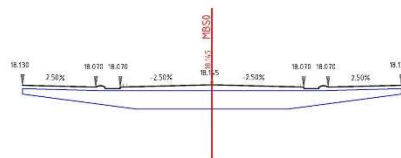
Figuur 21. Modellering van de fasering

De minimale tijd tussen twee openvolgende stortfasen (tussen t_3 en t_4 in Figuur 21) moet door een adequate berekening bepaald worden. Het is hoofdzakelijk afhankelijk van :

- de weerstand van het beton op het beschouwde tijdstip
- het krimp-effect (dat beperkt moet worden).

8.2 Dwarsprofiel

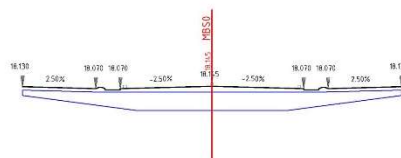
Dwarsprofiel 1
t.o.v. as MBS0, model alm oojen
bij metring 450.000
Schaal 1:100/1:100



12m t.o.v. NAP

Afstand uit de as	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ontwerp hoogte (model dwn oojen)	18.130	18.070	18.000	18.070	18.130
Verhardingsbreedte	2.400	0.800	0.000	0.800	2.400
Maaiveld hoogte (model dtm bgf oojen)	14.506	14.578	14.582	14.586	14.506

Dwarsprofiel 2
t.o.v. as MBS0, model alm oojen
bij metring 650.000
Schaal 1:100/1:100



12m t.o.v. NAP

Afstand uit de as	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ontwerp hoogte (model dwn oojen)	18.130	18.070	18.000	18.070	18.130
Verhardingsbreedte	2.400	0.800	0.000	0.800	2.400
Maaiveld hoogte (model dtm bgf oojen)	14.506	14.578	14.582	14.586	14.506

Figuur 23. Inplanting dwarsprofielen (broon : tekening : 1503332-01454)

9. GEBRUIKTE SOFTWARE

9.1 Rhinoceros

Een driedimensionaal model van de fietsbrug is gemaakt met de 3D-tekenpakket Rhinoceros (versie: SR9).

In dit tekenpakket is het mogelijk om punten, lijnen, NURBS, vlakken en volumes te manipuleren in de ruimte. Rhinoceros kan een extreme precisie in tekenwerk garanderen en kan op alle schaalniveau's worden gebruikt van productontwikkeling voor objecten op microschaal tot schepen, machines, vliegtuigen. Verschillende plug-ins zijn ontwikkeld om het 3D-modelleren te voorzien van meer mogelijkheden, zoals het parametrisch ontwerpen met behulp van Grasshopper (versie Version 0.9.0006). Vanuit deze tekenomgeving is het mogelijk de gemodelleerde geometrie te importeren in de meeste van de gekende eindige elementenpakketen. Daarnaast stelt Rhinoceros de gebruiker ook in staat om op basis van de 3D-modellen aan rapid prototyping te doen.

9.2 Sofistik

De eigenlijke berekeningen worden verricht op basis van het EE-model opgesteld in Sofistik. Voor de berekeningen wordt een eindige elementenmodel (EE-model) van het fietsbrug gemodelleerd in het eindige elementenpakket Sofistik.

9.2.1 Building/Steel construction

9.2.1.1 General Features/ Pre-processing

- General 3D FE modelling
- Beam, Shell, Volume, Cable, Truss, Spring and Pile Finite Elements
- Graphical pre-processing with AutoCAD® (SOFiPLUS) and Autodesk® Revit® Structure (BIM)
- Rhinoceros® Interface: FE meshing for NURBS surfaces (freeform areas)
- IFC 2x3 structural view interface (e. g. Dlubal RFEM/RSTAB)
- Cross-Section Editor in SOFiPLUS
- Dialog based user interface (SOFiTiK Structural Desktop)
- Thick-walled, thin-walled and FE cross sections
- Arbitrary solid and plate-welded-sections
- Graphical input for slab and beam post-tensioning
- Parametric input language (CADINP)
- Interactive graphical post-processing and plotting
- Tabular output / Excel interface / .pdf export
- FE results export for SOFiCAD reinforcement detailing and BAMTEC

9.2.1.2 Analysis

- Linear, 2nd-Order theory (P-Delta) and full geometric nonlinear analysis
- Parallel sparse-solver (32- and 64-Bit, Windows and LINUX)
- Dynamic and buckling eigenvalue analysis
- Construction stage analysis
- Tensile failure for elastic bedding
- Soil-structure interaction with elastic halfspace and pile elements
- Nonlinear spring effects (crack, gap, yielding etc.)
- Individual work laws for springs and hinges
- Warping torsional degree of freedom for beams
- Material nonlinear analysis for beams
- Nonlinear RC material model for plate and shell elements (realistic stiffness, crack prediction etc.)

- Nonlinear layered shell element (e.g. steel plastification, sandwich-glass, timber / OSB)
- Global imperfections from scaled eigenmodes
- Automatic determination of time-dependent effects (creep, shrinkage and relaxation)
- Library of standard steel profiles with profile family optimization
- Heat transfer analysis Loading/ Design-Features
- Mesh independent loading
- Load distribution surfaces/areas
- Hydrostatic/Fluid loading
- Wind loading (EN 1991-1-4, SNIP and physical wind profiles)
- Library of earthquake spectra (EN 1998, SIA, I-DM, UBC/IBC, SNIP etc.)
- Nonlinear capacity spectra (Push-Over)
- Elastic stress design, section classification, nonlinear interaction and plastification for steel sections
- Centric buckling and LTB checks (EN 1993)
- Steel and composite class 4 sections with automatic determination of effective widths acc. t. EN 1993-1-5
- RC bending and shear design for various codes
- RC serviceability and stress checks
- Prestressed concrete design and stress checks
- Automatic punching determination and checks
- Integrated (downstand) beam design
- Connection design acc. t. EN 1993 (FIDES STEELCON)

9.2.2 Bridge Design

9.2.2.1 General

- General 3D FE modelling
- Beam, Shell, Volume, Cable, Truss, Spring and Pile Finite Elements
- Linear, 2nd order theory (P-Delta) and full geometric nonlinear analyses
- Parallel sparse-solver (32- and 64-Bit, Windows and LINUX)
- Influence line evaluation with automatic enveloping (ELLA)
- Transverse influence lines for multi-girder and shell systems
- Dynamic and buckling eigenvalue analysis
- Linear and nonlinear construction stage analysis
- Automatic determination of time-dependent effects (creep, shrinkage and relaxation)
- Contact elements for ILM System/ Cross-Sections
- Axis-based parametric input technology (CABD)
- Graphical axis, cross-section, super- and substructure modeling in SOFiPLUS
- Automatic cross-section interpolation along bridge axes
- Non-effective cross-sectional areas
- Composite sections with shear connector
- Cross-sectional construction stages Pre-/ Post-tensioning
- Library of prestressing systems
- Beam and shell prestressing
- Cubic 3D spline geometry
- Internal and external tendons
- Friction loss calculation
- Tensioning force diagrams

9.2.2.2 Loading

- Load models to DIN-FB101, EN 1991-2, BS 5400, EHE, AASHTO, UIC
- Automatic loadcase combinations and superpositioning
- Automatic track division relative to axis
- Evaluation of load groups
- Temperature, bearing change, wind and impact loading

9.2.2.3 Design

- Ultimate limit state checks (ULS)
- Serviceability limit state checks (SLS)
- Fatigue checks for reinforcement steel
- Eurocodes EN 1992, 1993, 1994 and 1999
- National Annexes of Austria, Denmark, Finland, France, Germany, Italy, Netherlands, Norway, Spain, Sweden, U.K.
- AASHTO 2004, 2010 (LRFD), ACI 318-08, AISC 2005
- AS 3600, 5100
- BS 5400, 5950, 8110 (opt. HongKong Concrete Model)
- DIN 1045-88, 1045-1:2008, 4227, 18800, 1052:2008
- DIN-FB 102-104
- F-BAEL 91 révisées 99
- OEN 4700, 4750
- SIA 262, 263, 265, 162
- SNIP 52.101-2003, II 01.03-89 (GOST Certificate)

9.2.3 **Dynamics**

9.2.3.1 General

- Parallel buckling and eigenvalue solver (32 and 64 bit)
- Methods: Simultaneous Vector Iteration and Lanczos
- Optional filtering for positive buckling values
- Direct integration of equations of motion for time-step methods with arbitrary damping
- Steady-state oscillations and excitation via spectra
- Consistent/diagonalized masses and damping matrices
- Spring elements, boundary and FLEX elements
- Damping elements (Rayleigh)
- Library of response spectra (DIN 4149, EN 1998, I-DM, SIA, SNIP, IBC etc.)
- Artificial earthquake from energy, velocity and acceleration spectra
- Sign compatible superpositioning of corresponding internal forces for spectra
- SRSS and CQC superpositioning as well as absolute additions
- Harmonised CQC and SRSS superpositioning for sign information
- Stationary response with frequency spectra
- Damping properties different for individual groups
- Time-history with modal calculation and direct integration

9.2.3.2 Advanced Dynamics

- Rolling stock
- Train-bridge interaction
- Dynamic contact problems
- Dynamic soil-structure interaction with Halfspace (SBFEM)
- Load functions for pedestrian loads
- Determination of non-linear capacity spectra (Push-Over)
- Dynamic wind properties for cross sections (incl. Scanlan-Derivatives)
- Production of artificial wind patterns for dynamic time-step analysis in bridge construction

9.3 D-Foundation

D-Foundations staat voor "CPT based foundation engineering". Tijdens het sonderen worden continu de conusweerstand en wrijving gemeten. Deze gegevens zijn ideaal voor de berekening van funderingen op palen om daarmee het draagvermogen van palen te bepalen. Met dit als uitgangspunt zijn normen, leidraden en rekentechnieken in Nederland en België tot stand gekomen voor het ontwerpen en toetsen van funderingen op druk- en trekpalen, evenals funderingen op staal. D-Foundations (voorheen MFoundation) verscheen voor het eerst in 1990 en is zo goed als het defacto ontwerpgereedschap voor paalfunderingen in Nederland en België.

D-Foundations werkt volgens de Eurocode 7 met zowel de Nederlandse als de Belgische Annex. Het programma wordt in eerste instantie gebruikt tijdens het voorontwerp. Na het voorontwerp kan D-Foundations gebruikt worden om de hele fundering te toetsen aan de norm, wat resulteert in een uitgebreid verificatierapport. Naast het gebruik van de standaard norm parameters kunnen gevorderde gebruikers zelf factoren en parameters definiëren voor meer specialistische berekeningen.

9.3.1 Invoer van grondparameters

Sondeergegevens kunnen in verschillende formaten worden ingelezen, zoals het Geotechnical Exchange Format (GEF) en het oudere SON-format. Dit kan door direct, online sonderingen uit de DINO-database van TNO in te lezen. Daarnaast wordt ook het format van sonderingen uit de Database Ondergrond Vlaanderen (DOV) ondersteund. Verder kunnen sonderingen op papier met behulp van GEFPlotTool gedigitaliseerd worden. Na het inlezen van een sondering, stelt de automatische sondeerinterpretatie een grondprofiel voor dat bestaat uit in de norm beschreven standaard grondsoorten. Deze kunnen door de gebruiker aangepast worden.

9.3.2 Standaard parameters

Alle standaard parameters uit Eurocode 7 zijn in D-Foundations opgenomen (zoals grondparameters en paalfactoren).

10. HAALBAARHEIDSTUDIE

10.1 Inleiding

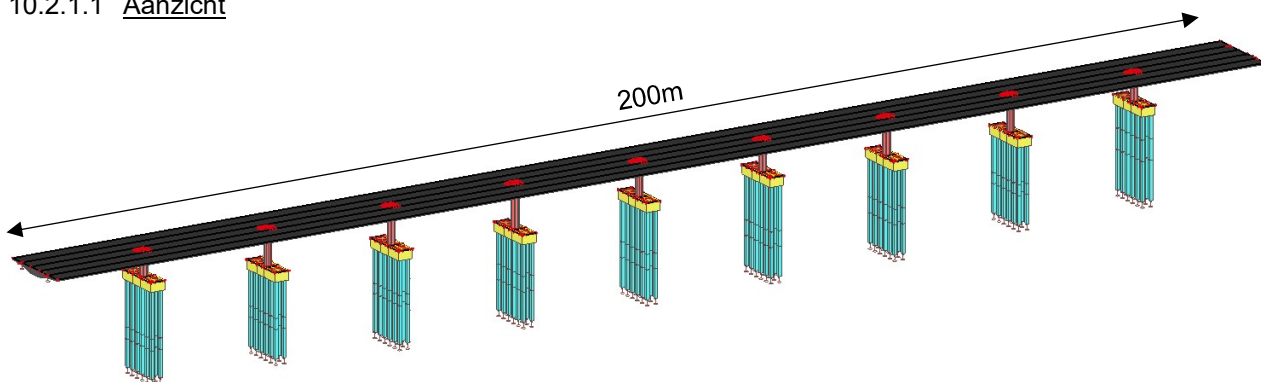
In deze fase van het project (VO) wordt het model in SCIA 2016 gemaakt. De faseringseffecten worden hier niet in rekening gebracht. Zoals hiervoor aangegeven zijn er twee modellen (slap en stijf model). Voor elk element wordt het meest ongunstig model gebruikt.

Er zal voor elke onderdelen van de brug een toetsing volgens de belangrijkste UGT en GGT criteria uitgevoerd worden. De vermoeiingstoets zal in de volgende fase van het project bestudeerd worden.

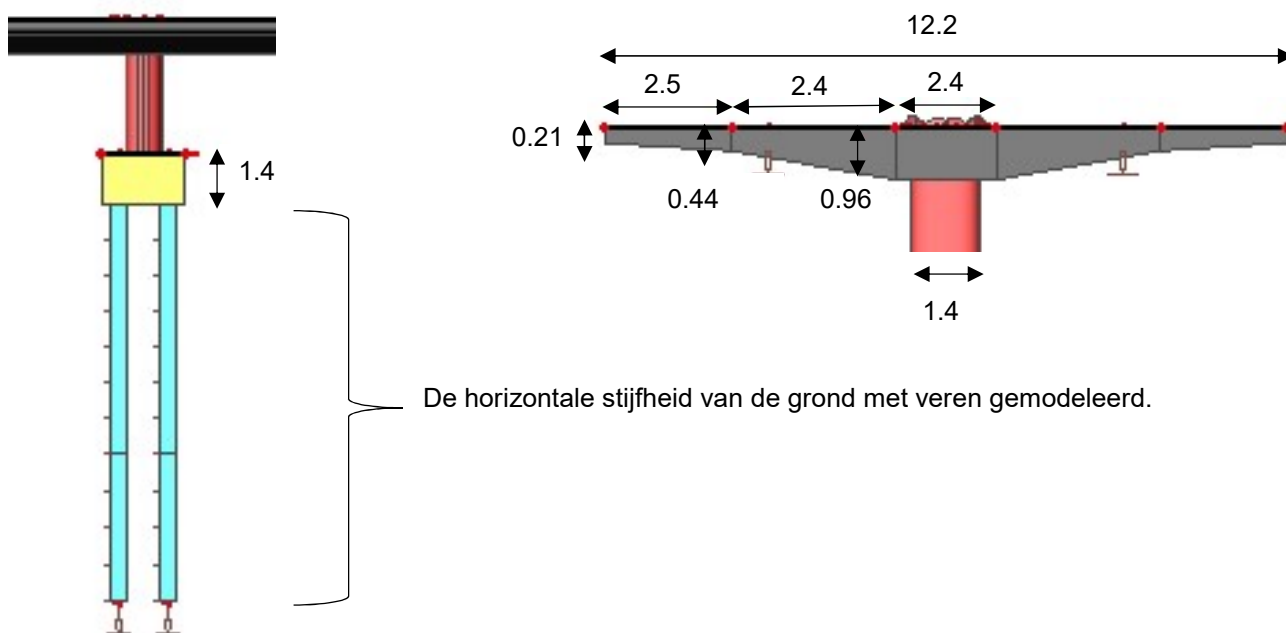
10.2 Modellingering

10.2.1 Geometrie

10.2.1.1 Aanzicht



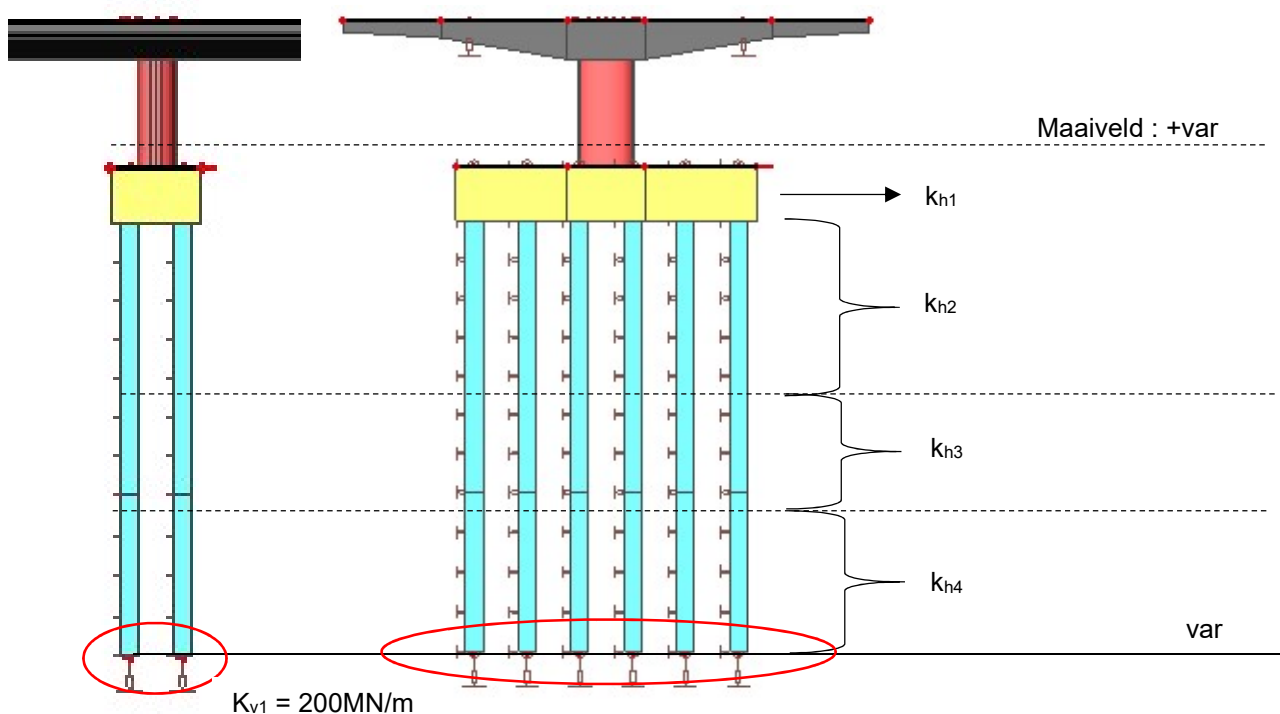
10.2.1.2 Doorsnede



10.2.2 Steunpuntsvoorwaarden

10.2.2.1 Pijlers

De vierkante palen zijn vierkante prefab beton elementen 45x45cm.



Voor interactie tussen het kunstwerk en de ondergrond moeten beddingsconstanten (k_{hi}) bepaald worden. De berekening van de beddingsconstanten wordt met behulp van de Ménard theorie uitgevoerd (zie §4.8.1). Ter herinnering wordt de vergelijking hieronder gegeven :

$$\frac{1}{k_h} = \begin{cases} \frac{1}{3E_p} \left[1.3R_0 \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha R \right] & \text{als } R \geq R_0 \\ \frac{2R}{E_p} \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18} & \text{als } R < R_0 \end{cases}$$

Hierin is:

- $R_0 = 0,3\text{m}$ (de referentiestraal)
- $R = D/2 = 450/2 = 225 \text{ mm}$ (de straal van de paal ~0,3m)
- $E_p \sim \beta \cdot q_c = 0.7 \cdot q_c$ (Elasticiteitsmodulus volgens Ménard) [kPa]
- $\alpha = 1/3$
- $\beta = 0.7$
- q_c is een benadering van de conusweerstand per grondlaag [MPa]

We hebben $R < R_0$:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{2R}{E_p} \frac{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}{18}$$

$$k_h = \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \frac{E_p}{2R}$$

$$k_h = \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \frac{0.7}{D} q_c$$

$$k_h = \frac{18}{4 \cdot \frac{2.65}{3} + 3 \cdot \frac{1}{3}} \frac{0.7}{0.45} q_c$$

$$k_h \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right] = 4.28 q_c$$

of

$$k_h \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right] = 4.28 D q_c = 1.9 q_c$$

De volgende tabel (Tabel 39) geeft de beddingsconstanten (k_{hi}) per laag voor de verschillende assen van de kunstwerk.

As	$l_{paal} = 0.45 \text{ m}$	Niveau sup	Niveau inf	q_c	k_h	$k_{h,min} (/ \sqrt{2})$	$k_{h,max} (* \sqrt{2})$
		[m] Nap	[m] Nap	[Mpa]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
P1 en P2	Laag1	15	6	9	17	12	25
	Laag2	6	0	15	29	20	41
	Laag3	0	-10	35	67	48	95
P3 tot P6	Laag1	15	5,8	8	15	11	22
	Laag2	5,8	3,5	15	29	20	41
	Laag3	3,5	-10	35	67	48	95
P7	Laag1	14,8	6,2	7	13	10	19
	Laag2	6,2	4,7	28	54	38	76
	Laag3	4,7	0	5	10	7	14
	Laag4	0	-10	34	66	46	93
P8 en P9	Laag1	14,7	6	8	15	11	22
	Laag2	6	4,3	20	39	27	55
	Laag3	4,3	0	3	6	4	8
	Laag4	0	-10	34	66	46	93

Tabel 39. beddingsconstanten (k_h) per grond laag ter hoogte van de verschillende assen

Opmerking de beddingsconstanten van de sloof moet ook berekent worden. Er zal dezelfde theorie dan voor de palen gebruikt worden. De volgende parameters worden gekozen:

- $R_0 = 0,3\text{m}$ (de referentiestraal)
- $R = 1.4\text{m}$ (de hoogte van de sloof)
- $E_p \sim \beta \cdot q_c = 0.7 \cdot q_c$ (Elasticiteitsmodulus volgens Ménard) [kPa]
- $\alpha = 1/3$
- $\beta = 0.7$
- q_c is een benadering van de conusweerstand per grondlaag [MPa]

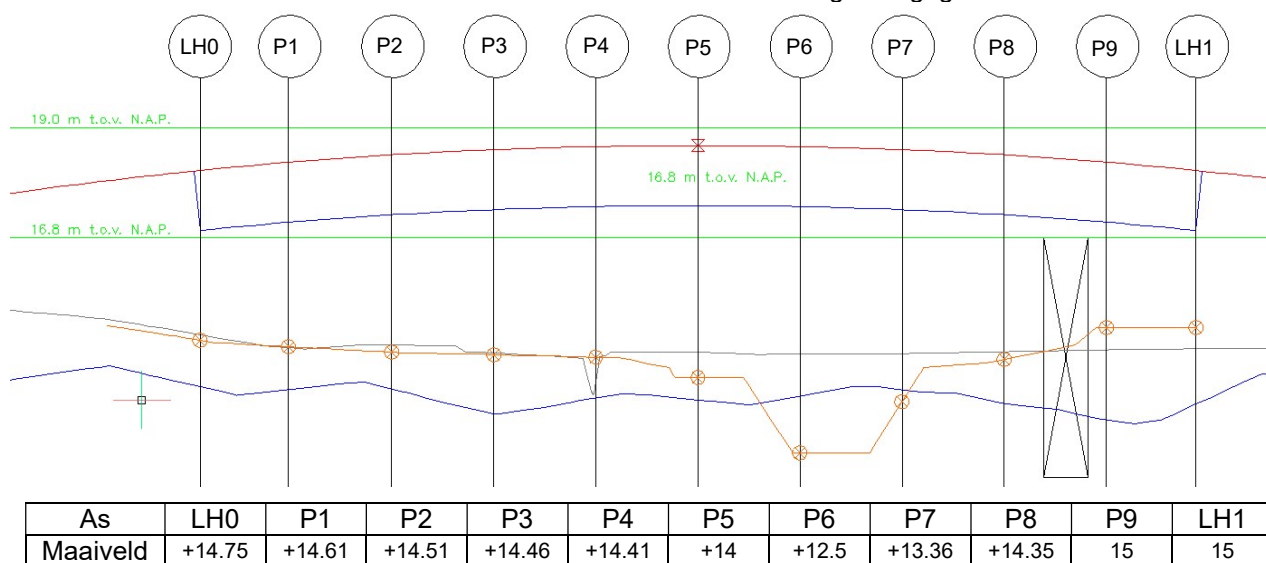
We vinden $R > R_0$: $\frac{1}{k_h} = \frac{1}{3E_p} \left[1.3R_0 \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha R \right]$

- $k_h = 3E_p \left[\frac{1}{1.3R_0 \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha R} \right]$
- $k_h = 3 \cdot 0.7 \left[\frac{1}{1.3 \cdot 0.3 \left(2.65 \frac{1.4}{0.3} \right)^{0.33} + 0.33 \cdot 1.4} \right] q_c$
- $k_h = 2.1 \left[\frac{1}{0.9+0.46} \right] q_c$
- $k_h \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right] = 1.54 q_c$ of $k_h \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right] = 1.54 D q_c = 2.15 q_c$

Er wordt $k_h = 2.15 q_c$ toegepast langs de zijvlakken van de sloven.

De niveaus van de verschillende grondlagen en de conusweerstand worden op basis van de sonderingen (zie §4.1.2) en het lengteprofiel bepaald (zie Tabel 40).

Hieronder wordt het maaiveld voor de verschillende assen van de brug weergegeven :



Tabel 40. Maaiveld ter hoogte van de brugassen

De Ménard methode wordt met de Brinch Hansen theorie aangevuld. Deze laatste theorie maakt het mogelijk om rekening te houden met de grondweerstand in de berekeningen.

Voor deze toetsing gelden de volgende aannames:

- B = 45 cm (breedte van de paal)
- φ = 30° (hoek van inwendige wrijving)
- C = 0 (cohesie)
- γ_{ver} = 20 kN/m³ (verzadigde massadichtheid)
- γ = 18 kN/m³ (onverzadigde massadichtheid)

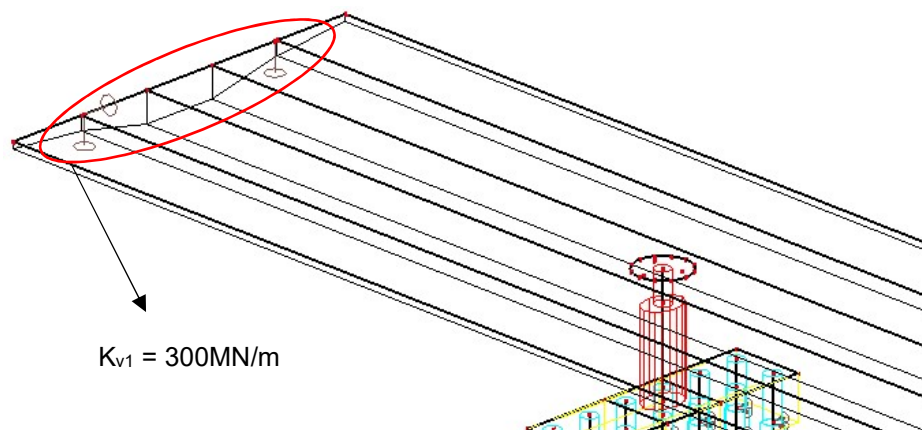
De tabel hieronder geeft de horizontale grondweerstand in functie van de diepte (x) (breukspanning):

x [m]	σ [kN/m ²]	x/B	Kq	C	P_{xu} [kN/m ²]
0,2	3,6	0,4	5	0	18
0,4	7,2	0,9	5	0	36
0,6	10,8	1,3	5	0	54
0,8	14,4	1,8	5	0	72
1	18	2,2	5	0	90
1,2	21,6	2,7	5	0	108
1,4	25,2	3,1	5	0	126

Tabel 41. horizontale grondweerstand in functie van de diepte (Brinch Hansens methode)

De horizontale drukkrachten op de grond door de palen ter hoogte van de sloven blijven kleiner dan 90kN/m (zie §10.5.1.1). Aangezien de paalkopen aan ongeveer 1 meter diepte staan is de grondweerstand voldoende.

10.2.2.2 Landhoofden

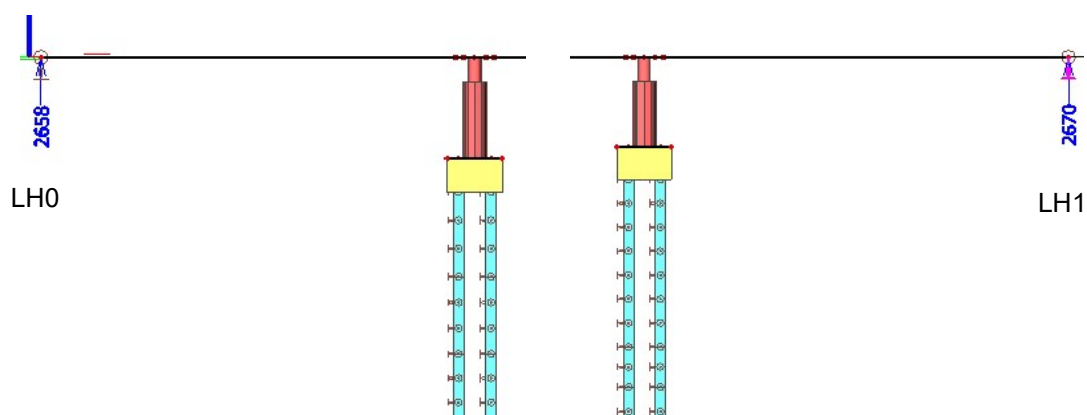


10.3 Betondek

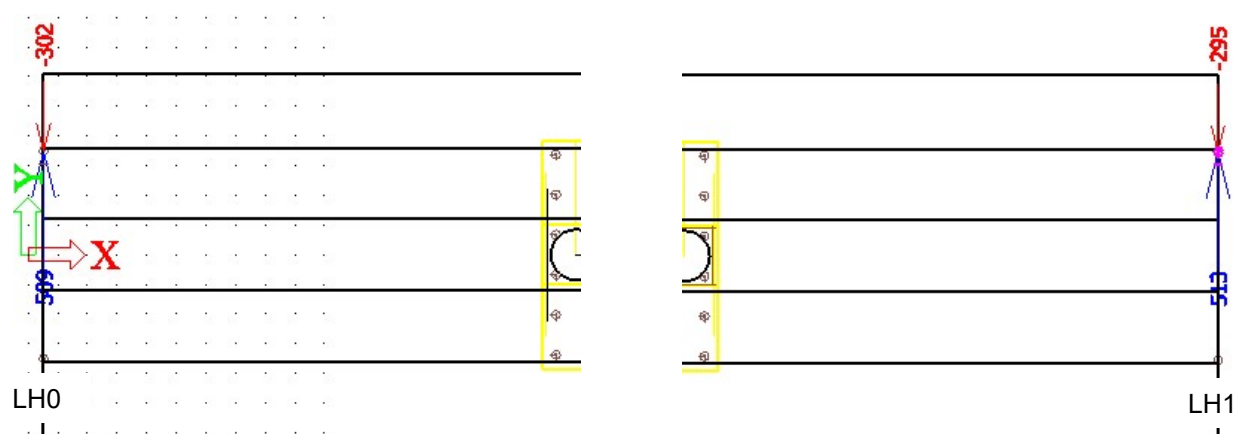
10.3.1 UGT toetsing

10.3.1.1 Reactiekrachten UGT op landhoofden

Verticale krachten (per steunpunt)



Horizontale krachten



10.3.1.2 Interne krachten UGT

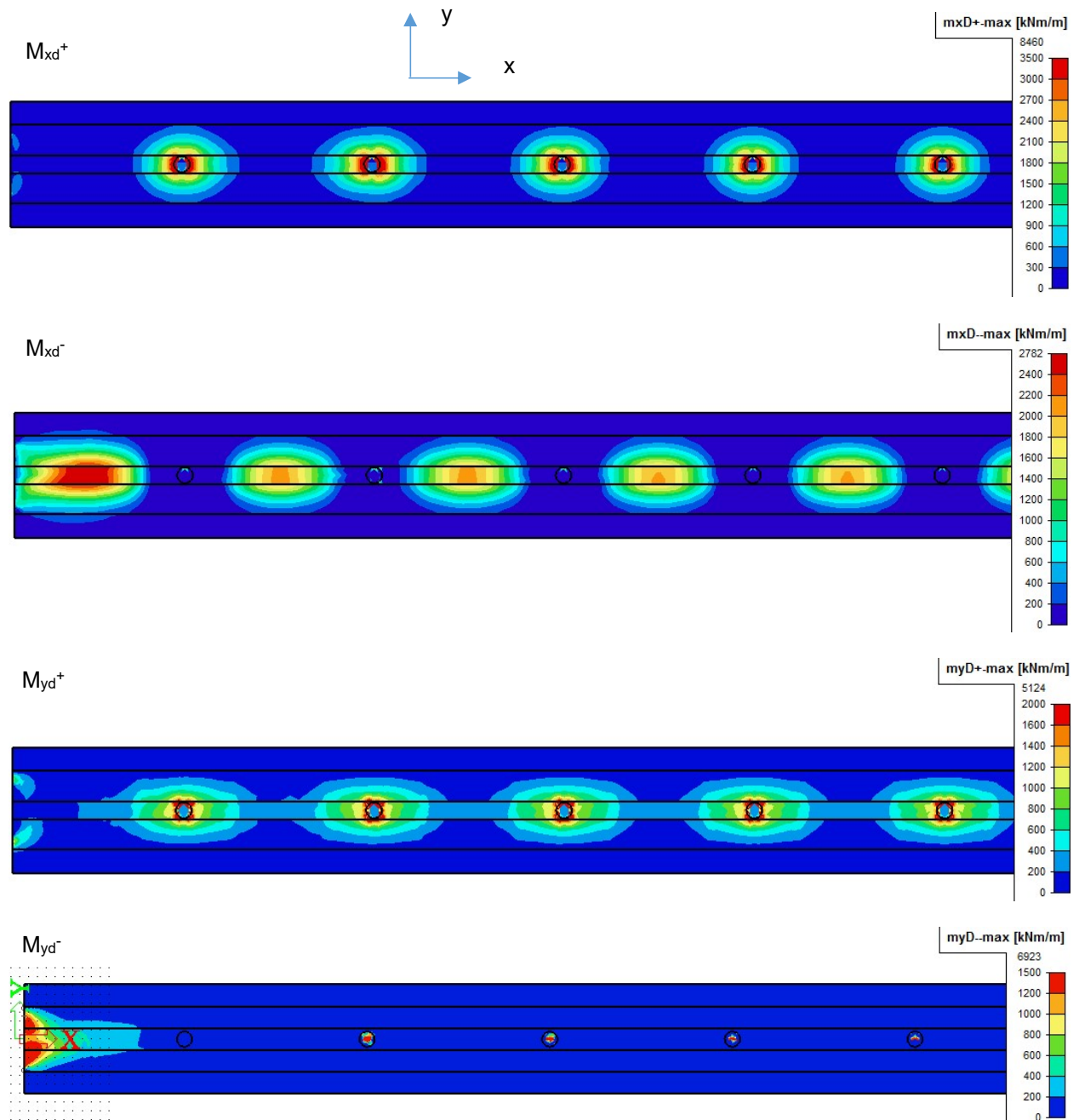
Momenten

Aangezien de brug bijna symmetrisch is, wordt alleen de helft van de brug getoond.

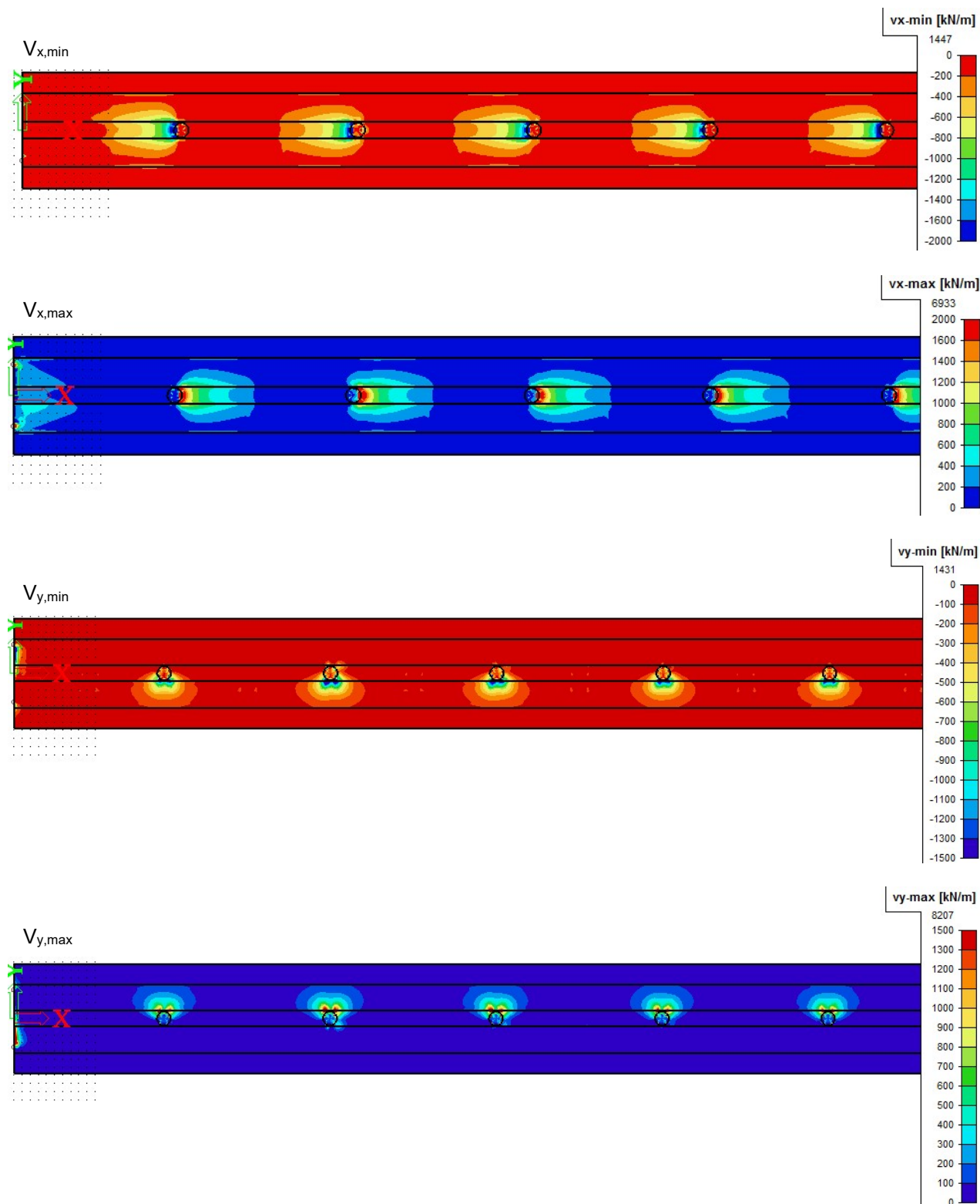
Tekenconventie:

- M^- -> trekspanning in het onderste vlak
- M^+ -> trekspanning in het bovenste vlak

De momenten zijn in kN.m/m uitgedrukt.



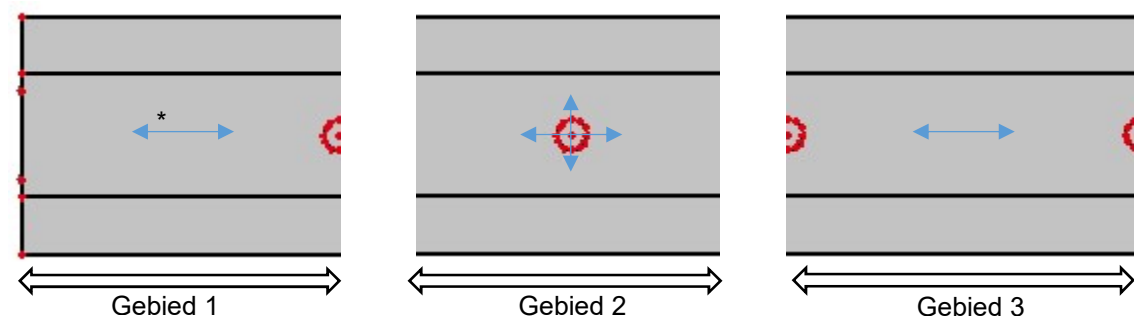
Dwarskrachten



10.3.1.3 Toetsing

Inleiding

Alleen de kritische gebieden worden in detail bestudeerd.
Drie gebieden kunnen onderscheiden worden.

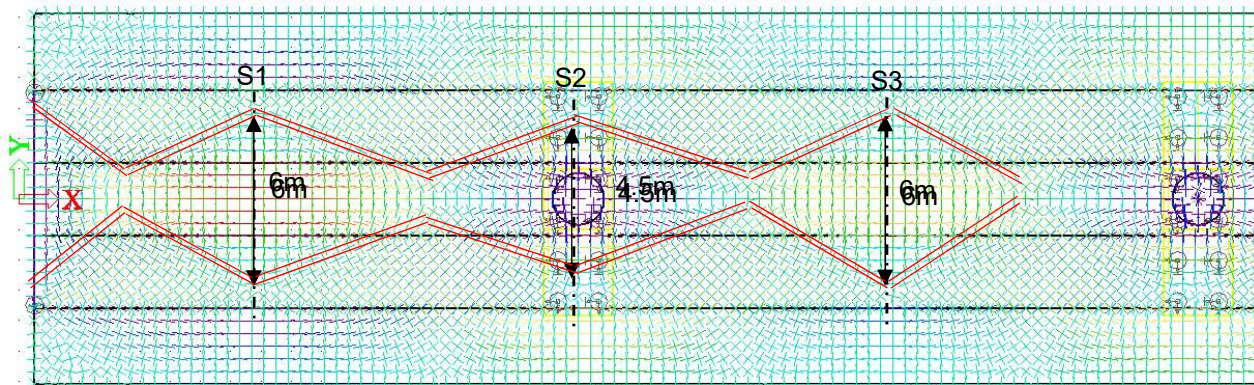


*  richting waarin de spanning wordt bestudeerd

Met :

- Gebied 1 : uiterste velden → onderwapening
- Gebied 2 : op de pijlers → bovenwapening
- Gebied 3 : velden tussen de pijlers → onderwapening

De kritische doorsneden zullen over de meewerkende breedtes bestudeerd worden. De interne krachten toegepast op deze doorsneden zullen door een integratie bepaald worden.
Het observeren van de spanningsstromen van de hoofdspansing n1 geeft de meewerkende breedte voor "shear lag". De waarde is dan vergeleken met een handmattige berekening (volgens de norme).
Hieronder worden de spanningsstromen ten gevolge het effect van het eigengewicht getoond:



De meewerkende breedte volgens de norm :

- Gebied 1 :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = b_0 + 2 \cdot 0.85 \cdot L_1 / 8 = 2 + 2 \cdot 0.85 \cdot 18 / 8 \approx 6m$$
- Gebied 2 :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = b_0 + 2 \cdot 0.25 \cdot (L_1 + L_2) / 8 = 2 + 2 \cdot 0.25 \cdot (18 + 20.5) / 8 \approx 4.5m$$
- Gebied 3 :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = b_0 + 2 \cdot 0.7 \cdot L_2 / 8 = 2 + 2 \cdot 0.7 \cdot 20.5 / 8 \approx 6m$$

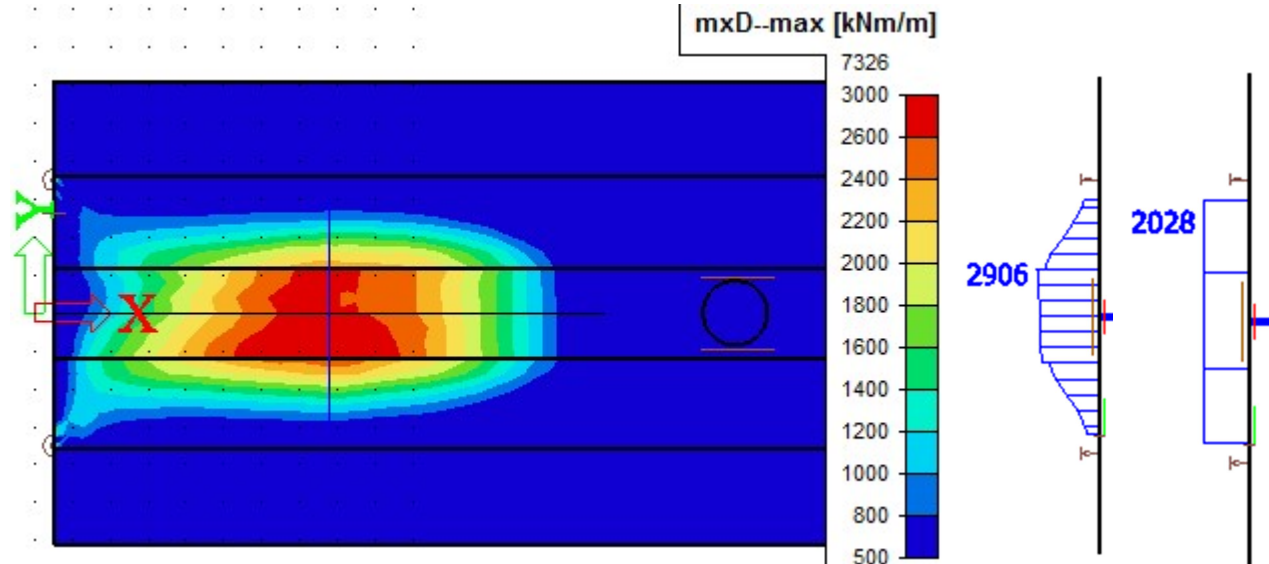
Met : $b_0 = 2m$: breedte van de contante maximale hoogte van de doorsnede

Interne krachten voor de toetsing

Gebied 1 (Tussen LH0 en P1)

Maatgevende interne krachten:

Moment :



Maximale waarde

$$\rightarrow M_{xd-} = 2906 \text{ kN.m/m}$$

Gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$\rightarrow M_{xd-} = 2028 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd-} \cdot 6 \cdot 2028 = 12170 \text{ kN.m}$$

Normaalkracht :

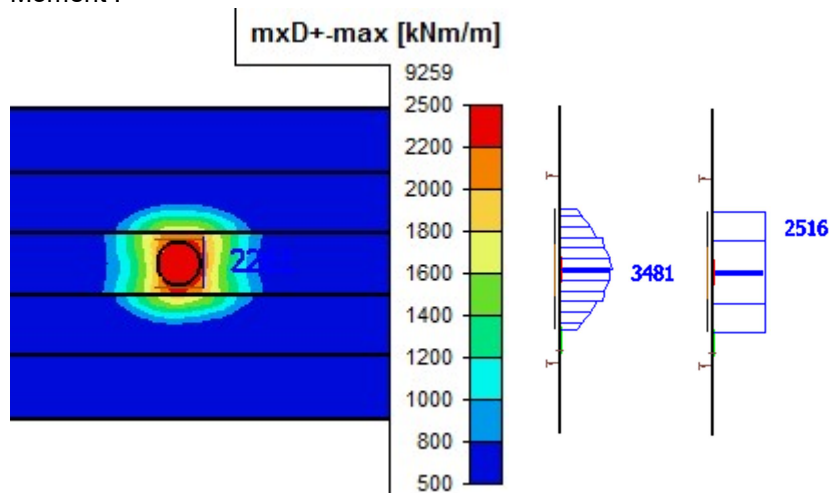
Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$N_{xd} = 1458 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd} \cdot 6 \cdot 1458 = 8748 \text{ kN.m}$$

Gebied 2 (as P8)

Maatgevende interne krachten:

Moment :



Maximale waarde

$$\rightarrow M_{xd+} = 3481 \text{ kN.m/m}$$

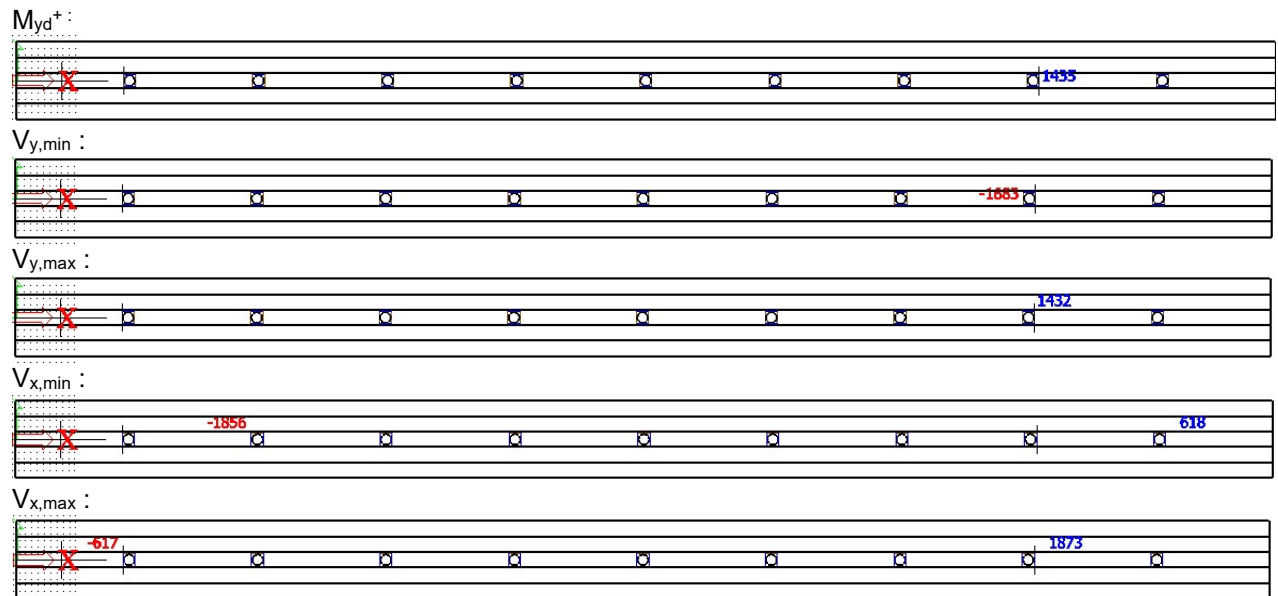
Gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$\rightarrow M_{xd+} = 2516 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd+} \cdot 4.5 \cdot 2516 = 11322 \text{ kN.m}$$

Normaalkracht :

Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :
 $N_{xd} = 557 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd} \cdot 4.5 \cdot 557 = 2506 \text{ kN/m}$

De momenten in dwarsrichting en de dwarskrachten worden op een breedte van 2m geïntegreerd.



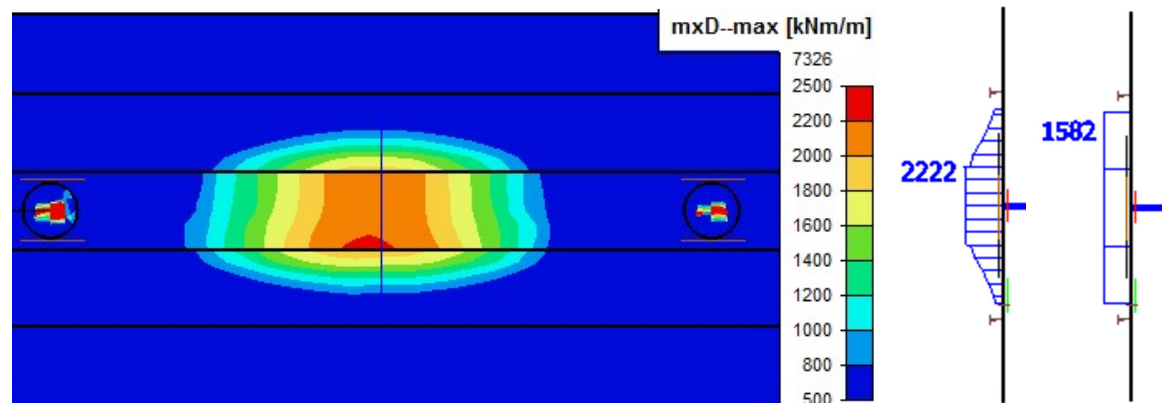
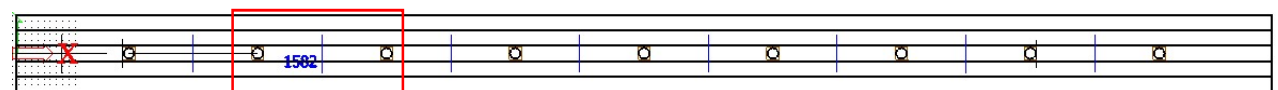
Samenvatting (gebied 2):

- > $M_{xd}^+ = 2516 \text{ kN.m/m}$ (11322 kN.m over 4.5 m) met $N_{ed} = 557 \text{ kN/m}$ (2506 kN.m over 4.5 m)
- > $M_{yd}^+ = 1455 \text{ kN.m/m}$
- > $V_{edy} = 1683 \text{ kN.m/m}$
- > $V_{edx} = 1873 \text{ kN.m/m}$

Gebied 3

Maatgevende interne krachten:

Moment :



Maximale waarde $\rightarrow M_{xd} = 2222 \text{ kN.m/m}$
 Gemiddelde over de meewerkende breedte : $\rightarrow M_{xd} = 1582 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd}^* = 6 \cdot 1582 = 9492 \text{ kN.m}$

Normaalkracht :

Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :
 $N_{xd} = 1439 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd}^* = 6 \cdot 1439 = 8634 \text{ kN/m}$

Toetsing

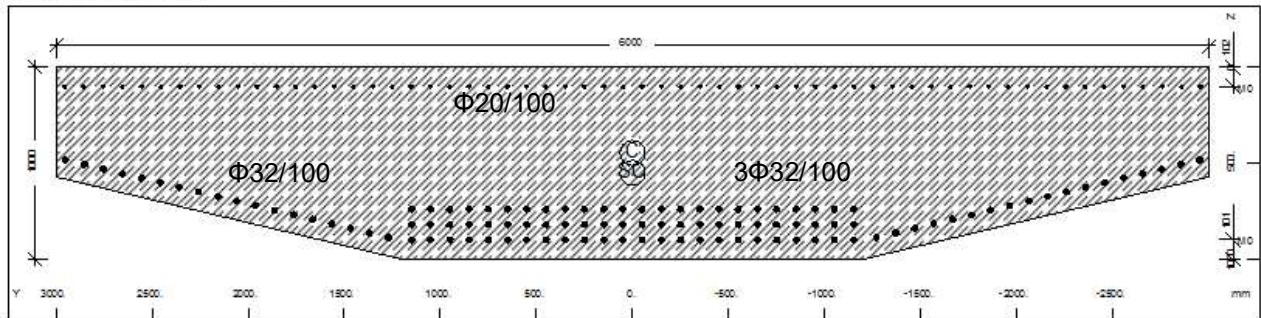
Gebied 1 en 3 (in overspanning)

Langswaapening :

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemnet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]				
1	1	5.2296E+00	4.605E+00	3.793E-01	0.0	0.0	35220	130.74
	2	1.368E+00	2.846E+00	1.342E+01	447.4	551.8	14675	

SNo	section number	yc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm ²]	Young's modulus
A[m ²]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m ²], Az[m ²], Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m ⁴], Iz[m ⁴], Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	It[m ⁴]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm ²]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	8736.0	0.00	0.00	0.00	0.00	12170.00	0.00	0.00
N[kN]		normal force		Mts[kNm]		secondary torsional moment			
Vy[kN], Vz[kN]		shear force		My[kNm], Mz[kNm]		bending moment			
Mtp[kNm]		primary torsional moment		Mb[kNm2]		warping moment			

Design for Ultimate Loads - NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Safety factors	$\gamma_{-c,t}$	$\gamma_{-c,c}$	$\gamma_{-c,s}$	$\gamma_{-s,s}$	$\gamma_{-s,p}$	γ_{-s}	Biaxial bending
Strain limits	ϵ_{-c1}	ϵ_{-c2}	ϵ_{-s1}	ϵ_{-s2}	ϵ_{-z1}	ϵ_{-z2}	CTRL-options
	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15	1.10	
	-3.50	-2.00 ¹	$\delta = 1.00^2$	45.00	-3.50	20.00	PIIA = 7
¹ Strain limits will be adopted to active stress strain definitions of material							
² Value is obtained from maximum height of compression zone based on the redistribution grade δ (EN 1992-1-1, 5.5)							
$\gamma_{-c,t}$ global safety factor for concrete in bending				$\gamma_{-s,p}$ global safety factor for active reinforcements			
$\gamma_{-c,c}$ global safety factor for concrete in compression				γ_{-s} global safety factor for structural steel			
$\gamma_{-c,s}$ global safety factor for concrete in shear				ϵ_{-c1} strain limit for compression of concrete			
$\gamma_{-s,s}$ global safety factor for passive reinforcements				ϵ_{-c2} strain limit for centric compression of concrete			
ϵ_{-s1} strain limit for a selected x/d ratio triggering symmetric reinforcements							
ϵ_{-s2} strain limit for tension respective hardening of reinforcements							
ϵ_{-z1} incremental strain limit for tendons in compression							
ϵ_{-z2} incremental strain limit for tendons in tension							

Parameters for reinforcements

Minimum reinforcement for beams	Minimum reinforcement for columns	Compressive Member Limits e/h	Compressive Member Limits N/Npl	Minimum reinforcement of the required section	Maximum reinforcements
0.00 [o/o]	0.00 [o/o]	3.50 ¹	0.0010 ¹	0.00 [o/o]	8.00 [o/o]
¹ A beam is taken as compressive member if the eccentricity e/h is less and the compressive force is larger than these limits					

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.
Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors
Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor	Max.compr stress	at strain	Max.tens stress	at strain	Tension-stiffening	Bond factor
			[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[-]
1	0	1.500	-26.67	-2.00	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.150	-469.57	-50.00	469.57	50.00		

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni	Myi	Mzi	ϵ_{-1}	ϵ_{-2}	γ_{-c}	γ_{-s}	rel	As	Lay.
				[kN]	[kNm]	[kNm]	[o/oo]	[o/oo]	[-]	[-]	[-]	[cm2]	
				ΔN_i	ΔV_{yi}	ΔV_{zi}	yn	zn	e+	e-	z		
				[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
				Designation		ϵ_{-0}	ϵ_{-min}	ϵ_{-max}	τ_{-b}	σ_{-min}	σ_{-max}		
				section		T/Tmax	D/Dmax	Z/Zmax	N[kN]				
1	0.000	1	0	15392.6	21440.70	-0.00	-3.50	19.97	1.50	1.15	1.76	1056.72	0
								135	327.5	-377.	672.8		
				Material			-3.50	22.60		-26.7	0.00		
				Reinforcem.			-0.84	19.97		-168.	447.7		
			0	section		ZS	1.000	0.000	1.000	21950.0			
Ni, Myi, Mzi				capacity forces		rel relative bearing capacity							
$\epsilon_{-1}, \epsilon_{-2}$				strain at outmost effective fibers		As longitudinal reinforcement per layer							
γ_{-c}				safety factor concrete		Lay. layer of reinforcement							
γ_{-s}				safety factor reinforcements									
ΔN_i				longitudinal force created from the truss model for shear and torsion									
$\Delta V_{yi}, \Delta V_{zi}$				change of transverse shear due to tendon stress increase									
yn, zn				intersection of neutral axis and local coordinate sytem									

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.568
	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.568	-	-	-	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	shear link reinforcements
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

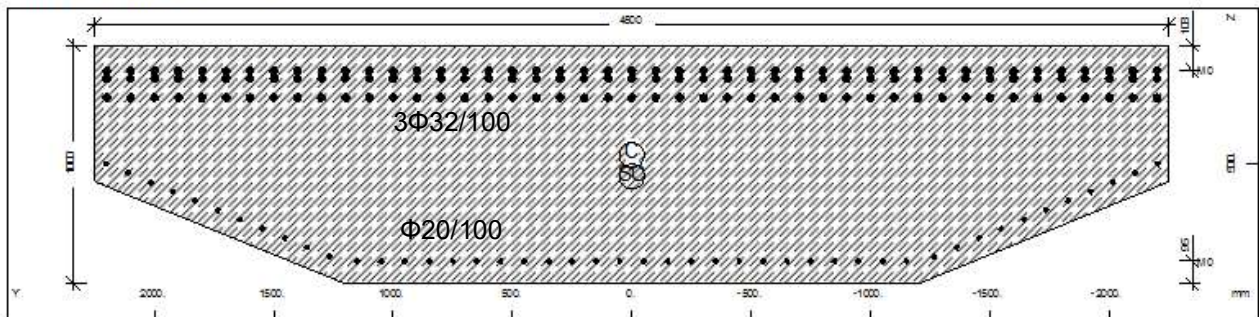
Gebied 3

Langswapening in x richting:

Materials

Mat	Classification	$\gamma-M$
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					
1	1	4.0506E+00	3.513E+00	3.067E-01	0.0	0.0	35220	101.26
	2	1.086E+00	2.825E+00	5.944E+00	460.4	550.7	14675	

SNo	section number	ysc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm2]	Young's modulus
A[m2]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m2], Az[m2], Ayz[m2]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m4], Iz[m4], Iyz[m4]	bending moment of inertia	It[m4]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm2]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	2506.5	0.00	0.00	0.00	0.00	-11322.00	0.00	0.00
N[kN]		normal force		Mts[kNm]		secondary torsional moment			
Vy[kN], Vz[kN]		shear force		My[kNm], Mz[kNm]		bending moment			
Mtp[kNm]		primary torsional moment		Mb[kNm2]		warping moment			

Design for Ultimate Loads - NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Safety factors	$\gamma_{-c,t}$	$\gamma_{-c,c}$	$\gamma_{-c,s}$	$\gamma_{-s,s}$	$\gamma_{-s,p}$	γ_{-s}	Biaxial bending
Strain limits	ϵ_{-c1}	ϵ_{-c2}	ϵ_{-s1}	ϵ_{-s2}	ϵ_{-z1}	ϵ_{-z2}	CTRL-options
	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15	1.10	
	-3.50	-2.00 ¹	$\delta = 1.00^2$	45.00	-3.50	20.00	PIIA = 7
¹ Strain limits will be adopted to active stress strain definitions of material							
² Value is obtained from maximum height of compression zone based on the redistribution grade δ (EN 1992-1-1, 5.5)							
$\gamma_{-c,t}$ global safety factor for concrete in bending				$\gamma_{-s,p}$ global safety factor for active reinforcements			
$\gamma_{-c,c}$ global safety factor for concrete in compression				γ_{-s} global safety factor for structural steel			
$\gamma_{-c,s}$ global safety factor for concrete in shear				ϵ_{-c1} strain limit for compression of concrete			
$\gamma_{-s,s}$ global safety factor for passive reinforcements				ϵ_{-c2} strain limit for centric compression of concrete			
ϵ_{-s1} strain limit for a selected x/d ratio triggering symmetric reinforcements							
ϵ_{-s2} strain limit for tension respectively hardening of reinforcements							
ϵ_{-z1} incremental strain limit for tendons in compression							
ϵ_{-z2} incremental strain limit for tendons in tension							

Parameters for reinforcements

Minimum reinforcement for beams	Minimum reinforcement for columns	Compressive Member Limits	Minimum reinforcement of the required section	Maximum reinforcements
		e/h	N/Npl	
0.00 [o/o]	0.00 [o/o]	3.50 ¹	0.0010 ¹	0.00 [o/o]
				0.00*Ned/fyd
				8.00 [o/o]

¹ A beam is taken as compressive member if the eccentricity e/h is less and the compressive force is larger than these limits

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.
Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors
Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor	Max.compr stress	at strain	Max.tens stress	at strain	Tension-stiffening	Bond factor
		[-]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[-]
1	0	1.500	-26.67	-2.00	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.150	-469.57	-50.00	469.57	50.00		

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN]	Myi [kNm]	Mzi [kNm]	ϵ -1 [o/oo]	ϵ -2 [o/oo]	γ -c [-]	γ -s [-]	rel [-]	As [cm2]	Lay.
				ΔN_i [kN]	ΔV_{yi} [kN]	ΔV_{zi} [kN]	yn [mm]	zn [mm]	e+ [mm]	e- [mm]	z [mm]		
				Designation		ϵ -o	ϵ -min	ϵ -max	τ -b	σ -min	σ -max		
				section		T/Tmax	D/Dmax	Z/Zmax	N[kN]				
1	0.000	1	0	6090.1	-27507.8	-0.00	-3.50	2.92	1.50	1.15	2.43	1229.84	0
								514	-305.	325.4	749.5		
				Material		1	-3.50	3.69		-26.7	0.00		
				Reinforcem.		2	-2.82	2.92		-435.	435.3		
			0	section		ZS	1.000	1.000	0.000	-16743.9			
Ni,Myi,Mzi capacity forces rel relative bearing capacity													
ϵ -1, ϵ -2 strain at outmost effective fibers				As longitudinal reinforcement per layer									
γ -c safety factor concrete				Lay. layer of reinforcement									
γ -s safety factor reinforcements													
ΔN_i longitudinal force created from the truss model for shear and torsion													
$\Delta V_{yi},\Delta V_{zi}$ change of transverse shear due to tendon stress increase													
$\gamma_{n,zn}$ intersection of neutral axis and local coordinate sytem													

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.412
	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.412	-	-	-	
N normal force Vy,Vz shear force My,Mz bending Mtp,Mts torsion (p)primary and (s)econdary Mb warping moment Ncr flexural buckling SCL cross-section class $\sigma-x$ longitud. compressive stress $\sigma+x$ longitud. tensile stress τ shear stress $\sigma-v$ von Mises stress $\sigma-s$ stress in reinforcements $\sigma-dyn$ stress range As-l longitudinal reinforcements As-v shear link reinforcements crack crack width c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2) Total most unfavorable utilisation for all checks											

Dwarswapening:

We nemen $V_{ed} = 1873 \text{ kN/m}$ in de twee richtingen voor de berekeningen.

$$A_{s,vmin} = \frac{V_{ed} \cdot s \cdot y_s}{z \cdot f_{yk}} = \frac{1873 \cdot 200 \cdot 1.15}{0.9 \cdot (1000 - 60 - 5) \cdot 500 \cdot 10^{-3}} = 1075 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Met:

- s : afstand tussen de staven in de longitudinale richting
- z : hefboomarm van de krachten

-> $\phi 20/200 \times 200$ -> $A_{s,v} = 314/0.2 = 1570 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,vmin}$ -> **ok**

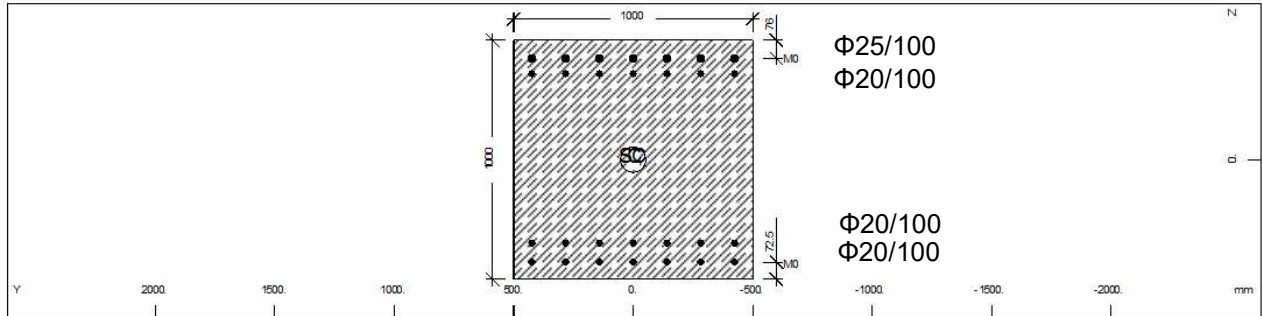
Het gebruik van deze wapening in de twee richtingen verzekert de ponsweerstand van de dekplaat.

Langswapening in y richting:

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemnet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]				
1	1	1.0000E+00	8.442E-01	8.333E-02	0.0	0.0	35220	25.00
	2	1.423E-01	8.432E-01	8.333E-02	0.0	0.0	14675	

SNo section number
 Mat material number
 A[m²] sectional area
 Ay[m²], Az[m²], Ayz[m²] transverse shear deformation area
 Iy[m⁴], Iz[m⁴], Iyz[m⁴] bending moment of inertia
 yc[mm], zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm], zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm²] Young's modulus
 g[kN/m] weight per length
 MRf reinforcement material number
 It[m⁴] torsional moment of inertia
 G[N/mm²] Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm ²]
1	0.000	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	-1455.00	0.00	0.00

N[kN] normal force
 Vy[kN], Vz[kN] shear force
 Mtp[kNm] primary torsional moment
 Mts[kNm] secondary torsional moment
 My[kNm], Mz[kNm] bending moment
 Mb[kNm²] warping moment

Design for Ultimate Loads - NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Safety factors	γ -c,t	γ -c,c	γ -c,s	γ -s,s	γ -s,p	γ -s	Biaxial bending
Strain limits	ϵ -c1	ϵ -c2	ϵ -s1	ϵ -s2	ϵ -z1	ϵ -z2	CTRL-options
	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15	1.10	
	-3.50	-2.00 ¹	$\delta = 1.00^2$	45.00	-3.50	20.00	PIIA = 7

¹ Strain limits will be adopted to active stress strain definitions of material
² Value is obtained from maximum height of compression zone based on the redistribution grade δ (EN 1992-1-1, 5.5)

γ -c,t global safety factor for concrete in bending
 γ -c,c global safety factor for concrete in compression
 γ -c,s global safety factor for concrete in shear
 γ -s,s global safety factor for passive reinforcements
 ϵ -s1 strain limit for a selected x/d ratio triggering symmetric reinforcements
 ϵ -s2 strain limit for tension respective hardening of reinforcements
 ϵ -z1 incremental strain limit for tendons in compression
 ϵ -z2 incremental strain limit for tendons in tension
 γ -s,p global safety factor for active reinforcements
 γ -s global safety factor for structural steel
 ϵ -c1 strain limit for compression of concrete
 ϵ -c2 strain limit for centric compression of concrete

Parameters for reinforcements

Minimum reinforcement for beams for columns		Compressive Member Limits e/h N/Npl		Minimum reinforcement of the required section		Maximum reinforcements
0.00 [o/o]	0.00 [o/o]	3.50 ¹	0.0010 ¹	0.00 [o/o]	0.00*Ned/fyd	8.00 [o/o]

¹ A beam is taken as compressive member if the eccentricity e/h is less and the compressive force is larger than these limits

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.
Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors
Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension- stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.500	-26.67	-2.00	0.00	0.00	f _{c,t} = 0.00	
2	0	1.150	-469.57	-50.00	469.57	50.00		

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] ΔNi [kN]	Myi [kNm] ΔVyi [kN]	Mzi [kNm] ΔVzi [kN]	ε-1 [o/oo] yn [mm]	ε-2 [o/oo] zn [mm]	γ-c [-] e+ [mm]	γ-s [-] e- [mm]	rel [-] z [mm]	As [cm ²]	Lay.
				Designation section		ε-o T/Tmax	ε-min D/Dmax	ε-max Z/Zmax	τ-b N[kN]	σ-min	σ-max		
1	0.000	1	0	-0.3	-3413.75	0.00	-3.50	19.50	1.50	1.15	2.35	159.39	0
				Material Reinforcem.		1 2	-3.50 -1.70	21.39 19.50	-364. -339.	438.2 447.4	791.5 447.4		
				0 section		ZS	0.952	1.000	0.048	-1727.0			

Ni,Myi,Mzi capacity forces
ε-1,ε-2 strain at outmost effective fibers
γ-c safety factor concrete
γ-s safety factor reinforcements
ΔNi longitudinal force created from the truss model for shear and torsion
ΔVyi,ΔVzi change of transverse shear due to tendon stress increase
yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem

e+,e- distance of resulting compressive and tensile force to centroid
z allowable value of the internal lever for the shear design (influence of location of compressive reinforcement)
ε-o strains at middle of articulated members / reduction of tendon stress due to bond effects
ε-min,ε-max strains
τ-b bond stress
T/Tmax,D/Dmax,Z/Zmax ratio of shear flow T, separated compressive force D and tensile force Z
N[kN] partial longitudinal force in the separated part of the section

Maximum Utilisation Level

	N σ-x	Vy σ+x	Vz τ	My σ-v	Mz σ-s	Mtp σ-dyn	Mts As-l	Mb As-v	Ncr crack	SCL c/t	Total
Section 1	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 -	0.000 -	0.000 0.426	0.000 -	- -	- -	0.426

N normal force
Vy,Vz shear force
My,Mz bending
Mtp,Mts torsion (p)primary and (s)secondary
Mb warping moment
Ncr flexural buckling
SCL cross-section class
σ-x longitud. compressive stress
σ+x longitud. tensile stress
τ shear stress
σ-v von Mises stress
σ-s stress in reinforcements
σ-dyn stress range
As-l longitudinal reinforcements
As-v shear link reinforcements
crack crack width
c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
Total most unfavorable utilisation for all checks

10.3.2 BGT toetsing (scheurbeheersing)

De meeste ongunstige toetsing betreft de scheurbeheersing. Deze toetsing wordt op basis van de BGT-F combinaties uitgevoerd.

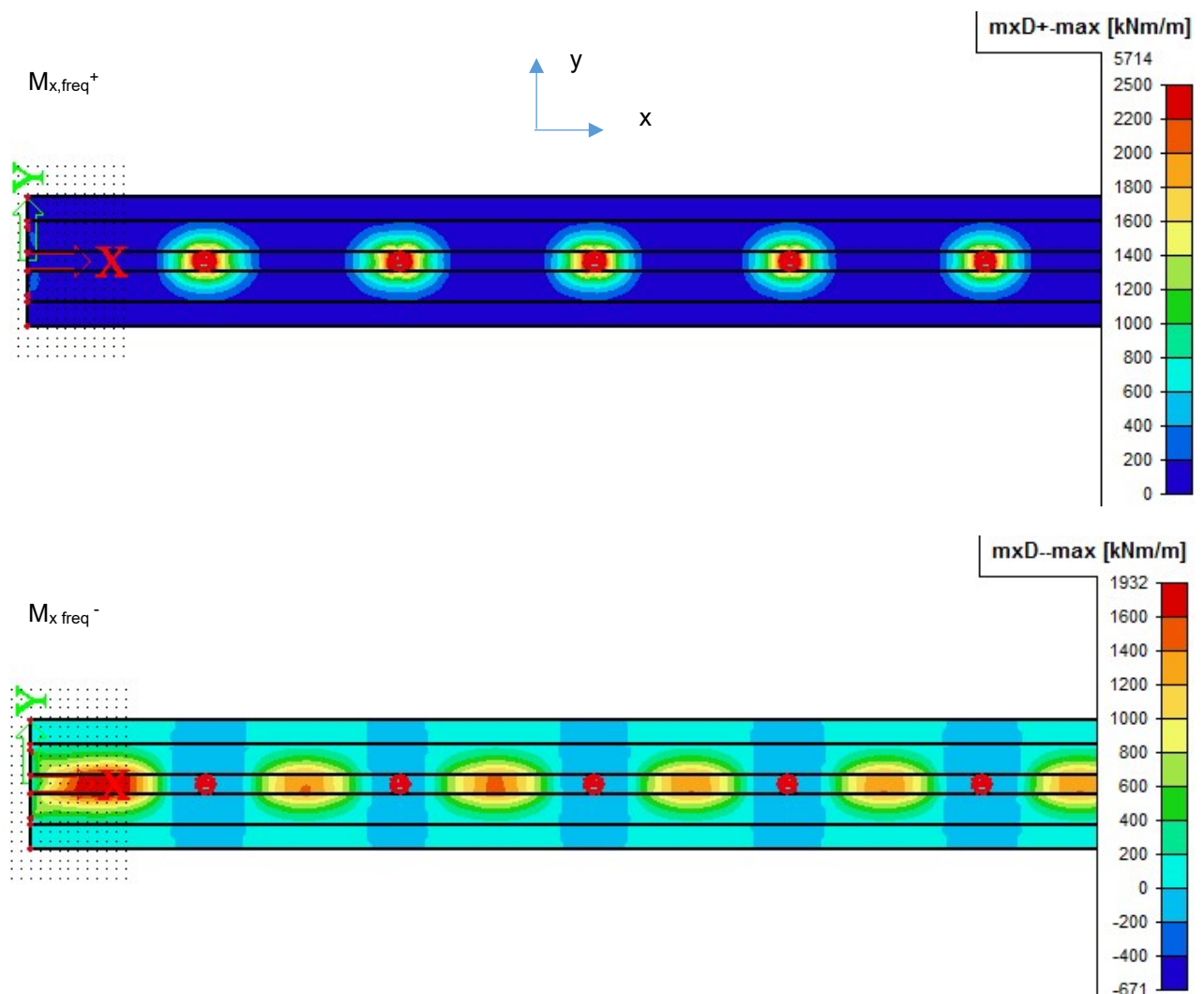
10.3.2.1 Interne krachten BGT-F

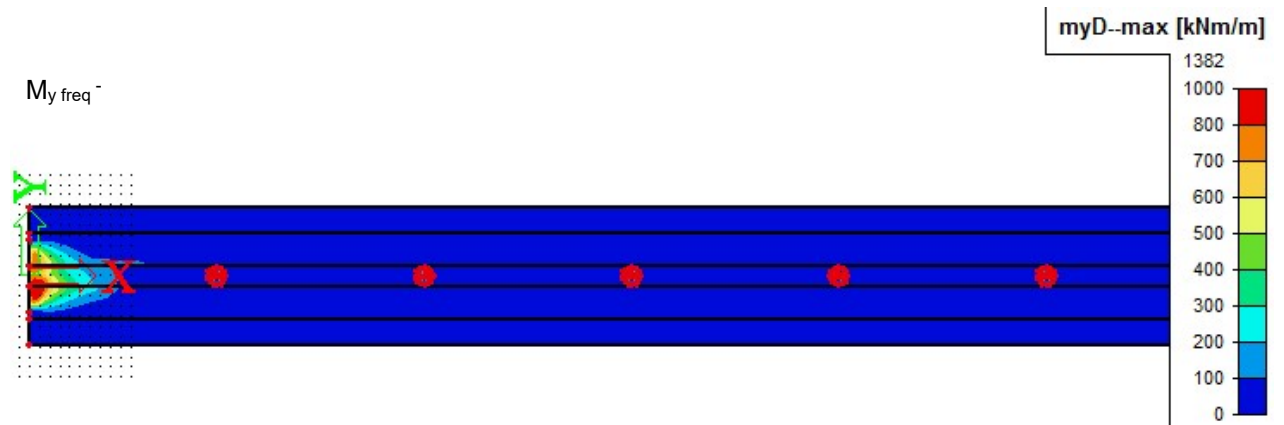
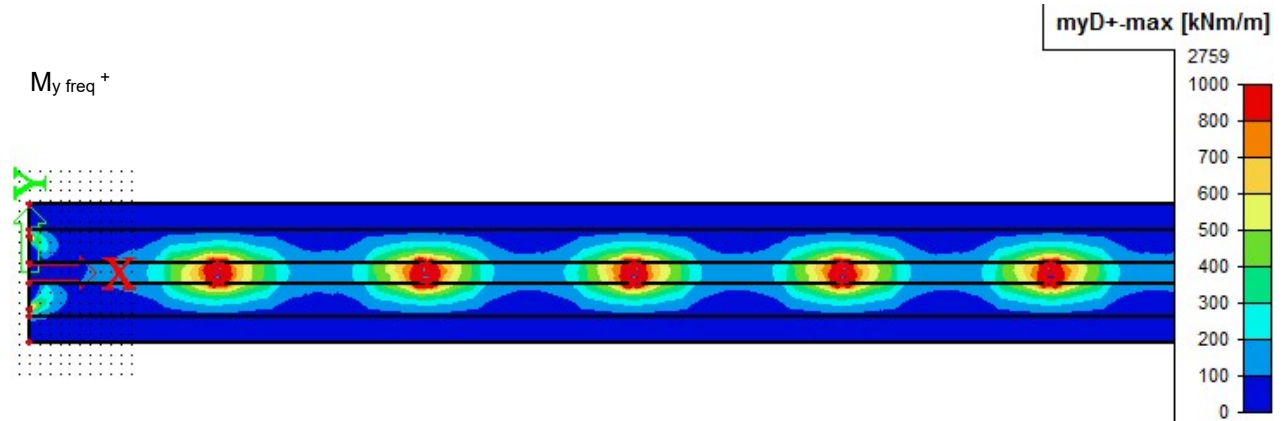
Momenten

Aangezien de brug symmetrisch is, wordt alleen de helft van de brug getoond.

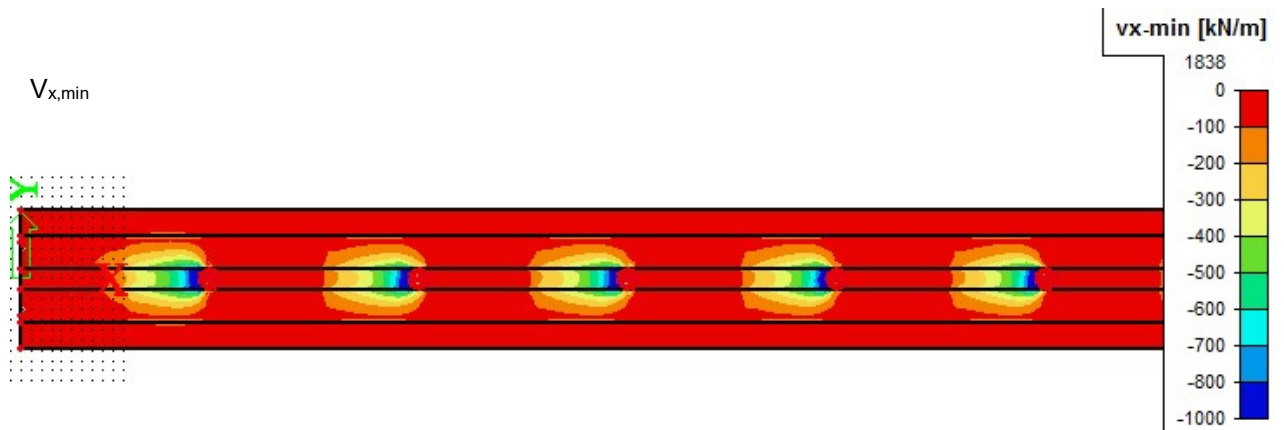
Tekenconventie:

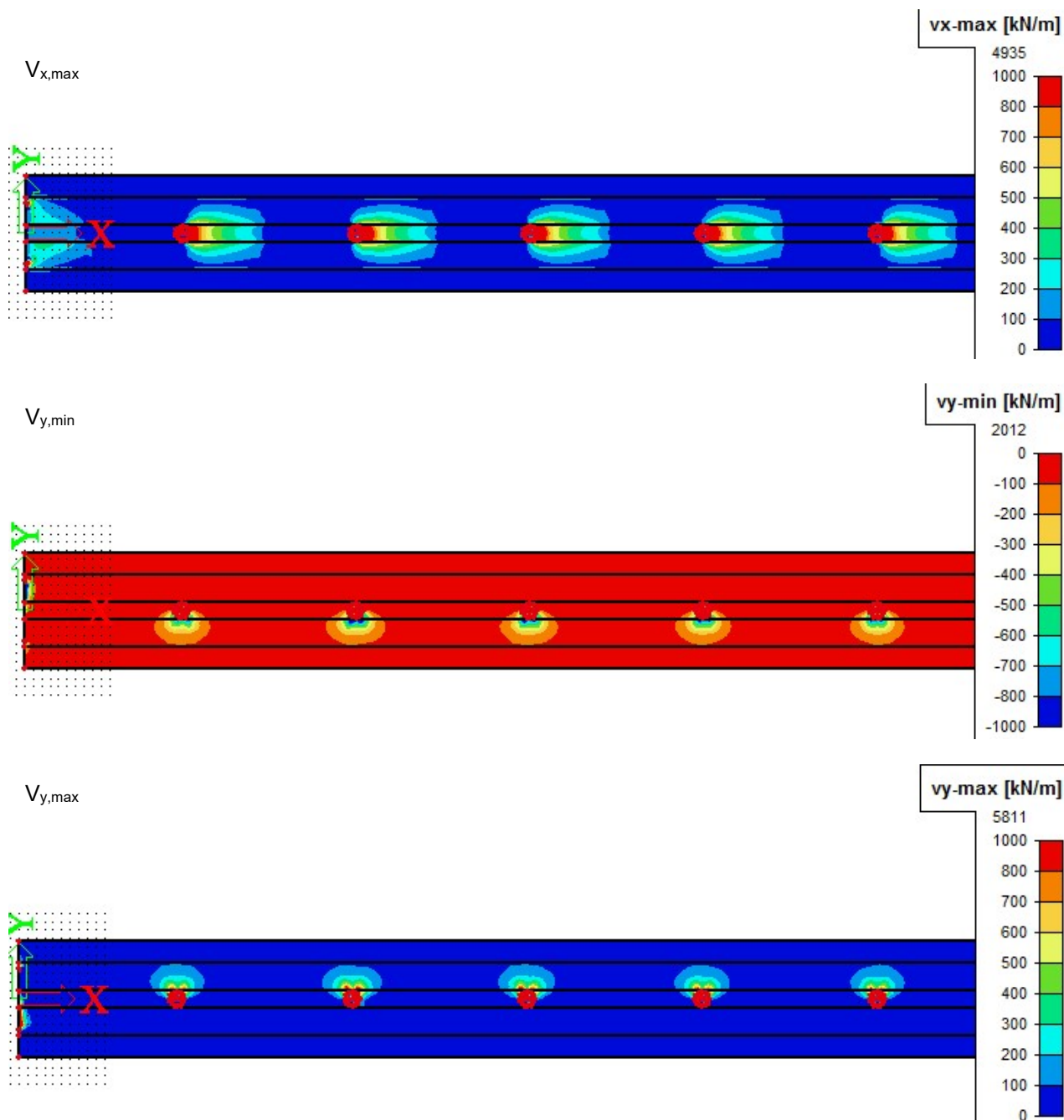
- M^- -> trekspanning in het onderste vlak
- M^+ -> trekspanning in het bovenste vlak





Dwarskrachten

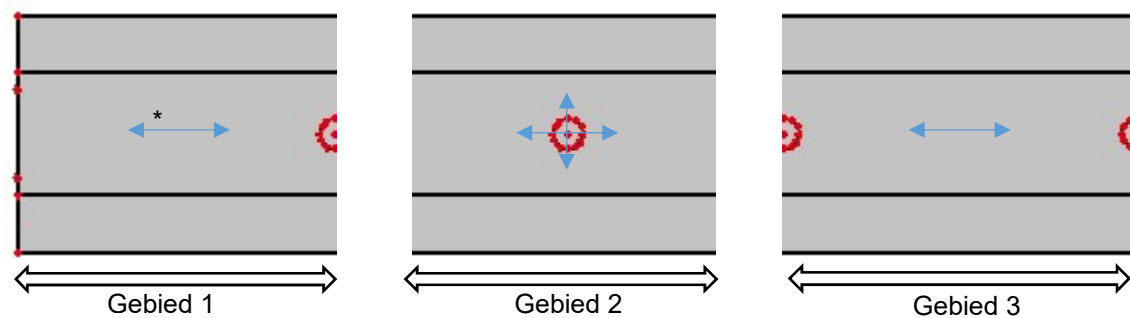




10.3.2.2 Nazicht

Inleiding

Als voor hoofdstuk 10.3.1 zullen alleen de kritische gebieden in detail bestudeerd worden.

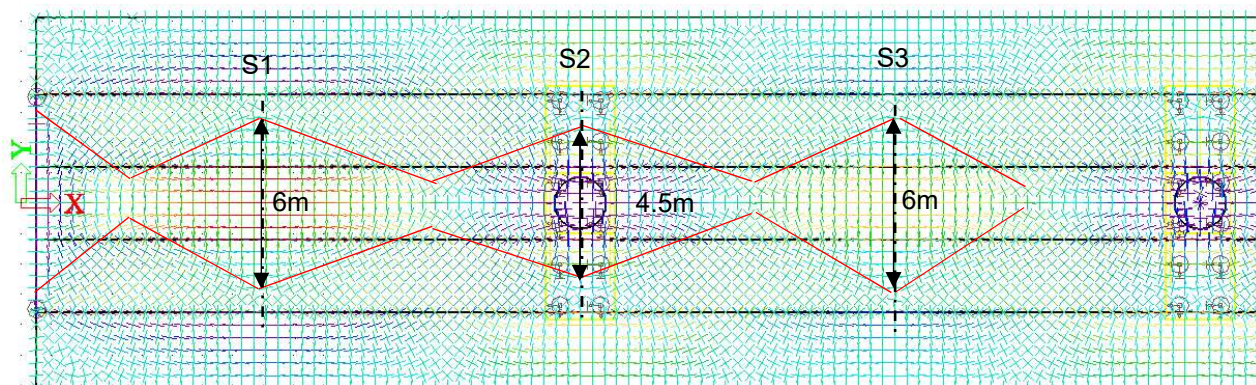


*  richting waarin de spanning wordt bestudeerd.

Met :

- Gebied 1 : buitenste overspanningen -> onder wapening
- Gebied 2 : op de pijlers -> boven wapening
- Gebied 3 : overspanning tussen de pijlers -> onder wapening

Zoals voor de UGT toetsing gebruiken we de volgende doorsneden :

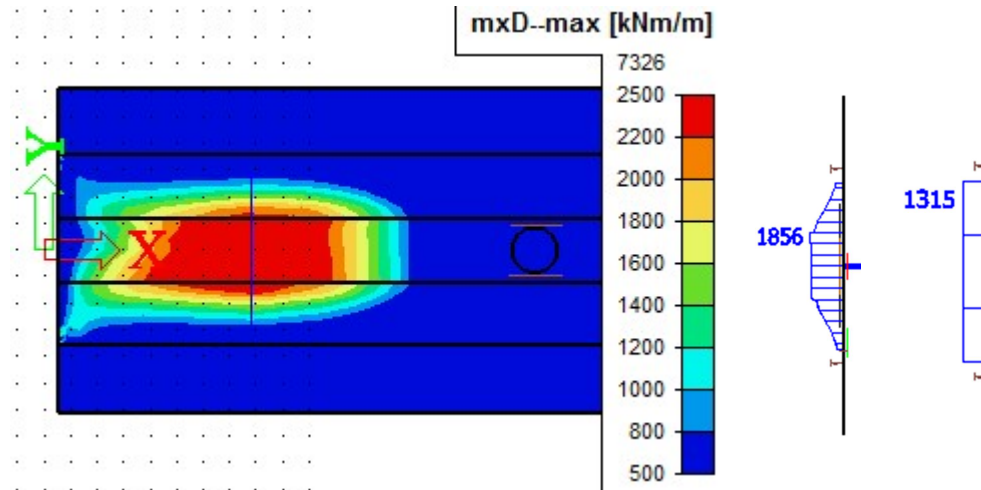


Interne krachten voor de toetsing

Gebied 1 (Tussen LH0 en P1)

Maatgevende interne krachten.

Moment:



Maximale waarde

$$\rightarrow M_{xd-} = 1856 \text{ kN.m/m}$$

Gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$\rightarrow M_{xd-} = 1315 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd-} \cdot 6 \cdot 1315 = 7890 \text{ kN.m}$$

Normaalkracht :

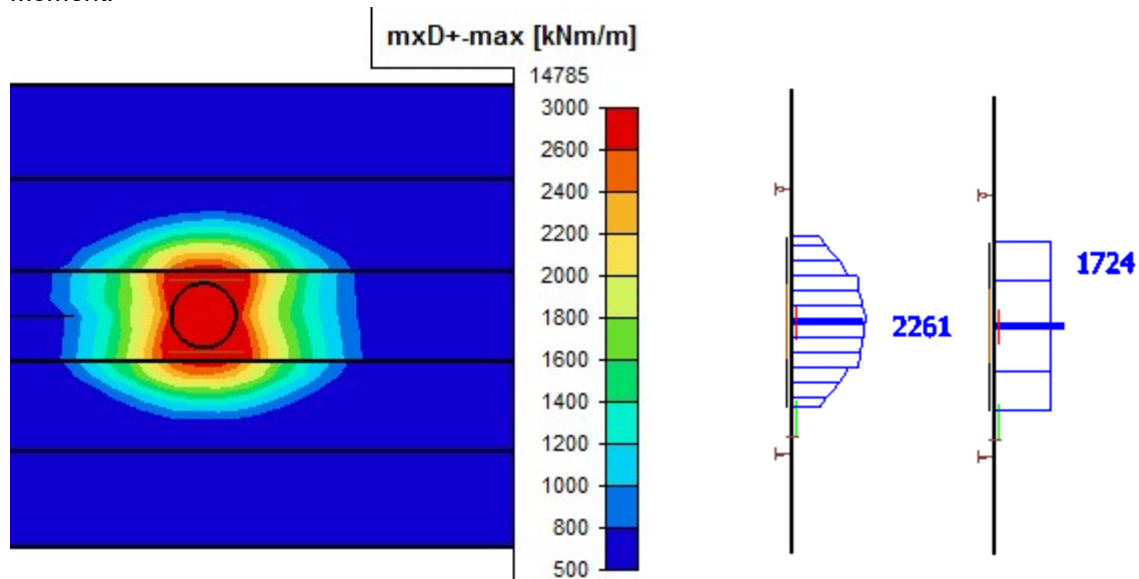
Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$N_{xd} = 952 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd} \cdot 6 = 5712 \text{ kN.m}$$

Gebied 2 (as P8)

Maatgevende interne krachten.

Moment:



Maximale waarde

$$\rightarrow M_{xd+} = 2261 \text{ kN.m/m}$$

Gemiddelde over de meewerkende breedte :

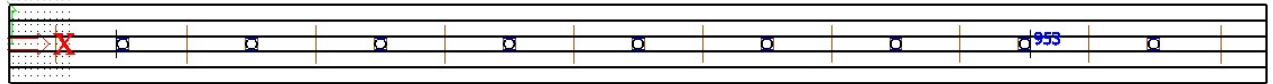
$$\rightarrow M_{xd+} = 1724 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd+} \cdot 4.5 \cdot 1724 = 7758 \text{ kN.m}$$

Normaalkracht :

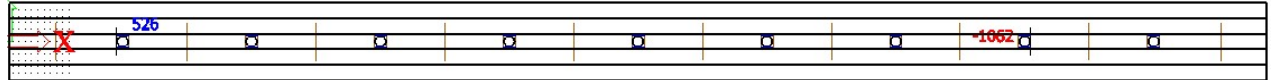
Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :
 $N_{xd} = 362 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd} \cdot 4.5 \cdot 362 = 1629 \text{ kN/m}$

De momenten in dwarsrichting en dwarskrachten worden op een breedte van 2m geïntegreerd:

M_{yd}^+ :



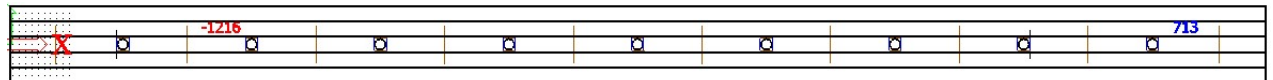
$V_{y,min}$:



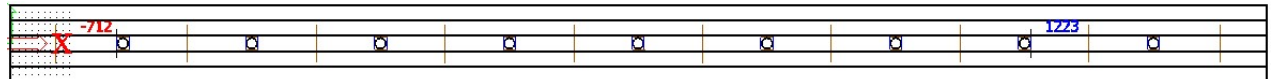
$V_{y,max}$:



$V_{x,min}$:



$V_{x,max}$:



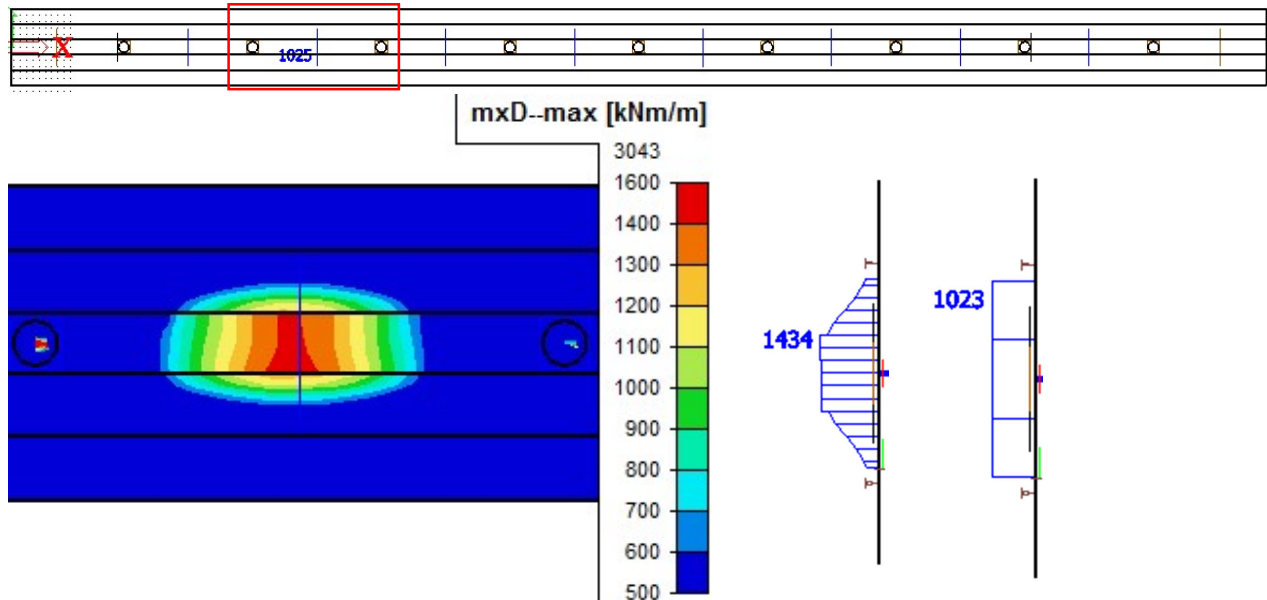
Samenvatting :

- > $M_{x,f}^+ = 1724 \text{ kN.m/m}$ (7758 kN.m over 4.5 m) met $N_{ed} = 362 \text{ kN/m}$ (1629 kN.m over 4.5 m)
- > $M_{y,f}^+ = 953 \text{ kN.m/m}$
- > $V_{y,f} = 1062 \text{ kN.m/m}$
- > $V_{x,f} = 1223 \text{ kN.m/m}$

Gebied 3

Maatgevende interne krachten.

Moment :



Maximale waarde

$$\rightarrow M_{xd} = 1434 \text{ kN.m/m}$$

Gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$\rightarrow M_{xd} = 1023 \text{ kN.m/m} \rightarrow M_{xd} \cdot 6 = 6 \cdot 1023 = 6138 \text{ kN.m}$$

Normaalkracht :

Voor de combinatie van de maximale moment vinden we als gemiddelde over de meewerkende breedte :

$$N_{xd} = 889 \text{ kN.m/m} \rightarrow N_{xd} \cdot 6 \cdot 889 = 5334 \text{ kN/m}$$

Nazicht

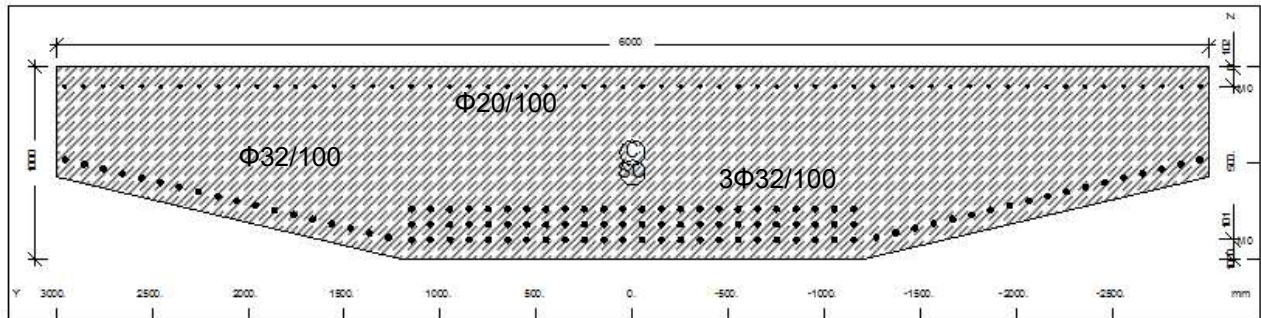
Gebied 1 en 3

Langswapening :

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcement	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					
1	1	5.2296E+00	4.605E+00	3.793E-01	0.0	0.0	35220	130.74
	2	1.368E+00	2.846E+00	1.342E+01	447.4	551.8	14675	

SNo	section number	ysc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm ²]	Young's modulus
A[m ²]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m ²], Az[m ²], Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m ⁴], Iz[m ⁴], Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	It[m ⁴]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm ²]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm ²]
1	0.000	5712.0	0.00	0.00	0.00	0.00	7890.00	0.00	0.00

N[kN]	normal force	Mts[kNm]	secondary torsional moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mtp[kNm]	primary torsional moment	Mb[kNm ²]	warping moment

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone h-min= 0.0 h-max= 800.0 [mm]

Design values of crack width 0.360 [mm]

Coefficient kt of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.40

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.000	-48.00	-2.32	0.00	0.00	fc,t = 0.00	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Nonlinear Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] ε-0 [o/oo]	Myi [kNm] ky [1/km]	Mzi [kNm] kz [1/km]	yn [mm] fact [-]	zn [mm] ε [o/oo]	σ-c [MPa] σ-c [MPa]	σ-s [MPa] σ-s [MPa]	σ-t [MPa] σ-t [MPa]	Ey-eff [N/mm2] Ez-eff [N/mm2]
				Designation		h[mm]	D[mm]	w[mm]	σ	σ-sr	a[mm]	As-eff[cm2]
1	0.000	1	0	5712.0 0.328	7889.97 1.445	0.00 0.000	-.- min	220.4 -0.318	-11.20 0.00	-34.21 196.16		14393 35220
				Material 1			max	-0.318	-11.20			
				Reinforcem. 2			min	1.127	0.00			
							max	-0.171	-34.21			
								0.981	196.16			
				T-zone		510.4	32.0	0.34	196.16	54.68		852.24
				Reinforcem. R0			32.0					1056.72

Ni,Myi,Mzi internal forces (integrals of nonlinear stresses)
 yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem
 σ-c stress in section
 Ey-eff,Ez-eff effective elasticity modulus referred to gross section
 ε-0 strain in centroid
 ky,kz curvatures
 fact,ε factor on shear strain or stresses
 h[mm] height of effective zone
 D[mm] effective diameter of reinforcements
 w[mm] width of cracks
 σ effective steel stress
 σ-sr steel stress at initial crack
 a[mm] distance of reinforcement bars
 As-eff[cm2] reinforcement of effective tensile zone

σ-s stress in reinforcements
 σ-t stress in tendons

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress σ-x	-11.20		MPa				
2	Longitud. compressive stress σ-x	-34.21		MPa				
2	Longitud. tensile stress σ+x	196.16		MPa				

Check for crack width passed with given reinforcements✓

Maximum Utilisation Level

	N σ-x	Vy σ+x	Vz τ	My σ-v	Mz σ-s	Mtp σ-dyn	Mts As-l	Mb As-v	Ncr crack	SCL c/t	Total
Section 1	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 -	0.000 -	0.000 -	0.000 -	- 0.937	- -	0.937

N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)rimary and (s)econdary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 σ-x longitud. compressive stress
 σ+x longitud. tensile stress
 τ shear stress
 σ-v von Mises stress
 σ-s stress in reinforcements
 σ-dyn stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks

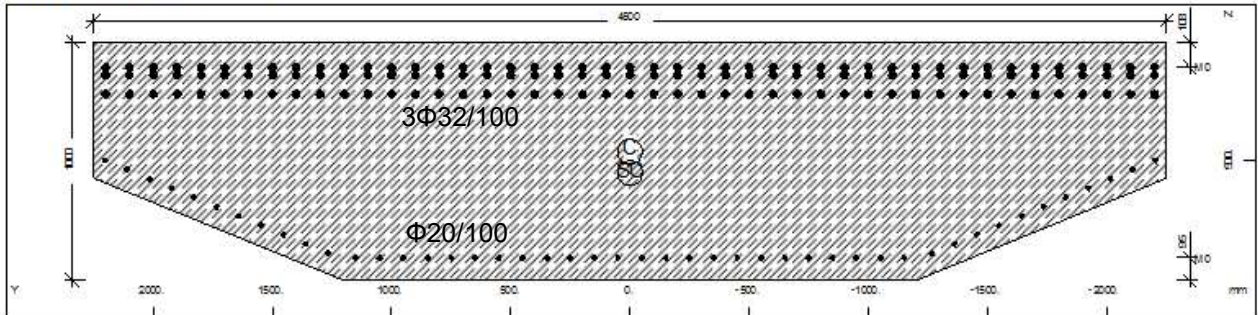
Gebied 2

Langswapening in x richting:

Materials

Mat	Classification	y-M
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcement	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
1	1	4.0506E+00	3.513E+00	3.067E-01	0.0	0.0	35220	101.26
	2	1.086E+00	2.825E+00	5.944E+00	460.4	550.7	14675	

SNo	section number	ysc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm ²]	Young's modulus
A[m ²]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m ²], Az[m ²], Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m ⁴], Iz[m ⁴], Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	It[m ⁴]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm ²]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm ²]
1	0.000	1629.0	0.00	0.00	0.00	0.00	-7758.00	0.00	0.00

N[kN]	normal force	Mts[kNm]	secondary torsional moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mtp[kNm]	primary torsional moment	Mb[kNm ²]	warping moment

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone h-min= 0.0 h-max= 800.0 [mm]

Design values of crack width 0.200 [mm]

Coefficient kt of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.50

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor	Max.compr stress	at strain	Max.tens stress	at strain	Tension-stiffening	Bond factor
		[-]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[-]
1	0	1.000	-48.00	-2.32	0.00	0.00	fc,t = 0.00	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.000	-48.00	-2.32	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Nonlinear Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] $\epsilon-\theta$ [o/oo]	Myi [kNm] ky [1/km]	Mzi [kNm] kz [1/km]	yn [mm] fact [-]	zn [mm] ϵ [o/oo]	$\sigma-c$ [MPa] $\sigma-c$ [MPa]	$\sigma-s$ [MPa] $\sigma-s$ [MPa]	$\sigma-t$ [MPa] $\sigma-t$ [MPa]	Ey-eff [N/mm2] Ez-eff [N/mm2] As-eff [cm2]
1	0.000	1	0	Designation 1629.0 0.183	-7758.00 -1.197	0.00 0.000	-.- min max	612.8 -0.464 0.734	-15.90 0.00 0.00	-69.97 120.88		21128 35220
				Material Reinforcem.	1 2		min max	-0.464 0.604	-15.90 120.88			
				T-zone Reinforcem. R0		380.6 32.0	32.0 32.0	0.18	120.88	35.21		1085.40 1229.84

Ni,Myi,Mzi internal forces (integrals of nonlinear stresses)
 yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem
 $\sigma-c$ stress in section
 Ey-eff,Ez-eff effective elasticity modulus referred to gross section
 $\epsilon-\theta$ strain in centroid
 ky,kz curvatures
 fact, ϵ factor on shear strain or stresses
 h[mm] height of effective zone
 D[mm] effective diameter of reinforcements
 w[mm] width of cracks
 σ effective steel stress
 $\sigma-sr$ steel stress at initial crack
 a[mm] distance of reinforcement bars
 As-eff[cm2] reinforcement of effective tensile zone

$\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-t$ stress in tendons

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-15.90		MPa				
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-69.97		MPa				
2	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	120.88		MPa				

Check for crack width passed with given reinforcements✓

Maximum Utilisation Level

	N $\sigma-x$	Vy $\sigma+x$	Vz τ	My $\sigma-v$	Mz $\sigma-s$	Mtp $\sigma-dyn$	Mts As-l	Mb As-v	Ncr crack	SCL c/t	Total
Section 1	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 -	0.000 -	0.000 -	0.000 -	- 0.905	- -	0.905

N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)primary and (s)secondary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 $\sigma-x$ longitud. compressive stress
 $\sigma+x$ longitud. tensile stress

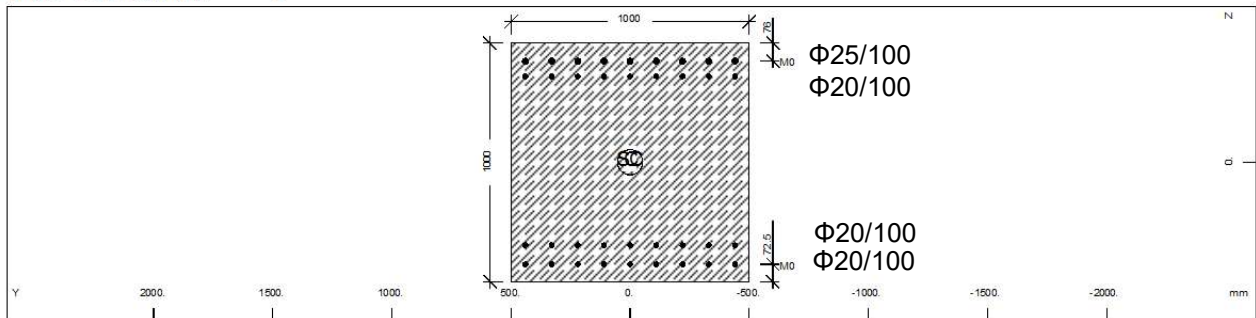
τ shear stress
 $\sigma-v$ von Mises stress
 $\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-dyn$ stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks

Langswapening in y richting:

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 40/50 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemnet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]				
1	1	1.0000E+00	8.442E-01	8.333E-02	0.0	0.0	35220	25.00
	2	1.423E-01	8.432E-01	8.333E-02	0.0	0.0	14675	

SNo section number
 Mat material number
 A[m²] sectional area
 Ay[m²], Az[m²], Ayz[m²] transverse shear deformation area
 Iy[m⁴], Iz[m⁴], Iyz[m⁴] bending moment of inertia
 yc[mm], zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm], zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm²] Young's modulus
 g[kN/m] weight per length
 MRf reinforcement material number
 It[m⁴] torsional moment of inertia
 G[N/mm²] Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm ²]
1	0.000	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	-953.00	0.00	0.00

N[kN] normal force
 Vy[kN], Vz[kN] shear force
 Mtp[kNm] primary torsional moment
 Mts[kNm] secondary torsional moment
 My[kNm], Mz[kNm] bending moment
 Mb[kNm²] warping moment

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone $h_{min} = 0.0$ $h_{max} = 800.0$ [mm]

Design values of crack width 0.200 [mm]

Coefficient k_t of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.50

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.000	-48.00	-2.32	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Nonlinear Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] $\epsilon-\theta$ [o/oo]	Myi [kNm] ky [1/km]	Mzi [kNm] kz [1/km]	yn [mm] fact [-]	zn [mm] ϵ [o/oo]	$\sigma-c$ [MPa] $\sigma-c$ [MPa]	$\sigma-s$ [MPa] $\sigma-s$ [MPa]	$\sigma-t$ [MPa] $\sigma-t$ [MPa]	Ey-eff [N/mm2] Ez-eff [N/mm2]
				Designation		h[mm]	D[mm]	w[mm]	σ	$\sigma-sr$	a[mm]	As-eff[cm2]
1	0.000	1	0	0.0	-953.00	0.00	-	281.4	-9.12	-34.31		9740
				0.330	-1.174	0.000		-0.257	0.00	165.65		35220
				Material	1		min	-0.257	-9.12			
							max	0.917	0.00			
				Reinforcem.	2		min	-0.172	-34.31			
							max	0.828	165.65			
				T-zone		248.8	25.0	0.20	165.65	101.65		72.45
				Reinforcem. R0			25.0					128.97

Ni,Myi,Mzi internal forces (integrals of nonlinear stresses)
 yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem
 $\sigma-c$ stress in section
 Ey-eff,Ez-eff effective elasticity modulus refered to gross section
 $\epsilon-\theta$ strain in centroid
 ky,kz curvatures
 fact,e factor on shear strain or stresses
 h[mm] height of effective zone
 D[mm] effective diameter of reinforcements
 w[mm] width of cracks
 σ effective steel stress
 $\sigma-sr$ steel stress at initial crack
 a[mm] distance of reinforcement bars
 As-eff[cm2] reinforcement of effective tensile zone

$\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-t$ stress in tendons

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-9.12		MPa				
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-34.31		MPa				

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
2	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	165.65		MPa				

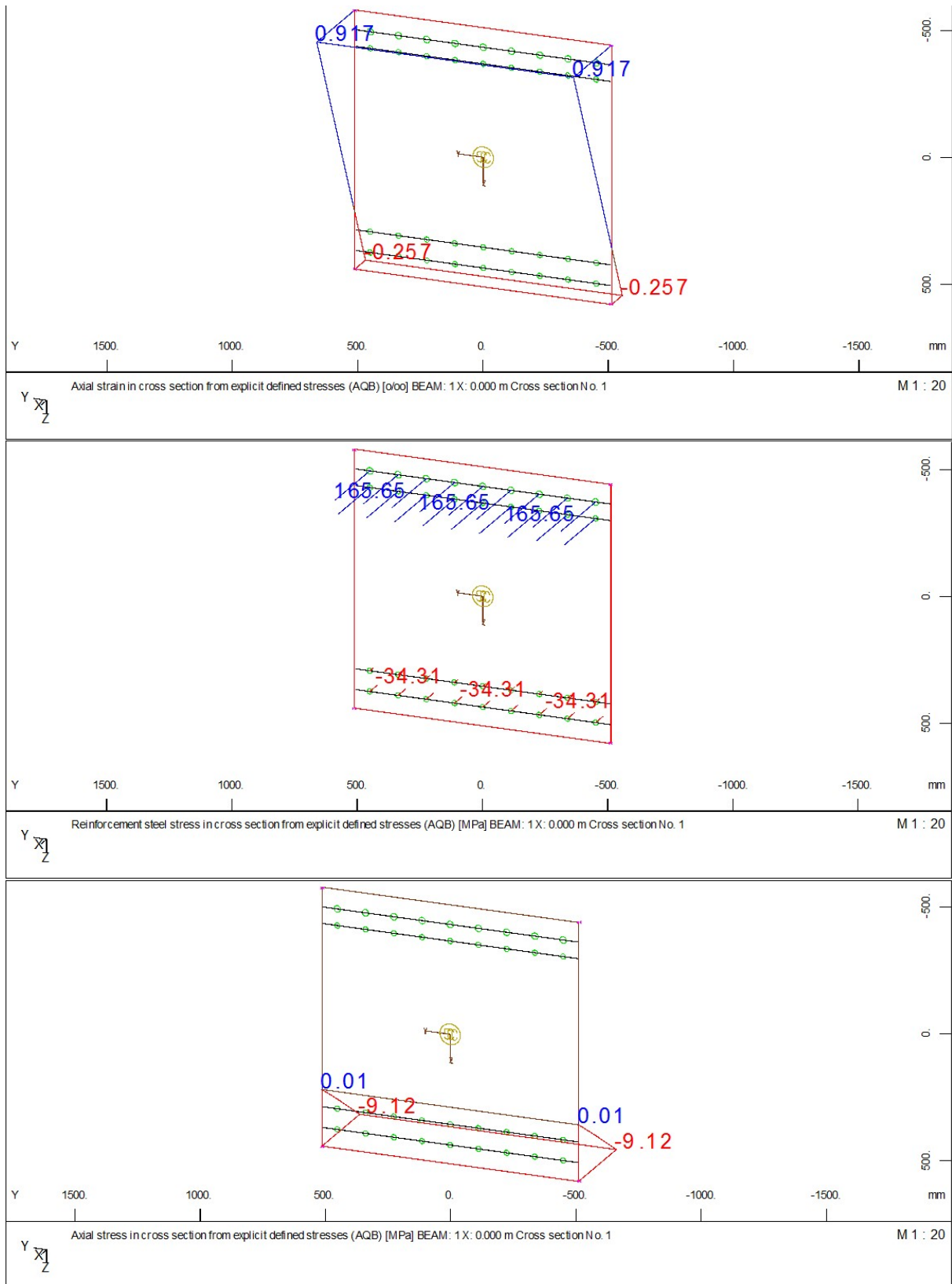
Check for crack width passed with given reinforcements✓

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.991
		0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	0.991	-	

N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)rimary and (s)econdary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 $\sigma-x$ longitud. compressive stress
 $\sigma+x$ longitud. tensile stress

τ shear stress
 $\sigma-v$ von Mises stress
 $\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-dyn$ stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks



Opmerking over de wapening

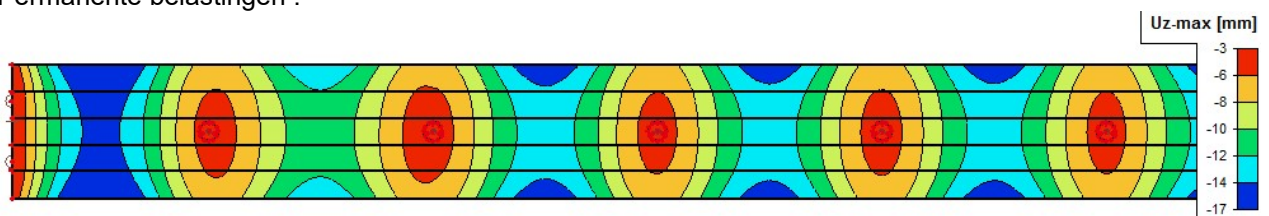
Op basis van bovenstaande berekeningen concluderen we dat de nodige wapeningshoeveelheid relatief hoog is. Echter:

- De fasering is niet in rekening gebracht. Deze zal een gunstig effect op het lange termijn effect en vooral de krimp.
- De wapening hierboven berekend betreft de meest kritische secties van de brug (eerste veld en eerste steunpunt), in de rest van de brug zal de wapeningshoeveelheid kleiner zijn.

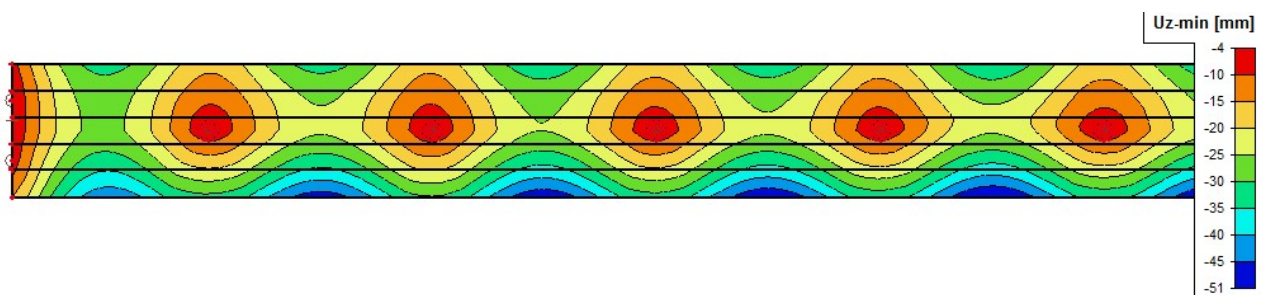
In het begin van de DO fase zal ook een alternatief met naspanning geëvalueerd worden.

Vervormingen

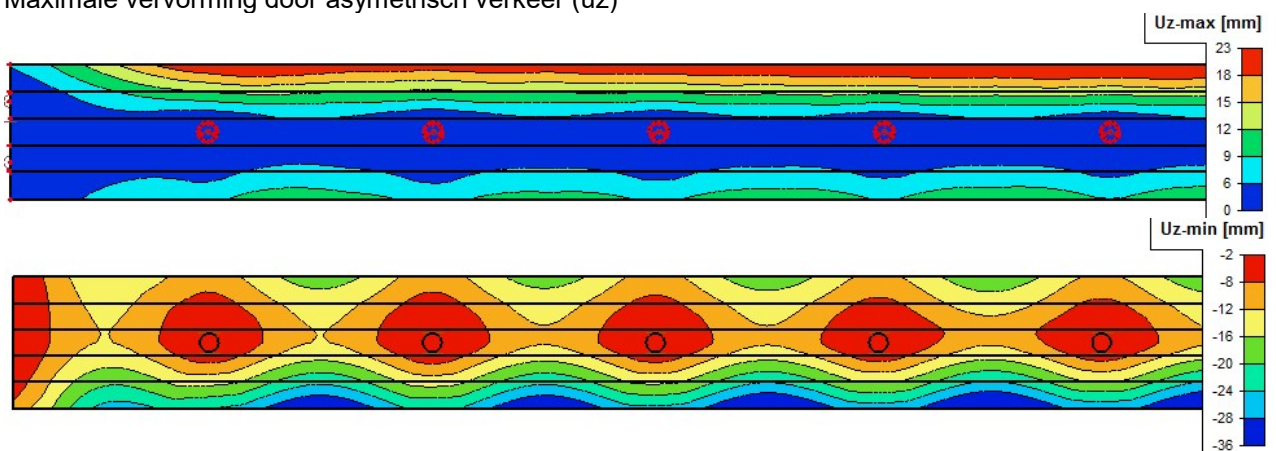
Permanente belastingen :



BGT-R combinatie



Maximale vervorming door asymmetrisch verkeer (uz)



Al de waarden zijn ongescheurde en korte termijne waarden (elastischemodulus niet vermindert).

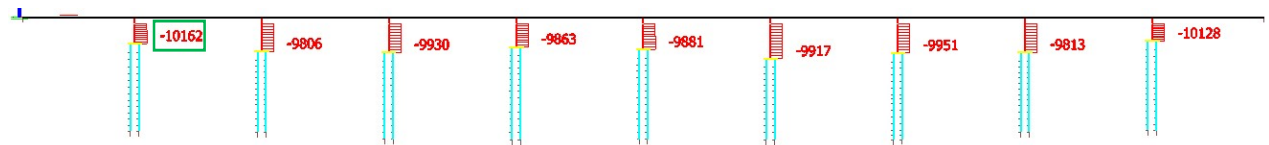
10.4 Pijlers

10.4.1 UGT toetsing

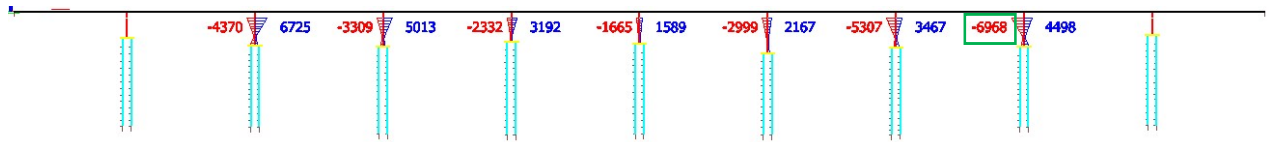
Er wordt hier gebruik gemaakt van het stijf model (§10.2.2).

10.4.1.1 Interne krachten UGT

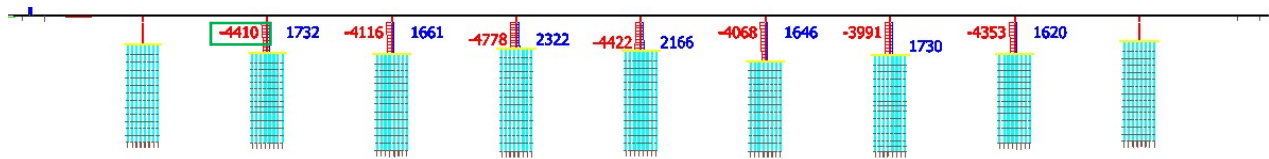
Normaalkrachten N_{ed}



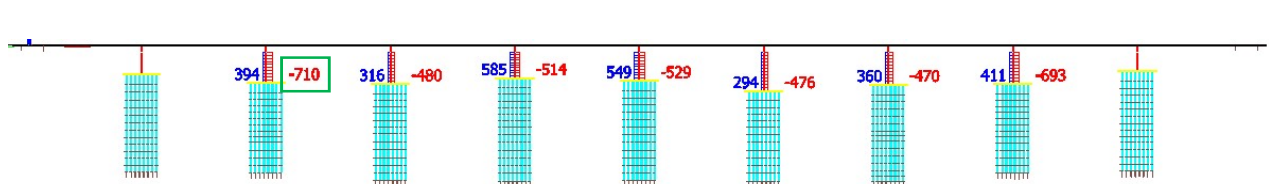
Momenten $M_{y,ed}$



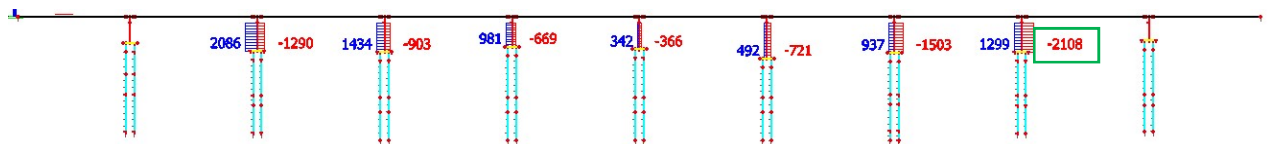
Momenten $M_{z,ed}$



Dwarskrachten $V_{y,ed}$



Dwarskrachten $V_{z,ed}$



Samenvatting

Hier zijn de maatgevende combinaties getoond:

Combinatie	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1 Nmin	-10162	0	0	0	0
2 Nmax	-3887	-118	-1862	-5664	-616
3 Vymin	-6765	-710	925	-1350	-533
4 Vymin	-5316	585	352	-344	-2272
5 Vzmin	-5761	-113	-2108	2700	308
6 Vzmax	-5775	-115	2086	-2522	300
7 Mymin	-5654	-68	-2108	-6968	-227
8 Mymax	-5674	-74	2086	6725	-230
9 Mzmin	-6904	169	355	-343	-4778
10 Mzmax	-7455	-174	-106	103	2323

10.4.1.2 Toetsing

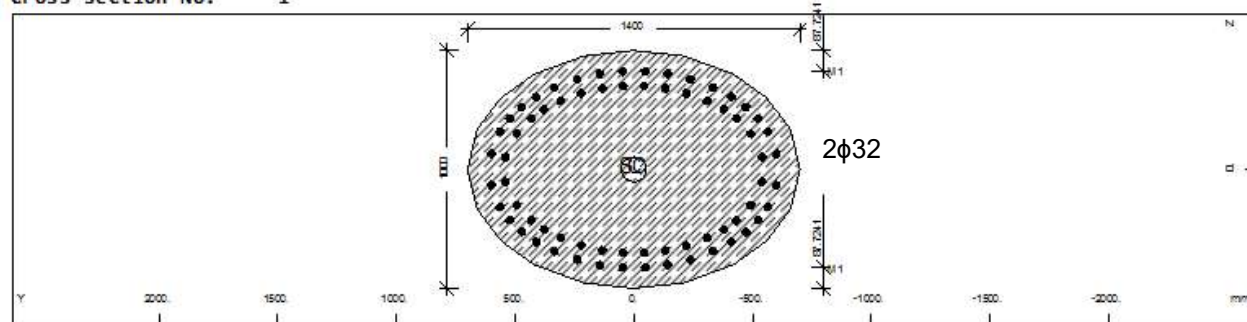
Het nazicht van de betondoorsnede onder de beschouwde interne krachten wordt met behulp Sofistik uitgevoerd. Hierbij wordt ongunstigste combinatie geselecteerd.

Langswapening (combinatie 7 bepalend) :

Materials

Mat	Classification	γ-M
1	C 50/60 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					
1	1	1.0814E+00	9.474E-01	6.651E-02	0.0	0.0	37278	27.04
	2	1.761E-01	9.062E-01	1.302E-01	0.0	0.0	15532	

SNo	section number	ysc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm ²]	Young's modulus
A[m ²]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m ²], Az[m ²], Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m ⁴], Iz[m ⁴], Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	It[m ⁴]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm ²]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-5654.0	-68.00	-2108.00	0.00	0.00	-6968.00	-227.00	0.00
N[kN]		normal force		Mts[kNm]		secondary torsional moment			
Vy[kN], Vz[kN]		shear force		My[kNm], Mz[kNm]		bending moment			
Mtp[kNm]		primary torsional moment		Mb[kNm2]		warping moment			

Design for Ultimate Loads - NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Safety factors	$\gamma_{-c,t}$	$\gamma_{-c,c}$	$\gamma_{-c,s}$	$\gamma_{-s,s}$	$\gamma_{-s,p}$	γ_{-s}	Biaxial bending
Strain limits	ϵ_{-c1}	ϵ_{-c2}	ϵ_{-s1}	ϵ_{-s2}	ϵ_{-z1}	ϵ_{-z2}	CTRL-options
	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15	1.10	
	-3.50	-2.00 ¹	$\delta = 1.00^2$	45.00	-3.50	20.00	PIIA = 7
¹ Strain limits will be adopted to active stress strain definitions of material							
² Value is obtained from maximum height of compression zone based on the redistribution grade δ (EN 1992-1-1, 5.5)							
$\gamma_{-c,t}$ global safety factor for concrete in bending				$\gamma_{-s,p}$ global safety factor for active reinforcements			
$\gamma_{-c,c}$ global safety factor for concrete in compression				γ_{-s} global safety factor for structural steel			
$\gamma_{-c,s}$ global safety factor for concrete in shear				ϵ_{-c1} strain limit for compression of concrete			
$\gamma_{-s,s}$ global safety factor for passive reinforcements				ϵ_{-c2} strain limit for centric compression of concrete			
ϵ_{-s1} strain limit for a selected x/d ratio triggering symmetric reinforcements							
ϵ_{-s2} strain limit for tension respective hardening of reinforcements							
ϵ_{-z1} incremental strain limit for tendons in compression							
ϵ_{-z2} incremental strain limit for tendons in tension							

Parameters for reinforcements

Minimum reinforcement for beams	Minimum reinforcement for columns	Compressive Member Limits e/h	Compressive Member Limits N/Npl	Minimum reinforcement of the required section	Maximum reinforcements
0.00 [o/o]	0.00 [o/o]	3.50 ¹	0.0010 ¹	0.00 [o/o]	0.00*Ned/fyd
¹ A beam is taken as compressive member if the eccentricity e/h is less and the compressive force is larger than these limits					

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.
Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors
Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.500	-33.33	-2.00	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.150	-469.57	-50.00	469.57	50.00		

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN]	Myi [kNm]	Mzi [kNm]	ε-1 [o/oo]	ε-2 [o/oo]	γ-c [-]	γ-s [-]	rel [-]	As [cm2]	Lay.
				ΔNi [kN]	ΔVyi [kN]	ΔVzi [kN]	yn [mm]	zn [mm]	e+ [mm]	e- [mm]	z [mm]		
				Designation		ε-o	ε-min	ε-max	τ-b	σ-min	σ-max		
				section		T/Tmax	D/Dmax	Z/Zmax	N[kN]				
1	0.000	1	0	-6461.5	-7963.07	-259.41	-3.50	4.48	1.50	1.15	1.14	482.40	1
							-5675	105	-266.	311.6	604.2		
				Material		1	-3.50	5.34		-33.3	0.00		
				Reinforcem.		2	-2.64	4.48		-435.	436.5		
			0	section ZS		0.974	1.000	0.026	-14417.9				
Ni,Myi,Mzi capacity forces rel relative bearing capacity													
ε-1,ε-2 strain at outmost effective fibers As longitudinal reinforcement per layer													
γ-c safety factor concrete Lay. layer of reinforcement													
γ-s safety factor reinforcements													
ΔNi longitudinal force created from the truss model for shear and torsion													
ΔVyi,ΔVzi change of transverse shear due to tendon stress increase													
yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem													

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total																																																																																																												
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t																																																																																																													
Section 1	0.000	0.000	0.440	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	1.000																																																																																																												
	0.000	0.000	0.000	0.440	-	-	0.875	1.000	-	-																																																																																																													
<table> <tr> <td>N</td><td>normal force</td><td>τ</td><td>shear stress</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>Vy,Vz</td><td>shear force</td><td>$\sigma-v$</td><td>von Mises stress</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>My,Mz</td><td>bending</td><td>$\sigma-s$</td><td>stress in reinforcements</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>Mtp,Mts</td><td>torsion (p)rimary and (s)econdary</td><td>$\sigma-dyn$</td><td>stress range</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>Mb</td><td>warping moment</td><td>As-l</td><td>longitudinal reinforcements</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>Ncr</td><td>flexural buckling</td><td>As-v</td><td>shear link reinforcements</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>SCL</td><td>cross-section class</td><td>crack</td><td>crack width</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>$\sigma-x$</td><td>longitud. compressive stress</td><td>c/t</td><td>stress dependant utilisation level (see AQS Manual 2.3.2)</td><td colspan="8"></td></tr> <tr> <td>$\sigma+x$</td><td>longitud. tensile stress</td><td>Total</td><td>most unfavorable utilisation for all checks</td><td colspan="8"></td></tr> </table>												N	normal force	τ	shear stress									Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	von Mises stress									My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements									Mtp,Mts	torsion (p)rimary and (s)econdary	$\sigma-dyn$	stress range									Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements									Ncr	flexural buckling	As-v	shear link reinforcements									SCL	cross-section class	crack	crack width									$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQS Manual 2.3.2)									$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks								
N	normal force	τ	shear stress																																																																																																																				
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	von Mises stress																																																																																																																				
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements																																																																																																																				
Mtp,Mts	torsion (p)rimary and (s)econdary	$\sigma-dyn$	stress range																																																																																																																				
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements																																																																																																																				
Ncr	flexural buckling	As-v	shear link reinforcements																																																																																																																				
SCL	cross-section class	crack	crack width																																																																																																																				
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQS Manual 2.3.2)																																																																																																																				
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks																																																																																																																				

Dwarswapening (combinatie 5 bepalend) :

$V_{ed\ max} = 2257\ kN$

Op basis van :

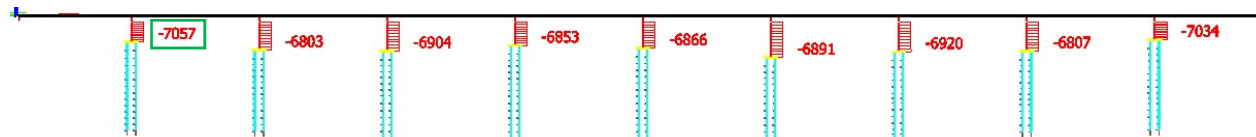
- $Z = 0.9\ d = 0.9 \cdot (1000 - 60 - 32/2 - 60/2 - 16) = 787\ mm$ (halverwege tussen de twee wapeningslagen)
- Twee cirkelvormige dwarskrachtwapening $\phi 16$ met een tussenafstand van 100 mm :80 cm²/m

$$V_{rds} = A_{sv} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot Z = 8000 \cdot 0.5 / 1.15 \cdot 0.787 = 2737\ kN > V_{ed\ max} = 2257\ kN \rightarrow \text{ok}$$

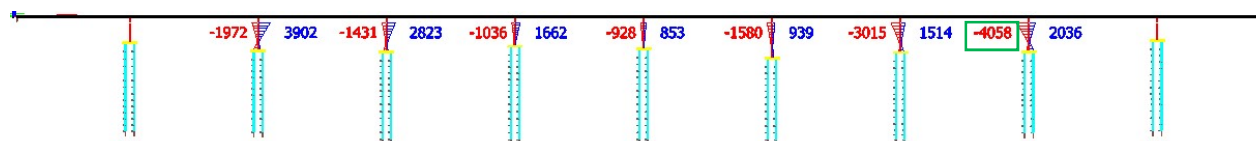
10.4.2 BGT toetsing (scheurbeheersing)

10.4.2.1 Interne krachten BGT-F

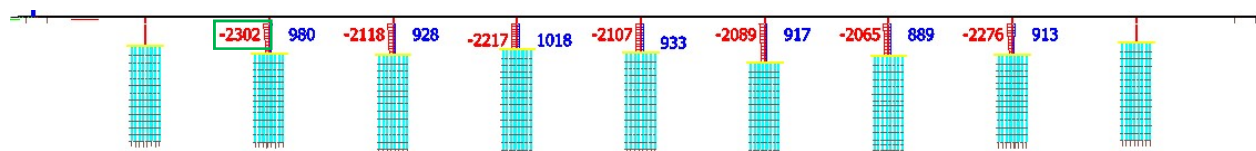
Normaalkrachten N_f



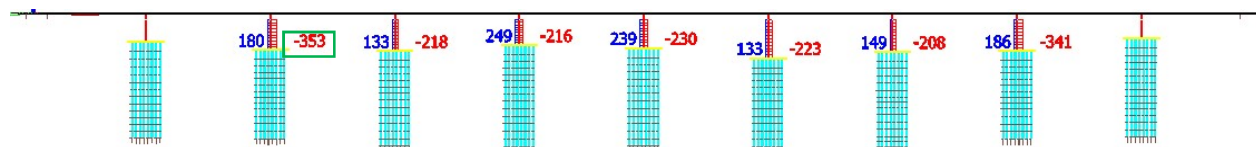
Momenten $M_{y,f}$



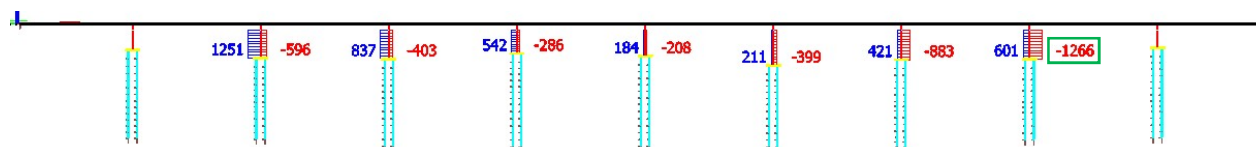
Momenten $M_{z,f}$



Dwarskrachten $V_{y,f}$



Dwarskrachten $V_{z,f}$



Samenvatting

	Combinatie	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	Nmin	-7057	0	0	0	0
2	Nmax	-4582	-50	-766	-2298	-343
3	Vymin	-6186	-353	766	-1120	-374
4	Vymax	-5464	249	293	-285	-849
5	Vzmin	-5382	-44	-1266	1750	206
6	Vzmax	-5391	-45	1251	-1643	205
7	Mymin	-5265	-44	-1266	-4058	6
8	Mymax	-5278	-45	1251	3902	7
9	Mzmin	-6064	-275	768	2284	-2302
10	Mzmax	-5277	-24	-63	61	1018

10.4.2.2 Toetsing

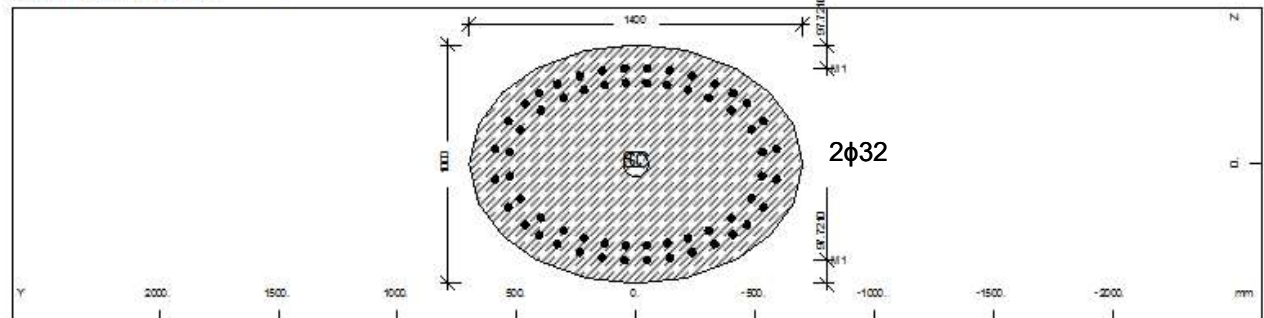
Het nazicht van de betondoorsnede onder de beschouwde interne krachten wordt met behulp Sofistik uitgevoerd. Hierbij wordt ongunstigste combinatie geselecteerd.

Langswapening (combinatie 7 bepalend) :

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 50/60 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemnet	1.15

Cross section No. 1



Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-5265.0	-44.00	-1266.00	0.00	0.00	-4058.00	6.00	0.00

N[kN] normal force Mts[kNm] secondary torsional moment
 Vy[kN], Vz[kN] shear force My[kNm], Mz[kNm] bending moment
 Mtp[kNm] primary torsional moment Mb[kNm2] warping moment

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone h-min= 0.0 h-max= 800.0 [mm]

Design values of crack width 0.360 [mm]

Coefficient kt of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.50

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-5265.0	-44.00	-1266.00	0.00	0.00	-4058.00	6.00	0.00
N[kN] normal force Vy[kN], Vz[kN] shear force Mtp[kNm] primary torsional moment Mts[kNm] secondary torsional moment My[kNm], Mz[kNm] bending moment Mb[kNm2] warping moment									

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone h-min= 0.0 h-max= 800.0 [mm]

Design values of crack width 0.360 [mm]

Coefficient kt of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.50

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.000	-58.00	-2.46	0.00	0.00	fc,t = 0.00	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Nonlinear Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] ε-0 [o/oo]	Myi [kNm] ky [1/km]	Mzi [kNm] kz [1/km]	yn [mm] fact [-]	zn [mm] ε [o/oo]	σ-c [MPa] σ-c [MPa]	σ-s [MPa] σ-s [MPa]	σ-t [MPa] σ-t [MPa]	Ey-eff [N/mm2] Ez-eff [N/mm2]
				Designation		h[mm]	D[mm]	w[mm]	σ	σ-sr	a[mm]	As-eff[cm2]
1	0.000	1	0	-5265.0	-4058.00	6.00	87600	70.3	-34.97	-158.3		25590
				0.168	-2.384	0.002		-1.024	0.00	225.36		37278
				Material 1			min	-1.024	-34.97			
				Reinforcem. 2			max	1.360	0.00			
							min	-0.792	-158.3			
							max	1.127	225.36			
				T-zone		500.0	32.0	0.36	225.36	35.79		241.20
				Reinforcem. R1			32.0					482.40
Ni,Myi,Mzi internal forces (integrals of nonlinear stresses)												
yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem						σ-s stress in reinforcements						
σ-c stress in section						σ-t stress in tendons						
Ey-eff,Ez-eff effective elasticity modulus refered to gross section												
ε-0 strain in centroid												
ky,kz curvatures												
fact,ε factor on shear strain or stresses												
h[mm] height of effective zone												
D[mm] effective diameter of reinforcements												
w[mm] width of cracks												
σ effective steel stress												
σ-sr steel stress at initial crack												
a[mm] distance of reinforcement bars												
As-eff[cm2] reinforcement of effective tensile zone												

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress σ-x	-34.97		MPa				
2	Longitud. compressive stress σ-x	-158.32		MPa				

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
2	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	225.36		MPa				

Check for crack width passed with given reinforcements ✓

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	1.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	1.000	-	

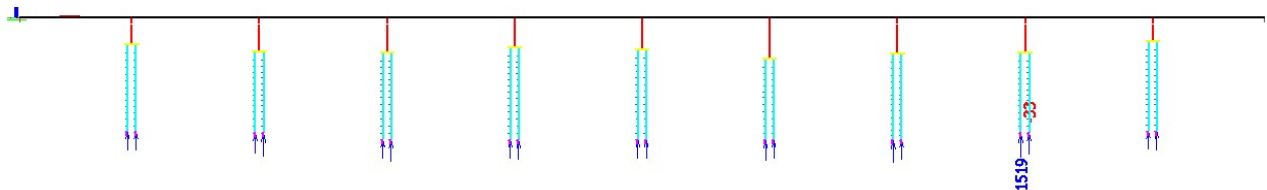
N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)rimary and (s)econdary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 $\sigma-x$ longitud. compressive stress
 $\sigma+x$ longitud. tensile stress
 τ shear stress
 $\sigma-v$ von Mises stress
 $\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-dyn$ stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks

10.5 Palen

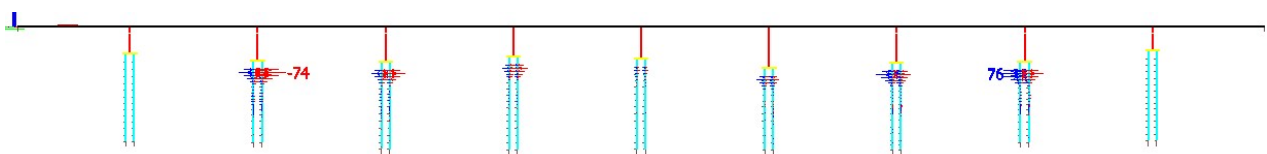
10.5.1 UGT toetsing

10.5.1.1 Reactiekrachten

Verticaal



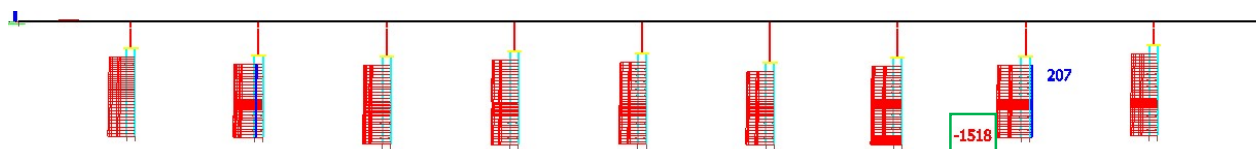
Horizontaal



10.5.1.2 Interne krachten UGT

Het model dat de grootste krachten geeft is het stijf model: model 2.

Normaalkrachten N_{ed}



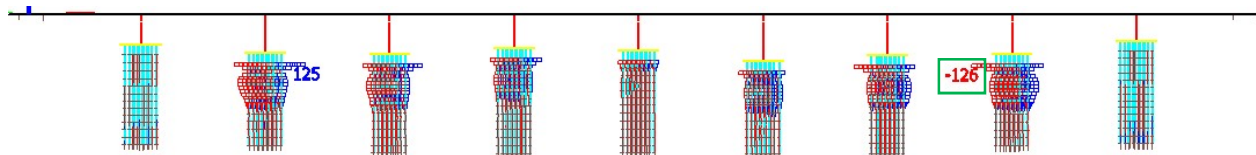
Momenten $M_{y,ed}$



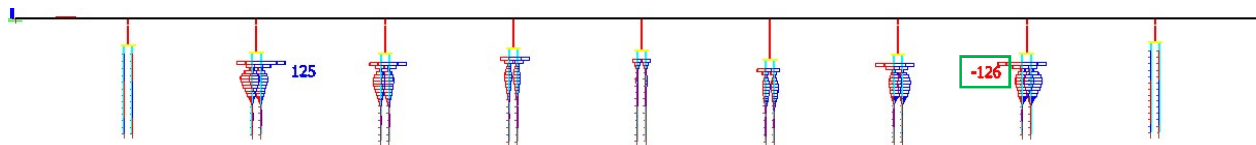
Momenten $M_{z,ed}$



Dwarskrachten $V_{y,ed}$



Dwarskrachten $V_{z,ed}$



Samenvatting

	Combinatie	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	Nmin	-1518	0	0	0	0
2	Nmax	207	10	-112	-106	-28
3	Vymin	-907	-76	21	14	95
4	Vymax	-1008	93	54	54	-124
5	Vzmin	-36	29	-126	-103	-45
6	Vzmax	-62	31	125	105	-46
7	Mymin	-61	-3	-46	-197	10
8	Mymax	-92	20	46	193	-16
9	Mzmin	-1020	92	52	55	-124
10	Mzmax	-889	-67	-20	-18	98

10.5.1.3 Toetsing

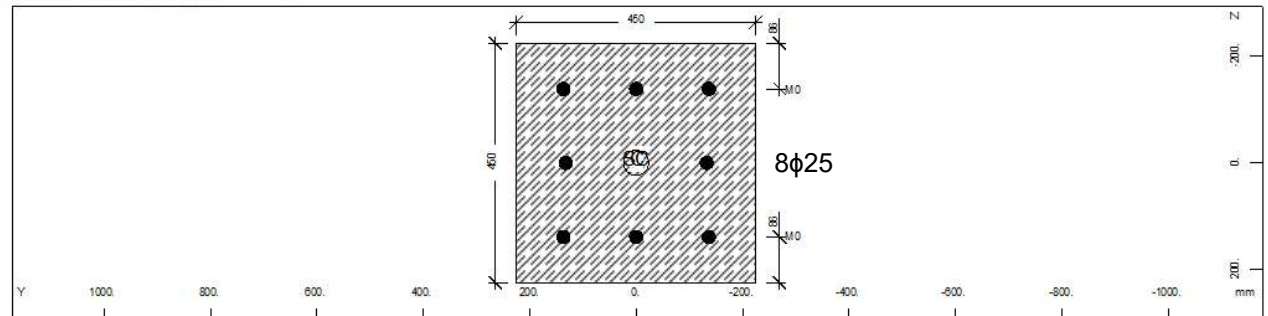
Het nazicht van de betondoorsnede onder de beschouwde interne krachten wordt met behulp Sofistik uitgevoerd. Hierbij wordt ongunstigste combinatie geselecteerd.

Langswapening (combinatie 7 bepalend) :

Materials

Mat	Classification	γ -M
1	C 30/37 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemet	1.15

Cross section No. 1



Cross section No. 1

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]				
1	1	2.0250E-01	1.709E-01	3.417E-03	0.0	0.0	32837	5.06
	2	5.843E-03	1.709E-01	3.417E-03	0.0	0.0	13682	

SNo	section number	ysc[mm], zsc[mm]	ordinate of shear centre
Mat	material number	E[N/mm ²]	Young's modulus
A[m ²]	sectional area	g[kN/m]	weight per length
Ay[m ²], Az[m ²], Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy[m ⁴], Iz[m ⁴], Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	It[m ⁴]	torsional moment of inertia
yc[mm], zc[mm]	ordinate of elastic centroid	G[N/mm ²]	Shear modulus

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-61.0	-3.00	-46.00	0.00	0.00	-197.00	10.00	0.00
N[kN]		normal force		Mts[kNm]		secondary torsional moment			
Vy[kN], Vz[kN]		shear force		My[kNm], Mz[kNm]		bending moment			
Mtp[kNm]		primary torsional moment		Mb[kNm2]		warping moment			

Design for Ultimate Loads - NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Safety factors	$\gamma-c,t$	$\gamma-c,c$	$\gamma-c,s$	$\gamma-s,s$	$\gamma-s,p$	$\gamma-s$	Biaxial bending
Strain limits	$\epsilon-c1$	$\epsilon-c2$	$\epsilon-s1$	$\epsilon-s2$	$\epsilon-z1$	$\epsilon-z2$	CTRL-options
	1.50	1.50	1.50	1.15	1.15	1.10	
	-3.50	-2.00 ¹	$\delta = 1.00^2$	45.00	-3.50	20.00	PIIA = 7
¹ Strain limits will be adopted to active stress strain definitions of material							
² Value is obtained from maximum height of compression zone based on the redistribution grade δ (EN 1992-1-1, 5.5)							
$\gamma-c,t$ global safety factor for concrete in bending				$\gamma-s,p$ global safety factor for active reinforcements			
$\gamma-c,c$ global safety factor for concrete in compression				$\gamma-s$ global safety factor for structural steel			
$\gamma-c,s$ global safety factor for concrete in shear				$\epsilon-c1$ strain limit for compression of concrete			
$\gamma-s,s$ global safety factor for passive reinforcements				$\epsilon-c2$ strain limit for centric compression of concrete			
$\epsilon-s1$ strain limit for a selected x/d ratio triggering symmetric reinforcements							
$\epsilon-s2$ strain limit for tension respective hardening of reinforcements							
$\epsilon-z1$ incremental strain limit for tendons in compression							
$\epsilon-z2$ incremental strain limit for tendons in tension							

Parameters for reinforcements

Minimum reinforcement for beams	Minimum reinforcement for columns	Compressive Member Limits e/h	Compressive Member Limits N/Npl	Minimum reinforcement of the required section	Maximum reinforcements
0.00 [o/o]	0.00 [o/o]	3.50 ¹	0.0010 ¹	0.00 [o/o]	0.00*Ned/fyd
¹ A beam is taken as compressive member if the eccentricity e/h is less and the compressive force is larger than these limits					

Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.

Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor	Max.compr stress	at strain	Max.tens stress	at strain	Tension-stiffening	Bond factor
		[-]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[-]
1	0	1.500	-20.00	-2.00	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.150	-469.57	-50.00	469.57	50.00		

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN]	Myi [kNm]	Mzi [kNm]	$\epsilon-1$ [o/oo]	$\epsilon-2$ [o/oo]	$\gamma-c$ [-]	$\gamma-s$ [-]	rel [-]	As [cm2]	Lay.
				ΔNi [kN]	ΔVy_i [kN]	ΔVz_i [kN]	γ_n [mm]	γ_n [mm]	$\epsilon+$ [mm]	$\epsilon-$ [mm]	γ_z [mm]		
				Designation		$\epsilon-o$ T/Tmax	$\epsilon-min$ D/Dmax	$\epsilon-max$ Z/Zmax	$\tau-b$	$\sigma-min$	$\sigma-max$		
				section						N[kN]			
1	0.000	1	0	-87.1	-281.66	14.31	-3.50	6.36	1.50	1.15	1.43	39.28	0
							1698	102	-83.5	166.1	230.5		
				Material		1	-3.50	8.70		-20.0	0.00		
				Reinforcem.		2	-1.17	6.36		-233.	437.8		
			0	section ZS		0.601	1.000	0.399	-511.9				
Ni,Myi,Mzi capacity forces rel relative bearing capacity													
$\epsilon-1,\epsilon-2$ strain at outmost effective fibers				As longitudinal reinforcement per layer									
$\gamma-c$ safety factor concrete				Lay. layer of reinforcement									
$\gamma-s$ safety factor reinforcements													
ΔNi longitudinal force created from the truss model for shear and torsion													
$\Delta Vy_i,\Delta Vz_i$ change of transverse shear due to tendon stress increase													
γ_n,γ_n intersection of neutral axis and local coordinate sytem													

Required Stirrup Reinforcements

Beam	x[m]	Sno	LC	S	Z	T [kN/m]	z [mm]	bs [mm]	k [-]	τ -V [MPa]	τ -T [MPa]	σ -II [MPa]	cot θ [-]	β [°]	As/s [cm ² /m]
						σ -x [MPa]	d [mm]	beff [mm]	ρ ,l [o/o]	relative shear capacities					
1	0.000	1	0	ZS	E	-75.07 -0.30	100%E 385.0	225.0 112.2	1.134	-0.33	0.00	0.00			1.97 ¹
										Vrd1,c	61.80 kN	Ve/Vr	0.28		
										Vrd2,c	214.62 kN	Ve/Vr	0.08		
				ZS	E	-75.07 -0.30	100%E 385.0	225.0 112.2	1.134	-0.33	0.00	0.00			1.97 ¹
										Vrd1,c	61.80 kN	Ve/Vr	0.28		
										Vrd2,c	214.62 kN	Ve/Vr	0.08		

¹ Minimum reinforcement has become decisive

S designation of shear cut
 Z state of section (I = compressive, A = uncracked, B = cracked, E = reduced elastic stress)
 T shear flow across the cut
 z lever of forces or +dF/-dF for difference of normal forces or nnEI for reduced elastic stress
 bs,beff width of cut
 k coefficient for plate or circular sections
 τ -V, τ -T, σ -x permanent stress
 σ -II principal compressive stress
 cot θ inclination of compressive struts
 β inclination of shear links
 As/s reinforcement of shear links in partial cut (total values have to be added within the same web/flange)
 ρ ,l ratio of longitudinal tensile reinforcements

Maximum Utilisation Level

	N σ -x	Vy σ +x	Vz τ	My σ -v	Mz σ -s	Mtp σ -dyn	Mts As-l	Mb As-v	Ncr crack	SCL c/t	Total
Section 1	0.000 0.000	0.000 0.000	0.081 0.000	0.000 0.000	0.000 -	0.000 -	0.000 0.699	0.000 0.280	- -	- -	0.699

N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)rimary and (s)econdary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 σ -x longitud. compressive stress
 σ +x longitud. tensile stress
 τ shear stress
 σ -v von Mises stress
 σ -s stress in reinforcements
 σ -dyn stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks

Dwarswapening (combinatie 5 bepalend) :

$V_{ed\ max} = 126\ kN$

Op basis van :

- $Z = 0.9\ d = 0.9 \cdot (450 - 60 - 16 - 25/2) = 362\ mm$ (halverwege tussen de twee wapeningslagen)
- dwarskrachtwapening $\phi 12$ met een tussenafstand van 250 mm :9 cm²/m

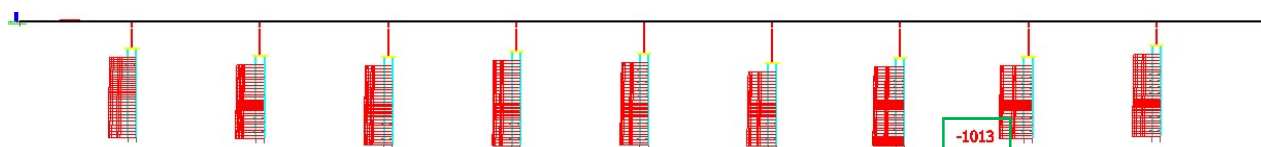
$V_{rds} = A_{sv} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot Z = 900 \cdot 0.5 / 1.15 \cdot 0.362 = 141\ kN > V_{ed\ max} = 126\ kN \rightarrow ok$

10.5.2 BGT toetsing

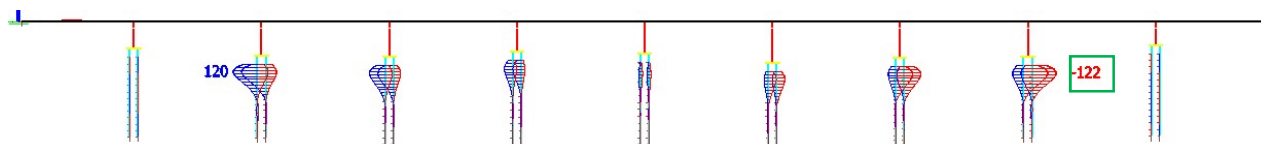
10.5.2.1 Interne krachten BGT-F

Het model dat de grootste krachten geeft is het stijf model: model 2.

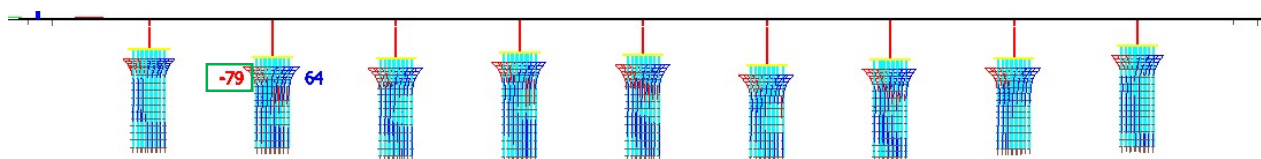
Normaalkrachten $N_{e,freq}$



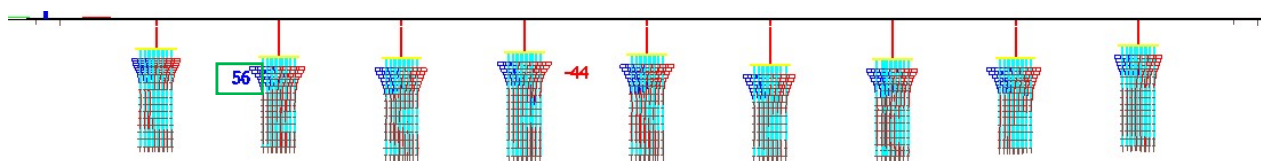
Momenten $M_{y,ed}$



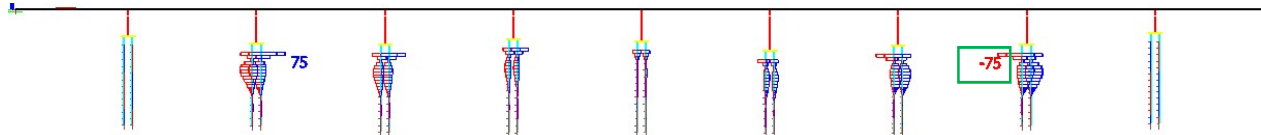
Momenten $M_{z,freq}$



Dwarskrachten $V_{y,freq d}$



Dwarskrachten $V_{z,freq d}$



Samenvatting

	Combinatie	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	Nmin	-1013	0	0	0	0
2	Nmax	-75	-15	-70	-67	34
3	Vymin	-632	-44	18	11	61
4	Vymax	-745	56	45	45	-79
5	Vzmin	-209	24	-75	-66	-39
6	Vzmax	-225	25	75	67	-40
7	Mymin	-246	-7	-26	-122	10
8	Mymin	-264	-7	26	120	10
9	Mzmin	-751	56	44	45	-79
10	Mzmax	-595	-41	-12	-11	64

10.5.2.2 Toetsing

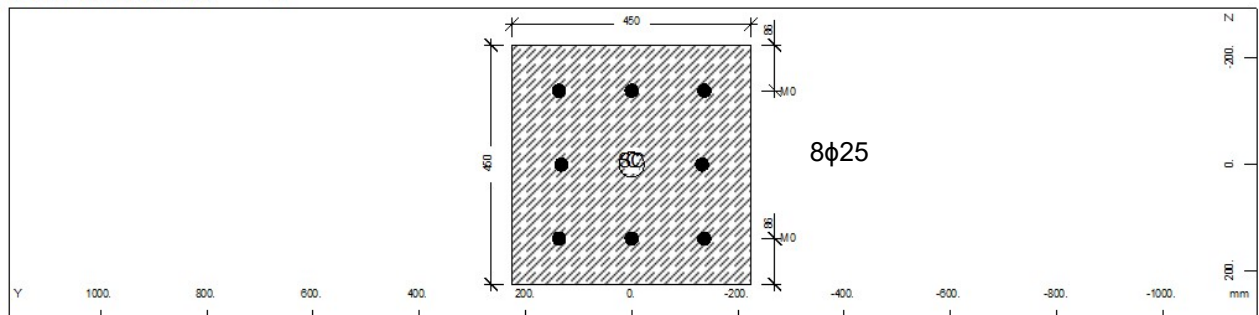
Het nazicht van de betondoorsnede onder de beschouwde interne krachten wordt met behulp Sofistik uitgevoerd. Hierbij wordt ongunstigste combinatie geselecteerd.

Langswapening (combinatie 7 bepalend) :

Materials

Mat	Classification	y-M
1	C 30/37 (EN 1992) Concrete	1.50
2	B 500 B (EN 1992) Reinforcemet	1.15

Cross section No. 1



Design Forces and Moments

Beam	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-246.0	-7.00	-26.00	0.00	0.00	-122.00	10.00	0.00

N[kN] normal force Mts[kNm] secondary torsional moment
 Vy[kN], Vz[kN] shear force My[kNm], Mz[kNm] bending moment
 Mtp[kNm] primary torsional moment Mb[kNm2] warping moment

Nonlinear Stresses

Parameters for Nonlinear Stresses

Iteration for all forces and moments

Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule

Design against cracks according to NEN EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2011) Concrete Structures

Limits for the effective zone h-min= 0.0 h-max= 800.0 [mm]

Design values of crack width 0.360 [mm]

Coefficient kt of load duration (EN 1992-1-1 Eq. 7.9) 0.50

Material of sections uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors

Applied material properties

Mat	Temp Lev.	Safety factor [-]	Max.compr stress [MPa]	at strain [o/oo]	Max.tens stress [MPa]	at strain [o/oo]	Tension-stiffening [MPa]	Bond factor [-]
1	0	1.000	-38.00	-2.16	0.00	0.00	$f_{c,t} = 0.00$	
2	0	1.000	-540.00	-50.00	540.00	50.00		0.80

Nonlinear Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Ni [kN] $\epsilon-\theta$ [o/oo]	Myi [kNm] ky [1/km]	Mzi [kNm] kz [1/km]	yn [mm] fact [-]	zn [mm] ϵ [o/oo]	$\sigma-c$ [MPa] $\sigma-c$ [MPa]	$\sigma-s$ [MPa] $\sigma-s$ [MPa]	$\sigma-t$ [MPa] $\sigma-t$ [MPa]	Ey-eff [N/mm2] Ez-eff [N/mm2]
				Designation		h[mm]	D[mm]	w[mm]	σ	$\sigma-sr$	a[mm]	As-eff[cm2]
1	0.000	1	0	-246.0 0.287	-122.00 -3.358	10.00 0.231	1244	85.6	-15.88 0.00	-42.18 157.14		10633 12664
				Material 1			min	-0.520	-15.88			
				Reinforcem. 2			max	1.095	0.00			
							min	-0.211	-42.18			
							max	0.786	157.14			
				T-zone Reinforcem. R0		239.9	25.0	0.20	157.14	61.68		19.64 39.28

Ni,Myi,Mzi internal forces (integrals of nonlinear stresses)
 yn,zn intersection of neutral axis and local coordinate sytem
 $\sigma-c$ stress in section
 Ey-eff,Ez-eff effective elasticity modulus referred to gross section
 $\epsilon-\theta$ strain in centroid
 ky,kz curvatures
 fact, ϵ factor on shear strain or stresses
 h[mm] height of effective zone
 D[mm] effective diameter of reinforcements
 w[mm] width of cracks
 σ effective steel stress
 $\sigma-sr$ steel stress at initial crack
 a[mm] distance of reinforcement bars
 As-eff[cm2] reinforcement of effective tensile zone

$\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-t$ stress in tendons

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-15.88		MPa				
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-42.18		MPa				

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
2	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	157.14		MPa				

Check for crack width passed with given reinforcements✓

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 1	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 0.000	0.000 -	0.000 -	0.000 -	0.000 -	- 0.554	- -	0.554

N normal force
 Vy,Vz shear force
 My,Mz bending
 Mtp,Mts torsion (p)rimary and (s)econdary
 Mb warping moment
 Ncr flexural buckling
 SCL cross-section class
 $\sigma-x$ longitud. compressive stress
 $\sigma+x$ longitud. tensile stress

τ shear stress
 $\sigma-v$ von Mises stress
 $\sigma-s$ stress in reinforcements
 $\sigma-dyn$ stress range
 As-l longitudinal reinforcements
 As-v shear link reinforcements
 crack crack width
 c/t stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
 Total most unfavorable utilisation for all checks

10.5.3 Paal draagvermogen

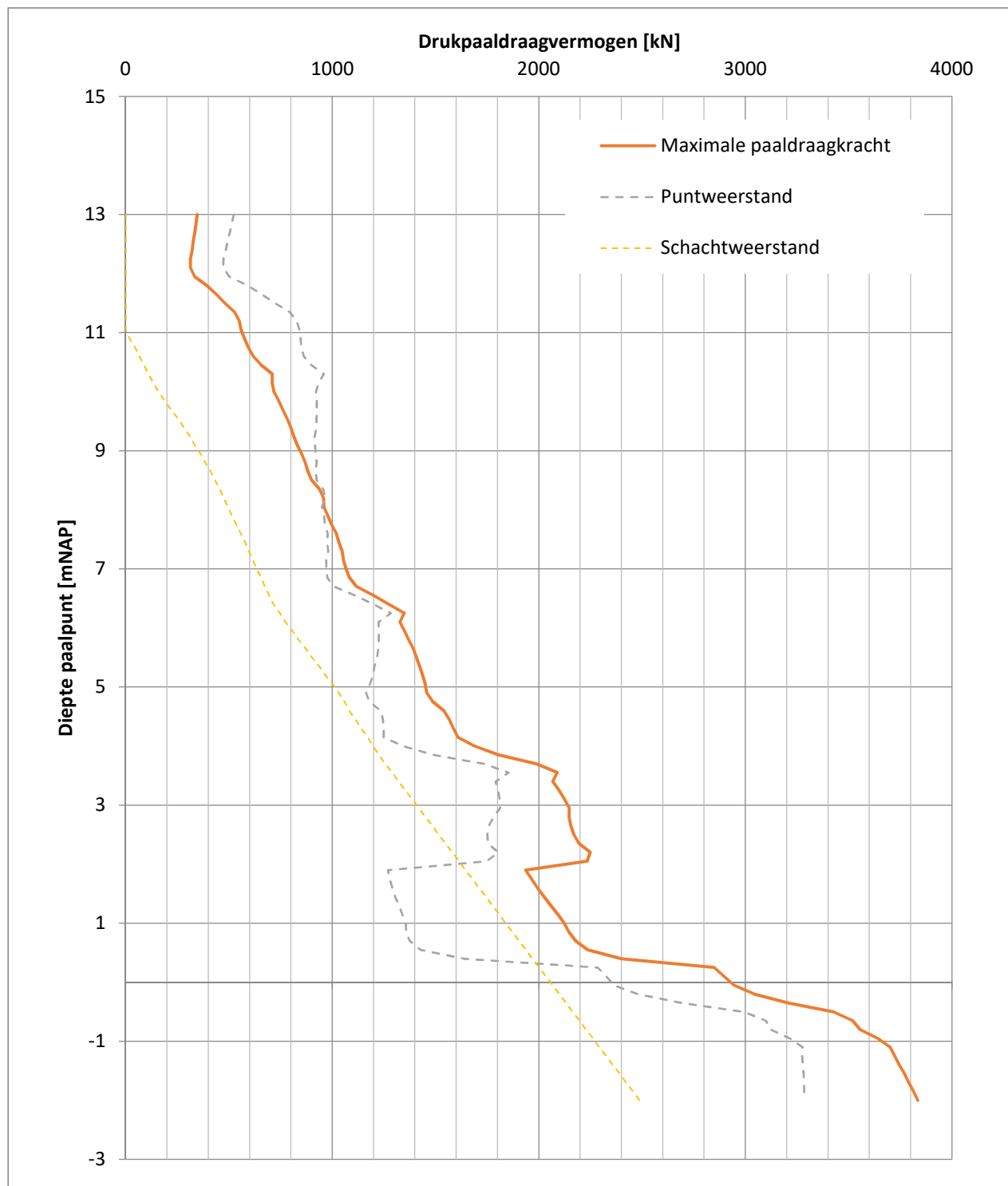
Het paal draagvermogen in functie van de diepte wordt hieronder voor de verschillende groepen voorgesteld in hoofdstuk 4.1.2 getoond. Het paal draagvermogen is met behulp van de methode van Koppejan bepaald. De aannames gebruikt voor de berekening worden hieronder weergegeven :

Belasting	Druk					
Paalpuntniveau	Var	m-NAP				
Paal topniveau	Var	m-NAP				
Paal doorsnede	Vierkant					
Paal type	prefab	Geheide paal				
Geometrie paal doorsnede	Vierkant					
zijde	0,45					
A	0,20					
O	1,80					
D _{eq}	0,51					
D _{eq}	0,51 m		Equivalente voetdiameter			
A	0,20 m ²		Oppervlakte paalpunt			
O	1,80 m		Omtrek paalschacht			
$\alpha_{s,zand}$	0,010 -		paalschachtwrijving druk bij zandgronden			
$\alpha_{s,klei}$	0,020 -		paalschachtwrijving druk bij klei en leemgronden			
$\alpha_{t,zand}$	0,007 -		paalschachtwrijving trek bij zandgronden			
$\alpha_{t,klei}$	0,019 -		paalschachtwrijving trek bij klei en leemgronden			
α_p	0,7 -		paalklassefactor			
β	1 -		paalvoetfactor			
s	1 -		factor voor de vorm van de dwarsdoorsnede van de paalvoet			
Aantal sonderingen	2					
Type gebouw/constructie	Stijf					
Combinatie	R3					
Gebaseerd op	proefbelastingen of sond	c				

De volgende waarden kunnen met de maximale reactiekracht berekend in hoofdstuk 10.5.1.1 vergeleken worden.

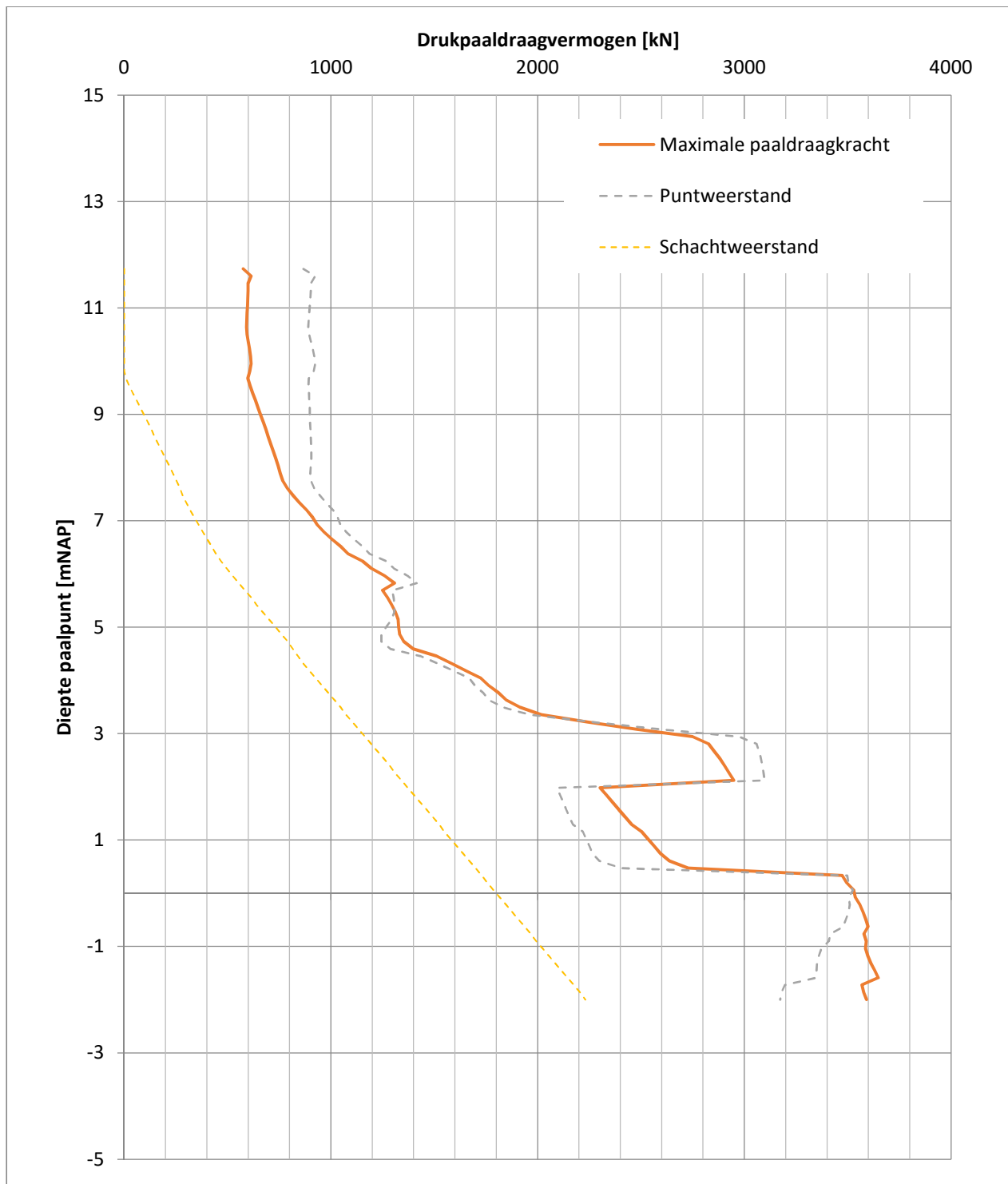
De sonderingen komen van de volgende document : BO_DKM1 t/m BO_DKM22 van Fugro.

10.5.3.1 Sonderingen S1 tot S6 (voor as LH0 tot as P2)



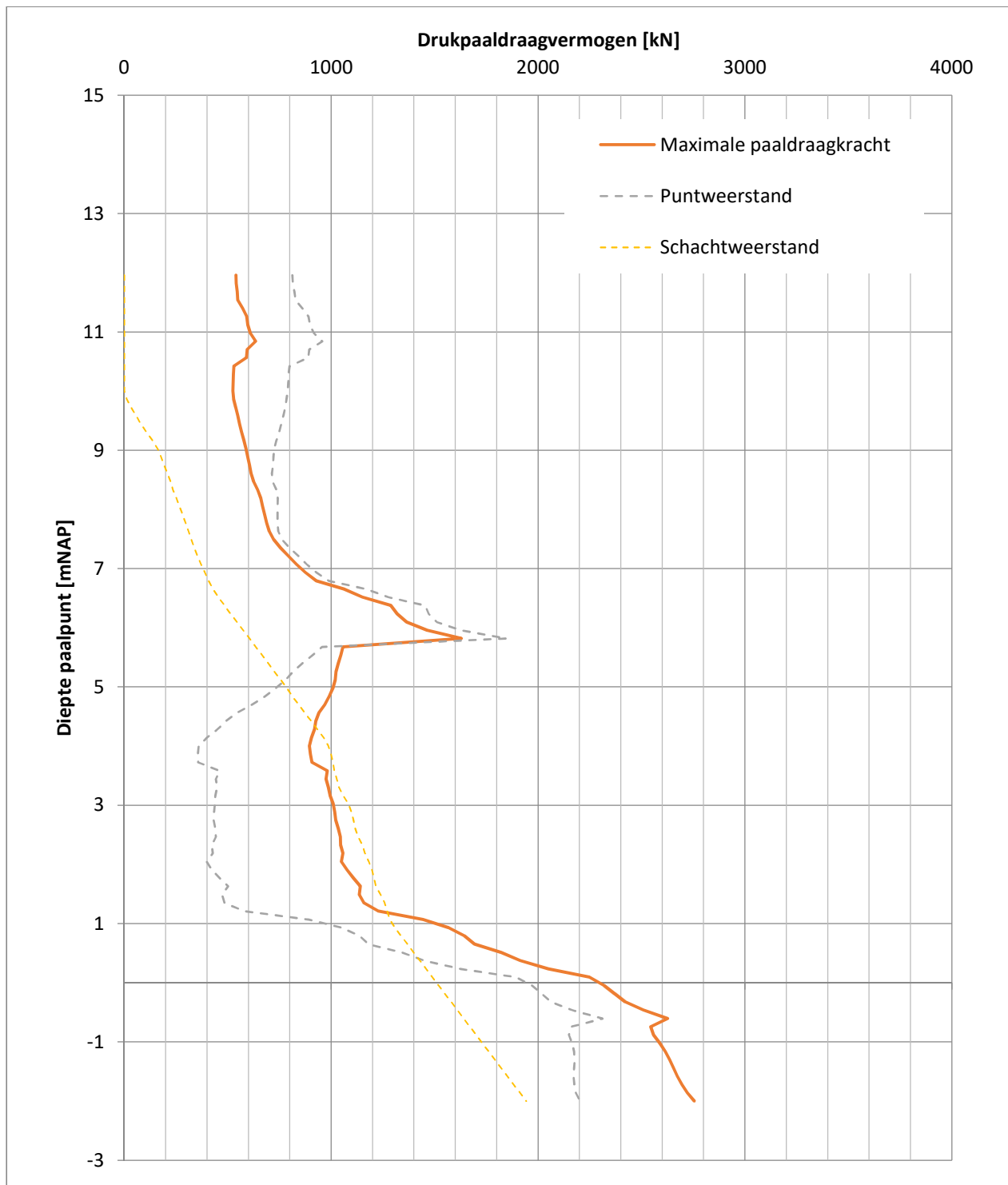
Paal draagvermogen druk in 0m NAP > 2000kN > 1519 kN -> ok

10.5.3.2 Sonderingen S7 tot S14 (voor as P3 tot as P6)



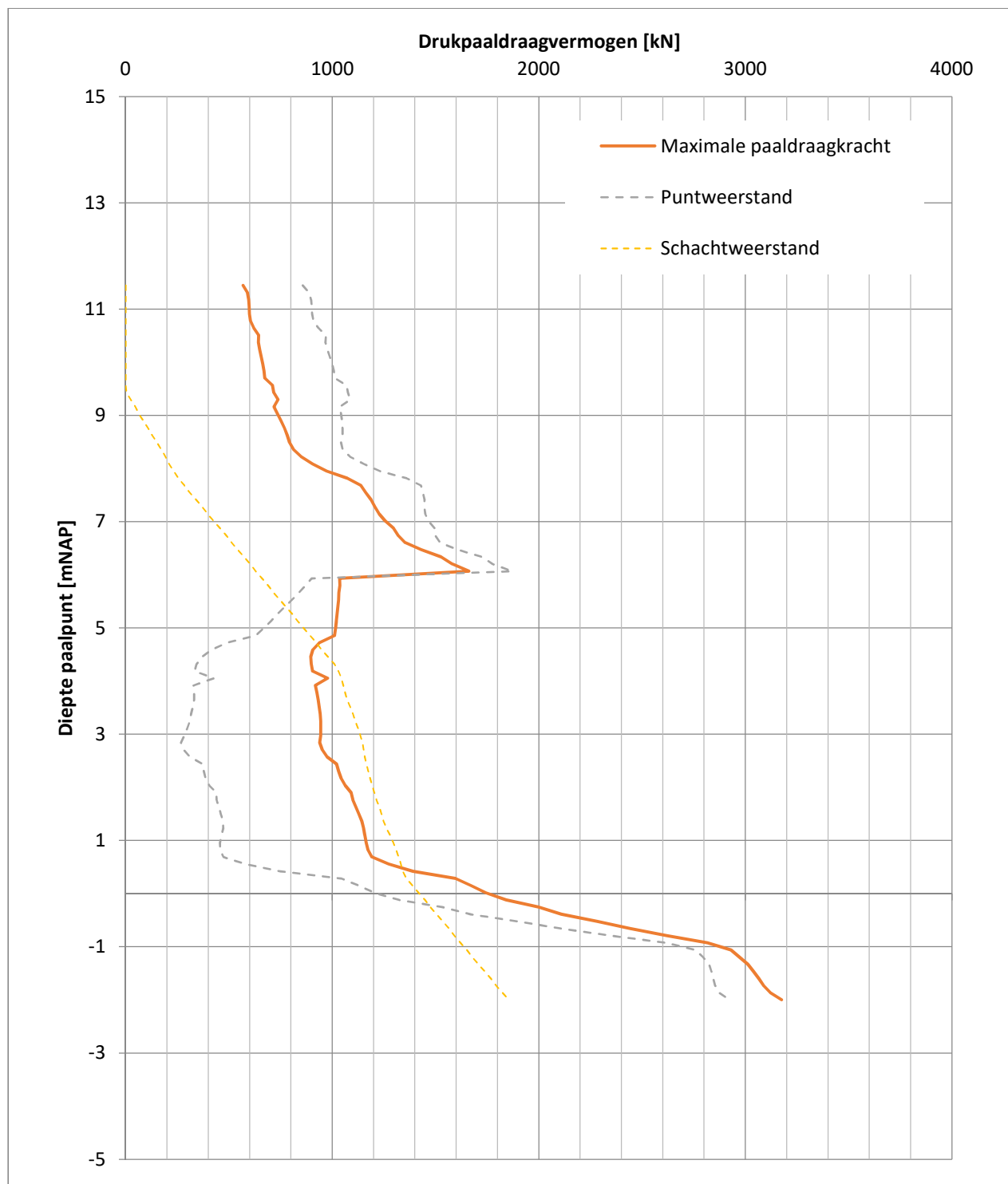
Paal draagvermogen druk in 0m NAP > 2000kN > 1519 kN -> ok

10.5.3.3 Sonderingen S15 en S16 (voor as P7)



Paal draagvermogen druk in 0m NAP > 2000kN > 1519 kN -> ok

10.5.3.4 Sonderingen S17 en S22 (voor as P8 tot LH1)

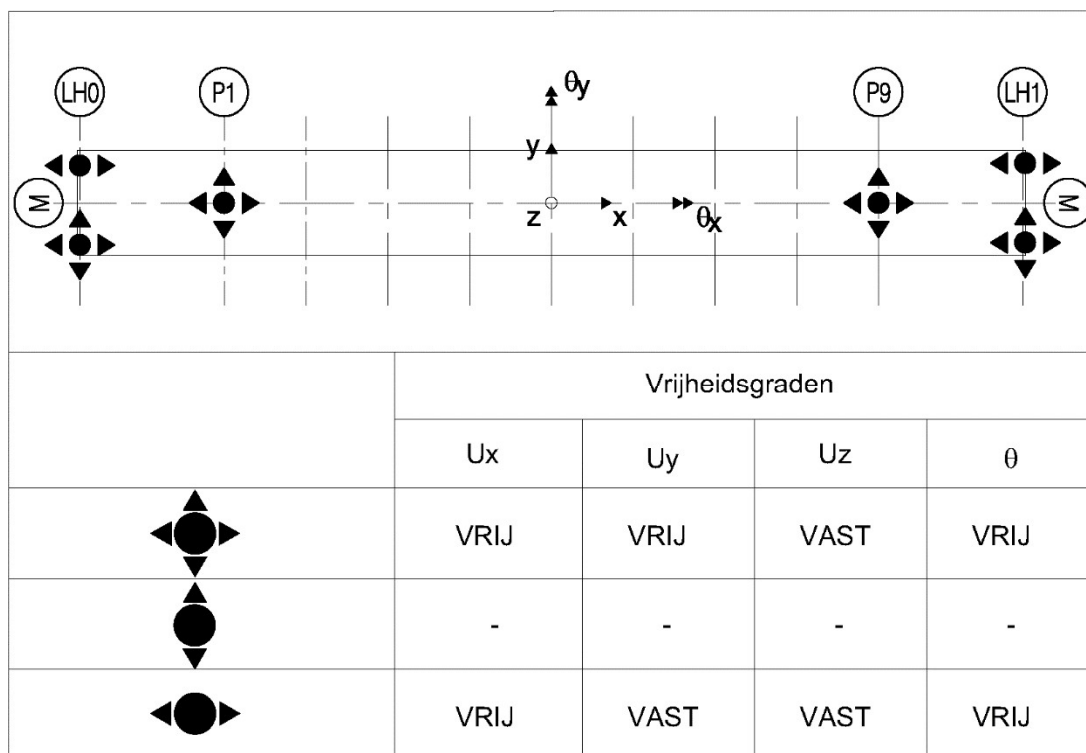


Paal draagvermogen druk in 0m NAP > 1600kN > 1519 kN -> ok

11. BRUG UITRUSTINGEN

11.1 Opleggingsen

Het statisch schema van de brug is hieronder weergegeven.



Figuur 24. Statisch schema van de brug

De pijlers P2 tem P8 zijn monolithisch verbonden met het dek. Op de pijlers P1 en P9 zijn sferische opleggingsen toegepast. Deze zijn vrij in de langs- en dwarsrichtingen. Voordeel van deze type van oplegging is de grote rotatie capaciteit.

Ter hoogte van de landhoofden zijn de reacties en rotaties relatief beperkt. Daar zullen klassieke elastomeeropleggingsen toegepast worden.

11.2 Voegovergang

Type voeg zal in DO bepaald worden.

11.3 HWA systeem

Het hemelwater wordt door twee open goten aan beide uiteinde van de brug afgevoerd. Ter hoogte van het landhoofd, na de voegovergang, zullen kolken met de nodige afvoercapaciteit geplaatst worden.

11.4 Verlichting

Geen verlichting toegepast.

Certificaat betreffende voltooiing

Envelop-id: 840143561D834DF5B09AB30CDC261E78	Status: Voltooid
Onderwerp: 1503332-03400, Brug Ooijen - Uitgangspuntennotitie	
Bronenvelop:	
Documentpagina's: 124	Handtekeningen: 2
Aanvullende documentpagina's: 0	Paraaf: 0
Certificaatpagina's: 5	
Begeleide ondertekening: Ingeschakeld	Betalingen: 0
Stempel met envelop-id plaatsen: Uitgeschakeld	
Tijdzone: (UTC+01:00) Amsterdam, Berlijn, Bern, Rome, Stockholm, Wenen	Opdrachtgever van envelop: Daniëlle van Duuren
	Postbus 366
	Houten, 3990 GD
	d.v.duuren@duravermeer.nl
	IP-adres: 10.111.40.7

Records bijhouden

Status: Origineel	Houder: Daniëlle van Duuren	Locatie: DocuSign
9-6-2017 13:37:40	d.v.duuren@duravermeer.nl	

Ondertekenaargebeurtenissen

Ivo van Peer
i.v.peer@duravermeer.nl

Beveiligingsniveau: E-mail, Accountverificatie (geen)

Handtekening

DocuSigned by:
Ivo van Peer
4AA39595A60D4D6...

IP-adres gebruiken: 193.173.103.246

Tijdstempel

Verzonden: 9-6-2017 13:40:36
Bekeken: 9-6-2017 17:30:31
Ondertekend: 9-6-2017 17:31:08

Elektronische document- en handtekeninginformatie:

Geaccepteerd: 9-6-2017 17:30:31
Id: e06b4c91-9444-4ce0-b0a0-8835740b8eb6

Jules Janssen
jules.janssen@duravermeer.nl

ProjectManager

Dura Vermeer

Beveiligingsniveau: E-mail, Accountverificatie (geen)

DocuSigned by:
Jules Janssen
7EEDC728811B4B1...

IP-adres gebruiken: 193.173.103.246

Verzonden: 9-6-2017 17:31:23
Bekeken: 11-6-2017 17:51:39
Ondertekend: 11-6-2017 17:51:55

Elektronische document- en handtekeninginformatie:

Niet aangeboden via DocuSign

Gebeurtenissen voor persoonlijke ondertekenaar

Handtekening

Tijdstempel

Verzendingsgebeurtenissen voor bewerker

Status

Tijdstempel

Verzendingsgebeurtenissen voor vertegenwoordiger

Status

Tijdstempel

Verzendingsgebeurtenissen voor tussenpersoon

Status

Tijdstempel

Gecertificeerde verzendingsgebeurtenissen

Status

Tijdstempel

Carbon copy-gebeurtenissen

Status

Tijdstempel

Notarisgebeurtenissen

Handtekening

Tijdstempel

Gebeurtenissen voor envelopsamenvatting	Status	Tijdstempels
Envelop verzonden	Gehasht/gecodeerd	9-6-2017 17:31:23
Gecertificeerd verzonden	Beveiliging gecontroleerd	11-6-2017 17:51:39
Ondertekening voltooid	Beveiliging gecontroleerd	11-6-2017 17:51:55
Voltooid	Beveiliging gecontroleerd	11-6-2017 17:51:55
Betalingsgebeurtenissen	Status	Tijdstempels
Elektronische document- en handtekeninginformatie		

ELECTRONIC RECORD AND SIGNATURE DISCLOSURE

From time to time, Dura Vermeer Groep NV “ ICT (we, us or Company) may be required by law to provide to you certain written notices or disclosures. Described below are the terms and conditions for providing to you such notices and disclosures electronically through your DocuSign, Inc. (DocuSign) Express user account. Please read the information below carefully and thoroughly, and if you can access this information electronically to your satisfaction and agree to these terms and conditions, please confirm your agreement by clicking the 'I agree' button at the bottom of this document.

Getting paper copies

At any time, you may request from us a paper copy of any record provided or made available electronically to you by us. For such copies, as long as you are an authorized user of the DocuSign system you will have the ability to download and print any documents we send to you through your DocuSign user account for a limited period of time (usually 30 days) after such documents are first sent to you. After such time, if you wish for us to send you paper copies of any such documents from our office to you, you will be charged a \$0.00 per-page fee. You may request delivery of such paper copies from us by following the procedure described below.

Withdrawing your consent

If you decide to receive notices and disclosures from us electronically, you may at any time change your mind and tell us that thereafter you want to receive required notices and disclosures only in paper format. How you must inform us of your decision to receive future notices and disclosure in paper format and withdraw your consent to receive notices and disclosures electronically is described below.

Consequences of changing your mind

If you elect to receive required notices and disclosures only in paper format, it will slow the speed at which we can complete certain steps in transactions with you and delivering services to you because we will need first to send the required notices or disclosures to you in paper format, and then wait until we receive back from you your acknowledgment of your receipt of such paper notices or disclosures. To indicate to us that you are changing your mind, you must withdraw your consent using the DocuSign 'Withdraw Consent' form on the signing page of your DocuSign account. This will indicate to us that you have withdrawn your consent to receive required notices and disclosures electronically from us and you will no longer be able to use your DocuSign Express user account to receive required notices and consents electronically from us or to sign electronically documents from us.

All notices and disclosures will be sent to you electronically

Unless you tell us otherwise in accordance with the procedures described herein, we will provide electronically to you through your DocuSign user account all required notices, disclosures, authorizations, acknowledgements, and other documents that are required to be provided or made available to you during the course of our relationship with you. To reduce the chance of you inadvertently not receiving any notice or disclosure, we prefer to provide all of the required notices and disclosures to you by the same method and to the same address that you have given us. Thus, you can receive all the disclosures and notices electronically or in paper format through the paper mail delivery system. If you do not agree with this process, please let us know as described below. Please also see the paragraph immediately above that describes the consequences of your electing not to receive delivery of the notices and disclosures electronically from us.

How to contact Dura Vermeer Groep NV â€“ ICT:

You may contact us to let us know of your changes as to how we may contact you electronically, to request paper copies of certain information from us, and to withdraw your prior consent to receive notices and disclosures electronically as follows:

To contact us by email send messages to: r.v.tol@duravermeer.nl

To advise Dura Vermeer Groep NV â€“ ICT of your new e-mail address

To let us know of a change in your e-mail address where we should send notices and disclosures electronically to you, you must send an email message to us at r.v.tol@duravermeer.nl and in the body of such request you must state: your previous e-mail address, your new e-mail address. We do not require any other information from you to change your email address..

In addition, you must notify DocuSign, Inc to arrange for your new email address to be reflected in your DocuSign account by following the process for changing e-mail in DocuSign.

To request paper copies from Dura Vermeer Groep NV â€“ ICT

To request delivery from us of paper copies of the notices and disclosures previously provided by us to you electronically, you must send us an e-mail to r.v.tol@duravermeer.nl and in the body of such request you must state your e-mail address, full name, US Postal address, and telephone number. We will bill you for any fees at that time, if any.

To withdraw your consent with Dura Vermeer Groep NV â€“ ICT

To inform us that you no longer want to receive future notices and disclosures in electronic format you may:

- i. decline to sign a document from within your DocuSign account, and on the subsequent page, select the check-box indicating you wish to withdraw your consent, or you may;
- ii. send us an e-mail to r.v.tol@duravermeer.nl and in the body of such request you must state your e-mail, full name, IS Postal Address, telephone number, and account number. We do not need any other information from you to withdraw consent.. The consequences of your withdrawing consent for online documents will be that transactions may take a longer time to process..

Required hardware and software

Operating Systems:	Windows2000? or WindowsXP?
Browsers (for SENDERS):	Internet Explorer 6.0? or above
Browsers (for SIGNERS):	Internet Explorer 6.0?, Mozilla FireFox 1.0, NetScape 7.2 (or above)
Email:	Access to a valid email account
Screen Resolution:	800 x 600 minimum
Enabled Security Settings:	•Allow per session cookies •Users accessing the internet behind a Proxy Server must enable HTTP 1.1 settings via proxy connection

** These minimum requirements are subject to change. If these requirements change, we will provide you with an email message at the email address we have on file for you at that time providing you with the revised hardware and software requirements, at which time you will have the right to withdraw your consent.

Acknowledging your access and consent to receive materials electronically

To confirm to us that you can access this information electronically, which will be similar to other electronic notices and disclosures that we will provide to you, please verify that you were able to read this electronic disclosure and that you also were able to print on paper or electronically save this page for your future reference and access or that you were able to e-mail this disclosure and consent to an address where you will be able to print on paper or save it for your future reference and access. Further, if you consent to receiving notices and disclosures exclusively in electronic format on the terms and conditions described above, please let us know by clicking the 'I agree' button below.

By checking the 'I Agree' box, I confirm that:

- I can access and read this Electronic CONSENT TO ELECTRONIC RECEIPT OF ELECTRONIC RECORD AND SIGNATURE DISCLOSURES document; and
- I can print on paper the disclosure or save or send the disclosure to a place where I can print it, for future reference and access; and
- Until or unless I notify Dura Vermeer Groep NV “ ICT as described above, I consent to receive from exclusively through electronic means all notices, disclosures, authorizations, acknowledgements, and other documents that are required to be provided or made available to me by Dura Vermeer Groep NV “ ICT during the course of my relationship with you.