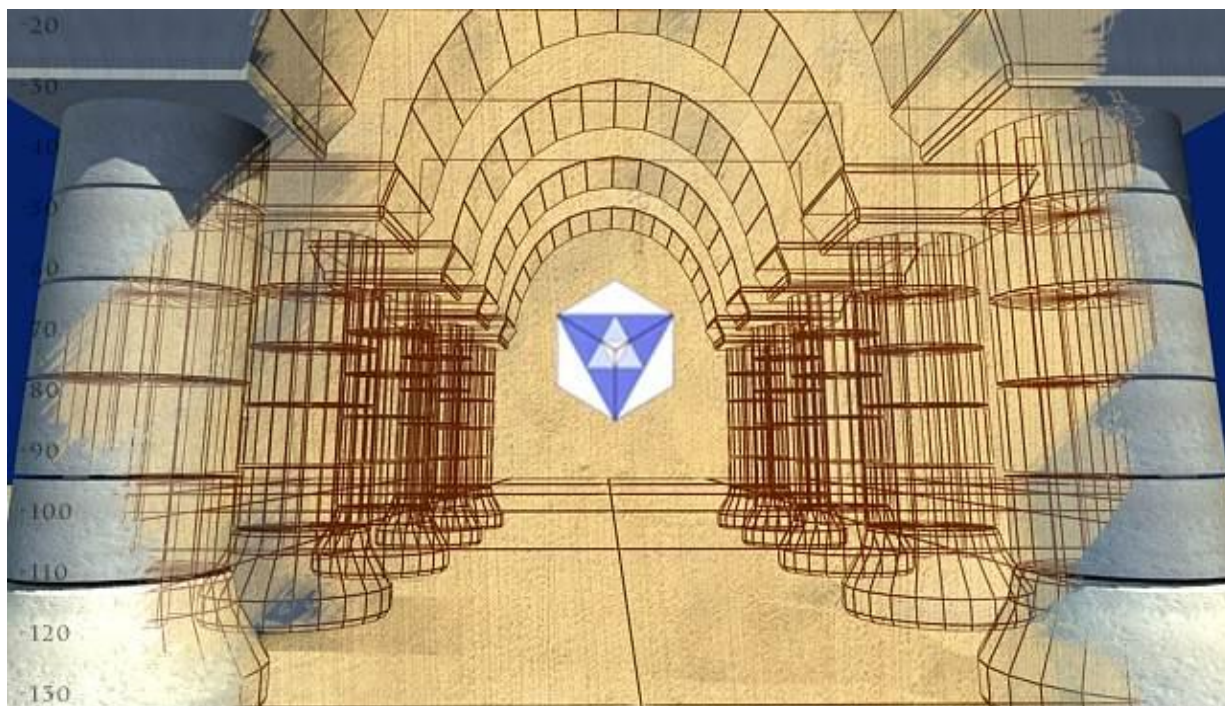


Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen

Versie 0.5



Stubeco studiecel D07-2 Addendum

Datum: december 2022
Status: Groene versie

De Studievereniging Uitvoering Betonconstructies (Stubeco) en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publicatie vervatte gegevens. Nochtans moet niet de mogelijkheid worden uitgesloten dat er zich toch onjuistheden in deze publicatie kunnen bevinden. Degene die van deze publicatie gebruik maakt, aanvaardt daarvan het risico. De Stubeco sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.

Gehele of gedeeltelijke overname van de inhoud is alleen toegestaan met schriftelijke toestemming van het Stubeco-bestuur.

*Deze publicatie is te downloaden via:
www.stubeco.nl en www.betonacademie.nl*

INHOUDSOPGAVE

1	VOORWOORD	4
2	INLEIDING.....	5
2.1	ALGEMEEN.....	5
2.2	CONCLUSIES	6
3	INVLOED STIJFHEID BEKISTING (SCHIJFWERKING)	7
3.1	ALGEMEEN	7
4	COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE	7
4.1	ALGEMEEN.....	7
4.1.1	<i>Duitse literatuur</i>	<i>9</i>
5	ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG	11
5.1	ALGEMEEN	11
5.2	BEVINDINGEN HOOFDSTUKKEN 4 EN 5.....	11
5.3	NOG NADER TE ONDERZOEKEN	12
6	POSITIE SCHOTTEN (VERSTIJVERS).....	12
6.1	INLEIDING	12
6.2	SUBVRAAG 1 “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN ONVERSTIJFD LIGGERLIJF”?	13
6.2.1	<i>Rekenmethode uit de NEN-EN 1993-1-1NB §6.5.3.</i>	<i>13</i>
6.2.2	<i>Rekenmethode uit de NEN-EN 1993-1-5</i>	<i>13</i>
6.2.3	<i>Rekenmethode met behulp van EEM</i>	<i>14</i>
6.3	SUBVRAAG 2: “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN VERSTERKT LIGGERLIJF”?.....	15
6.4	SUBVRAAG 3: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN DE VERSTIJVER OP DE CAPACITEIT?”	15
6.5	SUBVRAAG 4: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN EEN VERSTIJVER OP DE KIPCAPACITEIT VAN EEN LIGGER”? 16	
6.6	UITWERKING	17
6.6.1	<i>Bevindingen subvraag 1</i>	<i>17</i>
6.6.2	<i>Bevindingen subvraag 2</i>	<i>17</i>
6.6.3	<i>Bevindingen subvraag 3</i>	<i>18</i>
6.6.4	<i>Bevindingen subvraag 4</i>	<i>20</i>
6.7	BEVINDINGEN	22
7	AFDRACHT KRACHTEN VIA VERSTIJVERS	23
7.1	INLEIDING	23
7.2	ACHTERGROND	23
7.3	OPZET ONDERZOEK EN CONTROLEMETHODE.....	24
7.4	BEREKENING KRITISCH KIPMOMENT VOLGENS DE EUROCODE	25
7.5	BEREKENING VAN KRITISCH KIPMOMENT MIDDELS PLATENMODEL.....	25
7.6	BEREKENINGEN VAN DIVERSE LIGGERS.....	26
7.7	BEREKENING VAN EXCENTRISCH GEPLAATSTE SCHOTJES TPV DE OPLEGGING	26
7.8	AANVULLENDE CONTROLES.....	27
	BEVINDINGEN EN SAMENVATTING	29
	LITERATUURLIJST	30

BIJLAGE A. BIJLAGE HOOFDSTUK 3 CONTROLE KIPSTABILITEIT MET EFFECT VAN DE KINDERBINTEN	1
BIJLAGE B. BIJLAGE HOOFDSTUK 4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE	2
B.1 INVLOED HOEKVERDRAAIING OP KRACHTSWERKING (1 ^{STE} ORDE)	2
B.1.1 Optie 1: HEB1000 Lg. = 15,00m (1 ^e orde)	2
B.1.2 Optie 2: HEB1000 Lg. = 10,00m (1 ^e orde)	2
B.1.3 Opmerkingen:	3
B.1.4 Bevindingen	3
BIJLAGE C. BIJLAGE HOOFDSTUK 5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG	4
C.1 MODELLERING / SCHEMATISATIE SCIA	4
C.2 BELASTINGEN	7
C.3 BELASTINGCOMBINATIES	10
C.4 RESULTATEN (ZIE OOK BIJLAGE 5)	11
C.5 VERGELIJK MET RFEM	12
BIJLAGE D. SPANNINGEN	14
BIJLAGE E. VOORBEELDBEREKENINGEN	31
E.1 9.1 TWEEDE-ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 50% VAN HET STORTGEWICHT	31
E.2 9.2 TWEEDE ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 100% VAN HET STORTGEWICHT	35
BIJLAGE F. BIJLAGE HOOFDSTUK 6 EN 7	38
F.1 BEREKENING AXISVM STAAFMODEL.AXS	38
F.2 BEREKENING TECHNOSOFT KIPMOMENT	48
F.3 HEB400 L=8 CENTRISCH SCHOT.AXS	53
F.4 RESULTATEN	61
F.5 RESULTATEN	62
F.6 RESULTATEN	63
F.7 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 1	64
F.7.1 Methode 1:	65
F.7.2 Methode 2	67
F.7.3 Methode 3	69
F.8 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 2	71
F.8.1 Toetingsmethode 1	71
F.8.2 Toetsingsmethode 2	72
F.8.3 Toetingsmethode 3	74
F.8.4 Rekenvoorbeeld deelvraag 3	76
BIJLAGE G. STUDIEWERK: INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN	78

1 VOORWOORD

Onderliggend document is een addendum (aanvulling) op Rapport D07-2:

“Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen”.

Het dient dan ook in samenhang met dit rapport gelezen te worden.

Sinds de verschijning van D07-1 in dec. 2004 (gebaseerd op de NEN6770) zijn er de nodige ontwikkelingen in ontwerptechnieken geweest.

Onder andere de invoering van de EC (NEN-EN1993) welke heeft geleid tot rapport D07-2 in mei 2018.

De intrede van de Eurocode heeft er toe bijgedragen dat er van het rekenen met overall veiligheidsfactoren is overgegaan naar het ontwerpen met partiele materiaal- en belasting factoren. Nog steeds worden er mondiaal vele studies uitgevoerd op het vlak van het berekenen van stalen liggers.

Tijdens de eerdere studies zijn er “hiaten” in de vigerende rekenregels benoemd.

Stubeco studiecél D07 heeft steeds getracht om met studiewerk (literatuuronderzoek) een antwoord hierop te kunnen formuleren.

Als benoemd worden ook internationaal door instituten / universiteiten de nodige studies verricht, wat leidt tot relevante literatuur.

In dit addendum wordt deels gebruik gemaakt van deze literatuur.

Waar in een verleden, m.b.t. gedrag onderzoek van stalen liggers, nog wel eens praktijkproeven werden uitgevoerd (of werden aanbevolen) is er door de komst en ontwikkeling van de EEM rekenmethoden een meer realistisch beeldvorming mogelijk.

Dit vanwege van het beoordelen van meer varianten.

Dit alles heeft geleid tot dit addendum, waar de meest recente stand van de techniek is verwoord.

Aan dit rapport hebben meegewerkt:

A. Jeurdink, mentor en redacteur
G. Joordens
G. Coenen
L. Hendriks
M. Rekers
N. Saadon
W. Roovers
J. van Kleunen

Stubeco
Safe B.V.
Dura Vermeer
Bilfinger
DNV
Ballast Nedam Infra
Heijmans
Civieltechnisch Adviesbureau van Kleunen

2 INLEIDING

2.1 ALGEMEEN

Bij het uitwerken van rapport D07-2 is de commissie gestuit op enkele specifieke zaken voor het berekenen van tijdelijke ondersteuningsconstructies, die niet in de geldende Eurocodes zijn geregeld en die nader onderzoek behoeven.

De volgende punten zijn in genoemd rapport gedefinieerd: (cursief)

“Punten van discussie bij het ontwerp van een ondersteuningsconstructie:

1. *de keuze van de gevolgklasse CC1,2 of 3. De meeste van de in dit rapport beoordeelde constructies zullen vallen onder CC2;*
2. *doorbuigingseisen 1/400-1/800 à 1/1000 van de overspanning. In hoofdstuk 5 (Opm. uit D07-2) wordt hier nader op ingegaan;*
3. *aanname voor de horizontale belasting op de ondersteuning. In de Eurocode wordt aanbevolen, doch niet voorgeschreven, een waarde van 3% van de verticale belasting. In de bouwpraktijk wordt over het algemeen de maatgevende waarde van 2% of 1%+ windbelasting aangehouden. In hoofdstuk 3.3.3 wordt dit nader toegelicht;*
4. *het aan te houden stortgewicht van vers beton. In tegenstelling tot NEN-EN 12812, die een volumegewicht van 25 kN/m³ aanhoudt, adviseren wij om een waarde van 26 kN/m³, overeenkomstig NEN-EN 1991-1-1, tabel A1 aan te houden;*
5. *de excentriciteit van de tooglat. Discutabel is de in dit rapport aangehouden 10 mm.*

Punten betreffende nadere studie:

6. *de invloed van de stijfheid van de bekisting (schijfwerking) op de horizontale uitbuiging en op de kipstabiliteit van de onderslagen;
Voor uitwerking zie hoofdstuk 3*
7. *de horizontale uitbuiging die, als gevolg van het bovenstaande aspect, eventueel leidt tot een excentrisch aangrijpen van de verticale last;
Voor uitwerking zie hoofdstuk 4/5*
8. *de maximum toelaatbare afstand van de gaffelsteunen en plooischotten tot de oplegging;
Voor uitwerking zie hoofdstuk 6/7*
9. *de praktische uitvoerbaarheid van kipschotten of gaffelsteunen nabij de opleggingen van ondersteuning, waarbij de onderslagen de moerbalk scheef kruisen;
In dit addendum wordt dit onderwerp niet nader behandeld.*
10. *de invloed van wringing op de maatgevende belastinggevallen, en dan in het bijzonder de vraag bij welke verkanting, c.q. hoogte-/breedteverhouding van de onderslagen een wringingsberekening altijd noodzakelijk is.
Voor uitwerking zie hoofdstuk 4/5”*

De gedefinieerde doelstelling van het rapport is om op bovenstaande punten van aanvullingen dan wel kanttekeningen te voorzien.

De punten 1 t/m 5 leiden in de huidige bouwpraktijk nagenoeg niet tot een discussie en worden als “algemeen geaccepteerd” beschouwd.

Dit addendum gaat verder in op de punten 6 t/m 10.

Hiertoe is het nodige studiewerk verricht in de vorm van literatuuronderzoek alsmede het nodige rekenwerk om een vergelijk van uitkomsten tussen de vigerende normen en statica te kunnen staven.

Opmerking: betreffende doorsnedetoetsing

Hoewel er in het algemeen elastisch berekend wordt, zijn er in de toetsingsformules ook plastische aspecten aanwezig. In het algemeen betreft dit lokale effecten.

Leesbaarheid:

Het moge duidelijk zijn, dat de studies een aanzienlijk academisch niveau hebben.

Voor de lezer van dit rapport zal de aangeboden stof – voor praktisch gebruik - dus niet altijd direct toegankelijk zijn.

Uitgangspunt is altijd om een “praktisch bruikbaar” document aan te bieden.

De commissie heeft dan ook beoogt om conclusies uit het studiewerk te vertalen naar een bruikbaar geheel. Zie paragraaf 2.2.

De vigerende rekenregels uit de EC blijven hierbij altijd het uitgangspunt.

Het is aan de lezer om het gestelde uit de conclusie over te nemen (en daarmee het ontwerp mogelijk te vereenvoudigen), dan wel het aangeboden studiewerk nader te bestuderen.

Door het gebruik van meerdere variabelen om tot de juiste conclusies te komen zijn vele berekeningen gemaakt, welke niet allemaal in dit addendum (kunnen) worden opgenomen.

Hiertoe zijn in de bijlagen enkele relevante rekenvoorbeelden opgenomen, waarin de uitgangspunten gedefinieerd worden.

2.2 CONCLUSIES

De volgende conclusies heeft de commissie kunnen definiëren:

- Effecten schijfwerking Bekisting:

Omreden een aantal niet concreet te definiëren variabelen beveelt de commissie aan om geen gebruik te maken van de mogelijk positief optredende effecten.

- Positie verstijvers t.o.v. de oplegging:

De in de bouwpraktijk mogelijk gehanteerde vuistregel dat een excentrisch geplaatste verstijver tot ca. 1x de liggerhoogte acceptabel zou zijn, hebben de studieresultaten niet kunnen bevestigen!

Op basis van het huidige onderzoek naar de invloed van de positie van een verstijver nabij de oplegging zijn geen algemene regels te geven wanneer de verstijver volstaat als voorziening voor een gaffeloplegging.

Daarbij zijn onder andere de overspanningslengte, liggertype, liggerhoogte en positie van de verstijver ten opzichte van de oplegging van invloed. Door het grote aantal variabelen is een generieke uitspraak niet mogelijk!

De inhoud en werkmethode van D07-2 kan nog steeds worden gebruikt en toegepast en is gebaseerd op de rekenregels van de vigerende eurocode.

Behalve wanneer torsie een (mogelijk) aanzienlijk deel in de belastingcomponenten bijdraagt, dan raden we aan de formule uit dit addendum te hanteren in plaats van de formules 6.61 en 6.62 vernoemd in D07-2.

Tevens kan gebruik worden gemaakt van de meer bewerkelijke formules uit de NEN-EN1993-1-5 voor de toetsing van de stalen schotten uit dit addendum in plaats van de gebruikelijke toetsing volgens de NEN-EN 1993-1-1 hoofdstuk 6.5 van de nationale bijlage.

Uit de studie naar krachtsinleiding met een excentrische verstijving volgt dat afhankelijk van de dimensies en afmetingen verschillende bezwijkfenomenen maatgevend zijn. Een scherpe omkadering wanneer welk fenomeen leidend is, is op basis van de beperkte populatie niet mogelijk. Uit deze studie volgt dat torsieknik, plaatploo, wegknikken bovenflens of vloeien van het lijf leidend is.

Op basis van deze studie zijn echter wel een aantal algemene zaken te melden. Zie bijlage F.

3 INVLOED STIJFHEID BEKISTING (SCHIJFWERKING)

3.1 ALGEMEEN

Vraag: Is het mogelijk om de toepassing van kipsteunen in het veld te reduceren?

De gedachte hierbij is, dat door de schijfwerking van de bekisting (huid en kinderbinten) een weerstand biedende kracht optreedt met betrekking tot het ontstaan van kip.

Deze kracht wordt gegenereerd door de wrijvende component (= oplegreactie van kinderbinten op de onderslag).

Over dit begrip zijn wel studies verricht (o.a. de breedplaat-industrie).

In een oude studie / rapport van de SBR - B27-2 "Kipstabiliteit van stalen onderslagen" – is ook gekeken naar de schijfwerking van de bekisting en de invloed hiervan op de kipstabiliteit van de onderslagen. Er wordt geadviseerd de schijfwerking niet mee te nemen.

De BS5975 (Code of practice for temporary works") biedt echter wel rekenregels aan, welke tot een aanzienlijke reductie leidt m.b.t. het toepassen van kipsteunen.

Voor een beknopt rekenvoorbeeld hiervan zie bijlage A:

Opmerkingen hierbij:

- De schijfwerking moet wel optreden: dit leidt wellicht tot extra nagelen van de huid.
Uiteindelijk bestaat de schijf uit losse componenten.
Zie ook de RMBS 2000 (Richtlijnen voor de toepassing van metalen beplating als schijfconstructie 2004) Hierin staan eisen ten aanzien van het type en aantal verbindingen dat aanwezig dient te zijn.
Denk hierbij ook aan de uitvoerbaarheid. (Ontkisten, kostenaspect).
De wrijving moet wel optreden.
In dit kader is de stortvolgorde van belang, i.v.m. het al dan niet optreden van de verticale belasting, vereist voor de wrijving.
Denk hierbij aan wisselende weersomstandigheden.
- Acceptatie van deze rekenmethode door uitvoerende en toezichthoudende partijen.

Mede om deze redenen adviseert de commissie om geen gebruik te maken van de schijfwerking.
Het zal wel een (niet te kwantificeren) positieve bijdrage leveren aan de stabiliteit.

4 COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE

4.1 ALGEMEEN

Vraag: is in de huidige toetsingsformules 6.61 en 6.62 van NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014 welke momenteel worden gehanteerd voor de toetsing van een onderslag het "aandrijvende effect" van de torsie wel afdoende meegenomen ? en wat is met name de invloed van deze torsie op de kipstabiliteit ?

In het huidige D07 rapport wordt een onderslag getoetst middels de formules 6.61 en 6.62 van NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014; in deze basisformules is de invloed van torsie niet inbegrepen. Eventuele interactie van buiging in de sterke en de zwakke richting wordt in het D07 rapport in rekening gebracht door het torsiemoment als een lijnlast op de boven- en onderflens aan te brengen. Deze methodiek wordt als een vereenvoudigde methode (simplified method) beschouwd en vindt zijn oorsprong in de Engelse literatuur, zie hiervoor publicatie SCI rekenvoorbeeld 6 (specifiek 6.12.2 Buckling resistance).

Gebleken is, dat er een basisformule in de NEN-EN-1993-6 (kraanbanen) beschikbaar is voor de beschouwing van kraanbaanligger (EC-methode). Deze formule vindt zijn oorsprong in de Duitse

literatuur (zie artikel Prof. Dr.-Ing. Joachim Lindner in bijlage 01) en brengt de invloed van torsie wel in rekening.

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_a \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

waarin:

C_{Mz} = equivalente momentenverdelingsfactor (rekening houdend met het niet-gelijkmatig momentverloop) overeenkomstig NEN-EN 1993-1-1+C2/A1:2014 nl

k_w = $0,7 - \frac{0,2 \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$

k_{zw} = $1,0 - \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}}$

k_a = $\frac{1}{1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}}$

$M_{y,Ed}$ en $M_{z,Ed}$ zijn de rekenwaarden van de maximale momenten om de y-y respectievelijk de z-z as;

$M_{y,Rk}$ en $M_{z,Rk}$ zijn de karakteristieke waarden van de weerstand tegen buiging om de y-y respectievelijk de z-z as;

$M_{y,cr}$ kritieke elastische kipmoment om de y-y as;

$T_{w,Ed}$ rekenwaarde van de inwendige wringing met verhinderd welvingsmoment (zg. optredende Bi-moment), aandeel van het Bi-moment dient kleiner te zijn dan 30% van de grenswaarde;

$T_{w,Rk}$ karakteristieke waarden van de weerstand tegen inwendige wringing met verhinderd welvingsmoment (zg. max. toelaatbare Bi-moment);

χ_{Lt} is de kipreductiefactor.

Bovenstaande formule mag worden gebruikt met plastische doorsnedecapaciteit. Binnen de Stubeco is het gebruikelijk om met elastische doorsnedecapaciteit te rekenen, een en ander is aan de constructeur.

Opmerking:

Deze formule zal in de volgende versie van de NEN-EN 1993-1-1 de formules 6.61 en 6.62 mogelijk gaan vervangen, zoals tot nu (dec. 2022) bekend is bij de studiecél Zie ook in onderstaande bijlage B

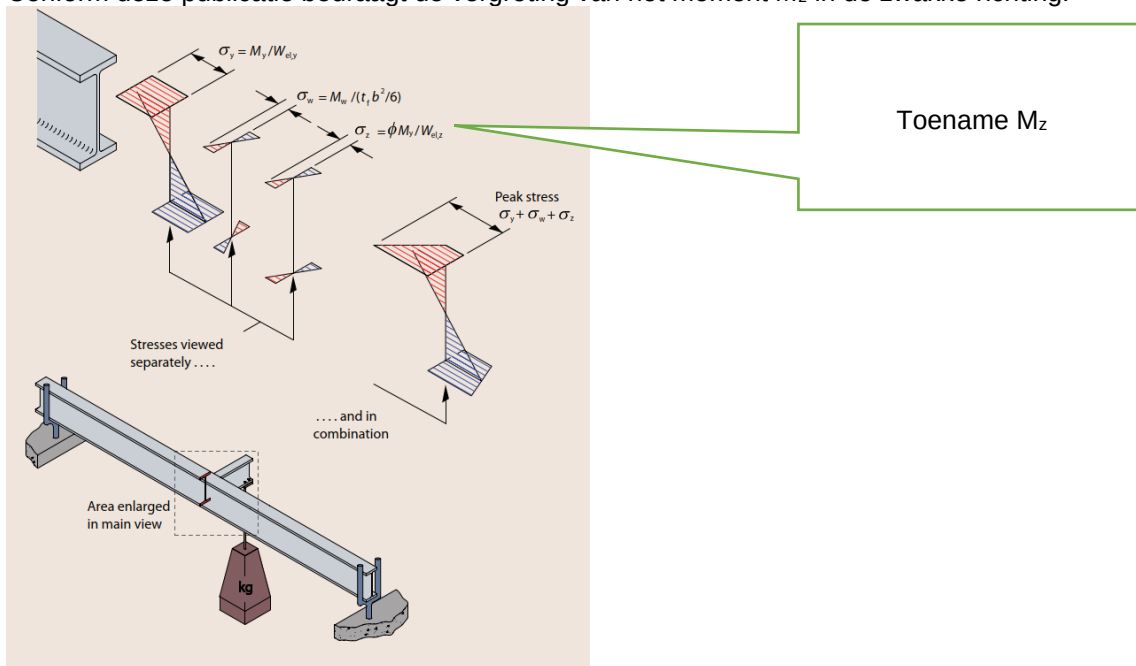
Naschrift dec. 2022: de genoemde formules worden als aanvulling opgenomen in algemene norm NEN-EN 1993-1-1 (In de Nationale Bijlage)

Voor beide methoden (SCI/simplified method versus EC-methode/Lindner) zijn vergelijkende berekeningen uitgevoerd. Deze tonen aan, dat de vergelijkende methode overeenkomstig SCI methode resulteert in een conservatieve benadering. Deze methode is ook uitgewerkt in rapport D07-2.

In de huidige rekenvoorbeelden volgens D07-2 methode (zie Stubeco-rapport uitgave mei 2018) en de EC-methode wordt de invloed van de hoekverdraaiing (ϕ_x) op momentverdeling in de ligger niet meegenomen (zie ook als vermeld in het rekenvoorbeeld HEA 160 in het Duitse artikel van Lindner).

Als vermeld in de SCI Publicatie P385 (uitgave 2011), zie hoofdstuk 3 “*Designing for combined effects*”, par. 3.2 en de rekenvoorbeelden in appendix E, wordt dit echter wel aanbevolen.

Conform deze publicatie bedraagt de vergroting van het moment M_z in de zwakke richting:



Figuur 1

As noted earlier, bending about the minor axis will result from rotation of the section

($= \phi M_{y,Ed}$) and this needs to be included in $M_{z,Ed}$

of in een andere vorm:

$$M_{z,Ed} = \phi \cdot M_{y,Ed}$$

Aandachtspunten hierbij zijn:

- De hoekverdraaiing ϕ_x (eerste orde) in het veldmidden kan als voorbeeld als volgt worden bepaald:
 - Middels grafieken van publicatie P385 Appendix D
 - Of de formules in appendix C.
- Ook in de diverse rekenvoorbeelden van publicatie P385 appendix E wordt bovenstaande toename van M_z meegenomen in de kraanbaanformule.
- Betreffende hoekverdraaiing is een eerste-orde verplaatsing als gevolg van alleen de torsiebelasting. Het tweede-orde effect, dat optreedt door de combinatie van excentrisch aangrijpende horizontale en verticale belasting (kromming van de ligger in bovenaanzicht), is hierin niet inbegrepen.

4.1.1 DUITSE LITERATUUR

- Aan de hand van Duitse literatuur kan geconcludeerd worden dat bij de toepassing van de EC-methode (kraanbaanformule) de invloed van de hoekverdraaiing (ϕ_x) op momentverdeling (toename M_z) in de ligger niet meegenomen wordt. Zie ook als vermeld in het rekenvoorbeeld HEA 160 in het Duitse artikel van Lindner (zie literatuurlijst: Publicatie Stahlbau 73: 2004 Vereinfachter Nachweis für I- und U-Träger beansprucht durch doppelte Biegung und Torsion”).

In de EC-formule (kraanbaanformule) worden de interactiefactoren (k_α , k_w , k_{zw}) meegenomen op alleen de torsiecomponent M_x . Op voorhand is niet duidelijk / inzichtelijk of er op deze manier voldoende rekening wordt gehouden met deze toename van de hoekverdraaiing/zijdelingse verplaatsing en de toename van M_z (buigend moment in zwakke richting) uit tweede orde.

Voor uitwerking van de invloed van de hoekverdraaiing op de krachtswerking 1^e orde zie Bijlage B
Bijlage hoofdstuk 4

5 ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG

5.1 ALGEMEEN

Naar aanleiding van het vorige hoofdstuk is er behoefte om een beter beeld te krijgen van de totale zijdelingse vervormingen van de ligger (inclusief 2^{de} orde) is de onderslag middels 2D-elementen gemodelleerd in Scia. Doel is dus om meer inzicht te krijgen in het aandeel van de 2^{de} orde vervorming.

Geometrie en belastingen worden overgenomen van D07-2 rekenvoorbeeld 1; hoofdstuk 8.1.

5.2 BEVINDINGEN HOOFDSTUKKEN 4 EN 5

Gebleken is, dat het 2^{de} orde effect niet zondermeer te verwaarlozen is bij een onderslag, en in het bijzonder voor onderslagen onder verkanting; zie ook de grote verschillen tussen lineaire en niet lineaire combinaties in Tabel 4. Vooralsnog werd in de huidige D07-2 gebruik gemaakt van de “simplified method” welke zijn oorsprong vindt in de British Standard BS 5995. Dit is een praktische, maar enigszins conservatieve methodiek, het is een goed alternatief, omdat er momenteel in de Eurocode geen passende/geschikte toetsingsformule is om een op dubbele buiging en wringing belaste staaf (zonder normaalkracht) te toetsen. De nieuwe formule van Lindner is weliswaar opgenomen in annex A van EN1993-6 Kraanbanen, echter aangemerkt als ‘informatief’. Deze laatste (zg kraanbaanformule) is wel geschikt voor het toetsen van een dergelijke staaf belast op dubbele buiging+torsie.

De verwachting is, dat bij de herziene uitgave van de EC1993-1 de formule van Lindner opgenomen gaat worden in de EN 1993 Deel 1-1: Algemene rekenregels (Zie opmerking in kader pag 8), zie hiertoe ook Bijlage B en Bijlage C. Derhalve doen wij als werkgroep een aanbeveling om deze formule van Lindner te gaan hanteren/toepassen. Op deze manier wordt aangesloten op de toekomstige norm.

Randvoorwaarden / toepassingsgebied formule Lindner:

- alleen beproeft voor éénveldsliggers, echter in par. 1.0 van Rubstahl bericht 03-2014, wordt deze toegepast voor een tweevelds-overspanning;
- onduidelijk is nog hoe om te gaan met kipsteunen die in het veld worden toegepast; en daarnaast is het ook nog van belang hoe deze kipsteun wordt vormgegeven. Voor deze situatie zal de kipsteun moeten voldoen aan de criteria van schoorgevende systemen als bedoeld in art. 5.3.3 (2) van NEN-EN 1993 Deel 1 / NB;
- er zijn veel praktijkproeven uitgevoerd als onderbouwing van deze formule, zie Rapport Torsten Glitsch 2008 echter de profielen waren beperkt in hoogte HEA160 IPE200 HEB200 UPE200. Aangezien de formule is doorontwikkeld is nu de verwachting, dat deze van toepassing op alle reguliere staalprofielen;
- om de toetsingsformule te gebruiken dient te worden voldaan aan een aantal randvoorwaarden, met name:
 - er treden geen normaalkrachten op
 - de profielen die worden toegepast dienen te voldoen aan kl. 1 en kl. 2, de gangbare profielen voldoen hier meestal aan.
 - het aandeel van het welvingsmoment is begrensd op 0,3 [-]
 - bij enkelvoudig symmetrische profielen is de stijfheidsverhouding van de flenzen begrensd op $I_{z,t}/I_{z,c} \leq 0,2$

voor:

$I_{z,t}$ = traagheidsmoment getrokken flens
 $I_{z,c}$ = traagheidsmoment gedrukte flens

5.3 NOG NADER TE ONDERZOEKEN

- wijze van uitvoering van de kipsteun ? traditioneel voorzien van houten frame/schijf tussen de onderslagen met trekpenen boven en onderlangs. Een dergelijke kipsteun fungeert als torsiesteun echter de onderslagen dienen hierbij zelf de horizontaalbelasting af te voeren naar de opleggingen. Echter er zijn ook andere steungevende voorzieningen denkbaar.
- hoeveel vervorming is nodig alvorens de kipsteunen functioneel zijn. Is er hierbij sprake van een flexibele of starre steun ?

6 POSITIE SCHOTTEN (VERSTIJVERS)

Notitie – Krachtdoorleiding (opposite patch loading)

6.1 INLEIDING

Regelmatig komen wij in de praktijk de vraag tegen of schotten noodzakelijk zijn in hulpstaal én indien nodig of een reeds aanwezig schot “verderop” in de ligger ook afdoende is. Om antwoord op deze vraag te geven is het van belang om inzichtelijk te hebben welke functie het schot vervult. De functie van een schot is namelijk divers.

Voor ‘standaard’ hulpstaal is de functie van het schot in veel gevallen in twee groepen onder te verdelen:

1. Het schot versterkt het profiel om een lokale kracht in te leiden (**krachtsinleiding, meestal bij onderslagen**) of door te voeren (**krachtdoorleiding, meestal bij moerbinten**). Het schot versterkt de plooi- en knieeigenschappen van de ligger lokaal, alsmede vergroot het contactoppervlakte waarop de last aangrijpt.
2. Het schot verhindert de bovenflens van rotatie en/of translatie, waarmee de randvoorwaarde van het fenomeen kip-instabiliteit overeenkomen met de berekeningsvoorwaarde (gaffel). Bij een voldoende lage oplegreactie wordt de rotatie en translatie gegarandeerd door enkel de onderflens te fixeren. (**onderflensinklemming**).

In dit hoofdstuk wordt aandacht besteed aan bovenvermelde functies van het schot. De nadruk bij deelvraag 1 t/m 3 ligt bij het 1^e fenomeen en dan specifiek op krachtdoorleiding (*opposite patch loading*). Bij deelvraag 4 wordt ingegaan op het 2^e fenomeen.

In dit hoofdstuk zijn de volgende subvragen gebruikt om bovenstaande hoofdvraag te beantwoorden:

1. Met welke rekenmethode bepaal je de capaciteit van een onverstijfd liggerlijf?
2. Met welke rekenmethode bepaal je de capaciteit van een centrisch belast schot?
3. Welke invloed heeft de excentrische positie op de capaciteit?
4. Welke invloed heeft een excentrische positie van een schotje op de kipcapaciteit van een ligger?

Merk op dat dit document slechts een beperkt aantal situaties behandelt. Het is daarmee niet mogelijk om generieke antwoorden of conclusies te trekken. De lezer kan desalniettemin de notitie gebruiken om inzicht in de werkwijze te krijgen én gevoel te kweken voor de effecten van een schot en diens excentrische positionering op de krachtdoorleiding.

Voor bronvermelding zie literatuurlijst.

6.2 SUBVRAAG 1 “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN ONVERSTIJFD LIGGERLIJF”?

Op basis van de Eurocode zijn verschillende methoden beschikbaar om de rekenwaarde van het onverstijfd liggerlijf te bepalen met belastingen haaks op de hoofdrichting:

6.2.1 REKENMETHODE UIT DE NEN-EN 1993-1-1NB §6.5.3.

Deze methode is gebaseerd op het werk van Roberts (1981). De methode houdt rekening met drie bezwijkmechanisme: vloeien van het lijf (*web crushing*), lokaal plooien van het lijf (*web crippling*) en globaal plooien van het lijf (*buckling*), waarvan de kleinste waarde leidend is.

Deze methode kent enkele beperkingen:

- Deze methode maakt geen onderscheid tussen krachtsinleiding (*patch loading*) en krachtdoorleiding (*opposite patch loading*). Door beide fenomenen te combineren wordt een absolute ondergrens gevonden. In veel gevallen is de maatgevende bezwijkvorm echter niet van toepassing op het beschouwde belastingtype.
- Voor lokaal plooien van het lijf is gebruik gemaakt van een plastisch mechanicaschema dat enkel geldig is bij een kleine belastingbreedte. Om een overschatting te voorkomen is een begrenzing ($c > 0.2 h_w$) gehanteerd. Doordat de fysieke breedte van de belasting rekenkundig is beperkt wordt bij grotere belastingbreedtes een te lage waarde bepaald en is lokaal plooien vaak ten onrechte maatgevend.
- Bij lokaal plooien zijn slechts twee situaties uitgewerkt: een eindsituatie en een middensituatie. Er is geen interactieformule gegeven voor situatie die hiertussen in plaatsvinden, waardoor conservatief de eindsituatie geldig is voor alle situaties die buiten de middensituatie vallen.
- De toetsing globaal plooien is gebaseerd op het uitgangpunt dat het liggerlijf met een effectieve breedte op (kolom)knik wordt getoetst. Hierbij is conservatief aangenomen dat de effectieve breedte is geïsoleerd en geen stabiliteit ontleend aan zijn omgeving. Wanneer echter de omgeving wel in acht wordt genomen ontstaat een ander bezwijkfenomeen, namelijk plooï in plaats van kolomknik. De relatieve slankheid van plaatplooï is aanzienlijk gunstiger dan die van kolomknik met een hogere bezwijkwaarde bij plaatplooï tot gevolg.

6.2.2 REKENMETHODE UIT DE NEN-EN 1993-1-5

Deze methode is gebaseerd op het werk van Lagerqvist (1996). De methode is een verdieping van het werk van Roberts. In basis worden nog steeds dezelfde bezwijkfenomenen beschouwd, maar de meeste van de hierboven beschreven beperkingen zijn beter ondervangen. De drie toetsingscriteria zijn nu ondergebracht in één rekenformule. Doordat de rekenformule ook van toepassing is op tussengelegen situaties en rekening houdt met langs- en dwarsverstijvingen wordt in alle gevallen een hogere bezwijklast gevonden dan de rekenmethode van Roberts.

Deze methode kent echter ook enkele beperkingen:

- Rekenmethode is alleen van toepassing op liggerlijven met een flens. De flens is voor een groot gedeelte verantwoordelijk voor de spreiding van de geconcentreerde belasting over de effectieve lengte. Zonder de flens is de spreiding te gunstig.
- De bijdrage van dwarsverstijvers binnen de effectieve lengte mag niet in rekening zijn gebracht. Deze verstijvers hebben overduidelijk een positieve bijdrage aan de bezwijklast. Dit effect is echter niet bestudeert en daarom is conservatief de bijdrage algeheel buiten beschouwing gelaten.
Dit is in de norm vertaald door de effectieve lengte te limiteren tot maximaal de afstand tussen de dwarsverstijvingen. Naar verluid neemt de bezwijklast bij een korte tussenafstand van de dwarsverstijving zelfs af ten opzichte een onverstijfd liggerlijf.
- De methode is alleen van toepassing op belastingen met een belastingbreedte kleiner of gelijk aan de lijfhoogte (h_w). Deze beperking is opgelegd om te voorkomen dat plaatplooï overgaat in kolomknik met een lagere bezwijklast. Recente testresultaten doen suggereren dat deze

beperking aan de conservatieve kant is, maar gedetailleerd onderzoek ontbreekt (nog) om dit te boekstaven.

6.2.3 REKENMETHODE MET BEHULP VAN EEM

Bij deze rekenmethode wordt de Eindige-Elementen-Methode gebruikt om de relatieve slankheid te bepalen. Door gebruik te maken van een dummybelasting kan met behulp van een modaal-analyse de kritische knikkracht en knikvorm worden bepaald. Verder kan met behulp van een lineaire berekening de optredende spanning worden bepaald. Deze factoren vertalen zich naar de relatieve slankheid. Wanneer de relatieve stijfheid bekend is kan met behulp van de norm de knikkromme zijn bepaald. Hierbij is de knikvorm van groot belang, omdat deze bepaald welke kromme van toepassing is (kolomknik versus plaatploo). Voor plaatplooien is de kromme van de NEN-EN 1993-1-5 en bij kolomknik is de kromme van de NEN-EN 1993-1-1 van toepassing.

De beperkingen van deze methode zijn:

- Deze methode heeft de meeste bewegingsvrijheden, wat tevens direct resulteert in de meeste complexe methode. Dit maakt deze methode gevoelig voor gebruikersfouten.
- Voor het bepalen van de toelaatbare kracht (F_{Rd}) op basis van sterkte geeft de norm aan dat een plastische spanningsverdeling is toegestaan. Omdat bij een plastische spanningsverdeling het beginsel van superpositie niet opgaat is verschalen van de dummybelasting niet mogelijk. Dit maakt het moeilijk om de plastische spanningsverdeling behorende bij bezwijken te bepalen. De berekende bezwijklast is daarmee conservatief bepaald op basis van de elastische verdeling.
- Het profiel is opgebouwd uit 2D-platen, waarbij de afrondingsstraal conservatief buiten beschouwing is gelaten. Tevens wordt in het rekenmodel spreiding door de dikte van de flens en afrondingstraal niet meegenomen.

6.3 SUBVRAAG 2: “MET WELKE REKENMETHODE BEPAAL JE DE CAPACITEIT VAN EEN VERSTERKT LIGGERLIJF”?

Er zijn vanuit de Eurocode geen ‘specifieke’ rekenmethodes voorgeschreven om de capaciteit van een versterkt liggerlijf te controleren. Op basis van de mechanica zijn hieronder drie methodes gebruikt om de capaciteit van de verbinding te beoordelen:

1. Bij methode 1 is geen samenhang tussen het schot en het profiellijf in rekening gebracht. De maatgevende instabiliteit betreft centrische knik. De berekende waarde is gebaseerd op enkel de capaciteit van het schot.
2. Bij methode 2 is de samenhang tussen het schot en profiellijf benut. De effectieve breedte van het lijf is bepaald met de limietwaarde voor klasse 3 profielen. Het samengestelde (kruis)profiel is los beschouwd.
3. Bij methode 3 is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Het rekenprogramma heeft de effectieve breedte van het lijf exact bepaald op basis van stijfheden.

Voor het vergelijk van de drie methoden is een HE400B met schot $t = 15$ mm gehanteerd.

HE400B – S235

$$f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 19780 \text{ mm}^2$$

$$t_w$$

$$= 13.5 \text{ mm}^1 \quad t_f = 24 \text{ mm}^1$$

$$I_y$$

$$= 57681 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_y = 171.0 \text{ mm}^1$$

$$I_z$$

$$= 10819 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_z = 74.0 \text{ mm}^1$$

6.4 SUBVRAAG 3: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN DE VERSTIJVER OP DE CAPACITEIT?”

Ter beantwoording van deze vraag is gebruik gemaakt van een EEM-analyse met een model dat is opgebouwd uit 2d-elementen.

Aannames:

- De afmeting van de verstijving betreft 300x15 mm. De verbinding met het liggerlijf is aangenomen als scharnierend. (Ongunstige benadering).
- Bij het bepalen van de rekenwaarde van een verstijfd lijf is als maatgevend fenomeen plooi van het liggerlijf gehanteerd.
- Voor het bepalen van de bezwijkcapaciteit is gebruik gemaakt van de rekenmethode zoals beschreven bij paragraaf 6.2.3.
- In totaal zijn 4 gevallen beschouwd, welke overeenkomen met de situaties van het onverstijfde liggerlijf.

6.5 SUBVRAAG 4: “WELKE INVLOED HEEFT EEN EXCENTRISCHE POSITIE VAN EEN VERSTIJVER OP DE KIPCAPACITEIT VAN EEN LIGGER”?

Om deze vraag te beantwoorden, moeten we eerst duidelijk hebben wat er mogelijk is in de Eurocode om de kipcapaciteit te berekenen. In de Eurocode zijn een tweetal berekeningsmethoden gegeven die de uitersten zijn van de positie van een verstijver.

1. Er is een verstijver centrisch aanwezig ter plaatse van de oplegging voor de kipcontrole (gaffel-gelijkwaardige oplegging);
2. Er is geen verstijver aanwezig en er is sprake van een onderflensinklemming (NB.71).

Voor de berekening van een excentrisch geplaatste verstijver ter plaatse van de oplegging is geen rekenmethode gegeven. De verstijvers dienen aanwezig te zijn om een juiste controle op de kipcapaciteit uit te voeren.

Om de capaciteit van een ligger te bepalen met een excentrisch geplaatst schot ter plaatse van de eindoplegging is onderstaande rekenmethode voorgesteld.

Voor het vergelijk bij vraag 4 zijn de volgende randvoorwaarde gehanteerd:

- I. Profielafmeting HE500B met materiaalsterkte S235 is gehanteerd. Op basis van de NEN-EN 1993-1-1 is sprake van profielklasse 1 en is gebruik gemaakt van een plastische spanningsverdeling;
- II. De lengte van de ligger is variabel tussen de 3 en 10 meter;
- III. De ligger is niet voorzien van kipsteunen. Dit houdt in dat de systeemplengte gelijk is aan de gaffellengte en de kiplengte;
- IV. Op de ligger is een q-last aangebracht van 25 kN/m¹, welke middels de α_{crit} worden verschaald.

Methode:

1. Originele ligger is berekend middels Eurocode. Hieruit volgt het kritisch kipmoment bij een ligger met een gaffel-gelijkwaardige oplegging;
2. De ligger wordt gemodelleerd in een EEM-pakket met 2D-schaalementen met centrische verstijvers. Daarmee wordt het kritisch kipmoment bepaald.
3. De ligger wordt nogmaals gemodelleerd in een EEM-pakket met 2D-schaalementen met de excentrische positie van de verstijvers. Hieruit wordt nogmaals het kritisch kipmoment bepaald.
4. Er vindt een controle plaats tussen de resultaten van stap 1 en 2. Wanneer de procentuele verschillen tussen beide methoden minder dan 5% bedragen, dan kan direct uit methode 3 de nieuwe reductiefactor bepaald worden voor de ligger met misstand. Wanneer het verschil tussen stappen 1 en 2 groter is dan 5%, dan moet middels het procentuele verschil tussen stap 2 en 3 het berekende kritisch kipmoment in stap 1 gereduceerd worden.

In stap 4 is gekozen om een andere aanpak voor te stellen bij een afwijking groter dan 5% (arbitrair) tussen stap 1 en 2. Er is dan geen directe relatie meer tussen het EEM-model en de Eurocode berekening. Dan wordt voorgesteld om een procentuele afname van het kritisch kipmoment te bepalen voor stap 1 in plaats van direct de reductiefactor van het kritisch kipmoment uit het EEM-model te bepalen.

6.6 UITWERKING

6.6.1 BEVINDINGEN SUBVRAAG 1

In onderstaande tabel zijn de toelaatbare krachten per methode en geval weergegeven.

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4	
Methode 1 [kN]	624	823	863	938	NEN-EN 1993-1-1
Methode 2 [kN]	1027	1512	1389	1850	NEN-EN 1993-1-5
Methode 3 (el) [kN]	677 760	1027 1263	1138 1003	1250 1349	EEM

Tabel 1

Methoden 1 en 2 betreffen een plastische analyse, terwijl bij methode 3 gebruik is gemaakt van een elastische analyse. De randvoorwaarden bij methode 1 zijn dermate conservatief dat deze desondanks de plastische analyse de laagste waarde levert.

Op basis van plastische herverdeling bezit methode 3 nog reserve. Om gevoel te krijgen over hoeveel reserve het gaat zijn de elementeigenschappen bij methode 3 gewijzigd van elastisch naar plastisch, waarbij gebruik is gemaakt van een vloeitraject met horizontale tak. De resultaten zijn indicatief in rood weergegeven in bovenstaande tabel 1.

Ook wanneer de EEM-analyse plastisch wordt uitgevoerd blijft methode 2 nog altijd aanzienlijk gunstiger. De afwijking betreft tussen de 16% en 37% en is aanzienlijk. De extra spreiding die vanuit de flensdikte én vanuit de afronding te behalen zijn, zijn daarmee niet te verwaarlozen.

Op basis van het vergelijk tussen de EEM-analyse en de NEN-EN 1993-1-5 moet geconcludeerd worden dat de NEN-EN 1993-1-5 aanzienlijk scherpe rekenresultaten levert. Volledige uitnutting op basis van de NEN-EN 1993-1-5 wordt daarom ontraden.

6.6.2 BEVINDINGEN SUBVRAAG 2

Methode	F_{cr} [kN]	χ_{red} [-]	N_{bRd} [kN]
1	1093	0.549	581
2	6890	0.802	1809
3	10510 ~ 22780	0.853 ~ 0.935	2089 ~ 2290

Tabel 2

De toelaatbare kracht op de verbinding hangt sterk af van de gekozen modellering.

Bij methode 1 is geen samenhang tussen het schot en het profiellijf in rekening gebracht. De maatgevende instabiliteit betreft centrische knik van het schot. De berekende waarde is gebaseerd op enkel de capaciteit van het schot. De gevonden waarde is slechts 30 % van de waarde uit methode 2 en 3. Merk verder op dat de toelaatbare kracht op een ongesteund liggerlijf conform de NEN-EN 1993-1-5 hoger ligt. Met methode 1 zijn aanzienlijk overgedimensioneerde schotten noodzakelijk. Wanneer de koppeling tussen lijf en schot wordt meegenomen neemt de capaciteit aanzienlijk toe en is niet langer sprake van centrisch knikken maar van torsieknik of plaatplooï.

Bij methode 2 is de samenhang tussen het schot en profiellijf benut. De effectieve breedte van het lijf is bepaald met de limietwaarde voor klasse 3 profielen. Het samengestelde (kruis)profiel is vervolgens los beschouwd.

Van globaal knikken is geen sprake meer, nu is torsieknik maatgevend. Wanneer de schotten volledig

scharnierend worden verbonden is er sprake van een driezijdig ondersteund plaatveld en treedt als eerste instabiliteitsfenomeen plaatplooï op. De kritische kracht is slechts een fractie lager dan die van torsieknik, waardoor de bezwijklast voor beide bezwijkvormen vrijwel gelijkwaardig is.

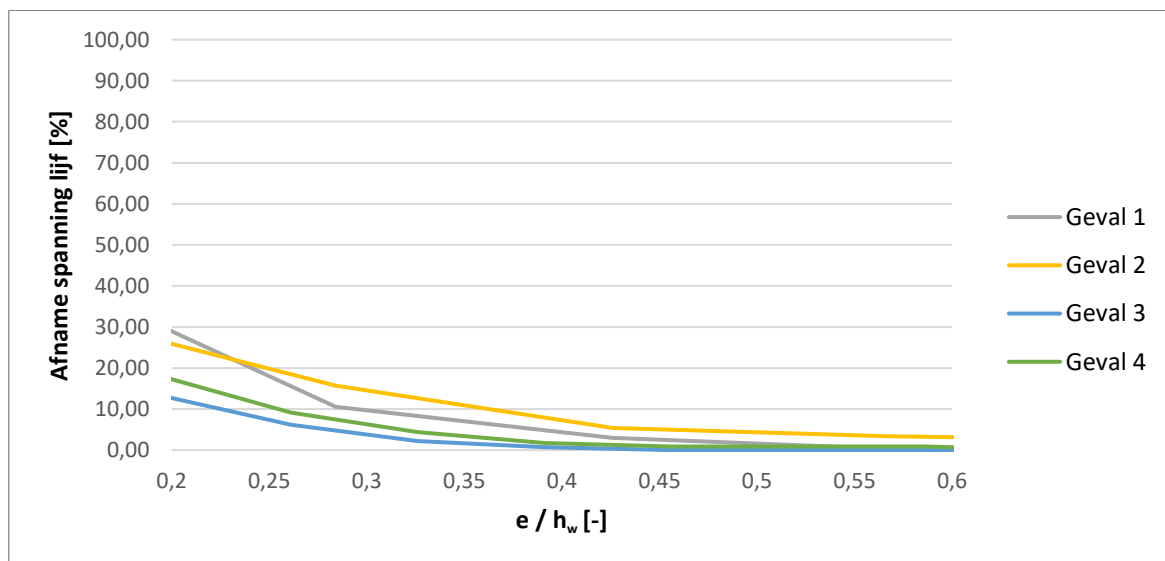
Verder zijn de effecten van de randvoorwaarde met de flens (scharnierend of vast) onderzocht. Het verschil tussen alles volledig scharnierend en volledig vast bedraagt ongeveer 15% in de opneembare capaciteit. De invloed van de randvoorwaarden zijn daarmee beperkt. De verwachting is dat bij hogere profielen de impact van de randvoorwaarden nog verder afnemen op de toelaatbare capaciteit.

Bij methode 3 is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Het rekenprogramma heeft de effectieve breedte van het lijf exact bepaald op basis van stijfheden. Om de uitvoer te kunnen vergelijken met de eerdere methoden is de basisformule omgeschreven om de geleverde output te kunnen vergelijken. De capaciteit van de verbinding neemt met ongeveer 13%~20% toe ten opzichte van methode 2, afhankelijk van de gekozen randvoorwaarden. Het verschil tussen alles scharnierend of vast bedraagt slechts 9%.

6.6.3 BEVINDINGEN SUBVRAAG 3

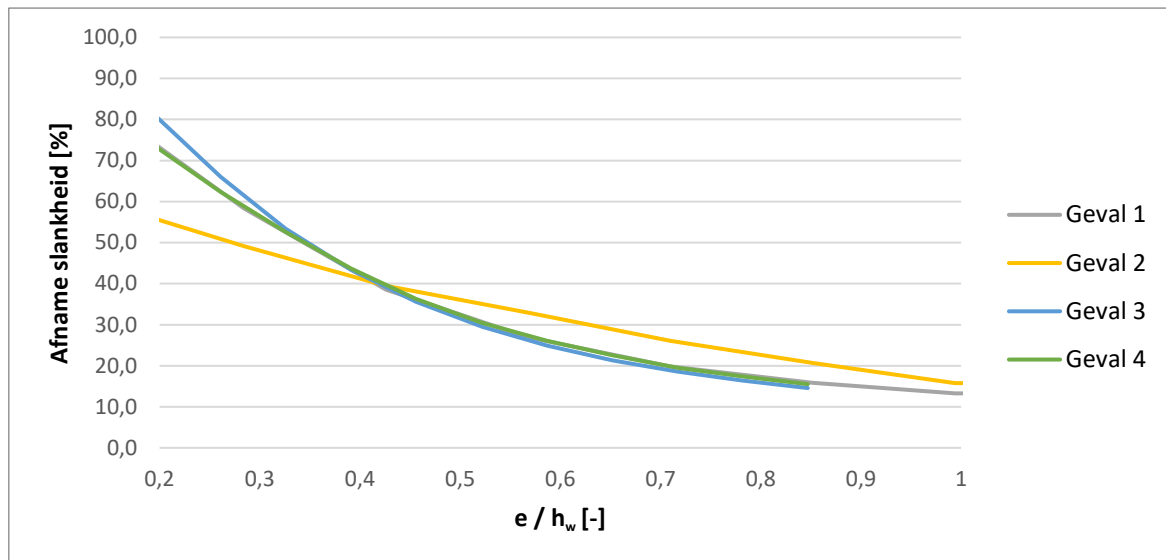
De locatie van het schot heeft op twee manieren invloed op de bezwijkcapaciteit:

Door het toevoegen van materiaal aan de doorsnede wordt de drukkracht over een groter oppervlakte verdeeld, waardoor de staalspanning afneemt. In onderstaand figuur is voor de 4 gevallen de afname van de staalspanning in het lijf afgezet tegen de positie van het schot. De positie van het schot heeft een aanzienlijk effect. Bij een schotafwijking van de helft van de liggerlijfhoogte is het effect volledig tenietgedaan. Misstand van het schot hebben een groot effect op dit fenomeen.



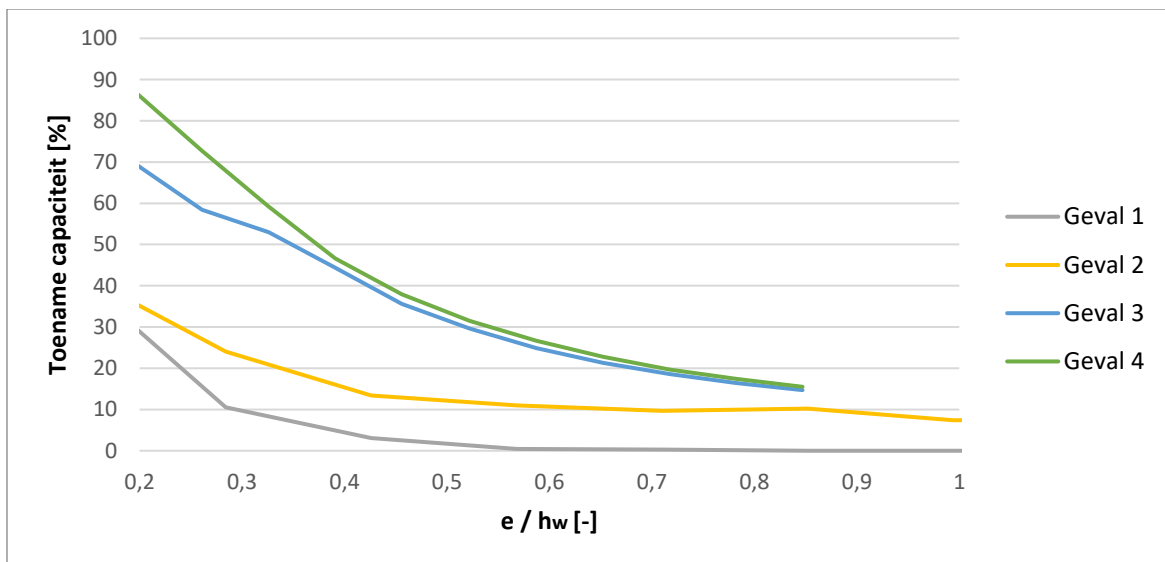
Figuur 2

Het schot zorgt voor extra stijfheid, waardoor de relatieve slankheid afneemt. In onderstaand figuur is voor de vier gevallen de afname van de relatieve slankheid afgezet tegen de misstand. Wat opvalt is dat het schot ook bij grotere scheefstanden effectief blijft, al neemt het effect wel af.



Figuur 3

NB. Er is gekozen om de resultaten kleiner dan $[e / h_w < 0.2]$ niet weer te geven. Bij een kleine misstand van het schot treedt torsieknik op in plaats van plaatplooien met rare knikken in de lijn tot gevolg.



Figuur 4

Uit de grafieken zijn de volgende conclusies te trekken:

- Uit de EEM-analyse volgt dat bij een centrisch belast schot in combinatie met een geconcentreerde belasting een afwijkend instabiliteitsfenomeen ontstaat. In dit geval is torsieknik van de samengestelde ligger maatgevend, niet het plooien van het lijf. Dit sluit aan bij de conclusie uit deelvraag 2.

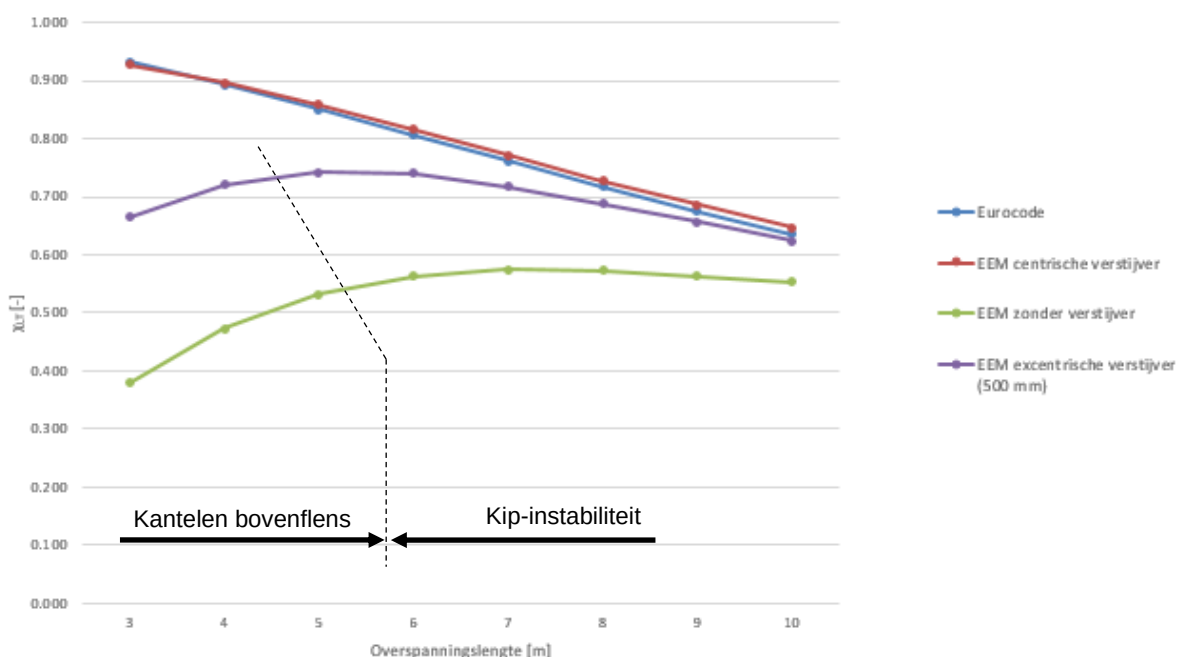
Opmerking:

De aansluitvoorwaarde van schot op liggerlijf bepalen in grote mate het optredende instabiliteitsfenomeen. Bij een scharnierende aansluiting treedt plooi van het schot (bij dunne schotten) of plooi van het lijf (bij dikke schotten) op. Bij een starre aansluiting treedt torsie van het samengestelde profiel op. Hoewel de kritische kracht bij torsie altijd groter is dan die bij plooi, is torsie binnen standaard profielafmetingen maatgevend. Dit komt omdat bij beide instabiliteitsfenomenen het om een relatief gedrongen constructie gaat. De kromme behorende bij plooi heeft een horizontaal plateau tot een relatieve slankheid van 0.5 [-], waardoor een hoge slankheid vereist is om plooi te laten optreden. Bij torsie geldt de minder gunstige curve uit de NEN-EN 1993-1-1 waarvan het horizontale plateau slechts geldt tot een relatieve slankheid van 0.2 [-].

- Het omslagpunt van torsieknik naar plooiën lijf ligt bij een excentrische plaatsing van ongeveer 10% ($e/h_w \geq 0.1$). Deze conclusie is onder voorbehoud van de beperkte testresultaten en kan op dit punt alleen gebruikt worden als richtlijn.
- Uit de EEM-analyse volgt dat bij een perfect geplaatst schot de aansluitvoorwaarde van schot op liggerlijf relevant zijn voor het optredende instabiliteitsfenomeen. Bij een scharnierende aansluiting treedt plooi van het schot (bij dunne schotten) of plooi van het lijf (bij dikke schotten) op. Bij een starre aansluiting treedt torsieknik van het samengestelde profiel op. Hoewel de kritische bezwijkkracht bij torsieknik altijd groter is dan die bij plaatplooi, is torsieknik bij gangbare profielen toch maatgevend. Dit komt omdat het om relatief gedrongen constructies gaat met een slankheid tussen de 0.2 [-] en 0.5 [-]. De kromme behorende bij plooi heeft een horizontaal plateau tot een relatieve slankheid van 0.5 [-], waardoor een hogere slankheid vereist is voordat plooi invloed heeft op de bezwijklast. Bij torsieknik geldt de minder gunstige curve uit de NEN-EN 1993-1-1 waarvan het horizontale plateau slechts geldt tot een relatieve slankheid van 0.2 [-].

6.6.4 BEVINDINGEN SUBVRAAG 4

Voor een HEB500 ligger zijn voor een misstand van 500 mm van de verstijvers ter plaatse van 1 oplegging de kritische kipmomenten bepaald in het EEM-pakket. Uit deze kipmomenten volgen de reductiefactor. Deze zijn uitgezet in onderstaande grafiek. In de Bijlage F is zichtbaar gemaakt wat de procentuele afname van de reductiefactor χ_{LT} bedraagt.



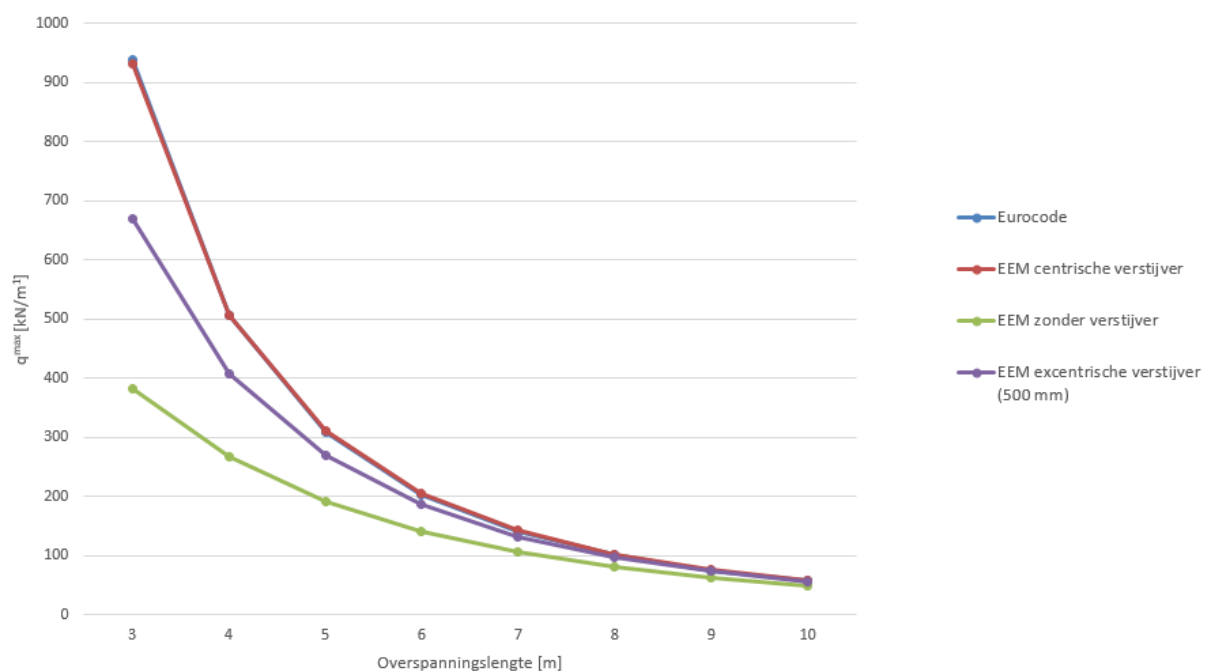
Figuur 5 – Invloed verstijver op lengte van overspanning uitgedrukt in χ_{LT}

Uit de tabel volgt het kritische kipmoment verkregen uit de NEN-EN 1993-1-1NB Bijlage D (Eurocode) vrijwel gelijk waarde levert als het EEM-model met gaffel-gelijkwaardige oplegging (EEM centrische verstijver). Kalibratie en validatie van het EEM-model is hiermee succesvol uitgevoerd.

In de figuur is zichtbaar dat bij kleinere overspanningen de invloed van de excentrische verstijver een grotere invloed heeft dan bij een grotere overspanning. Dit beeld komt overeen met de liggers zonder verstijver. De lagere χ_{LT} van de korte liggers ten opzichte van langere liggers wordt veroorzaakt door een ander instabiliteitsfenomeen dan kip. Bij de korte lengtes is sprake van volledig kantelen (wegknikken) van de bovenflens van het profiel ten opzichte van de onderflens. Het centrische schot bij de oplegging doet bij de korte lengtes hoofdzakelijk dienst als lokale verstijving tegen globaal plooiën van het lijf (*web buckling*).

Bovenstaande χ_{LT} factoren hebben betrekking op de momentreductie van de ligger. Omdat de reductiefactor bij een korte lengte afneemt, kan ten onrechte worden geconcludeerd dat het draagvermogen van de ligger bij een korte ligger afneemt, immers M_{Rd} neemt af. Een duidelijker beeld van het draagvermogen wordt verkregen door de reductiefactor (χ_{LT}) te vertalen naar een lijnlast (q_{max}), middels onderstaande formule is de relatie tussen beide grootheden gegeven. Door het afnemen van de reductiefactor vlakkt de toename van de q-last af, maar wordt zeker niet kleiner bij een korte overspanning.

$$q_{max} = \frac{8 \cdot \chi_{LT} \cdot M_{R,pl,d}}{L^2}$$



Figuur 6 – Invloed verstijver op lengte van overspanning uitgedrukt in q_{max}

Kanttekening: in bovenstaand figuur is alleen met stabiliteit rekening gehouden. Er is geen rekening gehouden met bezwijken van de ligger op andere fenomenen. Vermoedelijk wordt de maximale q-last bij korte lengtes door andere fenomenen (dwarskracht, krachtsinleiding) begrenst.

6.7 BEVINDINGEN

Bij het beoordelen van een onverstijfd liggerlijf zijn in Nederland drie methoden gangbaar. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-1 (methode 1) zijn conservatief en vereisen vaak (ten onrechte) schotten. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-5 (methode 2) zijn gebaseerd op een plastische krachtswerking en leveren gunstigere bezwijklasten op. Deze waarden liggen zelfs aanmerkelijk boven de bezwijklasten die zijn verkregen via een EEM-berekening (methode 3). Ter verklaring, de EEM-berekening is uitgevoerd op basis van elastische uitgangspunten en hanteert een conservatieve spreidingsbenadering. Desalniettemin, is het gat tussen de EEM-analyse en de NEN-EN 1993-1-5 merkwaardig. Volledig uitnuttigen op basis van de NEN-EN 1993-1-5 wordt daarom ontraden.

Wanneer schotten nodig zijn, zijn verschillende benaderingsmethode mogelijk, waarvan drie in dit document zijn onderzocht. Methode A veronderstelt dat het schot zelfstandig werkt en laat de capaciteit van het lijf volledig buiten beschouwing. Dit levert een eenvoudige kniktoetsing van het schot op, met conservatieve resultaten en dikke schotten. De bezwijklast van methode B en C is gebaseerd op torsieknik van het samenstel tussen schot en liggerlijf. Deze methoden verkrijgen in het rekenvoorbeeld een bezwijklast dat driemaal groter is dan methode A. Het verschil in bezwijklast tussen methode B en C is beperkt (minder dan 10%). Tevens volgt uit methode C dat de aansluitvoorwaarde tussen schot en liggerlijf van beperkte invloed is op de bezwijklast.

Omdat methode B eenvoudig de meewerkende breedte van het liggerlijf bepaalt, leent deze methode zich het beste om de bezwijkcapaciteit van een verstijfd liggerlijf te beoordelen. Echter, uit deelvraag 3 volgt dat bij excentrische positionering van de belasting ($e/h_w > 0.1$) niet torsieknik, maar plaatplooï het leidende bezwijkfenomeen wordt met een lagere bezwijklast. Voornamelijk bij kleinere profielen is niet te garanderen dat het schot binnen de vereiste excentriciteit blijft. Methode B levert in deze gevallen een overschatting van de bezwijklast op. Mate van overschatting is afhankelijk van de profielhoogte, belastingbreedte en de excentriciteit. In de vier onderhavige rekenvoorbeelden ligt de afname tussen de 11 % en 31 %.

Verder blijkt uit deelvraag 3 dat het schot op twee manieren de capaciteit van de verbinding positief beïnvloed. Enerzijds doordat toegevoegd materiaal de staalspanning reduceert en anderzijds doordat instabiliteit pas later optreedt door de bijgevoegde stijfheid. Het effect op de staalspanning ebt relatief snel weg en is bij rekenvoorbeelden bij een verhouding van ($e/h_w =$) 0.5 [-] niet langer relevant. Het effect op de stijfheid blijft langer zichtbaar, maar is sterk afhankelijk van de belastingbreedte en profielhoogte.

Uit bovenstaande volgt dat bij een excentrisch schot geen van de vereenvoudigde benaderingsmethode volstaat. Een samenspel tussen excentriciteit, schotdikte, profielhoogte en belastingbreedte bepalen het optredende instabiliteitsfenomeen (lijfplooï, schotplooï of torsieknik), alsmede of het schot een deel van de kracht overdraagt en/of voor stijfheid van het liggerlijf zorgt. De rekenregels uit de NEN-EN 1993-1-5 lijken het beste aan te sluiten. De stijfheidsinvloed van het schot kan verwerkt worden in de factor K_f en worden meegenomen om de kritische plooi kracht van het verstijfde liggerlijf te berekenen, al zijn hieraan wel beperkingen. Tot welke mate de resultaten van het verstijfde liggerlijf met de NEN-EN 1993-1-5 overeenkomen met de EEM-analyse is niet onderzocht. Benadrukt wordt dat de NEN-EN 1993-1-5 zich beperkt tot plaatplooï en mogelijk bij dicht geplaatste schotten de capaciteit overschat.

De commissie wil met klem benadrukken dat bovenstaande conclusie is gebaseerd op beperkte populatie proeven. Het is niet mogelijk om op basis van deze resultaten generieke conclusies of rekenregels te verkrijgen. De conclusies en aanbevelingen in dit document dienen met dien verstande te zijn gelezen.

7 AFDRACHT KRACHTEN VIA VERSTIJVERS

7.1 INLEIDING

In de Eurocode en de literatuur wordt bij een kipcontrole van een ligger als voorwaarde gesteld dat er een gaffeloplegging aanwezig is. Om een gaffeloplegging te creëren kunnen hiervoor verstijvers worden aangebracht in de ligger tpv de oplegging. Bij het bouwen van een ondersteuning kan het voorkomen dat de verstijvers in een onderslag niet exact boven de oplegging aanwezig zijn.

Met dit onderzoek wordt getracht een werkwijze te omschrijven hoe verkeerd gepositioneerd verstijvers kunnen worden beoordeeld middels een berekening. Daarbij wordt gekeken naar zowel de huidige ontwerpvoorschriften alsook gebruik maken van EEM pakketten om de reductie van capaciteit te kunnen duiden. Gekeken wordt of er middels de EEM pakketten in combinatie met de huidige rekenregels voor kip een voorspelling gedaan kan worden in procentuele reductie van de kipcapaciteit door verkeerd gepositioneerde verstijvers.

7.2 ACHTERGROND

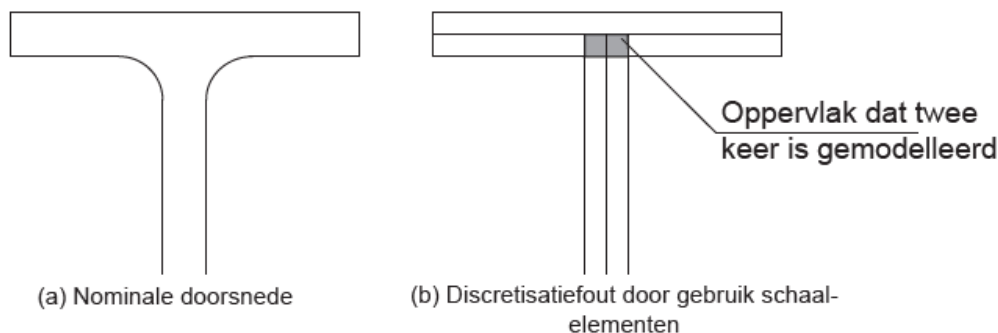
In [1] worden een tweetal berekeningsmethoden gegeven die de uitersten zijn van de positie van een verstijver.

3. Er is een verstijver centrisch aanwezig ter plaatse van de oplegging voor de kipcontrole;
4. Er is geen verstijver aanwezig en er is sprake van een onderflensinklemming (NB.71).

Bij geval 1 is de verstijver exact op de juiste plaats aanwezig. Bij geval 2 is er geen invloed van een verstijver meer aanwezig. Wanneer een verstijver niet exact aanwezig is boven de oplegging, is er dus een situatie die tussen deze 2 controlemethoden in valt. Er kan in dat geval geen juiste controle uitgevoerd worden op de kipcapaciteit van een ligger.

In [1] wordt de kipcapaciteit van een ligger bepaald aan de hand van het kritisch kiplmoment. Hiervoor is de C1/C2 methode voor gegeven. Met deze methode is het kritisch kiplmoment berekend.

Wanneer een HE-profiel in een EEM pakket gemodelleerd wordt door middel van 3 schijven (2x flens en 1x lijf), dan zijn er een aantal fouten die in het model aanwezig zijn. Hierover wordt in [2] gegeven dat het niet meenemen van de afrondingsstraal in het EEM pakket tot een lagere torsiestijfheid van het profiel leidt. De mate van invloed is afhankelijk van de profielhoogte en afmetingen. Daarnaast is er een modelleringsfout door het dubbel meenemen van materiaal in het model. Zie hiervoor Figuur 7. De afwijkingen in berekening zijn echter verwaarloosbaar. Het probleem is onderkend. Door middel van het toevoegen van een rondstaal zou de afrondingstralen in de I_t benaderd kunnen worden. De invloed van de afronding op de I_t is niet te verwaarlozen.



Figuur 7 - Dubbel meenemen van materiaal (uit [2])

In [3] is een onderzoek gedaan naar het niet centrisch aangebrachte verstijvers. Doel van dit onderzoek was om een algemene regel te kunnen omschrijven voor misstanden van verstijvers. In [3] zijn verschillende profielen, verschillende overspanningslengtes en misstanden van verstijvers onderzocht. De conclusie uit dit onderzoek is dat de overspanningslengte en de profielafmeting allebei

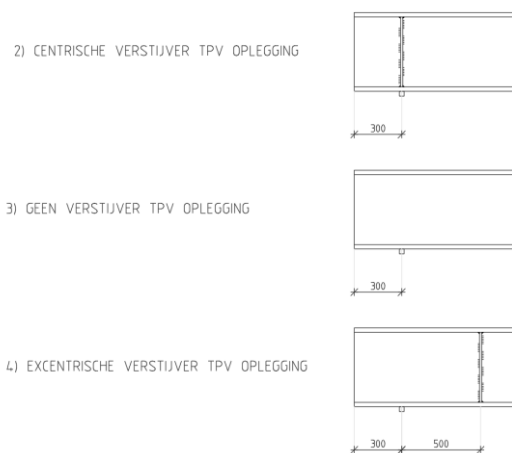
bijdragen aan de mate van afname van de kipstabiliteit. Hieruit is geen regel af te leiden. De aanbeveling is dat per situatie gekeken moet worden wat de afname is in capaciteit. De methode van modelleren in het EEM pakket in [3] en het vergelijken van resultaten van een juist geplaatste verstijver en een misplaatste verstijver, dienen als uitgangspunt voor de berekenings- en controlemethode in dit onderzoek.

7.3 OPZET ONDERZOEK EN CONTROLEMETHODE

Middels de volgende werkwijze is een controlemethode voorgesteld voor verkeerd geplaatste gaffelschotten:

1. Berekening van het kritisch kippmoment van een staafmodel volgens de Eurocode met de juiste overspanningslengte, belasting en verstijvers t.p.v. de opleggingen middels de C1-C2 methode conform bijlage NB.NB van NEN-EN 1993-1-1.
2. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en centrische verstijvers
3. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en zonder verstijvers
4. Berekening van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket met de juiste overspanningslengte, belasting en excentrische verstijvers
5. Berekening van de procentuele afname in capaciteit van het kritisch kippmoment tussen de 2 berekeningen van het kritisch kippmoment van een ligger in een EEM pakket
6. Verwerken van de procentuele afname in capaciteit in de berekening van het kritisch kippmoment volgens de Eurocode. Uit het kritisch kippmoment volgen de factoren om tot een juiste toets op de kipstabiliteit te doen en om te kunnen zien of de ligger alsnog voldoet.

Voor stappen 2, 3 en 4 is hieronder weergegeven wat met de positie van de verstijvers bedoeld wordt.



Figuur 8 – Positie van de verstijvers

Aan de hand van de resultaten van de verschillende berekeningen wordt bekeken of de controlemethode klopt.

De methode is uitgelegd middels een voorbeeldberekening. Om inzicht te geven in de reductie in capaciteit zijn de resultaten gegeven van een aantal liggertypes en liggerlengtes. De misstand van het schot tov de oplegging is telkens hetzelfde gehouden.

7.4 BEREKENING KRITISCH KIPMOMENT VOLGENS DE EUROCODE

Als voorbeeld berekening is een HEB400 ligger van 8 meter lengte genomen. De ligger wordt uitgerekend zonder scheefstand of dwarsverkanting. Voor deze ligger is zowel in Technosoft Liggers als in AxisVM het kritisch kipmoment bepaald. Deze berekening is in bijlage A aanwezig.

Op de ligger is een uniforme belasting van 25 kN/m¹ geplaatst. Verder zijn de belastingfactoren op 1.0 gehouden.

Controle als liggermodel:

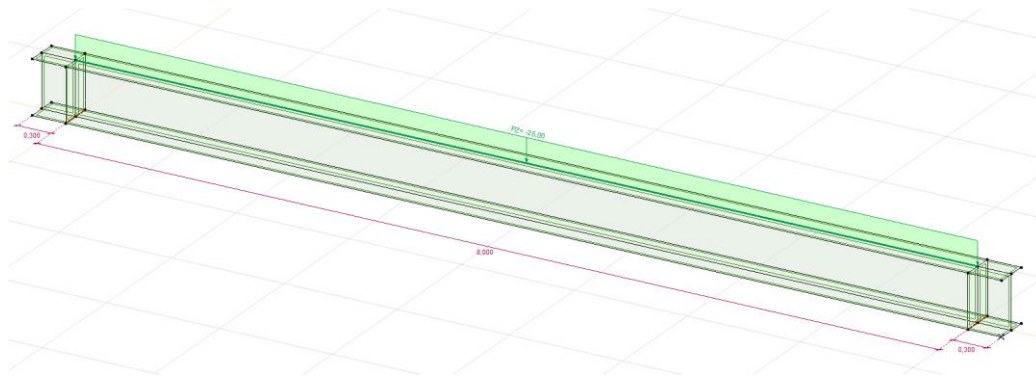
Technosoft Liggers: $M_{cr} = 1061.5 \text{ kNm} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.79$

AxisVM: $M_{cr} = 1058.8 \text{ kNm} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.79$

Beide berekeningen geven eenzelfde reductiefactor χ_{LT}

7.5 BEREKENING VAN KRITISCH KIPMOMENT MIDDELS PLATENMODEL

Met behulp van een platenmodel wordt in AxisVM de vergrotingsfactor α_{cr} berekend waarop het gemodelleerde profiel instabiel zal worden. Hierbij wordt de aangebrachte belasting iteratief vergroot totdat er een instabiliteit van de gehele constructie ontstaat. Dit is de 1^e knikvorm. De ligger wordt bij de 1^e knikvorm in het midden instabiel. Dit bezwijkmechanisme is gelijk aan kip instabiliteit.



Figuur 9 – gemodelleerde ligger in Axisvm

De opleggingen kunnen zowel trek als druk opnemen. Beide zijn in x-richting vastgezet.

In de bijlage B is de berekening van de stabiliteit van de ligger uitgevoerd. Hierbij is de ligger met platen gemodelleerd.

Moment:	M_{rep}	$= 1/8 * 25 * 8^2 = 200 \text{ kNm}$
Vergrotingsfactor:	α_{cr}	$= 5.032$
Kritisch kipmoment:	M_{cr}	$= 1006.4 \text{ kNm}$
Relatieve slankheid	λ_{LT}	$= \sqrt{(W_{pl} * f_y / M_{cr})}$
	λ_{LT}	$= \sqrt{(3231 * 10^3 * 235 / 1006.4 * 10^6)} = 0.869$
	Φ_{LT}	$= 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$
	Φ_{LT}	$= 0.5 * [1 + 0.21 * (0.869 - 0.2) + 0.869^2]$
	Φ_{LT}	$= 0.948$
Reductiefactor	χ_{LT}	$= 1 / (\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)})$
	χ_{LT}	$= 1 / (0.948 + \sqrt{(0.948^2 - 0.869^2)})$
	χ_{LT}	$= 0.754$

De reductiefactor is lager dan volgens de berekening in AxisVM en in Technosoft Liggers. De afwijking is beperkt: $0.754/0.79 = 0.95 \Rightarrow 5\%$ lagere reductiefactor χ_{LT} . Dit is acceptabel.

7.6 BEREKENINGEN VAN DIVERSE LIGGERS

Om inzicht te krijgen of het modelleren van een 2D plaatmodel in 3D omgeving en het berekende kritisch kippmoment volgens de Eurocode ook voor andere afmetingen van HEB-liggers toepasbaar is, is een grotere hoeveelheid liggers doorgerekend. De resultaten hiervan zijn in de bijlage C toegevoegd.

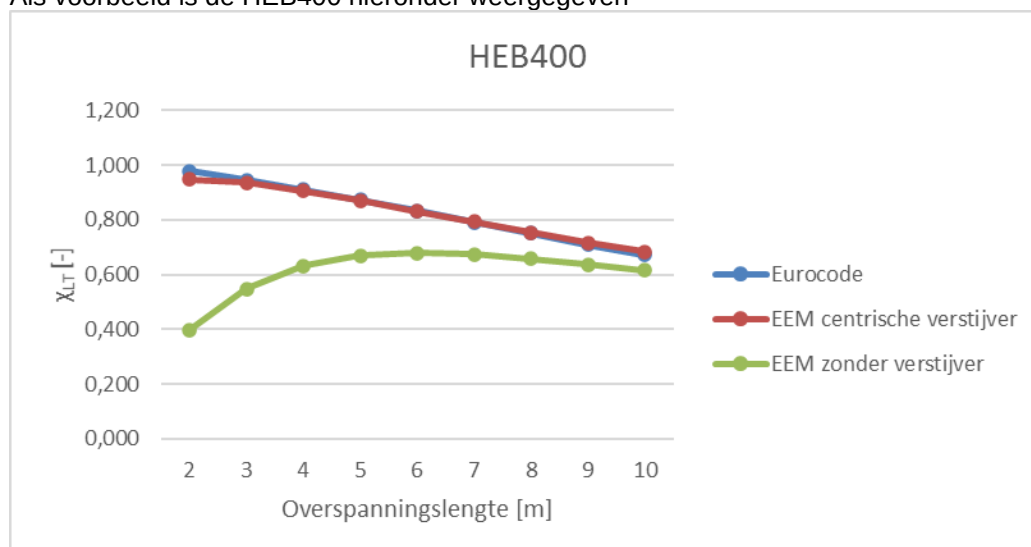
Daarbij zijn de 3 kritische kippmomenten en vervolgens reductiefactoren χ_{LT} berekend van de ligger:

1. Volgens de Eurocode
2. Ligger van 2d schaalelementen met verstijver tpv oplegging
3. Ligger van 2d schaalelementen zonder verstijver tpv oplegging

Bij punt 3 is geen controle meer uitgevoerd ten opzichte van NB.71 mbt onderflensinklemming.

De liggers van 2d schaalelementen met en zonder verstijvers zijn de uiterste situaties voor het kritisch kippmoment. Dit zijn de boven- en ondergrens. Hieruit is af te leiden wanneer de invloed van een verstijver ter plaatse van de oplegging kleiner wordt. Vervolgens kan een inzicht verkregen worden voor het ontstaan van een verstijver ter plaatse van de oplegging.

Als voorbeeld is de HEB400 hieronder weergegeven



Figuur 10 – Invloed verstijver op lengte van overspanning

De lijn van de Eurocode en de berekening in AxisVM met een centrische verstijver komen met elkaar overeen. Naarmate de overspanning groter wordt, neemt de invloed van de verstijver op de reductiefactor χ_{LT} af.

7.7 BEREKENING VAN EXCENTRISCH GEPLAATSTE SCHOTJES TPV DE OPLEGGING

Met dit inzicht is een methode omschreven waarmee de invloed van een misstand van een verstijver op het kritisch kippmoment kan worden bepaald.

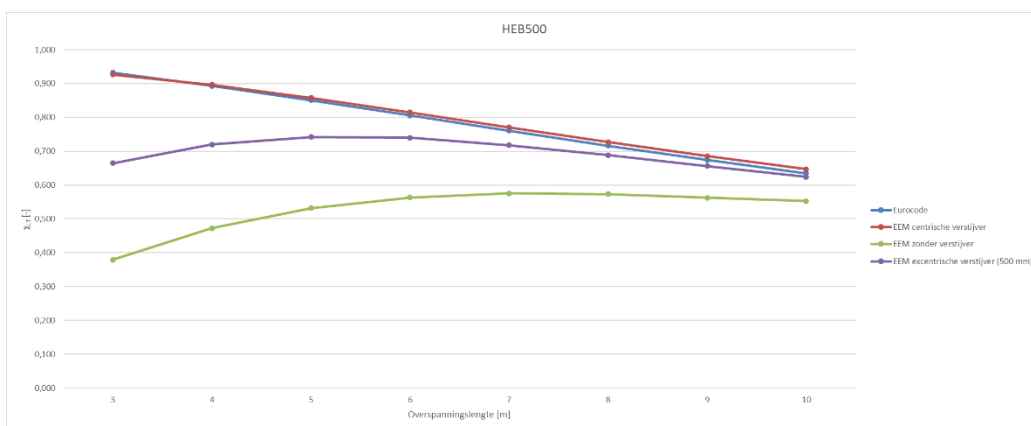
Methode:

1. Originele ligger is berekend middels Eurocode. Hieruit volgt het kritisch kippmoment bij een ligger met een gaffel gelijkwaardige oplegging
2. De ligger wordt gemodelleerd in een EEM pakket met 2d schaalelementen met centrische verstijvers. Daarmee wordt het kritisch kippmoment bepaald.
3. De ligger wordt nogmaals gemodelleerd in een EEM pakket met 2d schaalelementen met de verkeerde positie van de verstijvers. Hieruit wordt nogmaals een kritisch kippmoment bepaald.

4. Er vindt een controle plaats tussen de resultaten van stap 1 en 2. Wanneer de procentuele verschillen tussen beide methoden minder dan 5% bedragen, dan kan direct uit methode 3 de nieuwe reductiefactor bepaald worden voor de ligger met misstand. Wanneer het verschil tussen stappen 1 en 2 groter is dan 5%, dan moet middels het procentuele verschil tussen stap 2 en 3 het berekende kritisch kipmoment in stap 1 gereduceerd worden.

In stap 4 is gekozen om een andere aanpak voor te stellen bij een afwijking groter dan 5% tussen stap 1 en 2. Er is dan geen directe relatie meer tussen het EEM model en de Eurocode berekening. Daarom wordt dan voorgesteld om een procentuele afname van het kritisch kipmoment te bepalen voor stap 1 ipv direct de reductiefactor van het kritisch kipmoment uit het EEM model te bepalen.

Voor een HEB500 ligger zijn voor een misstand van 500 mm van de verstijvers ter plaatse van 1 oplegging de kritische kipmomenten bepaald in het EEM pakket. Uit deze kipmomenten volgen de reductiefactor. Deze zijn uitgezet in onderstaande grafiek. In de bijlage D is zichtbaar gemaakt wat de procentuele afname van de reductiefactor χ_{LT} bedraagt.



Figuur 11 – Invloed verstijver op lengte van overspanning

In de figuur is zichtbaar dat bij kleinere overspanningen de invloed van een misstand van de verstijver een grotere invloed heeft dan bij een grotere overspanning. Dit beeld komt overeen met de liggers zonder verstijver. De lagere capaciteit van de korte liggers tov langere liggers wordt veroorzaakt door een ander bezwijkgedrag op stabiliteit dan kip. Dit is hierbij het volledig kantelen van de bovenflens van het profiel tov de onderflens.

7.8 AANVULLENDE CONTROLES

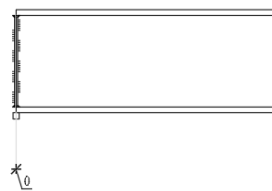
Aan de hand de vergelijkingsberekeningen van een excentrische verstijver tpv de opleggingen met een centrische verstijver is een variatie aan posities en invloeden bekeken om inzicht te krijgen in de gevoeligheden van de positie van de verstijvers tov de oplegging.

De onderzochte variaties:

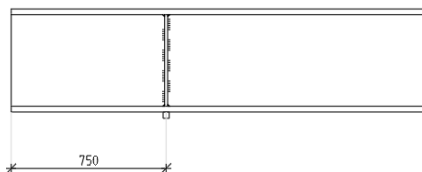
1. Geen overstek achter de oplegging met centrische verstijvers
2. 750 mm overstek achter de oplegging met centrische verstijvers
3. 750 mm overstek achter de oplegging met een excentrisch verstijver 500 mm in de richting van het overstek
4. 300 mm overstek achter de oplegging met een enkel centrisch verstijver

Hieronder zijn de verschillende variaties zichtbaar gemaakt.

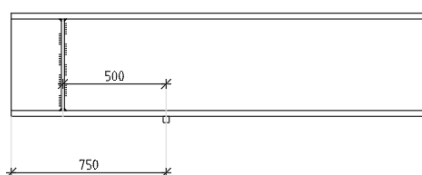
1) CENTRISCHE VERSTIJVER TPV OPLEGGING ZONDER OVERSTEK



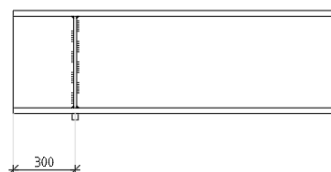
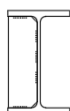
2) 750 MM OVERSTEK EN CENTRISCHE VERSTIJVER



3) 750 MM OVERSTEK EN EXCENTRISCHE VERSTIJVER OP 500 MM



4) ENKELE CENTRISCHE VERSTIJVER



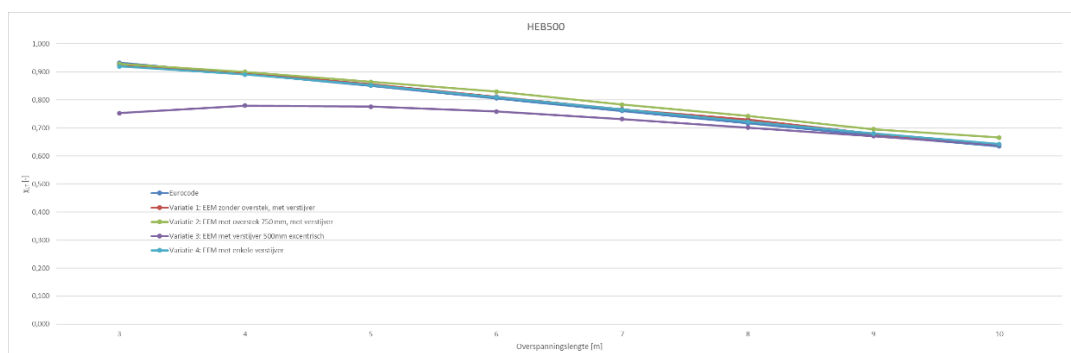
Figuur 12 – Variaties in positie verstijver en overstekken

Variatie 1 is vergeleken met de berekening met centrische verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).

Variatie 2 is vergeleken met de berekening met centrische verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).

Variatie 3 is vergeleken met variatie 2 omdat het overstek in originele berekening niet toereikend is voor een excentriciteit van 500mm naar buiten.

Variatie 4 is vergeleken met de berekening met centrische verstijver en 300 mm overstek (=origineel model).



Figuur 13 – Verschillen tussen variaties in positie verstijver en overstekken

In bijlage E zijn de berekening zichtbaar met daarbij de procentuele verschillen.

Variatie 1 en 2 geeft een verwaarloosbare invloed op de capaciteit.

Variatie 3 geeft eenzelfde beeld als bij een verstijver dat in de richting van de overspanning misstaat. Een misstand van verstijvers bij korte overspanningen is relatief groot in relatie tot de grote overspanningen.

Variatie 4 geeft een verwaarloosbare invloed op de capaciteit.

BEVINDINGEN EN SAMENVATTING

Er is een berekening per situatie en per misstand nodig om een conclusie te kunnen trekken over de invloed van een misstand of missen van een verstijver om een gaffeloplegging te krijgen. De getallen in deze memo dienen om inzicht in de gebruikte werkmethode te geven. Ze zijn niet toepasbaar voor het omschrijven van een algemene regel. Daarvoor is de variatie in percentages te groot.

Een berekening van een verkeerde positie van een verstijver ter plaatse van de oplegging is te benaderen door een berekening uit te voeren met een ligger in 2d schaalelementen. Daarmee kan een procentuele afname van het theoretisch kritisch kipmoment berekend worden.

Bij relatief korte overspanningen van balken is de invloed van een verkeerd geplaatste verstijver groot. Daarop dient men in de uitvoering extra alert te zijn. Bij relatief grote overspanningen neemt deze invloed sterk af.

De grootte van het overstek, de positie van een verstijver tov de oplegging en wel of niet aanwezig zijn van gaffelschotten geven bij de berekende overspanningslengtes verschillende resultaten. Er is een invloed waarneembaar. Er kan uit de resultaten geen harde conclusie getrokken worden met betrekking tot de invloed en afname in percentages voor een misstand of missen van een schot. Dit dient per situatie beoordeeld te worden.

Voor bronvermelding zie literatuurlijst.

LITERATUURLIJST

- [1] Eurocode 3 EN 1993-1-1:2011: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
- [2] Eurocode 3 EN 1993-1-5:2012: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-5: Constructieve plaatvelden
- [3] Publicatie SBR B27-2: 1981
"Kipstabiliteit van stalen onderslagen"
- [4] Studie:
Bruins, R.H.J., Snijder, H.H., Steenbergen, H.M.G.M., Hoenderkamp, J.C.D.: "Kipstabiliteit van stalen liggers met kipsteunen".
- [5] JRC Scientific and Technical reports: 2007
"commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "plated structural elements"
- [6] Tata Steel / SCI publicatie P385: 2011
"Designs of steel beams in torsion"
- [7] SCI: 2009
"Beam under combined bending and torsion"
- [8] Der Prüfenieur; publicatie okt. 2002
"Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen"
- [9] RUBSTAHLBERICHT 2-2002:
"Bemessung von Trägern unter Biegung und Torsion nach Th.II Ordnung"
- [10] Publicatie Stahlbau 73: 2004
"Vereinfachter Nachweis für I- und U-Träger beansprucht durch doppelte Biegung und Torsion"
- [11] Engineering journal; American institute of steel construction; vol.14. PP98-107.
- [12] Johansson, B. e.o. *Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated Structural Elements"*, JRC European commission, 2007, pp 74 - 91
- [13] Weyer, U, Uhlendahl, J, Zichner, T, Küchler, M, : Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen, Der Prüfenieur, oktober 2002
- [14] RMBS 2000 "Richtlijnen voor de toepassing van metalen beplating als schijfconstructie 2004"

Gebruikte rekensoftware:

- [1] SCIA Engineer 20.0.3019
- [2] Office 365 – Excel
- [3] AxisVM X6

Bijlagen

BIJLAGE A. BIJLAGE HOOFDSTUK 3

CONTROLE KIPSTABILITEIT MET EFFECT VAN DE KINDERBINTEN

Controle kipstabiliteit:

Remmende effect van kinderbinten aan kipstabiliteit van de onderslagbalk.

De benodigde kracht voor verhindering van kip is de grootste van de 1% van knikkraft of 0,5% van flenscapaciteit.

Drukkraft in boven flens van onderslagbalk:

$$N_{\text{flens,Ed}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W_y} * A_{\text{flens}} = \frac{1485 * 10^6}{12895 * 10^3} * (300 * 36) * 10^{-3} = 1244 \text{ KN}$$

$$N_{\text{flens,Rd}} = A_{\text{flens}} * f_y = (300 * 36) * 235 * 10^{-3} = 2538 \text{ KN}$$

Zijdelingse steun benodigd is de grootste van:

$$N_{\text{st,Ed}} = 0,01 * 1244 = 12,4 \text{ KN}$$

$$N_{\text{st,Ed}} = 0,005 * 2538 = \mathbf{12,7 \text{ KN}} \text{ (maatgevend)}$$

Reactie van kinderbinten h.o.h. 300mm

$$R = 0,30 * q_v * 1,0 = 0,30 * 53,9 * 1,0 = 16,2 \text{ KN}$$

Wrijvingscoëfficiënt van hout/staal $\mu = 0,25$

$$\text{Meewerkende krafft per kinderbint} = 0,25 * 16,2 = 4,0 \text{ KN}$$

$$\text{Aantal kinderbinten benodigd} = 12,7 / 4,0 = 3,2 \rightarrow 4 \text{ st. kinderbinten}$$

Ongesteund lengte $L_{\text{st}} = 4 * 300 = 1200 \text{ mm}$, dus controle van kip op $L_{\text{kip}} = L_{\text{st.}} = 1200 \text{ mm}$

Onderslagbalk HEB1000 voldoet aan de kipstabiliteit **zonder kipsteun!**

❖ In berekening voorbeeld was de ongesteunde lengte (*Bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers*) $L_{\text{st}} = (L_g / 2) = 7500 \text{ mm}$

BIJLAGE B. BIJLAGE HOOFDSTUK 4

COMBINATIE DUBBELE BUIGING MET TORSIE

B.1 INVLOED HOEKVERDRAAIING OP KRACHTSWERKING (1^{STE} ORDE)

Tijdens het literatuuronderzoek wordt niet duidelijk of de hoekverdraaiing nu wel of niet meegenomen dient te worden genomen in de toetsing. Aangezien deze hoekverdraaiing (φ_x) vaak een niet te verwaarlozen aandeel heeft is besloten om de vervorming (rotatie) van de onderslag nader te beschouwen. Hiertoe zijn een tweetal handberekeningen uitgevoerd. Om aan te sluiten op rekenvoorbeeld 1- D07-2 versie 2.0 2018 par. 8.1 is er gekozen voor een heb1000 met een theoretische overspanning van 10,0 en 15,0m.

B.1.1 OPTIE 1: HEB1000 LG. = 15,00M (1^E ORDE)

- HEB 1000, l_{th} 15,00m, $l/d = 15,0/1,0 = 15$ [-]
- $q_{v,Ek}$ = 34,8 kN/m (zie blad 48 D07-2)
- $q_{H,Ek}$ = 2,5% (verkanting) + 3% (horizontaal ivm scheefstand) = 5,5%
 $q_{H,Ek}$ = $34,8 * 0,055 = 1,91$ kN/m
- $m_{x,Ek} = m_{x1,Ek} + m_{x2,Ek} + m_{x3,Ek}$; $m_{x4,Ek}$ als gevolg van 2^{de} orde, wordt niet meegenomen in de beschouwing. De torsiemomenten worden analoog bepaald aan de hand van systematiek als vermeld in §.8.1.9 van het Stubeco-rapport D07
- $m_{x1,Ek}$ = 0,47 kNm/m
- $m_{x2,Ek}$ = 0,348 kNm/m
- $m_{x3,Ek}$ = 0,57 kNm/m
- $\Sigma m_{x,Ek}$ = $0,47 + 0,348 + 0,57 = 1,40$ kNm/m
- $\Sigma m_{x,tot;overspanning} = 1,40 * 15,00 = 21,00$ kNm
- $\varphi_x = 0,029$ rad in het veldmidden, zie excel-uitvoer bijlage 3 (bron P385 appendix D → case 4). Deze waarden zijn het resultaat van torsiebelasting; er is dus nog geen effect van 2^{de} orde vervorming inbegrepen. In werkelijkheid zal de hoekverdraaiing als gevolg van de aanwezige verticaalbelasting nog meer toenemen.
- $M_{y,Ek}$ = $1/8 * 34,8 * 15,0^2 = 978,75$ kNm
- $M_{z,Ek}$ = $1/8 * 1,91 * 15,0^2 = 53,72$ kNm
- $\Delta M_{z,Ek}$ = $0,029 (\varphi) * 978,75 = 28,38$ kNm
- $M_{z,el,Rd}$ = 255 kNm
- $\Delta M_{z,Ek} / M_{z,el,Rd} = 28,38/255 = 11\%$ (de toename van het buigend moment in zwakke richting wordt nagenoeg $(28,38 + 53,72) / 53,72 = \text{ca. } 1,5$ x zo groot)

B.1.2 OPTIE 2: HEB1000 LG. = 10,00M (1^E ORDE)

HEB1000, $l_{th}=10,00$ m, $l/d = 10,0/1,0 = 10$ [-]

Belasting gelijk aan $L_{th}= 15,00$ m (zie boven bij optie 1). $m_{x,tot;overspanning} = 1,40 * 10,00 = 14,00$ kNm

$\varphi_x = 0,010$ rad in veldmidden, zie excel-uitvoer bijlage 3 (bron P385 appendix D → case 4). Ook deze waarden zijn het resultaat van torsiebelasting; er is dus nog geen effect van 2^{de} orde vervorming inbegrepen.

$$\begin{aligned}M_{y,Ek} &= 1/8 * 34,8 * 10^2 = 435 \text{ kNm} \\M_{z,Ek} &= 1/8 * 1,91 * 10^2 = 23,9 \text{ kNm} \\\Delta M_{z,Ek} &= 0,010 * 435 = 4,35 \text{ kNm} \\M_{z,el,Rd} &= 255 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$DM_{z,Ek}/M_{z,el,Rd} = 4,35/255 = 1,7\%$ (de toename van het buigend moment in zwakke richting wordt nagenoeg $(23,9+4,35)/23,9 = \text{ca. } 1,18 \times$ zo groot)

B.1.3 OPMERKINGEN:

NB: de vraag kan gesteld worden of een overspanning van 10,0 m voor HE1000B-profiel wel realistisch is. In de praktijk zal een HE1000B toegepast worden voor grotere overspanningen van 15,0 - 25,0 m. Vaak wordt dan gekozen om de ligger te voorzien van (kip)steunen om zo de capaciteit van de ligger te vergroten. Echter er zijn situaties denkbaar, waar het niet mogelijk en/of wenselijk is om kipsteunen toe te passen en dient men bovengenoemd effect op de vervorming/-krachtswerking niet zondermeer te verwaarlozen.

Vragen die rijzen in relatie met de huidige methode D07:

Is bovenstaande effect niet reeds afgedekt met de initiële scheefstanden die in rekening worden gebracht door:

Combi 1: 2 of 3% initiële scheefstand

Combi 2: 1% + Wind

In basis zijn deze percentages hiervoor niet bedoeld. Voor zover bekend vertegenwoordigen deze belastingen wel een bepaalde mate van scheefstand van de constructie en deze kan zowel globaal (totale constructie) als lokaal (op lokale staven) aanwezig zijn. Algemeen geldt dat de gevoeligheid op 2^{de} orde van de constructie beoordeeld moet worden en in sommige gevallen dient deze ook in rekening te worden gebracht.

Ten aanzien van de aangrijpende torsiebelasting m_x (in kNm/m) wordt in D07 in de huidige rekenmethode (zie ad b pagina 25) eveneens een tweede orde effect in rekening gebracht.

citaat:

Vanwege de onbekendheid van enkele grootheden wordt eenvoudigheid halve gesteld:

$$M_{x,Ed,tweedeorde} = 0,01q_y \frac{(\alpha q_y + q_h) l^4}{2EI_y} \text{ in kNm/m'}$$

Deze leidt tot een vergroting van het totaal aangrijpende torsiemoment (en dus extra schuif- en buigspanningen in de ligger). Deze heeft echter, in de huidige rekenmethodiek, geen invloed op de primaire momentverdeling/krachtswerking in y- en z-richting (M_y/M_z).

B.1.4 BEVINDINGEN

In kader van eerder uitgevoerd vergelijk (zie [bijlage 2](#)) tussen D07 (incl. M_z) versus EC-methode (Lindner/kraanbaanformule) blijkt dat de EC-methode gunstiger is bij langere liggers en tot ca. 10-15% verschil geeft in UC. Inmiddels is vanuit Duitse Universiteit Bochum aangegeven dat de ΔM_z (toename M_z) ten gevolgen van $\phi(x)$ niet meegenomen hoeft te worden in de toetsing volgens EC-methode. Zie hiertoe ook eerdere paragraaf "invloed hoekverdraaiing op krachtswerking (1^{ste} orde)"

BIJLAGE C. BIJLAGE HOOFDSTUK 5

ZIJDELINGSE VERVORMING ONDERSLAG

8.1.1 Gegevens en uitgangspunten

Overspanning	: $L_{th} = 15,00\text{m}$
Vloer dikte	: $h_b = 1,20\text{m}$
Profielafm. onderlagen	: HEB1000 h.o.h. 1,00m
Verkanting	: 2,5%
Berekening volgens gevolgklasse CC2, waarvoor geldt $K_{F1} = 1$	
Toegepaste staalsoort	: S235JR
Doorbuigingseis	: $u_z = \frac{L_{th}}{600}$
en t.g.v. vers gestort beton	: max. toelaatbaar $u_z = 50\text{mm}$

C.1 MODELLERING / SCHEMATISATIE SCIA

- de HEB 1000 is als samengesteld profiel ingevoerd met de volgende 2D-elementen:
 - flensplaat boven = $t_f \times b_f$ = $36 \times 300 \text{ mm}^2$
 - lijf = $t_w \times h_w = 19 \times (1000 - 2 \times 36)$ = $19 \times 964 \text{ mm}^2$
 - flensplaat onder = $t_f \times b_f$ = $36 \times 300 \text{ mm}^2$
- onduidelijk is hoe Scia omgaat met het dubbel modelleren van materiaal, zo genaamde discretisatiefout, hiermee wordt in dit specifieke geval de aansluiting tussen de flens- en lijfplaat bedoeld. In Scia is het niet mogelijk om de doorsnede-eigenschappen van de totale samenwerkende doorsnede op te vragen. Om enigszins een "ijking" van het model te hebben is t.a.v. zuiver verticale buiging gekeken wat de verschillen zijn met staafbeschouwing (1D). Hieruit is gebleken, dat deze bij verticale vervormingen (zuivere buiging onder verticaalbelasting) goed overheeen komt. Ook blijkt, dat de invloed van de afrondingsstralen op de buigstijfheid minimaal is (en te verwaarlozen);
- er zijn plooischotten op de kopse einden gemodelleerd, welke zijn verbonden met de flenzen en lijf. Motivatie:
 - achterliggende gedachte hierbij is om een koud/los opgelegd (zonder voorzieningen) profiel te bekijken; dit is ten aanzien uitvoering eenvoudig te realiseren;
 - lijnoplegging over de gehele breedte van de onderflens, het betreft een trek/druk ondersteuning.
 - daarnaast wordt hier de zijdelingse verplaatsing van de bovenflens onderzocht in het veldmidden, door een plooischot toe te passen t.p.v. de oplegging wordt lokale dwarskrachtplooi (uitknikken lijf) uitgesloten;
- het schot wordt gezien als gelijkwaardig met een gaffeloplegging, aangezien de rotatie van het profiel wordt verhinderd, zie ook gemodelleerde lijnondersteuning aan onderzijde (zowel trek/druk opname). Daarnaast dient de belasting, welke vanuit het veld afkomstig is, volledig afgevoerd te worden naar onderflens van het profiel (lijnvormige ondersteund);
- ten aanzien van krachtsinleiding is vaak een plooischot benodigd. Een gaffelgelijk-waardigheid o.b.v. onderflensinklemming geeft zeer lage capaciteit;
- nadeel van plooischotten is dat deze eveneens een bi-moment mobiliseren (flensbuiging in zowel boven- als onderflens) nabij de oplegging. Een en ander is afhankelijk in hoeverre het schot momentvast gekoppeld is aan de flenzen en het lijf van de ligger. In het huidige Scia-model is uitgegaan van een momentvaste verbinding, dit komt in de praktijk overeen met een volledige doorlassing van het plooischot.

- ontbreken afrondingsstralen i.r.t. torsiestijfheid
 - in P385 (par. B2.2) en rapport “kipstabiliteit van stalen liggers met kipsteunen” wordt aangegeven, dat invloed van de afrondingsstralen op de torsiestijfheden niet zondermeer te verwaarlozen zijn (erg conservatief). Dit geldt dan specifiek voor het torsietraagheidsmoment I_t (St. Venant) en in mindere mate voor C_w/I_w . Om dit te corrigeren wordt een massief rondstaal toegevoegd, zie navolgende onderbouwing;
 - in basis is gekozen voor een HEB 1000 staalsoort S235 met de volgende doorsnede-eigenschappen:

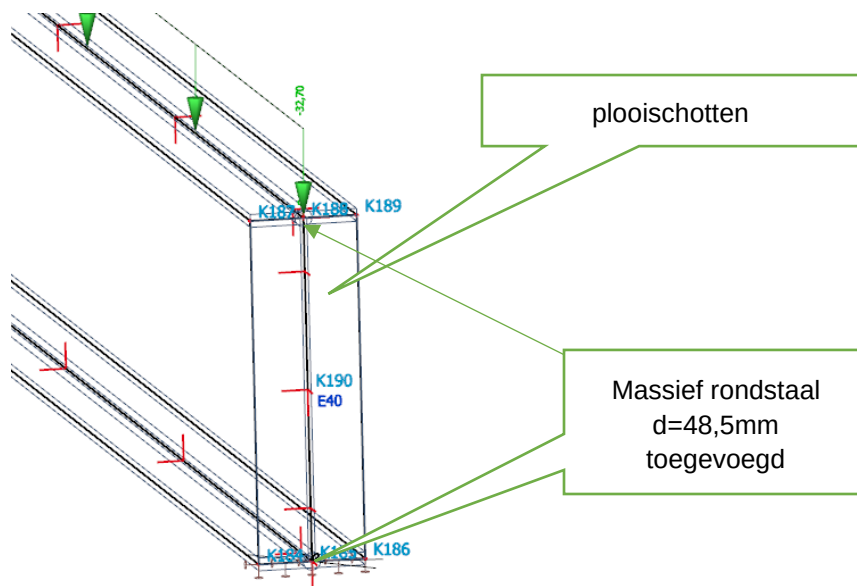
CS3 - HEB1000
Vormnorm - 1
Doorsnede karakteristieken

A	4,0000e-02	m ²
Ay	2,2282e-02	m ²
Az	1,9041e-02	m ²
AL	3,1100e+00	m ² /m
AD	3,1103e+00	m ² /m
cYUCS	150	mm
cZUCS	500	mm
α	0,00	deg
Iy	6,4470e-03	m ⁴
Iz	1,6280e-04	m ⁴
iy	401	mm
iz	64	mm
Wely	1,2890e-02	m ³
Welz	1,0850e-03	m ³
Wply	1,4860e-02	m ³
Wplz	1,7160e-03	m ³
Mply+	3,49e+06	Nm
Mply-	3,49e+06	Nm
Mplz+	4,03e+05	Nm
Mplz-	4,03e+05	Nm
dy	0	mm
dz	0	mm
I _t	1,2540e-05	m ⁴
I _w	3,7636e-05	m ⁶
β_y	0	mm
β_z	0	mm

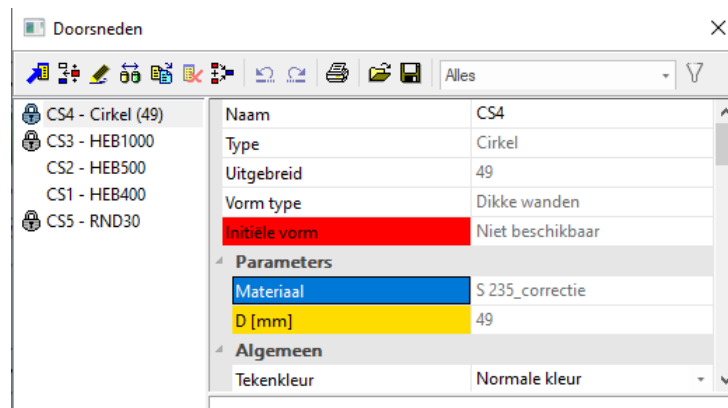
Tabel 3

Ter info: bovenstaande waarden komen tot stand middels EEM beschouwing van de doorsnede, echter kunnen ook handmatig benaderd worden;

- de extra torsiestijfheid (I_t) geleverd door de afrondingsstralen wordt toegevoegd door een massief rondstaal $d = 48,5$ mm (afgerond 49 mm) toe te voegen op het kruispunt van zowel de boven- als de onderflens, zie voor onderbouwing van de diameter van het toegevoegde staafelement bijlage 4;
- aan de toegevoegde staaf worden de volgende eigenschappen toegekend:



Figuur 14



Figuur 15

- Om geen buigstijfheid toe te voegen worden de volgende materiaaleigenschappen van het rondstaal toegekend:
 - $E = 0 \text{ N/mm}^2$
 - $G = E/(2(1+\nu)) = 210000/(2 \cdot (1+0,3)) = 80769 \text{ N/mm}^2$
 - Met bovenstaande instellingen wordt een toename van de buigstijfheid voorkomen ($E_I = 0$ voor $E=0$). Echter de toegevoegde torsiestijfheid (rondstaal) $G I_t$ blijft behouden.
- in het 2D-plaatmodel wordt de belasting, welke aangrijpt op de bovenflens, vanuit het veld ter plaatse van de oplegging afgevoerd naar de onderflenzen;
- hart oplegging = hart schot;
- ligger is geplaatst onder dwarsverkanting van 2,5% en de belasting werkt in z-richting (vertikaal) en y-richting (horizontaal);
- de helpdesk van Scia heeft mondeling aangegeven dat een dergelijke beschouwing middels 2D elementen samengesteld voor een dergelijk hoog profiel, een betere benadering zou zijn dan 1D staaf-model.

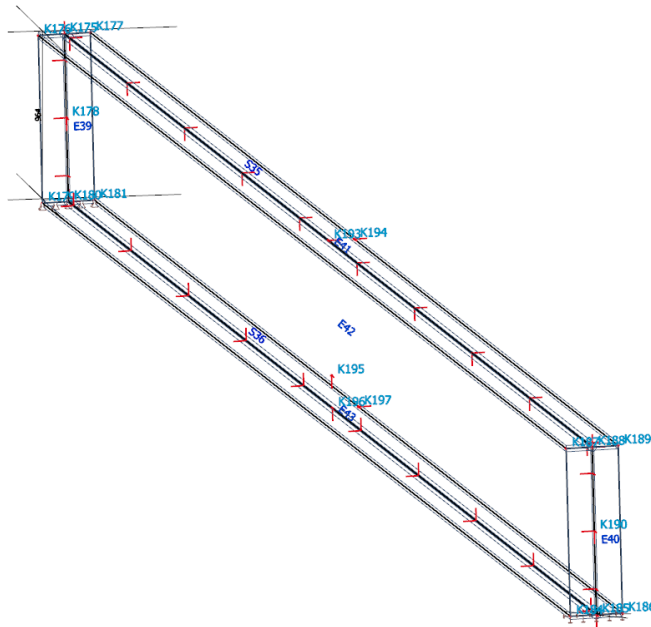
C.2 BELASTINGEN

Onderstaande belastingen zijn ingevoerd in Scia.

BG 1 → Eigen gewicht

$$A_{\text{hebb1000}} = 400 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

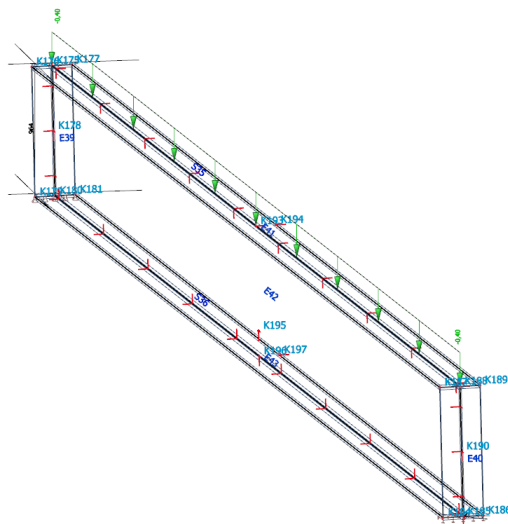
$$Q_{\text{eg}} = 78,5 \cdot 400 \cdot 10^2 \cdot 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$$



Figuur 16

BG 2 → Rustende belasting

- $P_{\text{RB}} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. onderslagen 1,00 m
- $q_{\text{RB}} = 0,40 \cdot 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}$, aangrijpend op bovenflens



Figuur 17

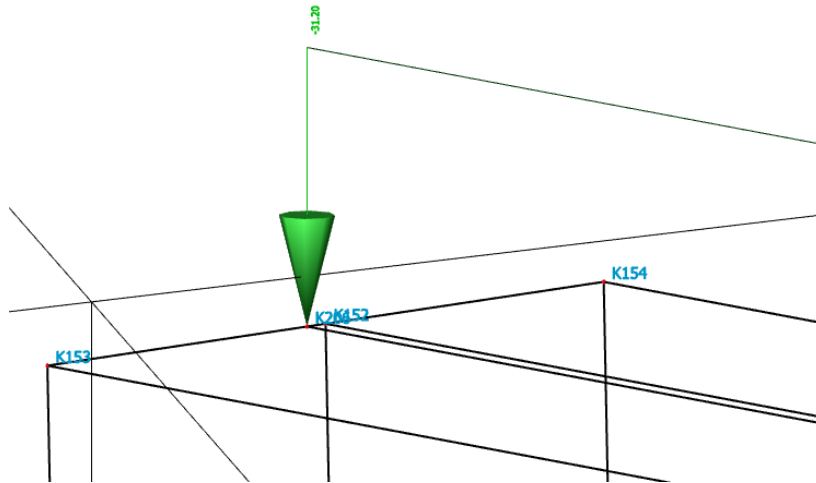
$e = 0,01 \text{ m}$ (excentriciteit tov hart profiel)

$m_x = \text{wordt verwaarloosd}$

BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

- $q_{\text{beton;verticaal}} = 1,20 \cdot 26 \cdot 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}$;
- $e = 0,01 \text{ m}$ (excentriciteit van 10 mm t.o.v. hartlijn bovenflens), deze belasting is excentrisch ten opzichte van hartlijn bovenflens geplaatst.



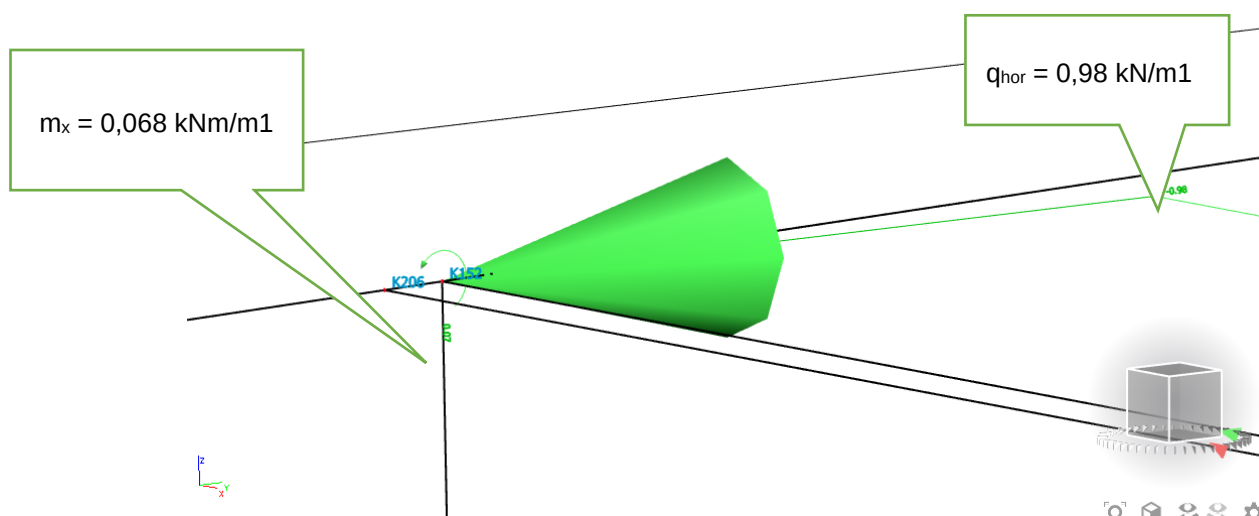
Figuur 18

BG 4 Verkanting 2,5%

Aangezien de ligger onder verkanting is gemodelleerd hoeft deze niet afzonderlijk in rekening te worden gebracht.

BG 5 Horizontaal 3% (scheefstand, imperfecties cfm. NEN-EN 1990-1-6 aanbevolen waarde)

- $q_{\text{hor}} = 0,03 \cdot q_{\text{beton;verticaal}} = 0,03 \cdot (31,2 + 1,50) = 0,981 \text{ kN/m}^1$, deze grijpt aan op bk tooglat.
- $h_s = 50 \text{ mm}$ (gemiddelde scheghoogte of tooglatdikte),
- $m_{x,Ek} = 0,03 \cdot q_v \cdot (0,5 \cdot t_f + h_s) = 0,03 \cdot 32,7 \cdot (0,036/2 + 0,05) = 0,068 \text{ kNm/m}^1$ aangrijpend in hart bovenflens. In het plaatmodel van Scia is de bovenflens als 2D-plaat gemodelleerd, de belasting dient bepaald te worden ten opzichte van de hartlijn van deze plaat.



Figuur 19

BG 6 vervallen

BG 7 imperfecties

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

waarin:

$$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}; \text{ overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1}$$

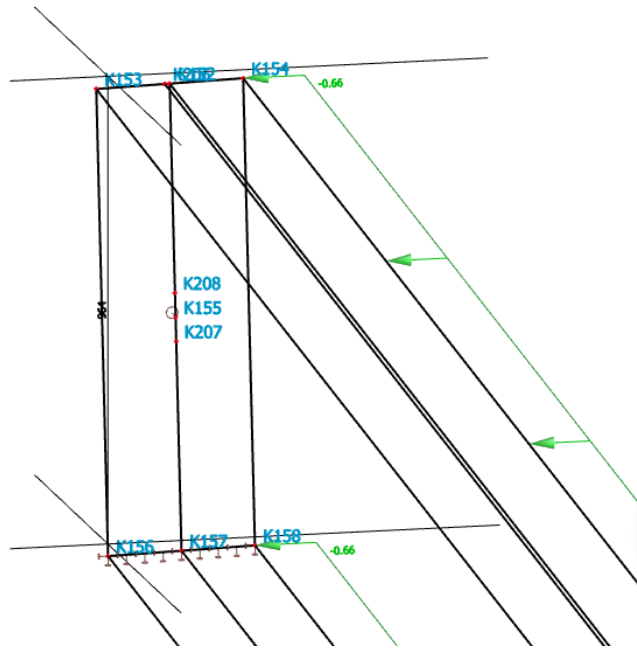
$$k = 0,5; \text{ overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1}$$

kromming is als een horizontale belasting van $q=1,314 \text{ kN/m}$ ingevoerd met als resultaat een initiële vervorming van 25 mm in het midden van de overspanning.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde v_{0m} met een factor 2/3 worden gereduceerd.

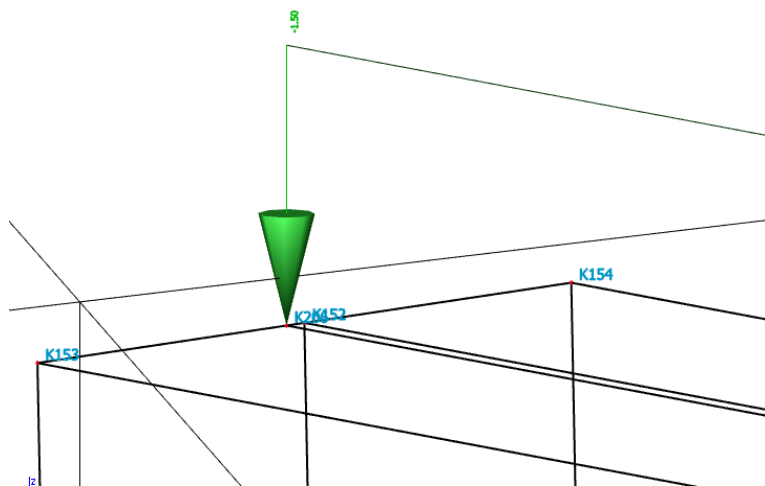
Er wordt rekening gehouden met equivalente horizontale belasting van $1,314/2=0,657 \text{ kN/m}$ per flens:



Figuur 20

BG 8 werkbelasting/ stortbelasting

- $q_{\text{stortbelasting}} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 = 1,50 \text{ kN/m}^1$
- $e = 0,01 \text{ m}$ vanuit hartlijn bovenflens



Figuur 21

C.3 BELASTINGCOMBINATIES

De volgende lineaire combinatie is aangemaakt → Combi_BGT_50% - Lineair BGT waarin :

- $BG1 * 1,00 + BG 2 * 1,00 + BG 3 * 0,50 + BG 5 * 0,50 + BG 8 * 1,00$

NB:

- om een goed beeld te krijgen van de vervorming en eventuele instabiliteitseffecten van het uitknikken van de bovenflens (bezwijken) hierbij uit te sluiten zijn de BG 3 (beton) en BG 5 (horizontaal) voor 50% ingevoerd;
- In BG 5 is de horizontaalbelasting genomen van de totale betonbelasting (=BG 3) en de werkbelasting (=BG8). De belastingfactor $\gamma = 0,50$ [-] wordt toegepast op de totale horizontaalbelasting (3% van beton in BG 3 + werkbelasting in BG 8). Aangezien de verticale werkbelasting wel voor 100% aanwezig is dit niet geheel correct. Eveneens is de horizontaalbelasting a.g.v. BG 2 buiten beschouwing gelaten. Er wordt op deze manier iets te weinig horizontaalbelasting in de combinatie meegenomen, dit wordt verwaarloosd.

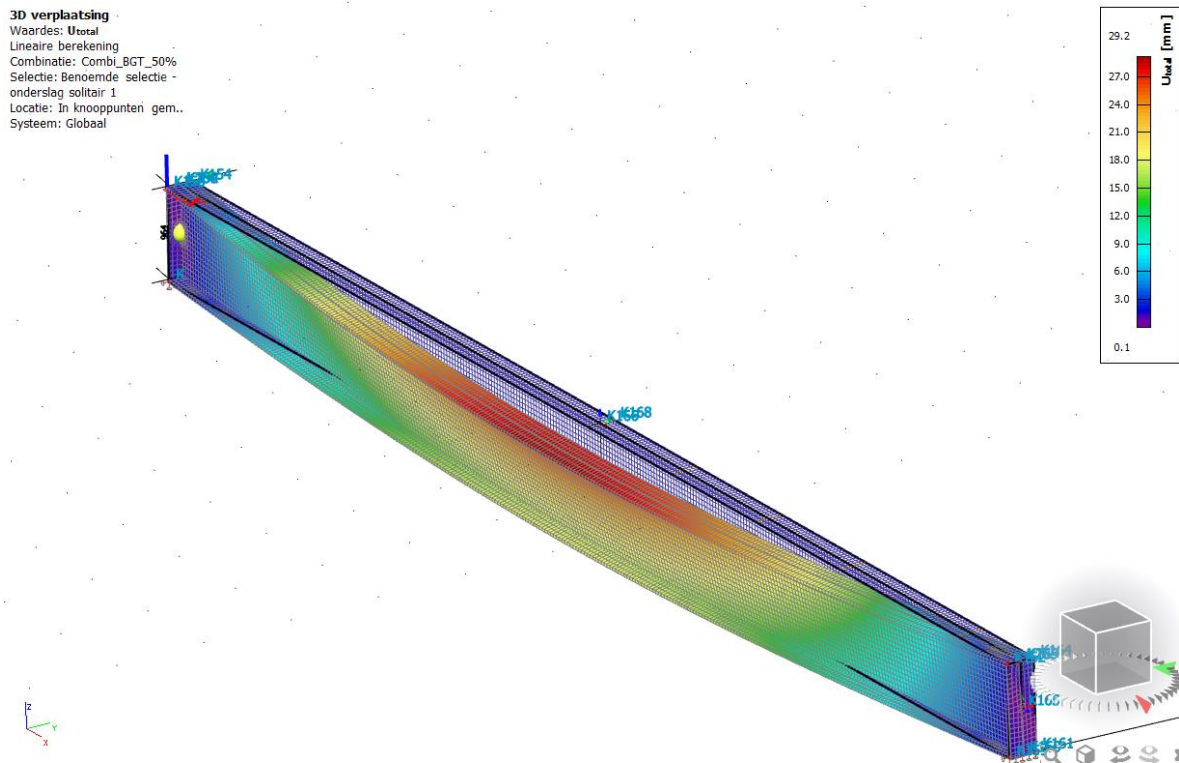
De volgende niet lineaire combinatie is aangemaakt → NLCombi_50% waarin:

- $BG1 * 1,00 + BG 2 * 1,00 + BG 3 * 0,50 + BG 5 * 0,50 + BG 7 * 1,00 + BG 8 * 1,00$

C.4 RESULTATEN (ZIE OOK BIJLAGE 5)

Vervorming lineaire combinatie

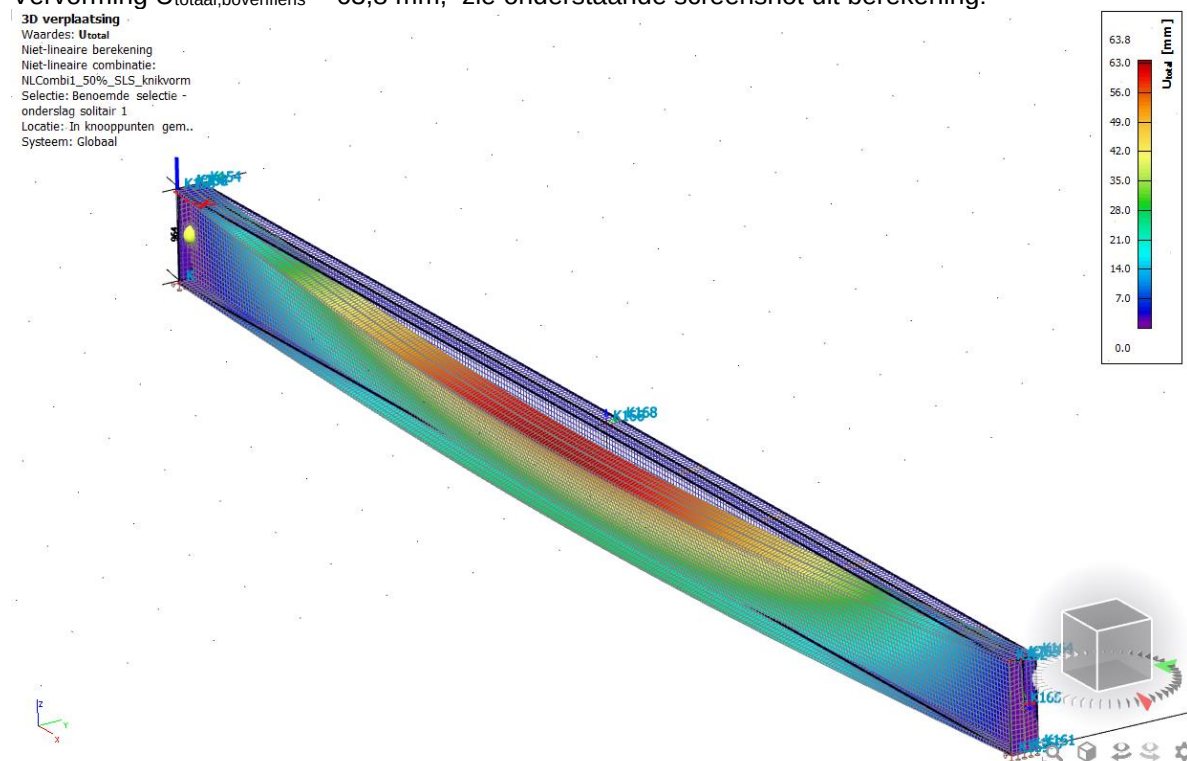
Vervorming $U_{\text{totaal;bovenflens}} = 29,2\text{mm}$, zie onderstaande screenshot uit berekening:



Ten aanzien van bezwijken is te zien dat de ligger maximaal wegdraait in het veldmidden. Hier treedt dan ook de maximale verplaatsing en rotatie van de doorsnede op. Rotatiepunt bevindt zich hierbij onder de ligger.

Vervorming niet lineaire combinatie

Vervorming $U_{\text{totaal;bovenflens}} = 63,8 \text{ mm}$, zie onderstaande screenshot uit berekening:



Figuur 23

- Vergrotingsfactor o.b.v. U_{totaal} bedraagt $\rightarrow 64,8 / 29,2 = 2,22^*$.

* vermeld moet worden, dat deze vergrotingsfactor specifiek voor deze belastingconfiguratie geldt aangezien het een niet-lineaire berekening betreft. Gebleken is dat de kritische belastingcoëfficiënt $\alpha_{cr} = 2,22 < 3,0$; derhalve is een volledige niet lineaire beschouwing noodzakelijk.

In absolute zin bedraagt het 2^{de} orde effect $\rightarrow 64,8 - 29,2 = 35,6 \text{ mm}$ (zg. ΔP effect).

C.5 VERGELIJK MET RFEM

Ter ijking van het Scia-model is een eenzelfde beschouwing met de programma's AxisVM en RFEM uitgevoerd, zie bijlage 6 en 7

Tabel 4 Samenvatting berekeningsresultaten

	Scia		AxisVm		RFEM	
	Lineair	niet lineair	Lineair	niet lineair	Lineair	niet lineair
$U_{\text{tot;veldmidden}} [\text{mm}]$	29,2	64,8	30,2	53,2	27,6	46,0 ¹⁾
$U_{y;\text{veldmidden}} [\text{mm}]$	26,1	61,2	27,0	50,0	24,6	44,3 ¹⁾
$\phi_{x;\text{veldmidden}} [\text{mrad}]$	13,8	42,1	15,7	35,7	20,7	40,8

Noot

1) Exclusief de $e_{y,0} = 25 \text{ mm}$

Opmerkingen

- In algemene zin kan gesteld worden, dat RFEM, voor een niet lineaire berekening, een lagere vervorming geeft dan Scia en AxisVm. Mogelijke oorzaak kan zijn, dat RFEM uitgaat van een volumemodel (z.g. solid modelling). Scia en AxisVm gaan uit van zg. 2D elementen met een bepaalde dikte. In algemene zin kan gesteld worden, dat een volumemodel (3D) een betere benadering van het vervormingsgedrag van de constructie geeft.
- In de Niet-lineaire combinatie bevinden zich tamelijk “grote” verschillen tussen Axisvm en Scia. Onduidelijk is wat hiervan de oorzaak is.
- Conform handberekening D07-2 par. 8.1.5. $U_y = 33,2 \text{ mm}$. Bij 50% reductie $U_y = 33,2 * 0,50 = 16,6 \text{ mm}$. $16,6 \gg 26 \text{ mm}$ (lineaire combinatie in EEM). De vervormingen in de lineaire combinatie zijn aanzienlijk hoger (ca. 60%) ten opzichte van de handberekening.

Voorlopige conclusie is dat zg. 2^e orde vervormingen niet zondermeer te verwaarlozen zijn. Goed om te vermelden is, dat bovengenoemde vervormingen van een solitaire onderslag naar alle waarschijnlijkheid niet in werkelijkheid zullen optreden. Dit heeft onder andere te maken met de gunstige invloed van de bekisting, welke een mate van schijfwerking geeft; echter deze is niet te kwantificeren.

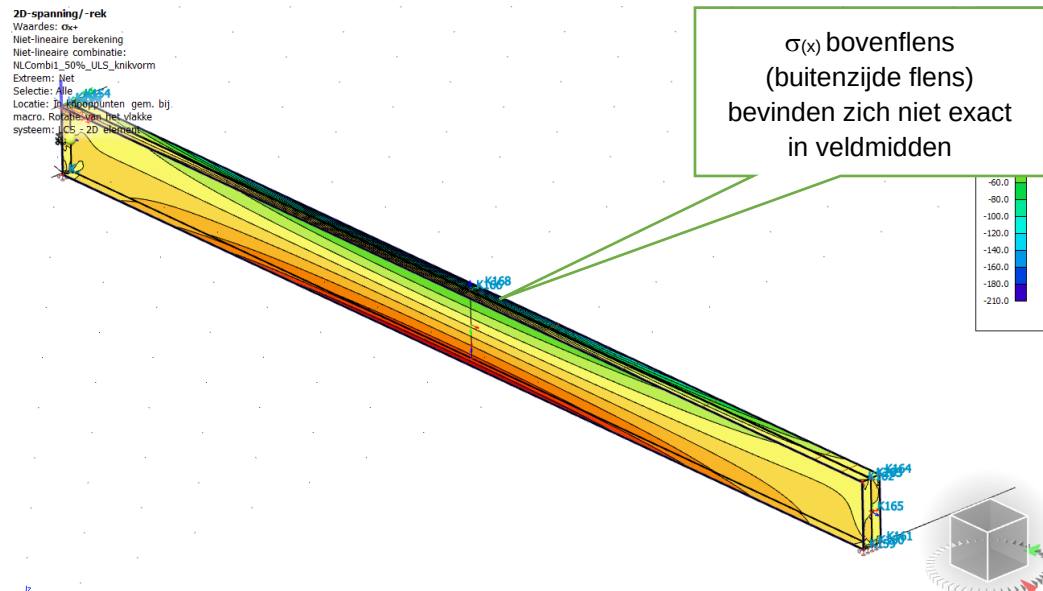
Ten aanzien het optreden van 2^{de} orde vervormingen wordt ook verwezen naar het Rubstahl-bericht 2-2002 Bemessung von Trägern unter Biegung und Torsion nach Th. II Ordnung door Prof. Dr. Ing. R. Kindmann / Jörg Frickel. In dit artikel wordt een grenswaarde voor de maximale rotatie van de doorsnede gehanteerd, daarnaast wordt rekenwijze gepresenteerd waarin een afschatting van de 2^{de} orde vervorming wordt gedaan (α_g -methode). Betreffende artikel is opgenomen in bijlage 8.

BIJLAGE D. SPANNINGEN

Spanningen elastisch;geometrisch niet-lineaire berekening

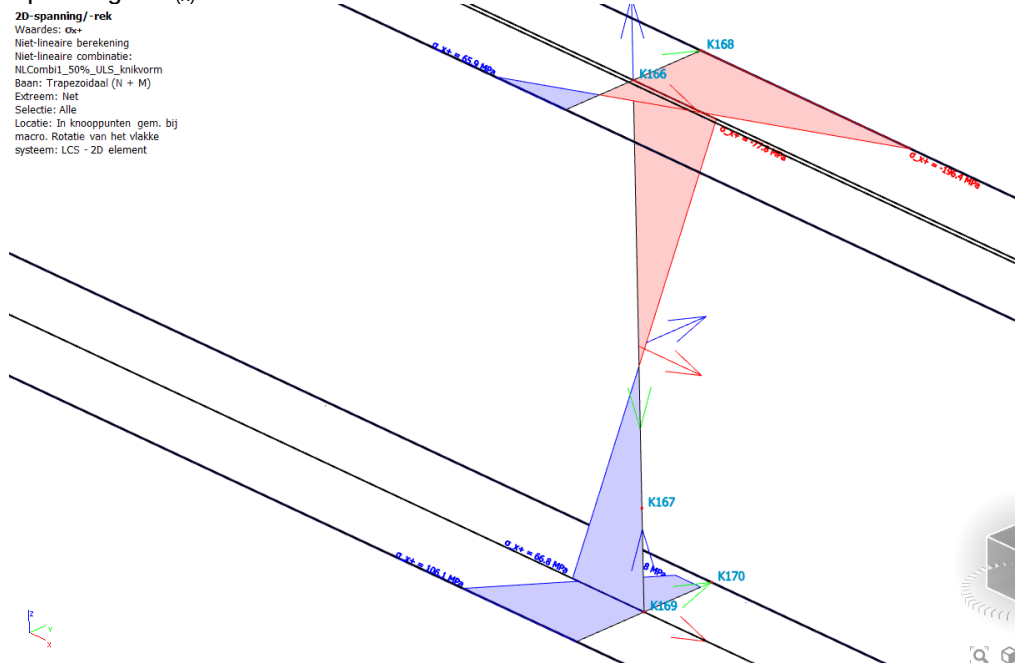
Hieronder de grafische uitvoer van SCIA

Normaalspanning $\sigma_{(x)} = 210,0 \text{ N/mm}^2$



Figuur 24

Spanningen $\sigma_{(x)}$ veldmidden:



Figuur 25

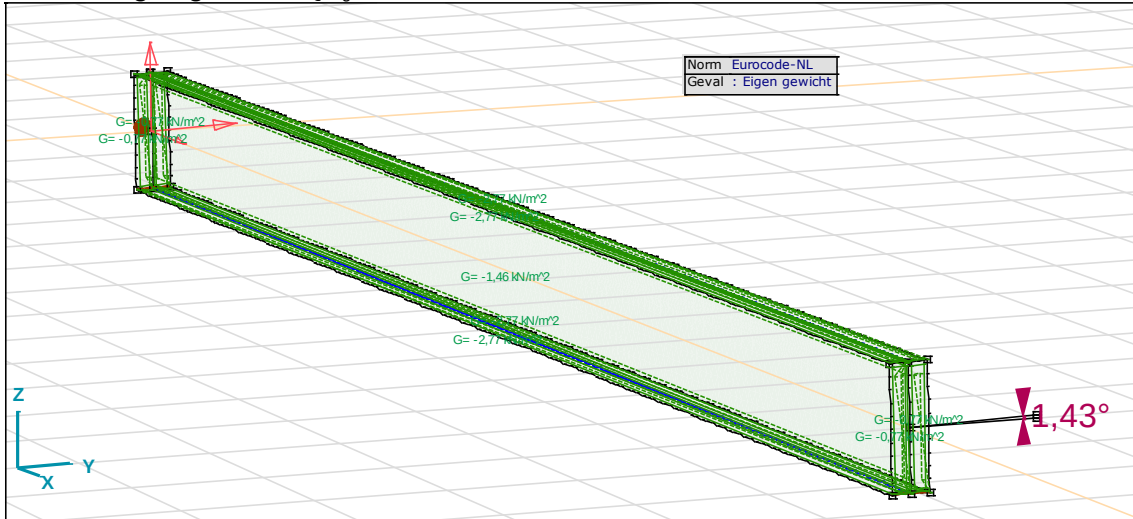
- $f_y / \gamma_{M1} = 235/1,1 = 214 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{E;d} = 196,4 \text{ N/mm}^2$

$196,4 < 214 \Rightarrow$ Voldoet.

Hieronder de grafische uitvoer van AxisVM

B6.1 Belastingsgevallen

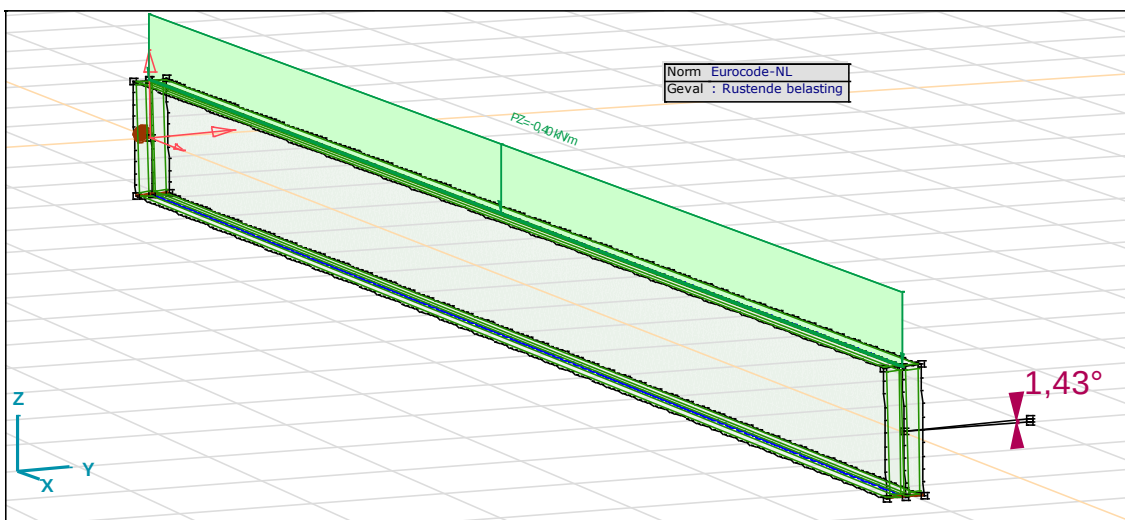
BG 1 → Eigen gewicht: $Q_{eg} = 78,5 * 400 * 10^2 * 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$



Figuur 26

BG 2 → Rustende belasting

- $P_{RB} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. underslagen 1,00 m
- $q_{RB} = 0,40 * 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}^1$, aangrijpend op bovenflens

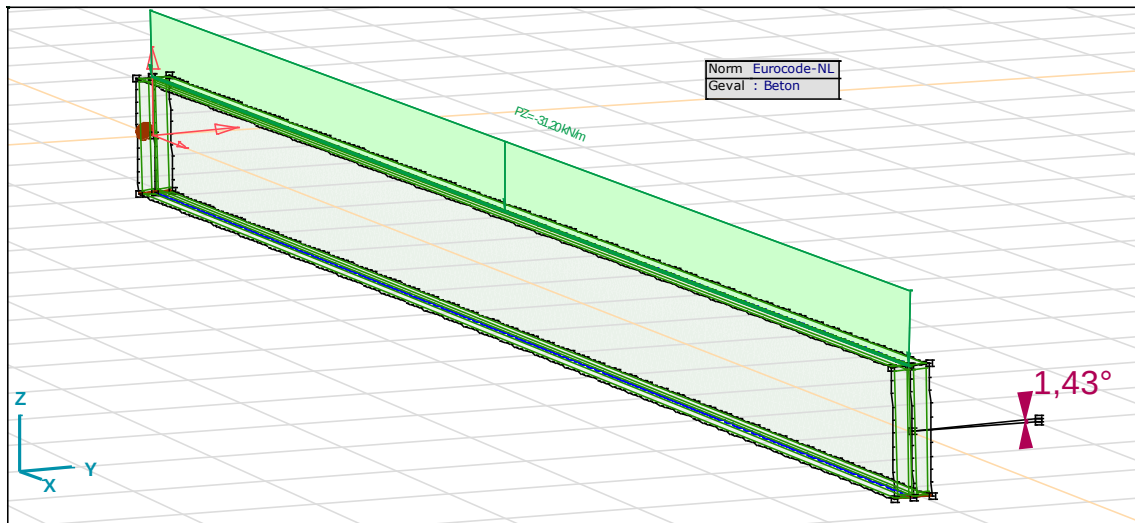


Figuur 27

BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

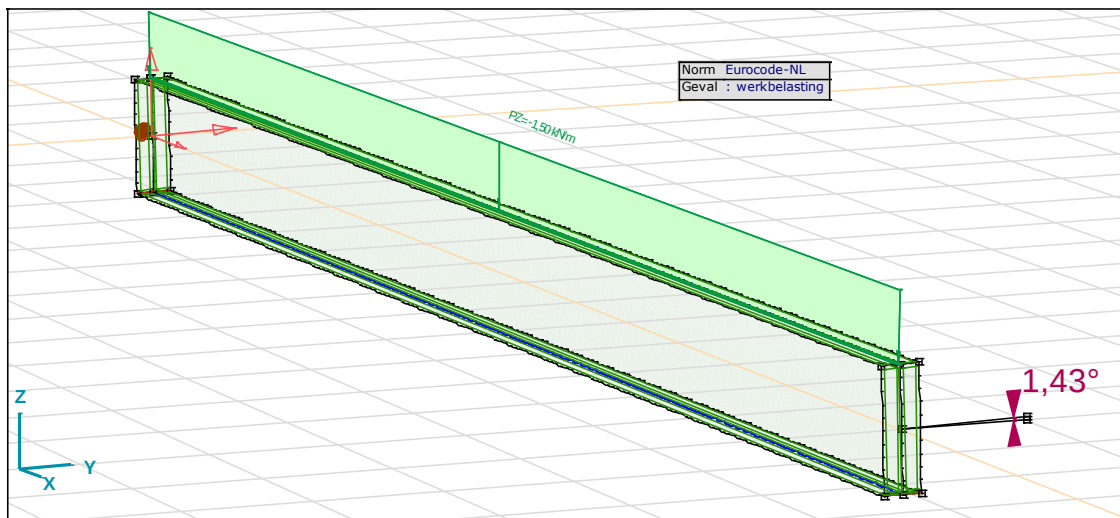
- $q_{\text{beton;verticaal}} = 1,20 * 26 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}^1$



Figuur 28

BG 4 Veranderlijke belasting

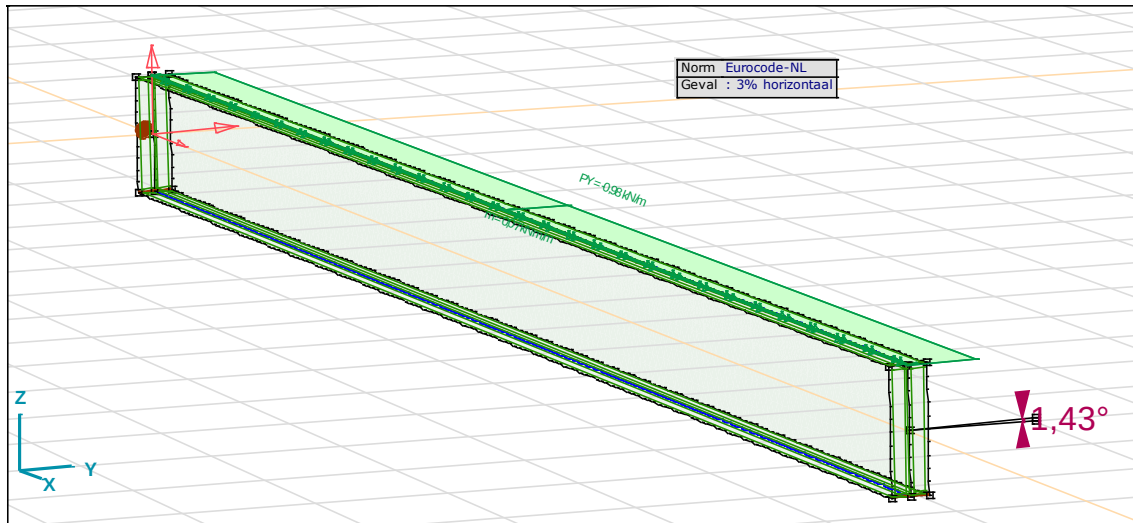
- $q_Q = 1,50 * 1,00 \text{ (h.o.h)} = 1,50 \text{ kN/m}^1$



Figuur 29

BG 5 → 3% horizontaal (scheefstand)

- $q_{hor} = 0,03 \cdot q_{beton,verticaal} = 0,03 \cdot 32,7 = 0,981 \text{ kN/m}^1$, deze grijpt aan op bk tooglat.
Aangehouden wordt 50 mm boven hart van de bovenflens (gem. tooglatdikte),
- $m_x = 0,981 \cdot 0,05 = 0,04905 \text{ kNm/m}^1$; t.o.v. bovenkant flens



Figuur 30

BG 6 → Imperfectie (kromming van de ligger)

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

waarin:

$$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}; \text{ overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1}$$
$$k = 0,5 [-]; \text{ overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1}$$

kromming is als een horizontale belasting van $q = 1,314 \text{ kN/m}$ ingevoerd met als resultaat een initiële van 25 mm in het midden van de overspanning; dit belastinggeval (BG 6) wordt als een imperfectie in de belastingcombinaties in rekening gebracht.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde v_{0m} met een factor 2/3 worden gereduceerd.

B6.2 Belastingcombinaties

Voor 50% van het stortgewicht :

$$\text{BC 1 – SLS : } 1,0 \times \text{EG} + 0,5 \times \text{Beton} + 0,5 \times F_{h,beton} + 1,0 \times \text{V.B.}$$

$$\text{BC 2 – SLS : } 1,35 \times \text{EG} + 0,75 \times \text{Beton} + 0,75 \times F_{h,beton} + 1,5 \times \text{V.B.}$$

Opmerking

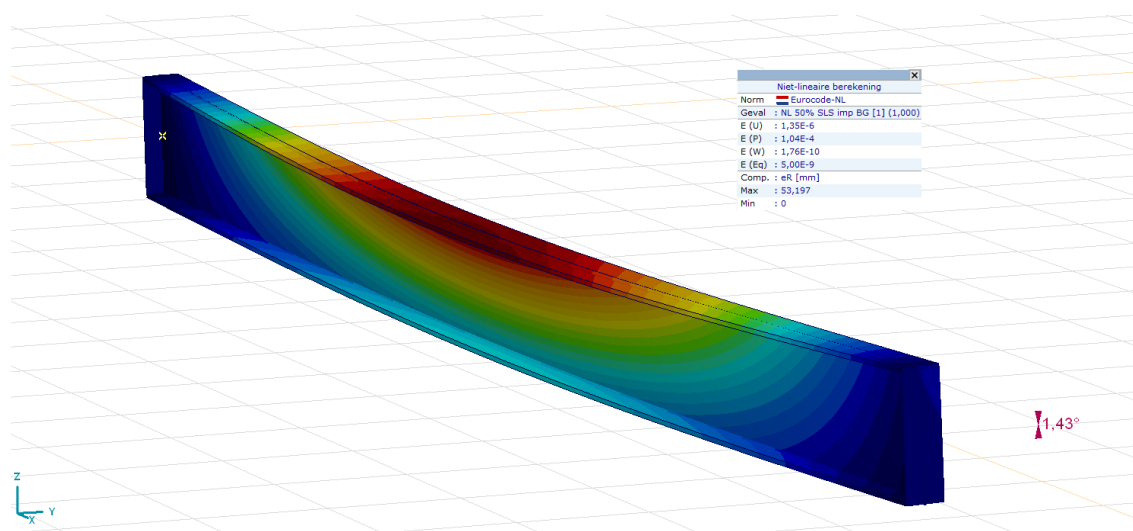
- BG 6 is als een imperfectie in de belastingcombinatie in rekening gebracht.

B6.3 Vervorming

Vervormingen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening

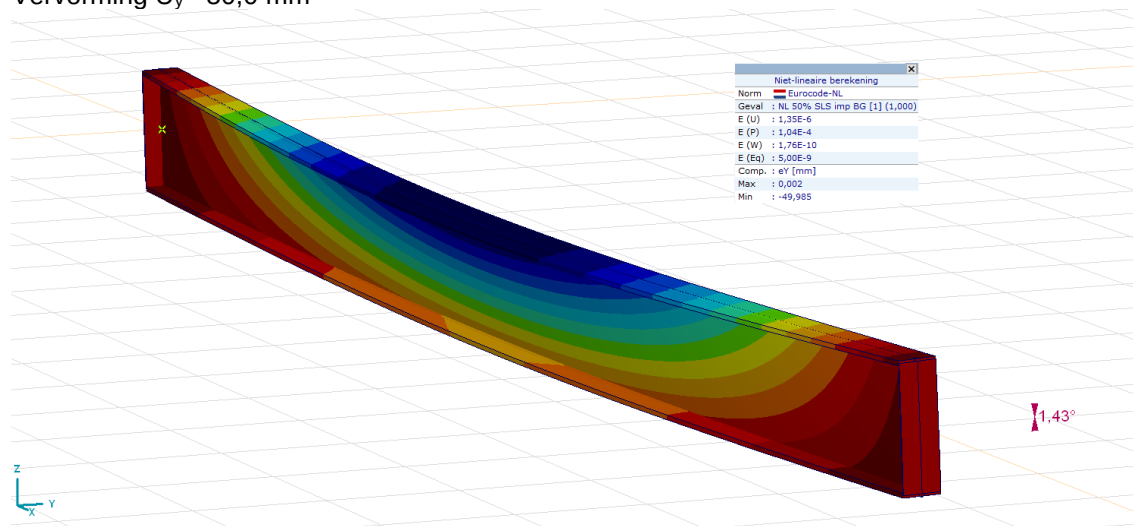
(inclusief een initiële lokale vooruitbuiging van $e_{y,0} = 25$ mm, als bedoeld in art. 5.3.2(3b) van NEN-EN 1993-1-1+A1:2014)

Vervorming $U_{\text{totaal}} = 53,2$ mm



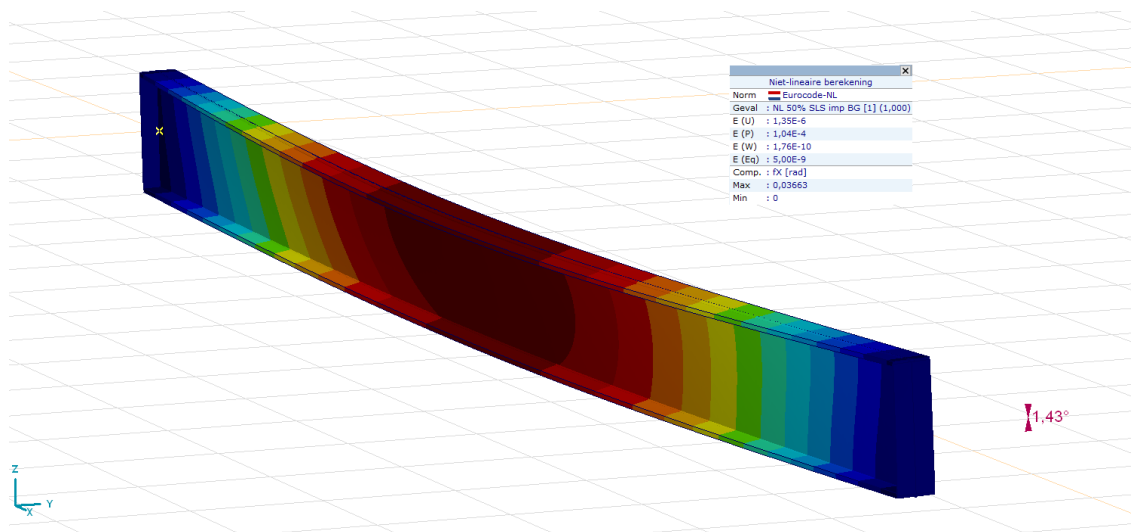
Figuur 31

Vervorming $U_y = 50,0$ mm



Figuur 32

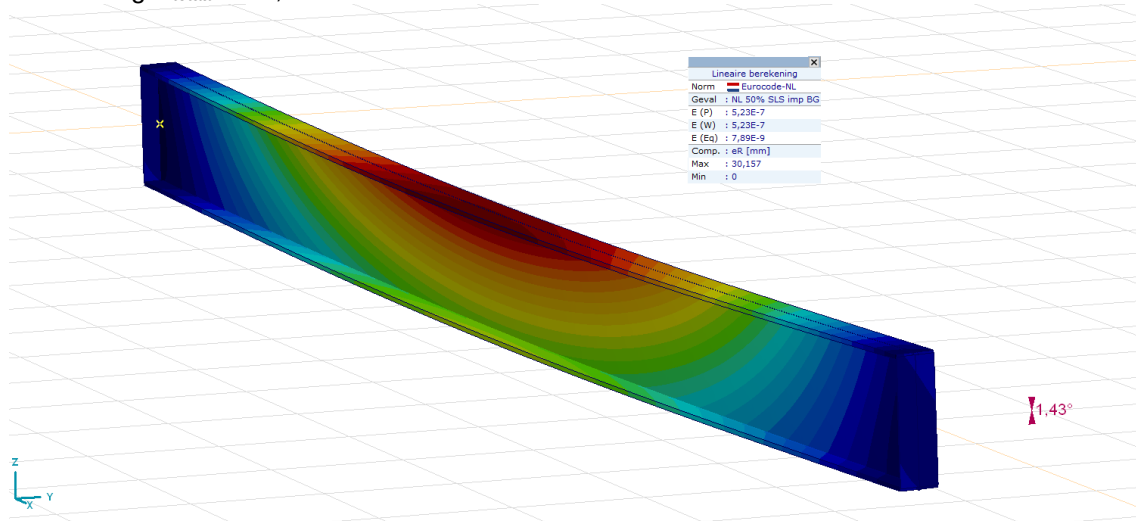
Hoekverdraaiing $\phi(x) = 35,7 \text{ mrad}$



Figuur 33

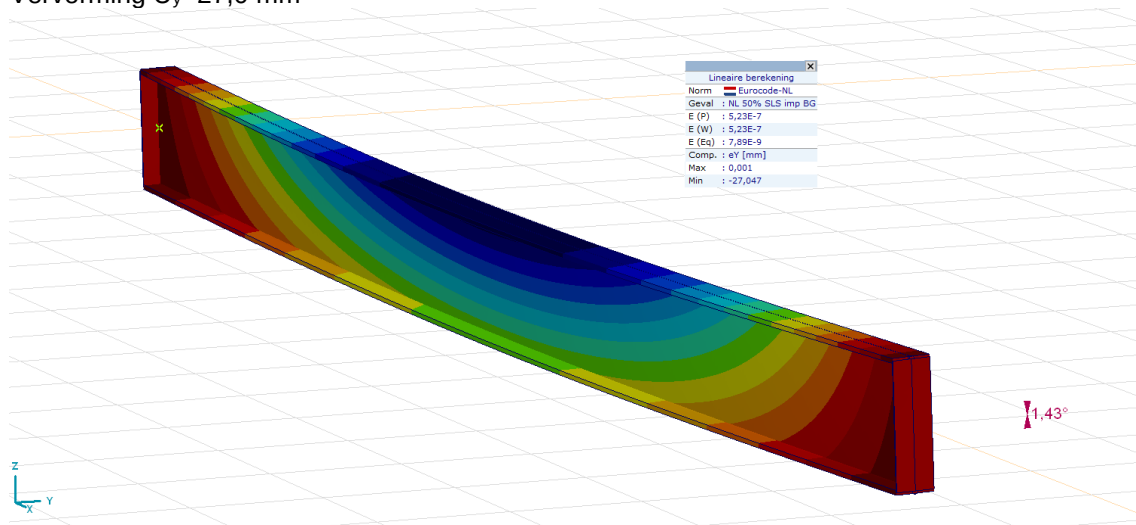
Vervormingen elastisch; geometrisch lineaire berekening

Vervorming $U_{\text{totaal}} = 30,2 \text{ mm}$



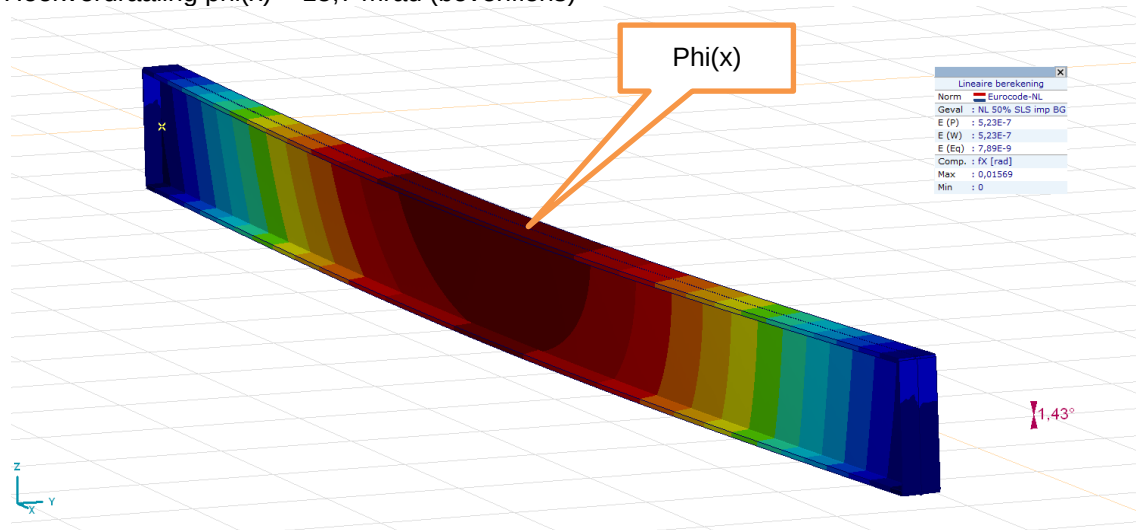
Figuur 34

Vervorming $U_y = 27,0 \text{ mm}$



Figuur 35

Hoekverdraaiing $\phi(x) = 15,7$ mrad (bovenflens)

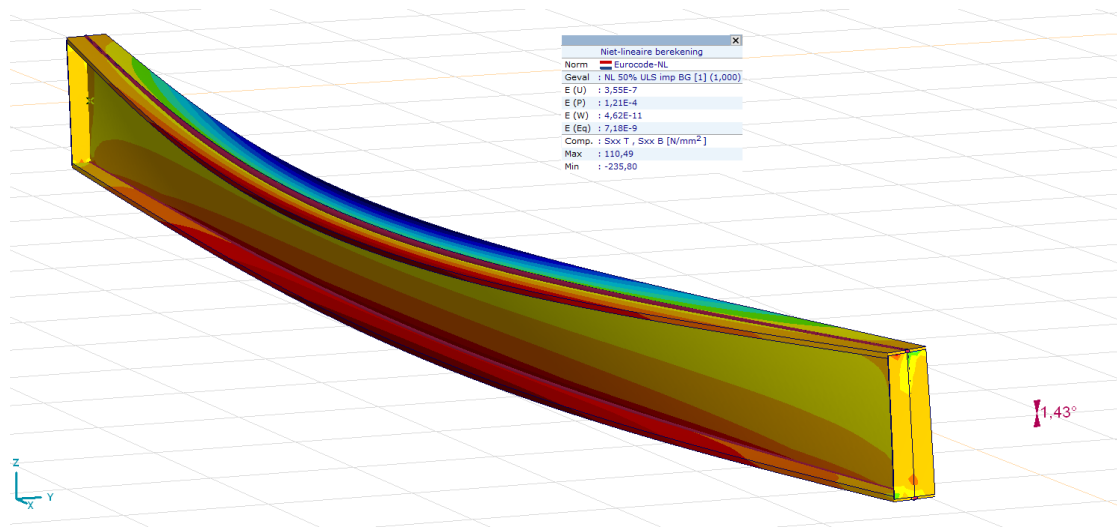


Figuur 36

B6.4 Spanningen

Spanningen: elastisch, geometrisch niet-lineaire berekening

Normaalspanning $\sigma_{(x)} = 235,8 \text{ N/mm}^2$

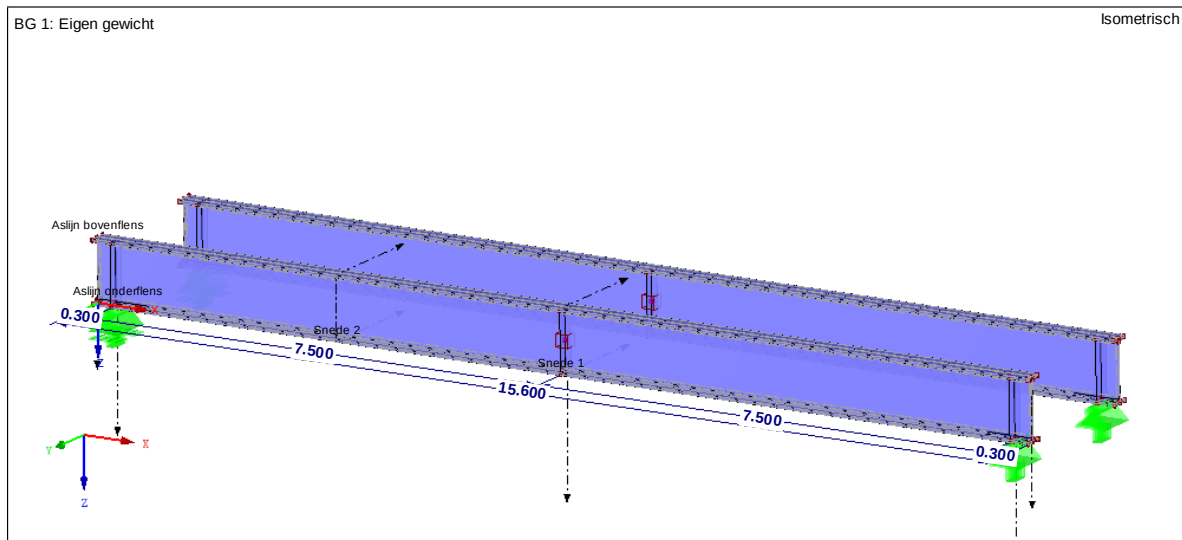


Figuur 37

Resulterende normaalspanning $\sigma_{(x)} = 235,8 \text{ N/mm}^2 \leq f_{y/gM1} = 235/1,1 = 213,6 \text{ N/mm}^2$

Hieronder de grafische uitvoer RFEM
B7.1 Belastingsgevallen

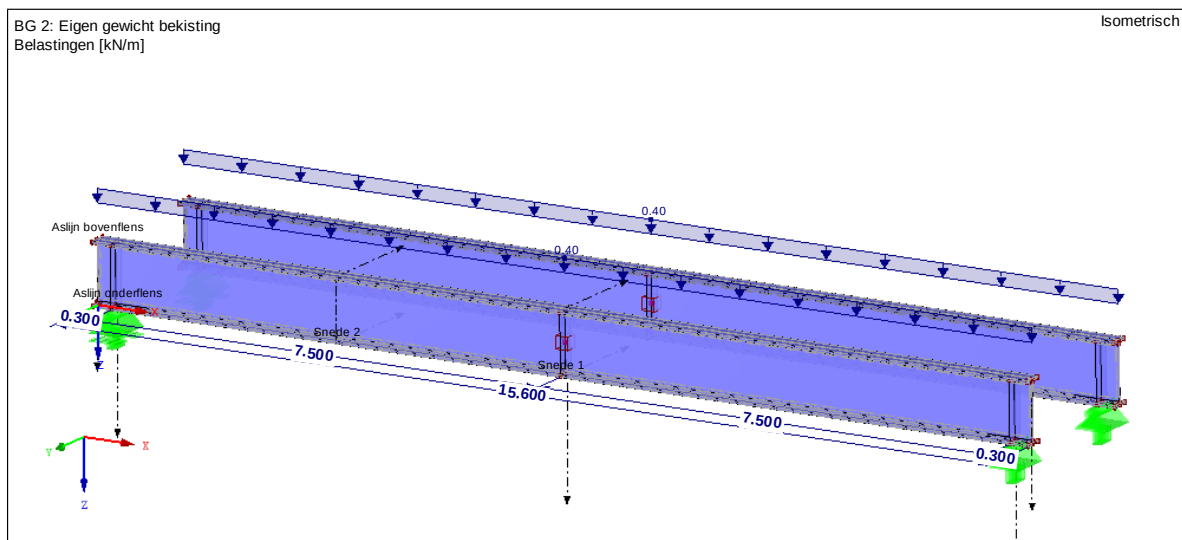
BG 1 → Eigen gewicht: $Q_{eg} = 78,5 \cdot 400 \cdot 10^{-6} = 3,14 \text{ kN/m}^1$



Figuur 38

BG 2 → Rustende belasting

- $P_{RB} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- H.o.h. onderslagen 1,00 m
- $q_{RB} = 0,40 \cdot 1,00 = 0,40 \text{ kN/m}^1$, aangrijpend op bovenflens

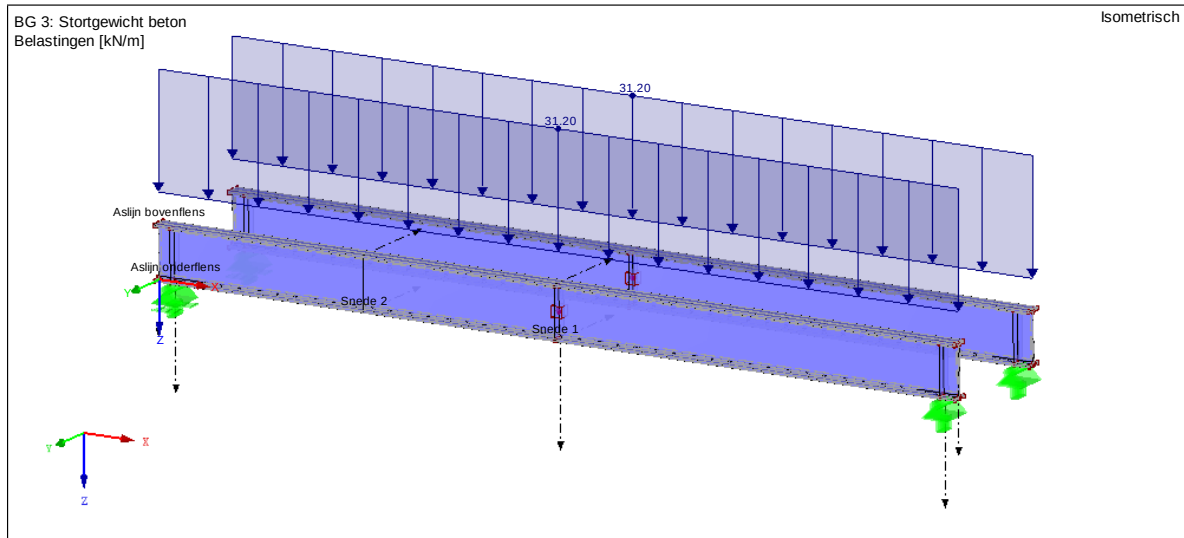


Figuur 39

BG 3 → Beton

Dekdikte 1,20m

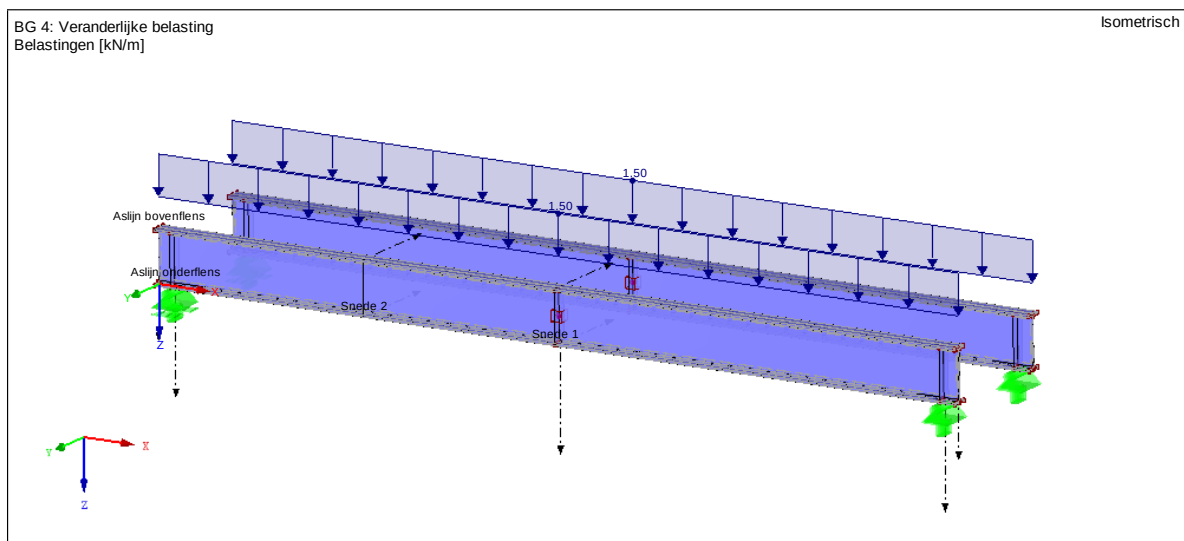
- $q_{\text{beton;verticaal}} = 1,20 \cdot 26 \cdot 1,00 \text{ (h.o.h)} = 31,2 \text{ kN/m}^1$



Figuur 40

BG 4 Veranderlijke belasting

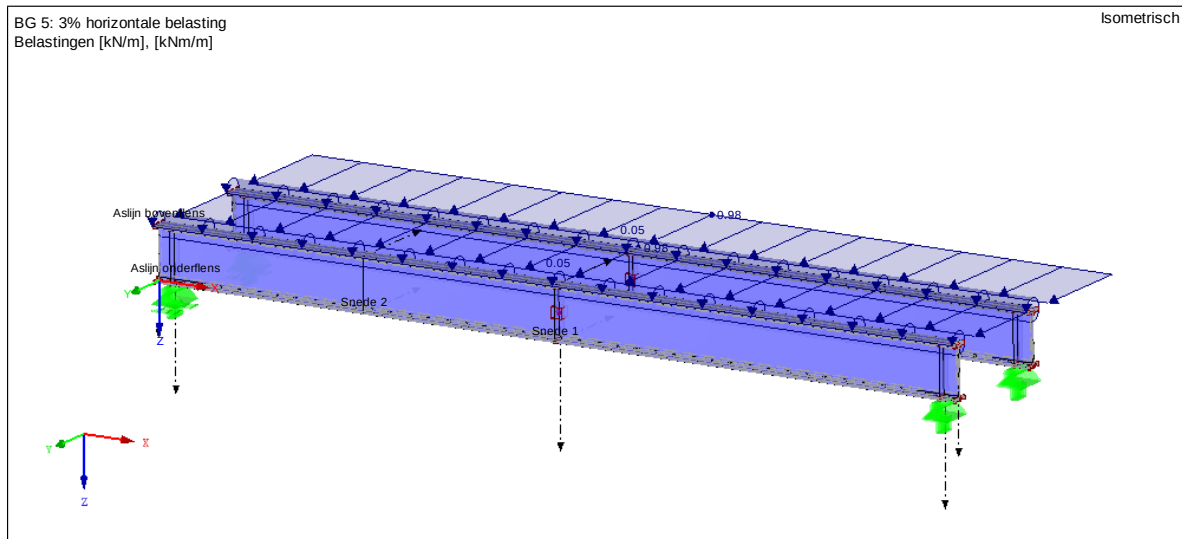
- $q_Q = 1,50 \cdot 1,00 \text{ (h.o.h)} = 1,50 \text{ kN/m}^1$



Figuur 41

BG 5 → 3% horizontaal (scheefstand)

- $q_{hor} = 0,03 \cdot q_{beton,verticaal} = 0,03 \cdot 32,7 = 0,981 \text{ kN/m}^1$, deze grijpt aan op bk tooglat.
- Aangehouden wordt 50 mm boven hart van de bovenflens (gem. tooglatdikte),
- $m_x = 0,981 \cdot 0,05 = 0,04905 \text{ kNm/m}^1$; t.o.v. bovenkant flens



Figuur 42

BG 6 → Imperfectie (kromming van de ligger)

- $v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot (0,5 \cdot 75) = 25 \text{ mm}^1$

waarin:

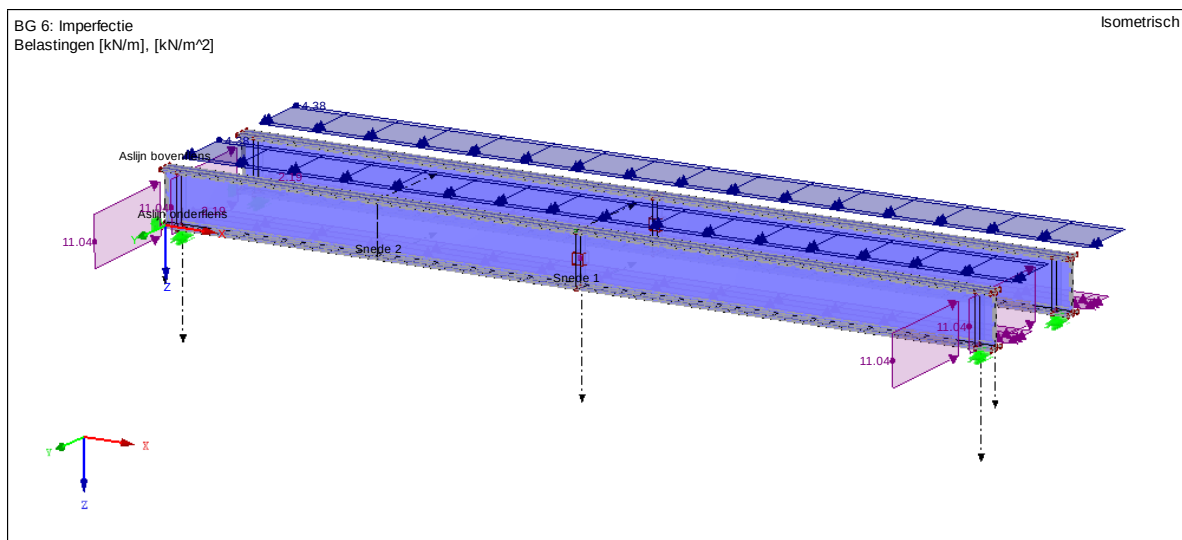
$e_0 = 1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}$; overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1

$k = 0,5 [-]$; overeenkomstig art.5.3.4.(c) van NEN-EN 1993-1-1

kromming is als een horizontale belasting van $q = 1,314 \text{ kN/m}$ ingevoerd met als resultaat een initiële van 25 mm in het midden van de overspanning; dit belastinggeval (BG 6) wordt als een imperfectie in de belastingcombinaties in rekening gebracht.

Noot

1) Voor een elastische berekening wordt de waarde v_{0m} met een factor 2/3 worden gereduceerd.

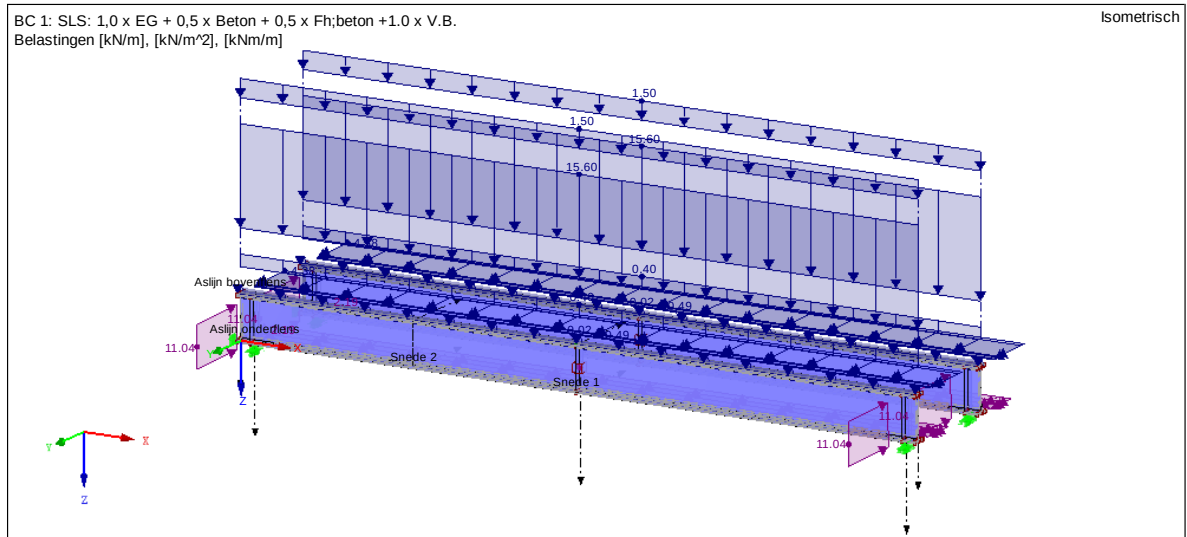


Figuur 43

B7.2 Belastingcombinaties

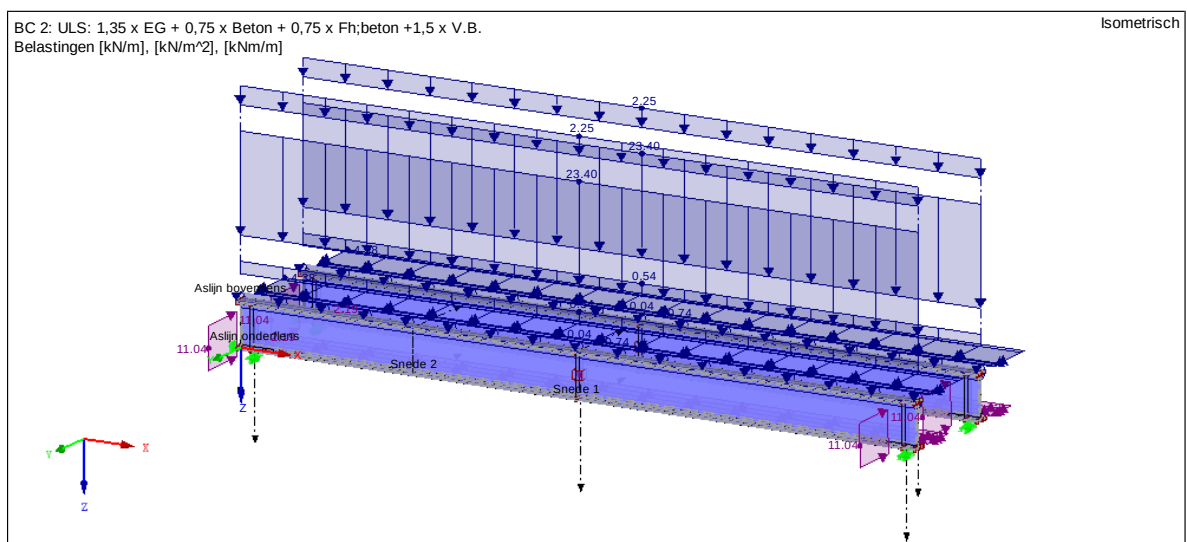
Voor 50% van het stortgewicht :

BC 1 – SLS : $1,0 \times \text{EG} + 0,5 \times \text{Beton} + 0,5 \times F_{h;\text{beton}} + 1,0 \times \text{V.B.}$



Figuur 44

BC 2 – SLS : $1,35 \times \text{EG} + 0,75 \times \text{Beton} + 0,75 \times F_{h;\text{beton}} + 1,5 \times \text{V.B.}$



Figuur 45

Opmerking

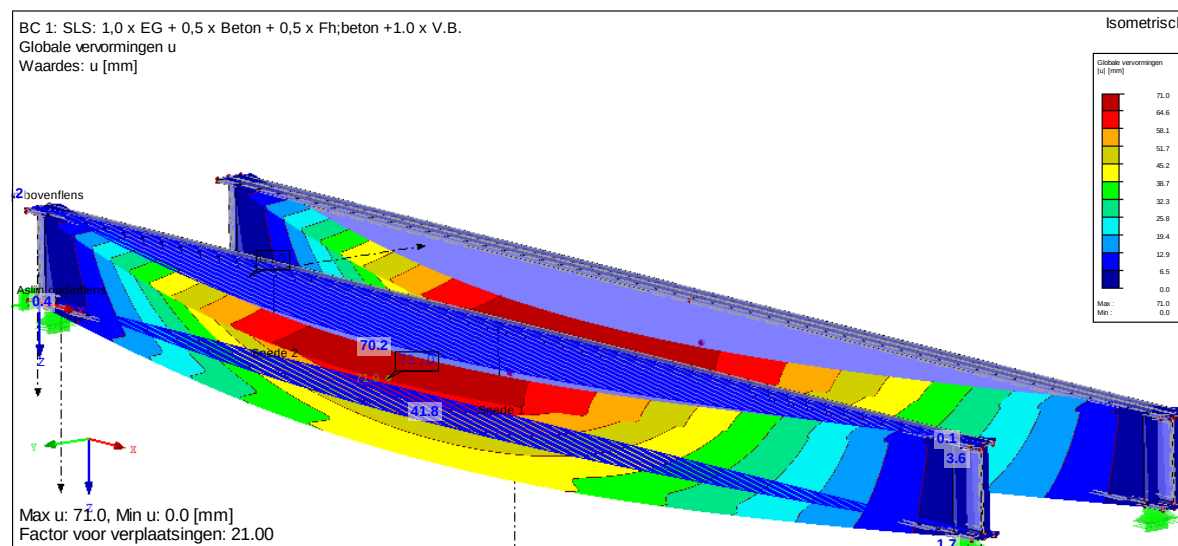
- BG 6 is als een imperfectie in de belastingcombinatie in rekening gebracht.

B7.3 Vervorming

Vervormingen elastisch; geometrisch niet-lineaire berekening

(inclusief een initiële lokale vooruitbuiging van $e_{y,0} = 25$ mm, als bedoeld in art. 5.3.2(3b) van NEN-EN 1993-1-1+A1:2014)

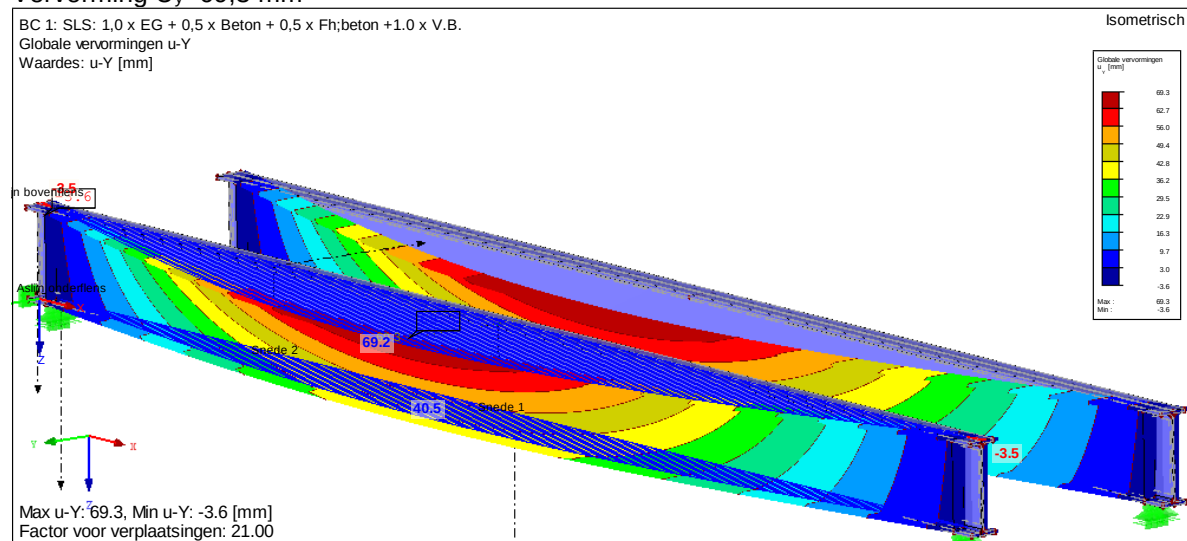
Vervorming $U_{\text{totaal}} = 71$ mm



Figuur 46

Vervorming $U_y=69,3$ mm

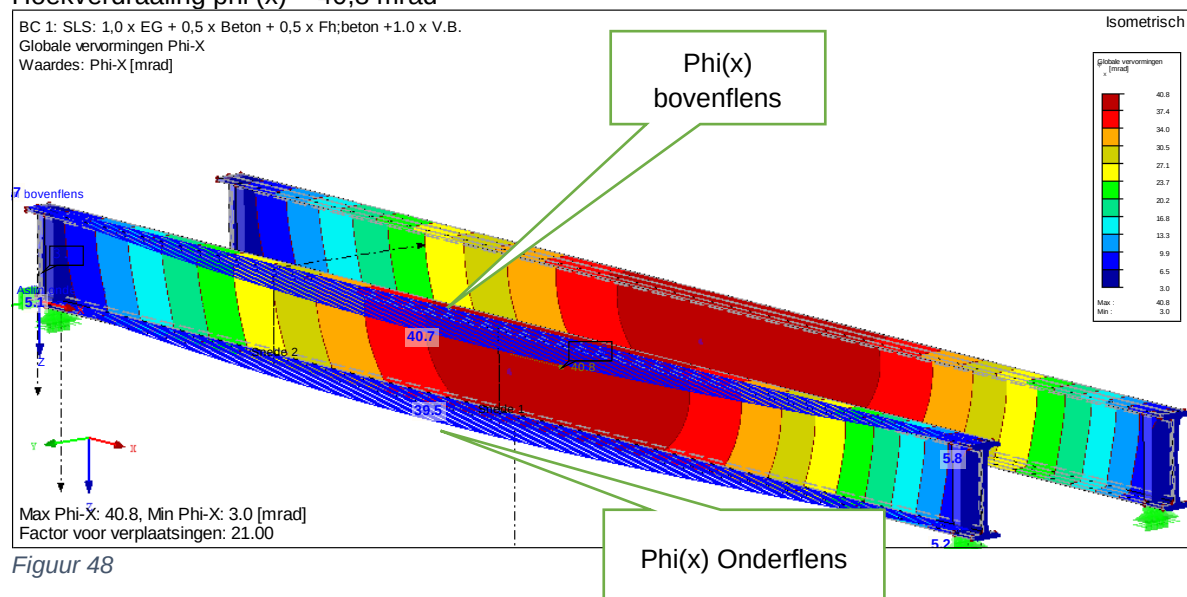
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.
 Globale vervormingen u-Y
 Waardes: u-Y [mm]



Figuur 47

Hoekverdraaiing $\phi(x) = 40,8$ mrad

BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.
 Globale vervormingen Phi-X
 Waardes: Phi-X [mrad]

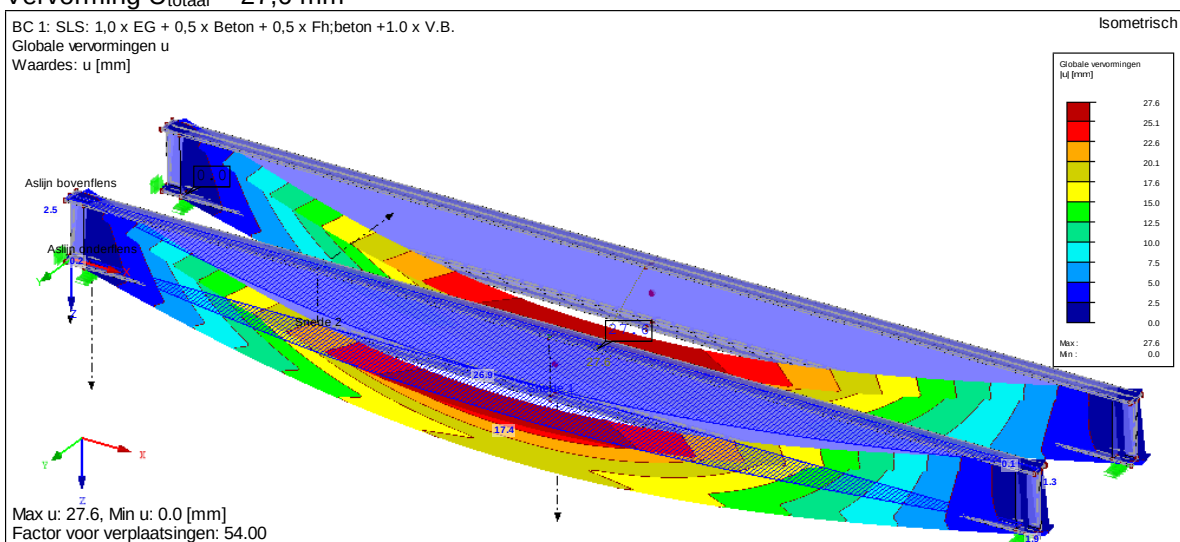


Figuur 48

Vervormingen elastisch; geometrisch lineaire berekening

Vervorming $U_{\text{totaal}} = 27,6 \text{ mm}$

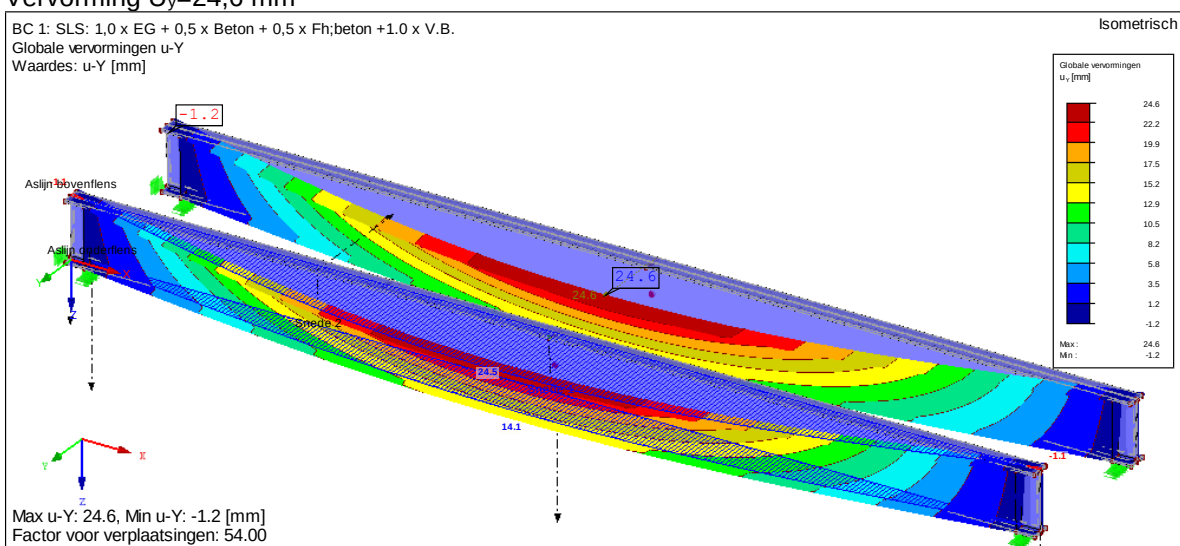
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.
Globale vervormingen u
Waardes: u [mm]



Figuur 49

Vervorming $U_y = 24,6 \text{ mm}$

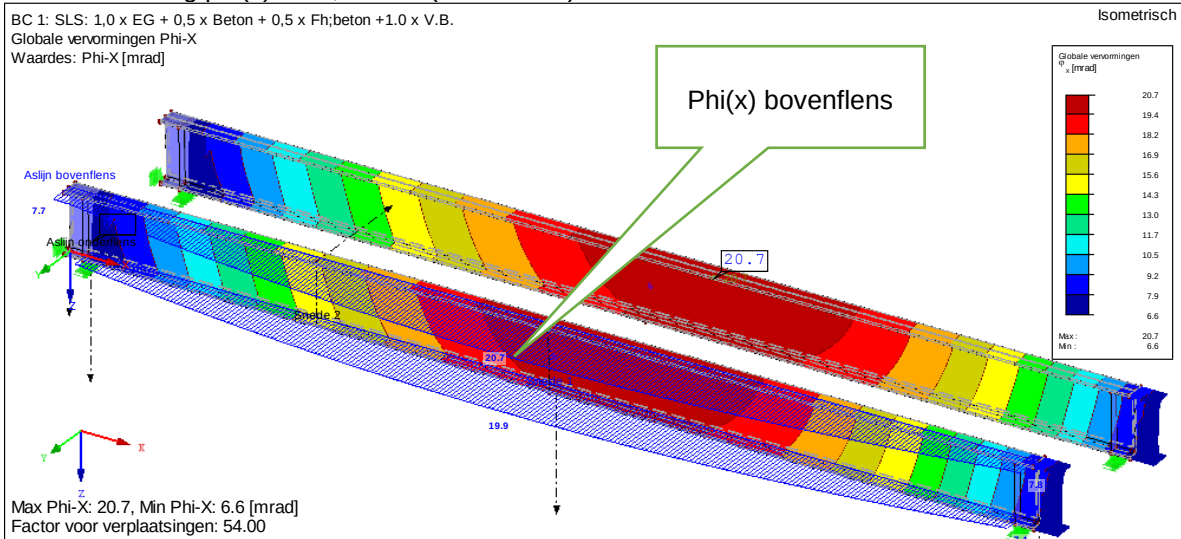
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh;beton +1.0 x V.B.
Globale vervormingen u-Y
Waardes: u-Y [mm]



Figuur 50

Hoekverdraaiing $\phi(x) = 20,7$ mrad (bovenflens)

BC 1: SLS: 1,0 x EG + 0,5 x Beton + 0,5 x Fh; beton +1,0 x V.B.
 Globale vervormingen Phi-X
 Waardes: Phi-X [mrad]



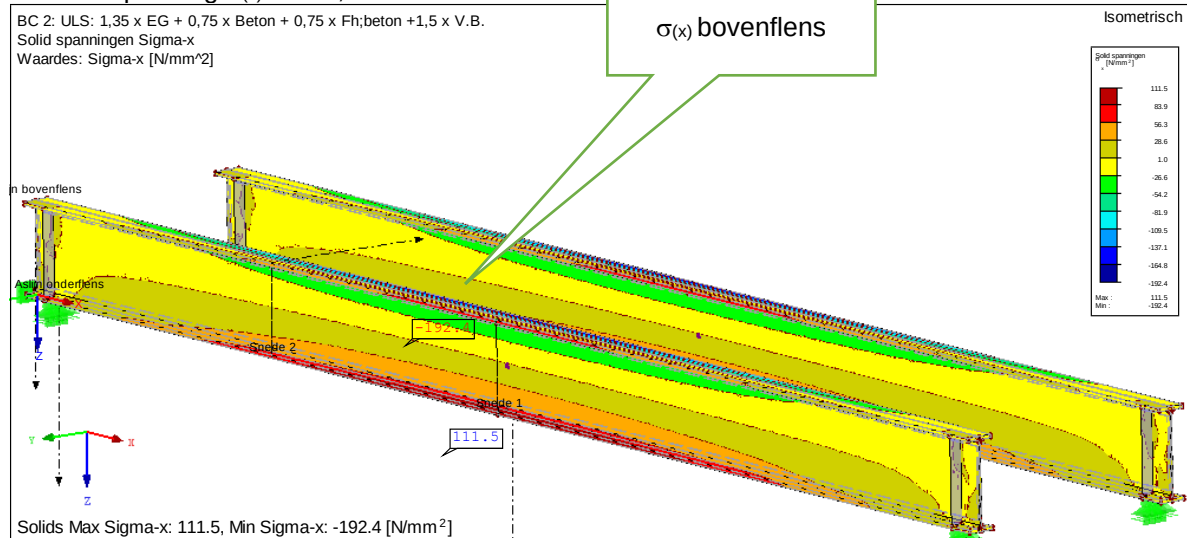
Figuur 51

B7.4 Spanningen

Spanningen: elastisch, geometrisch niet-lineaire berekening

Normaalspanning $\sigma(x) = 192,4$ N/mm²

BC 2: ULS: 1,35 x EG + 0,75 x Beton + 0,75 x Fh; beton +1,5 x V.B.
 Solid spanningen Sigma-x
 Waardes: Sigma-x [N/mm²]



Figuur 52

$$\text{Resulterende normaalspanning } \sigma(x) = 192,4 \text{ N/mm}^2 \leq f_{t/gM1} = 235/1,1 = 213,6 \text{ N/mm}^2$$

BIJLAGE E. VOORBEELDBEREKENINGEN

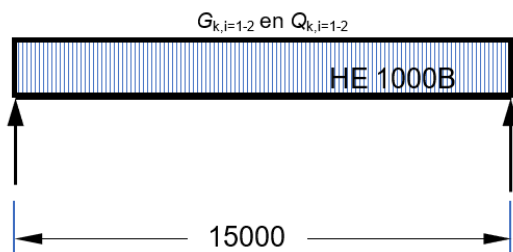
E.1 9.1 TWEEDE-ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 50% VAN HET STORTGEWICHT

(A) Gegevens en uitgangspunten

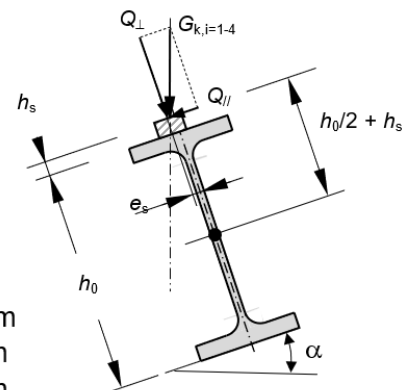
Profiel: HE 1000B (staalsoort S235): h.o.h 1000 mm, overspanning L = 15000 mm

(1) Schematisering

- type oplegging: gaffelopleggingen



$$\begin{aligned} h_0 &= 1000 \text{ mm} \\ h_s &= 50 \text{ mm} \\ e_s &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$



verkanting (α) = 2,5%

Figuur 53 Schematisering onderslag HE 1000B

(2) Belastingen

(a) Verticale belasting

- eigen gewicht bekisting (betonplex en kinderbinten) : $G_{k,1} = 0,40 \text{ kN/m}^1$
- eigen gewicht HE 1000B (onderslagen) : $G_{k,2} = 3,20 \text{ kN/m}^1$
- massagewicht vers beton (veranderlijke belasting) : $Q_{k,1} = 15,60 \text{ kN/m}^2$; ($= 1,2 \cdot 26,0/2$)
- veranderlijke belasting (werkbelasting) : $Q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

(b) Horizontale belasting

- 3% van de verticale belasting: $Q_{h,1} = 0,03 \cdot (15,60 + 1,50) \cdot 1,0 = 0,513 \text{ kN/m}$

(c) Belastingcombinaties:

- ULS BC1: $q_{v1,Ed} = \{1,35 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,50 \cdot (0,6 \cdot 26 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 30,51 \text{ kN/m}$
 $q_{h1,Ed} = (1,5 \cdot 0,513) \cdot 1,0 = 0,77 \text{ kN/m}$

- SLS BC2: $q_{v2,Ek} = \{1,0 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,0 \cdot (0,6 \cdot 26 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 20,70 \text{ kN/m}$
 $q_{h2,Ek} = (1,0 \cdot 0,513) \cdot 1,0 = 0,513 \text{ kN/m}$

(d) Wringing:

- uit verkanting dek 2,5% : $0,025 \cdot q_{v1,Ed} \cdot (h/2 + h_s) = 0,025 \cdot 30,51 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,42 \text{ kNm/m}$
- uit excentriciteit tooglat : $q_{v,Ed} \cdot e_s = 30,51 \cdot 0,01 = 0,31 \text{ kNm/m}$
- uit horizontale belasting 3%: $0,03 \cdot q_{v,Ed} \cdot (h/2 + h_s) = 0,030 \cdot 30,51 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,50 \text{ kNm/m}$
- uit zijdelingse uitbuiging : $q_{v1,Ed} \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot v_0 = 30,51 \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot 9,9 \cdot 10^{-3} = 0,22 \text{ kNm/m}$

$$m_{x,Ed} = \underline{\underline{1,45 \text{ kNm/m}}}$$

waarin:

$$v_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{h1,E_k} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,513 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4} = 9,9 \text{ mm}$$

(B) Tweede orde berekening overeenkomstig bijlage A2 van NEN-EN 1993-6:2008

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_a \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$u.c. = \frac{858}{0,371 \cdot 3029 / 1,1} + \frac{0,95 \cdot 22}{256 / 1,1} + \frac{0,682 \cdot 0,905 \cdot 3,124 \cdot 9,76}{122 / 1,1} = 1,10 > 1,0 [-]$$

waarin:

$$M_{y,Ed} = 1/8 \cdot q_{v1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 30,51 \cdot 15,0^2 = 858 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rk} = W_{y,el} \cdot f_y = 12890 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 3029 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 1/8 \cdot q_{h1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 0,77 \cdot 15,0^2 = 22 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = W_{z,el} \cdot f_y = 1090 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 256 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,95 - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,95 - 0,8 \cdot 0 = 0,95 [-]; \text{ voor } \alpha_s = M_h/M_s = 0 / 22 = 0 [-]$$

$$T_{w,Ed} = 9,76 \text{ kNm}^2$$

$$T_{w,Rk} = 1/6 \cdot b_{fl}^2 \cdot t_{fl} \cdot (h - t_{fl}) f_y = 1/6 \cdot 300^2 \cdot 36 \cdot (1000 - 36) \cdot 235 \cdot 10^{-9} = 122 \text{ kNm}^2$$

$$k_w = 0,7 - 0,2 \cdot T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,7 - 0,2 \cdot 9,76 / (122 / 1,1) = 0,682 [-]; \text{ voor } T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) \leq 0,5$$

$$k_{zw} = 1 - M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1 - 22 / (256 / 1,1) = 0,905 [-]$$

$$k_a = 1 / (1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}) = 1 / (1 - 858 / 1262) = 3,124 [-]$$

voor:

$$M_{cr} = 1262 \text{ kNm}; \text{ zie §. 8.1.10 (pag.) van rapport D07-2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,55 [-] \quad \text{idem}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0})] + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,55 - 0,40)] + 0,75 \cdot 1,55^2 = 1,683 [-]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT} - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}) = 1 / (1,683 + (1,683^2 - 0,75 \cdot 1,55^2)^{0,5}) = 0,371 [-]$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2) = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot (1 - 2,0 \cdot (1,55 - 0,8)^2) = 1,0 [-]$$

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,371 / 1,0 = 0,371 [-]$$

(C) Tweede orde doorsnede-berekening overeenkomstig α_g -methode

(overeenkomstig *RubStahl-Bericht 2-2002 Bemessung von Träger unter Biegung und Torsion nach Th. II Ordnung; Jörg Fricke*)

(1) Uitgangspunten

(a) Doorsnede-grootheden HE 1000B

$$I_z = 16280 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$I_T = 1254 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{\omega} = 37640 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

(b) Materiaalcoëfficiënt: $\gamma_{M1} = 1,1$ [-]

(2) Tussenwaarden:

$$\varepsilon_T = L \cdot \sqrt{\frac{GI_T}{EI_{\omega}}} = 15 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{\frac{81000 \cdot 1254 \cdot 10^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 37640 \cdot 10^9}} = 5,377 \text{ [-]}$$

$$I_T^* = I_T \cdot \left(\frac{10}{\varepsilon_T^2} + 1 \right) = 1254 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{10}{5,377^2} + 1 \right) = 1688 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

(3) Imperfecties

Staafimperfectie voor een op buiging belaste ligger overeenkomstig art. 5.3.4(3) van NEN-EN 1993-1-1

$$v_{0m} = k \cdot e_{0,d} = 2/3 \cdot 0,5 \cdot 75 = 25 \text{ mm}^{(1)}$$

waarin:

e_0 = initiële uitbuiging = $1/200 \cdot L = 1/200 \cdot 15000 = 75 \text{ mm}$; overeenkomstig tabel 5.1 van NEN-EN 1993-1-1 voor knikkromme c

Noot

1) Voor elastische berekening mag de waarde van v_{0m} met 2/3 worden gereduceerd

(4) Hoekverdraaiing

Randvoorwaarde hoekverdraaiing: $|g_m^{\text{II}}| \leq 0,3 \text{ rad}$

$$g_m^{\text{II}} = \alpha_g \cdot \left(1,09 \cdot \frac{q_{v1} \cdot v_{0m}}{GI_T^*} \cdot \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 + \frac{|m_x| \cdot L^2}{8 \cdot GI_T^*} \right) \cdot \text{sign}(m_x) =$$

$$g_m^{\text{II}} = 2,415 \cdot \left(1,09 \cdot \frac{30,51 \cdot 25}{81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} \cdot \left(\frac{15000}{\pi} \right)^2 + \frac{1,45 \cdot 10^3 \cdot 15000^2}{8 \cdot 81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} \right) \cdot 1,0$$

$$g_m^{\text{II}} = 0,106 \text{ rad} \leq 0,3 \text{ rad}$$

waarin:

$$\bar{q} = \bar{q}_{\text{mx}} = q_{v1} \cdot \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1,25 \cdot q_{v1} \cdot (L/\pi)^4 - 1,03 \cdot EI_z / \gamma_M \cdot z_F}{EI_z \cdot GI_T^*}$$

$$\bar{q} = \bar{q}_{\text{mx}} = 30,51 \cdot \left(\frac{15000}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1,25 \cdot 30,51 \cdot (15000/\pi)^4 - 1,03 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4 \cdot (-550)}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 1688 \cdot 10^4} = 0,586 \text{ [-]} < 1$$

$$\alpha_g = \frac{1}{1 - \bar{q}} = \frac{1}{1 - 0,586} = 2,415 \text{ [-]}$$

voor:

$\text{sign}(m_x) = 1$ [-]; voor $m_x > 0$

(5) Snedekrachten

(a) Eerste orde snedekrachten

$$M_{y,m} = q_{v1} \cdot L^2 / 8 = 30,51 \cdot 15,0^2 / 8 = 858,09 \text{ kNm}$$

$$M_{z,m} = q_{h1} \cdot L^2 / 8 = 0,531 \cdot 15,0^2 / 8 = 14,93 \text{ kNm}$$

$$V_{z,a} = q_{v1} \cdot L / 2 = 30,51 \cdot 15,0 / 2 = 228,83 \text{ kN}$$

(b) Tweede orde snedekrachten

$$M_{z,m}^{\text{II}} = -M_{y,m} \cdot g_M^{\text{II}} = -858 \cdot 10^6 \cdot 0,106 = -91 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{xp,A}^{\text{II}} = G I_T \cdot g_m^{\text{II}} \cdot \pi / L = 81000 \cdot 1254 \cdot 10^4 \cdot 0,106 \cdot \pi / 15000 = 22,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{\omega,M}^{\text{II}} = \alpha_g \cdot \frac{m_{x,m}^I \cdot L^2}{\varepsilon_T^2} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \sinh(\varepsilon_T / 2)}{\sinh(\varepsilon_T)} \right] \cdot \left[1 - \frac{1,23 \cdot q_z \cdot v_{0m}}{74 \cdot |m_{x,m}^I|} \cdot (21 - \varepsilon_T) \right]$$

$$M_{\omega,M}^{\text{II}} = 2,415 \cdot \frac{2388 \cdot 15000^2}{5,377^2} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \sinh(5,377 / 2)}{\sinh(5,377)} \right] \cdot \left[1 - \frac{1,23 \cdot 30,51 \cdot 25}{74 \cdot 2388} \cdot (21 - 5,377) \right]$$

$$M_{\omega,M}^{\text{II}} = 35,59 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2$$

waarin:

$$m_{x,m}^I = (|m_x| + 1,23 \cdot q_z \cdot v_{0m}) \cdot \text{sgn}(m_x) = (1450 + 1,23 \cdot 30,51 \cdot 25) \cdot 1,0 = 2388 \text{ Nmm/mm}$$

(6) Resulterende staalspanningen

veldmidden:

$$\sigma_x = \frac{|M_y|}{I_y} \cdot z + \frac{M_z + |M_{z,m}^{\text{II}}|}{I_z} \cdot y + \frac{|M_{\omega,M}^{\text{II}}|}{I_{\omega}} \cdot \max(\omega) = \frac{858,09 \cdot 10^6}{644748 \cdot 10^4} \cdot 500 + \frac{(14,93 + 91) \cdot 10^6}{16280 \cdot 10^4} \cdot 150 + \frac{35,59 \cdot 10^9}{37,64 \cdot 10^{12}} \cdot 72,3 \cdot 10^3$$

$$\sigma_x = 66,5 + 97,6 + 68,4 = 233 \text{ N/mm}^2 \leq f_y / \gamma_M = 235 / 1,1 = 213 \text{ N/mm}^2$$

oplegging:

$$\tau_{xs} = \frac{|V_z| \cdot \max(S_y)}{I_y \cdot \min(t)} + \frac{M_{xp,A}}{I_T} \cdot \max(t) = \frac{228,83 \cdot 10^3 \cdot 7428 \cdot 10^3}{644748 \cdot 10^4 \cdot 19} + \frac{22,6 \cdot 10^6}{1254 \cdot 10^4} \cdot 36$$

$$\tau_{xs} = 13,9 + 64,9 = 78,8 \text{ N/mm}^2 \leq 0,58 \cdot f_y / \gamma_M = 0,58 \cdot 235 / 1,1 = 124 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{voldoet niet}$$

voor:

$$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,1 \text{ [-]}$$

E.2 9.2 TWEEDE ORDE BEREKENING ONDERSLAG HE 1000B MET 100% VAN HET STORTGEWICHT

(A) Gegevens en uitgangspunten

Profiel: HE 1000B (staalsoort S235): h.o.h 1000 mm, overspanning L = 15000 mm

(1) Schematisering

- overeenkomstig 8.1 ; met toepassing van kipsteun op $L_1 = 7,50$ m

(2) Belastingen

(a) Verticale belasting

- eigen gewicht bekisting (betonplex en kinderbinten) : $G_{k,1} = 0,40$ kN/m¹

- eigen gewicht HE 1000B (onderslagen) : $G_{k,2} = 3,20$ kN/m¹

- massagewicht vers beton (veranderlijke belasting) : $Q_{k,1} = 31,20$ kN/m²; (=1,2·26,0/2)

- veranderlijke belasting (werkbelasting) : $Q_{k,2} = 1,50$ kN/m²

(b) Horizontale belasting

- 3% van de verticale belasting: $Q_{h,1} = 0,03 \cdot (31,20 + 1,50) \cdot 1,0 = 0,981$ kN/m

(c) Belastingcombinaties:

- ULS BC1: $q_{v1} = \{1,35 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,50 \cdot (31,20 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 53,91$ kN/m

$q_{h1} = (1,5 \cdot 0,981) \cdot 1,0 = 1,47$ kN/m

- SLS BC2: $q_{v2} = \{1,0 \cdot (0,40 + 3,20) + 1,0 \cdot (31,20 + 1,50)\} \cdot 1,0 = 36,30$ kN/m

$q_{h2} = (1,0 \cdot 0,981) \cdot 1,0 = 0,981$ kN/m

(d) Wringing:

- uit verkanting dek 2,5% : $0,025 \cdot q_{v1} \cdot (h/2 + h_s) = 0,025 \cdot 53,91 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,74$ kNm/m

- uit excentriciteit tooglat : $q_v \cdot e_s = 53,91 \cdot 0,01 = 0,54$ kNm/m

- uit horizontale belasting 3% : $0,03 \cdot q_v \cdot (h/2 + h_s) = 0,030 \cdot 53,91 \cdot (1,0/2 + 0,05) = 0,89$ kNm/m

- uit zijdelingse uitbuiging : $q_{v1} \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot v_0 = 53,91 \cdot (2/\pi + 0,1) \cdot 18,9 \cdot 10^{-3} = 0,75$ kNm/m

$m_x = 2,92$ kNm/m

waarin:

$$v_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{h2} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,981 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16280 \cdot 10^4} = 18,9 \text{ mm}$$

(B) Tweede orde berekening overeenkomstig bijlage A2 van NEN-EN 1993-6:2008

(1) Stabiliteit

$$u.c. = \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{C_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_w \cdot k_{zw} \cdot k_a \cdot T_{w,Ed}}{T_{w,Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$u.c. = \frac{858}{0,691 \cdot 3029 / 1,1} + \frac{0,50 \cdot 10,34}{256 / 1,1} + \frac{0,628 \cdot 0,956 \cdot 1,442 \cdot 40,13}{122 / 1,1} = 0,79 \leq 1,0 [-]$$

waarin:

$$M_{y,Ed} = 1/8 \cdot q_{v1} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 30,51 \cdot 15,0^2 = 858 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rk} = W_{y,el} \cdot f_y = 12890 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 3029 \text{ kNm}$$

$$M_{z,i,Ed} = -1/8 \cdot q_{h1} \cdot L_1^2 = -1/8 \cdot 1,47 \cdot 7,5^2 = -10,34 \text{ kNm}$$

$$M_{z,v,Ed} = 1/16 \cdot q_{h1} \cdot L_1^2 = 1/16 \cdot 1,47 \cdot 7,5^2 = 5,17 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = W_{z,el} \cdot f_y = 1090 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 256 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,10 - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,10 - 0,8 \cdot (-0,5) = 0,50 [-]; \text{ voor } \alpha_s = M_h/M_s = 5,17 / -10,34 = -0,5 [-]$$

$$T_{w,Ed} = 40,13 \text{ kNm}^2$$

$$T_{w,Rk} = 1/6 \cdot b_{ff}^2 \cdot t_{ff} \cdot (h - t_{ff}) f_y = 1/6 \cdot 300^2 \cdot 36 \cdot (1000 - 36) \cdot 235 \cdot 10^{-9} = 122 \text{ kNm}^2$$

$$k_w = 0,7 - 0,2 \cdot T_{w,Ed} / (T_{w,Rk} / \gamma_{M1}) = 0,7 - 0,2 \cdot 40,13 / (122 / 1,1) = 0,628 [-]$$

$$k_{zw} = 1 - M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 1 - 10,34 / (256 / 1,1) = 0,956 [-]$$

$$k_\alpha = 1 / (1 - M_{y,Ed} / M_{y,cr}) = 1 / (1 - 858 / 2798) = 1,442 [-]$$

voor:

$$M_{cr} = 2798 \text{ kNm}; \text{ zie §. 8.1.10 (pag. 59) van rapport D07-2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,041 [-] \quad \text{idem}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,041 - 0,40) + 0,75 \cdot 1,041^2] = 1,063 [-]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT} - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}) = 1 / (1,063 + (1,063^2 - 0,75 \cdot 1,041^2)^{0,5}) = 0,615 [-]$$

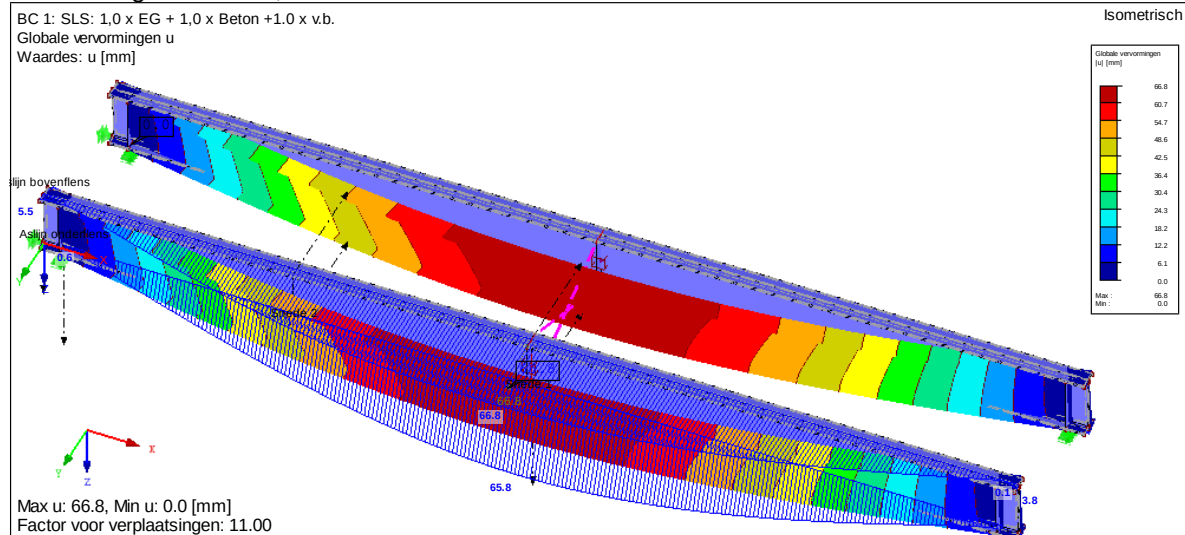
$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2) = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot (1 - 2,0 \cdot (1,041 - 0,8)^2) = 0,89 [-]$$

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,615 / 0,89 = 0,691 [-] < 1,0 \text{ en } 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 1 / 1,041^2 = 0,923 [-]$$

(2) Vervormingen met toepassing van kipsteun op L=7500 mm

(a) Vervormingen elastisch; geometrisch niet -lineaire berekening

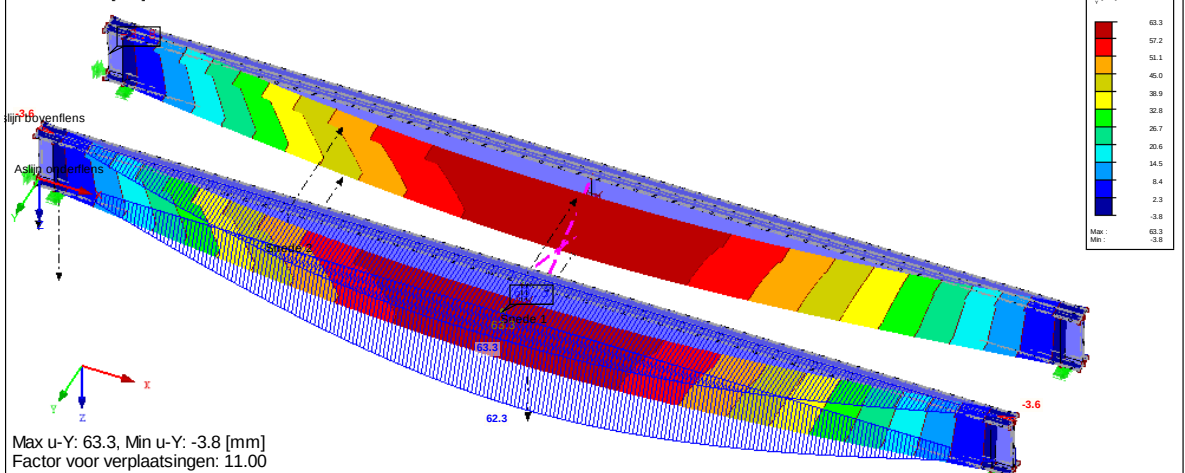
Vervorming $U_{\text{totaal}} = 66,8 \text{ mm}$



Figuur 54

Vervorming $U_y = 63,3$ mm

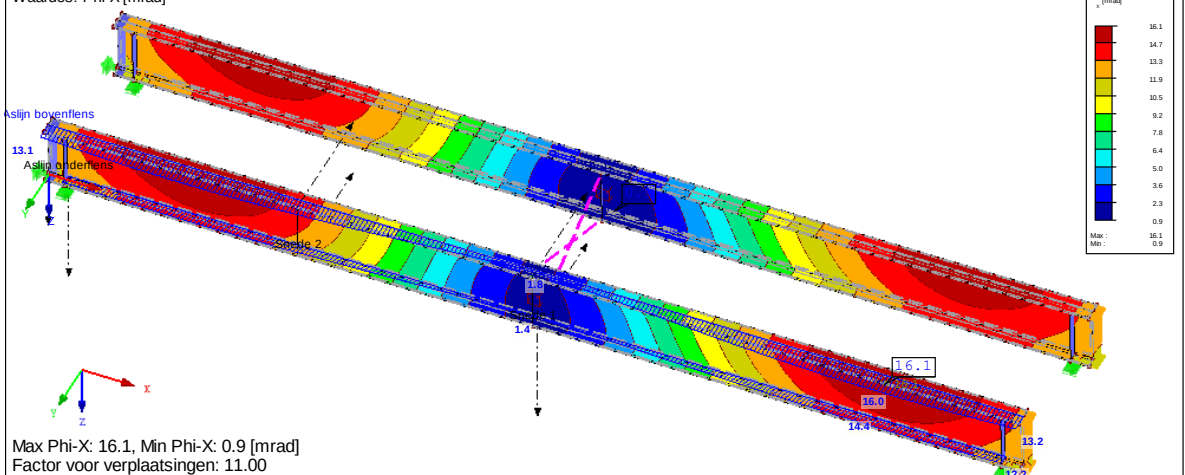
BC 1: SLS: 1,0 x EG + 1,0 x Beton +1,0 x v.b.
Globale vervormingen u-Y
Waardes: u-Y [mm]



Figuur 55

Hoekverdraaiing $\Phi(x) = 16,1$ mrad

BC 1: SLS: 1,0 x EG + 1,0 x Beton +1,0 x v.b.
Globale vervormingen Φ -X
Waardes: Φ -X [mrad]

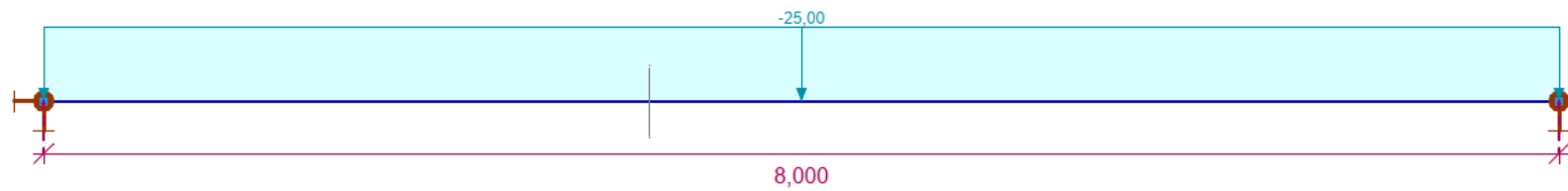


Figuur 56

BIJLAGE F. BIJLAGE HOOFDSTUK 6 EN 7

F.1 BEREKENING AXISVM STAAFMODEL.AXS

CONSTRUCTIE



Figuur 57 ST1, Vooraanzicht

Materialen

	Naam	Type	Nationale norm	Materiaalnorm	Model	E_x [N/mm ²]	E_y [N/mm ²]	ν	α_T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	Materiaal kleur	Contour kleur	Structuur	P_1
1	S 235	Staal	Eurocode-NL	10025-2	Lineair	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850			Steel	f_y [N/mm ²] = 235,00

	Naam	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}	P_{12}	P_{13}	P_{14}
1	S 235	f_u [N/mm ²] = 360,00	f_y [N/mm ²] = 215,00	f_u [N/mm ²] = 360,00										

Naam: Materiaalnaam; **Type:** Type materiaal; **Model:** Materiaal model; E_x : Elasticiteitsmodulus in lokale x richting; E_y : Elasticiteitsmodulus in lokale y richting; ν : Poisson's verhouding; α_T : Warmteuitzettingscoëfficiënt; ρ : Dichtheid; **Materiaal kleur:** Materiaalkleur; **Contour kleur:** Contourkleur; $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14}$: Ontwerpparameter;

Profielen

	Naam	Tekening	Productie	Vorm	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r_1 [mm]	r_2 [mm]	r_3 [mm]	A_x [mm ²]	A_y [mm ²]	A_z [mm ²]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	I_z [mm ⁴]
1	HE 400 B		Gewalst	I	400,0	300,0	13,5	24,0	27,0	0	0	19780,69	12906,75	5258,85	3667900,0	5,8E+08	1,1E+08

	Naam	I_{yz} [mm ⁴]	I_1 [mm ⁴]	I_2 [mm ⁴]	α [°]	$I\omega$ [mm ⁶]	$W_{1,el,t}$ [mm ³]	$W_{1,el,b}$ [mm ³]	$W_{2,el,t}$ [mm ³]	$W_{2,el,b}$ [mm ³]	$W_{1,pl}$ [mm ³]	$W_{2,pl}$ [mm ³]	i_y [mm]	i_z [mm]	H_y [mm]	H_z [mm]
1	HE 400 B	0	5,8E+08	1,1E+08	0	3,7E+12	2884429,0	2884429,0	721276,4	721276,4	3232222,0	1104084,0	170,8	74,0	300,0	400,0

	Naam	y_G [mm]	z_G [mm]	y_s [mm]	z_s [mm]	S.p.
1	HE 400 B	150,0	200,0	0	0	9

Naam: Doorsnede naam; **Productie:** Productieproces; **Vorm:** Profiel; **h:** Doorsnede hoogte; **b:** Doorsnede breedte; **tw:** Lijfdikte; **tf:** Flensdikte; r_1, r_2, r_3 : Afrondingswaarde; **Ax:** Doorsnede-oppervlak; **Ay, Az:** Afschuivingsoppervlak; **Ix:** Torsietraagheidsmoment; **Iy, Iz:** Buigtraagheidsmoment; **Iyz:** Centrifugaal traagheidsmoment; I_1, I_2 : Hoofdbuigtraagheidsmoment; α : Hoofdrichtingen; **Iw:** Krommingsconstante; $W_{1,el,t}, W_{1,el,b}, W_{2,el,t}, W_{2,el,b}$: Elasticiteit modulus; $W_{1,pl}, W_{2,pl}$: Plasticiteit modulus; i_y, i_z : Traagheidsstraal; **Hy:** Afmeting in lokale Y-richting; **Hx:** Afmeting in lokale X-richting; y_G, z_G : Y-coördinaat van het zwaartepunt; y_s, z_s : Y-coördinaat van het afschuivingsmiddelpunt (torsie); y_z, z_y : Z-coördinaat van het afschuivingsmiddelpunt (torsie); **S.p.:** Spanningspunten;

Knopen

	X [m]	Y [m]	Z [m]	e_x	e_y	e_z	θ_x	θ_y	θ_z
1	0	0	0	Vrij	Vast	Vrij	Vast	Vrij	Vast
2	8,000	0	0	Vrij	Vast	Vrij	Vast	Vrij	Vast

e_x : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking X); e_y : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking Y); e_z : Knoopvrijheidsgraden (Verplaatsingsbeperking Z); θ_x : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond X-as); θ_y : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond Y-as); θ_z : Knoopvrijheidsgraden (Rotatiebeperking rond Z-as);

Knoopopleggingen

	<i>Knoop</i>	<i>X [m]</i>	<i>Y [m]</i>	<i>Z [m]</i>
1	1	0	0	0
2	2	8,000	0	0

	<i>Knoop</i>	<i>Type</i>	<i>Naam_x</i>	<i>K_x</i> [kN/m]	<i>K_{xV}</i> [kN/m]	<i>Naam_y</i>	<i>K_y</i> [kN/m]	<i>K_{yV}</i> [kN/m]	<i>Naam_z</i>	<i>K_z</i> [kN/m]	<i>K_{zV}</i> [kN/m]	<i>Naam_{xx}</i>	<i>K_{xx}</i> [kNm/rad]	<i>K_{xxV}</i> [kNm/rad]
1	1	Glob.	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	—	—	—
2	2	Glob.	—	—	—	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	Stijve - Verplaatsing	1E+10	1E+10	—	—	—

	<i>Knoop</i>	<i>Naam_{yy}</i>	<i>K_{yy}</i> [kNm/rad]	<i>K_{yyV}</i> [kNm/rad]	<i>Naam_{zz}</i>	<i>K_{zz}</i> [kNm/rad]	<i>K_{zzV}</i> [kNm/rad]
1	1	—	—	—	—	—	—
2	2	—	—	—	—	—	—

Knoop: Ondersteunde knoop; **Type:** Opleggingstype; **Naam_x:** Naam van de veereigenschappen; **K_x:** Initiële stijfheid; **K_{xV}:** Trillingsstijfheid; **Naam_y:** Naam van de veereigenschappen; **K_y:** Initiële stijfheid; **K_{yV}:** Trillingsstijfheid; **Naam_z:** Naam van de veereigenschappen; **K_z:** Initiële stijfheid; **K_{zV}:** Trillingsstijfheid; **Naam_{xx}:** Naam van de veereigenschappen; **K_{xx}:** Initiële stijfheid; **K_{xxV}:** Trillingsstijfheid; **Naam_{yy}:** Naam van de veereigenschappen; **K_{yy}:** Initiële stijfheid; **K_{yyV}:** Trillingsstijfheid; **Naam_{zz}:** Naam van de veereigenschappen; **K_{zz}:** Initiële stijfheid; **K_{zzV}:** Trillingsstijfheid;

BELASTINGEN

ST1: Verdeelde belastingen op staven en ribben

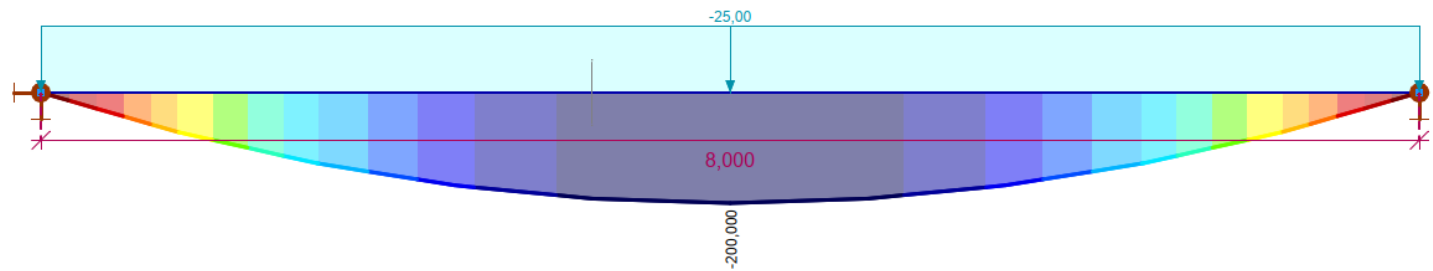
	<i>Type</i>	<i>Lengte</i> [m]	<i>a/d</i>	<i>Pos.</i>	<i>p_x</i> [kN/m]	<i>p_y</i> [kN/m]	<i>p_z</i> [kN/m]	<i>m_{tot}</i> [kNm/m]
1	Staaf G ln.	8,000	a	0	0	0	-25,00	0
				1,000	0	0	-25,00	0

Type: Belastingtype; **Lengte:** Staaf lengte; **a/d:** Positie als verhouding (a) of lengte (d), *=Doorgaand; **Pos.:** Positie; **p_x, p_y, p_z:** Belastingkracht component; **m_{tot}:** Belastingsmoment component;

RESULTATEN

Lineaire berekening
Norm Eurocode-NL
Geval : ST1
E (P) : 4,26E-16
E (W) : 4,26E-16
E (Eq) : 3,33E-16
Comp. : My [kNm]

My [kNm]
0,002
-14,284
-28,570
-42,856
-57,142
-71,427
-85,713
-99,999
-114,285
-128,571
-142,857
-157,143
-171,428
-185,714
-200,000



Figuur 58 [I], Lineair, ST1, My, Lijnen (gevuld), Vooraanzicht

STAALCONTROLE

STAAL PROFIEL ONTWERP

Ontwerpelement: **1**

Knopen: **1-2**

Norm: **Eurocode-NL**

NEN-EN 1993-1-1+C2:2011/NB:2011, NEN-EN 1993-1-5:2006/NB:2011

Materiaal: **S 235**

Profiel: **HE 400 B**

Belastinggeval: **Co #1**

Coëfficiënt voor seismische krachten: **1,0**

Doorsnedeklasse: **1** (Plastische ontwerp)

1. Normalkracht-Buiging-Afschuiving

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$ cm

$M_{y,Ed_6} = -20000,00$ kNm $\Rightarrow -200,000$ kNm

$$\eta_{NMF_{pl}} = \max(\eta_N; \eta_{M_{y,pl}}; \eta_{M_{z,pl}}; \eta_{V_z}; \eta_{V_y}) = \max(0; 26,3; 0; 0; 0) = 26,3 \% \quad \text{voldoet}$$

2. Normalkracht-Buiging-Knik

EN 1993-1-1: 6.3.3, Annex B: Method 2

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$ cm

$C_{my} = \max(0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{my}, 0,9 + 0,1 \cdot \alpha_{my}) = \max(0,95 + 0,05 \cdot 0,9 + 0,1 \cdot 0) = 0,95 \geq 0,4$ Tabel B.3

$C_{mz} = - - -$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + f_{yy} \cdot \frac{|N_{Ed_6}|}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} \right) = 0,95 \cdot \left(1 + 0,299 \cdot \frac{|0|}{1 \cdot 4648,46} \right) = 0,95$$

$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,95 = 0,57$ Tabel Annex B.1

$\chi_y = 1$ (6.49)

$\chi_z = 1$ (6.49)

5. Afschuifweerstand tegen plooien van het lijf:

EN 1993-1-5: 5.1, 5.2, 5.3, 5.5, Annex A: A.3

Kritische doorsnede: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$ cm

$$a_{max} = 8$$

$$\eta_w = 1,2 \quad 5.2 (2) \text{ NOTE 2}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 40,00 - 2 \cdot 2,40 = 35,20 \text{ cm}$$

Geen verstijver $\rightarrow k_\tau = 5,34 \quad (A.5)$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}{\eta_w} \rightarrow V_{b,Rd} = V_{pl,Rd,z} = 949,83 = 949,83 \text{ kN} \quad (5.1 (2))$$

$$\eta_{V_w} = \frac{|V_{z,Ed1}|}{V_{b,Rd}} = \frac{|(-100,00)|}{949,83} = 10,5 \% \quad (5.10) \quad \text{voldoet}$$

6. Lijf-afschuiving-Buiging-Normaalkracht

EN 1993-1-1: 6.2.9; EN 1993-1-5: 7.1

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$ cm

$$M_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = 30,00 \cdot 2,40 \cdot 23,50 \cdot (40,00 - 2,40) = 63619,20 \text{ kNcm} = 636,192 \text{ kNm}$$

$$|M_{y,Ed6}| \leq M_{f,Rd} \rightarrow \eta_{V_w,MN} = \frac{|M_{y,Ed6}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-20000,00)|}{75945,87} = 26,3 \% \quad (7.1) \quad \text{voldoet}$$

Partiële resultaten

8. Weerstand van de doorsnede tegen axiale krachten.:

EN 1993-1-1: 6.2.4

Kritische doorsnede: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$ cm

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197,81 \cdot 23,50}{1} = 4648,46 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\eta_N = \frac{|N_{Ed1}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{|0|}{4648,46} = 0 \% \quad (6.9) \quad \text{voldoet}$$

9. Weerstand van de doorsnede tegen buiging (yy):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$ cm

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3231,74 \cdot 23,50}{1} = 75945,87 \text{ kNcm} = 759,459 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{y,pl}} = \frac{|M_{y,Ed6}|}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{|(-20000,00)|}{75945,87} = 26,3 \% \quad (6.12) \quad \text{voldoet}$$

10. Weerstand van de doorsnede tegen buiging (zz):

EN 1993-1-1: 6.2.5

Kritische doorsnede: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$ cm

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1104,04 \cdot 23,50}{1} = 25944,85 \text{ kNcm} = 259,448 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$\eta_{M_{z,pl}} = \frac{|M_{z,Ed1}|}{M_{pl,Rd,z}} = \frac{|0|}{25944,85} = 0 \% \quad (6.12) \quad \text{voldoet}$$

11. Weerstand van de doorsnede tegen afschuiving (z):

EN 1993-1-1: 6.2.6

Kritische doorsnede: $x = 0,00 \cdot L = 0,00 \cdot 800,00 = 0$ cm

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 70,01 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{70,01 \cdot 23,50}{\sqrt{3} \cdot 1} = 949,83 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\eta_{V_z} = \frac{|V_{z,Ed1}|}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{|(-100,00)|}{949,83} = 10,5 \% \quad (6.17) \quad \text{voldoet}$$

12. Buiging- afschuiving interactie controle

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00$ cm

$$V_{z,Ed_6} = 0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z}/2 = 474,92 \text{ kN} \rightarrow \text{Het effect van dwarskracht op de momentweerstand is verwaarloosbaar. } 6.2.8 (2)$$

$$V_{y,Ed_6} = 0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y}/2 = 976,88 \text{ kN} \rightarrow \text{Het effect van dwarskracht op de momentweerstand is verwaarloosbaar. } 6.2.8 (2)$$

13. Interactiecontrole voor buiging en normaalkracht.

EN 1993-1-1: 6.2.1, 6.2.8, 6.2.9

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

$$n = \frac{|N_{Ed_6}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{0}{4648,46} = 0 \% \leq 25\%$$

$$|N_{Ed_6}| = 0 \text{ kN} \leq N_{Rd,w}/2 = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{35,20 \cdot 1,35 \cdot 23,50}{2 \cdot 1} = 558,36 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{y,V,Rd} = 75945,87 = 75945,87 \text{ kNcm} = 759,459 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{z,V,Rd} = 25944,85 = 25944,85 \text{ kNcm} = 259,448 \text{ kNm}$$

$$\eta_{MN,1} = \frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{(-20000,00)}{75945,87} = 26,3 \%$$

$$\eta_{MN,2} = \frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{0}{25944,85} = 0 \%$$

$$\alpha_{MN} = 2$$

$$\beta_{MN} = \max(5 \cdot n / 100 ; 1) = \max(5 \cdot 0 / 100 ; 1) = 1$$

$$\eta_{MN,3} = \left(\frac{M_{y,Ed_6}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_{MN}} + \left(\frac{M_{z,Ed_6}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta_{MN}} = \left(\frac{(-20000,00)}{75945,87} \right)^2 + \left(\frac{0}{25944,85} \right)^1 = 6,9 \% \quad (6.41)$$

$$\eta_{MN} = \max(\eta_{MN,1} ; \eta_{MN,2} ; \eta_{MN,3} ; \eta_N) = \max(26,3 ; 0 ; 6,9 ; 0) = 26,3 \% \quad \text{voldoet}$$

14. Opneembare knikbelasting:

EN 1993-1-1: 6.3.1

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

De normaalkracht is gelijk aan 0 in het ontwerpelement.

$$\rightarrow \chi_y = 1 \quad \chi_z = 1 \quad \chi_{TF} = 1 \rightarrow \chi = 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 197,81 \cdot 23,50}{1} = 4648,46 \text{ kN}$$

$$\eta_{N_b} = \frac{|N_{Ed6}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|0|}{4648,46} = 0 \% \quad (6.46) \quad \text{voldoet}$$

15. Opneembare kipbelasting:

EN 1993-1-1: 6.3.2

Kritische doorsnede: $x = 0,50 \cdot L = 0,50 \cdot 800,00 = 400,00 \text{ cm}$

M_{cr} Berekeningsmethode: Door gebruiker ingesteld C1, C2 (NL NAD);

$$S = \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = \sqrt{\frac{21000,00 \cdot 3746729,97}{8076,92 \cdot 366,79}} = 162,97 \text{ cm} \quad (\text{NB.158})$$

$$L_g = L = 800,00 \text{ cm}$$

$$L_{kip} = L = 800,00 \text{ cm}$$

$$k_{red} = 1$$

$$C_{NL} = \frac{\pi \cdot C_1 \cdot L_g}{L_{kip}} \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot S^2}{L_{kip}^2} \cdot (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \cdot C_2 \cdot S}{L_{kip}} \right) = \frac{\pi \cdot 1,13 \cdot 800,00}{800,00} \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot 162,97^2}{800,00^2} \cdot ((-0,48)^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \cdot (-0,48) \cdot 162,97}{800,00} \right) = 3,265 \quad (\text{NB.157})$$

$$M_{cr} = k_{red} \cdot \frac{C_{NL}}{L_g} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1 \cdot \frac{3,265}{800,00} \cdot \sqrt{21000,00 \cdot 10819,15 \cdot 8076,92 \cdot 366,79} = 105875,30 \text{ kNcm} = 1058,753 \text{ kNm} \quad (\text{NB.148})$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3231,74 \cdot 23,50}{105875,30}} = 0,85$$

Knik kromme: b Tabel 6.5

$$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34 \quad \text{Tabel 6.3}$$

$$\phi_{LT} = \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2}{2} = \frac{1 + 0,34 \cdot (0,85 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,85^2}{2} = 0,84$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} ; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,75 \cdot 0,85^2}} ; 1 \right) = 0,79 \quad (6.57)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 \cdot 3231,74 \cdot 23,50}{1} = 60060,47 \text{ kNcm} = 600,605 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\eta_{M_b} = \frac{|M_{y,Ed6}|}{M_{b,Rd}} = \frac{|(-20000,00)|}{60060,47} = 33,3 \% \quad (6.54) \quad \textbf{voldoet}$$

F.2 BEREKENING TECHNOSOFT KIPMOMENT

Blad: 1

Technosoft Liggers release 6.60b
 Project.....: Stubeco - D07-e
 Onderdeel.....: Bepaling kritisch kipmoment
 Constructeur.: ir. G.A.A. Coenen
 Dimensies.....: kN/m/rad
 Datum.....: 04/01/2021
 Bestand.....: m:\stubeco\3-gaffel eindoplegging\bijlage a - berekening
 technosoft.dlw

Toegepaste normen volgens Eurocode met Nederlandse NB

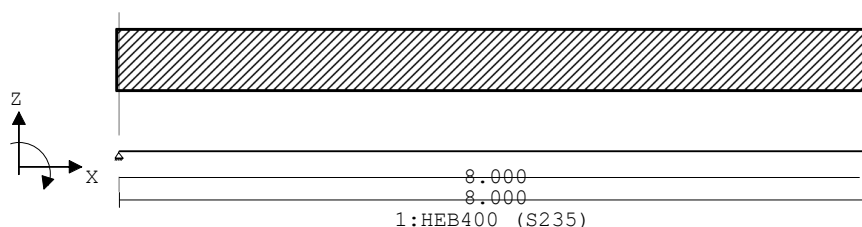
Belastingen	NEN-EN 1990:2002	C2:2010	NB:2011 (nl)
	NEN-EN 1991-1-1:2002	C1:2009	NB:2011 (nl)
Staal	NEN-EN 1993-1-1:2006	C2:2011, A1:2016	NB:2016 (nl)

INHOUDSOPGAVE

MECHANICA		Grafisch	Alfanumeriek
Invoer		Invoer	Inhoudsopgave
Gevallen	Alle		Reac.
Combinaties	Fundamenteel	Mom. Dwk. Vpl.	Reac.
VERVORMINGEN		Grafisch	Alfanumeriek
	Blijvend	w1	
	Karakteristiek	wbij wtot wm drb	
	Frequent	wbij wtot wm drb	
	Quasi-blijvend		
DEELSELECTIES	Liggers		Alle
	Belastinggevallen		Alle
	Belastingcombinaties mechanica		Geen
	Belastingcombinaties normatief		Maatgevende
STAAL GEDETAILLEERD	Algemeen		
	Materiaalgegevens		
	Profielgegevens		
	Kipstabiliteit		
	Graf. Toetsingen (unity-check's)		

GEOMETRIE

Ligger:1



Project.....: Stubeco - D07-e

Onderdeel.....: Bepaling kritisch kippmoment

VELDLENGTEN

Ligger:1

Veld	Vanaf	Tot	Lengte
1	0.000	8.000	8.000

MATERIALEN

Mt	Omschrijving	E-modulus [N/mm ²]	S.G.	Pois.	Uitz. coëff
1	S235	210000	78.5	0.30	1.2000e-05

PROFIELEN [mm]

Prof.	Omschrijving	Materiaal	Oppervlak	Traagheid	Vormf.
1	HEB400	1:S235	1.9780e+04	5.7680e+08	0.00

PROFIELEN vervolg [mm]

Prof.	Staaftype	Breedte	Hoogte	e	Type	b1	h1	b2	h2
1	0:Normaal	300	400	200.0					

PROFIELVORMEN [mm]

1 HEB400

**BELASTINGGEVALLEN**

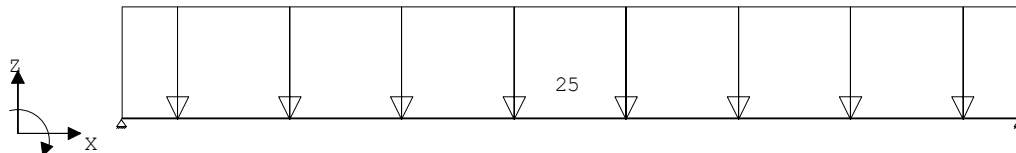
B.G.	Omschrijving	Belast/onbelast	l_0	l_1	l_2	e.g.
1	Onbekend	0:Alles tegelijk	0.40	0.50	0.30	0.00

BELASTINGGEVALLEN

B.G.	Omschrijving	Type
1	Onbekend	0

VELDBELASTINGEN

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

**VELDBELASTINGEN**

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

Last Ref.	Type	Omschrijving	q1/p/m	q2	psi	Afstand	Lengte
1	1:q-last		-25.000	-25.000		0.000	8.000

Project.....: Stubeco - D07-e

Onderdeel.....: Bepaling kritisch kipmoment

REACTIES

Ligger:1 B.G:1 Onbekend

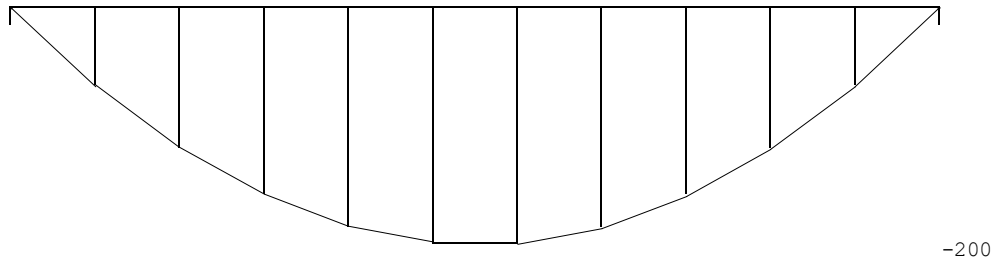
Stp	F	M
1	100.00	0.00
2	100.00	0.00
	200.00 :	(absoluut) grootste som reacties
	-200.00 :	(absoluut) grootste som belastingen

BELASTINGCOMBINATIES

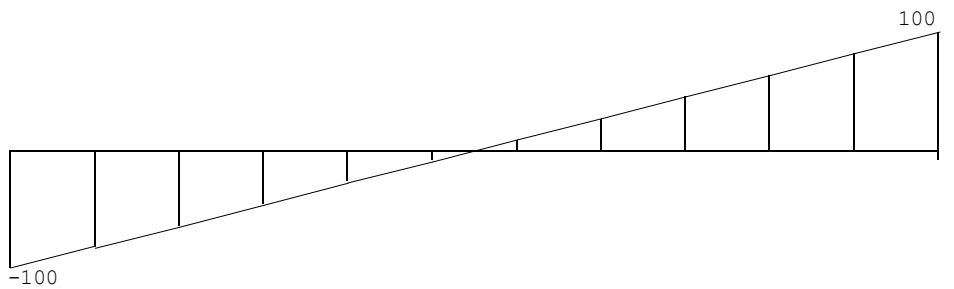
BC Type	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor	BG Gen. Factor
1 Fund.	1 Extr	1.00		

MOMENTEN

Ligger:1 B.C:1 Sterkte

**DWARSKRACHTEN**

Ligger:1 B.C:1 Sterkte



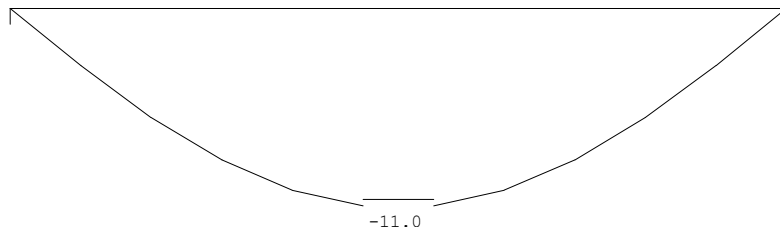
F:100

100

Project.....: Stubeco - D07-e
Onderdeel.....: Bepaling kritisch
kipmoment

VERPLAATSINGEN [mm]

Ligger:1 B.C:1 Sterkte



REACTIES

Ligger:1 B.C:1 Sterkte

Stp	F	M
1	100.00	0.00
2	100.00	0.00
200.00 : (absoluut) grootste som reacties		
-200.00 : (absoluut) grootste som belastingen		

STAALPROFIELEN - ALGEMENE GEGEVENS

Ligger:1

Stabiliteit: Classificatie gehele constructie: Geschoord

GEOMETRIE

L-sys [m]: 8.000 Staaf: 1 BC: 1 Sit:1

Ligg
er:1

PROFIELGEGEVENS				Gewalst	Klasse 1
HEB400 h :	400.0	i _y :	170.8	A :	19780.0
57680.0E4 b :	300.0	i _z :	74.0	W _{ey} :	2884.0E3
10820.0E4 t _w :	13.5	r :	27.0	W _{ez} :	721.0E3
361.0E4 t _f :	24.0			W _{py} :	3232.0E3
3817152.0E6				W _{pz} :	1104.0E3
				I _y :	
				I _z :	
				I _t :	
				I _v :	

MATERIAALGEGEVENS

Vloeispanning f_{y,t} [N/mm²] : 235.00 Elasticiteitsmod. [N/mm²] : 210000
Partiële veiligheidsfactoren:
Gamma M;0 : 1.00 Gamma M;1 : 1.00

Project.....: Stubeco - D07-e

Onderdeel....: Bepaling kritisch kipmoment

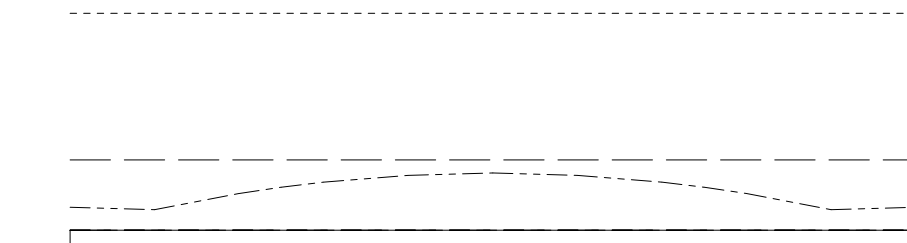
KIPSTABILITEIT

Ligger:1

lgaf boven [m]:	8.000	lgaf onder [m]:	8.000
Lst [m]:			8.000
Voorwaarde :	(NB.74)	Q-last [kN/m]:	-25.000
Plaats aangr.last:	1.00*h	P-last [kN]:	0.000
Lengte lkip [m] :	8.000	Verhouding beta :	0.000
Kipmom. M _{cr} [kNm]:	1061.5	Factor k _{red} :	1.000
Tabel NB.NB.1 :			
Coëfficiënt C ₁ :	1.130	Coëfficiënt C ₂ :	-0.479
Coëfficiënt C :	3.299	Factor S :	1765.5
Lambda rel LT :	kromme b 0.846	Chi LT (6.57) :	0.791
Corr. factor k _c :	0.940	Red. factor f :	0.970
		Chi LT.mod (6.58):	0.816
Moment [kNm] :	-200.000	Mb.Rd [kNm] :	619.630

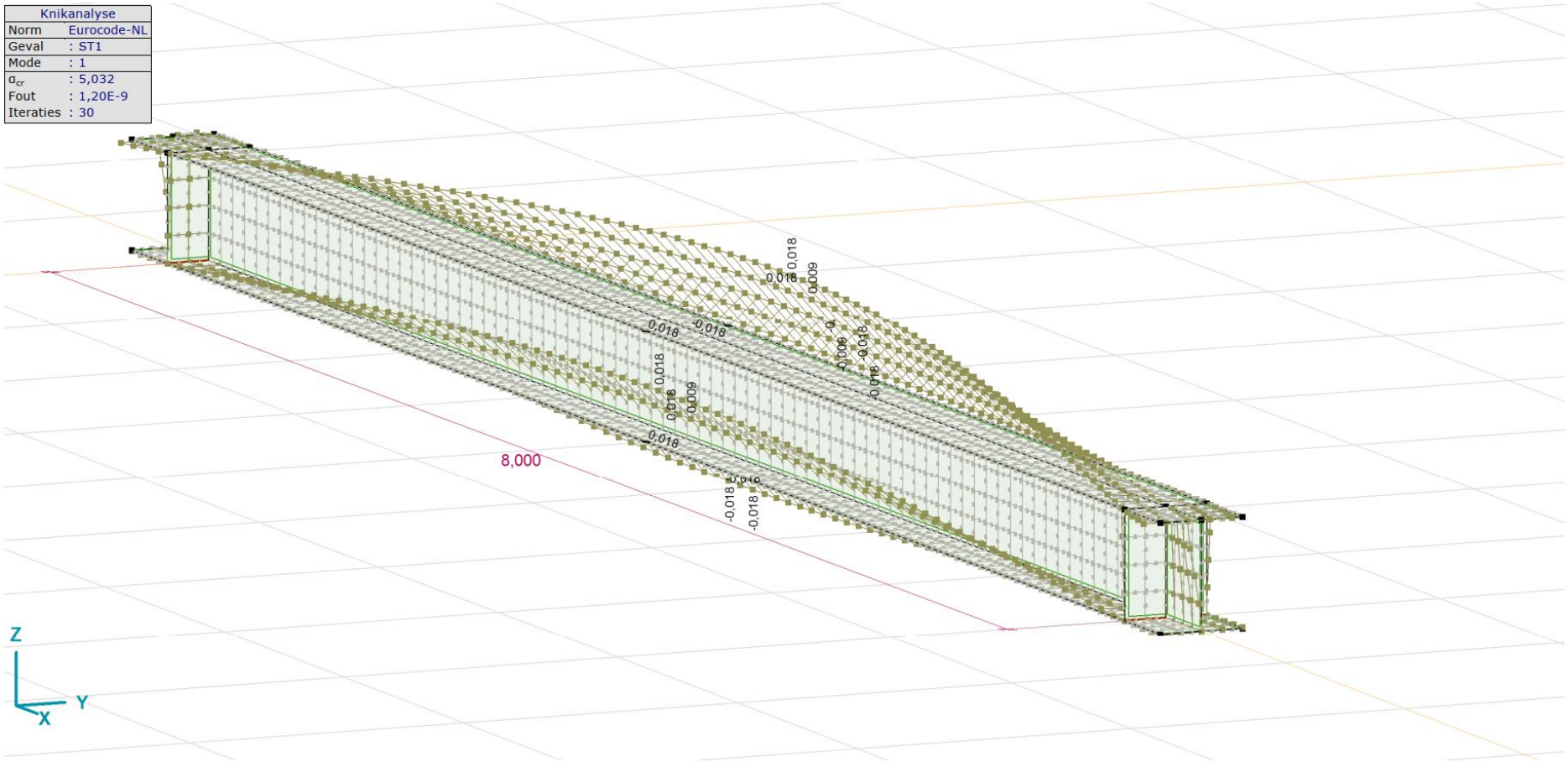
UNITY-CHECK'S

Ligger:1 OMHULLENDE VAN ALLES

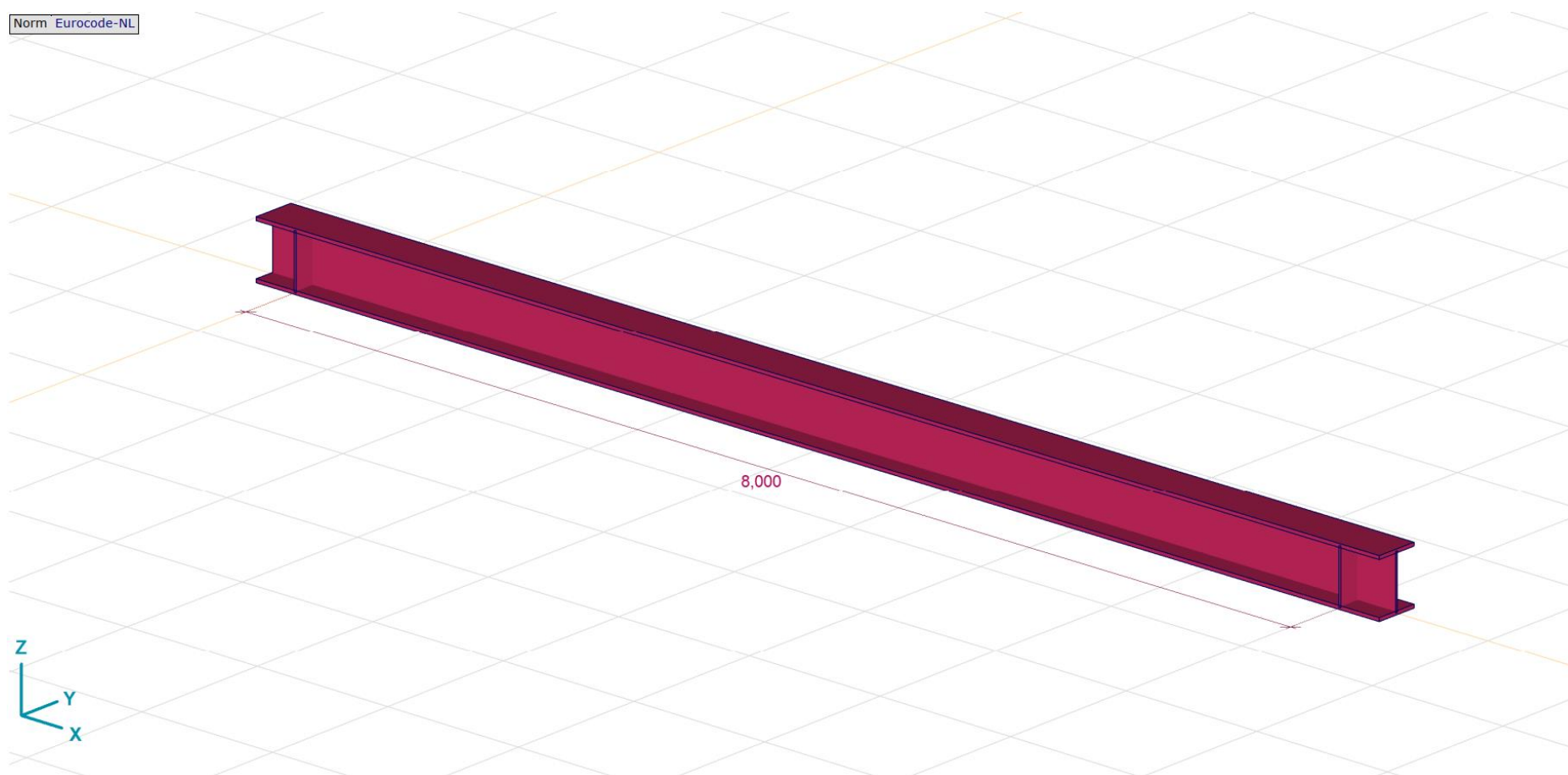


----- Toelaatbare unity-check (1.0)
 ----- Unity-check i.v.m. kipstabiliteit
 ----- Hoogste unity-check i.v.m. doorsnedecontrole

F.3 HEB400 L=8 CENTRISCH SCHOT.AXS



Figuur 59 Tekening



Figuur 60 Tekening 3D

Materialen

	Naam	Type	Nationale norm	Materiaalnorm	Model	E_x [N/mm ²]	E_y [N/mm ²]	ν	α_T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	Materiaal kleur	Contour kleur	Structuur	P_1
1	S 235	Staal	Eurocode-NL	10025-2	Lineair	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850			Steel	f_y [N/mm ²] = 235,00

	Naam	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}	P_{12}	P_{13}	P_{14}
1	S 235	f_u [N/mm ²] = 360,00	f_y^* [N/mm ²] = 215,00	f_u^* [N/mm ²] = 360,00										

Naam: Materiaalnaam; **Type:** Type materiaal; **Model:** Materiaal model; **E_x :** Elasticiteitsmodulus in lokale x richting; **E_y :** Elasticiteitsmodulus in lokale y richting; **ν :** Poisson's verhouding; **α_T :** Warmteuitzettingscoëfficiënt; **ρ :** Dichtheid; **Materiaal kleur:** Materiaalkleur; **Contour kleur:** Contourkleur; **$P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14}$:** Ontwerpparameter;

Domeinen

	Element type	Materiaal	Ref _x	Ref _z	Dikte [mm]	k_{buiging} []	k_{torsie} []	$k_{\text{afschuiving}}$ []	Oppervlakte [m ²]	Gat	Mesh
1	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	24				2,580	–	✓
2	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	24				2,580	–	✓
3	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	14				3,008	–	✓
4	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	15				0,113	–	✓
5	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	15				0,113	–	✓
6	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	14				0,113	–	✓
7	⊞ Schaal	S 235	Auto	Auto	14				0,113	–	✓

Element type: Plaatetype type; **Ref_x:** Referentie voor lokale X-richting; **Ref_z:** Referentie voor lokale Z-richting; **k_{buiging} :** Buigsterkte coefficient; **k_{torsie} :** Torsiesterkte coefficient; **$k_{\text{afschuiving}}$:** Dwarskrachtsterkte coefficient; **Oppervlakte:** Domein oppervlakte; **Gat:** Aantal gaten in domein; **Mesh:** Gegeneerde mesh;

Lijnopleggingen

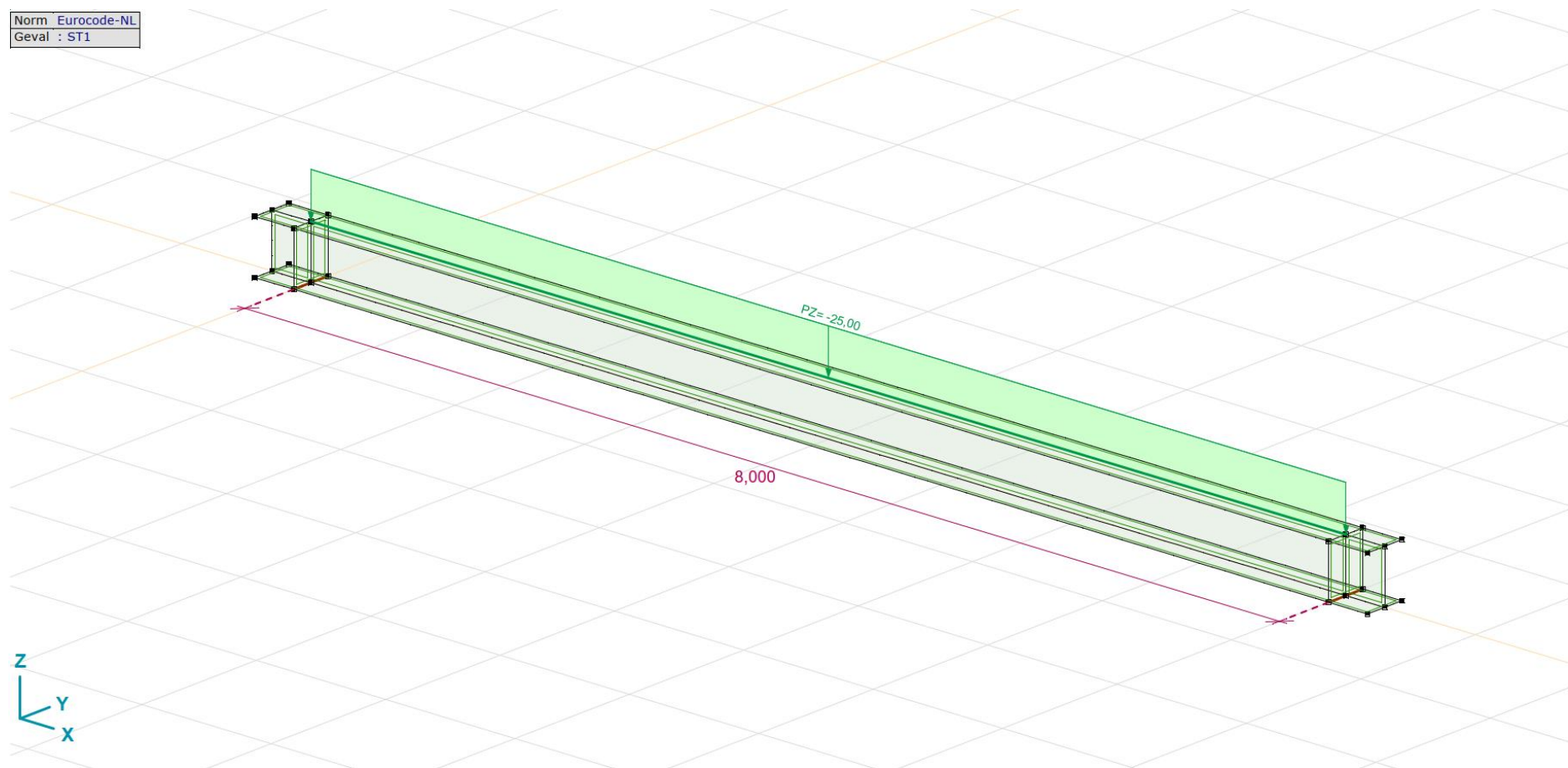
	<i>Lijn</i>	<i>Type</i>	<i>Ref. elem.</i>	R_x [kN/m/m]	R_y [kN/m/m]	R_z [kN/m/m]	R_{xx} [kNm/rad/m]	R_{yy} [kNm/rad/m]	R_{zz} [kNm/rad/m]	$NL(x)$	$NL(y)$	$NL(z)$
1	Rand (9)	Glob.	Domein 2	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
2	Rand (11)	Glob.	Domein 2	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
3	Rand (945)	Glob.	(Domein 2, Domein 4)	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch
4	Rand (947)	Glob.	(Domein 2, Domein 4)	1E+10	1E+10	1E+10	0	0	0	Symmetrisch	Symmetrisch	Symmetrisch

	<i>Lijn</i>	$NL(xx)$	$NL(yy)$	$NL(zz)$	$F(x)$ [kN/m]	$F(y)$ [kN/m]	$F(z)$ [kN/m]	$M(x)$ [kNm/m]	$M(y)$ [kNm/m]	$M(z)$ [kNm/m]
1	Rand (9)									
2	Rand (11)									
3	Rand (945)									
4	Rand (947)									

Lijn: Ondersteund lijnelement; **Type:** Opleggingstype; **Ref. elem.:** Referentie-element; **R_x, R_y, R_z:** Verplaatsingsstijfheid; **R_{xx}, R_{yy}, R_{zz}:** Rotatiestijfheid; **NL(x), NL(y), NL(z), NL(xx), NL(yy), NL(zz):** Niet-lineaire parameters; **F(x):** Weerstand in X-richting; **F(y):** Weerstand in Y-richting; **F(z):** Weerstand in Z-richting; **M(x):** Weerstandsmoment in X-richting; **M(y):** Weerstandsmoment in Y-richting; **M(z):** Weerstandsmoment in Z-richting;

BELASTINGEN

Norm Eurocode-NL
Geval : ST1



ST1: Oppervlak lijnlast

	<i>Richting</i>	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	p_m [kNm/m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	<i>Richting</i>	dL [m]
1	Globaal	0	0	-25,00	0	0	0	0,376	-	0
		0	0	-25,00	0	8,000	0	0,376	-	8,000

px, py, pz: Belastingkracht component; **pm:** Belastingsmoment component; **X:** Belasting in X-richting; **Y:** Belasting in Y-richting; **Z:** Belasting in Z-richting;

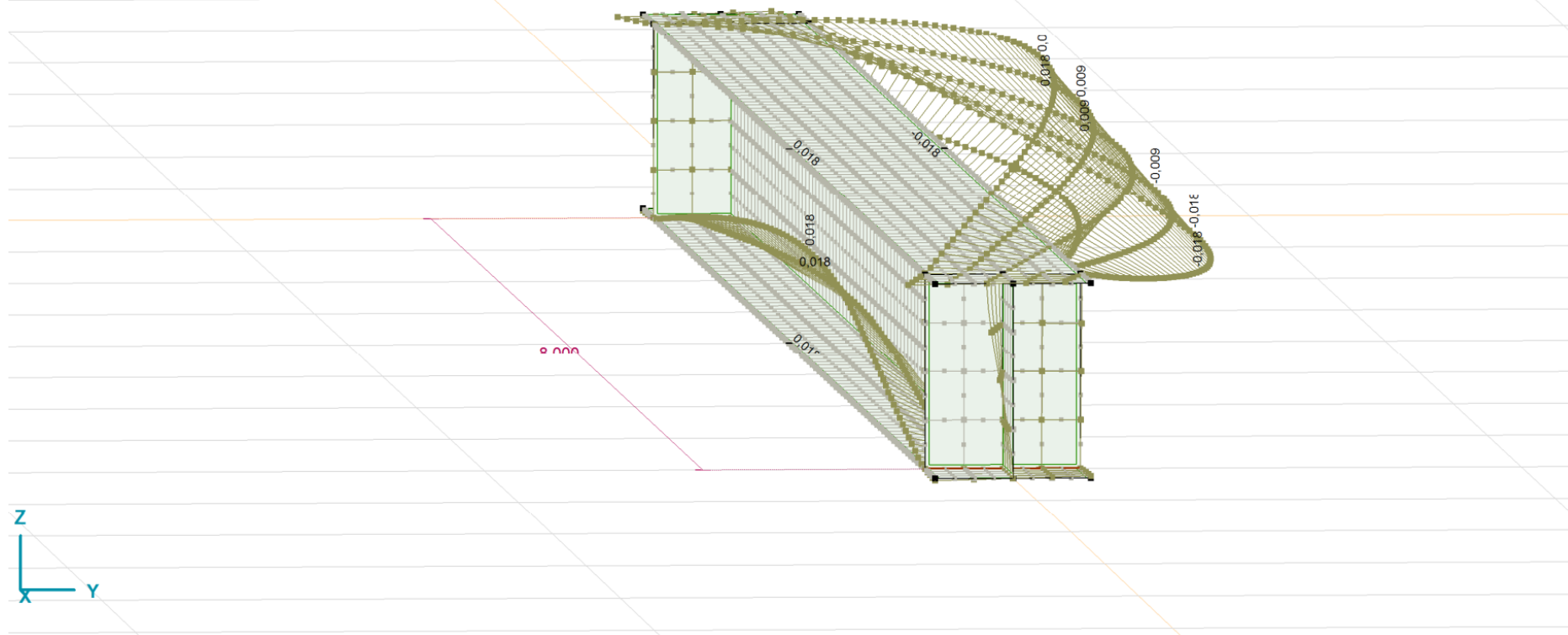
RESULTATEN

Maatgevende belastingsfactoren [ST1]

	α_{cr}	<i>Fout</i>
1	5,032	1,20E-9
2	18,668	2,40E-10
3	38,735	6,83E-2

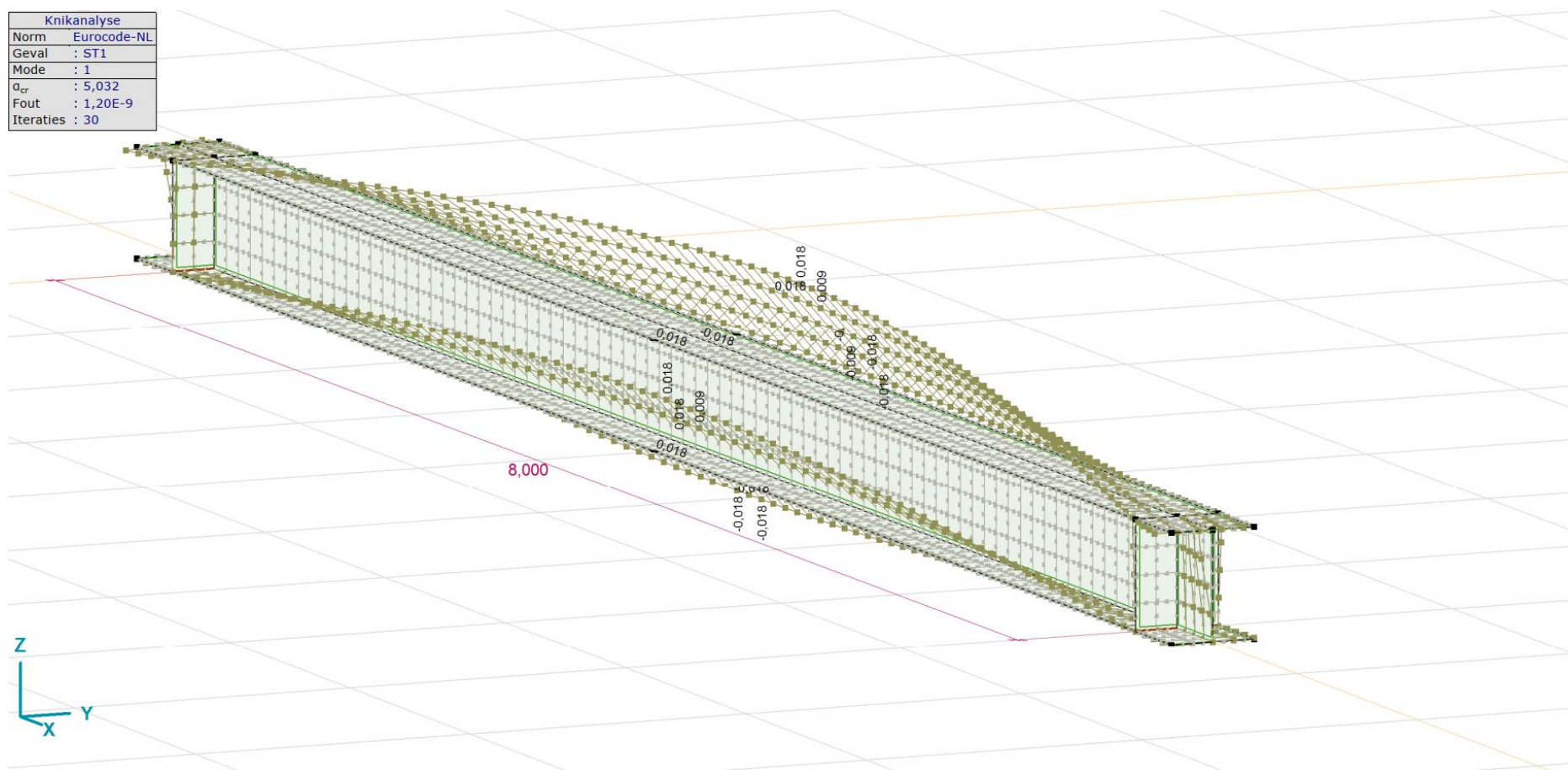
α_{cr} : Maatgevende belasting parameter; **Fout:** Fout in oplossing;

Knikanalyse	
Norm	Eurocode-NL
Geval	: ST1
Mode	: 1
α_{cr}	: 5,032
Fout	: 1,20E-9
Iteraties	: 30



Figuur 61 [Stab], ST1 Modus 1 (5,032), eZ, Lijnen-1

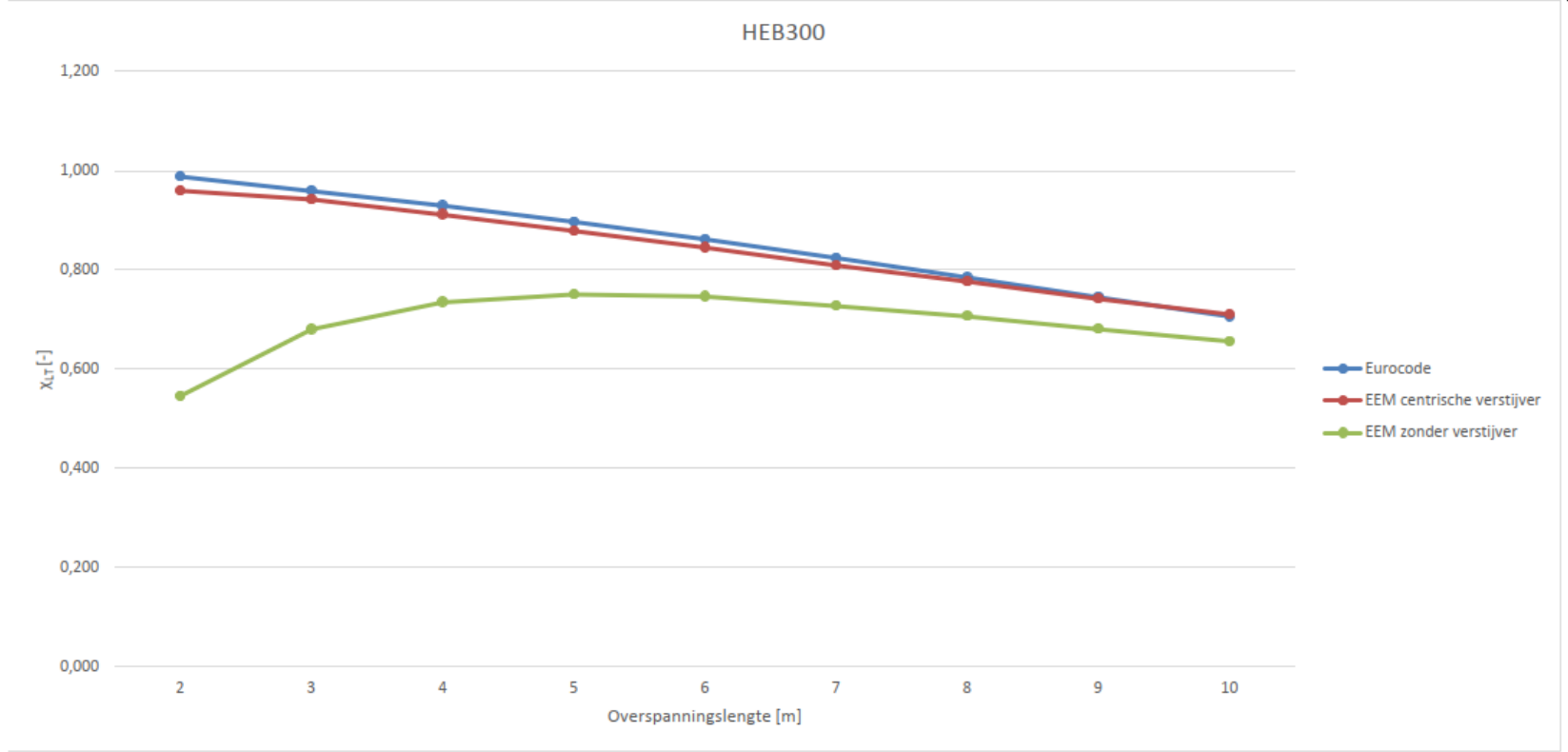
Knikanalyse	
Norm	Eurocode-NL
Geval	: ST1
Mode	: 1
α_{cr}	: 5,032
Fout	: 1,20E-9
Iteraties	: 30



Figuur 62 [Stab], ST1 Modus 1 (5,032), eZ, Lijnen-2

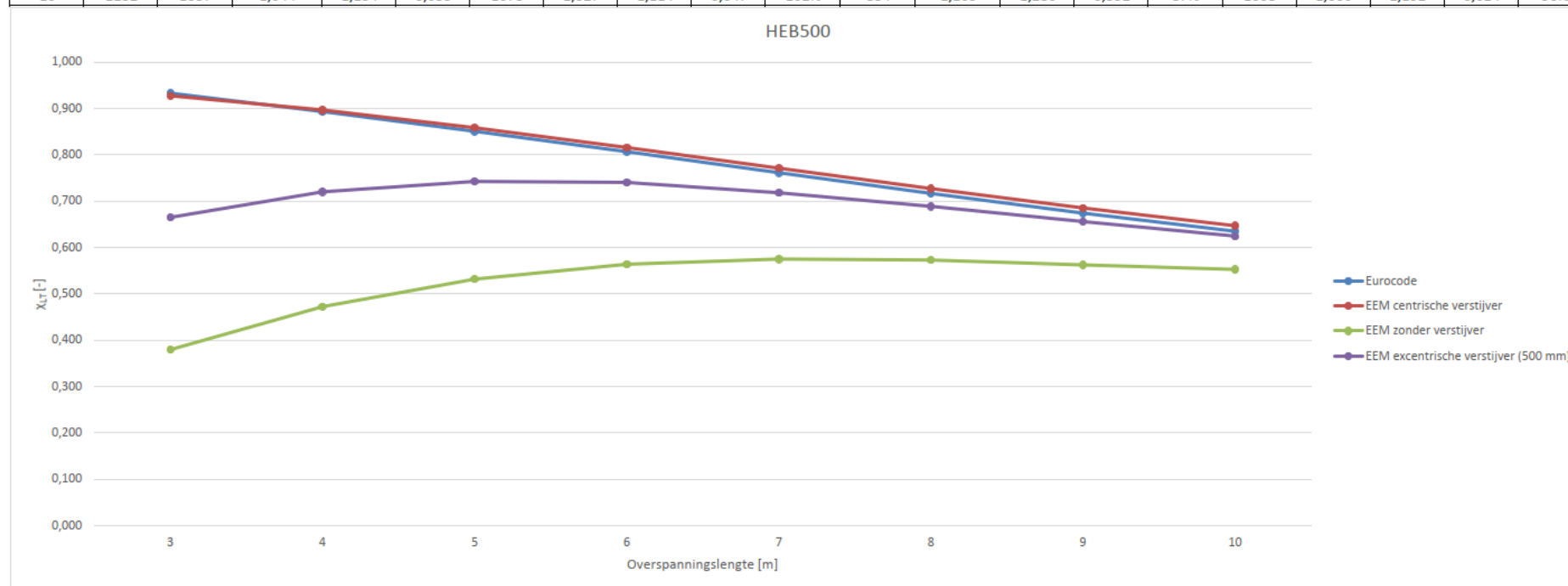
F.4 RESULTATEN

HEB300		Eurocode				EEM centrische verstijver					EEM zonder verstijver				
L	M _{rd}	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	verschil
[m]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]
2	439	6619	0,258	0,539	0,987	3113	0,376	0,589	0,959	97%	318	1,176	1,294	0,545	55%
3	439	3106	0,376	0,589	0,959	2264	0,440	0,622	0,942	98%	458	0,979	1,061	0,680	71%
4	439	1871	0,484	0,647	0,929	1506	0,540	0,682	0,911	98%	544	0,898	0,977	0,735	79%
5	439	1296	0,582	0,710	0,897	1106	0,630	0,744	0,878	98%	574	0,875	0,954	0,750	84%
6	439	979	0,670	0,774	0,861	880	0,706	0,803	0,845	98%	565	0,881	0,960	0,746	87%
7	439	784	0,749	0,838	0,824	728	0,777	0,862	0,809	98%	530	0,910	0,989	0,727	88%
8	439	654	0,819	0,901	0,784	633	0,833	0,914	0,776	99%	496	0,941	1,021	0,706	90%
9	439	563	0,884	0,962	0,745	556	0,889	0,967	0,741	100%	458	0,979	1,061	0,680	91%
10	439	495	0,942	1,022	0,706	501	0,936	1,016	0,710	101%	427	1,014	1,100	0,656	93%



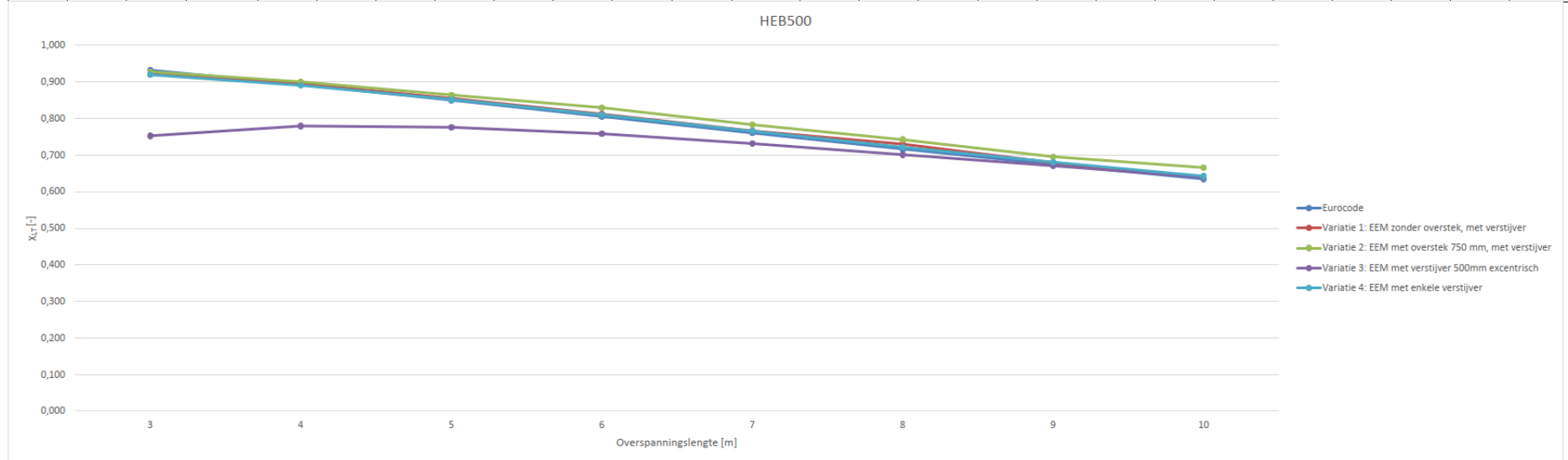
F.5 RESULTATEN

	HEB500	Eurocode				EEM centrische verstijver					EEM zonder verstijver					EEM excentrische verstijver (500 mm)				
L	M _{rd}	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}	verschil
[m]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]
3	1132	5079	0,472	0,640	0,933	4679	0,492	0,652	0,927	99%	514	1,484	1,736	0,379	41%	1130	1,001	1,085	0,665	72%
4	1132	3230	0,592	0,716	0,893	3333	0,583	0,710	0,896	100%	673	1,296	1,455	0,472	53%	1333	0,921	1,000	0,720	80%
5	1132	2351	0,694	0,793	0,851	2463	0,678	0,780	0,858	101%	789	1,197	1,321	0,532	63%	1438	0,887	0,966	0,742	87%
6	1132	1853	0,781	0,866	0,806	1935	0,765	0,852	0,815	101%	859	1,148	1,259	0,564	70%	1426	0,891	0,969	0,740	91%
7	1132	1537	0,858	0,937	0,761	1596	0,842	0,922	0,771	101%	885	1,131	1,237	0,575	76%	1325	0,924	1,003	0,718	93%
8	1132	1319	0,926	1,005	0,716	1365	0,911	0,989	0,727	101%	880	1,134	1,241	0,573	80%	1210	0,967	1,048	0,689	95%
9	1132	1160	0,988	1,071	0,674	1198	0,972	1,053	0,685	102%	856	1,150	1,261	0,562	83%	1101	1,014	1,099	0,656	96%
10	1132	1037	1,044	1,134	0,635	1073	1,027	1,114	0,647	102%	834	1,165	1,280	0,552	87%	1008	1,060	1,152	0,624	96%



F.6 RESULTATEN

	HEB500	Eurocode					Variatie 1: EEM zonder overstek, met verstijver					Variatie 2: EEM met overstek 750 mm, met verstijver					Variatie 3: EEM met verstijver 500mm excentrisch					Variatie 4: EEM met enkele verstijver				
[m]	M _{Id}	M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	verschil	
L	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	
3	1132	5079	0,472	0,640	0,933	4616	0,495	0,654	0,926	99%	4781	0,486	0,648	0,928	100%	1491	0,871	0,950	0,753	81%	4266	0,515	0,666	0,920	99%	
4	1132	3230	0,592	0,716	0,893	3288	0,587	0,713	0,895	100%	3461	0,572	0,703	0,900	101%	1654	0,827	0,908	0,780	87%	3158	0,599	0,721	0,891	100%	
5	1132	2351	0,694	0,793	0,851	2426	0,683	0,784	0,856	101%	2575	0,663	0,768	0,864	102%	1628	0,834	0,914	0,776	90%	2381	0,689	0,789	0,853	100%	
6	1132	1853	0,781	0,866	0,806	1904	0,771	0,857	0,812	101%	2082	0,737	0,828	0,830	103%	1523	0,862	0,941	0,758	91%	1889	0,774	0,860	0,810	101%	
7	1132	1537	0,858	0,937	0,761	1569	0,849	0,929	0,766	101%	1679	0,821	0,902	0,784	103%	1387	0,903	0,982	0,732	93%	1566	0,850	0,930	0,766	101%	
8	1132	1319	0,926	1,005	0,716	1381	0,905	0,984	0,731	102%	1438	0,887	0,966	0,742	104%	1257	0,949	1,029	0,701	94%	1343	0,918	0,997	0,722	101%	
9	1132	1160	0,988	1,071	0,674	1178	0,980	1,062	0,679	101%	1236	0,957	1,037	0,696	103%	1149	0,992	1,076	0,671	96%	1182	0,978	1,060	0,681	101%	
10	1132	1037	1,044	1,134	0,635	1055	1,036	1,124	0,641	101%	1132	1,000	1,084	0,666	105%	1050	1,038	1,127	0,639	96%	1060	1,033	1,121	0,642	101%	

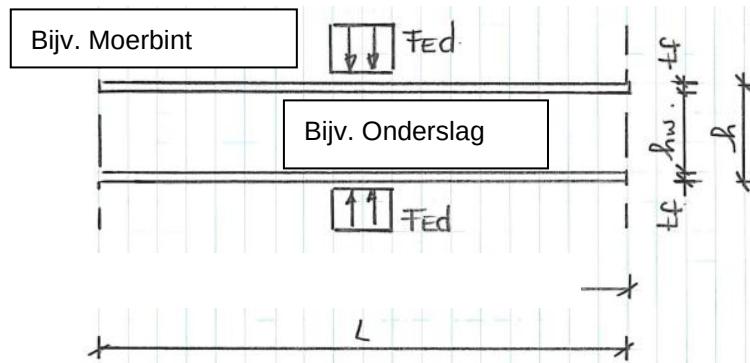


F.7 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 1

Om de verschillen tussen de drie methoden te illustreren zijn vier gevallen beschouwd. Voor alle gevallen geldt de belastingsituatie zoals hieronder weergegeven.

Voor alle gevallen gelden de volgende randvoorwaarden:

- Randafstanden zijn zodanig gekozen dat evident sprake is van een middensituatie. Dit houdt



Figuur 63

in dat de randafstand groter is dan minimaal 1.5 de hoogte van de ligger.

- De ligger is in hoofdrichting niet significant belast door moment en/of normaalkracht. De uitnutting in hoofdrichting is kleiner dan 40%, zodat geen sprake is van interactie.
- Er is sprake van belastingdoorleiding. Dit houdt in dat de belasting op de bovenflens via het lijf doorgegeven wordt aan de onderflens.
- Binnen de effectieve lengte zijn geen dwars- dan wel langsverstijvingen aanwezig.

Geval 1 betreft een HE400B belast door een geconcentreerde belasting met een contactlengte van 50 mm

Geval 2 betreft een HE400B belast door een gespreide belasting met een contactlengte van 350 mm

Geval 3 betreft een HE800B belast door een geconcentreerde belasting met een contactlengte van 50 mm

Geval 4 betreft een HE800B belast door een gespreide belasting met een contactlengte van 350 mm

F.7.1 METHODE 1:

De eerste methode is de breedst verspreide methode in Nederland. De methode is terug te vinden in de nationale bijlage van de NEN-EN 1993-1-1 en is integraal overgenomen uit de NEN 6770. Bij methode 1 zijn drie toetsingscriteria van toepassing, waarbij de kleinste uitkomst van de drie toetsingen leidend is.

Vloeien van het lijf

NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.2 (NB)

$$F_{1,Rd} = (c + d_1) \cdot t_w \cdot f_y \quad (NB.81)$$

Met:

$$d_1 = 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f \cdot f_{yf}}{t_w \cdot f_{yw}}} \quad (NB.83)$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
c [mm]	50	350	50	350
d ₁ [mm]	226	226	273	273
t _w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
t _f [mm]	24	24	33	33
f _y [N/mm ²]	235	235	235	235
F _{1,Rd} [kN]	876	1828	1329	2563

Tabel 5

Lokaal plooien van het lijf

NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.3 (NB)

$$F_{2,Rd} = 0.5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_y} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \cdot \frac{t_w}{t_f} \cdot \frac{c}{h_w} \right) \quad (NB.86)$$

Met:

$$\text{limiet: } \frac{c}{h_w} \leq 0.2$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
c [mm]	50	350	50	350
h _w [mm]	352	352	734	734
c / h _w [-]	0.142	0.200	0.068	0.200
E [N/mm ²]	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵
f _y [N/mm ²]	235	235	235	235
t _w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
t _f [mm]	24	24	33	33
F _{2,Rd} [kN]	1007	1070	1594	1819

Tabel 6

Globaal plooien van het lijf
NEN-EN 1993-1-1 §6.5.3.4 (NB)

$$F_{3Rd} = b_{eff} \cdot t_w \cdot \chi \cdot f_y$$

Met:

$$L_{cr} = h; \quad b_{eff} = \sqrt{h^2 + c^2}; \quad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad i_z = \frac{t_w}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_{z,rel} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1}; \quad \Phi = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]; \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
h / L _{cr} [mm]	400	400	800	800
c [mm]	50	350	50	350
b _{eff} [mm]	403	531	801	873
E [N/mm ²]	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵	2.1 * 10 ⁵
f _y [N/mm ²]	235	235	235	235
λ ₁ [-]	93.9	93.9	93.9	93.9
t _w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
i _z [mm]	3.89	3.89	5.05	5.05
λ _{rel} [-]	1.09	1.09	1.68	1.68
α [-]	0.49	0.49	0.49	0.49
Φ [-]	1.31	1.31	2.27	2.27
χ [-]	0.489	0.489	0.263	0.263
F _{3,Rd} [kN]	624	823	863	938

Tabel 7

Rekenwaarde van de weerstand volgens methode 1 betreft:

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
F _{1,Rd} [kN]	876	1828	1329	2563
F _{2,Rd} [kN]	1007	1070	1594	1819
F _{3,Rd} [kN]	624	823	863	938
F _{Rd} [kN]	624	823	863	938

Tabel 8

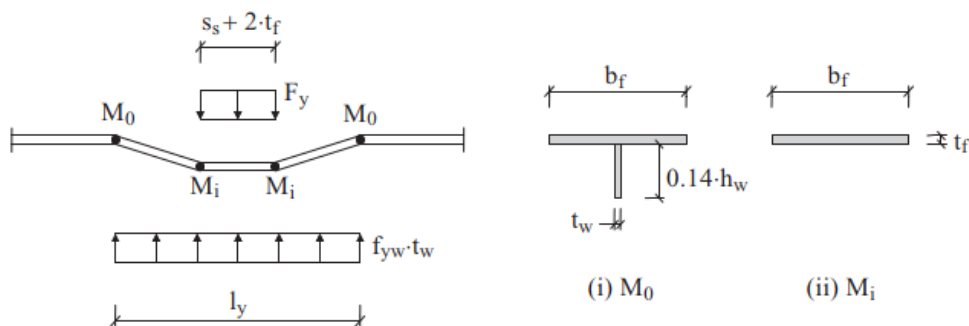
Merk op dat in alle gevallen globaal plooien van het lijf (kolomknik) maatgevend is. Zoals eerder al opgemerkt is de bezwijklast bepaald op basis van kolomknik. De positieve bijdrage van het naastgelegen liggerlijf is verwaarloosd.

F.7.2 METHODE 2

De tweede methode is terug te vinden in hoofdstuk 6 uit de NEN-EN 1993-1-5. Bij deze methode is sprake van één formule waarbij diverse factoren op de betreffende situatie dienen te zijn afgestemd.

Effectieve lengte

De effectieve lengte waarover de spanningen in het lijf zich verdelen is bepaald met behulp van vier plastische schanieren die ontstaan in de flens. Ter verduidelijk is hieronder een figuur van dit principe weergegeven. De factoren zijn bepaald ocnform de NEN-EN 1993-1-5 §6.5. Ter vereenvoudiging is de invloed van m_2 verwaarloosd.

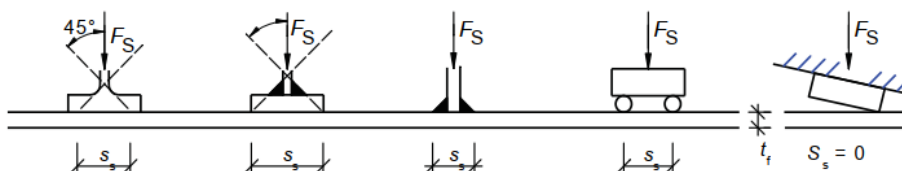


Figuur 64

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1})$$

Met:

Het contactvlak tussen belasting en flens (s_s) is bepaald op basis van figuur 6.2 uit de NEN-EN 1993-1-5 en ter verduidelijking hieronder weergegeven.



Figuur 65

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
s_s [-]	50	350	50	350
t_f [mm]	24	24	33	33
b_f [mm]	300	300	300	300
t_w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
f_{yf} / f_{yw} [N/mm ²]	235	235	235	235
m_1 [-]	22.2	22.2	17.1	17.1
L_y [mm]	324	624	389	689

Tabel 9

Reductiefactor en relatieve slankheid

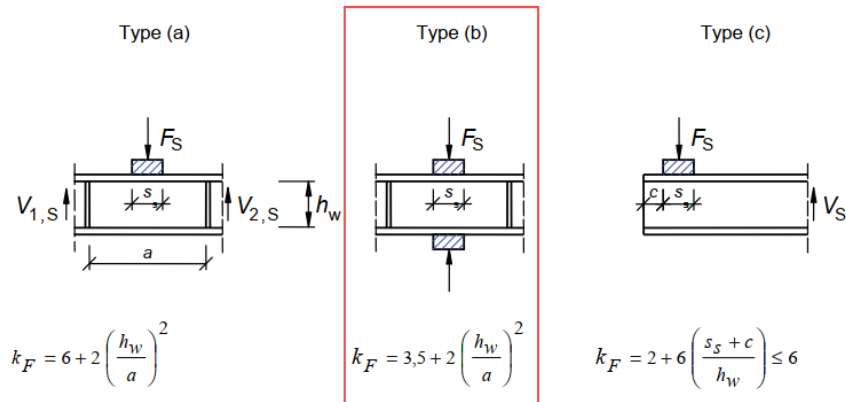
Zie NEN-EN 1993-1-5 §6.4.

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{L_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}}; \quad \chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F}$$

Met:

$$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$$

Door de coëfficiënt k_F wordt de geometrie en belastingtype in rekening gebracht. Omdat iedere situatie in een unieke oplossing resulteert kiest de norm ervoor om op basis van computersimulaties drie varianten te onderscheiden. Deze zijn als volgt gedefinieerd:



Figuur 66

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
L_y [mm]	324	624	389	689
t_w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
f_{yw} [N/mm ²]	235	235	235	235
k_F [-]	3.5	3.5	3.5	3.5
E [N/mm ²]	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$
h_w [mm]	352	352	734	734
F_{cr} [kN]	4623	4623	4830	4830
λ_F [-]	0.472	0.654	0.576	0.766
χ_F [-]	1.000	0.764	0.868	0.653

Tabel 10

Rekenwaarde van de weerstand

Zie NEN-EN 1993-1-5 §6.2.

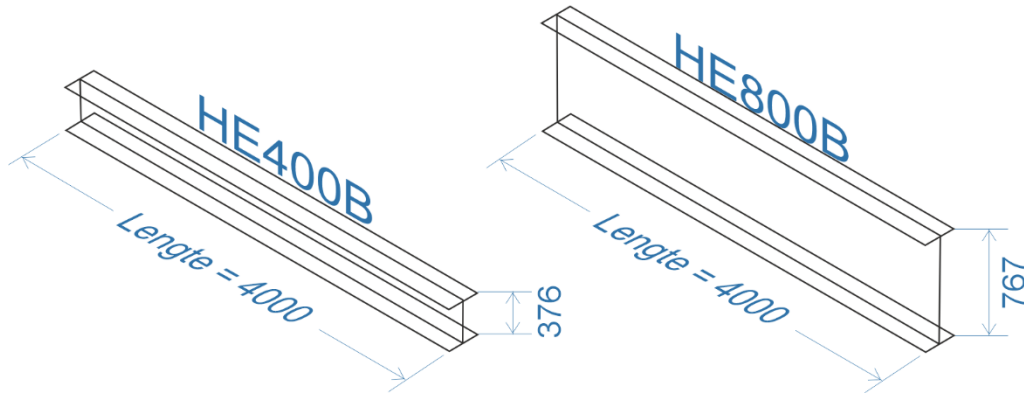
$$F_{Rd} = f_{yw} \cdot \chi_F \cdot l_y \cdot t_w$$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
f_{yw} [N/mm ²]	235	235	235	235
χ_F [-]	1.000	0.764	0.868	0.653
L_y [mm]	324	624	389	689
t_w [mm]	13.5	13.5	17.5	17.5
F_{Rd} [kN]	1027	1512	1389	1850

Tabel 11

F.7.3 METHODE 3

Bij de derde methode wordt gebruik gemaakt van een volledige EEM-analyse. Hieronder wordt de werkwijze beschreven.



Figuur 67

Uit het EEM-programma is niet direct de relatieve slankheid te bepalen. De relatieve slankheid is verkregen met behulp van formule 6.50 uit de NEN-EN 1993-1-1.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}}{F_{cr}}} \text{ (formule 6.50)}$$

Omdat het profiel niet gelijkmatig wordt belast is het bepalen van F_{Rd} lastig. De elastische spanningsverdeling ($\sigma_{E,el,d}$) en instabiliteitsfactor (α_{cr}) levert het EEM-rekenprogramma eenduidig aan, dit geldt niet voor de plastische spanningsverdeling ($\sigma_{E,pl,d}$)¹. Ter vereenvoudiging is gekozen om bij de EEM-analyse niet de plastische weerstand te benutten. Dit houdt in dat de plastische herverdeling over het contactvlak buiten beschouwing is gelaten. De gevonden waarden vanuit de EEM-analyse zijn naar verwachting kleiner dan volgt uit de tweede methode.

Door formule 6.50 te herschrijven is aan de hand van deze gegevens de relatieve slankheid (λ_{rel}) te bepalen:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed}}; \beta = \frac{\sigma_{Rd}(=f_{yd})}{\sigma_{Ed}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}(=A \cdot \sigma_{Rd})}{F_{cr}(=A \cdot \sigma_{cr})}} \rightarrow \sqrt{\frac{\sigma_{Rd}}{\sigma_{cr}}} \rightarrow \sqrt{\frac{f_{yd}/\sigma_{Ed}}{\sigma_{cr}/\sigma_{Ed}}} \rightarrow \sqrt{\frac{\beta}{\alpha_{cr}}}$$

Met het EEM-programma is de spanningsverdeling bepaald met behulp van een lineair-elastische analyse. Omdat het profiel niet evenredig wordt belast wordt de gemiddelde waarde per element gehanteerd. De elastische instabiliteitsfactor is bepaald met behulp van de stabiliteitsmodule van SCIA.

¹ De plastische spanningsverdeling is afhankelijk van de belastinggraad. Om de belastinggraad te vinden waarbij de constructie op sterkte (dus niet stabiliteit) bezwijkt voorafgaand is niet eenvoudig.

Om de relatieve slankheid te vertalen naar een reductiefactor (χ) is gebruik gemaakt van de (conservatieve) knikkromme uit de NEN-EN 1993-1-5 §6.4.

$$\chi = \frac{0.5}{\bar{\lambda}} \text{ (formule 6.3)}$$

$$F_{Rd} = \chi \cdot F_{model} \cdot \beta$$

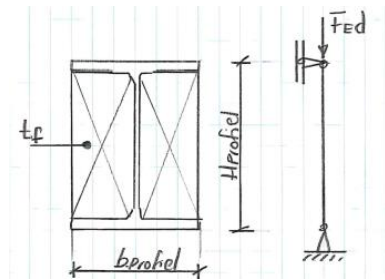
	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 4
F_{model} [kN]	1000	1000	1000	1000
σ_{Ed} [N/mm ²]	347	214	138	119
f_{yd} [N/mm ²]	235	235	235	235
α [-]	3.30	3.81	3.05	3.17
F_{cr} [kN]	3300	3810	3050	3170
β_{el} [-]	0.677	1.098	1.702	1.975
λ_{rel} [-]	0.453	0.534	0.747	0.789
χ [-]	1.000	0.931	0.669	0.633
F_{Rd} [kN]	677	1023	1139	1251

Tabel 12

F.8 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 2

F.8.1 TOETINGSMETHODE 1

Bij deze toetsingsmethode is aangenomen dat de kracht volledig door het schot gaat en dat het liggerlijf géén (stabiliteits)bijdrage levert. Dit is een conservatieve en snelle methode om een schot te dimensioneren. Vanwege het gebrek aan samenhang is het dominante bezwijkfenomeen knik om de zwakke as van het schot.

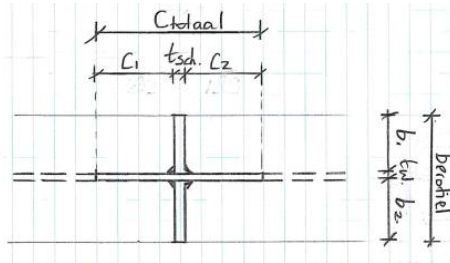


Figuur 68

L_{knik}	$= 400 \text{ mm}^1$		
$B_{profiel}$	$= 300 \text{ mm}^1$	t_{schot}	$= 15 \text{ mm}^1$
A	$= 300 * 15$		$= 4500 \text{ mm}^2$
I_z	$= 1/12 * B_{profiel} * t_{schot}^3$		$= 84375 \text{ mm}^4$
i_z	$= \sqrt{I_z / A}$		$= 4.33 \text{ mm}^1$
N_{cr}	$= EI * \pi^2 / L_{knik}^2$		$= 1093 \text{ kN}$
N_{Rd}	$= A * f_{yd}$		$= 1056 \text{ kN}$
ϵ	$= \sqrt{235/235}$		$= 1.0 [-]$
λ_1	$= 93.9 * \epsilon$		$= 93.9 [-]$
$\lambda_{rel,z}$	$= 400 / (\lambda_1 * i_z)$		$= 0.984 [-]$
	$= \sqrt{1056/1093}$		$= 0.983 [-]$ (verschil in afronding)
knikkromme C	α_z	$= 0.49 [-]$	
Φ_z	$= \frac{1}{2} * (1 + \alpha_z * (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2)$		$= 1.18 [-]$
$X_{z,red}$	$= 1 / (\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2})$		$= 0.549 [-]$
N_{bRd}	$= X_{z,red} * A_{schot} * f_{yd}$		$= 580.6 \text{ kN}$

F.8.2 TOETSINGSMETHODE 2

Bij deze toetsingsmethode wordt een fictief profiel samengesteld uit het lijf en het schot. De meewerkende breedte van het lijf is bepaald op basis van de NEN-EN 1993-1-1 tabel 5.2. De belasting wordt verondersteld zich gelijkmatig te verdelen over de doorsnede.



Figuur 69

f_{yd}	$= 235 \text{ N/mm}^2$		
E	$= 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$	G	$= 0.81 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
L_{knik}	$= 400 \text{ mm}^1$	A	$= 9603 \text{ mm}^2$
t_w	$= 13.5 \text{ mm}^1$	t_{schot}	$= 15 \text{ mm}^1$
I_y	$= 3382.8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	i_y	$= 59 \text{ mm}^1$
I_z	$= 6836.6 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	i_z	$= 84 \text{ mm}^1$
ϵ	$= \sqrt{(235/f_{yd})}$		$= 1.0 [-]$

De meewerkende breedte van het lijf is bepaald met behulp van tabel 5.2 uit de NEN-EN 1993-1-1. Hierbij is de limietwaarde behorende bij profielklasse 3 gehanteerd.

C_i	$= 14 \cdot \epsilon \cdot t_w$	$= 189 \text{ mm}^1$
C_{totaal}	$= C_1 + t_{schot} + C_2$	$= 393 \text{ mm}^1$
$b_{profiel}$	$= 300 \text{ mm}^1$	$b_1/b_2 = 143.3 \text{ mm}^1$
N_{Rd}	$= f_{yd} \cdot A$	$= 2257 \text{ kN}$

• Knikstabiliteit

λ_1	$= 93.9 \cdot \epsilon$	$= 93.9 [-]$
$\lambda_{rel,z}$	$= L_{knik} / (\lambda_1 \cdot i_z)$	$= 0.072 [-]$
$\lambda_{rel,limiet}$	$= 0.2 [-]$	(geen sprake van knik)
$X_{z,red}$	$= 1.00 [-]$	
N_{bRd}	$= X_{z,red} \cdot A \cdot f_{yd}$	$= 2257 \text{ kN}$

- **Torsiestabilität**

$$i_o^2$$

$$= i_y^2 + i_z^2$$

$$= 10537 \text{ mm}^2$$

$$I_T$$

$$= 64.4 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.58 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$L_{cr,T}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T}$$

$$= 1 / i_o^2 \cdot (G \cdot I_T + \pi^2 \cdot EI_w / L_{cr,T}^2)$$

$$=$$

$$6893 \text{ kN}$$

$$\lambda_{rel,T}$$

$$= \sqrt{(2257 / 6893)}$$

$$= 0.572 [-]$$

Knikkromme C

$$\alpha_T = 0.49 [-]$$

$$\Phi_z = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_T - 0.2) + \lambda_T^2)$$

$$= 0.755 [-]$$

$$X_{z,red}$$

$$= 1 / (\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \lambda_T^2)})$$

$$= 0.802 [-]$$

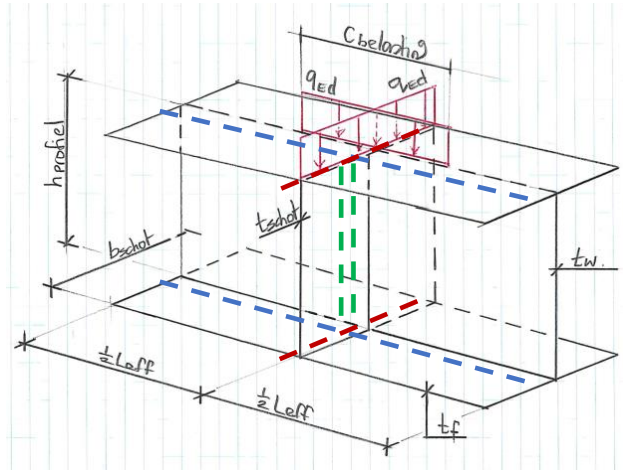
$$N_{bRd}$$

$$= X_{z,red} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$= 1809 \text{ kN}$$

F.8.3 TOETINGSMETHODE 3

Bij deze toetsingsmethode is het gehele profiel gemodelleerd met 2d-platen. Ter vereenvoudiging zijn de effecten van de afrondingstraal verwaarloosd. De meewerkende breedte van het lijf wordt op basis van de algemene mechanica bepaald door het rekenprogramma. Voor de verdeling van de belasting over het profiel is een aanname gedaan.



Figuur 70

f_{yd}	$= 235 \text{ N/mm}^2$		
E	$= 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$	G	$= 0.81 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
b_{schot}	$= 300 \text{ mm}^1$	$h_{profiel}$	$= 400 \text{ mm}^1$
t_{schot}	$= 15 \text{ mm}^1$	t_w	$= 13.5 \text{ mm}^1$
t_f	$= 24 \text{ mm}^1$		

De locatie van de belasting heeft invloed op de optredende spanning (σ_{Ed}) en daarmee op stabiliteit. In dit vergelijk is een symmetrische belasting, evenredig verdeeld over het lijf en de schotten aangenomen met een arbitraire lengte ($c_{belasting}$) van 300 mm.

$$F_{Ed} = 1000 \text{ kN} \quad c_{belasting} = 300 \text{ mm}^1$$

$$q_{Ed} = 1000 / (0.3 + 0.3) = 1666 \text{ kN/m}^1$$

De effectieve lengte is voldoende lang gemaakt, zodat geen randeffecten ontstaan.

$$L_{eff} = 1500 \text{ mm}$$

Uit het EEM-programma is niet direct de relatieve slankheid te bepalen. De relatieve slankheid is verkregen met behulp van formule 6.50 uit de NEN-EN 1993-1-1.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}}{F_{cr}}} \text{ (formule 6.50)}$$

Omdat het profiel niet gelijkmatig wordt belast is het bepalen van F_{Rd} lastig. De elastische spanningsverdeling (σ_{Ed}) en instabiliteitsfactor (α_{cr}) levert het EEM-rekenprogramma echter eenduidig aan. Door formule 6.50 te herschrijven is aan de hand van deze gegevens de relatieve slankheid (λ_{rel}) te bepalen:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed}}; \beta = \frac{\sigma_{Rd}(=f_{yd})}{\sigma_{Ed}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{Rd}(=A \cdot \sigma_{Rd})}{F_{cr}(=A \cdot \sigma_{cr})}} \rightarrow \sqrt{\frac{\sigma_{Rd}}{\sigma_{cr}}} \rightarrow \sqrt{\frac{f_{yd}/\sigma_{Ed}}{\sigma_{cr}/\sigma_{Ed}}} \rightarrow \sqrt{\frac{\beta}{\alpha_{cr}}}$$

Met het EEM-programma is de spanningsverdeling bepaald met behulp van een lineair-elastische analyse. Omdat het profiel niet evenredig wordt belast wordt de gemiddelde waarde per element gehanteerd. De elastische instabiliteitsfactor is bepaald met behulp van de stabiliteitsmodule van SCIA.

Omschrijving	σ_{Ed} [MPa]	β [-]	α_{cr} [-]	F_{cr} [kN]	λ_{rel} [-]	α [-]	Φ [-]	χ_{red} [-]	N_{bRd} [kN]
(1) scharnier (2) scharnier (3) scharnier	95.9	2.4 5	10.5 1	10510	0.48 3	0.4 9	0.68 6	0.85 3	2089
(1) scharnier (2) scharnier (3) vast	95.9	2.4 5	10.5 1	10510	0.48 3	0.4 9	0.68 6	0.85 3	2089
(1) scharnier (2) vast (3) scharnier	97.6	2.4 5	11.9	11900	0.45 4	0.4 9	0.66 5	0.86 9	2129
(1) scharnier (2) vast (3) vast	97.6	2.4 5	15.6 1	15610	0.39 6	0.4 9	0.62 7	0.89 9	2202
(1) vast (2) vast (3) vast	97.6	2.4 5	22.7 8	22780	0.32 8	0.4 9	0.58 5	0.93 5	2290

Tabel 13

F.8.4 REKENVOORBEELD DEELVRAAG 3

Geval 1 - HE400B

C belasting

= 50 mm

h_w

= 352 mm

Fdummy

= 1000 kN

f_{yd}

= 235 N/mm²

	$\sigma_{dummy,d}$ [N/mm ²]	β [-]	α_{cr} [-]	λ_{rel} [-]	χ_{red} [-]	e/h_w [-]	$N_{b,Rd}$	
							[kN]	[%]
centrisch	171	1.375	21.9 (*)	0.250	1.000	0.000	1375	103.0
exc. +50	245	0.959	15.8	0.247	1.000	0.142	959	41.6
exc. +100	314	0.748	9.12	0.286	1.000	0.284	748	10.5
exc. +150	337	0.698	6.52	0.327	1.000	0.426	698	3.1
exc. +200	346	0.680	5.34	0.357	1.000	0.568	680	0.4
exc. +250	346	0.679	4.76	0.378	1.000	0.710	679	0.3
exc. +300	347	0.677	4.44	0.391	1.000	0.852	677	0.0
exc. +350	347	0.677	4.23	0.400	1.000	0.994	677	0.0
exc. +400	347	0.677	4.08	0.407	1.000	1.136	677	0.0
exc. +450	347	0.677	3.95	0.414	1.000	1.278	677	0.0
exc. +500	347	0.677	3.85	0.419	1.000	1.420	677	0.0
exc. +550	347	0.677	3.77	0.424	1.000	1.563	677	0.0
exc. +600	347	0.677	3.7	0.428	1.000	1.705	677	0.0
exc. +650	347	0.677	3.64	0.431	1.000	1.847	677	0.0
Geen schot	347	0.677	3.3	0.453	1.000	-	677	0.0

Tabel 14

Geval 2 - HE400B

C belasting

= 350 mm

h_w

= 352 mm

Fdummy

= 1000 kN

f_{yd}

= 235 N/mm²

	$\sigma_{dummy,d}$ [N/mm ²]	β [-]	α_{cr} [-]	λ_{rel} [-]	χ_{red} [-]	e/h_w [-]	$N_{b,Rd}$	
							[kN]	[%]
centrisch	131	1.791	16.66 (*)	0.328	1.000	0.000	1791	75.1
exc. +50	161	1.461	12.94	0.336	1.000	0.142	1461	42.8
exc. +100	185	1.268	9.77	0.360	1.000	0.284	1268	24.0
exc. +150	203	1.160	7.82	0.385	1.000	0.426	1160	13.4
exc. +200	207	1.135	6.95	0.404	1.000	0.568	1135	11.0
exc. +250	209	1.122	6.19	0.426	1.000	0.710	1122	9.7
exc. +300	209	1.127	5.69	0.445	1.000	0.852	1127	10.2
exc. +350	214	1.098	5.11	0.464	1.000	0.994	1098	7.4
exc. +400	214	1.098	4.88	0.474	1.000	1.136	1098	7.4
exc. +450	214	1.098	4.71	0.483	1.000	1.278	1098	7.4
exc. +500	214	1.098	4.7	0.483	1.000	1.420	1098	7.4
exc. +550	214	1.098	4.7	0.483	1.000	1.563	1098	7.4
exc. +600	214	1.098	4.6	0.489	1.000	1.705	1098	7.4
exc. +650	214	1.098	4.51	0.493	1.000	1.847	1098	7.4
Geen schot	214	1.098	3.81	0.537	0.931	-	1023	0.0

Tabel 15

Geval 3 – HE800B

C belasting

= 50 mm

h_w

= 767 mm

Fdummy

= 1000 kN

f_{yd}

= 235 N/mm²

	$\sigma_{dummy,d}$ [N/mm ²]	β [-]	α_{cr} [-]	λ_{rel} [-]	χ_{red} [-]	e/h_w [-]	$N_{b,Rd}$	
							[kN]	[%]
centrisch	86	2.726	12.59 (*)	0.465	1.000	0.000	2726	139.2
exc. +50	92	2.557	14.41 (*)	0.421	1.000	0.065	2557	124.4
exc. +100	108	2.176	15.11	0.379	1.000	0.130	2176	91.0
exc. +150	122	1.931	11.30	0.413	1.000	0.196	1931	69.5
exc. +200	130	1.805	8.91	0.450	1.000	0.261	1805	58.4
exc. +250	135	1.743	7.36	0.487	1.000	0.326	1743	53.0
exc. +300	137	1.713	6.32	0.521	0.960	0.391	1645	44.4
exc. +350	138	1.703	5.61	0.551	0.908	0.456	1545	35.6
exc. +400	138	1.703	5.12	0.577	0.867	0.522	1476	29.6
exc. +450	138	1.703	4.76	0.598	0.836	0.587	1424	24.9
exc. +500	138	1.703	4.49	0.616	0.812	0.652	1383	21.3
exc.+550	138	1.703	4.29	0.630	0.794	0.717	1351	18.6
exc. +600	138	1.703	4.13	0.642	0.779	0.782	1326	16.4
exc. +650	138	1.703	4.01	0.652	0.767	0.847	1307	14.7
Geen schot	138	1.703	3.05	0.747	0.669	-	1139	0.0

Tabel 16

Geval 4 – HE800B

C belasting

= 350 mm

h_w

= 767 mm

Fdummy

= 1000 kN

f_{yd}

= 235 N/mm²

	$\sigma_{dummy,d}$ [N/mm ²]	β [-]	α_{cr} [-]	λ_{rel} [-]	χ_{red} [-]	e/h_w [-]	$N_{b,Rd}$	
							[kN]	[%]
centrisch	74	3.180	17.71 (*)	0.424	1.000	0.000	3180	154.2
exc. +50	82	2.880	18.26 (*)	0.397	1.000	0.065	2880	130.2
exc. +100	91	2.580	14.35	0.424	1.000	0.130	2580	106.2
exc. +150	101	2.338	11.29	0.455	1.000	0.196	2338	86.9
exc. +200	109	2.160	9.16	0.486	1.000	0.261	2160	72.7
exc. +250	114	2.060	7.70	0.517	0.967	0.326	1991	59.2
exc. +300	117	2.014	6.68	0.549	0.911	0.391	1834	46.6
exc. +350	118	1.998	5.96	0.579	0.864	0.456	1726	37.9
exc. +400	118	1.990	5.44	0.605	0.827	0.522	1645	31.5
exc. +450	118	1.985	5.06	0.626	0.798	0.587	1585	26.7
exc. +500	119	1.980	4.77	0.644	0.776	0.652	1537	22.8
exc.+550	119	1.975	4.54	0.660	0.758	0.717	1497	19.7
exc. +600	119	1.975	4.37	0.672	0.744	0.782	1469	17.4
exc. +650	119	1.975	4.23	0.683	0.732	0.847	1445	15.5
Geen schot	119	1.975	3.17	0.789	0.633	-	1251	0.0

Tabel 17

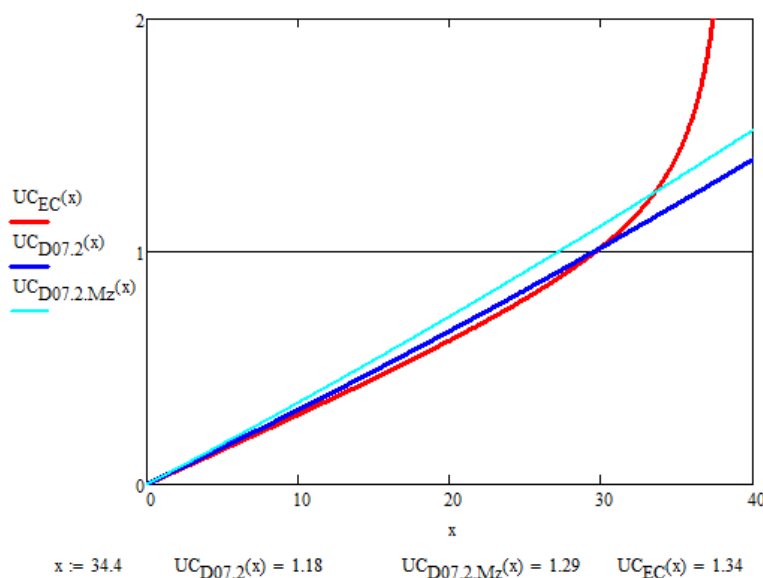
(*) Bij het centrisch plaatsen van het schot ontstaat de eerste instabiliteitsvorm in het schot als plooi. Dit in tegenstelling tot de overige situaties waarbij plooi in het liggerlijf ontstaat. Het wijzigen van de instabiliteitsvorm heeft in dit geval echter een beperkte invloed op toelaatbare bezwijklast.

BIJLAGE G. STUDIEWERK: INVLOED TORSIE OP KIP – REKENMETHODIEKEN

De rekenmethode conform Stubeco D07 H8.2 is vergeleken met de rekenmethode uit de Eurocode (NEN-EN 1993-6 bijlage A).

Uit een voorbeeld berekening komt een vergelijking tussen de methoden. Uitkomst van dit vergelijking is dat de UC conform D07 gelijk is aan 1,18, terwijl deze volgens de EC-methode gelijk zou zijn aan 1,34. Zie berekening op pagina 2 t/m 4.

Echter blijkt ook dat de UC van de EC-methode exponentieel stijgt (nadat deze groter is dan 1,0), terwijl deze tot aan een UC van 1,0 is nagenoeg lineair stijgt. Hierdoor geeft het grote verschil tussen de UC's een vertekend beeld. Zie ook onderstaande grafiek (Rood = EC-methode, Blauw = D07 methode en Cyaan = D07 methode + spanningen tgv Mz (deze lijkt achterwege gelaten te zijn).



Figuur 71

Aanvullend is er ook bekeken wat de invloed is van meer of minder horizontale belasting/torsie op de verhouding tussen de verschillende formules. Er is gevarieerd in het percentage horizontale belasting en torsie op basis van de verticale belasting (in D07 is deze 3%). Er is gevarieerd met 0,3%, 3%, 10% en 30%.

Er zijn twee liggervarianten bekeken:

- HEB1000 (S235), L=15m;
- HEB600 (S235), L=12m.

De grafieken die bij deze berekeningen horen, zijn weergegeven op pagina 5 t/m 8. De conclusie is:

- Bij lage horizontale belasting/torsie (0,3% en 3%) is het verschil tussen de D07-methode en EC-methode minimaal;
 - Dit is nader bevestigd door een voorbeeldberekening van Johan;
- Bij hogere horizontale belasting/torsie (10% en 30%) is het verschil tussen de twee methodes noemenswaardig, in het voordeel van de EC-methode;
 - D07-methode is dus conservatief (verschil van 10% tot wel bijna 30%);
- Het toevoegen van de spanningen uit Mz aan de D07-methode leidt tot te conservatieve resultaten t.o.v. de EC-methode.

Eerder is de rekenmethode conform Stubeco D07 H8.2 vergeleken met de rekenmethode uit de Eurocode (NEN-EN 1993-6 bijlage A).

Uit dit vergelijk werd de volgende conclusie getrokken:

- *Bij lage horizontale belasting/torsie (0,3% en 3%) is het verschil tussen de D07-methode en EC-methode minimaal;*
 - *Dit is nader bevestigd door een voorbeeldberekening van Johan;*
- *Bij hogere horizontale belasting/torsie (10% en 30%) is het verschil tussen de twee methodes noemenswaardig, in het voordeel van de EC-methode;*
 - *D07-methode is dus conservatief (verschil van 10% tot wel bijna 30%!);*
- *Het toevoegen van de spanningen uit Mz aan de D07-methode leidt tot conservatieve resultaten t.o.v. de EC-methode.*

Tijdens het overleg D07-3 / 4 ontstond de behoefte om een nader vergelijk te maken tussen liggers bij een “standaard” horizontale belasting van 3% op “standaard” typen onderslagen. Hierbij is het gewenst de uitersten van de gebruikelijke lengten van onderslagen te gebruiken.

Hiertoe is er een aanvullend vergelijk gemaakt met de volgende profielen:

- HEB500;
- HEB800;
- HEB1000.

Per profieltype zijn bij een aantal slankheden de UC-waarden van elke methode (EC-methode en D07+Mz methode) bepaald, waarbij de EC-methode gelijk is gesteld aan 1,0. De volgende slankheden zijn gebruikt:

- $L = l/d = 10$;
- $L = l/d = 15$;
- $L = l/d = 20$;
- $L = l/d = 25$.

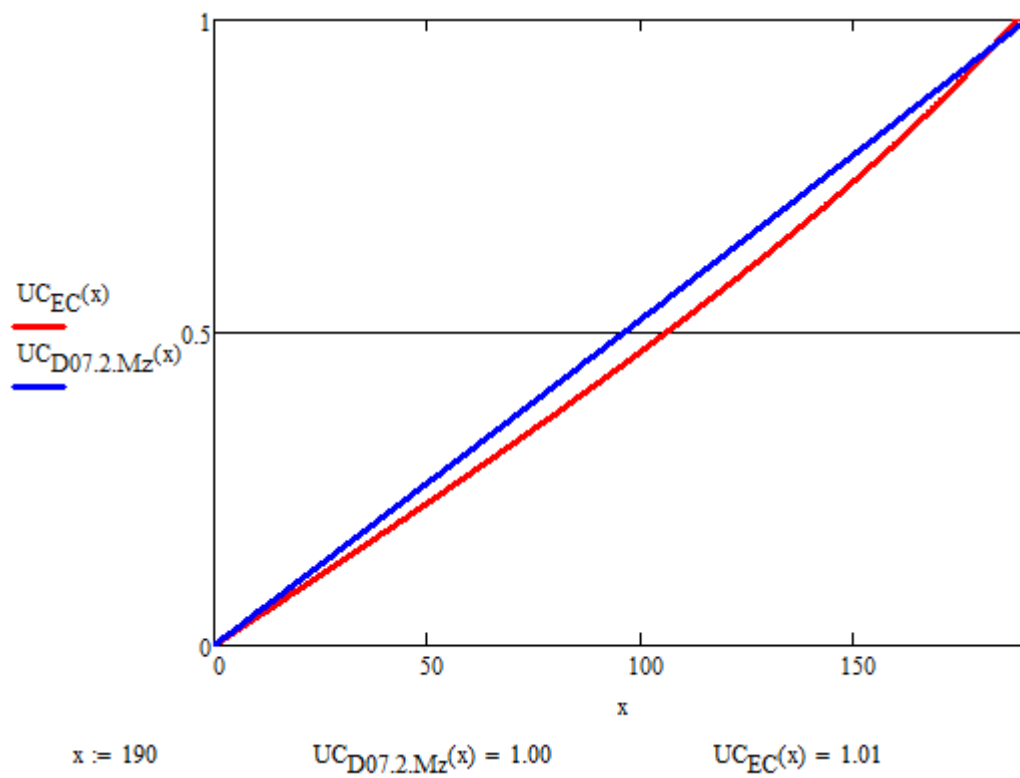
De resultaten van dit vergelijk zijn in onderstaande tabel weergegeven. De resultaten zijn ook weer uitgezet in grafieken, zie pag. 2 t/m 7.

Profiel	L = l/d = 10			L = l/d = 15			L = l/d = 20			L = l/d = 25		
	EC	D07	q	EC	D07	q	EC	D07	q	EC	D07	q
	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]
HEB500	1,01	1,00	190	1,01	1,05	79	0,99	1,08	41	0,99	1,11	24,5
HEB800	1,01	1,05	115	1,01	1,10	43	0,99	1,11	20,5	1,00	1,14	11,5
HEB1000	1,00	1,06	84	0,99	1,09	29,5	1,00	1,12	13,8	0,99	1,13	7,5

Tabel 18

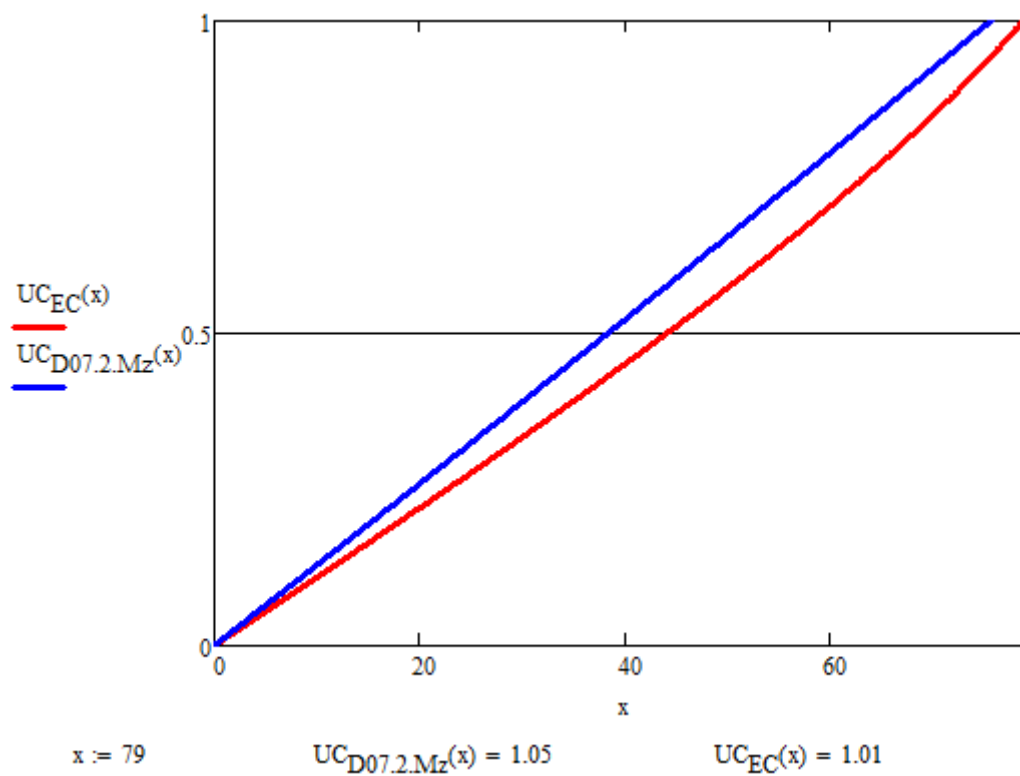
Conclusie: Uit het aanvullende vergelijk wordt geconcludeerd dat de D07+Mz-methode altijd een veilige berekening is. Naarmate de liggers langer worden, wordt het verschil tussen de twee methodes groter. Bij korte liggers is het verschil 0%-5%, bij lange liggers is het verschil 10%-15%.

HEB500, L=5m (l/d = 10)



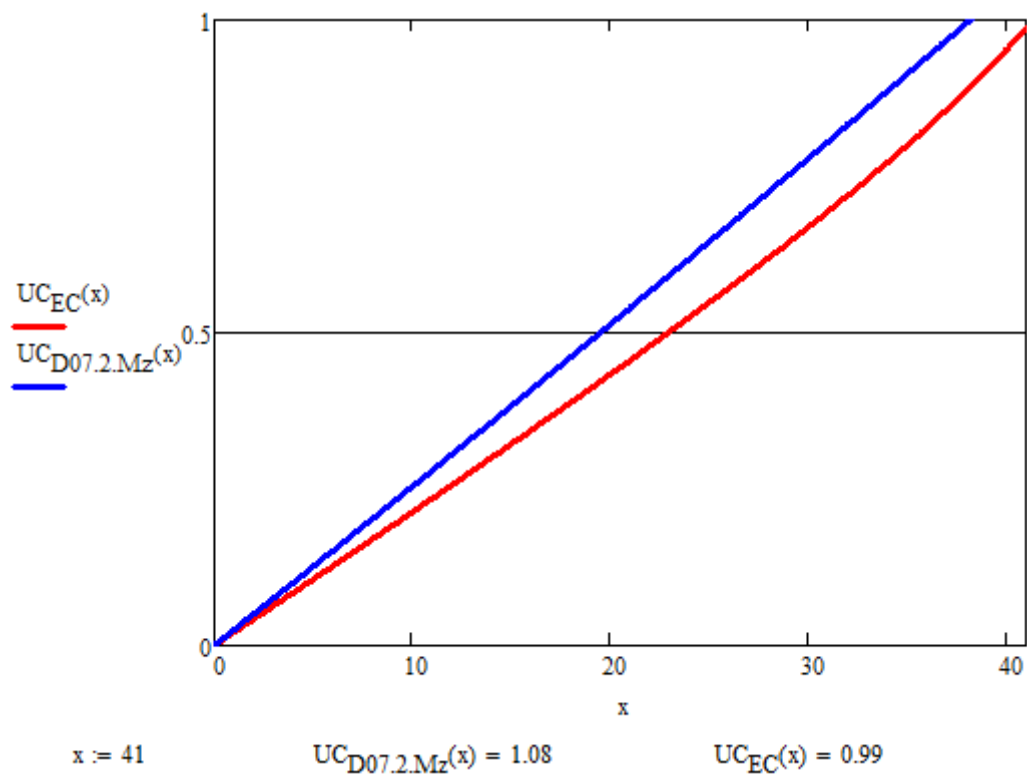
Figuur 72

HEB500, L=7,5m (l/d = 15)



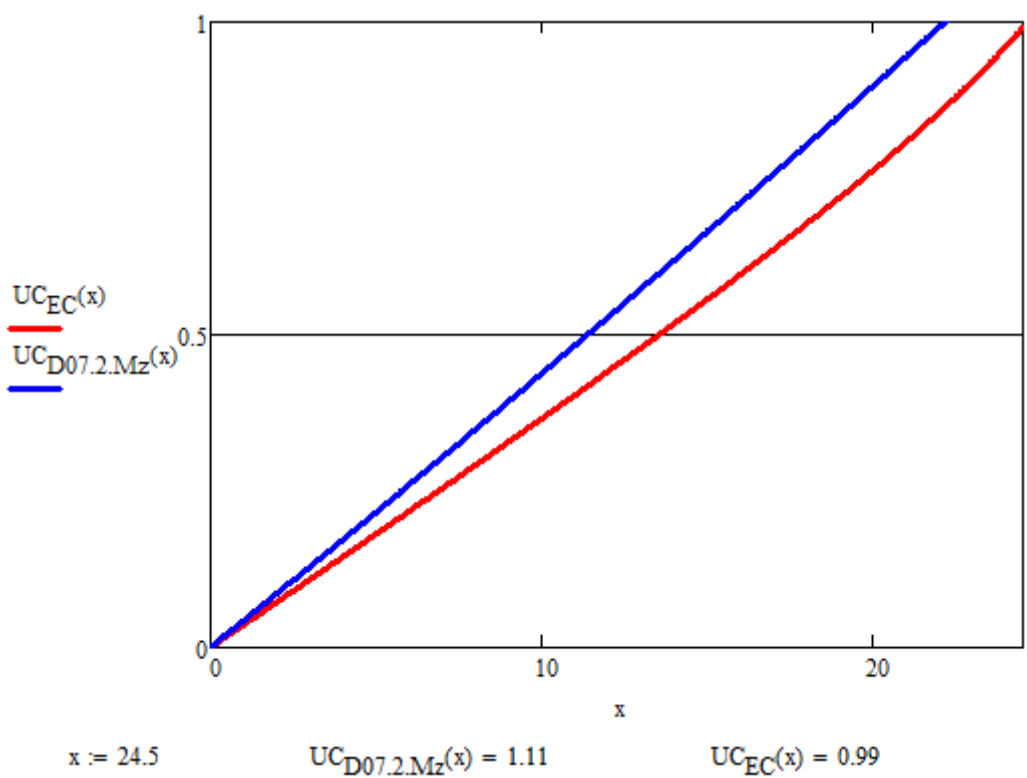
Figuur 73

HEB500, L=10m (l/d = 20)



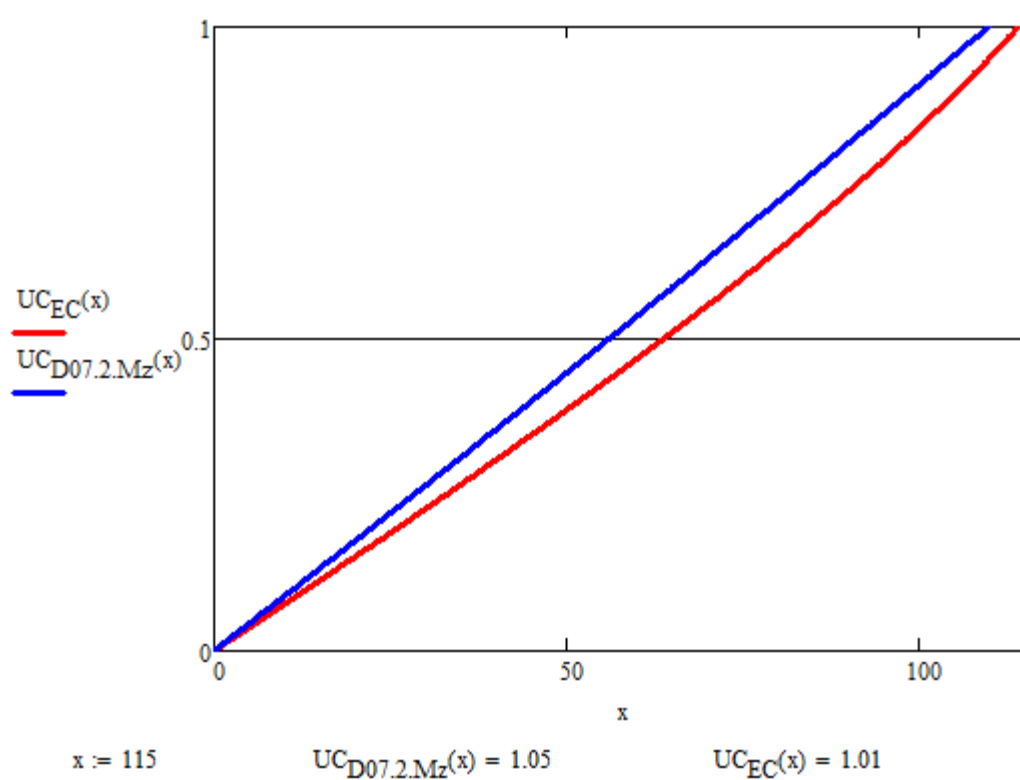
Figuur 74

HEB500, L=12,5m (l/d = 25)



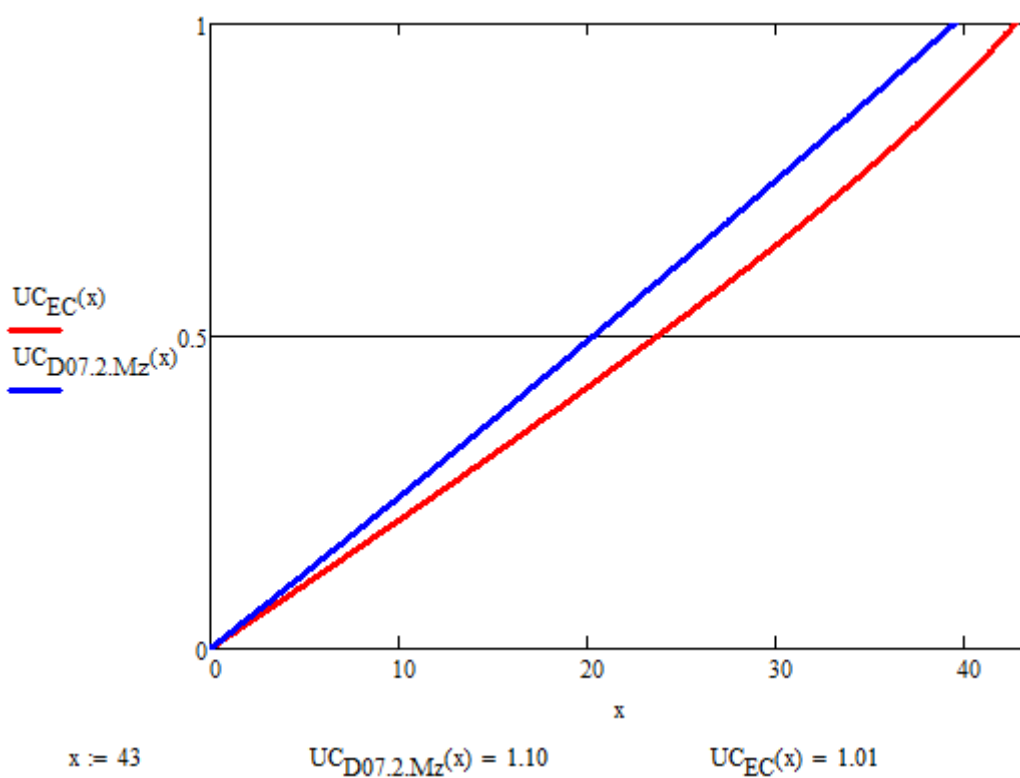
Figuur 75

HEB800, L=8m (l/d = 10)



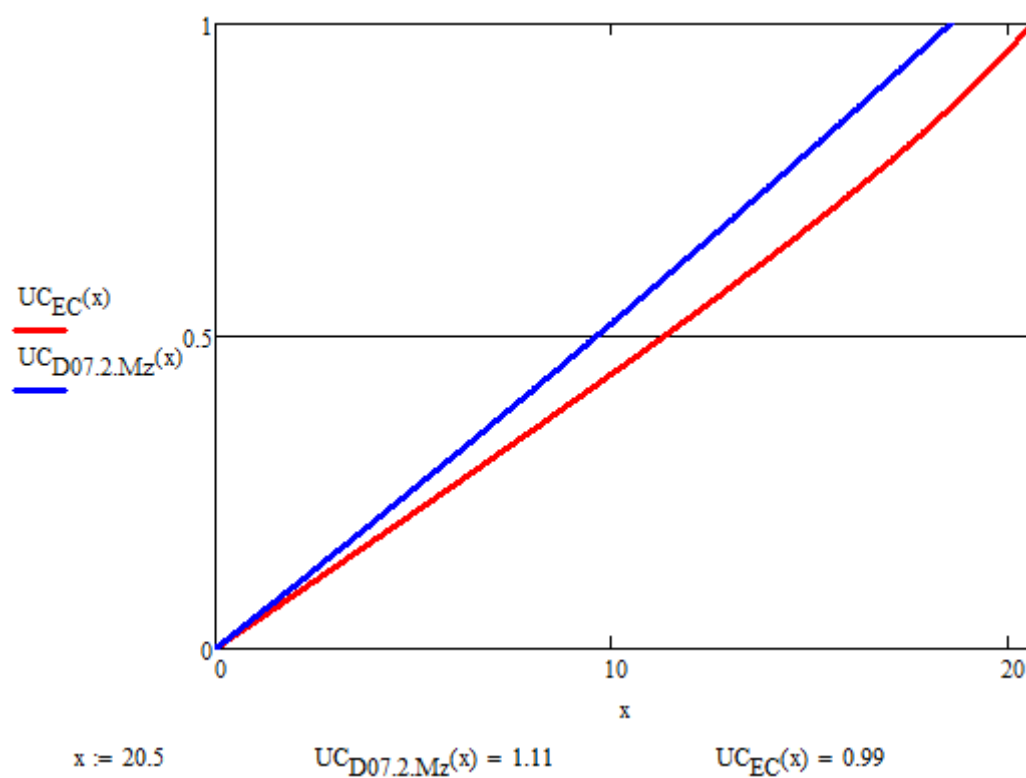
Figuur 76

HEB800, L=12m (l/d = 15)



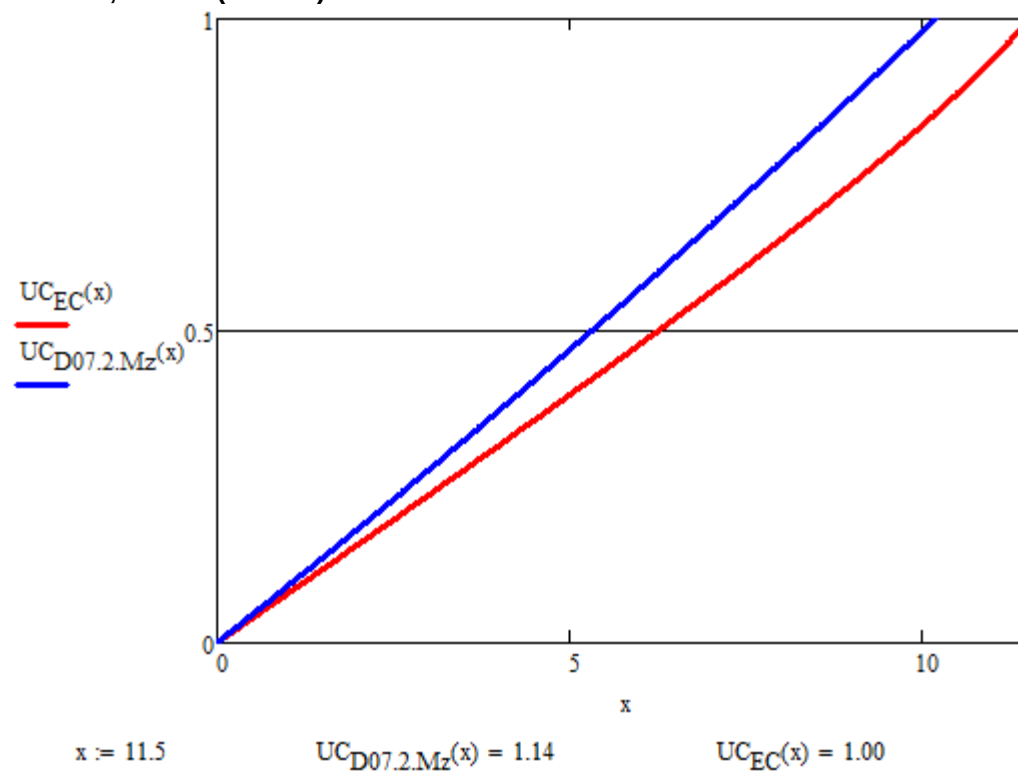
Figuur 77

HEB800, L=16m (l/d = 20)



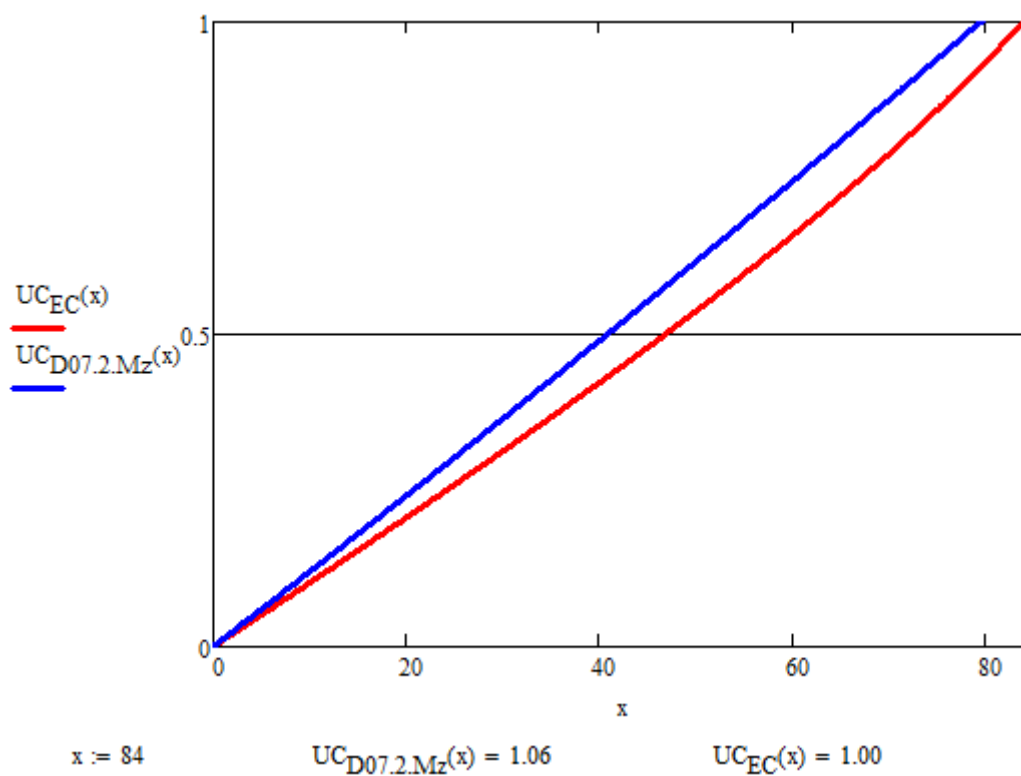
Figuur 78

HEB800, L=20m (l/d = 25)



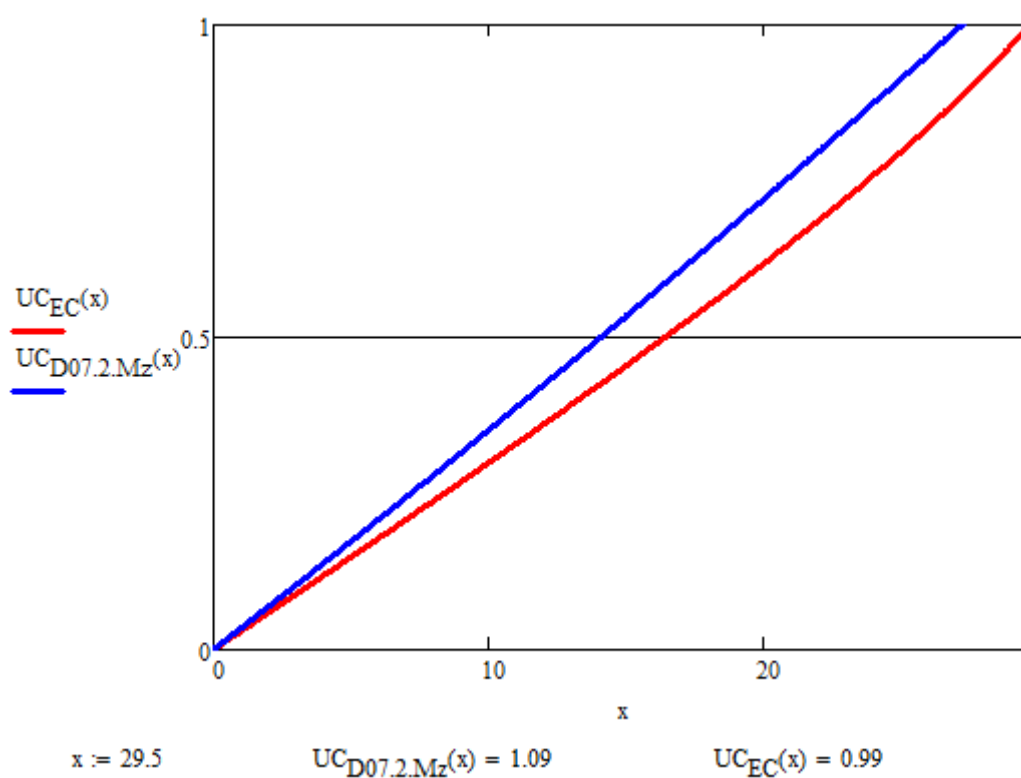
Figuur 79

HEB1000, L=10m (l/d = 10)



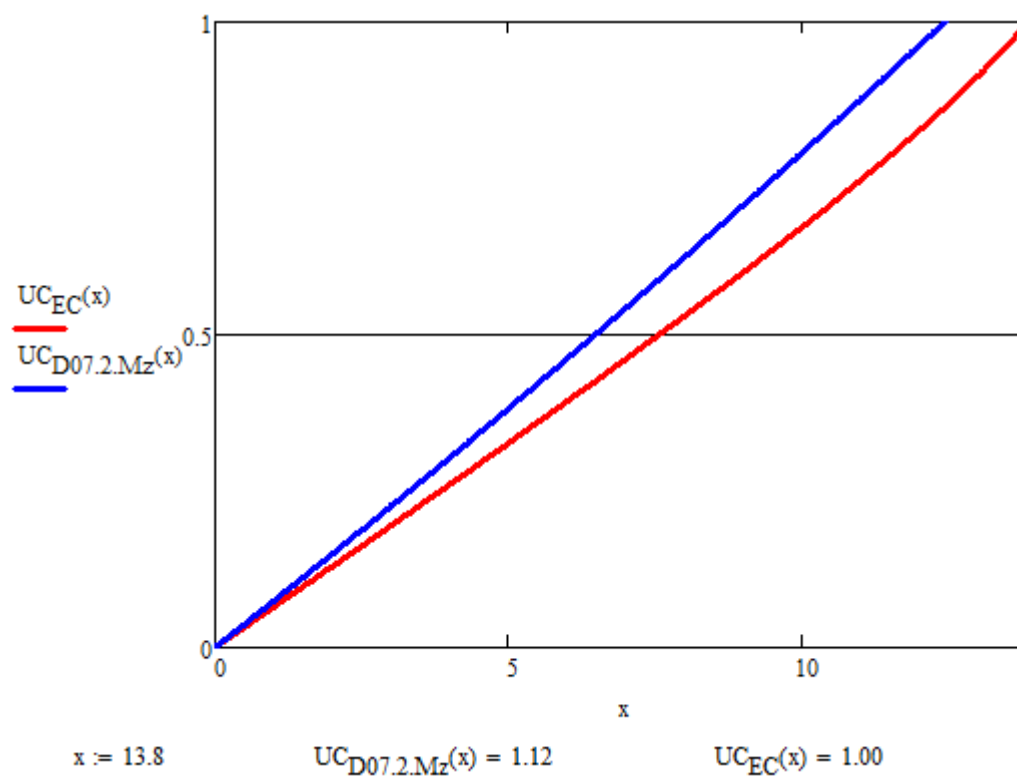
Figuur 80

HEB1000, L=15m (l/d = 15)



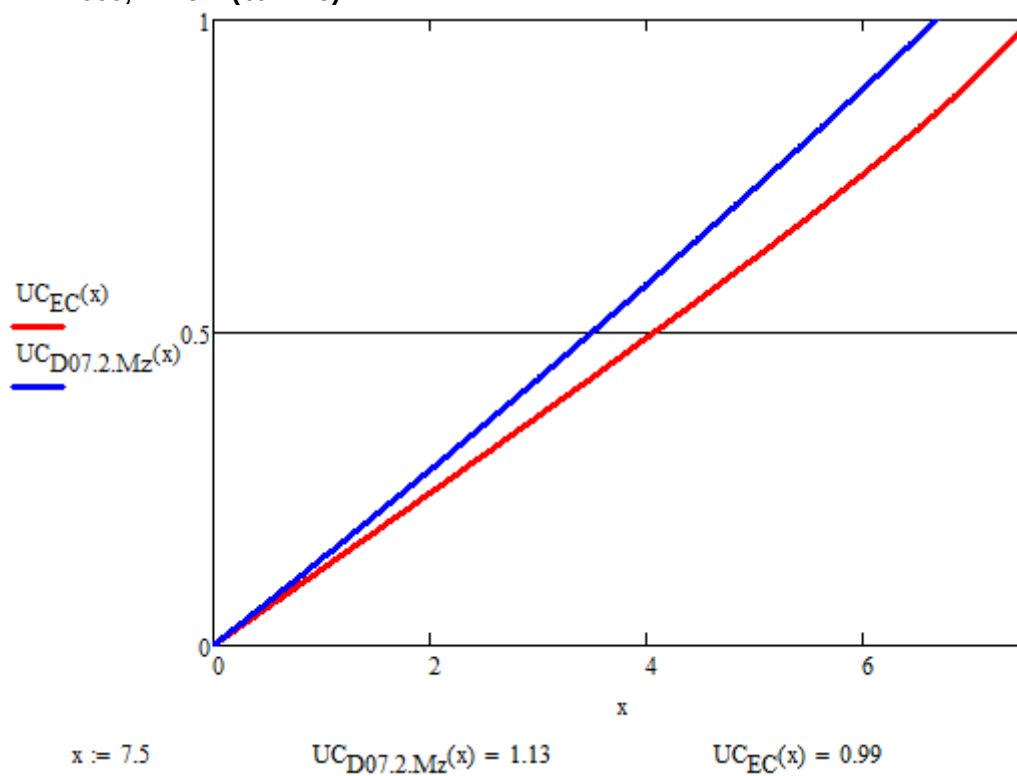
Figuur 81

HEB1000, L=20m (l/d = 20)



Figuur 82

HEB1000, L=25m (l/d = 25)



Figuur 83