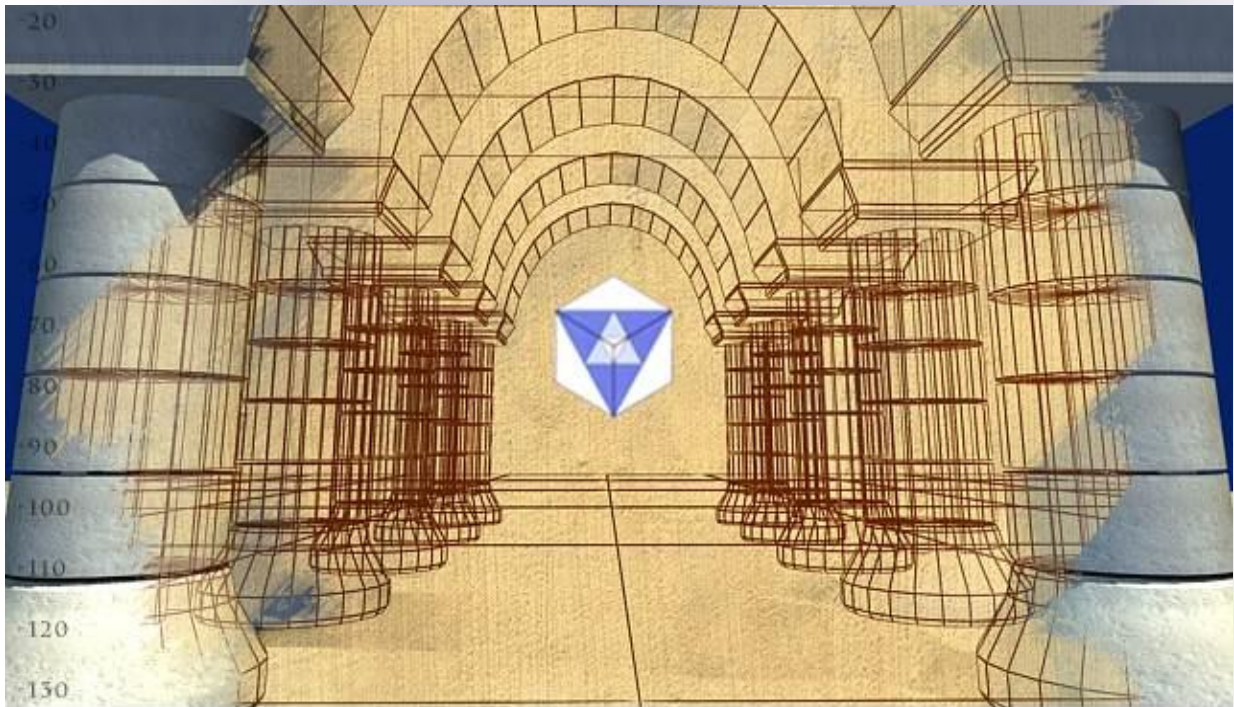


Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen

Versie 2.0



Stubeco studiecel D07-2

Datum: mei 2018
Status: Definitief

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

INHOUDSOPGAVE	3
1. INLEIDING	6
1.1 ALGEMEEN	6
1.2 AANBEVELINGEN	6
2. ALGEMEEN	8
2.1 UITGANGSPUNTEN	8
2.2 CALAMITEITEN	8
2.3 TERMINOLOGIE VAN BEKISTINGSONDERDELEN EN MAATSYMBOLEN	9
3. UITGANGSPUNTEN EN RANDVOORWAARDEN BELASTINGEN	11
3.1 TERMEN EN DEFINITIES	11
3.2 GRONDSLAGEN VOOR DE BEREKENING	12
3.3 BELASTINGEN EN BELASTINGCOMBINATIES	12
3.3.1 <i>Belastingcombinaties</i>	12
3.3.2 <i>Berekeningsfactoren</i>	14
3.3.3 <i>Belastingen</i>	15
4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN	19
5. VERVORMINGEN	21
6. TOETSING ONDERSLAGBALKEN	22
6.1 BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND	22
6.2 UITERSTE GRENSTOESTAND	22
6.3 TOETSING VAN DE DOORSNEDE	25
6.3.1 <i>Normaalkracht</i>	26
6.3.2 <i>Buigende momenten</i>	26
6.3.3 <i>Dwarskrachten</i>	26
6.3.4 <i>Wringing</i>	27
6.3.4.1 <i>Verdeling wringende momenten</i>	29
6.3.4.2 <i>Spanningen t.g.v. wringende momenten</i>	30
6.3.5 <i>Combinatie van spanningen</i>	31
6.3.5.1 <i>Het midden van de balk</i>	32
6.3.5.2 <i>Opleggingen zonder overstek</i>	32
6.3.5.3 <i>Opleggingen met overstek (combinatie van dwarskracht en moment)</i>	32
6.4 TOETSING VAN DE STABILITEIT	34
6.4.1 <i>Toetsingsregel kip</i>	36
6.4.2 <i>Ongesteunde lengte</i>	36
6.5 OPLEGGINGEN	36
6.5.1 <i>Kantelen van de onderslag</i>	38
6.5.2 <i>Rotatie van de onderslag</i>	39
6.5.3 <i>Knikken van het lijf</i>	40
6.6 KRACHTSINLEIDING BIJ OPLEGGINGEN EN PUNTLASTEN	40
6.6.1 <i>Vloeien van het lijf</i>	41
6.6.2 <i>Lokaal plooien van het lijf</i>	42
6.6.3 <i>Globaal plooien van het lijf</i>	43
6.6.4 <i>Combinatiespanningen</i>	43
6.7 GAFFELSTEUNEN EN KIPSTEUNEN	43
6.7.1 <i>Dimensionering van steunen</i>	44
6.7.1.1 <i>Stalen onderdelen</i>	45
6.7.1.2 <i>Houten onderdelen</i>	45

7. TOETSING MOERBALKEN.....	46
7.1 ALGEMEEN	46
7.2 BEREKENING.....	47
7.2.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand.....	47
7.2.2 Uiterste grenstoestand.....	47
7.2.3 Toetsing van de stabiliteit.....	47
7.2.4 Krachtsinleiding bij opleggingen en puntlasten	47
8. REKENVOORBEELDEN.....	48
8.1 REKENVOORBEELD 1: ONDERSLAGBALK HEB1000 MET VERKANTING	48
8.1.1 Gegevens en uitgangspunten	48
8.1.2 Belastingen.....	48
8.1.3 Controle weerstand van de doorsnede	49
8.1.4 Controle op afschuiving	50
8.1.5 Controle stijfheid.....	51
8.1.6 Controle op plooiën door schuifspanning	52
8.1.7 Controle gelijkwaardigheid aan gaffelopleggingen.....	52
8.1.8 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen.....	53
8.1.8.1 Vloeien van het lijf.....	53
8.1.8.2 Lokaal plooiën van het lijf	54
8.1.8.3 Globaal plooiën van het lijf.....	54
8.1.9 Controle Wringing (torsie)	55
8.1.10 Controle kipstabiliteit.....	58
8.1.11 Controle Kantelen / Rotatie van de balk	64
8.2 REKENVOORBEELD 2: ONDERSLAGBALK HEB1000 ZONDER VERKANTING	65
8.2.1 Gegevens en uitgangspunten	65
8.2.2 Belastingen.....	66
8.2.3 Controle weerstand van de doorsnede	67
8.2.4 Controle op afschuiving	67
8.2.5 Controle stijfheid.....	68
8.2.6 Controle op plooiën door schuifspanning	69
8.2.7 Controle gelijkwaardigheid aan gaffelopleggingen.....	69
8.2.8 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen.....	70
8.2.8.1 Vloeien van het lijf.....	71
8.2.8.2 Lokaal plooiën van het lijf	71
8.2.8.3 Globaal plooiën van het lijf.....	71
8.2.9 Controle Wringing (torsie)	72
8.2.10 Controle kipstabiliteit.....	75
8.2.11 Controle Kantelen / Rotatie van de balk	80
8.3 REKENVOORBEELD 3: MOERBALK HEB400.....	81
8.3.1 Gegevens en uitgangspunten	81
8.3.2 Berekening van snedekrachten.....	82
8.3.3 Controle weerstand van de doorsnede	82
8.3.4 Controle op afschuiving	84
8.3.5 Controle stijfheid.....	84
8.3.6 Controle op plooiën door schuifspanning	84
8.3.7 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen.....	85
8.3.7.1 Vloeien van het lijf.....	85
8.3.7.2 Lokaal plooiën van het lijf	85
8.3.7.3 Globaal plooiën van het lijf.....	86
8.3.7.4 Berekening van verstijvingen.....	87
8.3.8 Controle Wringing (torsie)	87
8.3.9 Controle kipstabiliteit.....	90

8.3.10 Controle Kantelen / Rotatie van de balk	96
9. LITERATUUR.....	97
APPENDIX A: TABELLEN EN GRAFIEKEN	98
APPENDIX B: PROFIELGEGEVENS	100
APPENDIX C: COËFFICIËNTEN C1 EN C2 T.B.V. CONTROLE KIPSTABILITEIT	105
APPENDIX D: ACHTERGRONDEN TORSIE.....	106
APPENDIX E: WRINGINGSGRAFIEKEN VOOR HE600B, HE800B EN HE1000B	113

1. INLEIDING

1.1 Algemeen

Onderliggend rapport vervangt het rapport D07: "Tijdelijke constructies voor het ondersteunen van bekistingen", versie 1.0 d.d. december 2004.

Waar het oorspronkelijke rapport gebaseerd is op de normserie NEN 6700, sluit dit rapport aan op de relevante Eurocodeserie NEN-EN 1990 t/m 1999. De delen betreffende de theorie van de statica zijn ongewijzigd gebleven.

Daar waar het toetsingen betreft, wordt de Eurocode gevolgd. Verwijzingen naar relevante artikelen zijn in dit rapport opgenomen.

Dit rapport beperkt zich tot de stalen draagconstructie onder zware vloeren van gebouwen en dekken van bruggen en viaducten. Met betrekking tot de houten onderdelen wordt gerefereerd aan Stubecorapporten D10 en D10-2, welke verwijzen naar de Eurocode Hout NEN-EN 1995. Hoofdstuk 3 van dit rapport is gedeeltelijk overgenomen van het Handboek Uitvoering Betonconstructies.

Stempelconstructies of stempelsystemen zijn niet beschouwd door hun veelheid aan mogelijkheden en materialen.

Voor de leesbaarheid is de opzet van het gehele oorspronkelijke rapport D07 in deze versie overgenomen.

1.2 Aanbevelingen

Bij het uitwerken van dit rapport 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. Punten van discussie bij het ontwerp van een ondersteuningsconstructie kunnen zijn:

- de keuze van de gevolgklasse CC1,2 of 3. De meeste van de in dit rapport beoordeelde constructies zullen vallen onder CC2;
- doorbuigingseisen $1/400$ - $1/800$ à $1/1000$ van de overspanning. In hoofdstuk 5 wordt hier nader op ingegaan;
- aannahme 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;
- het aan te houden stortgewicht van vers beton. In tegenstelling tot NEN-EN 12812, die een volumegewicht van 25 kN/m^3 aanhoudt, adviseren wij om een waarde van 26 kN/m^3 , overeenkomstig NEN-EN 1991-1-1, tabel A1 aan te houden;
- de excentriciteit van de tooglat. Discutabel is de in dit rapport aangehouden 10 mm.

Onderwerpen die voor nadere studie in aanmerking komen, zijn:

- de invloed van de stijfheid van de bekisting (schijfwerking) op de horizontale uitbuiging en op de kipstabiliteit van de onderslagen;
- de horizontale uitbuiging die, als gevolg van het bovenstaande aspect, eventueel leidt tot een excentrisch aangrijpen van de verticale last;
- de maximum toelaatbare afstand van de gaffelsteunen en plooischotten tot de oplegging;

- de praktische uitvoerbaarheid van kipschotten of gaffelsteunen nabij de opleggingen van ondersteuning, waarbij de onderslagen de moerbalk scheef kruisen;
- 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.

Aan dit rapport hebben meegewerkt:

A.J. Jeurdink, voorzitter en mentor

G.F.A.J.M. Joordens

A.H.J. Lazet

N. Saadon

G.A. Waayer

L. Zwetheul, redacteur

Heijmans Infra B.V., Rosmalen

Safe B.V., Beek en Donk

Volker Infra, Vianen

Ballast Nedam Construction, Nieuwegein

BAM Infra, Gouda

oud-medewerker Van Hattum en

Blankevoort B.V., Woerden

2. ALGEMEEN

2.1 Uitgangspunten

Bij het opstellen van deze rapportage is uitgegaan van onderstaande uitgangspunten:

- De commissie beveelt aan te rekenen met de elasticiteitstheorie. Bij toepassing van gebruikt balkstaal (wat algemeen gebruik is bij ondersteuningsconstructies) is het namelijk niet verantwoord te rekenen met de plasticiteitstheorie i.v.m. een afwijkend vervormingsgedrag bij staal, dat eerder belast is geweest tot de vloeigrens. Het balkstaal is dan niet omkeerbaar te gebruiken.
- Omdat voor tijdelijke constructies over het algemeen gebruikt balkstaal wordt toegepast, wordt het gebruik van balkstaal met een hogere kwaliteit dan S235JR afgeraden. Toepassing van balkstaal met staalkwaliteit hoger dan S235JR vraagt om een certificaat van herkomst, vergelijkbaar met een CE-markering, om aan te tonen welke staalsoort wordt gebruikt.
- Teneinde de controleur en constructeur de mogelijkheid te bieden de reservecapaciteit van de ondersteuningsconstructie te beoordelen wordt aanbevolen de toetsing van de constructie niet alleen middels de in de Euronorm voorgestane unity checks uit te voeren, doch ook de optredende spanningen inzichtelijk te maken en spanningscontroles uit te voeren.

2.2 Calamiteiten

De controleur of de ontwerper moet zich helder voor ogen stellen, hoe de feitelijke toestand van de constructie is, zowel t.a.v. de plaatsing en eventuele bescherming van hulpsteunpunten, als van belastingen, krachtsverdeling en vervormingen.

Aspecten waar de constructeur rekening mee moet houden, zijn o.a.:

- het stortplan kan de constructie beïnvloeden,
- stalen balken zijn niet altijd recht,
- stapelingen van balken kunnen excentriciteiten bezitten die de stabiliteit in gevaar brengen,
- fundaties kunnen afwijkende zettingen vertonen,
- tooglatten liggen niet vanzelf precies boven de verticale as van een onderslag,
- scheefstaande stempels veroorzaken horizontale krachten,
- stempels die niet boven elkaar staan, leveren momenten en dwarskrachten in soms nog jonge betonconstructies,
- funderingen van stempels kunnen aan het gevaar van onderspoeling door regen blootstaan.

Naast bovenstaande aspecten zijn onder meer de volgende punten van belang:

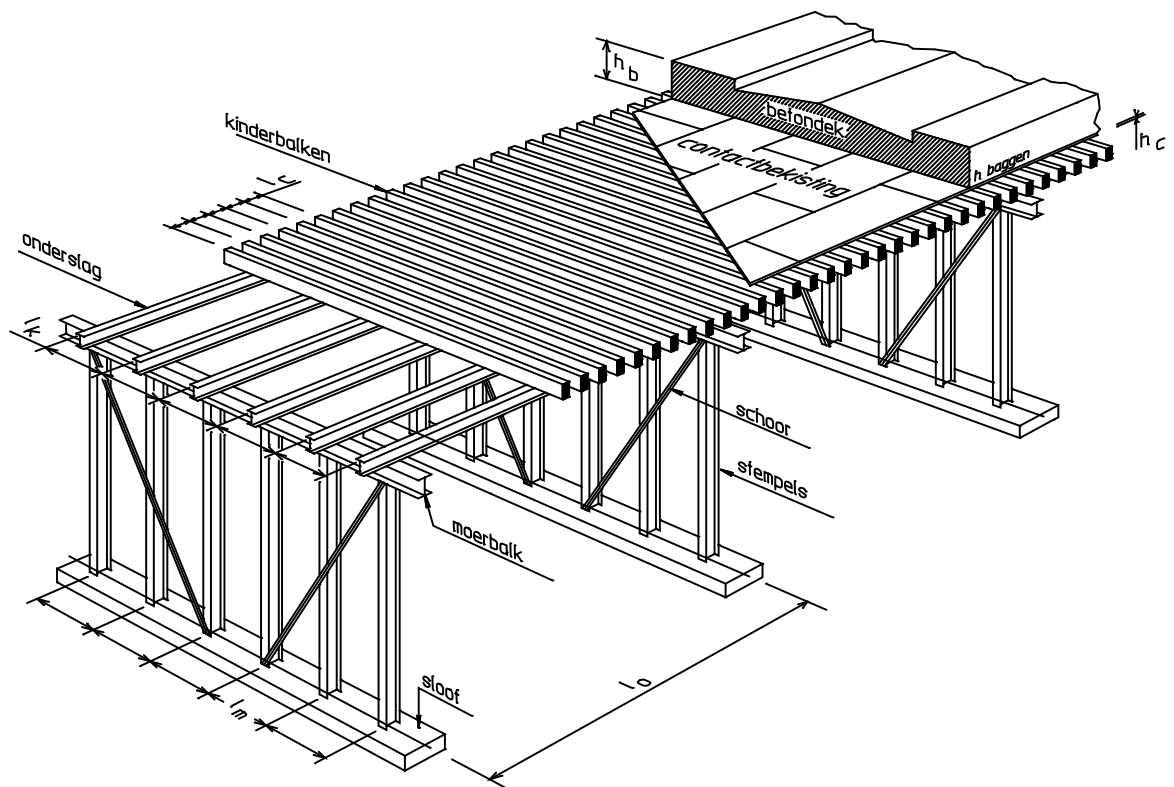
- veronachtzaming van de invloed van verkanting, kip, plooi of knik,
- onvoldoende stabiliteit,
- overbelasting van de constructie,
- onzorgvuldige uitvoering,
- versleten materialen (bijv. schroefdraden),
- verminderde sterkte van materialen als gevolg van mechanische beschadigingen zoals lasspetters op hoogwaardig staal of gekraakte houten balken/systeembekisting,
- stoten, schokken en trillingen tijdens het betonstorten of door het aanrijden van steunpunten of schoren.

- ondeskundig doorstempelen,
- het niet rekening houden met horizontale krachten (o.a. hellingen, windbelasting, voorspanning, temperatuur, krimp en kruip),
- zettingen (in ondergrond) of doorbuiging of samenknijping van hout.

Kortom, elk detail is van belang voor de stabiliteit van het geheel. De samenwerking van ontwerper met de controlerende instantie en de aannemer is dan ook, méér dan in andere gevallen, van het hoogste belang. Aandacht geven aan en daardoor het voorkomen van een aantal van bovenvermelde calamiteiten, wordt in deze rapportage nader behandeld.

2.3 Terminologie van bekistingsonderdelen en maatsymbolen

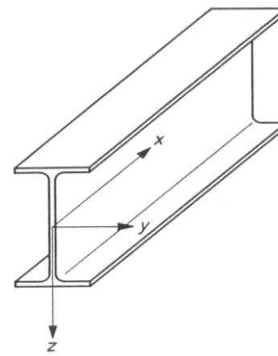
In figuur 1. zijn de namen van bekistingsonderdelen getekend.



Figuur 1 Bekistingonderdelen

De maatsymbolen zijn als volgt:

h_b	= hoogte van de betonconstructie
h_c	= hoogte van de contactbekisting
l_c	= overspanning van de contactbekisting
l_k	= overspanning van de kinderbalken
l_o	= overspanning van de onderslagen
l_m	= overspanning van de moerbalken



Figuur 2 *x-, y- en z-as bij een I-profiel*

3. UITGANGSPUNTEN en RANDVOORWAARDEN BELASTINGEN

3.1 Termen en definities

Zie ook NEN-EN 1990, hoofdstuk 1.5

Representatieve waarde

Getalswaarde van een belasting, waarbij de veronderstelde overschrijdingskans 5% bedraagt wanneer de toetsing betrekking heeft op de bruikbaarheidsgrenstoestand.

Representatieve waarde van de belasting

Voorgeschreven basisbelasting waaruit met behulp van de belastingfactor een rekenwaarde voor de belasting wordt bepaald.

Rekenwaarde van de belasting

Getalswaarde van een belasting die bij de toetsing van een constructie moet worden aangehouden, en die wordt bepaald door de karakteristieke waarde te vermenigvuldigen met een modificatiefactor en een partiële belastingfactor.

$$F_d = g_f * F_{rep} = g_f * \gamma * F_{kar} \quad \text{Formule 6.1a en 6.1b}$$

Karakteristieke waarde van de belasting

Getalswaarde van de representatieve belasting gedeeld door een modificatiefactor. Ofwel: de representatieve belasting = karakteristieke belasting x modificatiefactor.

$$F_{rep} = F_{kar} / \gamma \quad \text{Zie ook tabel NB.4 op blz. 12}$$

Modificatiefactor γ is in onze constructies altijd gelijk aan 1,0. Derhalve $F_{rep} = F_{kar}$

Afgesproken wordt, dat wij in ons rapport de term karakteristieke belasting F_{kar} zullen gebruiken.

Partiële belastingfactor ($\gamma_{f,g}$; $\gamma_{f,q}$)

Factor waarmee de representatieve belasting moet worden vermenigvuldigd om de rekenwaarde voor de belasting te bepalen.

Grenstoestand

Toestand waarbij het effect van de belastingen en de respons van de constructie de gestelde eisen juist niet overschrijden.

Uiterste grenstoestand

Grenstoestand die wordt gebruikt bij de toetsing aan de eisen ten aanzien van sterkte en stabiliteit.

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Grenstoestand die wordt gebruikt bij de toetsing aan de eisen voor gebruik.

Toelaatbare waarde

Waarde voor de materiaaleigenschappen waarbij alle veiligheidsfactoren in de betreffende materiaaleigenschap zijn verwerkt.

SWL (=safe working load) wordt gehanteerd door leveranciers van onderdelen van de bekisting.

SLS= serviceability limit states (bruikbaarheidsgrenstoestand)

ULS= ultimate limit states (uiterste grenstoestand)

3.2 Grondslagen voor de berekening

Over het algemeen worden hulpconstructies overwegend statisch belast en hiervoor gelden de rekenregels uit Europese normbladen.

Enkele belangrijke en veel toegepaste NEN-EN normbladen zijn:

- NEN-EN 1990 “Grondslagen van het constructief ontwerp”.
- NEN-EN 1991-1 “Belastingen op constructies;”
Deel 1-1; Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen.
Deel 1-6; Algemene belastingen – Belastingen tijdens de uitvoering.
- NEN-EN 1991-1-4 “Algemene belastingen – Windbelasting”
- NEN-EN 1993 “Ontwerp en berekening van staalconstructies”.
- NEN-EN 1995 “Ontwerp en berekening van houtconstructies”.

Bovenstaande lijst is verre van compleet. De normen moeten worden gelezen inclusief de vigerende correctiebladen en bijbehorende Nationale Bijlage.

Door het tijdelijke karakter van de belasting op hulpconstructies, de bijzondere belastingssituaties, het veelvuldig gebruik van gebruikt materiaal en het feit dat de meeste constructies ‘gestapeld’ zijn, is inzicht in het gedrag van de constructie tijdens de verschillende bouwfasen van groot belang.

In de loop van de tijd hebben enkele grote opdrachtgevers eigen richtlijnen opgesteld. Richtlijnen die vooral zijn ontwikkeld uit het oogpunt van veiligheid en een zo groot mogelijke garantie op een uitvoering die voldoet aan de besteisen. Als deze richtlijnen van toepassing worden verklaard, moet de aannemer en dus ook de constructeur van het hulpwerk daarmee rekening houden. Bijvoorbeeld aardbevingseisen of het uitvallen van een stempel.

De aannemer blijft in alle gevallen verantwoordelijk voor een veilige constructie.

3.3 Belastingen en belastingcombinaties

3.3.1 Belastingcombinaties

Fundamentele combinaties

De belastingen die op een hulpconstructie werken, volgen uit NEN-EN 1990 art. 6.4.1. en 6.4.3.2. STR/GEO groep B. Deze betreffen de uiterste grenstoestand.

Zie ook A1.3.1 (4) en aanvullingen in de Nationale Bijlage

Tabel NB.4 – A1.2(B) — Rekenwaarden van belastingen (STR/GEO) (groep B)

Blijvende en tijdelijke ontwerp situaties	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
(Vgl. 6.10a)	$1,35 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,5 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
(Vgl. 6.10b)	$1,2 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,5 Q_{k,1}$		$1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$

^a Bij vloeistofdrukken met een fysiek beperkte waarde mag zijn volstaan met $1,2 G_{k,j,sup}$.

^b Deze waarde is berekend met $\xi = 0,89$.

Hierin is:

ψ_0 : combinatiefactor voor de karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting volgens NEN-EN 1990 art. 1.5.3.16;

G_k : karakteristieke waarde van het eigen gewicht van de hulpconstructie (met een boven- en ondergrenswaarde);

$Q_{k,1}$: karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting met randgetal 1;

$Q_{k,i}$: karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting met randgetal i.

NEN EN 1991-1-6 specificeert waarden voor de belastingen tijdens de bouwfase. Voor de combinatiefactor ψ_0 wordt de waarde 1 aangehouden.

$Q_{k,1}$ betreft de overheersende veranderlijke belasting bij het berekenen van de hulpconstructie door het gewicht van de verse, nog niet verharde betonspecie. Nadat de specie is verhard en het een zelfdragende constructie is, wordt gesproken over het eigen gewicht van de constructie. Vers beton wordt daarentegen volgens art. 4.11 van NEN-EN 1991-1-6 gerekend tot de categorie “veranderlijke belasting”.

$Q_{k,j}$ is een waarde voor de veranderlijke belasting als gevolg van montage-, vloer-, mobiele belasting en belasting door regenwater, sneeuw, (verticale) wind en temperatuur. Het zal duidelijk zijn dat voor deze belasting alleen de montagebelasting als gevolg van uitvoeringshandelingen in rekening wordt gebracht.

Uiterste grenstoestand (bezwijken)

Voor het berekenen van de bezwijktoestand van onderdelen van hulpconstructies in gevolgklasse CC2 moet de volgende formule worden aangehouden:

$$1,35 (1,20) \cdot G_k + 1,50 \cdot Q_{k,1} + 1,50 \cdot Q_{k,j} \quad (\text{betreft formule 6.10a of 6.10b})$$

waarin:

G_k : eigen gewicht van de hulpconstructie;

$Q_{k,1}$: veranderlijke belasting door de betonspecie;

$Q_{k,j}$: veranderlijke belastingen door uitvoeringshandelingen en overige belastingen.

Dit geldt alleen voor CC2. Voor CC1 en CC3 gelden andere waarden, zie tabel B3 op blz. 12.

Bruikbaarheidsgrenstoestand (doorbuiging)

Dit betreft de toetsing van de bruikbaarheidseisen volgens NEN-EN 1990 art. 6.5.2.

Bij het toetsen van de bruikbaarheidseisen wordt alleen de belasting door de betonspecie in rekening gebracht. Ook de veranderlijke belasting $Q_{k,j}$ wordt buiten beschouwing gelaten. In de gebruikstoestand moet voor wat de doorbuiging van onderdelen van hulpconstructies betreft de volgende formule worden aangehouden:

$$1,0 \cdot Q_{k,1} \quad \text{Formule 6.14b}$$

(Voor de partiële belastingfactoren wordt 1,0 aangehouden)

Hierin is

$Q_{k,1}$: veranderlijke belasting veroorzaakt door de betonspecie

Zie ook tabel A1.4:

Tabel A1.4 - Rekenwaarden van belastingen voor gebruik in belastingscombinaties

Combinatie	Blijvende belastingen G_d		Veranderlijke belastingen Q_d	
	Ongunstig	Gunstig	Overheersende	Andere
Karakteristiek	$G_{k, sup}$	$G_{k, inf}$	$Q_{k, 1}$	$\psi_{0, i} Q_{k, i}$

3.3.2 Berekeningsfactoren

Materiaalfactoren

Voor het berekenen van de rekenwaarde van de materiaalsterkte worden de bepalingen uit de NEN-EN normbladen gehanteerd. In formulevorm:

$$X_d = \eta * \frac{X_k}{\gamma_m}$$

waarin:

X_d : rekenwaarde voor de materiaalsterkte;

X_k : Karakteristieke waarde voor de materiaalsterkte;

γ_m : materiaalfactor;

η : de gemiddelde waarde van een omrekeningsfactor (NEN-EN 1990 art. 6.3.3).

De norm kent geen onderscheid tussen gebruikt en nieuw materiaal. In principe worden voor beide materialen dezelfde materiaalfactoren toegepast, tenzij dwingend anders is voorgeschreven of nader onderzoek aantoont dat deze factor moet worden aangepast in verband met opgetreden verzwakkingen of slijtage van de gebruikte materialen.

Belastingfactoren

Hoewel in het kader van dit hoofdstuk steeds wordt gesproken over hulpconstructies, moet men wel bedenken dat voor het dragen van de verse betonspecie de hulpconstructie een hoofd draagconstructie is die wordt belast.

In Bijlage B3 van NEN-EN 1990 wordt de betrouwbaarheidsdifferentiatie omschreven.

Deze is mede gebaseerd op het definiëren van een gevolgklasse (CC)

Deze zijn gegeven in tabel B1 van bijlage B3.

Tabel B1 — Definitie van gevolgklassen

Gevolgklasse CC	Omschrijving	Voorbeelden van gebouwen en civieltechnische werken
CC3	Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of zeer grote economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.	Tribunes, openbare gebouwen waarbij de gevolgen van het bezwijken groot zijn (bijv. een concertzaal)
CC2	Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, aanzienlijke economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.	Woon- en kantoorgebouwen, openbare gebouwen waar de gevolgen van bezwijken beperkt zijn (bijv. een kantoorgebouw)
CC1	Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of kleine of verwaarloosbare economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving.	Gebouwen voor de landbouw waar mensen normaal niet verblijven (bijv. opslagschuren, tuinbouwkassen)

Volgens de normatieve opmerking bij de eerder genoemde tabel NB4-A1.2(B), wordt – bij gebruik ervan - het beoogde veiligheidsniveau voor gevolgklasse CC2 gerealiseerd.

Opmerking:

Gevolgklasse CC2 levert een hoger veiligheidsregiem, dan de “gangbare” veiligheidsklasse 2 gehanteerd in de verouderde normenserie NEN 6700 (komt ongeveer overeen met veiligheidsklasse 3).

De meeste van de in dit rapport beoordeelde constructies zullen vallen onder CC2.

De vraag is, of voor al deze constructies dit veiligheidsniveau vereist is.

Hierop aansluitend kan het rekenen in CC1 (of CC3) tevens een optie zijn.

Differentiatie heeft plaats door de partiële belastingfactoren te vermenigvuldigen met een aan de gevolgklasse gekoppelde factor K_{FI} . (de betrouwbaarheidsklassen mogen in één verband worden gezien met de gevolgklassen).

Tabel B3 — K_{FI} -factor voor belastingen

K_{FI} -factor voor belastingen	Betrouwbaarheidsklasse		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

De keuze van de juiste gevolgklasse blijft de verantwoordelijkheid van de ontwerper van de hulpconstructie.

In het bestek / contract of in voorschriften zal mogelijk een keuze voor de te hanteren betrouwbaarheidsklasse kunnen worden voorgeschreven.

Als belastingfactoren moeten de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand worden gehanteerd.

Uiterste grenstoestand

Hanteer volgens NEN-EN 1990 tabel NB5 de volgende partiële belastingfactoren:

Tabel NB.5 — Partiële factoren voor gevolgklassen 1 en 3 voor belastingen (STR/GEO) (groep B)

CC	Blijvende en tijdelijke ontwerp situaties	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
		Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
1	(Vgl. 6.10a)	$1,2 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,35 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
	(Vgl. 6.10b)	$1,1 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,35 Q_{k,1}$		$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
3	(Vgl. 6.10a)	$1,5 G_{k,j,sup}^a$	$0,9 G_{k,j,inf}$		$1,65 \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$
	(Vgl. 6.10b)	$1,3 G_{k,j,sup}^b$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,65 Q_{k,1}$		$1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} (i > 1)$

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Hanteer ongeacht de gevolgklasse een belastingfactor $\gamma_{f,q} = 1,0$.

3.3.3 Belastingen

De belastingen die op een hulpconstructie werken, kunnen worden ingedeeld in verticale belastingen, horizontale belastingen en overige belastingen.

Verticale belastingen door eigen gewicht

Een hulpconstructie bestaat veelal uit:

- een contactbekisting van multiplex;
- onderliggende kinderbinten van baddinghout of systeemdragers;
- ondersteund door stalen en/of aluminium liggerprofielen;
- veelal opgelegd op stempel- en/of steigerconstructies van staal en/of aluminium.

Voor het eigen gewicht van de verschillende onderdelen kan worden aangehouden:

- G_{kar} contactbekisting: $0,15 \text{ kN/m}^2$;
- G_{kar} contactbekisting + kinderbinten: $0,30 \text{ à } 0,40 \text{ kN/m}^2$, afhankelijk van de hart-op-hartafstand van de kinderbinten. Voor systeembekistingen moeten de door de leverancier opgegeven waarden worden aangehouden;
- G_{kar} stalen en/of aluminium profielen: de tabelwaarde;
- G_{kar} stempel- en/of steigerconstructies, hiervoor moet de door de leverancier opgegeven waarde worden aangehouden.

Veranderlijke verticale belastingen

Houd voor het volumegewicht van normaal grindbeton rekening met $Q_{kar} = 24 \text{ kN/m}^3$.

Houd voor het volumegewicht van normaal grindbeton met wapening rekening met $Q_{kar} = 25 \text{ kN/m}^3$. Deze waarden moeten dan voor andere betonsoorten, zoals lichtbeton en beton met zwaarder grof toeslagmateriaal, worden aangepast. NEN-EN 1991-1-1, tabel A1 geeft een (informatieve) waarde voor niet-uitgehard beton van 26 kN/m^3 . In tegenstelling tot NEN-EN 12812, die een volumegewicht van 25 kN/m^3 aanhoudt, adviseren wij om een waarde van 26 kN/m^3 aan te houden.

Houd voor de veranderlijke belasting in de vorm van stortbelasting de waarden van NEN-EN 1991-1-6 art. 4.11.2; tabel 4.2 aan:

Table 4.2 : Recommended characteristic values of actions due to construction loads during casting of concrete

Action	Loaded area	Load in kN/m^2
(1)	Outside the working area	$0,75$ covering Q_{ca}
(2)	Inside the working area $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (or the span length if less)	10 % of the self-weight of the concrete but not less than $0,75$ and not more than $1,5$ Includes Q_{ca} and Q_{cf}
(3)	Actual area	Self-weight of the formwork, load-bearing element (Q_{cc}) and the weight of the fresh concrete for the design thickness (Q_{cf})

Zie ook de toelichting bij belastingen als gevolg van schokken, stoten en/of trillingen.

Horizontale belastingen door wind

Volgens artikel 5.3 van NEN-EN 1991-1-4 moet de windbelasting worden bepaald met:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad \text{Vergelijking 5.3}$$

waarin:

$c_s c_d$	: de bouwwerkfactor;
c_f	: de kracht coëfficiënt voor de constructie;
$q_p(z_e)$	: de extreme stuwdruk op referentiehoogte z_e ;
A_{ref}	: de referentieoppervlakte van de constructie.

De totale windkracht wordt bepaald door een vectoriële sommatie van de afzonderlijke constructie-elementen. Denk hierbij onder meer aan wrijving.

Ter vereenvoudiging kan over een strookbreedte, gerekend van de onderkant tot de bovenzijde van de constructie, een representatieve waarde q_p ter grootte van 1,50 kN/m² worden gehanteerd, mits deze strook niet te grote open zijvlakken bevat.

Op voorwaarde dat de optredende belastingen geen extreme vormen aannemen kan, in afwijking van het gestelde in de Standaard RAW Bepalingen 2015, hoofdstuk 42.12.03, de volgende vereenvoudigde benadering van de maatgevende waarde van de op de hulpconstructie werkende totale horizontale belasting worden toegepast:

- een horizontale belasting ter grootte van 2% van de verticale belasting;
- de windbelasting conform NEN EN 1991-1-4 plus 1% van de verticale belasting.

Zie ook het gestelde in NEN-EN 1991-1-6; A1.3, waar voor de horizontale belasting wordt uitgegaan van 3% (aanbevolen waarde).

Verder moet de eventuele verkanting of scheefstand van liggerprofielen bij de toetsing van deze profielen in rekening worden gebracht.

Overige belastingen

De constructeur van een hulpconstructie moet alle optredende belastingsituaties inventariseren om tot de juiste belastingschema's te komen. De hoofdconstructeur van de definitieve constructie moet ermee rekening houden dat de hulpconstructie van invloed kan zijn op de krachtsafdracht in de betonconstructie. Enkele voorbeelden ter verduidelijking:

- Als gevolg van het *voorspannen* van definitieve constructies (voorspankabels, tuien) kan de krachtsverdeling over de steunpunten van de hulpconstructie veranderen.
Deze belasting (zowel horizontaal als verticaal) kan worden beperkt door de hulpconstructie tussen de verschillende spanfasen te lossen. Hieraan moet in de berekening van de hulpconstructie aandacht worden besteed.
- Het te kiezen stortplan kan van invloed zijn op de hulpconstructie, bijvoorbeeld bij liggers over meer steunpunten.
- Het verwijderen van de hulpconstructie (ontkisten) kan bijkomende belastingen veroorzaken.
- Bij verdiepingsvloeren in hoogbouwconstructies begint men zodra het beton voldoende is verhard, veelal met de voorbereidingen voor een volgend stort. Vaak is het beton dan nog onvoldoende verhard om het eigen draagvermogen te genereren.
De hieruit voortvloeiende bijkomende belasting wordt veroorzaakt door afbouwpakketten, intern transport en opbouw van de volgende hulpconstructie.

Bij het ontwerpen en berekenen van hulpconstructies moet de constructeur rekening houden met tijdens de uitvoering optredende *vervormingen* en *verplaatsingen* van onderdelen van hulpconstructies. De vervormingen en verplaatsingen kunnen in sommige gevallen extra belastingen of instabiliteit veroorzaken. Ze zijn enerzijds te berekenen en anderzijds te voorzien.

Te berekenen zijn:

- elastische doorbuigingen van ligterprofielen;
- elastische vervormingen van stempels en schoorstaven;
- temperatuurvervormingen (bijvoorbeeld bij stalen bekistingen);
- zettingen van funderingen onder belasting.

Te voorzien zijn:

- vervorming van verbindingen onder belasting;
- verplaatsingen als gevolg van zettingen in stapelconstructies onder belasting;
- knijpen van houtconstructies onder belasting;
- kromtrekken, zwellen en krimpen van hout.

Houd voor *veranderlijke verticale belastingen* op onderdelen van hulpconstructies door schokken, stoten en/of trillingen, veroorzaakt door het storten van de betonspecie, rekening met:

$Q_{j,kar} = 1,50 \text{ kN/m}^2$. (Zie tabel 4.2 hiervoor).

Deze waarde behoeft bij de hulpconstructie alleen in rekening te worden gebracht bij contactbekisting, kinderbinten en onderslagen over een oppervlakte van $3,00 \times 3,00 \text{ m}^2$.

4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN

In het algemeen zullen voor stalen onderslagen, moerbalken en balken staalsoorten S235JR (oud Fe360) volgens de NEN-EN 10025 worden toegepast. Tevens moet zijn voldaan aan NEN-EN 1090 (zie art. 2.1.2 van NEN-EN 1993).

Bij toepassing van hogere staalkwaliteiten is het van belang de herkomst van het staal te weten en een certificaat te kunnen overleggen. Een CE-markering zou hieraan tegemoet kunnen komen. Een CE-markering geeft aan, dat het staal is gefabriceerd overeenkomstig de procedures van ISO en de Europese normen.

Terughoudend moet men omgaan met balkmateriaal dat vrijkomt uit sloopwerk. Van deze balken is niet altijd met zekerheid vast te stellen dat een staalkwaliteit S235JR wordt aangetroffen. Diverse andere (handels-) kwaliteiten zijn ook mogelijk. Het bepalen van de treksterkte van het te gebruiken staal wordt uitgevoerd met een trekproef. Om snel een indicatie te verkrijgen van de staalkwaliteit kan een eenvoudige proef worden uitgevoerd met een zogenaamde POLDI-hamer (zie figuur 3).



Figuur 3

Voor S235JR zijn als representatieve waarden aangegeven:

Buigsterkte, vloeigrens	$f_{y,rep}$	: 235 N/mm ²
Elasticiteitsmodulus	E_{rep}	: 210000 N/mm ²

Indien eventueel balken met een afwijkende staalkwaliteit moeten worden toegepast, dient te worden aangetoond, dat de staalkwaliteit zodanig is als in de berekening is aangenomen. De representatieve waarden voor deze hogere kwaliteit zijn terug te vinden in art. 3.1 van NEN-EN 1993.

Bij toepassing van hogere staalkwaliteiten is oplettendheid geboden bij laswerkzaamheden. (Let op lasbaarheid van het materiaal)

Constructieve laswerkzaamheden aan alle staalkwaliteiten moeten gecontroleerd worden volgens de betreffende Uitvoeringsklasse genoemd in NEN-EN 1090-2.

Rekenwaarde van de materiaaleigenschappen

Getalswaarde van een materiaal die bij de toetsing van een constructie moet worden aangehouden, en die wordt bepaald door de karakteristieke waarde te vermenigvuldigen met een modificatiefactor en te delen door een materiaalfactor.

$$c_d = h^* \frac{c_k}{g_M}$$

Formule 6.3

Partiële factor γ_M

Factor waarmee de karakteristieke materiaaleigenschappen moeten worden gedeeld om de rekenwaarde van de materiaaleigenschappen te bepalen.

Voor staal en stalen verbindingen wordt voor zowel de uiterste grenstoestand als voor de bruikbaarheidsgrenstoestand een materiaalfactor $g_{M0} = 1,0$ aangehouden. De in NEN-EN 12812 art. 9.5.1 genoemde factor $g_{M0} = 1,1$ heeft betrekking op componenten van de ondersteuningsconstructies, zoals systeemstempels en steigerwerken. In onderliggend rapport wordt voornamelijk balkstaal gebruikt.

5. VERVORMINGEN

De doorbuiging wordt in principe alleen getoetst op buiging om de sterke as. Bij dekken met een verkanting dient men ook de horizontale doorbuiging van de liggers te beschouwen.

In de praktijk wordt de maximale doorbuiging van de betonplex, kinderbalken en onderslagen beperkt tot elk $1/400$ van de overspanning. Tevens mag de maximale doorbuiging ten gevolge van vers gestort beton een waarde groter dan 50 mm niet overschrijden. Hiervoor is gekozen teneinde de hoogte van de tooglat te beperken.

Voor moerbalken wordt verwezen naar onderstaande tabel.

Het kan gewenst zijn de doorbuiging te beperken. Hierbij spelen onder meer de navolgende overwegingen een rol:

- De stalen onderslagen oefenen een kracht uit op de onderzijde van de betonconstructie ter grootte van het eigen gewicht van deze constructie. Door het aanbrengen van de (eigen gewichts-)voorspanning op de betonconstructie kan, zonder de bekisting af te laten, de opwaartse druk te groot worden en schade aan het brugdek berokkenen.
- Bij hoge constructies (koker- of trogliggers) met een hoogte van arbitrair 2,50 m of meer kan een grote doorbuiging zorgen voor scheurvorming in het verhardende onderste beton. Hoewel schade hieruit niet echt is aangetoond, wordt aangeraden er terughoudend mee om te gaan en de maximale doorbuiging te beperken.
- Bij verspringende steunpunten kan het gewenst zijn de doorbuiging van de langsliggers te beperken doordat in dwarsrichting dan een ongelijke doorbuiging optreedt.

Een en ander hangt samen met de relatie “groene beton” en stortsnelheid. Het wordt daarom aangeraden voorafgaand aan het ontwerpen van een ondersteuningsconstructie in goed overleg tussen de constructeur van de betonconstructie en de ontwerper van de bekistingondersteuning tot een eis voor de doorbuiging te komen.

In het algemeen zal in de bestekken of ontwerpeisen de te hanteren doorbuigingseis moeten zijn verwoord.

In het algemeen worden de volgende eisen aan de doorbuiging gesteld:

Onderdeel	Extra randvoorwaarde	Eis
Onderslagen	T.g.v. $Q_{k,1} = e.g. \text{betonspecie}$ bij $L_t < 20$ m	$\frac{1}{400} L_t$ doch max. 50 mm
	bij $20\text{m} < L_t < 25$ m	$\frac{1}{600} L_t$ doch max. 50 mm
	bij $L_t > 25$ m	$\frac{1}{800} L_t$ doch max. 50 mm
Moerbalken		$\frac{1}{600} L_t$

L_t = hart op hart afstand van de ondersteuning.

6. TOETSING ONDERSLAGBALKEN

Met de belastingen uit hoofdstuk 3 kunnen de onderslagbalken gecontroleerd worden. Er dient aan de voorwaarden vermeld in NEN-EN 1993 te worden voldaan. Achtereenvolgens zullen in dit hoofdstuk de verschillende aspecten van de berekeningsgang worden toegelicht.

6.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand

De doorbuigingseis luidt: $u_z \leq u_{max} = 1/400 L$ met overspanningen tot 20.00 m' en $u_{max} \leq 50 \text{ mm}$.

$$u_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_v \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$

en

$$u_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_h \cdot l^4}{E \cdot I_z}$$

De doorbuigingsformules gelden voor de meest voorkomende situaties, een ligger op twee steunpunten met een gelijkmatig verdeelde belasting, waarbij voor de belastingfactor $\gamma = 1,0$ wordt aangehouden. Bij liggers over meerdere steunpunten of bij overstekken de bijbehorende doorbuigingsformule aanhouden.

Hierbij moet rekening gehouden worden met het stortplan.

Er moet bijvoorbeeld rekening mee worden gehouden, dat een belast veld A naast een niet belast veld B niet volledig terugkomt, nadat dit onbelaste veld B ook gestort is.

Tevens rekening houden met de gevolgen van de doorbuiging bij hoge constructies (bijv. trog- of kokerliggers).

Ook met de gevolgen van het niet samenvallen van definitieve en tijdelijke steunpunten rekening houden.

6.2 Uiterste grenstoestand

De optredende normaalkrachten, dwarskrachten en momenten in de verschillende assen dienen te worden bepaald. De momenten om de Y- en Z-as zijn m.b.v. onderstaande formules te bepalen:

$$M_{y,Ed} = \frac{1}{8} q_{v,Ed} l^2$$

$$M_{z,Ed} = \frac{1}{8} q_{h,Ed} l^2$$

waarin:

M_{Ed} : rekenwaarde van het buigend moment

l : overspanning van de onderslag

q : rekenwaarde van de belasting, hierbij de belastingfactor uit par. 3.3.2 hanteren

Deze formules gelden uiteraard voor statisch bepaalde liggers. Indien statisch onbepaalde liggers worden gebruikt, kan eventueel met behulp van een

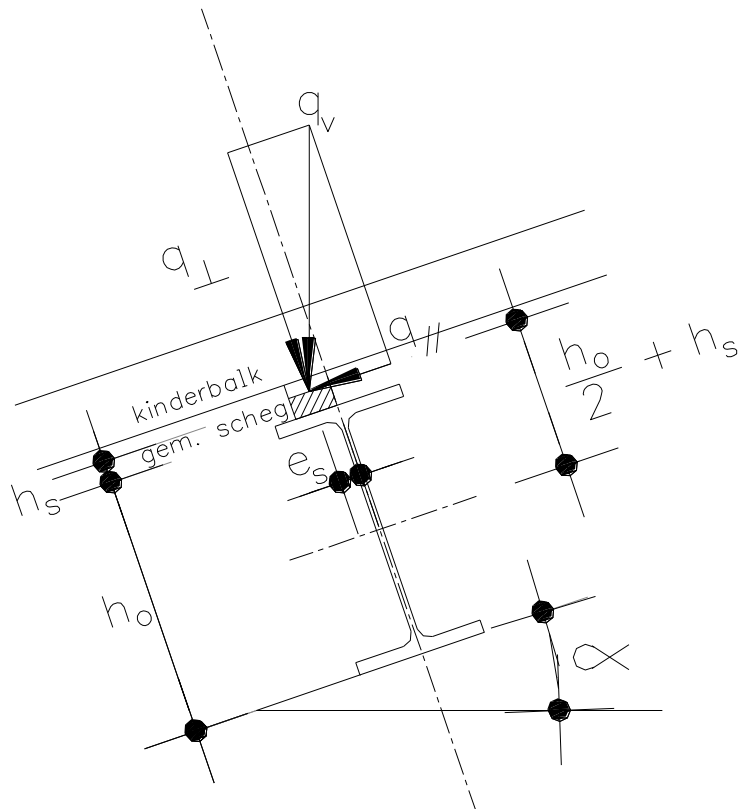
liggerprogramma de momentenverdeling in de ligger worden bepaald. Hierbij rekening houden, dat één veld al volledig belast kan zijn, terwijl het naastgelegen veld niet volledig afgestort hoeft te zijn.

Ten gevolge van een aantal factoren ontstaan wringende momenten om de X-as ($M_{x,Ed,wringing}$) in de onderslag:

- ten gevolge van de (eventuele) verkanting van de onderslag;
- ten gevolge van de tooglat-excentriciteit;
- ten gevolge van het verplaatsen van het aangrijpingspunt van de horizontale belasting van de bovenflens naar de neutrale lijn van de ligger
- ten gevolge van het o.a. zijwaarts uitbuigen van de ligger onder de horizontale belasting en andere tweede-orde-effecten.

Ad a. (ten gevolge van de (eventuele) verkanting van de onderslag)

De verticale belasting gaat ten gevolge van de (eventuele) verkanting, niet meer door het zwaartepunt van de doorsnede. Zie figuur 4.



Figuur 4 Verticale belasting niet door het zwaartepunt van de doorsnede.

Indien q_v rechtstreeks op de onderslag zou aangrijpen, geeft $q_{\parallel}$ een wringend moment ($q_{\parallel} \frac{1}{2}h_o$). In werkelijkheid bevinden zich tussen de onderslag en de kinderbalken nog tooglatten, waarvan de hoogte over de lengte van de onderslag verloopt. De gemiddelde hoogte van de tooglat wordt in rekening gebracht, h_s . Voorgesteld wordt hiervoor een maximale waarde van 50 mm aan te houden.

Samenvattend:

$$q = tga \cdot q_v$$

$$m_{x,Ed,verkanting} = tga \cdot q_v \left(\frac{h_0}{2} + h_s \right) \text{ kN/m}^1$$

Ad b. (ten gevolge van de schegexcentriciteit)

Ten gevolge van een excentriciteit van de tooglat gaat de verticale belasting niet meer door het zwaartepunt van de liggerdoorsnede.
Het torsiemoment is groot:

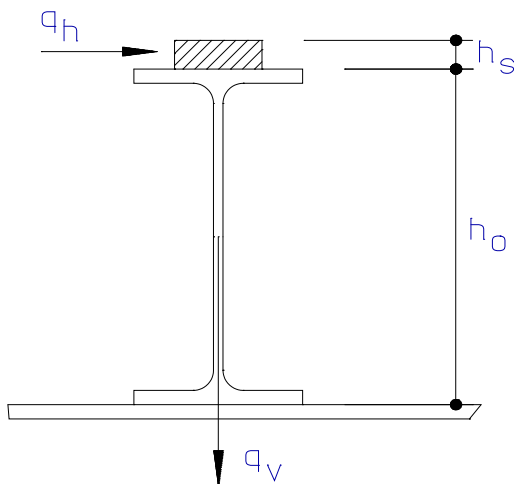
$$m_{x,Ed,tooglat} = q_v \cdot e_s \text{ kN/m}^1$$

Hierin is e_s de tooglat-excentriciteit; hiervoor wordt voorgesteld 10 mm aan te houden.

Ad c. (ten gevolge van het verplaatsen van het aangrijpingspunt van de horizontale belasting van de bovenflens naar het oplegpunt van de ligger, zijnde de onderflens)

q_h geeft een torsiemoment ten gevolge van het verplaatsen van deze belasting naar de neutrale lijn. De belasting grijpt aan bovenaan de tooglat en wordt dus verplaatst over

$$\frac{h_0}{2} + h_s \quad \text{zie figuur 5:}$$



Figuur 5

Het torsiemoment in de ligger is dus groot:

$$m_{x,Ed,(q_h)} = q_h \left(\frac{h_0}{2} + h_s \right) \text{ kN/m}^1$$

met q_h minimaal 2% van q_v

Ad d. (ten gevolge van het o.a. zijwaarts uitbuigen van de ligger onder de horizontale belasting en andere tweede-orde-effecten)

Door de voorgaande eerste-orde-momentbijdragen verplaatst de bovenflens zich en daarmee het aangrijpingspunt van de verticale belasting. Er ontstaat dus een extra wringend moment dat iteratief bepaald moet worden, omdat het zelf ook de vervormingen weer doet toenemen.

De verplaatsing van de bovenflens is samengesteld uit:

- een verplaatsing t.g.v. de aanwezige horizontale belasting q_h
- een verplaatsing t.g.v. het wringende moment $M_{x,Ed}$
- een verplaatsing t.g.v. de excentriciteit van de horizontale oplegkracht

Vanwege de onbekendheid van enkele grootheden wordt eenvoudigheid halve gesteld:

$$M_{x,Ed,tweedeorde} = 0,01q_v \frac{(aq_v + q_h)I^4}{2EI_f} \text{ in kNm/m'}$$

waarin:

I_f : het traagheidsmoment van de flens (I = traagheidsmoment = kwadratisch oppervlaktemoment)

Het wringend moment verdeeld over de ligger is dus groot:

$$m_{x,Ed} = m_{x,Ed,verkanting} + m_{x,Ed,tooglat} + m_{x,Ed,(q_h)} + m_{x,Ed,tweedeorde}$$

Het torsiemoment ter plaatse van de oplegging in de neutrale lijn van de ligger moet nog worden vermenigvuldigd met $\frac{1}{2}I$.

$$M_{x,Ed} = \frac{1}{2}I \left[aq_v \left(\frac{h_0}{2} + h_s \right) + q_v e_s + q_h \left(\frac{h_0}{2} + h_s \right) + 0,01q_v \frac{(aq_v + q_h)I^4}{2EI_f} \right] \text{ kNm.}$$

6.3 Toetsing van de doorsnede

Voor een ondersteuningsconstructie past men doorgaans gebruikte balken toe. Het gevolg is onbekendheid met het materiaal en mogelijk afwijkend vervormingsgedrag. Daarom moet men in aanvulling op het bepaalde in NEN-EN 1993 altijd uitgaan van een spanningsverdeling volgens de elasticiteitstheorie.

Bij het controleren van de doorsneden adviseert de commissie naast de controle op de unity check tevens de optredende materiaalspanningen uit te rekenen en deze te vergelijken met de rekenwaarde van de (vloei-)spanningen.

In een balkdoorsnede werken, in het meest algemene geval, zes belastingvectoren, en wel:

1. normaalkracht (N_{Ed})
2. dwarskracht horizontaal ($V_{y,Ed}$)
3. dwarskracht verticaal ($V_{z,Ed}$)
4. buigend moment om de horizontale as ($M_{y,Ed}$)
5. buigend moment om de verticale as ($M_{z,Ed}$)
6. wringend moment om de balkas. ($M_{x,Ed}$)

In principe kunnen al deze krachten gelijktijdig in een doorsnede werken. Of dit al dan niet het geval is, is afhankelijk van de situatie. Zo zijn voor een statisch bepaald opgelegde balk met een gelijkmatig verdeelde belasting het buigend moment in het midden en de dwarskracht bij de oplegging de maatgevende belastingen van de desbetreffende doorsneden.

6.3.1 Normalkracht

De spanningen ten gevolge van de normaalkracht zijn eenduidig te bepalen en constant over de totale doorsnede:

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A}$$

6.3.2 Buigende momenten

Buigende momenten worden over de doorsnede verdeeld volgens de klassieke regel:

$$\sigma_{y,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el}} \text{ om de horizontale as}$$

en

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,el}} \text{ om de verticale as.}$$

6.3.3 Dwarskrachten

Er zijn twee dwarskrachtvectoren, één gericht volgens de Y-as en één volgens de Z-as. Algemeen geldt dat de schuifspanningen worden bepaald door middel van de basisformule:

$$t = \frac{V \cdot S}{b \cdot I}$$

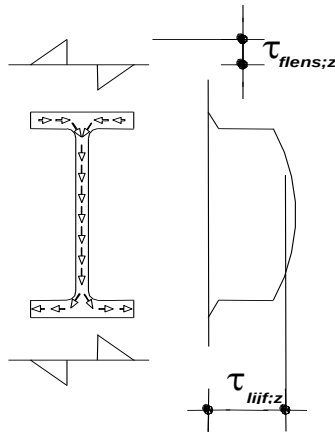
Voor de dwarskracht gericht volgens de Y-as horizontaal wordt dit dan bij grote benadering:

$$t_{flens,y} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{y,Ed}}{2bt_f}$$

Voor de dwarskracht gericht volgens de Z-as verticaal wordt dit dan:

$$t_z = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_y}{b \cdot I_{yy}}$$

De grootte b heeft betrekking op de afgeschoven breedte en hoeft niet per se loodrecht op de desbetreffende as te liggen. Het bovenstaande resulteert in een schuifspanningsverdeling zoals weergegeven in figuur 6.



Figuur 6

Voor de in het kader van dit rapport omschreven berekeningen is het voldoende nauwkeurig voor gewalste I-profielen, mits $\frac{A_f}{A_w} \leq 0,6$, om de schuifspanning in het lijf te bepalen met de formule:

$$\tau_{lijf,z} = \frac{V_{z,Ed}}{(h - 2t_f) \cdot t_w}$$

Voor de flenzen geldt voor het maximum bij grote benadering:

$$\tau_{flens,z} = \frac{\tau_{lijf,z} \cdot t_w}{2t_f}$$

6.3.4 Wringing

Onderslagbalken worden op wringing belast door uitwendige belastingkoppels die in het algemeen ontstaan door excentrische aangrijpende belastingen.

Als gevolg van het wringend moment treden in de verschillende doorsneden van de onderslagbalk additionele schuif- en buigspanningen op. In appendix D wordt nader op de achtergronden van de theorie ingegaan.

In principe zijn er twee verschijnselen, n.l. wringing volgens de Saint-Venant en verwingswringing.

Bij wringing blijft bij de meeste doorsnedevormen de staafdoorsnede niet vlak. Dit niet vlak blijven heet verwelven. Indien dit verwelven niet verhinderd wordt, treedt alleen wringing volgens de St.-Venant op. Alleen voor bijzondere doorsnedevormen (b.v. cirkelvorming) treedt geen verwelving op.

Verhinderung van verwelving ontstaat doordat de doorsnede in meer of mindere mate wordt gedwongen vlak te blijven. Bij praktische staven treedt dit in hoofdzaak op als gevolg van veranderingen in het wringend moment. Het staafdeel met een lager wringend moment verwelft minder dan het aansluitende staafdeel met een hoger wringend moment. Als gevolg hiervan ontstaat een samenstel van langsspanningen die in axiale zin in evenwicht zijn, maar in de doorsnede van b.v. een I-profiel buigende momenten in de flenzen om de z-as veroorzaken. De buigende momenten in onder- en bovenflens zijn gelijk maar tegengesteld van teken. Dit moment staat bekend als bi-moment en heeft de dimensie kNm². Voor het buigend moment in de flenzen moet dit bi-moment gedeeld worden door de h.o.h.-afstand van de flenzen.

Toelichting:

Het bi-moment is, evenals het buigend moment, een moment dat volgt uit de krachtsverdeling in de constructie. Indien een profiel wordt belast op torsie, wordt de belasting via twee mechanismen afgedragen, namelijk: wringing (Saint-Venant) en verhinderde welving (Vlasov). Voor profielen met een niet-verlopende doorsnede geldt:

$$M_x = M_{x,wr} + M_{x,wl} = G_d I_t \frac{df_x}{dx} - E_d I_{wa} \frac{df_x^3}{dx^3}$$

Het bi-moment is hierbij gedefinieerd als:

$$M_{x,B} = - E_d I_{wa} \frac{dj_x^2}{dx^2}$$

Deze laatste differentiaalvergelijking is in feite gelijk aan het moment in de flenzen ten gevolge van verhinderde welving vermenigvuldigd met de afstand hart op hart van de flenzen van het profiel. In formulevorm:

$$M_{x,B} = M_{flens} (h - t_f)$$

Bij onderslagbalken zijn twee doorsneden maatgevend n.l. in het midden van de overspanning en ter plaatse van de opleggingen. Daartoe wordt in dit geval in een aantal markante punten de optredende spanning bepaald.

Toelichting:

Om wringing en de daardoor ontstane wringspanningen te berekenen zijn door de samenstellers van dit rapport een viertal methoden onderzocht. Gezocht werd naar een betrouwbare en eenvoudige methode. De uitkomsten van een aantal belastinggevallen, overspanningen en profielafmetingen zijn voor de vier methoden vergeleken, waarna de onderstaande conclusie kon worden getrokken:

a. Eindige elementen methode van SCIA.

De e.e.m.-methode is een betrouwbare methode. Het bezwaar is, dat er een 3D-rekenprogramma voor nodig is, terwijl het streven van de samenstellers van dit rapport is om met een eenvoudige handberekening de wringspanningen te bepalen. Bovendien kan met de e.e.m.-methode van SCIA niet gerekend worden met de afrondingsstraal van een profiel. De uitkomsten zijn tot wel 14,6% hoger bij welfspanning dan de nauwkeurige handberekening van het oorspronkelijke D07-rapport. Ook schuifspanningen ten gevolge van wringing zijn hoger dan bij de handberekening.

b. Vereenvoudigde methode van prof. P.C.J. Hoogenboom.

Er is geen uitgebreid rekenvoorbeeld beschikbaar met deze methode dat toepasbaar zou zijn voor ons rapport. Alle uitgangspunten zijn niet toepasbaar op dit rapport.

c. Rekenmethode van J.W. Welleman.

Deze vereenvoudigde methode is echter tot wel 2x zo ongunstig als de methode van rapport D07. Bij lichte profielen tot wel 15% verschil.

Deze methode geeft alleen max. spanning t.g.v. wringing in lijf en flenzen. De spanningen worden niet uitgesplitst in welfspanningen en bi-momenten. De methode geeft geen combinatie van spanningen. Geeft dus geen controle van het gehele profiel. Derhalve wordt deze methode niet geschikt geacht voor dit rapport.

d. Methode van rapport D07.

Lijkt een ingewikkeld verhaal, doch blijkt deze in de praktijk de meest betrouwbare en wetenschappelijk verantwoorde methode te zijn. De antwoorden uit de verschillende differentiaalvergelijkingen zijn in de appendix vertaald in bruikbare tabellen.

- e. Een rekenmethode volgens American Institute of Steel Construction: Simplified design for torsional loading of rolled steel members. Philip H. LIN.
Zie Literatuurlijst.
- f. Vereenvoudigde methode volgens Eurocode met UK-NA (nationale bijlage) met referentie naar de BS-EN-1993-1-1. Beschrijft een combinatieberekening voor buiging en torsie. Deze, door het SCI –Steel Construction Institute, Engeland ontwikkelde methode, is niet in de EC gegeven, maar wel toepasbaar.

Besloten wordt, om in dit rapport de keuze voor de methode van rapport D07 aan te bevelen. De voorbeeldberekeningen van hoofdstuk 8 zijn hiermee uitgewerkt.

6.3.4.1 Verdeling wringende momenten

De wringende momenten zijn voor een prismatische balk maximaal ter plaatse van de opleggingen. De verdeling over de lengte is enerzijds bepaald door het evenwicht en anderzijds door de condities ter plaatse van de opleggingen. Bij symmetrische belastingen is het wringende moment in het midden van de balk gelijk aan nul. Bij opleggingen is het gelijk aan de helft van de totale uitwendige torsiekoppels, mits de oplegcondities aan de beide zijde hetzelfde zijn.

De notaties zijn conform de notaties in artikel 6.2.7 van NEN-EN 1993-1-1. Voor de leesbaarheid wordt in dit rapport op onderdelen afgeweken van deze notaties.

Aangezien de werkgroep gekozen heeft voor een benadering waarbij elastisch wordt gerekend, worden de spanningen als gevolg van deze momenten resp. met σ of τ en identieke subscripties aangeduid.

Het totale wringende moment in een doorsnede $M_{x,Ed}$ wordt in iedere doorsnede verdeeld in een drietal componenten, n.l.:

St.-Venant wringing	$M_{x,wr,Ed}$
Welfmoment	$M_{x,wl,Ed}$
Bi-moment	$M_{x,B,Ed}$

Deze momenten worden uit het totale wringende moment op de ligger ($M_{x,td}$) bepaald door middel van de volgende uitdrukkingen:

St.-Venant wringing:	$M_{x,wr,Ed} = C^* M_{x,t,d}$
Welfmoment:	$M_{x,wl,Ed} = B^* M_{x,t,d}$
Bi-moment:	$M_{x,B,Ed} = A^* M_{x,t,d} * L$

De grootte van de factoren A, B en C worden bepaald door de geometrische verhoudingen van de profieldoorsnede. Deze wordt gekarakteriseerd door de karakteristieke lengte.

Deze karakteristieke lengte is:

$$d = \sqrt{\frac{E_d \cdot I_{wa}}{G_d \cdot I_t}}$$

Voor de beschouwde ligger is de factor b_T de parameter die de grootte van de factoren bepaalt.

Deze factor is gelijk aan: $b_T = L / d$

Deze waarden zijn in appendix A gegeven.

In appendix D is aangegeven hoe de factoren A, B en C worden bepaald.

6.3.4.2 Spanningen t.g.v. wringende momenten

De spanningen als gevolg van de drie componenten van het totale wringende moment in de doorsnede van een I - profiel worden als volgt bepaald.

- a) Ten gevolge van St.-Venant, zie figuur 7,
Langs de rand van de flens:

$$t_{x,wr,Ed} = \frac{M \cdot t_f}{I_t}$$

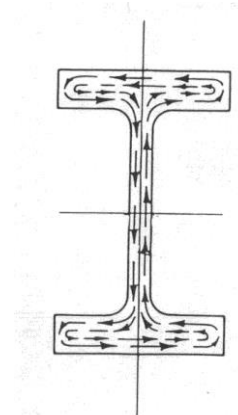
$$t_{x,wr,Ed} = \frac{M_{x,wr,Ed} \cdot t_f}{\sum \left(\frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 \right)}$$

Langs de rand van het lijf

$$t_{x,wr,Ed} = \frac{M \cdot t_w}{I_t}$$

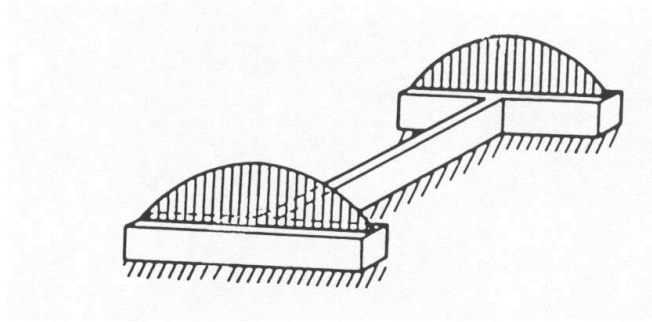
$$t_{x,wr,Ed} = \frac{M_{x,wr,Ed} \cdot t_w}{\sum \left(\frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 \right)}$$

Figuur 7



- b) Ten gevolge van verwelving, zie figuur 8:

$$t_{x,wl,Ed} = \frac{\frac{3}{2} \cdot M_{x,wl,Ed}}{(h - t_f) \cdot b \cdot t_f}$$

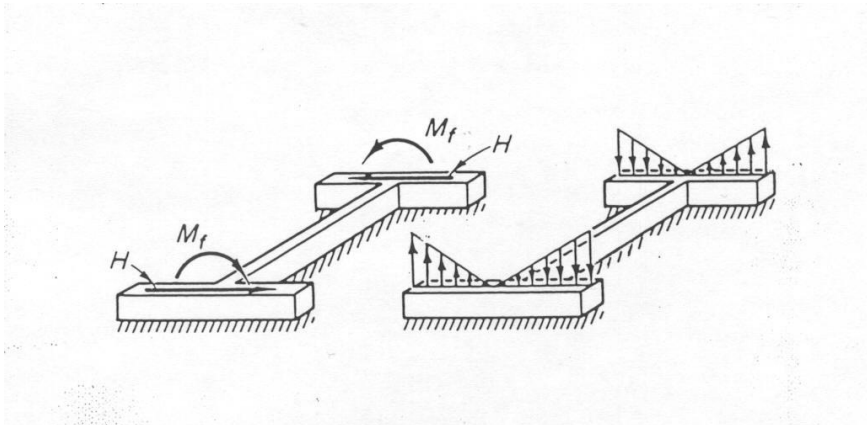


Figuur 8

c) Ten gevolge van het bi-moment, zie figuur 9:

$$s_{x,B,Ed} = \frac{M_{x,B,Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot t_f \cdot (h - t_f)}$$

$W_{x,B,Ed}$ = elastisch weerstandsmoment ten aanzien van het bi-moment om de X-as.



Figuur 9

6.3.5. Combinatie van spanningen

De combinatie van spanningen is relevant in twee doorsneden, n.l. het midden van de balk voor buigspanningen en de oplegging voor schuifspanningen en bij overstekken voor schuif- en buigspanningen.

Bij een ligger op 2 steunpunten geldt: (onder invloed van een gelijkmatig verdeelde belasting!)

Bij $M_{Ed,max}$: $V = 0$ (in het veldmidden)

Bij $V_{Ed,max}$: $M = 0$ (ter plaatse van de oplegging)

Bij tussensteunpunten van doorgaande liggers, dan wel overstekken, zijn zowel dwarskracht als moment in dezelfde doorsnede aanwezig en ongelijk aan nul.

6.3.5.1 Het midden van de balk

De spanningen in het midden van de balk zijn een combinatie van alle optredende buigspanningen ($\tau = 0$), dus van:

- spanning ten gevolge van buiging om de y-as
 - spanning ten gevolge van buiging om de z-as
 - spanningen ten gevolge van het bi-moment
- dus:

$$\sigma = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,el}} + \sigma_{x,B,Ed}$$

6.3.5.2 Opleggingen zonder overstek.

Bij opleggingen moeten zowel de schuifspanningen in het lijf als in de flens gecontroleerd worden.

a) Schuifspanningen in het lijf

De schuifspanning in het lijf is opgebouwd uit de volgende componenten:

- schuifspanning t.g.v. $V_{z,Ed}$
- schuifspanning t.g.v. St.-Venant

De totale schuifspanning in het lijf is dan:

$$\tau = \tau_{lijf,z} + \tau_{x,wr,Ed}$$

b) Schuifspanningen in de flens

De schuifspanning in de flens is opgebouwd uit de volgende componenten:

- schuifspanning ten gevolge van $V_{z,Ed}$
- schuifspanning ten gevolge van $V_{y,Ed}$
- schuifspanning ten gevolge van St.-Venant
- schuifspanning ten gevolge van welfmoment

De totale schuifspanning in de flens is dan:

$$\tau = \tau_{flens,z} + \tau_{flens,y} + \tau_{x,wr,Ed} + \tau_{x,wl,Ed}$$

6.3.5.3 Opleggingen met overstek (combinatie van dwarskracht en moment)

Verwezen wordt naar art. 6.2.8 van Eurocode 3 (1993-1-1), betreffende spanningen veroorzaakt door combinaties van krachten (normaal- en dwars-), momenten en torsie. Voor combinaties zonder torsie wordt verwezen naar art. 6.2.5 met de bijbehorende interactieformules.

De veroorzaakte spanningen in de doorsnede moeten voldoen aan de volgende voorwaarden:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_y} \leq 1$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{y,d}} = \frac{\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3}}{f_y} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{vgl,Ed}}{f_y} \leq 1$$

Gezien de uitgangspunten van dit rapport, zal dus in het algemeen deze laatste toets van toepassing zijn.

Voor een vlakke spanningstoestand geldt volgens Von Mises (Hubert en Hencky):

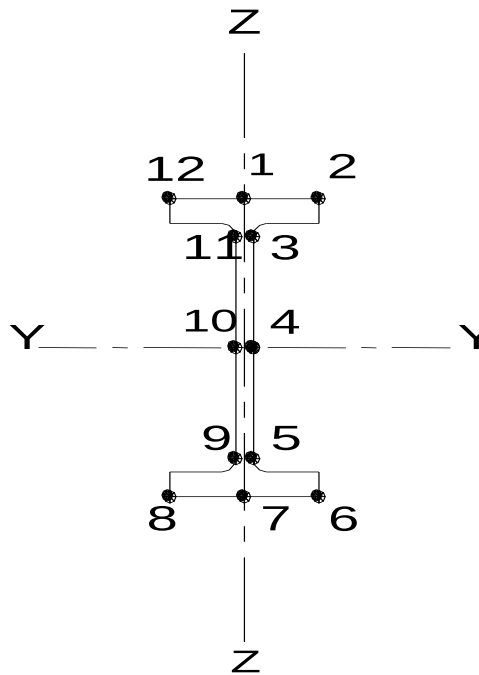
$$s_{vgl,Ed} = \sqrt{(s_{z,Ed})^2 + (s_{y,Ed})^2 - (s_{z,Ed} \cdot s_{y,Ed}) + 3(t_{zy,Ed})^2} \leq 1$$

NB: De indices hebben hier betrekking op het assenstelsel van de vlakspanningstoestand en niet op de gebruikte indices van de diverse formules gebruikt in dit rapport.

(Deze zijn gebaseerd op het lokale assenstelsel van het liggerprofiel)

De index “zy” ,genoemd bij dwarskracht, staat voor schuifspanningen ten gevolge van krachten in het “zy-vlak”

In een profiel zijn elementair twaalf punten aanwezig, die ieder voor zich aan de bovenstaande toets onderworpen kunnen worden. Zie figuur 10.



Figuur 10

Bij een ligger belast door een zowel horizontale als verticale belasting, hebben de afzonderlijke spanningscomponenten invloed op de volgende punten (zie tabel 1):

Tabel 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Toelichting hfd.st.
$s_{y,Ed}$	◆	◆	◆		◆	◆	◆	◆	◆		◆	◆	6.3.2.
$s_{z,Ed}$		◆				◆		◆				◆	6.3.2.
$s_{x,B,Ed}$		◆				◆		◆				◆	6.3.4.2.
ΣS		◆				◆		◆				◆	6.3.5.1.
Σt_{lijf}			◆	◆	◆				◆	◆	◆		6.3.5.2. a
Σt_{flens}	◆						◆						6.3.5.2. b

Tabel 1

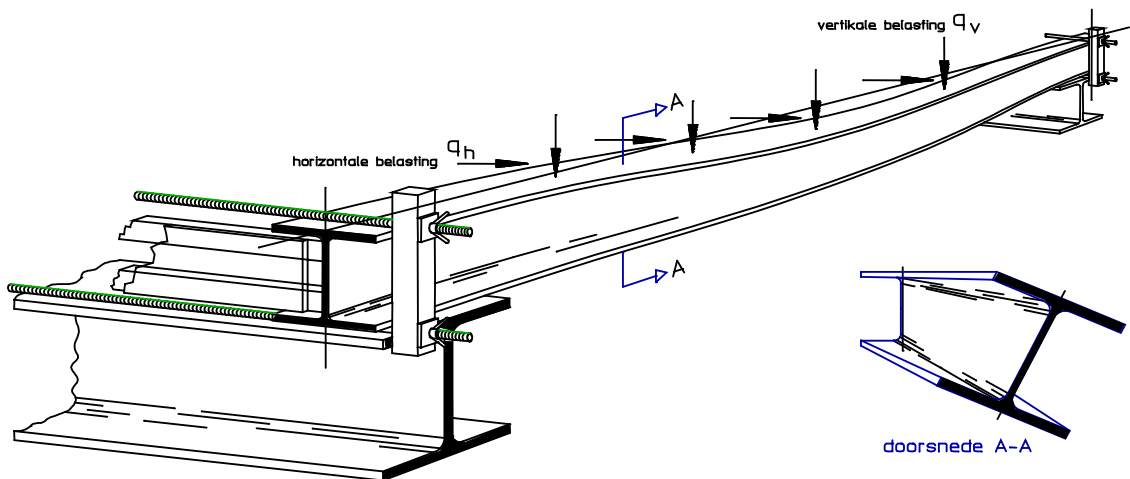
De sommatietekens betreffen een “algebraïsche” sommatie, echter in absolute zin is er van de genoemde punten altijd één, waar een maximum gevonden wordt.

6.4 Toetsing van de stabiliteit

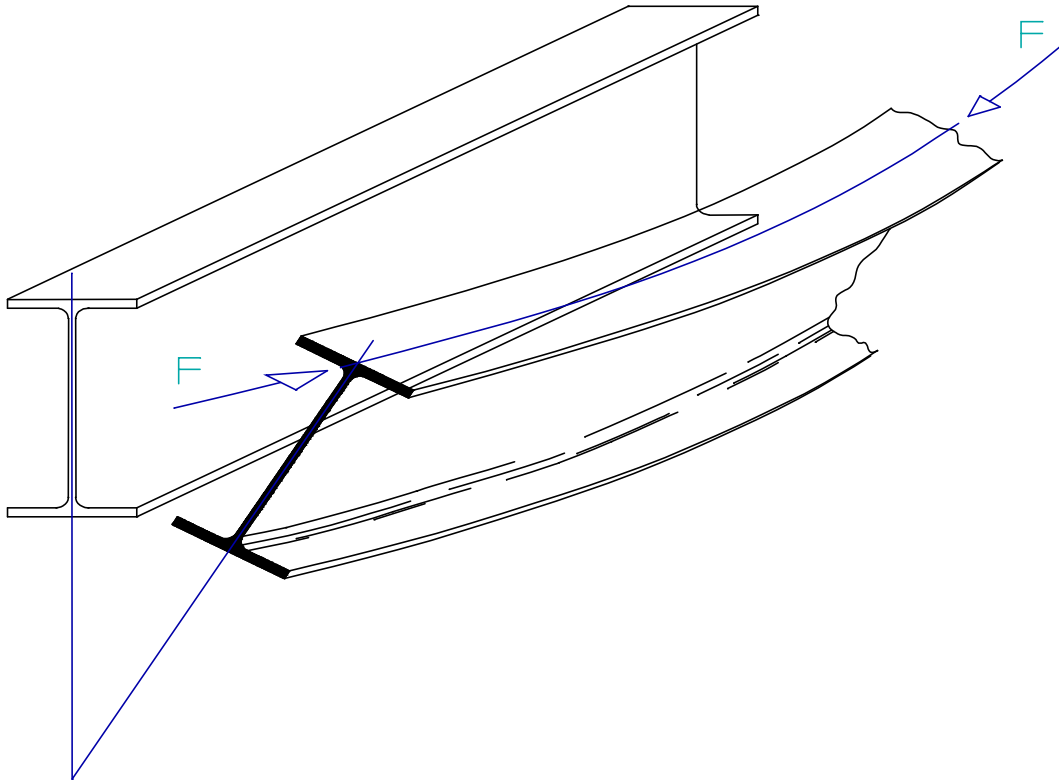
Bij de toetsing op stabiliteit van onderslagen dient de kipstabiliteit te worden onderzocht. In art. 6.3.2.1, Eurocode 3 (1993-1-1) worden daarvoor rekenregels gegeven. Dit artikel geldt alleen voor walsprofielen IPE, HEA, HEB, HEM en voor walsprofielen en gelaste profielen met verhoudingen van doorsnedeafmetingen volgens deze norm, waarbij de belasting niet hoger dan 0,1 maal de hoogte van het profiel aangrijpt.

Tevens dienen de onderslagen ter plaatse van de oplegging, volgens het gestelde in art. 6.5.3 van Eurocode 3 (EC 3), te zijn uitgevoerd met gaffels of met onderflensinklemmingen. Hierbij geldt dat de verhouding van de lengte van de onderslag, tussen de gaffels (l_g) en de hoogte (h) van het profiel, groter dan of gelijk is aan 5.

Evenals een kolom onder centrische belasting kan knikken, kan een stalen ligger onder een centrische verticale belasting kippen. Kippen is een voortijdig bezwijken als gevolg van extra buig- en wringspanningen t.g.v. tweede-ordevervormingen: zijdelings uitbuigen en rotatie. Zie figuur 11 en 12.



figuur 11



figuur 12

Verder zijn er kip-bevorderende omstandigheden, zoals de horizontale belastingen die op de ligger werken. Deze veroorzaken wringende momenten en zijwaartse uitbuiging van de onderslag. De buiging om de Z-as ten gevolge van de verticale component van de belasting veroorzaakt een drukkracht in de bovenrand van de onderslag, die dus moet worden beschouwd als een axiaal belaste staaf, die tevens uitbuigt om de Z-as.

Van een fysieke onderflensinklemming mag worden afgezien, als wordt aangetoond, dat de kantelstabiliteit van de oplegging is gewaarborgd volgens hoofdstuk 6.5.1.

Tot nu toe werd niet gerekend met de invloed van de wrijving van de contactbekisting op de kinderbinten, die als zijdelingse steun fungeert voor de onderslagen. De wrijving van de kinderbinten op de onderslagen werkt reducerend voor zowel wringing als kip op de onderslagen. De houten bekisting moet dan wel als schijf werken, bijvoorbeeld door het schroeven, spijkeren of vernagelen aan de kinderbinten.

De schijfwerking wordt overigens in hoge mate versterkt door het storten van de eerste laag beton, waarvan de verharding zich tijdens het stort ontwikkelt in de groene sterkte. Volgens de norm is het niet verboden om gebruik te maken van deze reducerende werking. Er bestaan artikelen en theorieën, die dit toestaan. Zo verwijst de oude Britse norm BS 5975 naar het boek "Stability of steel beams and columns" van Tata Steel 2011.

In de voorbeeldberekeningen van hoofdstuk 8 is de zijdelingse steunwerking van de contactbekisting niet meegenomen.

6.4.1 Toetsingsregel kip

Bij voorkeur moet voldaan worden aan de toetsingsregel van art. 6.3.2 van NEN-EN 1993-1-1.

Indien niet aan de toetsingsvoorwaarde kan worden voldaan, moeten of kipsteunen worden toegepast of moet de toetsing op kipstabiliteit eveneens volgens art. 6.3.2 van NEN-EN 1993-1-1. worden uitgevoerd.

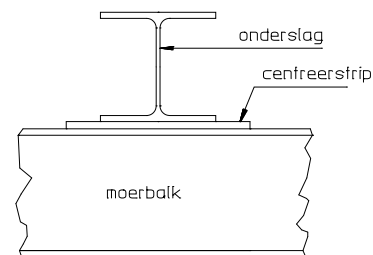
6.4.2 Ongesteunde lengte

$l_{\max}$ is de grootste ongesteunde lengte in de nabijheid van $M_{y,\max,Ed}$. In het algemeen is dit de afstand tussen de eventueel aanwezige koppelpanelen (kipsteunen) of de afstand tussen de opleggingen, indien geen koppelpanelen aanwezig zijn.

6.5 Opleggingen

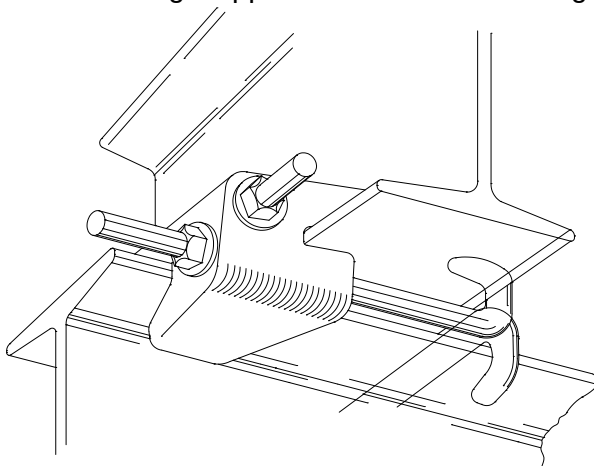
Een onderslagbalk kan op diverse manieren worden opgelegd. We onderscheiden drie oplegvormen, namelijk:

- a. een “koud” opgelegde balk, (zie figuur 13):



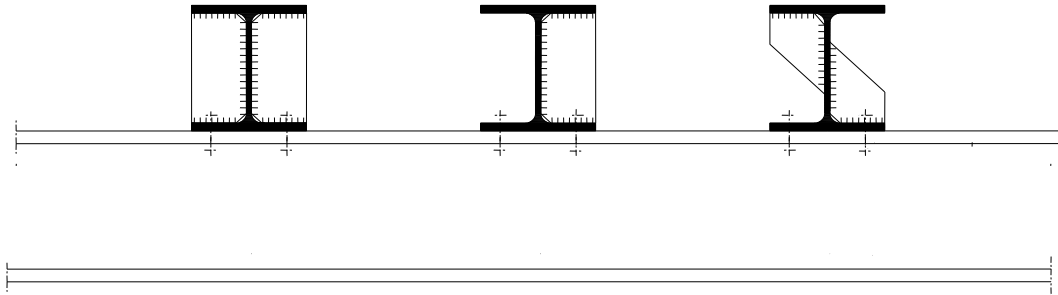
Figuur 13: “koud” opgelegde balk

- b. een balk opgelegd met een onderflens-inklemming (zie figuur 14).
Hierbij is de onderflens door middel van een klem- of boutverbinding aan de moerbalk gekoppeld. Dit detail kan tot ongewenste spanningen in de flenzen leiden.



Figuur 14: balk opgelegd met onderflens-inklemming

c. een balk met een gaffeloplegging (zie fig.15) of daaraan gelijkwaardig (zie fig.16a en b)

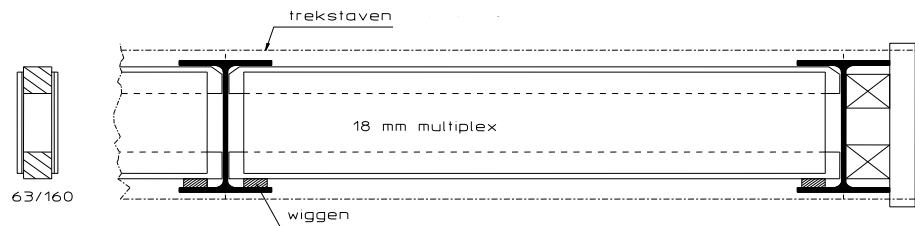


Figuur 15: gaffelopleggingen

Een gaffeloplegging is een oplegging, waarbij de volgende bewegingen van de ligger worden verhinderd:

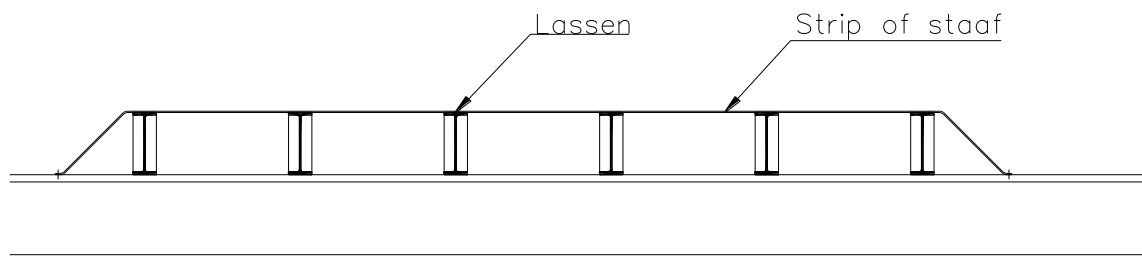
- translatie in het vlak van het lijf, haaks op de ligger (= verticale verplaatsing);
- translatie haaks op het vlak van het lijf (= translatie in de richting van de y-as);
- rotatie om de as van de ligger (rotatie om de x-as).

Een gaffeloplegging wordt bijvoorbeeld verkregen door het toepassen van een houten koppelconstructie met trekstaven (zie figuur 16a), of gekruiste staven die van de bovenflens van de ene onderslag naar de onderflens van de andere onderslag lopen.



Figuur 16a: aan gaffeloplegging gelijkwaardige opleggingen (kan tevens worden toegepast als kipsteun)

Ook door koppeling van de bovenflenzen van de onderslagen naar de moerbalk wordt een, aan een gaffeloplegging gelijkwaardige, oplegging verkregen. Tegen o.a. het uitknikken van het lijf dienen er dan wel verstijvingschotjes in de onderslagen gelast te worden (zie figuur 16b). Voor toetsen, zie ook de rekenvoorbeelden.

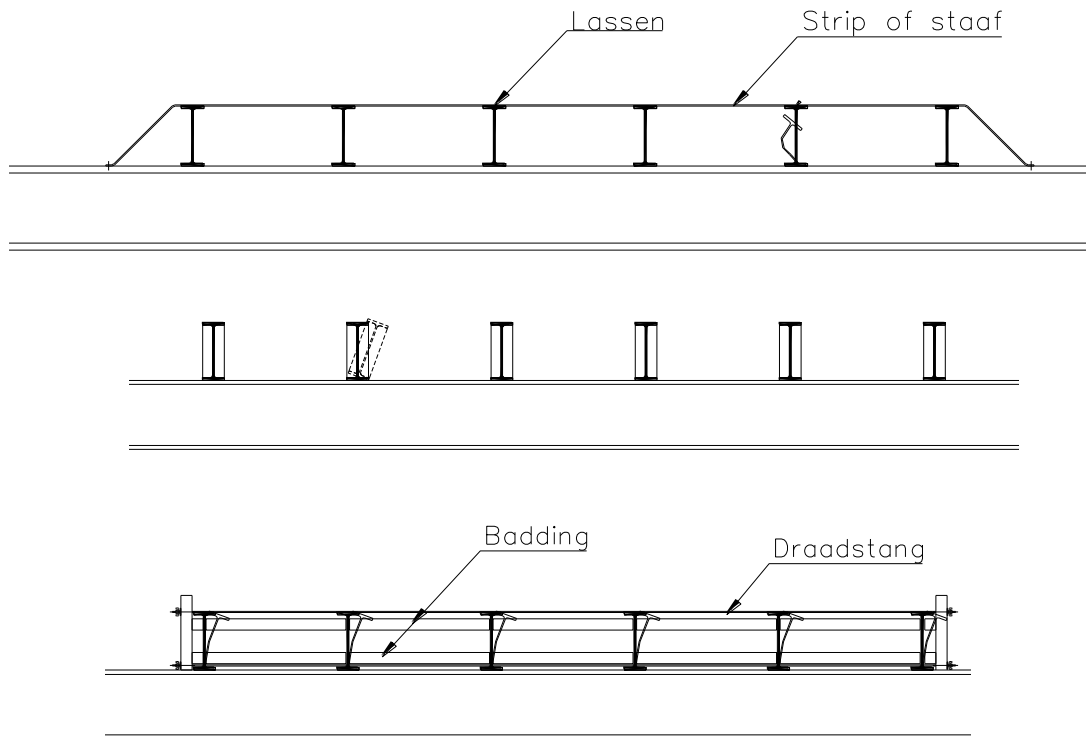


Figuur 16b

Om economische redenen streeft men er bij ondersteuningsconstructies naar de onderslagen "koud" (uiteeraard wel via een onderlegstrip of -staaf) op de moerbalk op te leggen.

Achtereenvolgens dient onderzocht te worden of kantelen van de onderslag wordt voorkomen, of de onderflens ten gevolge van de oplegreactie aan buiging onderhevig is en of het lijf van de onderslag boven de oplegging niet gaat knikken.

In figuur 17 worden enige voorbeelden getoond van opleggingen, die niet gelijkwaardig zijn aan een gaffeloplegging.



Figuur 17: niet aan gaffeloplegging gelijkwaardige opleggingen.

Aanbevolen wordt de tolerantie voor de afstand van de gaffelsteun tot de oplegging beperkt te houden tot maximaal de liggerhoogte van de onderslag. Wel dient ter plaatse van de oplegging de krachtsinleiding in de onderslag en eventueel de moerbalk gecontroleerd te worden volgens art. 6.5.3 van NEN-EN 1993-1-1.

6.5.1 Kantelen van de onderslag

Teneinde kantelen van de onderslag te voorkomen moet aan onderstaande voorwaarde zijn voldaan (zie figuur 18):

$$e_{ro} = \frac{gM_{x,opl,Ed}}{R_o} \leq \frac{1}{2}b_f$$

waarin:

g : belastingfactor = 2

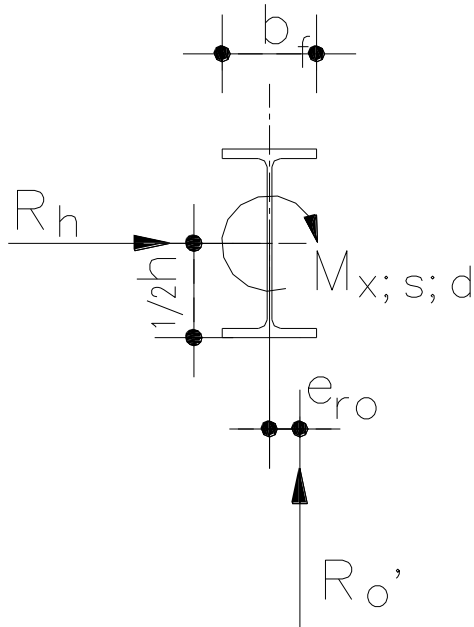
e_{ro} : excentriciteit van de oplegreactie R_o

b_f : de breedte van de flens

$M_{x,opl,Ed}$: het moment in de oplegging, bestaande uit de som van:

$$M_{x,Ed} + \left(R_h \cdot \frac{1}{2} h \right) \text{ zie hoofdstuk 6.2}$$

Indien aan deze eis niet wordt voldaan, dienen koppelpanelen of een onderflens-inklemming te worden toegepast teneinde kantelen van de onderslag te voorkomen.



Figuur 18

Onder kantelen wordt verstaan het "omvallen" van een op de moerbalk, al of niet met een centreeerstrip, opgelegde onderslagbalk.

Het verschijnsel kan optreden door eerste-ordemomenten, maar wordt versterkt door tweede-ordevervormingen t.g.v. kip en horizontale uitbuigingen door o.a. imperfectie. Het treedt plotseling op zonder dat de balk veel vervormt. Daarom wordt, indien van een nauwkeurige berekening wordt afgezien, hier een additionele veiligheidsfactor $\gamma = 2$ in rekening gebracht.

6.5.2 Rotatie van de onderslag

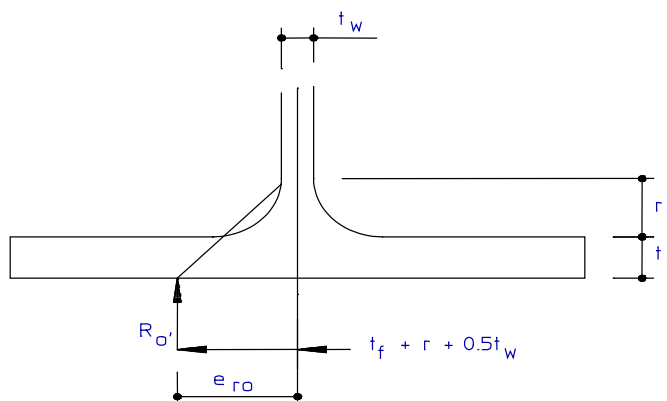
Aan de onderstaande voorwaarde dient te worden voldaan (zie figuur 19):

$$e_{ro} < t_f + r + \frac{1}{2} t_w$$

waarin:

e_{ro} : berekend volgens 6.5.1

r : de afrondingsstraal van het profiel



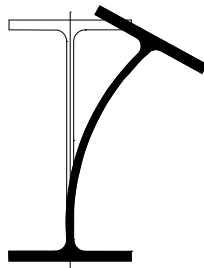
Figuur 19

Indien aan deze voorwaarde niet wordt voldaan, dan is de onderflens t.g.v. de werking van R_0 aan buiging onderhevig, waardoor de flens zich in meer of mindere mate als een wiel kan gaan gedragen. Om dit te voorkomen, moeten dan ter plekke van de opleggingen verstijvingsschotten worden aangebracht aan weerszijden van het lijf van de onderslag. Hiervoor kunnen ook hardhouten klossen met verticale vezels worden gebruikt.

6.5.3 Knikken van het lijf

De maximale oplegreactie mag bij een bepaald profiel een bepaalde waarde niet overschrijden omdat anders de mogelijkheid bestaat dat het profiel boven het steunpunt dan kan knikken voordat het profiel de rekenwaarde van de belasting kan opnemen. Getoetst moet worden of aan de voorwaarde vermeld in art. 6.5.3 van NEN-EN 1993-1-1 wordt voldaan. Deze toetsing komt neer op het toetsen van de (knik-) stabiliteit van het liggerlijf boven de oplegging.

Indien aan deze voorwaarden wordt voldaan is de oplegging gelijkwaardig aan een gaffeloplegging. Wordt aan de eisen niet voldaan dan moeten ter plaatse van de opleggingen zodanige verstijvingen zijn aangebracht, dat de opleggingen als gaffelopleggingen zijn te beschouwen.



Figuur 20

6.6 Krachtsinleiding bij opleggingen en puntlasten

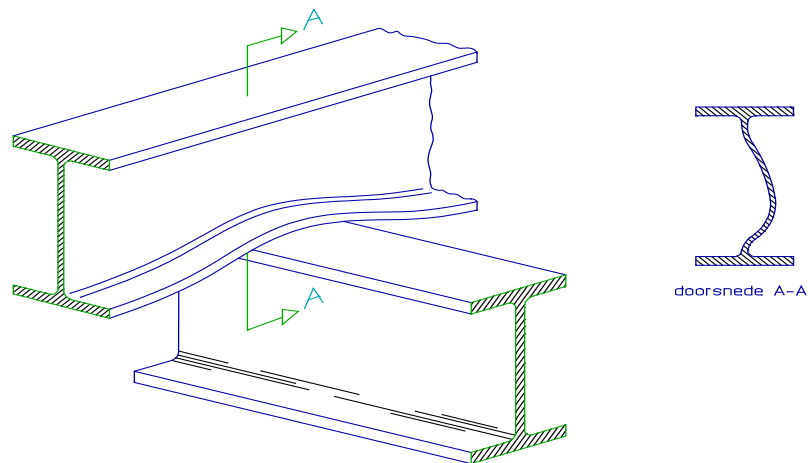
Hieronder volgen spanningscontroles waaraan bij de krachts-inleiding dient te worden voldaan.

De bedoeling van deze controles is het plaatselijk plooien van het lijf direct onder de last of boven de oplegging te voorkomen (zie figuur 21).

Achtereenvolgens wordt de spanning gecontroleerd ten aanzien van:

- vloeien van het lijf (paragraaf 6.6.1)
- lokaal plooien van het lijf (paragraaf 6.6.2)
- globaal plooien van het lijf (paragraaf 6.6.3)

Indien aan de voorwaarden niet wordt voldaan moet het profiel ter plaatse van de krachtsinleiding worden verstijfd door middel van ingelaste schotten of klossen. Ook kan een groter profiel worden gekozen.



Figuur 21

plooi van een onderlag

Toetsing:

Volgens NEN-EN 1993-1-1 NB:2011 (EC3) Par. 6.5.3 krachtsinleiding zonder verstijvingsschotjes.

Indien geen verstijvingsschotjes zijn toegepast voor de krachtsinleiding bij opleggingen van en puntlasten op gewalste I-liggers of gelaste plaatliggers, moet aan de volgende voorwaarden zijn voldaan:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0$$

en:

$$\frac{F_{Ed}}{1,5 F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

waarin:

F_{Ed} = de rekenwaarde van de kracht door de belasting;

F_{Rd} = de rekenwaarde van de weerstand bij krachtsinleiding en is de kleinste waarde van $F_{1,Rd}$, $F_{2,Rd}$ en $F_{3,Rd}$.

$M_{y,Ed}$ = de rekenwaarde van het buigend moment om de y-as door de belasting;

$M_{y,Rd}$ = de rekenwaarde van de weerstand tegen het buigend moment om de y-as;

$F_{1,Rd}$ = de rekenwaarde van de weerstand van het lijf ten aanzien van vloeien;

$F_{2,Rd}$ = de rekenwaarde van de weerstand van het lijf ten aanzien van lokaal plooiën;

$F_{3,Rd}$ = de rekenwaarde van de weerstand van het lijf ten aanzien van globaal plooiën.

6.6.1 Vloeien van het lijf

Voor de weerstand $F_{1,Rd}$ ten aanzien van het vloeien van het lijf bij krachtsinleiding geldt:

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

Bij eindopleggingen geldt:

$$d_1 = t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{s_{f,Ed}}{s_{fy,f}} \right)^2}$$

$s_{f,Ed}$ is de langsspanning in de flens.

Bij eindoplegging zonder overstekken is $s_{f,Ed} = 0$ en de formule gaat dan over in

$$d_1 = t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}}$$

In andere gevallen geldt:

$$d_1 = 2t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{s_{f,Ed}}{s_{fy,f}} \right)^2} \quad \text{waarbij } b_f \text{ niet groter mag zijn dan } 25t_f.$$

Opleglengte $c = 2d_0 + t_w$

waarin:

d_0 = de afstand van de buitenzijde van de flens tot het begin van de afrondingsstraal.

6.6.2 Lokaal plooien van het lijf

Rekenspanning in het lijf: $s_{s,2,d} = \frac{F_{Ed}}{F_{u,2,d}} \cdot f_{y,d}$

Eis: $s_{s,2,d} < f_{y,d}$

Voor de weerstand $F_{2,Rd}$ ten aanzien van lokaal plooien van het lijf bij krachtsinleiding geldt voor eindopleggingen:

$$F_{2,Rd} = 0,125t_w^2 \sqrt{E \cdot f_y} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left(\frac{c}{h - 2t_f} \right) \right)$$

waarin: h is de hoogte van de ligger.

Als de afstand van het einde van de ligger tot de krachtsinleiding groter is dan $1,5h$, dan geldt:

$$F_{2,Rd} = 0,5t_w^2 \sqrt{E \cdot f_y} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left(\frac{c}{h - 2t_f} \right) \right)$$

waarbij: $\frac{c}{h - 2t_f} \leq 0,2$

6.6.3 Globaal plooien van het lijf

De weerstand $F_{3,Rd}$ ten aanzien van globaal plooien van het lijf bij krachtsinleiding moet zijn bepaald door het lijf te beschouwen als een gedrukte staaf met een effectieve breedte b_{eff} en een kniklengte L_{cr}

$$N_{b,Rd} = \frac{c \cdot A \cdot f_y}{g_{M_1}}$$

waarin:

$$N_{b,Rd} = F_{3,Rd}$$

$$A = A_{lijf} = B_{eff} \cdot t_w$$

c = volgens formule 6.49 (EC 3)

Voor toetsing op knikstabiliteit uit te gaan van knikcurve c volgens art. 6.3.1 (EC 3) en b_{eff} volgens art. 6.5.3.4 (EC 3 - NB)

6.6.4 Combinatiespanningen

Controle vlg. NEN-EN 1993-1-1 art. 6.2.1 (5) vloeicriterium:

$$\left(\frac{s_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{s_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{s_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) \left(\frac{s_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{t_{Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Eis: } 3 \left(\frac{t_{som,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 \leq 1,0 \quad \text{bij opleggingen: } x=0 \rightarrow s_{x,z,Ed} = 0$$

$$\text{Eis: } \left(\frac{s_{som,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 \leq 1,0 \quad \text{in het midden van overspanning: } x=1/2 L \rightarrow t_{Ed} = 0$$

Waarin $s_{som,Ed}$ en $t_{som,Ed}$ inclusief de wringspanningen zijn.

6.7 Gaffelsteunen en kipsteunen

De steunen ter plaatse van de **opleggingen** dienen te worden gedimensioneerd op $M_{x,Ed}$ uit art. 6.3.4 van dit rapport. Indien bovendien in het midden van het veld een steun is toegepast om bijvoorbeeld de kipstabiliteit te vergroten, dienen de steunen ter plaatse van de opleggingen op $0,5M_{x,Ed}$ te worden gedimensioneerd, waarbij

$$M_{x,Ed} = 0,5 \cdot (m_{x,Ed} \cdot L_{th}).$$

De steun **in het midden van het veld** dient te worden gedimensioneerd op de grootste van de volgende krachten, volgens art. 6.3.2.5 van NEN-EN 1993-1-1:

$$1) \quad N_{st,Ed} = 0,01A_f \cdot s_{f,Ed}$$

$$2) \quad N_{st,Ed} = 0,005A_f \cdot f_{y,d}$$

waarin:

A_f : het oppervlak van een flensdoorsnede;

$s_{f,Ed}$: de rekenwaarde van de spanning in de flens ten gevolge van de belasting.

Bovendien dient te worden gecontroleerd of eventueel uit de berekende wringende componenten een grotere normaalkracht volgt:

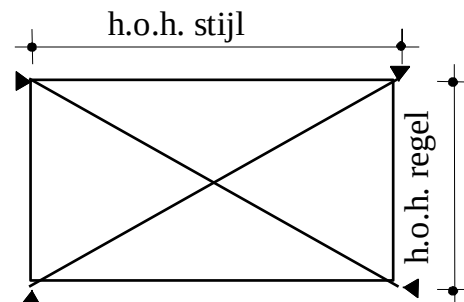
$$3) \quad 1,25M_{x,Ed}, \text{ waarbij } M_{x,Ed} = 1,25 * (m_{x,Ed} * 0,5L_{th})$$

$$4) \quad \text{Indien gekozen is alleen een steun in het midden van het veld te plaatsen en geen steunen ter plaatse van de oplegging, dient deze te worden gedimensioneerd op } 2M_{x,Ed}, \text{ waarbij } M_{x,Ed} = 2,0 * (m_{x,Ed} * 0,5L_{th}).$$

De zijdelingse steun moet zowel op de onderflens als op de bovenflens aangebracht worden. De afstand van de zijdelingse steunen tot de flenzen mag niet groter zijn dan $\frac{1}{3}$ van de profielhoogte.

6.7.1 Dimensionering van steunen

De steunen of koppelpanelen kunnen van hout worden gemaakt door twee baddings in de boven- en onderflens van de onderslagen klemmend aan te brengen en de baddings te koppelen door multiplexplaten ter weerszijden van de baddings aan te brengen. Tussen de houten baddings en de stalen onderslagen zijn moeilijk trekvast verbindingen te realiseren. De trekvast verbindingen zullen dan ook moeten worden verzorgd door stalen staven boven en onder de onderslagen (zie figuur 16a).



Figuur 22

De in de boven- en onderregel of baddings werkende trek- of drukkrachten zijn als volgt te bepalen:

$$N_{horizontaal} = \frac{M_{x,Ed}}{h.o.h.regel}$$

De in de stijlen werkende kracht of de aan de einden van de multiplexplaat werkende kracht is als volgt te bepalen:

$$N_{verticaal} = \frac{M_{x,Ed}}{h.o.h.stijl}$$

De trekkracht in de eventueel aanwezige schoren is als volgt te bepalen:

$$N_{schoor} = \sqrt{(N_{horizontaal}^2 + N_{verticaal}^2)}$$

6.7.1.1 Stalen onderdelen

De stalen onderdelen van het koppelpaneel en de verbindingen dienen gecontroleerd te worden aan de hand van NEN-EN 1993-1-1.

Als kniklengte, l_{buc} , kan de systeemplengte worden aangehouden. De knikfactoren dienen te worden bepaald volgens NEN-EN 1993-1-1. Afhankelijk van de staafdoorsnede, de plaatdikte, de productiewijze en de as van de staafdoorsnede is in een tabel weergegeven welke instabiliteitskromme gehanteerd dient te worden.

6.7.1.2 Houten onderdelen

De houten onderdelen van het koppelpaneel dienen gecontroleerd te worden aan de hand van NEN-EN 1995-1-1.

Gecontroleerd dient te worden of de knikkracht in de baddings voldoet. Van het multiplex dient gecontroleerd te worden of dit de optredende schuifspanning kan opnemen.

Vervolgens dienen de diverse verbindingen gecontroleerd te worden.

7. TOETSING MOERBALKEN

7.1 Algemeen

De oplegreacties van de onderslagen moeten als puntlasten op de moerbalken worden ingevoerd. Doorgaans is het bij de berekening van de maximaal toelaatbare stempelafstanden en bij de berekening van de doorbuiging van moerbalken (bruikbaarheidsgrenstoestand) toegestaan, het puntlastenstelsel in de berekening te vervangen door een equivalente, gelijkmatig verdeelde belasting.

Moerbalken moeten zowel op de plaats van de onderslagen als ook op de plaats van de stempels op plooï worden gecontroleerd.

Voor moerbalken dient men bij voorkeur een HE-profiel toe te passen. IPE-profielen zijn minder geschikt als moerbalk in verband met de knik van het lijf en met het oog op de kipstabiliteit.

Het is aan te bevelen de horizontale krachten in de lengterichting van de onderslagen niet op te laten nemen door de moerbalken, maar af te leiden naar de landhoofden of tussensteunpunten waar de krachten via opvullingen van b.v. klossen worden overgebracht op het beton. Indien dit niet mogelijk is, moeten deze horizontale krachten d.m.v. schoorwerken of trekstangen naar zgn. dodebedden o.i.d. worden afgeleid.

De horizontale krachten haaks op de onderslagen, dus evenwijdig aan de moerbalken, moeten door middel van schoren, die aan de stempels zijn bevestigd, naar de funderingen worden afgevoerd.

Teneinde ongewenste excentriciteiten te vermijden, moeten tussen onderslagen en moerbalken altijd centreerstrippen worden aangebracht!

Toelichting:

Moerbalken zijn slechts een onderdeel van de totale ondersteuningsconstructie en het aantal ervan is relatief klein. Een enigszins te zwaar profiel veroorzaakt dus een betrekkelijk geringe kostenverhoging.

De buigende momenten in de moerbalk worden door de belasting én het aantal stempels bepaald. Past men evenveel stempels toe als onderslagen, dan worden de buigende momenten vrijwel nihil.

Indien men twee stempels per onderslag gebruikt, wordt aanbevolen deze dicht bijeen en symmetrisch t.o.v. de as van de onderslag te plaatsen.

Past men meer dan tweemaal zoveel stempels toe als onderslagen, dan kan de werkelijke krachtverdeling op de stempels anders zijn dan men op papier aanneemt. Het is dan beter een kleiner aantal zwaardere stempels toe te passen.

H.o.h. afstanden van stempels die veel kleiner zijn dan de h.o.h. afstand van de onderslagen, moeten worden vermeden, omdat door de betrekkelijke stijfheid van de moerbalk, de stempels nabij de opleggingen van de onderslagen zwaarder worden belast dan de overige stempels.

Bij onderslagen midden in het veld van de moerbalken treden grote buigende momenten op. Bij onderslagen recht boven de stempels zullen geen buigende momenten optreden. Dan is alleen controle op plooï en knik van de moerbalk nodig. Bij onderslagen dicht naast de stempels treden in de moerbalken grote dwarskrachten op ten gevolge van puntlasten uit de onderslagen. In dat geval is het vervangen van het

puntlastenstelsel door een equivalente, gelijkmatig verdeelde belasting niet aan te bevelen.

7.2 Berekening

De berekeningsgang voor de moerbalken is grotendeels gelijk aan de berekeningsgang voor onderslagen. Door de oplegreacties uit de onderslagen als puntlasten op de moerbalk te plaatsen is uit het statisch schema in de verschillende sneden $M_{y,Ed}$ en $V_{z,Ed}$ te bepalen.

7.2.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand

De doorbuigingseis luidt: $u_z \leq u_{\max} = \frac{1}{400} l$

7.2.2 Uiterste grenstoestand

Controle op buiging:

Bepalen buigspanningen $\sigma_{y,Ed}$ en $\sigma_{z,Ed}$

Voldaan moet worden aan de eis: $\sigma_{y,Ed} + \sigma_{z,Ed} < f_y$

Controle op afschuiving:

Bepalen schuifspanningen $\tau_{z,Ed}$ ten gevolge van V_d en $\tau_{y,Ed}$ ten gevolge van $V_{d,hor}$.

Voldaan moet worden aan de eis $\tau_{x,Ed}$ en $\tau_{y,Ed} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{g_{M0}}{\sqrt{3}} \leq 0,58 f_y$.

De combinaties van krachten en momenten dienen met behulp van de interactieformules van art. 6.2.1 van NEN-EN 1993-1-1 te worden gecontroleerd.

7.2.3 Toetsing van de stabiliteit

Voldaan moet worden aan de rekenregels vermeld in art. 6.3.2 van NEN-EN 1993-1-1. Deze toetsing omvat een controle van de kipstabiliteit.

De moerbalken moeten op de stempelkoppen worden vastgeklemd, zodat zij zijn te beschouwen als opleggingen met onderflensinklemmingen.

7.2.4 Krachtsinleiding bij opleggingen en puntlasten

Voor de controle van de krachtsinleiding bij de opleggingen en onder puntlasten wordt verwezen naar de controle zoals deze is omschreven in art. 6.3.6 van deze leidraad.

8. REKENVOORBEELDEN

In de rekenvoorbeelden gaat het er niet om of resp. de profilering dan wel de h.o.h. afstanden optimaal gekozen zijn.

In de rekenvoorbeelden zijn de optredende spanningen gecontroleerd. Deze spanningen hebben dezelfde indices als de momenten waaruit deze volgen.

8.1 Rekenvoorbeeld 1: onderslagbalk HEB1000 met verkanting

De optredende spanningen worden hier gecontroleerd volgens NEN-EN 1993-1-1+C2 en de NB.

8.1.1 Gegevens en uitgangspunten

Overspanning	: $L_{th} = 15,00\text{m}$
Vloer dikte	: $h_b = 1,20\text{m}$
Profielafm. onderslagen	: 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 $u_z = 50\text{mm}$

8.1.2 Belastingen

Belastinggevallen:

- Verticale belastingen:
 - Eigengewicht bekisting (betonplex en kinderbinten) : $G_{k,1} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
 - Eigengewicht stalen ondersteuning (onderslagbalken): $G_{k,2} = 3,20 \text{ kN/m}^2$
 - Massagewicht vers beton (veranderlijke belasting) : $Q_{k,1} = 26 \text{ kN/m}^3$
 - Veranderlijke bel. (binnen werkvlak van 3 x 3m) : $Q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
 - Veranderlijke bel. (restende oppervlakruimte) : $Q_{k,2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- Horizontale belastingen:
 - Windbelasting en overige horizontale belasting (3% van de verticale belastingen)
 - Belasting t.g.v. verkanting

Belastingcombinaties:

BC1 - Uiterste grenstoestand UGT (ULS), fundamentele belastingcombinatie

$q_{v,1} = 1,35 \times (0,4 + 3,20) + 1,5 \times (1,2 \times 26,0 + 1,50) = 53,9 \text{ kN/m}^1$ (in het midden van de overspanning)

$q_{v,2} = 1,35 \times (0,4 + 3,20) + 1,5 \times (1,2 \times 26,0 + 0,75) = 52,8 \text{ kN/m}^1$ (over het resterende deel van de overspanning)

(Ter vereenvoudiging van de handberekening kan de veranderlijke werkbelasting over de hele lengte van de onderslag op $1,50 \text{ kN/m}^2$ aangehouden worden).

Horizontale belastingen:

wind en overige imperfecties, zoals initiële scheefstand e.d. : 3,0%. q_v

verkanting : 2,5% q_v

Totaal $q_h = 5,5\% \cdot q_v$

$$q_{h,1} = 0,055 \times 53,9 = 3,0 \text{ kN/m}^1$$

BC2 - Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT (SLS), karakteristieke belastingcombinatie

$$q_{v,3} = 1,0 \times (1,2 \times 26,0) = 31,2 \text{ kN/m}^1$$

en $q_{v,4} = 1,0 \times (0,4 + 3,2) + 1,0 \times (1,2 \times 26,0) = 34,8 \text{ kN/m}^1$ (incl. eigen gewicht bekisting)

$$q_{h,3} = 0,055 \times 31,2 = 1,72 \text{ kN/m}^1$$

Berekening van interne krachten:

De maximum buigende momenten, dwarskrachten en oplegreacties zijn als volgt bepaald:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q_{v,d} \cdot l^2$$

$$M_{y,max} = 1516 \text{ kNm}$$

$$M_{z,max} = 0,055 \times 1516 = 83 \text{ kNm} \quad \text{t.g.v. hor. belastingen}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot q_{v,d} \cdot l_{th}$$

$$V_{z,Ed} = 404 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = (2,5\% + 3\%) \cdot V_{z,Ed} = 0,055 \times 404 = 22,0 \text{ kN}$$

$$R_{Ed} = 404 \text{ kN}$$

$$R_{kar} = 261 \text{ kN}$$

8.1.3 Controle weerstand van de doorsnede

Buigend moment (UGT) Volgens art. 6.2.5

$$\text{Eis } \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1$$

Bij het bepalen van het $M_{C,Rd}$ wordt bij hulpconstructies gerekend met het **elastische** weerstandsmoment.

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} \quad \text{waar } \gamma_{M,0} = 1$$

$$M_{y,Rd} = 12895 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 3030 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = 1085 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 255 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{1516}{3030} = 0,50 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Voldoet}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{83}{255} = 0,33 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Voldoet}$$

Controle combinatie spanning $\sigma_y + \sigma_z \leq f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_y = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} = \frac{1516 \cdot 10^6}{12895 \cdot 10^3} = 117,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} = \frac{83 \cdot 10^6}{1085 \cdot 10^3} = 76,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(y+z)} = 117,6 + 76,5 = 194,1 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Voldoet.}$$

8.1.4 Controle op afschuiving

Dwarskracht (UGT) Volgens art. 6.2.6

$$\text{Eis } \frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1$$

$V_{Ed} = 404 \text{ kN}$ ter plaats van de opleggingen.

Volgens elasticiteitstheorie kan de afschuifspanning τ_{Ed} , veroorzaakt door een dwarskracht, als volgt worden berekend:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot t_w} \quad (\text{formule voor schuifspanning in een kritiek punt van de doorsnede})$$

Elastische doorsnede t.b.v. opname dwarskracht in Z-as:

$$A = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \quad (\text{formule 11.2-13})$$

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 1000 - 2 \cdot 36 = 928 \text{ mm}$$

$$A_w = 928 \cdot 19 = 17632 \text{ mm}^2$$

$$\text{Als } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \quad \text{dan mag } \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (\text{voor I- of H-profielen})$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 36}{17632} = 0,61 > 0,60 \quad \text{dan} \quad \tau_{Ed} = \frac{404 \cdot 10^3}{17632} = 22,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Eis } \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad \text{dan} \quad \frac{22,9 \cdot \sqrt{3}}{235} = 0,17 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Schuifspanning in flens t.g.v. verticale belasting:

$$\tau_{\text{vert.bel.}} = \frac{\tau_{\text{lijf}} \cdot t_w}{2 \cdot t_f} = \frac{22,9 \cdot 19}{2 \cdot 36} = 6,0 \text{ N/mm}^2$$

Schuifspanning in flens t.g.v. horizontale belasting:

$$\tau_{\text{horz.bel.}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{y,Ed}}{2 \cdot b_f \cdot t_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,055 \cdot 404 \cdot 10^3}{2 \cdot 300 \cdot 36} = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

8.1.5 Controle stijfheid

Doorbuiging (BGT)

$$\text{Doorbuigingseis} \quad : \quad u_{\max} = \frac{L_{th}}{600}$$

en t.g.v. vers gestort beton max. toelaatbaar: $u_z = 50 \text{ mm}$

- Doorbuiging in Z-richting, ten gevolge van vers beton:

$$u_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{v, \text{kar}} l^4}{EI_y}$$

$$u_{z, \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{31,2 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 644748 \cdot 10^4} = 15,2 \text{ mm} < 15000/600 = 25 \text{ mm}$$

- Doorbuiging in Z-richting, ten gevolge van beton en eigen gewicht van de bekisting:

$$u_{z, \max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{34,8 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 644748 \cdot 10^4} = 16,9 \text{ mm}$$

- Doorbuiging in Y-richting, ten gevolge van horizontale belasting:

$$u_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_h l^4}{EI_z}$$

$$u_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,72 \cdot 15,00^4 \cdot 10^{12}}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16276 \cdot 10^4} = 33,2 \text{ mm}$$

Conclusie: doorsnede voldoet aan doorbuigingseisen.

Toelichting:

De combinatie van de vervorming van hulp- en definitieve constructie kan door middel van tooglatten op de onderslagbalken worden geëlimineerd.

Door sommatie van de verschillende vervormingen kunnen tooglatten worden gezaagd die ervoor zorgen dat de uiteindelijke vorm wordt bereikt.

8.1.6 Controle op plooien door schuifspanning

Eis: als $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta}$ hoeft doorsnede volgens (NEN-EN 1993-1-5 art. 5)

niet getoetst te worden.

$$h_w = h - 2 t_f = 1000 - 2 \cdot 36 = 928 \text{ mm}$$

$$t_w = 19 \text{ mm}$$

$$e = 1,0$$

η = factor voor de afschuif oppervlakte. (veilig waarde voor $\eta = 1,0$)

$$\text{dus } \frac{h_w}{t_w} = \frac{928}{19} = 48,84 \leq 72 \cdot \frac{1}{1} = 72$$

Conclusie: plooien ten gevolge van schuifspanning hoeft niet gecontroleerd te worden.

8.1.7 Controle gelijkwaardigheid aan gaffelopleggingen

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.3.2.5 NB)

$$\text{Eis } \frac{R_{Ed}}{\chi_x \cdot N_{w,Rd}} \leq 1,0$$

$R_{Ed} = 404 \text{ kN}$ (reactie uit berekening van balk)

$$N_{w,Rd} = b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y$$

$$b_{eff} = 0,50 \cdot \sqrt{h^2 + c^2} + x + 0,5 \cdot c$$

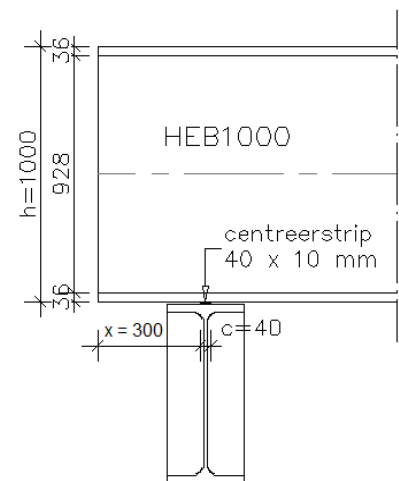
$$\text{maar } \leq \sqrt{h^2 + c^2}$$

$h = 1000 \text{ mm}$, $C = 40 \text{ mm}$ en einde overstek $x = 300 \text{ mm}$

$$b_{eff} = 0,50 \cdot \sqrt{1000^2 + 40^2} + 300 + 0,5 \cdot 40 = 820 \text{ mm}$$

$$\sqrt{h^2 + c^2} = \sqrt{1000^2 + 40^2} = 1001 \quad \text{dus } b_{eff} = 820 \text{ mm}$$

$$N_{w,Rd} = (820 \cdot 19 \cdot 235) \cdot 10^{-3} = 3661 \text{ kN}$$



Oplegging onderslag- / moerbalk

χ_x = reductiefactor voor knikstabiliteit van het liggerlijf volgens knikkromme C van art.

6.3.1.2 en is afhankelijk van $\bar{\lambda}_x$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{N_{w,Rd}}{N_{cr,x}}} \quad \text{waar } N_{cr,x} = \frac{\pi^2 * E * b_{eff} * t_w^3}{48 * h^2}$$

$$N_{cr,x} = \frac{\rho^2 * 210 * 10^3 * 820 * 19^3}{48 * 1000^2} * 10^{-3} = 243 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{3661}{243}} = 3,88$$

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{waar } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{tab. 6.1})$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(3,88 - 0,2) + 3,88^2 \right] = 8,93$$

$$\chi_x = \frac{1}{8,93 + \sqrt{8,93^2 - 3,88^2}} = 0,059 < 1,0$$

$$\text{Toetsingsregel } \frac{R_{Ed}}{\chi_x * N_{w,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{dan} \quad \frac{404}{0,059 * 3661} = 1,87 > 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet niet!}}$$

Conclusie: opleggingen worden niet beschouwd als gaffelgelijkwaardig!

Toelichting:

Er zijn een paar oplossingen mogelijk. Meest praktisch is doorkoppeling van de bovenflenzen van de onderslagen naar de moerbalk. Er wordt dan aan een gaffeloplegging gelijkwaardige oplegging verkregen.

Tegen het uitknikken van het lijf dienen er dan wel verstijvingschotjes in de onderslagen gelast te worden.

8.1.8 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.5.3)

$$\text{Eis } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 * F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 * M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$F_{Ed} = 404 \text{ kN} \quad \text{en} \quad F_{Rd} \text{ is de kleinste van } F_{1,Rd}, F_{2,Rd} \text{ en } F_{3,Rd}$$

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm (bij } x=0) \text{ en } M_{y,Rd} = W_{y,el} * f_y = (12895 * 10^3 * 235) * 10^{-6} = 3030 \text{ kNm}$$

8.1.8.1 Vloeien van het lijf

$$F_{1,Rd} = (c+d_1) * t_w * f_y$$

$$d_1 = t_f \times \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \times \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{f,Ed}}{f_{y,f}} \right)^2} \quad \text{bij de eindopleggingen}$$

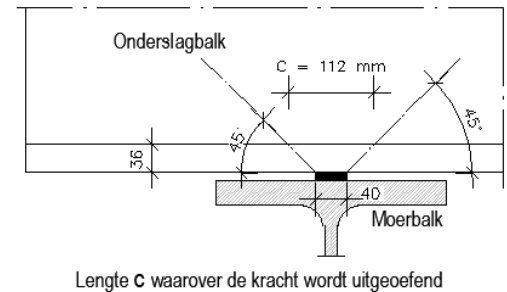
$$F_{y,f} = F_{y,w} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Ed} = 0 \quad \text{bij de oplegging} \quad \sigma_{y,f} = 0$$

$$d_1 = 36 * \sqrt{\frac{300}{19}} * \sqrt{\frac{235}{235}} * \sqrt{1 - \left(\frac{0}{235} \right)^2} = 143 \text{ mm}$$

$$C = 2 * (36 + 40) = 112 \text{ mm}$$

$$F_{1,Rd} = (112 + 143) * 19 * 235 * 10^{-3} = \mathbf{1139 \text{ kN}}$$



8.1.8.2 Lokaal plooiën van het lijf

$$F_{2,Rd} = 0,125 \times t_w^2 \times \sqrt{E \times f_y} \times \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + \left(3 \times \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \times \left(\frac{c}{h - 2t_f} \right) \right) \right)$$

$$\frac{c}{h - 2t_f} \leq 0,2 \quad \text{dan} \quad \frac{40}{1000 - (2 * 36)} = 0,043 < 0,2 \quad \text{voldoet!}$$

$$F_{2,Rd} = 0,125 * 19^2 * \sqrt{210 * 10^3 * 235} * \left[\sqrt{\frac{36}{19}} + \left\{ 3 * \left(\frac{19}{36} \right) * 0,043 \right\} \right]$$

$$F_{2,Rd} = \mathbf{458 \text{ kN}}$$

8.1.8.3 Globaal plooiën van het lijf

$$\text{Eis } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$b_{eff} = 0,5 * \sqrt{h^2 + c^2} + x + 0,5 * c \quad \text{maar } b_{eff} \leq \sqrt{h^2 + c^2}$$

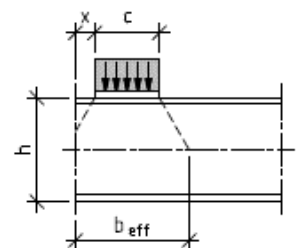
$$b_{eff} = 0,5 * \sqrt{1000^2 + 40^2} + 280 + 0,5 * 40 = 800 \text{ mm} \leq \sqrt{1000^2 + 40^2} = 1001 \text{ mm}$$

Toetsing volgens art. 6.3.1 en 6.5.3.4 uitgaande van knikcurve C

$$L_{cr} = h = 1000 \text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = \sqrt{\frac{(b_{eff} * t_w^3) / 12}{(b_{eff} * t_w)}} = \sqrt{\frac{(800 * 19^3) / 12}{(800 * 19)}} = 5,485$$

$$\lambda = \left(\frac{L_{cr}}{i} \right) / \left(\pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = \left(\frac{1000}{5,485} \right) / \left(\pi * \sqrt{\frac{210000}{235}} \right) = 1,941$$



$\alpha = 0,49$ imperfectiefactor – knikkromme c (tabel 6.1)

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,941 - 0,2) + 1,941^2] = 2,810$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{2,81 + \sqrt{2,81^2 - 1,941^2}} = 0,207 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 404 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,207 * (800 * 19) * 235}{1,0} * 10^{-3} = 739 \text{ kN} = F_{3,Rd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{404}{739} = 0,55 \leq 1,0$$

De kleinste waarde van $F_{1,Rd}$, $F_{2,Rd}$ en $F_{3,Rd} = F_{Rd} = 458 \text{ kN}$

$$\text{Toetsingsregels: } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 * F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 * M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$M_{y,Ed} = 0$ bij de oplegging

$$\frac{404}{458} = 0,88 < 1,0 \quad \text{voldoet!}$$

$$\text{en} \quad \frac{404}{1,5 * 458} + \frac{0}{1,5 * 3030} = 0,58 < 1,0 \quad \text{voldoet!}$$

Conclusie: De doorsnede voldoet aan plooi controle.

8.1.9 Controle Wringing (torsie)

Wringend moment:

- $m_{x1,Ed}$ door verkanting v/h dek $\alpha = 2,5\%$

$$m_{x1,Ed} = \alpha * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0,025 * 53,9 * (0,5 * 1,0 + 0,05) = 0,75 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x2,Ed}$ door tooglat-excentriciteit, aanname $e_s = 10 \text{ mm}$ q_v = vert. belasting

$$m_{x2,Ed} = q_v * e_s = 53,9 * 0,01 = 0,54 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x3,Ed}$ door horizontale belasting - aanname 3% van verticale belasting.
Gemiddelde hoogte van de tooglatten $h_s = 50 \text{ mm}$

$$m_{x3,Ed} = 0,03 * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0,03 * 53,9 * (0,5 * 1,0 + 0,05) = 0,89 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x4,Ed}$ door 2^e orde effect = $q_v * e_s * \left(\frac{(\alpha * q_v + q_h) * L^4}{2 * E * I_f} \right)$

$$\alpha = \text{verkanting van onderslagbalken} = 2,5 \quad q_h = 3\% \text{ van } q_v$$

$$I_f = \text{traagheidsmoment v/d flens}$$

$$q_{h,totaal} = 0,055 * q_v \quad I_f = \frac{1}{12} * t_f * b_f^3 = \frac{1}{12} * 0,036 * 0,30^3 = 8,1 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$m_{x4,Ed} = 53,9 * 0,01 * \left(\frac{(0,025 * 53,9 + 0,03 * 53,9) * 15,0^4}{2 * 2,1 * 10^8 * 8,1 * 10^{-5}} \right) = 2,38 \text{ KN.m/m'}$$

Totale torsiemoment t.p.v. opleggingen =

$$\hat{a} M_{x,Ed} = \frac{1}{2} * L * (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$$

$$\hat{a} M_{x,Ed} = \frac{1}{2} * 15,00 * (0,75 + 0,54 + 0,89 + 2,38) = 34,10 \text{ kNm}$$

Verdeling over componenten:

$$L_{th} = 15000 \text{ mm} \quad I_t = 1272 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{wa} = 37340 * 10^9 \text{ mm}^6$$

$$\frac{E_d}{G_d} = \frac{210000}{81000} = 2,593$$

$$\text{ karakteristieke lengte } d = \sqrt{\frac{E_d * I_{wa}}{G_d * I_t}} = \sqrt{2,593 * \frac{37340 * 10^9}{1272 * 10^4}} = 2759 \text{ mm}$$

$$\beta_T = \frac{L_{th}}{d} = \frac{15000}{2759} = 5,437 \quad \rightarrow \text{ uit tabel (zie Appendix A) volgen de}$$

invloedsfactoren voor het berekenen van de torsie:

A	=	0,0588	Welfmoment midden
B	=	0,3647	Welfaandeel eind
C	=	0,6353	St. Venant eind

Verdeling wringend momenten:

Saint Venant wringing	$M_{st.venant} = C * M_{x,Ed}$	$= 0,6353 * 34,10 = 21,7 \text{ kNm}$
Welfmoment	$M_{welf} = B * M_{x,Ed}$	$= 0,3647 * 34,10 = 12,4 \text{ kNm}$
Bi-moment	$M_{bi-moment} = A * M_{x,Ed} * L_{th}$	$= 0,0588 * 34,10 * 15,0 = 30,1 \text{ kNm}$

➤ St. Venant bij x = 0

$$\text{Flens: } t_{flens} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_f} = \frac{21,7 * 10^6 * 36}{1272 * 10^4} = 61,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Lijf: } t_{lijf} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_w} = \frac{21,7 * 10^6 * 19}{1272 * 10^4} = 32,4 \text{ N/mm}^2$$

➤ Verhinderde welving flensafschuiving bij x = 0

$$\text{Flens: } t_{flens} = \frac{\frac{3}{2} * M_w}{(h - t_f) * b * t_f} = \frac{\frac{3}{2} * 12,4 * 10^6}{(1000 - 36) * 300 * 36} = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

➤ Verhinderde welving flensafschuiving bij x = L_{th}/2

Flens:
$$s_{welf} = \frac{M_{bi-moment}}{\frac{1}{6} * b^2 * t_f * (h - t_f)} = \frac{30,1 * 10^9 * 6}{300^2 * 36 * (1000 - 36)} = 57,8 \text{ N/mm}^2$$

Combinatie spanningen:

Schuifspanningen

	$t_{vert.bel.}$	$t_{hor.bel.}$	$t_{St.Venant}$	$t_{welfing}$	Som	
$t_{flens} =$	6,0	1,5	61,4	1,8	70,7	N/mm ²
$t_{lijf} =$	22,9	0	32,4	0	55,3	N/mm ²

Eis:
$$\frac{t_{som,Ed}}{\left\{ \frac{f_y}{\sqrt{3} * g_{M0}} \right\}} \leq 1,0 = \frac{70,7}{\left\{ \frac{235}{\sqrt{3} * 1,0} \right\}} = 0,52 < 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet!}}$$

Buigend- en welfmomenten:

	S_y	S_z	S_{welf}	Som	
$S_{flens} =$	117,6	76,5	57,8	251,9	N/mm ²

Eis:
$$\frac{S_{som,Ed}}{(f_y * g_{M0})} \leq 1,0 = \frac{251,9}{(235 * 1,0)} = 1,07 > 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet niet!}}$$

Vloeicriterium:

Voor liggers op 2 steunpunten geldt, dat de combinatie van spanningen relevant is in twee doorsneden, n.l. het midden van de balk voor buigspanningen en de oplegging voor schuifspanningen en bij overstekken voor schuif- en buigspanningen.

Controle:
$$\left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y / g_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y / g_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y / g_{M0}} \right) \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y / g_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{t_{Ed}}{f_y / g_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

- Bij opleggingen $\sigma_{y,Ed} = 0$ en $\sigma_{z,Ed} = 0$ max. afschuiving in flens
 $t_{flens} = 70,7 \text{ N/mm}^2$

Eis:
$$3 * \left\{ \frac{t_{som,Ed}}{\left(\frac{f_y}{g_{M0}} \right)} \right\}^2 \leq 1,0$$

$$3 * \left\{ \frac{70,7}{235 / 1,0} \right\}^2 = 0,27 < 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet!}}$$

- In het midden $t_{flens,Ed} = 0$ en de buigspanning $S_{som,Ed} = 251,9 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Eis: } \left(\frac{S_{som,Ed}}{f_y / g_{M0}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{251,9}{235 / 1,0} \right)^2 \leq 1,15 > 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet niet!}}$$

Conclusie: De doorsnede voldoet niet aan controle van torsie en vloeicriterium.
Advies is om HEB1000 dichter bij elkaar te leggen.

8.1.10 Controle kipstabiliteit

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.3.2.1)

$$\text{Eis: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Toelichting:

De kipperekening kan op twee manieren worden uitgevoerd:

1. *algemene kippromme voor alle profielen, volgens art. 6.3.2.2;
Deze methode is conservatiever (10 à 15% verschil)*
2. *voor alleen gewalste profielen (of equivalent gelast) volgens art. 6.3.2.3;
(meestal worden deze profielen gebruikt).*

Beide methoden zijn toegestaan.

In dit rapport wordt gerekend met de methode van art. 6.3.2.3.

De rekenwaarde van de kipweerstand van een zijdelings ongesteunde ligger volgens art. 6.3.2.3 specifiek voor gewalste profielen:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ maar } \chi_{LT} \leq 1,0$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} is de imperfectiefactor;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} is het kritieke elastische kipmoment. (volgens NB - bijlage D)

$$M_{cr} = k_{red} \cdot \frac{C}{L_g} \cdot \sqrt{E' I_z' G' I_t}$$

indien $\frac{h}{t_w} \leq 75$ dan geldt: $k_{red} = 1$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{19} = 52,6 < 75 \quad \rightarrow \quad k_{red} = 1$$

Coëfficiënt C:

$$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right)$$

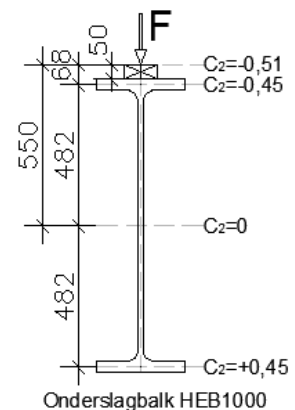
met:

$$S = \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}$$

Voor I-profielen mag als benadering zijn aangehouden:

$$S = \frac{h}{2} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

$$S = \frac{1000}{2} \times \sqrt{\frac{210000 \times 16276 \times 10^4}{81000 \times 1272 \times 10^4}} = 2880$$



Coëfficiënten C_1 en C_2 zijn afhankelijk van de aard van de belasting en plaats van aangrijpen van de belasting (volgens figuren NB.33 en NB.34)

Voor ligger met gelijkmatig verdeelde belasting op twee steunpunten;

$C_1 = 1,13$ en $C_2 = 0,45$

De waarde van C_2 voor de gedrukte bovenflens en het aangrijpen van de belasting boven de toeglatten met $h_s = 50 \text{ mm} < 0,1h$ is:

$$C_2 = -0,45 \times \frac{\frac{h}{2} + h_s}{\frac{h}{2} - t_f} = -0,45 \times \frac{550}{482} = -0,513$$

L_{kip} aangenomen dat beide opleggingen van de balk gaffelopleggingen zijn.

$L_{kip} = L_{st}$ waarin L_{st} de ongesteunde lengte is.

Ongesteunde lengte $L_{st} = 15,00 \text{ m}$, dus controle van kip op $L_{kip} = L_{st} = 15000 \text{ mm}$

Het berekenen van factor C:

Om het berekenen te vereenvoudigen wordt een hulpvariabele berekend.

$$\frac{\pi \cdot S}{L_{kip}} = \frac{\pi \cdot 2880}{15000} = 0,603$$

$$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right)$$

$$C = \pi \cdot 1,13 \cdot \frac{15000}{15000} \cdot \left[\sqrt{1 + (0,603^2 \cdot (-0,513^2 + 1))} + 0,603 \cdot (-0,513) \right]$$

$$C = 3,19$$

$$K_{red} = 1,0$$

Kritieke elastische kipmoment M_{cr} :

$$M_{cr} = k_{red} \times \frac{C}{L_g} \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}$$

$$M_{cr} = 1 \cdot \frac{3,19}{15000} \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3 \cdot 16276 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 1272 \cdot 10^4}$$

$$M_{cr} = 1262 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Relatieve slankheid te aanzien van kip:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12895 \cdot 10^3 \cdot 235}{1262 \cdot 10^6}} = 1,55$$

Voor relatieve slankheden $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (volgens art. 6.3.2.3) of indien $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (volgens 6.3.2.3) mogen de kipeffecten zijn verwaarloosd.

De volgende waarden zijn aanbevolen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40 \quad \text{dus} \quad \bar{\lambda}_{LT} > \bar{\lambda}_{LT,0}$$

De ligger is gevoelig voor kip, controle stabiliteit nodig!

Bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers geldt:

Ongesteunde lengte $L_{st} = (L_g / 2) = 7,50\text{m}$

$$L_{kip} = \{1,4 - (0,8 \cdot \beta)\} \times L_{st},$$

waarin: $\beta = M_{y,1,Ed} / M_{y,2,Ed} = 0$, dus controle van kip op $L_{kip} = 1,4 \times L_{st} = 10500\text{mm}$

Waarden C_1 en C_2 uit grafieken NEN-EN 1993-1-1 /NB 33 en 34 (zie ook tabel Appendix C)

$$\beta = 0 \quad \text{en} \quad B^* = \frac{8 \times M}{(8 \times |M|) + (q \times L_{st}^2)},$$

waarin, zie hoofdstuk 8.1.2: $M = 1516\text{kN}$

$$q = 53,9 \text{ kN/m}$$

$$L_{st.} = 7,50 \text{ m}$$

$$\text{dan } B^* = 0,8 \rightarrow C_1 = + 1,315 \text{ en } C_2 = - 0,150$$

$$\frac{\pi \cdot S}{L_{kip}} = \frac{\pi \cdot 2880}{10500} = 0,862$$

$$C = \pi \cdot 1,315 \cdot \frac{15000}{10500} \cdot \left[\sqrt{1 + (0,862^2 \cdot (-0,150^2 + 1))} + 0,862 \cdot (-0,150) \right]$$

$$C = 7,066$$

$$M_{cr} = 1 \cdot \frac{7,066}{15000} \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3 \cdot 16276 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 1272 \cdot 10^4}$$

$$M_{cr} = 2795 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12895 \cdot 10^3 \cdot 235}{2795 \cdot 10^6}} = 1,041$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2]$$

Vaste waarden uit NEN-EN 1993-1-1, tabel 6.3, 6.5 & 6.6, NB:2011- 6.3.2.3 en D.4.2:

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{Kipkromme c}$$

$$\beta = 0,75$$

$$\lambda_{LT,0} = 0,40$$

$$k_c = 1 / (1,33 - 0,33 \cdot 0) = 0,752$$

$$k_{red} = 1,00 \quad h/t_w < 75$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{maar} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$c_{LT} = \frac{1}{1,063 + (1,063^2 - 0,75 \cdot 1,041^2)^{0,5}} = 0,615 < 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{1}{1,041^2} = 0,923$$

In verband met de momentenverdeling tussen de zijdelingse steunen van de staven:

$$c_{LT,mod} = c_{LT} / f \quad \text{maar} \quad c_{LT,mod} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad c_{LT,mod} \leq 1 / I_{LT}^2$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - K_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (I_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{maar} \quad f \leq 1,0$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot [1 - 2,0 \cdot (1,041 - 0,8)^2] = 0,89 < 1,0$$

$$c_{LT,mod} = 0,615 / 0,89 = 0,691 < 1,0 \quad \text{en} \quad 1 / I_{LT}^2 = 1 / 1,041^2 = 0,923$$

$$M_{b,Rd} = c_{LT,mod} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{g_{M1}} = \frac{0,691 \cdot 12895 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6}}{1} = 2094 \text{ kNm}$$

Controle: $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{1516}{2094} = 0,72 < 1,0 \rightarrow$ Akkoord! de ligger voldoet aan de kipstabiliteit.

Controle kipstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsie momenten (vereenvoudigde methode):

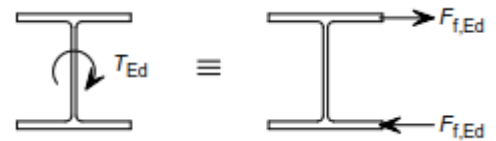
Het torsie moment in deze vereenvoudigde methode wordt beschouwd als twee gelijke en tegenovergestelde horizontale krachten die op de flenzen van de balk aangrijpen.

Torsie (wringend) moment T_{Ed}

$$T_{Ed} = \sum M_{x,Ed} = (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$$

$$T_{Ed} = 0,75 + 0,54 + 0,89 + 2,38 = 4,56 \text{ kNm/m}^1$$

$$\text{De kracht } F_{f,Ed} = \frac{T_{Ed}}{h-t_f} = \frac{4,56}{(1000-36) \cdot 10^{-3}} = 4,73 \text{ kN/m}^1$$



De eis volgens NEN-EN 1993-1-1 artikel 6.3.3 voor de staven, die aan gecombineerde buiging en druk zijn onderworpen, behoren te voldoen aan:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Bij afwezigheid van normaalkracht $N_{Ed} = 0$ wordt de drukcomponent op nul gezet. De vergelijkingen 6.61 en 6.62 worden dan als volgt vereenvoudigd:

$$k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Voor profielen van klasse 1, 2 en 3 zijn $\Delta M_{y,Ed}$ en $\Delta M_{z,Ed} = 0$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_y \quad \text{en} \quad M_{b,y,Rd} = f_y \cdot W_y \cdot \frac{C_{LT,mod}}{g_{M1}}$$

$$M_{z,Rk} = f_y \cdot W_z \quad \text{en} \quad M_{c,z,Rd} = \frac{f_y \cdot W_z}{g_{M1}}$$

Met $g_{M1} = 1,0$ kunnen de vergelijkingen als volgt herschreven worden:

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.61)$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.62)$$

De interactiefactoren k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}

Voor de bepaling van de waarden van interactiefactoren moet volgens NEN-EN 1993-1-1+C2/NB artikel 6.3.3 (5) bijlage B - methode 2 zijn toegepast. Tabel B.2 is voor de staven die gevoelig zijn voor vervormingen door torsie.

Er wordt gekozen voor elastische kenmerken van de doorsnede onafhankelijk van de bijbehorende profiel klasse.

Equivalent momentverdelingsfactoren C_{mi} worden bepaald volgens tabel B.3

C_{my} , C_{mz} en C_{mLT} behoren te worden bepaald in overeenstemming met het buigende momentenverloop tussen de van toepassing zijnde gesteunde punten.

Met de waarde van $N_{Ed} = 0$ worden de interactiefactoren in tabel B.1 en B.2 als volgt gerekend:

$$k_{yy} = C_{my}$$

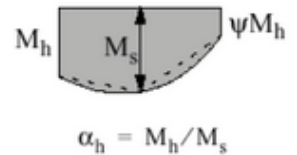
$$k_{yz} = k_{zz} = C_{mz}$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = C_{mz}$$

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05 a_h \quad \text{voor gelijkmatig verdeelde belasting}$$

$$a_h = \frac{M_h}{M_s}$$



Bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers is:

$$M_h = M_s = 1516 \text{ kNm}$$

$$a_h = \frac{1516}{1516} = 1,0 \quad \text{en } y * M_h = 0 \quad \text{dus } y = 0$$

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05 * 1,0$$

$$k_{yy} = 1,0$$

$$k_{yz} = 1,0$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = 1,0$$

$$M_{b,y,Rd} = M_{b,Rd} = 2094 \text{ kNm} \quad (c_{LT,mod} = 0,691)$$

$$M_{y,Ed} = 1516 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = M_{f,Rd} = \frac{f_f * W_{d,f}}{g_{M0}}$$

$$W_{d,f} = \frac{t_f * b^2}{6} = \frac{36 * 300^2}{6} = 540 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{f,Rd} = \frac{540 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-6} = 126,9 \text{ kNm} \quad (\text{Rekenweerstand "capaciteit" voor buiging in flens})$$

$$M_{f,Ed} = \frac{F_{f,Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{4,73 \cdot 7,5^2}{8} = 33,3 \text{ kNm} \quad (\text{Rekenwaarde buigend moment in flens})$$

($F_{f,Ed}$ is de gelijkmatige verdeelde belasting t.g.v. component van torsie op de bovenste flens van de balk)

(L is bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers = de ongesteunde

$$\text{lengte } L_{st} = \frac{L_g}{2} = 7,5 \text{ m})$$

Toetsing van de formules 6.61 en 6.62

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$1,0 \cdot \frac{1516}{2094} + 1,0 \cdot \frac{33,3}{126,9} = 0,99 \quad \text{Voldoet!}$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$1,0 \cdot \frac{1516}{2094} + 1,0 \cdot \frac{33,3}{126,9} = 0,99 \quad \text{Voldoet!}$$

Conclusie: Het profiel voldoet aan kipstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsie momenten.

8.1.11 Controle Kantelen / Rotatie van de balk

Toelichting:

Ten behoeve van het berekenen van het kantelmoment (ten opzichte van onderkant flens) dient het berekende torsiemoment nog verhoogd te worden met de H-component ($V_{y,Ed}$ aangrijpend in de neutrale lijn) x de halve liggerhoogte.

Indien niet aan deze voorwaarde wordt voldaan, zal door de werking van R_o flensbuiging ontstaan.

Om dit te voorkomen zullen verstijvingschotten van het lijf worden aangebracht.

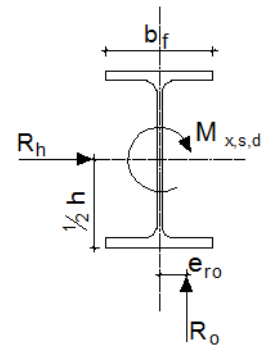
NB: In dit voorbeeld wordt -door het vereist zijn van de verstijvingsschotten - tevens voldaan aan de gaffelgelijkwaardige oplegging zoals vereist bij de stabiliteitscontrole berekend onder 8.1.7.

(Een controle op gaffelgelijkwaardige opleggingen wordt uitgevoerd in rekenvoorbeeld 2).

Indien aan deze eis niet wordt voldaan, dienen koppelpanelen of een onderflensinklemming te worden toegepast, teneinde kantelen te voorkomen.

Eis: Kantelen $\rightarrow e_{ro} = \frac{g^* M_{x,opl,Ed}}{R_0} \leq \frac{1}{2} b_f$

Rotatie $\rightarrow e_{ro} \leq t_f + r + \frac{1}{2} t_w$



e_{ro} = excentriciteit van de oplegreactie R_0

g = belastingfactor, aanname= 2,0

b_f = breedte van de flens = 300mm.

r = afrondingsstraal van het profiel = 30mm.

R_0 = oplegreactie = R_{Ed} = 404 kN

$M_{x,opl,Ed}$ = moment in de oplegging, bestaande uit de som van:

$$M_{x,opl,Ed} = M_{x,s,d} + \left(R_h \cdot \frac{1}{2} h \right) = 44,8 \text{ kNm}$$

$M_{x,s,d}$ = totale torsiemoment = 33,8 kNm

R_h = horizontale belasting = $V_{y,Ed}$ = 22,0 kN

Controle:

- Kantelen $e_{ro} = 221,8\text{mm} > \frac{1}{2} b_f = 150,0\text{mm}$

Niet akkoord! Er dienen koppelpanelen of een onderflensinklemming te

worden toegepast!

- Rotatie $e_{ro} = 221,8\text{mm} > t_f + r + \frac{1}{2} t_w = 75,5\text{mm}$

Niet akkoord! Verstijvingsschotten aanbrengen t.p.v. opleggingen aan weerszijden van het lijf.

8.2 Rekenvoorbeeld 2: onderslagbalk HEB1000 zonder verkanting

De optredende spanningen worden hier gecontroleerd volgens NEN-EN 1993-1-1+C2 en de NB.

8.2.1 Gegevens en uitgangspunten

Overspanning : $L_{th} = 15,00\text{m}$

Vloer dikte : $h_b = 0,70\text{m}$

Profielafm. onderslagen : HEB1000 h.o.h. 1,00m

Verkanting : 0%

Berekening volgens gevolgklasse CC2, waarvoor geldt $K_{FI} = 1$

Toegepaste staalsoort : S235JR

Doorbuigingseis : $u_z = \frac{L_{th}}{1250}$

t.g.v. vers gestort beton : $u_z = 50\text{mm}$

8.2.2 Belastingen

Belastinggevallen:

- Verticale belastingen:
 - Eigengewicht bekisting (betonplex en kinderbinten) : $G_{k,1} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
 - Eigengewicht stalen ondersteuning (onderslagbalken): $G_{k,2} = 3,20 \text{ kN/m}^2$
 - Massagewicht vers beton (veranderlijke belasting) : $Q_{k,1} = 26 \text{ kN/m}^3$
 - Veranderlijke bel. (binnen werkvlak van 3 x 3m) : $Q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
 - Veranderlijke bel. (restende oppervlakruimte) : $Q_{k,2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- Horizontale belastingen:
 - Windbelasting en overige horizontale belasting (3% van de verticale belastingen)

Belastingcombinaties:

BC1 - Uiterste grenstoestand UGT, fundamentele belastingcombinatie

$q_{v,1} = 1,35 \times (0,4 + 3,20) + 1,5 \times (0,70 \times 26,0 + 1,50) = 34,4 \text{ kN/m}^2$ (in het midden van overspanning)

$q_{v,2} = 1,35 \times (0,4 + 3,20) + 1,5 \times (0,70 \times 26,0 + 0,75) = 33,3 \text{ kN/m}^2$ (over het resterende deel van de overspanning)

(Ter vereenvoudiging van de handberekening kan de veranderlijke werkbelasting over de hele lengte van de onderslag op 1,50 kN/m² aangehouden worden).

Horizontale belastingen:

wind en overige imperfecties, zoals initiële scheefstand e.d. : 3,0%. q_v

$$q_{h,1} = 0,03 \times 34,4 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

BC2 - Bruikbaarheidsgrenstoestand BGT, karakteristieke belastingcombinatie

$$q_{v,3} = 1,0 \times (0,70 \times 26,0) = 18,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{en } q_{v,4} = 1,0 \times (0,4 + 3,2) + 1,0 \times (0,7 \times 26,0) = 21,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h,3} = 0,03 \times 18,2 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Berekening van interne krachten:

De maximum buigende momenten, dwarskrachten, en oplegreacties zijn als volgt bepaald:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} q_{v,d} l^2$$

$$M_{y,max} = 968 \text{ kNm}$$

$$M_{z,max} = 0,03 \times 968 = 29 \text{ kNm} \quad \text{t.g.v. hor. belastingen}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot q_{v,d} \cdot l_{th}$$

$$V_{z,Ed} = 258 \text{ kN}$$

$$R_{Ed} = 258 \text{ kN}$$

$$R_{kar} = 137 \text{ kN}$$

8.2.3 Controle weerstand van de doorsnede

Buigend moment (UGT) Volgens art. 6.2.5

Zie verder hoofdstuk 8.1.3.

8.2.4 Controle op afschuiving

$$\text{Eis } \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1$$

Bij het bepalen van het $M_{C,Rd}$ wordt bij hulpconstructies gerekend met het **elastische** weerstandsmoment.

$$M_{C,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{el,y}}{g_{M0}} \text{ waar } g_{M0} = 1,0$$

$$M_{y,Rd} = 12895 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 3030 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = 1085 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-6} = 255 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{968}{3030} = 0,32 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Voldoet.}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{29}{255} = 0,11 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Controle combinatie spanning $\sigma_y + \sigma_z \leq f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_y = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} = \frac{968 \cdot 10^6}{12895 \cdot 10^3} = 75,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} = \frac{29 \cdot 10^6}{1085 \cdot 10^3} = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(y+z)} = 75,1 + 26,7 = 101,8 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Dwarskracht (UGT) Volgens art. 6.2.6

$$\text{Eis } \frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1$$

$V_{Ed} = 258 \text{ kN}$ ter plaats van de opleggingen.

Volgens elasticiteitstheorie kan de afschuifspanning t_{Ed} , veroorzaakt door een dwarskracht, als volgt berekend:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot t_w}$$

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

$$h_w = h - 2t_f = 1000 - 2 \cdot 36 = 928 \text{ mm}$$

$$A_w = 928 \cdot 19 = 17632 \text{ mm}^2$$

$$\text{Als } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \text{ dan mag } \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 36}{17632} = 0,61 > 0,60 \text{ dan } \tau_{Ed} = \frac{258 \cdot 10^3}{17632} = 14,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Eis } \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad \text{dan} \quad \frac{14,63 \cdot \sqrt{3}}{235} = 0,11 < 1,0 \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Schuifspanning in flens t.g.v. verticale belasting:

$$\tau_{\text{vert.bel.}} = \frac{\tau_{\text{lijf}} \cdot t_w}{2 \cdot t_f} = \frac{14,63 \cdot 19}{2 \cdot 36} = 3,86 \text{ N/mm}^2$$

Schuifspanning in flens t.g.v. horizontale belasting:

$$\tau_{\text{horz.bel.}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{y,Ed}}{2 \cdot b_f \cdot t_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,03 \cdot 258}{2 \cdot 300 \cdot 36} = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

8.2.5 Controle stijfheid

Doorbuiging (BGT)

$$\text{Doorbuigingseis} : u_z = \frac{L_{th}}{1250}$$

t.g.v. vers gestort beton max. toelaatbaar : $u_z = 50 \text{ mm}$

- Doorbuiging in Z-richting, ten gevolge van vers beton:

$$u_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{v, \text{kar}} l^4}{EI_y}$$

$$u_{z, \text{max}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,2 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 644748 \cdot 10^4} = 8,9 \text{ mm} < 15000/1250 = 12 \text{ mm}$$

- Doorbuiging in Y-richting, ten gevolge van horizontale belasting:

$$u_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_h l^4}{EI_z}$$

$$u_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,60 \cdot 15000^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16276 \cdot 10^4} = 11,6 \text{ mm}$$

Conclusie: doorsnede voldoet aan doorbuigingseisen.

Toelichting:

De combinatie van de vervorming van hulp- en definitieve constructie kan door middel van tooglatten op de onderslagbalken worden geëlimineerd.

Door sommatie van de verschillende vervormingen kunnen tooglatten worden gezaagd die ervoor zorgen dat de uiteindelijke vorm wordt bereikt.

8.2.6 Controle op plooiën door schuifspanning

Eis: als $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta}$ behoeft doorsnede volgens (NEN-EN 1993-1-5 art. 5)

niet getoetst te worden.

$$h_w = h - 2 t_f = 1000 - 2 \cdot 36 = 928 \text{ mm}$$

$$t_w = 19 \text{ mm} \quad \text{en} \quad \eta = 1,0$$

η = factor voor de afschuif oppervlakte. (veilige waarde voor $\eta = 1,0$)

$$\text{dus } \frac{h_w}{t_w} = \frac{928}{19} = 48,84 \leq 72 \cdot \frac{1}{1} = 72$$

Conclusie: plooiën ten gevolge van schuifspanning behoeft niet gecontroleerd te worden.

8.2.7 Controle gelijkwaardigheid aan gaffelopleggingen

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.3.2.5 NB)

$$\text{Eis: } \frac{R_{Ed}}{\chi_x \cdot N_{w,Rd}} \leq 1,0$$

$R_{Ed} = 258 \text{ kN}$ (reactie uit berekening van balk)

$$N_{w,Rd} = b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y$$

$$b_{eff} = 0,50 \cdot \sqrt{h^2 + c^2} + x + 0,5 \cdot c \quad \text{maar} \leq \sqrt{h^2 + c^2}$$

$h = 1000 \text{ mm}$, $C = 40 \text{ mm}$ en einde overstek $x = 300 \text{ mm}$

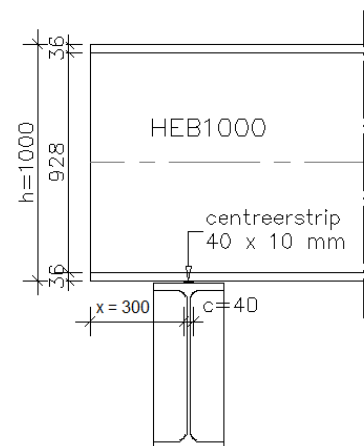
$$b_{eff} = 0,50 \cdot \sqrt{1000^2 + 40^2} + 300 + 0,5 \cdot 40 = 820 \text{ mm}$$

$$\sqrt{h^2 + c^2} = \sqrt{1000^2 + 40^2} = 1001 \quad \text{dus } b_{eff} = 820 \text{ mm}$$

$$N_{w,Rd} = (820 \cdot 19 \cdot 235) \cdot 10^{-3} = 3661 \text{ kN}$$

χ_x = reductiefactor voor knikstabiliteit van het liggerlijf volgens knikkromme C van

art. 6.3.1.2 en is afhankelijk van $\bar{\lambda}_x$



Oplegging onderslag- / moerbalk

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{N_{w,Rd}}{N_{cr,x}}} \quad \text{waar } N_{cr,x} = \frac{\pi^2 * E * b_{eff}^3 * t_w^3}{48 * h^2}$$

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 * 210 * 10^3 * 820 * 19^3}{48 * 1000^2} * 10^{-3} = 243 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{3661}{243}} = 3,88$$

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{waar } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{tab. 6.1})$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (3,88 - 0,2) + 3,88^2 \right] = 8,93$$

$$\chi_x = \frac{1}{8,93 + \sqrt{8,93^2 - 3,88^2}} = 0,059 < 1,0$$

$$\text{Toetsingsregel } \frac{R_{Ed}}{\chi_x * N_{w,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{dan} \quad \frac{258}{0,059 * 3661} = 1,19 > 1,0 \quad \underline{\text{Voldoet niet!}}$$

Conclusie: opleggingen worden niet beschouwd als gaffelgelijkwaardig!

Toelichting:

Er zijn paar oplossingen mogelijk. Meest praktisch is doorkoppeling van de bovenflenzen van de onderslagen naar de moerbalk. Er wordt dan aan een gaffeloplegging gelijkwaardige oplegging verkregen.

Tegen het uitknikken van het lijf dienen er dan wel verstijvingschotjes in de onderslagen gelast te worden.

8.2.8 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.5.3)

$$\text{Eis } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 * F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 * M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$F_{Ed} = 258 \text{ kN} \quad \text{en} \quad F_{Rd} \text{ is de kleinste van } F_{1,Rd}, F_{2,Rd} \text{ en } F_{3,Rd}$$

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm (bij } x=0) \quad \text{en} \quad M_{y,Rd} = W_{y,el} * f_y = (12895 * 10^3 * 235) * 10^{-6} = 3030 \text{ kNm}$$

8.2.8.1 Vloeien van het lijf

$$F_{1,Rd} = (c+d_1) * t_w * f_y$$

$$d_1 = t_f \times \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \times \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{f,Ed}}{f_{y,f}} \right)^2}$$

bij de eindopleggingen.

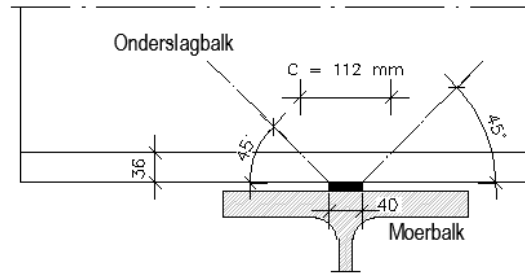
$$F_{y,f} = F_{y,w} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ bij de oplegging} \quad \sigma_{y,f} = 0$$

$$d_1 = 36 * \sqrt{\frac{300}{19}} * \sqrt{\frac{235}{235}} * \sqrt{1 - \left(\frac{0}{235} \right)^2} = 143 \text{ mm}$$

$$C = 2 * (36 + 40) = 112 \text{ mm}$$

$$F_{1,Rd} = (112 + 143) * 19 * 235 * 10^{-3} = \mathbf{1139 \text{ kN}}$$



Lengte C waarover de kracht wordt uitgeoefend

8.2.8.2 Lokaal plooien van het lijf

$$F_{2,Rd} = 0,125 * t_w^2 * \sqrt{E * f_y} * \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + \left(3 * \left(\frac{t_w}{t_f} \right) * \left(\frac{c}{h - 2t_f} \right) \right) \right)$$

$$\frac{c}{h - 2t_f} \leq 0,2 \quad \text{dan} \quad \frac{40}{1000 - 2 * 36} = 0,043 < 0,2 \quad \text{voldoet}$$

$$F_{2,Rd} = 0,125 * 19^2 * \sqrt{210 * 10^3 * 235} * \left[\sqrt{\frac{36}{19}} + \left\{ 3 * \left(\frac{19}{36} \right) * 0,043 \right\} \right]$$

$$F_{2,Rd} = \mathbf{458 \text{ kN}}$$

8.2.8.3 Globaal plooien van het lijf

$$\text{Eis} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$b_{eff} = 0,5 * \sqrt{h^2 + c^2} + x + 0,5 * c \quad \text{maar} \quad b_{eff} \leq \sqrt{h^2 + c^2}$$

$$b_{eff} = 0,5 * \sqrt{1000^2 + 40^2} + 280 + 0,5 * 40 = 800 \text{ mm} \leq \sqrt{1000^2 + 40^2} = 1001 \text{ mm}$$

Toetsing volgens art. 6.3.1 en 6.5.3.4 uitgaande van knikcurve C

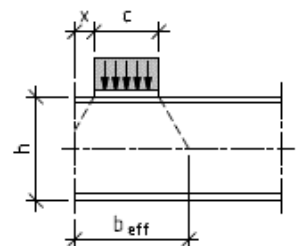
$$L_{cr} = h = 1000 \text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = \sqrt{\frac{(b_{eff} * t_w^3) / 12}{(b_{eff} * t_w)}} = \sqrt{\frac{(800 * 19^3) / 12}{(800 * 19)}} = 5,485$$

$$\lambda = \left(\frac{L_{cr}}{i} \right) / \left(\pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = \left(\frac{1000}{5,485} \right) / \left(\pi * \sqrt{\frac{210000}{235}} \right) = 1,941$$

$$\alpha = 0,49 \quad \text{imperfectiefactor – knikkromme c (tabel 6.1)}$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,941 - 0,2) + 1,941^2] = 2,810$$



$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{2,81 + \sqrt{2,81^2 - 1,941^2}} = 0,207 \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 258 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,207 * (800 * 19) * 235}{1,0} * 10^{-3} = 739 \text{ kN} = F_{3,Rd}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{258}{739} = 0,35 \leq 1,0$$

De kleinste waarde van $F_{1,Rd}$, $F_{2,Rd}$ en $F_{3,Rd} = F_{Rd} = 458 \text{ kN}$

$$\text{Toetsingsregels: } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 * F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 * M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$M_{y,Ed} = 0$ bij de oplegging

$$\frac{258}{458} = 0,56 < 1,0 \quad \frac{258}{458} = 0,56 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

$$\text{en } \frac{258}{1,5 * 458} + \frac{0}{1,5 * 3030} = 0,38 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

Conclusie: De doorsnede voldoet aan plooi controle.

8.2.9 Controle Wringing (torsie)

Wringend moment:

- $m_{x1,Ed}$ door verkanting v/h dek $\alpha = 0\%$

$$m_{x1,Ed} = \alpha * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x2,Ed}$ door tooglat-excentriciteit, aanname: $e_s = 10\text{mm}$ q_v = vert. belasting

$$m_{x2,Ed} = q_v * e_s = 34,41 * 0,01 = 0,34 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x3,Ed}$ door horizontale belasting, aanname: 3% van verticale belasting.
Gemiddelde hoogte van de tooglatten $h_s = 50\text{mm}$

$$m_{x3,Ed} = 0,03 * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0,03 * 34,41 * (0,5 * 1,0 + 0,05) = 0,57 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x4,Ed}$ door 2^e orde effect $= q_v * e_s * \left(\frac{(\alpha * q_v + q_h) * L^4}{2 * E * I_f} \right)$

$$\alpha = \text{verkanting van onderslagbalken} = 0 \quad q_h = 3\% \text{ van } q_v$$

$$I_f = \text{traagheidsmoment v/d flens}$$

$$I_f = \frac{1}{12} * t_f * b_f^3 = \frac{1}{12} * 0,036 * 0,30^3 = 8,1 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$m_{x4,Ed} = 34,41 * 0,01 * \left(\frac{(0 + 0,03 * 34,41) * 15^4}{2 * 2,1 * 10^8 * 8,1 * 10^{-5}} \right) = 0,53 \text{ kNm/m}$$

Totale torsiemoment t.p.v. opleggingen =

$$\hat{M}_{x,Ed} = \frac{1}{2} * L * (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$$

$$\hat{M}_{x,Ed} = \frac{1}{2} * 15 * (0 + 0,34 + 0,57 + 0,53) = 10,8 \text{ kNm}$$

Verdeling over componenten:

$$L_{th} = 15000 \text{ mm} \quad I_t = 1272 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{wa} = 37340 * 10^9 \text{ mm}^6$$

$$\frac{E_d}{G_d} = \frac{210000}{81000} = 2,593$$

$$\text{karacteristieke lengte } d = \sqrt{\frac{E_d * I_{wa}}{G_d * I_t}} = \sqrt{2,593 * \frac{37340 * 10^9}{1272 * 10^4}} = 2759 \text{ mm}$$

$$\beta_T = \frac{L_{th}}{d} = \frac{15000}{2759} = 5,437 \quad \rightarrow \text{uit tabel (zie Appendix A) volgen de}$$

invloedsfactoren voor het berekenen van de torsie:

A	=	0,0588	Welfmoment midden
B	=	0,3647	Welfaandeel eind
C	=	0,6353	St. Venant eind

Verdeling wringend momenten:

Saint Venant wringing	$M_{st.venant} = C * M_{x,Ed}$	$= 0,6353 * 10,80 = 6,86 \text{ kNm}$
Welfmoment	$M_{welf} = B * M_{x,Ed}$	$= 0,3647 * 10,80 = 3,94 \text{ kNm}$
Bi-moment	$M_{bi-moment} = A * M_{x,Ed} * L_{th}$	$= 0,0588 * 10,80 * 15,0 = 9,53 \text{ kNm}$

➤ St. Venant bij x = 0

$$\text{Flens: } t_{flens} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_f} = \frac{6,86 * 10^6 * 36}{1272 * 10^4} = 19,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Lijf: } t_{lijf} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_w} = \frac{6,86 * 10^6 * 19}{1272 * 10^4} = 10,25 \text{ N/mm}^2$$

➤ Verhinderde welving flensafschuiving bij x = 0

$$\text{Flens: } t_{flens} = \frac{3/2 * M_w}{(h - t_f) * b * t_f} = \frac{3/2 * 3,94 * 10^6}{(1000 - 36) * 300 * 36} = 0,57 \text{ N/mm}^2$$

➤ Verhinderde welving flensafschuiving bij x = L_{th}/2

Flens:
$$s_{welf} = \frac{M_{bi-moment}}{1/6 * b^2 * t_f * (h - t_f)} = \frac{9,53 * 10^9 * 6}{300^2 * 36 * (1000 - 36)} = 18,31 \text{ N/mm}^2$$

Combinatie spanningen:

Schuifspanningen

	$t_{vert.bel.}$	$t_{hor.bel.}$	$t_{S.Venart}$	$t_{welfing}$	Som	
$t_{flens} =$	3,86	0,54	19,43	0,57	24,40	N/mm ²
$t_{lijf} =$	14,63	0	10,25	0	24,88	N/mm ²

Eis:
$$\frac{t_{som,Ed}}{\left\{ \frac{f_y}{\sqrt{3} * g_{M0}} \right\}} \leq 1,0 = \frac{24,40}{\left\{ \frac{235}{\sqrt{3} * 1,0} \right\}} = 0,18 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

Buigend- en welfmomenten:

	S_y	S_z	S_{welf}	Som	
$S_{flens} =$	75,1	26,7	18,31	120,11	N/mm ²

Eis:
$$\frac{S_{som,Ed}}{(f_y * g_{M0})} \leq 1,0 = \frac{120,11}{(235 * 1,0)} = 0,51 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

Vloeicriterium:

Voor liggers op 2 steunpunten geldt, dat de combinatie van spanningen relevant is in twee doorsneden, n.l. het midden van de balk voor buigspanningen en de oplegging voor schuifspanningen en bij overstekken voor schuif- en buigspanningen.

Controle:
$$\left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{t_{Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

- Bij opleggingen $\sigma_{y,Ed} = 0$ en $\sigma_{z,Ed} = 0$ max. afschuiving in flens
 $t_{flens} = 34,40 \text{ N/mm}^2$

Eis:
$$3 * \left\{ \frac{t_{som,Ed}}{\left(\frac{f_y}{g_{M0}} \right)} \right\}^2 \leq 1,0$$

$$3 * \left\{ \frac{24,40}{(235 * 1,0)} \right\}^2 = 0,01 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

- In het midden $t_{flens,Ed} = 0$ en de buigspanning $S_{som,Ed} = 120,11 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Eis: } \left(\frac{\frac{S_{som,Ed}}{f_y}}{g_{M0}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{\frac{120,11}{235}}{1,0} \right)^2 = 0,26 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

Conclusie: De doorsnede voldoet aan controle van torsie en vloeicriterium.

8.2.10 Controle kipstabiliteit

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.3.2.1)

$$\text{Eis: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

De rekenwaarde van de kipweerstand van een zijdelings ongesteunde ligger

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{maar } \chi_{LT} \leq 1,0$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} is de imperfectiefactor;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

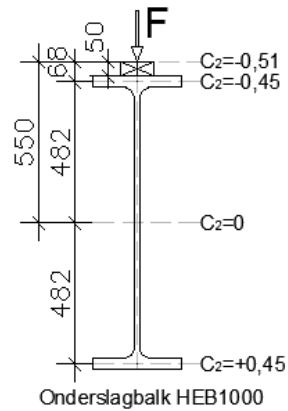
M_{cr} is het kritieke elastische kipmoment. (volgens NB - bijlage D)

$$M_{cr} = k_{red} \times \frac{C}{L_g} \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}$$

Indien $h / t_w \leq 75$ dan geldt:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{19} = 52,6 \leq 75 \quad \Rightarrow \quad K_{red} = 1$$

Coëfficiënt C



$$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right)$$

met:

$$S = \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}$$

Voor I-profielen mag als benadering zijn aangehouden:

$$S = \frac{h}{2} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

$$S = \frac{1000}{2} \times \sqrt{\frac{210000 \times 16276 \times 10^4}{81000 \times 1272 \times 10^4}} = 2880$$

Coëfficiënten C_1 en C_2 zijn afhankelijk van de aard van de belasting en plaats van aangrijpen van de belasting (volgens tabel NB.6)

Voor balk met gelijkmatig verdeelde belasting op twee steunpunten;

$$C_1 = 1,13 \text{ en } C_2 = 0,45$$

De waarde van C_2 voor de gedrukte bovenflens en het aangrijpingspunt van de belasting boven de toeglatten van $h_s = 50 \text{ mm} < 0,1h$ is:

$$C_2 = -0,45 \times \frac{\frac{h}{2} + h_s}{\frac{h - t_f}{2}} = -0,45 \times \frac{550}{482} = -0,513$$

Voor de vervangende ongesteunde kiplengte L_{kip} aangenomen dat beide opleggingen van de balk gaffelopleggingen zijn.

$$L_{kip} = L_{st.} \quad \text{waarin } L_{st.} \text{ ongesteunde lengte is}$$

Ongesteunde lengte $L_{st} = 15,0\text{m}$, dus controle van kip op $L_{kip} = L_{st} = 15000\text{mm}$

Het berekenen van factor C:

Om het berekenen te vereenvoudigen wordt hulp variabele berekend.

$$\frac{\pi \cdot S}{L_{kip}} = \frac{\pi \cdot 2880}{15000} = 0,603$$

$$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right]$$

$$C = \pi \cdot 1,13 \cdot \frac{15000}{15000} \cdot \left[\sqrt{1 + (0,603^2 \cdot (-0,513^2 + 1))} + 0,603 \cdot (-0,513) \right]$$

$$C = 3,19$$

$$K_{red} = 1,0$$

Het kritieke elastische kippmoment M_{cr} :

$$M_{cr} = k_{red} \times \frac{C}{L_g} \times \sqrt{E \times I_z \times G \times I_t}$$

$$M_{cr} = 1 \cdot \frac{3,19}{15000} \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3 \cdot 16276 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 1272 \cdot 10^4}$$

$$M_{cr} = 1262 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Relatieve slankheid te aanzien van kip:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12895 \cdot 10^3 \cdot 235}{1262 \cdot 10^6}} = 1,55$$

Voor relatieve slankhede $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (volgens 6.3.2.3) of indien $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$

(volgens 6.3.2.3) mogen de kipeffecten worden verwaarloosd.

De volgende waarden zijn aanbevolen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40 \quad \text{dus} \quad \bar{\lambda}_{LT} > \bar{\lambda}_{LT,0}$$

De ligger is gevoelig voor kip, controle stabiliteit nodig!

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2]$$

Vaste waarden uit NEN-EN 1993-1-1, tabel 6.3, 6.5 & 6.6, NB:2011- 6.3.2.3 en D.4.2:

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{Kipkromme c}$$

$$\beta = 0,75$$

$$\lambda_{LT,0} = 0,40$$

$$k_c = 1 / (1,33 - 0,33 \cdot 0) = 0,752$$

$$k_{red} = 1,00 \quad h/t_w < 75$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,55 - 0,40) + 0,75 * 1,55^2] = 1,683$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} \text{ maar } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \end{cases}$$

$$c_{LT} = \frac{1}{1,683 + (1,683^2 - 0,75 * 1,55^2)^{0,5}} = 0,371 < 1,0$$

$$\text{en } \frac{1}{1,55^2} = 0,645$$

$$\text{Controle: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{968}{1124} = 0,86 < 1,0 \rightarrow \text{Akkoord! De ligger voldoet aan kipstabiliteit.}$$

Controle kipstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsiemomenten (vereenvoudigde methode):

$$\text{Torsie (wringend) moment } T_{Ed} = \sum M_{x,Ed} = (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$$

$$T_{Ed} = 0 + 0,34 + 0,57 + 0,53 = 1,44 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{De kracht } F_{f,Ed} = \frac{T_{Ed}}{h - t_f} = \frac{1,44}{(1000 - 36) * 10^{-3}} = 1,49 \text{ kN}$$

De eis volgens NEN-EN 1993-1-1 artikel 6.3.3 voor de staven die aan gecombineerde buiging en druk zijn onderworpen behoren te voldoen aan vergelijkingen 6.61 en 6.62. Bij afwezigheid van normaalkracht $N_{Ed} = 0$ wordt de drukcomponent op nul gezet. De vergelijkingen 6.61 en 6.62 worden dan als volgt vereenvoudigd:

Voor profielen van klasse 1, 2 en 3 zijn $\Delta M_{y,Ed}$ en $\Delta M_{z,Ed} = 0$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_y \text{ en } M_{b,y,Rd} = f_y * W_y * \frac{c_{LT,mod}}{g_{M1}}$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_z \text{ en } M_{c,z,Rd} = \frac{f_y * W_z}{g_{M1}}$$

Met $g_{M1} = 1,0$ kunnen de vergelijkingen als volgt herschreven worden:

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.61)$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.62)$$

De interactiefactoren k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}

Voor de bepaling van de waarden van interactiefactoren moet volgens NEN-EN 1993-1-1 +C2/NB artikel 6.3.3 (5) bijlage B - methode 2 zijn toegepast. Tabel B.2 is voor de staven die gevoelig zijn voor vervormingen door torsie.

Equivalent momentverdelingsfactoren C_{mi} worden bepaald volgens tabel B.3

Er wordt gekozen voor elastische kenmerken van de doorsnede onafhankelijk van de

bijbehorende profiel klasse.

C_{my} , C_{mz} en C_{mLT} behoren te zijn bepaald in overeenstemming met het buigende momenten verloop tussen de van toepassing zijnde gesteunde punten.

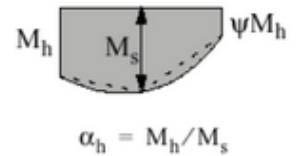
Met de waarde van $N_{Ed} = 0$ worden de interactiefactoren in tabel B.1 en B.2 als volgt gerekend:

$$k_{yy} = C_{my}$$

$$k_{yz} = k_{zy} = C_{mz}$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = C_{mz}$$



$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05 a_h \text{ voor gelijkmatig verdeelde belasting}$$

$$a_h = \frac{M_h}{M_s}$$

De balk is op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting:

$$M_h = 0 \text{ en } M_s = 968 \text{ kN.m}$$

$$a_h = \frac{0}{968} = 0 \text{ en } y * M_h = 0 \text{ dus } y = 0$$

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05 * 0$$

$$k_{yy} = 0,95$$

$$k_{yz} = 0,95$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = 0,95$$

$$M_{b,y,Rd} = M_{b,Rd} = 1124 \text{ kNm} \quad (C_{LT,mod} = 0,371)$$

$$M_{y,Ed} = 968 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = M_{f,Rd} = \frac{f_t * W_{el,f}}{g_{MO}}$$

$$W_{el,f} = \frac{t_f * b^2}{6} = \frac{36 * 300^2}{6} = 540 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{f,Rd} = \frac{540 * 10^3 * 235}{1,0} * 10^{-6} = 126,9 \text{ kNm} \text{ (Rekenweerstand "capaciteit" voor buiging in flens)}$$

$$M_{f,Ed} = \frac{F_{f,Ed} * L^2}{8} = \frac{1,49 * 15,0^2}{8} = 41,9 \text{ kNm} \text{ (Rekenwaarde buigend moment in flens)}$$

($F_{f,Ed}$ is de gelijkmatige verdeelde belasting t.g.v. component van torsie op de bovenste flens van de balk)

(L is de ongesteunde lengte $L_{st} = L_g = 15,0 \text{ m}$)

Toetsing de formules 6.61 en 6.62

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$0,95 * \frac{968}{1124} + 0,95 * \frac{41,9}{126,9} = 1,13$$

Voldoet niet!

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$1,0 * \frac{968}{1124} + 0,95 * \frac{41,9}{126,9} = 1,17 \quad \text{Voldoet niet!}$$

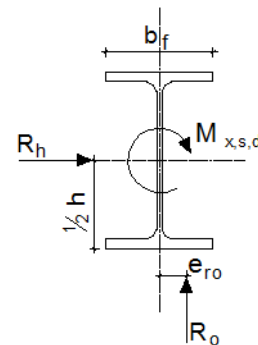
Conclusie: Het profiel voldoet niet aan kippstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsie momenten.

Advies is het toepassen van een kipsteun in het midden van de balk.

8.2.11 Controle Kantelen / Rotatie van de balk

Eis: Kantelen $\rightarrow e_{ro} = \frac{g^* M_{x,opl,Ed}}{R_0} \leq \frac{1}{2} b_f$

Rotatie $\rightarrow e_{ro} \leq t_f + r + \frac{1}{2} t_w$



e_{ro} = excentriciteit van de oplegreactie R_0

g = belastingfactor, aanname = 2,0

b_f = breedte van de flens = 300mm.

r = afrondingsstraal van het profiel = 30mm.

R_0 = oplegreactie = R_{Ed} = 258 kN

$M_{x,opl,Ed}$ = moment in de oplegging, bestaande uit de som van:

$$M_{x,opl,Ed} = M_{x,s,d} + \left(R_h * \frac{1}{2} h \right) = 14,67 \text{ kNm}$$

$M_{x,s,d}$ = totale torsiemoment = 10,8 kNm

R_h = horizontale belasting = $V_{y,Ed}$ = 7,74 kN

Controle:

- Kantelen $e_{ro} = 113,7\text{mm} < \frac{1}{2} b_f = 150,0\text{mm}$

Akkoord!

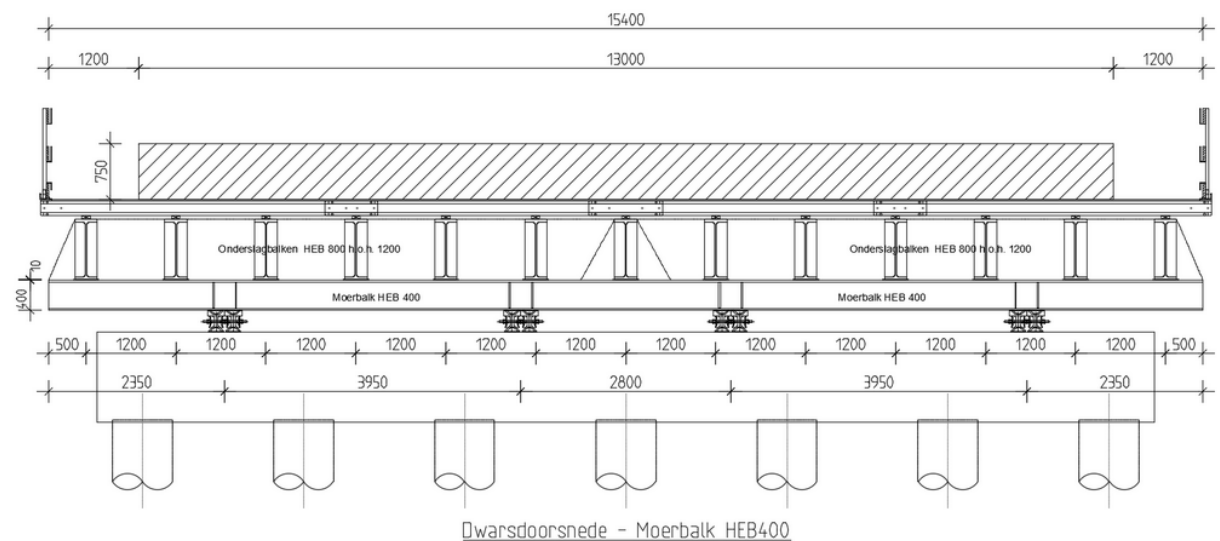
- Rotatie $e_{ro} = 113,7\text{mm} > t_f + r + \frac{1}{2} t_w = 75,5\text{mm}$

Niet akkoord! Verstijvingsschotten aanbrengen t.p.v. opleggingen aan weerszijden van het lijf.

8.3 Rekenvoorbeeld 3: moerbalk HEB400

De moerbalken worden gecontroleerd volgens NEN-EN 1993-1-1+C2 en de NB. De berekeningsgang is grotendeels gelijk aan de berekeningsgang voor onderslagen. Het is aan te bevelen de horizontale krachten in de lengterichting van de onderslagen niet op te laten nemen door de moerbalken, maar af te leiden naar de landhoofden of tussensteunpunten waar de krachten via opvullingen van bijvoorbeeld klossen worden overgebracht op het beton.

Teneinde ongewenste excentriciteiten te vermijden, moeten tussen onderslagen en moerbalken altijd centreeerstrippen worden aangebracht!



8.3.1 Gegevens en uitgangspunten

Vloerdikte = 750mm, overspanning brugdek = 14,00m, onderslagbalken HEB800, h.o.h. 1,20m.

Moerbalk HEB400 met 4 steunpunten zoals op de schets aangegeven

Berekening volgens gevolgklasse CC2, waarvoor geldt $K_{F1}=1$

Toegepaste staalsoort: S235JR

Doorbuigingseis: max. toelaatbaar $u_z = \frac{L_{th}}{600}$

Eigenschappen van doorsnede:

h	= 400	mm	f_y	= 235	N/mm ²
b	= 300	mm	E	= 210000	N/mm ²
t_f	= 24	mm	G	= 81000	N/mm ²
t_w	= 13,5	mm	S	= 93,1	mm ²
r	= 27	mm	I_y	= 57680	x10 ⁴ mm ⁴

$$\begin{aligned}
W_{el,y} &= 2880 \times 10^3 \text{ mm}^3 & I_z &= 10819 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
W_{el,z} &= 721 \times 10^3 \text{ mm}^3 & I_t &= 361,2 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
A &= 19780 \text{ mm}^2 & A_w &= 4752 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

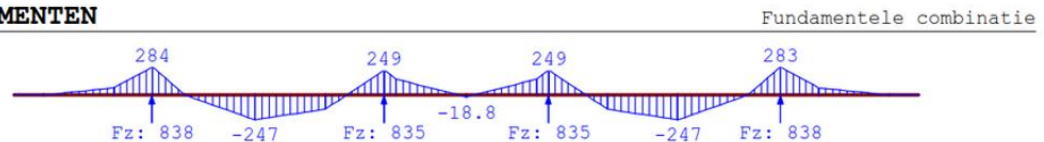
8.3.2 Berekening van snedekrachten

De reacties uit de onderslagbalken komen als puntlasten op de moerbalk. Deze is een doorlopende balk op 4 steunpunten (statisch onbepaald). Met behulp van een rekenprogramma wordt de balk geanalyseerd. Uit berekening zijn de rekenwaarden van snedekrachten als volgt:

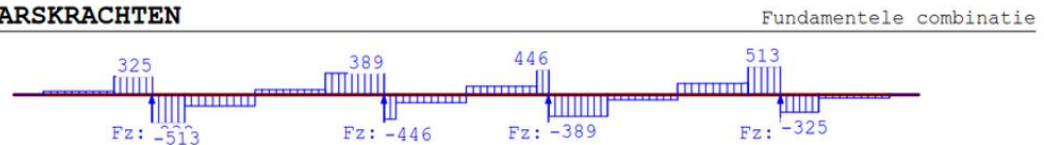
Project...: STUBECO
Onderdeel: Rekenvoorbeeld - Moerbalk HEB400

OMHULLENDE VAN DE FUNDAMENTELE COMBINATIES

MOMENTEN

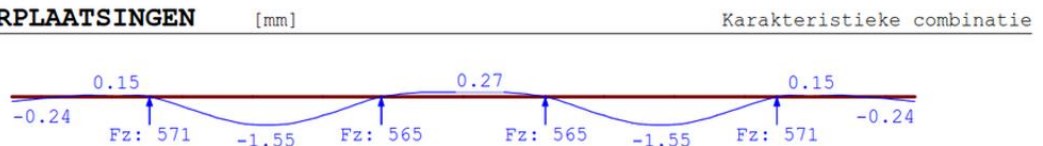


DWARSKRACHTEN



OMHULLENDE VAN DE KARAKTERISTIEKE COMBINATIES

VERPLAATSINGEN



$$\begin{aligned}
M_{y,max} &= 284 \text{ kNm} \\
M_{z,max} &= 0,03 \times 284 = 8,5 \text{ kNm} \quad \text{t.g.v. horizontale belastingen} \\
V_{z,rek} &= 513 \text{ kN} & U_{y,max} &= 1,6 \text{ mm} \\
R_{Ed} &= 838 \text{ kN} & R_{rep} &= 571 \text{ kN} \quad (\text{equivalente } q_{Ed} = 246,75 \text{ kN/m})
\end{aligned}$$

8.3.3 Controle weerstand van de doorsnede

- Buigend moment (UGT) Volgens art. 6.2.5

$$\text{Eis } \frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1$$

Het $M_{C,Rd}$ voor hulpconstructie wordt gerekend met **elastische** weerstand.

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y * W_{el,y}}{g_{M0}} \text{ waar } g_{M0} = 1,0$$

Ter plaatse van het oplegpunt waar $M_{y,Ed}$ maximaal is staat ook een dwarskracht $V_{Ed} = 513 \text{ kN}$

$$A_w = h_w * t_w$$

$$h_w = h - 2t_f = 400 - 2*24 = 352 \text{ mm}$$

$$A_w = 352 * 13,5 = 4752 \text{ mm}^2$$

$$A_f = b * t_f = 300 * 24 = 7200 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{7200}{4752} = 1,5 > 0,6 \rightarrow \text{de elastische weerstand tegen dwarskracht mag}$$

gerekend worden volgens:

$$V_{el,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} * g_{MO}} * A_w = \frac{235}{\sqrt{3} * 1} * 4752 * 10^{-3} = 645 \text{ kN}$$

Dan is $V_{Ed} > 0,5 V_{el,Rd}$ en dat betekent dat de invloed van de dwarskracht op de momentweerstand volgens art. 6.2.8 moet worden getoetst.

De gereduceerde momentweerstand wordt berekend met een gereduceerde vloeigrens voor het afschuifoppervlak:

$$(1 - \rho) f_y \quad \text{waarin } \rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{el,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 * 513}{645} - 1 \right)^2 = 0,35$$

Gereduceerde vloeigrens $= (1 - 0,35) * 235 = 152,8 \text{ N/mm}^2$ dan is de gereduceerde momentweerstand:

$$M_{y,v,Rd} = 2880 * 10^3 * 152,8 * 10^{-6} = 440 \text{ kNm}$$

$$M_{z,v,Rd} = 721 * 10^3 * 152,8 * 10^{-6} = 110 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,v,Rd}} = \frac{284}{440} = 0,65 < 1,0 \rightarrow \text{Voldoet.}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,v,Rd}} = \frac{8,5}{110} = 0,08 < 1,0 \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Controle combinatie spanning $\sigma_y + \sigma_z \leq (1 - \rho) f_y = 152,8 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_y = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} = \frac{284 * 10^6}{2880 * 10^3} = 98,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} = \frac{8,5 * 10^6}{721 * 10^3} = 11,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(y+z)} = 98,6 + 11,8 = 110,4 < 152,8 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Voldoet.}$$

8.3.4 Controle op afschuiving

- Dwarskracht (UGT) Volgens art. 6.2.6

$$\text{Eis } \frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1$$

$$V_{Ed} = 513 \text{ KN} \quad \text{ter plaats van de opleggingen}$$

Volgens elasticiteittheorie kan de afschuifspanning τ die door een dwarskracht wordt veroorzaakt als volgt berekend:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$$

$$\text{Als } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \quad \text{dan } \tau_{Ed} = \frac{513 \cdot 10^3}{4752} = 108,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Eis } \frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1 \quad \text{dan } \frac{108,0 \cdot \sqrt{3}}{235} = 0,80 < 1,0 \rightarrow \text{Voldoet.}$$

Schuifspanning in flens t.g.v. verticale belasting:

$$\tau_{\text{vert.bel.}} = \frac{\tau_{lijf} \cdot t_w}{2 \cdot t_f} = \frac{108 \cdot 13,5}{2 \cdot 24} = 30,38 \text{ N/mm}^2$$

Schuifspanning in flens t.g.v. horizontale belasting:

$$\tau_{\text{horz.bel.}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{y,Ed}}{2 \cdot b_f \cdot t_f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,03 \cdot 513 \cdot 10^3}{2 \cdot 300 \cdot 24} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

8.3.5 Controle stijfheid

- Doorbuiging (BGT)

(Volgens art. 7.2 verwezen naar NEN-EN 1990 – bijlage A1.4)

$$\text{Eis: } u_z = \frac{L_{th}}{600}$$

- Doorbuiging In Z-richting:

De maximum doorbuiging t.g.v. de karakteristieke belasting combinatie treedt op tussen de opleggingen (*bijvoorbeeld ontkistingspotten*).

$$\text{Uit berekening volgt: } u_z = 1,6 \text{ mm} < \frac{3950}{600} = 6,6 \text{ mm}$$

Conclusie: doorsnede voldoet aan doorbuigingseisen.

8.3.6 Controle op plooiën door schuifspanning

$$\text{Eis: als } \frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ hoeft doorsnede niet getoetst te worden volgens}$$

NEN-EN 1993-1-5 art. 5.

$$h_w = 352 \text{ mm}$$

$$t_w = 13,5 \text{ mm} \quad \text{en} \quad \eta = 1,0$$

η = factor voor de afschuif oppervlakte. (veilig waarde voor $\eta = 1,0$)

$$\text{dus } \frac{h_w}{t_w} = \frac{352}{13,5} = 26,1 \leq 72 \cdot \frac{1}{1} = 72$$

Conclusie: Er hoeft niet gecontroleerd te worden op plooiën door schuifspanning.

8.3.7 Controle op plooiën – krachtsinleiding bij opleggingen

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.5.3)

$$\text{Eis } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 \cdot F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 \cdot M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

F_{Ed} = max. oplegreactie = 838 kN en F_{Rd} is de kleinste van $F_{1,Rd}$, $F_{2,Rd}$ en $F_{3,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 284 \text{ kNm} \quad \text{en} \quad M_{y,Rd} = W_{y,el} \cdot f_y = (2880 \cdot 10^3 \cdot 235) \cdot 10^{-6} = 677 \text{ kNm}$$

8.3.7.1 Vloeien van het lijf

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

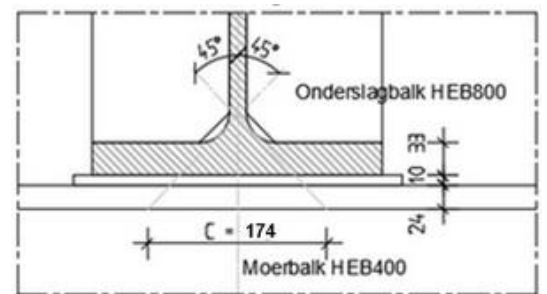
$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{284 \cdot 10^6}{2880 \cdot 10^3} = 98,6 \text{ N/mm}^2$$

$$d_1 = t_f \times \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \times \sqrt{\frac{f_{y,f}}{f_{y,w}}} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{f,Ed}}{f_{y,f}} \right)^2}$$

$$d_1 = 24 \cdot \sqrt{\frac{300}{13,5}} \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{98,6}{235} \right)^2} = 102,7 \text{ mm}$$

$$C = (30 + 33 + 24) \cdot 2 = 174 \text{ mm} \quad (\text{dikte van centreeerstrip wordt niet meegerekend})$$

$$F_{1,Rd} = (186 + 102,7) \cdot 13,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 916 \text{ kN}$$



Lengte C waarover de kracht wordt uitgeoefend

8.3.7.2 Lokaal plooiën van het lijf

Als de afstand van het einde van de ligger tot de lastinleiding groter is dan $1,5h$ geldt:

$$F_{2,Rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_y} \times \left(\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + \left(3 \times \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \times \left(\frac{c}{h - 2t_f} \right) \right) \right)$$

$$\frac{c}{h - 2t_f} = \frac{186}{400 - (2 \cdot 24)} = 0,53 < 0,2$$

dan wordt de waarde gelijk aan 0,2 gehouden.

$$F_{2,Rd} = 0,5 * 13,5^2 * \sqrt{210 * 10^3 * 235} * \left[\sqrt{\frac{24}{13,5}} + \left\{ 3 * \left(\frac{13,5}{24} \right) * 0,2 \right\} \right] * 10^{-3} = F_{2,Rd} = 1070 \text{ kN}$$

8.3.7.3 Globaal plooien van het lijf

$$b_{eff} = \sqrt{h^2 + c^2} = \sqrt{400^2 + 186^2} = 441 \text{ mm}$$

Toetsing volgens art. 6.3.1 uitgaande van knikcurve C

$$L_{cr} = h = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Eis: } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 838 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ = reductiefactor voor knikstabiliteit van het liggerlijf vlg. knikkromme C van art.

6.3.1.2 en is afhankelijk van $\bar{\lambda}_x$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{N_{w,Rd}}{N_{cr,x}}} \quad \text{waar } N_{cr,x} = \frac{\pi^2 * E * b_{eff}^2 * t_w^3}{48 * h^2}$$

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 * 210 * 10^3 * 441^2 * 13,5^3}{48 * 400^2} * 10^{-3} = 293 \text{ kN}$$

$$N_{w,Rd} = b_{eff}^2 * t_w * f_y = 441^2 * 13,5 * 235 * 10^{-3} = 1399 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{1399}{293}} = 2,185$$

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{waar } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{tab. 6.1})$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(2,185 - 0,2) + 2,185^2 \right] = 3,37$$

$$\chi_x = \frac{1}{3,37 + \sqrt{3,37^2 - 2,185^2}} = 0,168 < 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,168 * 19780 * 235}{1,0} * 10^{-3} = 781 \text{ kN} = F_{3,Rd}$$

De kleinste waarde van $F_{1,Rd}$, $F_{2,Rd}$ en $F_{3,Rd} = F_{Rd} = 781 \text{ kN}$

$$\text{Toetsingsregels: } \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{en} \quad \frac{F_{Ed}}{1,5 * F_{2,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{1,5 * M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{838}{781} = 1,07 > 1,0 \quad \text{Voldoet niet!} \quad \text{en} \quad \frac{838}{1,5 * 1070} + \frac{284}{1,5 * 677} = 0,80 < 1,0$$

Er moeten verstijvingen (*plooischotten*) aangebracht worden.

8.3.7.4 Berekening van verstijvingen

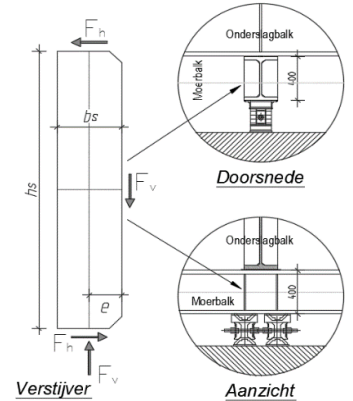
Aanname is dat met 2 stuks verstijvingschotten met een breedte $b_s = 140 \text{ mm}$ en dikte $t_s = 10 \text{ mm}$ aan beide zijden van de moerbalk de belasting kunnen overbrengen.

Ieder verstijvingschot wordt belast op $\frac{1}{4} F_{Ed}$.

$$F_{v, \text{verstijver}} = \frac{F_{Ed}}{4} = \frac{838}{4} = 210 \text{ kN.} \quad \text{werkend op } e = \frac{1}{2} b_s = \frac{1}{2} 140 = 70 \text{ mm}$$

$$h_s = h - 2 * t_f = 400 - 2 * 24 = 352 \text{ mm}$$

$$F_{h, \text{verstijver}} = \left(F_{v, \text{verstijver}} * \frac{e}{h_s} \right) = 210 * \frac{70}{352} = 42 \text{ kN}$$



Bovenzijde schot:

$$\sigma_d = \frac{F_v}{t_s * b_s} = \frac{210 * 10^3}{10 * 140} = 150,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = \frac{F_h}{t_s * b_s} = \frac{42 * 10^3}{10 * 140} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{v,d} = \sqrt{\sigma_d^2 + 3\tau_d^2} = \sqrt{150^2 + 3 * 30^2} = 153,0 \text{ N/mm}^2 < f_{y,d} = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet!}$$

Laswerk: $a = 5 \text{ mm}$ en $L_{eff} = 130 \text{ mm}$

$$\text{Spanning door } F_h \rightarrow \tau_d = \frac{F_h}{2 * a * L_{eff}} = \frac{42 * 10^3}{2 * 5 * 130} = 32,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spanning door } F_v \rightarrow \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_v * \sqrt{2}}{4 * a * L_{eff}} = \frac{210 * 10^3 * \sqrt{2}}{4 * 5 * 130} = 114,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,s,d} = \sqrt{114,2^2 + 3 * (114,2^2 + 32,3^2)} = 235,2 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 * 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet!}$$

Zijkant schot:

$$\tau_d = \frac{F_v}{t_s * h_s} = \frac{210 * 10^3}{10 * 352} = 59,7 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 136 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet!}$$

Laswerk: $a = 5 \text{ mm}$ en $L_{eff} = 200 \text{ mm}$

$$\tau_d = \frac{F_v}{2 * a * L_{eff}} = \frac{210 * 10^3}{2 * 5 * 200} = 105,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w,s,d} = \sqrt{3 * 105^2} = 181,7 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 * 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Voldoet!}$$

8.3.8 Controle Wringing (torsie)

Wringend moment:

- $m_{x1,Ed}$ door verkanting v/h dek $\alpha = 0\%$

$$m_{x1,Ed} = \alpha * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x2,Ed}$ door excentriciteit van de centreerstrip

Aanname $e_s=10\text{mm}$ q_v = verticale belasting

$$m_{x2,Ed} = q_v * e_s = 247 * 0,01 = 2,47 \text{ kN.m/m'} \quad (q_v = q_{equiv.} = 247 \text{ kN/m})$$

- $m_{x3,Ed}$ door horizontale belasting

Aanname $q_h = 3\%$ van verticale belasting.

Hoogte van centreerstrip $h_s=10\text{mm}$

$$m_{x3,Ed} = 0,03 * q_v * (\frac{1}{2}h + h_s) = 0,03 * 247 * (0,5 * 0,4 + 0,01) = 1,56 \text{ kNm/m'}$$

- $m_{x4,Ed}$ door 2^e orde effect = $q_v * e_s * \left(\frac{(\alpha * q_v + q_h) * L^4}{2 * E * I_f} \right)$

α = verkanting van onderslagbalken = 0

I_f = traagheidsmoment v/d flens

$$I_f = \frac{1}{12} * t_f * b_f^3 = \frac{1}{12} * 0,024 * 0,30^3 = 5,4 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$q_h = 0,03 * q_v$$

$$m_{x4,Ed} = 247 * 0,01 * \left(\frac{(0 + 0,03 * 247) * 3,95^4}{2 * 2,1 * 10^8 * 5,4 * 10^{-5}} \right) = 0,20 \text{ kNm/m'}$$

Max. totale torsiemoment t.p.v. opleggingen =

$$\hat{M}_{x,Ed} = \frac{1}{2} * L * (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$$

$$\hat{M}_{x,Ed} = \frac{1}{2} * 3,95 * (0 + 2,47 + 1,56 + 0,20) = 8,35 \text{ kNm}$$

Verdeling over componenten:

$$L_{th} = 3950 \text{ mm} \quad I_t = 361,2 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{wa} = 3751 * 10^9 \text{ mm}^6$$

$$\frac{E_d}{G_d} = \frac{210000}{81000} = 2,593 \quad \text{en karakteristieke lengte}$$

$$d = \sqrt{\frac{E_d * I_{wa}}{G_d * I_t}} = \sqrt{2,593 * \frac{3751 * 10^9}{361,2 * 10^4}} = 1641 \text{ mm}$$

$$\beta_T = \frac{L_{th}}{d} = \frac{3950}{1641} = 2,407 \quad \rightarrow \text{uit tabel (zie Appendix A) volgen de invloedsfactoren voor het berekenen van de torsie:}$$

A	=	0,1551	Welfmoment midden
B	=	0,6935	Welfaandeel eind
C	=	0,3065	St. Venant eind

Verdeling wringend momenten:

Saint Venant wringing	$M_{st.venant} = C * M_{x,Ed} = 0,3065 * 8,35 = 2,56 \text{ kNm}$
Welfmoment	$M_{welf} = B * M_{x,Ed} = 0,6935 * 8,35 = 5,79 \text{ kNm}$
Bi-moment	$M_{bi-moment} = A * M_{x,Ed} * L_{th} = 0,1551 * 8,35 * 3,95 = 5,12 \text{ kNm}$

➤ **St. Venant bij x = 0**

$$\text{Flens: } \tau_{flens} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_f} = \frac{2,56 * 10^6 * 24}{361,2 * 10^4} = 17,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Lijf: } \tau_{lijf} = \frac{M_{sv}}{I_t / t_w} = \frac{2,56 * 10^6 * 13,5}{361,2 * 10^4} = 9,57 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Verhinderde welving flensafschuiving bij x = 0**

$$\text{Flens: } \tau_{flens} = \frac{3/2 * M_w}{(h - t_f) * b * t_f} = \frac{3/2 * 5,79 * 10^6}{(400 - 24) * 300 * 24} = 3,21 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Verhinderde welving flensafschuiving bij x = L_{th}/2**

$$\text{Flens: } \sigma_{welf} = \frac{M_{bi-moment}}{1/6 * b^2 * t_f * (h - t_f)} = \frac{5,12 * 10^9 * 6}{300^2 * 24 * (400 - 24)} = 37,83 \text{ N/mm}^2$$

Combinatie spanningen:

Schuifspanningen

	$t_{vert.bel.}$	$t_{hor.bel.}$	$t_{St.Venant}$	$t_{welving}$	Som	
$t_{flens} =$	30,38	1,6	17,01	3,21	52,20	N/mm ²
$t_{lijf} =$	108,0	0	9,57	0	117,57	N/mm ²

$$\text{Eis: } \frac{t_{som,Ed}}{\left\{ \frac{f_y}{(\sqrt{3} * g_{M0})} \right\}} \leq 1,0 = \frac{117,57}{\left\{ \frac{235}{(\sqrt{3} * 1,0)} \right\}} = 0,87 < 1,0 \quad \text{Voldoet!}$$

Buigend- en welfmomenten:

	S_y	S_z	S_{welf}	Som	
$S_{flens} \text{ x=0 (bij oplegging)}$	98,6	11,8	0,0	110,40	N/mm ²
$S_{flens} \text{ x=1/2L (in het midden)}$	85,8	2,6	37,8	126,17	N/mm ²

$$\text{Eis: } \frac{S_{som,Ed}}{\left\{ (1 - r) * f_y * g_{M0} \right\}} \leq 1,0 = \frac{126,17}{(152,8 * 1,0)} = 0,83 < 1,0 \quad \text{Voldoet !}$$

Vloeicriterium:

Voor liggers op meerdere steunpunten (doorgaande) en bij overstekken geldt dat de combinatie van de schuif- en buigspanningen in dezelfde doorsnede aanwezig zijn.

Controle:

$$\left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{S_{x,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) \left(\frac{S_{z,Ed}}{f_y/g_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{t_{Ed}}{f_y/g_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

- Bij opleggingen $\sigma_{y,Ed} = 98,6 \text{ N/mm}^2$ en $S_{z,Ed} = 11,8 \text{ N/mm}^2$
max. afschuiving in flens $t_{flens} = 52,2 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Eis: } & \left\{ \frac{S_{(y+z),Ed}}{\left(\frac{f_y}{g_{M0}} \right)} \right\}^2 + 3 \cdot \left\{ \frac{t_{som,Ed}}{\left(\frac{f_y}{g_{M0}} \right)} \right\}^2 \leq 1,0 \\ & \left\{ \frac{110,4}{\left(\frac{235}{1,0} \right)} \right\}^2 + 3 \cdot \left\{ \frac{52,2}{\left(\frac{235}{1,0} \right)} \right\}^2 = \mathbf{0,37} < 1,0 \text{ Voldoet!} \end{aligned}$$

- In het midden $t_{flens,Ed} = 0$ en de buigspanning $S_{Ed} = 126,17 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Eis: } & \left\{ \frac{S_{som,Ed}}{\left(\frac{f_y}{g_{M0}} \right)} \right\}^2 \leq 1,0 \\ & \left\{ \frac{126,17}{\left(\frac{235}{1,0} \right)} \right\}^2 = \mathbf{0,29} < 1,0 \quad \text{Voldoet!} \end{aligned}$$

Conclusie: De doorsnede voldoet aan controle op torsie en vloeicriterium.

8.3.9 Controle kipstabiliteit

(Volgens NEN-EN 1993-1-1 art. 6.3.2.1)

$$\text{Eis: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{13,5} = 29,6 \leq 75 \Rightarrow K_{red} = 1$$

Coëfficiënt C

$$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right)$$

met:

$$S = \sqrt{\frac{E \times I_w}{G \times I_t}}$$

Voor I-profielen mag als benadering zijn aangehouden:

$$S = \frac{h}{2} \times \sqrt{\frac{E \times I_z}{G \times I_t}}$$

$$S = \frac{400}{2} \times \sqrt{\frac{210000 \times 10819 \times 10^4}{81000 \times 361,2 \times 10^4}} = 1762$$

- Controle van het uitkragende deel van de moerbalk:

Het uitkragende deel van de moerbalk kan gevoelig voor kip zijn .

Coëfficiënten C_1 en C_2 zijn afhankelijk van de aard van de belasting en plaats van aangrijpen van de belasting (volgens tabel NB.6).

$$C_1 = 1,68 \text{ en } C_2 = 0,78 \text{ en } L_{st} = 0,82 L = 0,82 \times 2350 = 1927 \text{ mm}$$

De waarde van C_2 voor de bovenflens op trek is positief = + 0,78

Voor het bepalen van de vervangende ongesteunde kiplengte L_{kip} is aangenomen dat de oplegging van de balk een gaffeloplegging is.

$$L_{kip} = L_{st.} \text{ waar } L_{st.} = 1927 \text{ mm de ongesteunde lengte is.}$$

Het berekenen van factor C:

Om het berekenen te vereenvoudigen wordt een hulp variabele berekend.

$$\frac{\pi \times S}{L_{kip}} = \frac{\pi \times 1762}{1927} = 2,873$$

$$C = \pi \times 1,68 \times \frac{2350}{1927} \times \left[\sqrt{1 + (2,873^2 \times (0,78^2 + 1))} + 2,873 \times (0,78) \right] = 38,742$$

Het kritieke elastische kipmoment M_{cr} :

$$M_{cr} = 1,0 \times \frac{38,743}{2350} \times \sqrt{210 \times 10^3 \times 10819 \times 10^4 \times 81000 \times 361,2 \times 10^4}$$

$$M_{cr} = 42505 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Relatieve slankheid te aanzien van kip:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2880 \times 10^3 \times 235}{42505 \times 10^6}} = 0,126$$

Voor relatieve slankheden $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (vlg. 6.3.2.3) of indien $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (vlg. 6.3.2.3) mogen de kipeffecten worden verwaarloosd.

De volgende waarden worden aanbevolen voor gewalste of equivalente gelaste profielen:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$$

$$\text{dus } \bar{\lambda}_{LT} = 0,126 < \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$$

Conclusie: het uitkragend deel van de ligger is niet gevoelig voor kip.

- **Controle van het deel over twee opleggingen van de moerbalk.**

Coëfficiënten C1 en C2 (volgens grafiek NB.33 en NB.34)

$M = -284 \text{ kNm}$ $M_1 = -249 \text{ kNm}$ dan

$$\beta = \frac{M_1}{M} = \frac{-249}{-284} = +0,877 \quad L_{kip} = L_{st.} = 3950 \text{ mm}$$

$q_{equiv.} = 247 \text{ kN/m}$ (De puntlasten zijn naar equivalente q-last verrekend om tabel van EC te kunnen gebruiken)

$$B^* = \frac{8 \cdot M}{(8 \cdot |M|) + (q \cdot L_{st}^2)} = \frac{8 \cdot (-284)}{(8 \cdot 284) + (247 \cdot 3,95^2)} = -0,37 \quad (\text{figuur NB. 32})$$

$$C1 = 1,678 \quad \text{en} \quad C2 = 1,163$$

De waarde van C2 voor de bovenflens onder druk is negatief = - 1,163

Correctie van C2 waarde i.v.m. centreerstrip $h_s = 10 \text{ mm}$

$$C2 = -1,163 \cdot \frac{[\frac{h}{2} + h_s]}{[\frac{h-t_f}{2}]} = -1,163 \cdot \frac{[\frac{400}{2} + 10]}{[\frac{400-24}{2}]} = -1,30$$

Het berekenen van factor C:

Om het berekenen te vereenvoudigen wordt een hulp variabele berekend.

$$\frac{\pi \cdot S}{L_{kin}} = \frac{\pi \cdot 1762}{3950} = 1,401$$

$$C = \pi \cdot 1,678 \cdot \frac{3950}{3950} \cdot \left[\sqrt{1 + (1,401^2 \cdot ((-1,30)^2 + 1))} + 1,401 \cdot (-1,30) \right] = 3,609$$

Het kritieke elastische kipmoment M_{cr} :

$$M_{cr} = 1,0 \cdot \frac{3.609}{3950} \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3 \cdot 10819 \cdot 10^4 \cdot 81000 \cdot 361,2 \cdot 10^4}$$

$$M_{cr} = 2356 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Relatieve slankheid te aanzien van kip:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2880 * 10^3 * 235}{2356 * 10^6}} = 0,536$$

Voor relatieve slankheden $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (vlg. 6.3.2.3) of indien $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (vlg. 6.3.2.3) mogen de kipeffecten worden verwaarloosd.

De volgende waarden worden aanbevolen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$$

$$\text{dus } \bar{\lambda}_{LT} = 0,536 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$$

Conclusie: Het deel van de moerbalk tussen twee opleggingen is wel gevoelig voor kip. Controle op stabiliteit is dus nodig.

Bij het toepassen van een kipsteun in het midden van iedere overspanning van de moerbalk geldt:

$$\text{Ongesteund lengte } L_{st} = (L_g / 2) = 3950 / 2 = 1975 \text{ mm}$$

$$L_{kip} = \{1,4 - (0,8 * \beta)\} \times L_{st},$$

$$\text{waar } \beta = M_{y,1,Ed} / M_{y,2,Ed} = 247 / 249 = 0,992$$

$$\text{Controle van kip op } L_{kip} = [1,4 - (0,8 * 0,992)] \times 1975 = 1185 \text{ mm}$$

$$B^* = \frac{8 * (-249)}{8 * |249| + (247 * 1,975^2)} = -0,674$$

Waarden C1 en C2 uit grafieken NEN-EN 1993-1-1 / NB 33 en 34

$$\beta = 0,992 \text{ en } B^* = -674 \rightarrow C1 = + 1,717 \text{ en } C2 = - 0,380$$

$$\frac{\pi * S}{L_{kip}} = \frac{\pi * 1762}{1975} = 2,803$$

$$C = \pi * 1,717 * \frac{1975}{1975} * \left[\sqrt{1 + (2,803^2 * (-0,38^2 + 1))} + 2,803 * (-0,38) \right]$$

$$C = 11,305$$

$$M_{cr} = 1 * \frac{11,305}{3950} * \sqrt{210 * 10^3 * 10819 * 10^4 * 81000 * 361,2 * 10^4}$$

$$M_{cr} = 7379 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2880 * 10^3 * 235}{7379 * 10^6}} = 0,303$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta * \lambda_{LT}^2]$$

Vaste waarden uit NEN-EN 1993-1-1, tabel 6.3, 6.5 & 6.6 , NB:2011- 6,3,2,3 en NB:2011- D,4,2

$$\alpha_{LT} = 0,34 \text{ Kipkromme c}$$

$$\beta = 0,75$$

$$\lambda_{LT,0} = 0,40$$

$$k_c = 0,9$$

$$k_{red} = 1,00 \text{ } h/t_w < 75$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,34 * (0,303 - 0,40) + 0,75 * 0,303^2] = 0,518$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} \text{ maar } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \end{cases}$$

$$C_{LT} = 1 / [0,518 + (0,518^2 - 0,75 * 0,303^2)^{0,5}] = 1,037 \quad (\leq 1,0 \text{ en } \leq 1 / (0,303)^2 = 10,9) = \mathbf{1,0}$$

$$M_{b,Rd} = C_{LT} * W_{el,y} * f_y / g_{M1} = 1,0 * 2880 * 10^3 * (235 * 10^{-6}) / 1,0 = 677 \text{ kNm}$$

Controle $M_{Ed} / M_{b,Rd} = 249 / 677 = \mathbf{0,37} \leq 1,0 \rightarrow$ Akkoord! de ligger voldoet aan de kipstabiliteit.

Controle kipstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsie momenten (vereenvoudigde methode):

Torsie (wringend) moment $T_{Ed} = \sum M_{x,Ed} = (m_{x1,Ed} + m_{x2,Ed} + m_{x3,Ed} + m_{x4,Ed})$

$$T_{Ed} = 0 + 2,47 + 1,56 + 0,20 = \mathbf{4,23 \text{ kNm/m}}$$

$$\text{De kracht } F_{f,Ed} = \frac{T_{Ed}}{h - t_f} = \frac{4,23}{(400 - 24) * 10^{-3}} = 11,25 \text{ kN}$$

De eis volgens NEN-EN 1993-1-1 artikel 6.3.3 voor de staven, die aan gecombineerde

buiging en druk zijn onderworpen, behoren te voldoen aan de vergelijkingen 6.61 en 6.62.

Bij afwezigheid van normaalkracht $N_{Ed} = 0$ wordt de drukcomponent op nul gezet.

De vergelijkingen 6.61 en 6.62 worden dan als volgt vereenvoudigd:

Voor profielen van klasse 1, 2 en 3 zijn $\Delta M_{y,Ed}$ en $\Delta M_{z,Ed} = 0$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_y \text{ en } M_{b,y,Rd} = f_y * W_y * \frac{C_{LT,mod}}{g_{M1}}$$

$$M_{z,Rk} = f_y * W_z \text{ en } M_{c,z,Rd} = \frac{f_y * W_z}{g_{M1}}$$

Met $g_{M1} = 1,0$ kunnen de vergelijkingen als volgt herschreven worden:

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.61)$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.62)$$

De interactiefactoren k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}

Voor de bepaling van de waarden van interactiefactoren moet volgens NEN-EN 1993-1-1+C2/NB artikel 6.3.3 (5) bijlage B - methode 2 zijn toegepast. Tabel B.2 is voor de staven die gevoelig zijn voor vervormingen door torsie.

Er wordt gekozen voor elastische kenmerken van de doorsnede onafhankelijk van de bijbehorende profiel klasse.

Equivalente momentverdelingsfactoren C_{mi} worden bepaald volgens tabel B.3
 C_{my} , C_{mz} en C_{mLT} behoren te worden bepaald in overeenstemming met het buigende momentenverloop tussen de van toepassing zijnde gesteunde punten.

Met de waarde van $N_{Ed} = 0$ worden de interactiefactoren in tabel B.1 en B.2 als volgt gerekend:

$$k_{yy} = C_{my}$$

$$k_{yz} = k_{zy} = C_{mz}$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = C_{mz}$$

(voor momentenverloop van een doorlopende balk met geconcentreerde belasting)

$$a_s = \frac{M_s}{M_h}$$

$$M_h = -284 \text{ kNm} \text{ en } M_s = +247 \text{ kNm}$$

$$a_s = \frac{+247}{-284} = -0,87 \text{ en } y^* M_h = -249 \text{ kNm}$$

$$\text{dus } y = \frac{-249}{-284} = +0,88$$

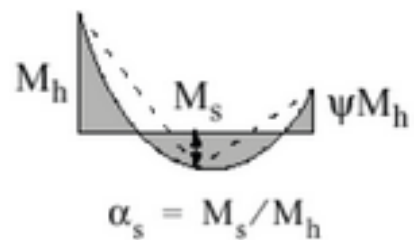
$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = -0,8 a_s = -0,8 * -0,87 = +0,70 > 0,4$$

$$k_{yy} = 0,70$$

$$k_{yz} = 0,70$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = 0,75$$



$$M_{b,y,Rd} = M_{b,Rd} = 677 \text{ kNm} \quad (C_{LT,mod} = 1,0)$$

$$M_{y,Ed} = 284 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = M_{f,Rd} = \frac{f_f * W_{el,f}}{g_{MO}}$$

$$W_{el,f} = \frac{t_f * b^2}{6} = \frac{24 * 300^2}{6} = 360 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{f,Rd} = \frac{360 * 10^3 * 235}{1,0} * 10^{-6} = 84,6 \text{ kNm} \text{ (Rekenweerstand "capaciteit" voor buiging in flens)}$$

$$M_{f,Ed} = \frac{F_{f,Ed} * L^2}{8} = \frac{11,25 * 3,95^2}{8} = 21,9 \text{ kNm} \text{ (Rekenwaarde buigend moment in flens)}$$

($F_{f,Ed}$ is de gelijkmatige verdeelde belasting t.g.v. component van torsie op de bovenste flens van de balk)

(L is bij het toepassen van een kipsteun in het midden van de liggers = de ongesteunde lengte $L_{st} = L_g = 3,95 \text{ m}$)

Toetsing van de formules 6.61 en 6.62

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$0,70 * \frac{284}{677} + 0,70 * \frac{21,9}{84,6} = 0,47$$

Voldoet!

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$1,0 * \frac{284}{677} + 0,70 * \frac{21,9}{84,6} = 0,60$$

Voldoet!

Conclusie: Het profiel voldoet aan kipstabiliteit t.g.v. combinatie van buiging en torsie momenten.

8.3.10 Controle Kantelen / Rotatie van de balk

$$\text{Eis: Kantelen} \rightarrow e_{ro} = \frac{g^* M_{x,opl,Ed}}{R_0} \leq \frac{1}{2} b_f$$

$$\text{Rotatie} \rightarrow e_{ro} \leq t_f + r + \frac{1}{2} t_w$$

e_{ro} = excentriciteit van de oplegreactie R_0

g = belastingfactor, aanname = 2,0

b_f = breedte van de flens = 300mm.

r = afrondingsstraal van het profiel = 27mm.

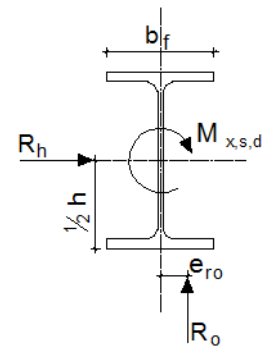
R_0 = oplegreactie = R_{Ed} = 838 kN

$M_{x,opl,Ed}$ = moment in de oplegging, bestaande uit de som van:

$$M_{x,opl,Ed} = M_{x,s,d} + \left(R_h * \frac{1}{2} h \right) = 13,38 \text{ kNm}$$

$M_{x,s,d}$ = totale torsiemoment = 8,35 kNm

R_h = horizontale belasting = $V_{y,Ed}$ = 25,14 kN



Controle:

$$\text{- Kantelen } e_{ro} = 31,9 \text{ mm} < \frac{1}{2} b_f = 150,0 \text{ mm}$$

Akkoord!

$$\text{- Rotatie } e_{ro} = 31,9 \text{ mm} < t_f + r + \frac{1}{2} t_w = 57,75 \text{ mm}$$

Akkoord!

Conclusie: De moerbalk is stabiel m.b.t. kantelen en rotatie.

9. LITERATUUR

1. Kollbrunner, C.F. en Basler, K.
"Torsion", Springer Verlag 1966, Berlin
2. Timoshenko, S. en Goodier, J.N.
"Theory of elasticity", McGraw-Hill 1951, New York
3. Staalprofielen, Staalbouwkundig Genootschap
4. Stahl im Hochbau, 15^e druk
5. William McGuire, Steel Structures chapter 4 by George Winter,
Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J.
6. Timoshenko, S. "Strength of materials" part 1 en 2, 3^e druk Princeton
7. Richtlijn nr. 1012, versie 2.0: "Berekening van ondersteuningsconstructies van bekistingen", Holland Railconsult, januari 1996
8. Allaart, A.P., "Stabiliteit van onderslagbalken
Ingenieursbureau NS, Bureau Betonbouw, aug. 1992
9. NEN 6770, TGB1990 Staalconstructies
10. Rapport A28-1: "Ontwerpgegevens voor bekistingconstructies voor bruggen en viaducten", Stichting Bouwresearch 1981
11. Rapport B27-2: "Kipstabiliteit van stalen onderslagen", Stichting Bouwresearch 1981
12. Bartels, D. en Bos, C.A.M., "Kipstabiliteit van stalen liggers", Agon Elsevier, A'dam '73
13. Stubeco, "Handboek Uitvoering Betonwerken", Betonvereniging Gouda 2015
14. Stubeco studiecél D10: Eurocode en houten bekistingconstructies
15. CUR-rapport 2006-1: "Veiligheid van hulpconstructies voor de uitvoering van betonwerken", Stichting CUR te Gouda
16. J.W. Welleman: "Basisboek toegepaste mechanica", uitg. ThiemeMeulenhoff
17. Tata Steel 2011: "Stability of steel beams and columns".
18. BS 5975: 2008+A1: 2011, "Code of practice for temporary works"
19. BS 5975: 1996: "Code of practice for falsework
20. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction. Vol. 14. Q-3:
Simplified Design for Torsional Loading of Rolled Steel Members, Philip. H. Lin
21. UK-NA (Nationale Bijlage), ref. BS-EN-1993-1-1

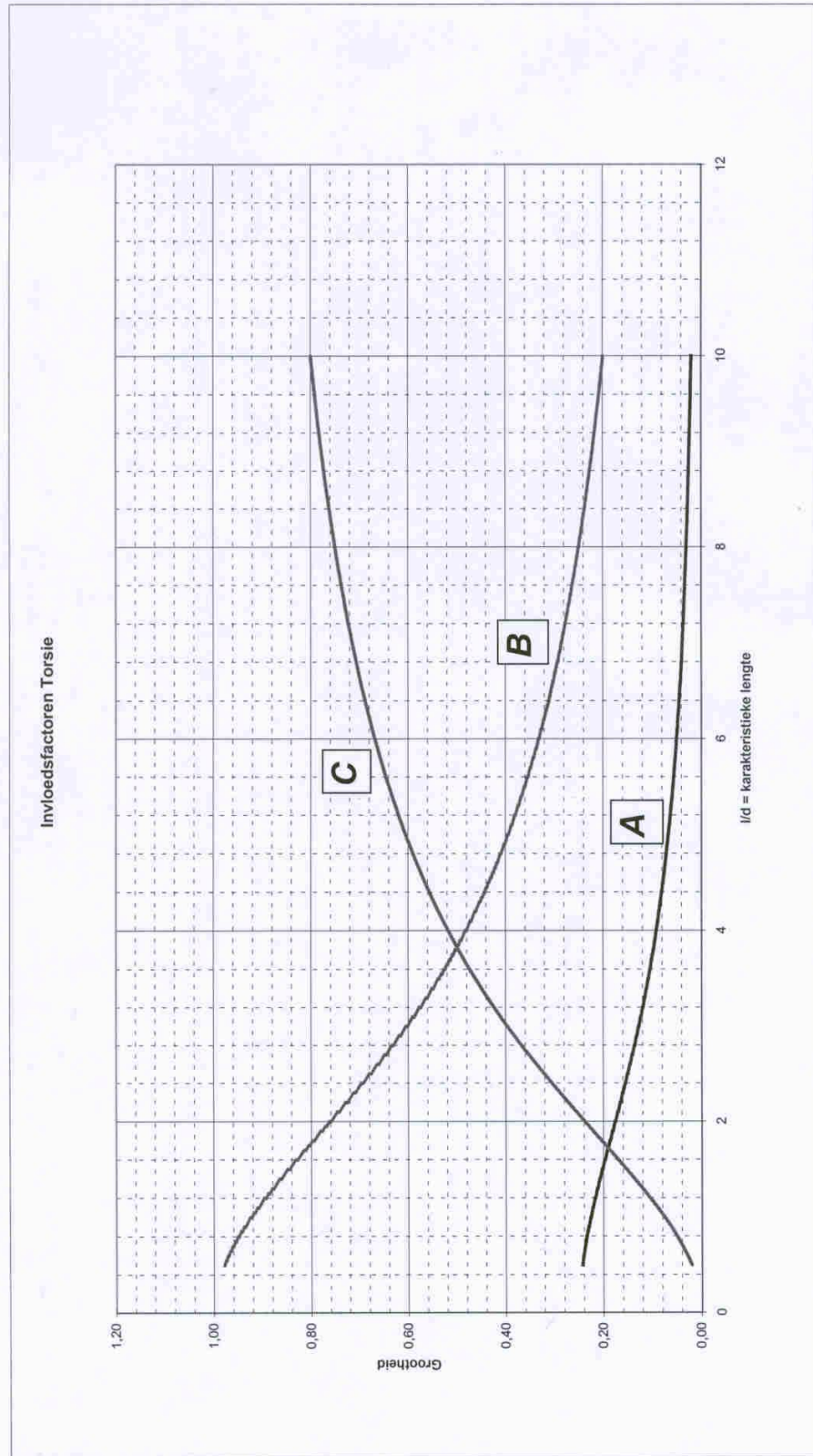
Websites:

- www.nen.nl
- www.curaanbevelingen.nl
- www.sbrcurnet.nl
- www.stubeco.nl
- www.betonvereniging.nl
- www.crow.nl
- www.risicomanagement.nu

Appendix A: Tabellen en Grafieken

A				B			
A		B	C	A		B	C
l/d	Welf Moment midden	Welf Aandeel Eind	St. Venant Aandeel Eind	l/d	Welf Moment midden	Welf Aandeel Eind	St. Venant Aandeel Eind
0,5	0,243651	0,979675	0,020325	5,3	0,061189	0,373610	0,626390
0,6	0,240956	0,971042	0,028958	5,4	0,059410	0,367040	0,632960
0,7	0,237845	0,961073	0,038927	5,5	0,057697	0,360676	0,639324
0,8	0,234352	0,949872	0,050128	5,6	0,056048	0,354511	0,645489
0,9	0,230512	0,937553	0,062447	5,7	0,054460	0,348537	0,651463
1,0	0,226362	0,924234	0,075766	5,8	0,052930	0,342746	0,657254
1,1	0,221942	0,910037	0,089963	5,9	0,051457	0,337131	0,662869
1,2	0,217291	0,895083	0,104917	6,0	0,050037	0,331685	0,668315
1,3	0,212445	0,879492	0,120508	6,1	0,048669	0,326401	0,673599
1,4	0,207443	0,863383	0,136617	6,2	0,047351	0,321274	0,678726
1,5	0,202320	0,846865	0,153135	6,3	0,046080	0,316297	0,683703
1,6	0,197109	0,830046	0,169954	6,4	0,044854	0,311463	0,688537
1,7	0,191842	0,813023	0,186977	6,5	0,043672	0,306769	0,693231
1,8	0,186547	0,795887	0,204113	6,6	0,042531	0,302207	0,697793
1,9	0,181249	0,778719	0,221281	6,7	0,041431	0,297773	0,702227
2,0	0,175973	0,761594	0,238406	6,8	0,040369	0,293463	0,706537
2,1	0,170739	0,744577	0,255423	6,9	0,039344	0,289271	0,710729
2,2	0,165564	0,727726	0,272274	7,0	0,038353	0,285194	0,714806
2,3	0,160466	0,711091	0,288909	7,1	0,037397	0,281226	0,718774
2,4	0,155456	0,694712	0,305288	7,2	0,036474	0,277363	0,722637
2,5	0,150547	0,678627	0,321373	7,3	0,035581	0,273603	0,726397
2,6	0,145746	0,662864	0,337136	7,4	0,034718	0,269940	0,730060
2,7	0,141062	0,647447	0,352553	7,5	0,033884	0,266372	0,733628
2,8	0,136499	0,632394	0,367606	7,6	0,033078	0,262895	0,737105
2,9	0,132063	0,617719	0,382281	7,7	0,032298	0,259505	0,740495
3,0	0,127756	0,603432	0,396568	7,8	0,031543	0,256200	0,743800
3,1	0,123580	0,589539	0,410461	7,9	0,030813	0,252977	0,747023
3,2	0,119536	0,576043	0,423957	8,0	0,030106	0,249832	0,750168
3,3	0,115622	0,562944	0,437056	8,1	0,029421	0,246764	0,753236
3,4	0,111840	0,550241	0,449759	8,2	0,028759	0,243768	0,756232
3,5	0,108186	0,537929	0,462071	8,3	0,028117	0,240844	0,759156
3,6	0,104660	0,526003	0,473997	8,4	0,027495	0,237988	0,762012
3,7	0,101258	0,514457	0,485543	8,5	0,026892	0,235198	0,764802
3,8	0,097979	0,503283	0,496717	8,6	0,026308	0,232473	0,767527
3,9	0,094819	0,492471	0,507529	8,7	0,025742	0,229808	0,770192
4,0	0,091775	0,482014	0,517986	8,8	0,025192	0,227204	0,772796
4,1	0,088843	0,471900	0,528100	8,9	0,024660	0,224658	0,775342
4,2	0,086021	0,462120	0,537880	9,0	0,024143	0,222167	0,777833
4,3	0,083305	0,452663	0,547337	9,1	0,023641	0,219731	0,780269
4,4	0,080690	0,443520	0,556480	9,2	0,023154	0,217347	0,782653
4,5	0,078175	0,434678	0,565322	9,3	0,022682	0,215014	0,784986
4,6	0,075754	0,426129	0,573871	9,4	0,022223	0,212731	0,787269
4,7	0,073425	0,417861	0,582139	9,5	0,021777	0,210495	0,789505
4,8	0,071184	0,409865	0,590135	9,6	0,021344	0,208305	0,791695
4,9	0,069029	0,402129	0,597871	9,7	0,020923	0,206160	0,793840
5,0	0,066954	0,394646	0,605354	9,8	0,020515	0,204059	0,795941
5,1	0,064958	0,387404	0,612596	9,9	0,020117	0,202000	0,798000
5,2	0,063038	0,380395	0,619605	10,0	0,019730	0,199982	0,800018

Grafiek invloedsfactoren TORSIE



G	h	b	t _w	t _f	r	A	t _l	c	Ø	P _{min}	P _{max}	A _L	A _G	
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ³	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /h	
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	84,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	104	118	1,270	27,77
HE 230 C*	94,1	230	223	12,5	21	19	119,9	188	152	M 27	104	122	1,286	32,17
HE 230 M	117	240	226	15,5	26	18	140,4	168	162	M 27	108	124	1,322	31,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	8	21	60,4	206	164	M 27	104	136	1,365	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	78,8	206	164	M 27	104	136	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	136	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,80
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	193,6	206	164	M 27	116	146	1,450	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	60,2	250	260	7,5	12,5	24	85,8	225	177	M 27	110	155	1,484	21,77
HE 260 B	83,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,489	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	173	290	268	18	32,5	24	218,6	226	177	M 27	122	166	1,576	9,139
HE 280 AA*	61,2	264	260	7	10	24	73,0	244	196	M 27	110	178	1,583	26,01
HE 280 A	70,4	270	280	6	13	24	87,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,98
HE 280 B	103	285	280	10,5	18	24	131,5	244	196	M 27	114	176	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	230,2	244	196	M 27	122	186	1,684	8,984
HE 300 AA*	68,3	283	300	7,5	10,5	27	85,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	186	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	302	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	188	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	306	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,792	10,08
HE 320 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	84,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	12	27	104,8	279	225	M 27	118	198	1,760	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	130,5	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	189	340	305	16	30,5	27	235,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 360 AA*	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	15,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12,5	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,48
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	318,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	309	9	12	27	136,8	315	261	M 27	119	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	331,6	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	376	300	10,5	14	27	136,5	398	344	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	380	300	11	19	27	159,0	398	344	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	165	400	300	13,5	24	27	197,6	398	344	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	296	432	307	21	40	27	325,8	398	344	M 27	132	202	2,004	7,895
HE 450 AA*	96,7	426	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,69
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	219,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,64
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	336,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,969
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,5	444	380	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	191,5	444	380	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	167	500	300	14,5	28	27	236,6	444	380	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	521	308	21	40	27	344,3	444	380	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 560 AA*	120	627	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 560 A	169	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,26
HE 560 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 560 M	278	572	308	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	25	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	216,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,88

Staalprofiel.xls
08 June 2007

[illegible]

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h ₁	d	Ø	r _{min}	p _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	100,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,9	10,8	15,0	43,7	220,4	100,4	M 12	66	70	0,922	27,77
IPE A 270+	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,037	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,98
IPE A 300+	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	66	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	66	1,180	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	68	1,174	23,81
IPE A 330+	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,260	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,8	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	96	1,268	22,24
IPE A 360+	50,2	357,6	170	6,6	11,5	19,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	15,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	69,0	364	172	9,2	14,7	15,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,09
IPE A 400+	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450+	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,803	23,87
IPE 450	77,6	450	190	8,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,805	20,89
IPE O 450+	92,4	458	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,822	17,58
IPE A 500+	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,76	16,4
IPE A 550+	92,1	547	210	9,0	16,7	24,0	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24,0	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24,0	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600+	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 x 137*	137	753	263	11,5	17,0	17,0	175	719,0	695,0	M 27	102	162	2,598	18,28
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17,0	17,0	188	719,0	695,0	M 27	104	164	2,51	17,56
IPE 750 x 173+	173	762	267	14,4	21,6	17,0	221	718,8	694,8	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196+	186	770	268	15,6	25,4	17,0	251	719,2	695,2	M 27	106	168	2,552	12,96

• Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page ...; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord

* Commande minimale: 40t par profil et qualité ou suivant accord

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessaires un accord préalable.

• Minimum order for the S235 JR grade cf. delivery conditions page ...; for any other grade 40t or upon agreement.

* Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.

* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.

• Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite ...; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

* Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.

* Die Mindestmengen pro Bestellung sowie die Lieferbedingungen sind im Voraus zu vereinbaren.

	G	I _y	W _{ely}	W _{pl,z}	I _y	A _{yz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	I _z	S _S	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶
IPE 240	30,7	3892	324	387	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,09	43,4	12,9	37,4
IPE O 240	34,3	4368	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	368	93,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	82,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107
IPE 300	42,2	8366	557	628	12,5	25,7	604	90,5	126	3,35	46,1	20,1	126
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	28,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	168
IPE A 330	43	10230	628	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,65	51,6	28,2	196
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,0	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,78	54,5	37,3	314
IPE O 360	69	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	58,7	55,0	390
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	437
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490
IPE O 400	75,7	26160	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	268	4,08	65,3	75,1	588
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	46,7	705
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791
IPE O 450	92,4	40920	1785	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125
IPE 500	90,7	48200	1920	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	68,8	89,3	1249
IPE O 500	107	51780	2264	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1864
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846
IPE O 600	154	116300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3660
IPE 750 x 137*	137	159400	4246	4865	30,3	92,9	5166	393	614	5,44	95,4	137	6880
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	28,8	105	5289	399	631	5,31	87,1	162	7141
IPE 750 x 173+	173	205600	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9381
IPE 750 x 196+	186	240300	6241	7174	31,0	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290

HI = HISTAR®

Appendix C: Coëfficiënten C1 en C2 t.b.v. controle kipstabiliteit

C1 en C2 factoren bij gelijkmatig verdeelde belasting en eindmomenten:

	$\beta = 1$		$\beta = 0,5$		$\beta = 0$		$\beta = -0,5$		$\beta = -1$			$\beta = 1$		$\beta = 0,5$		$\beta = 0$		$\beta = -0,5$		$\beta = -1$	
B*	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2	B*	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2
-1	1,000	0,000	1,315	0,000	1,803	0,000	2,300	0,000	2,300	0,000	0	1,130	0,461	1,130	0,461	1,130	0,461	1,130	0,461	1,130	0,461
-0,99	1,009	0,004	1,331	0,005	1,828	0,007	2,300	0,008	2,300	0,010	0,01	1,128	0,456	1,129	0,458	1,129	0,459	1,129	0,460	1,130	0,461
-0,98	1,018	0,009	1,346	0,011	1,855	0,014	2,300	0,017	2,300	0,020	0,02	1,127	0,451	1,128	0,454	1,128	0,456	1,129	0,459	1,130	0,461
-0,97	1,026	0,013	1,363	0,017	1,883	0,022	2,300	0,026	2,300	0,031	0,03	1,126	0,446	1,127	0,450	1,128	0,454	1,129	0,458	1,130	0,461
-0,96	1,038	0,018	1,380	0,023	1,913	0,030	2,300	0,036	2,300	0,041	0,04	1,125	0,441	1,126	0,446	1,127	0,451	1,128	0,456	1,130	0,461
-0,95	1,048	0,023	1,398	0,030	1,944	0,038	2,300	0,046	2,300	0,052	0,05	1,123	0,436	1,125	0,442	1,126	0,448	1,128	0,455	1,130	0,461
-0,94	1,059	0,028	1,417	0,036	1,976	0,047	2,300	0,057	2,300	0,063	0,06	1,122	0,431	1,124	0,438	1,126	0,446	1,128	0,453	1,130	0,461
-0,93	1,070	0,033	1,437	0,043	2,010	0,056	2,300	0,068	2,300	0,073	0,07	1,121	0,426	1,123	0,434	1,125	0,443	1,128	0,452	1,130	0,461
-0,92	1,082	0,038	1,457	0,051	2,046	0,066	2,300	0,080	2,300	0,083	0,08	1,120	0,421	1,122	0,430	1,125	0,440	1,127	0,450	1,131	0,461
-0,91	1,094	0,044	1,479	0,059	2,083	0,076	2,300	0,093	2,300	0,094	0,09	1,118	0,416	1,121	0,426	1,124	0,437	1,127	0,449	1,131	0,461
-0,9	1,107	0,050	1,502	0,067	2,123	0,087	2,300	0,106	2,300	0,104	0,1	1,117	0,411	1,120	0,422	1,123	0,435	1,127	0,447	1,131	0,460
-0,89	1,120	0,056	1,526	0,076	2,164	0,098	2,300	0,120	2,300	0,114	0,11	1,116	0,406	1,119	0,419	1,123	0,432	1,127	0,446	1,132	0,460
-0,88	1,134	0,063	1,552	0,085	2,208	0,110	2,300	0,135	2,300	0,124	0,12	1,114	0,401	1,118	0,415	1,122	0,429	1,127	0,444	1,132	0,460
-0,87	1,149	0,070	1,578	0,095	2,254	0,122	2,300	0,150	2,300	0,134	0,13	1,113	0,396	1,117	0,410	1,122	0,426	1,127	0,442	1,133	0,460
-0,86	1,164	0,078	1,607	0,105	2,300	0,135	2,300	0,167	2,300	0,144	0,14	1,112	0,391	1,116	0,406	1,121	0,423	1,127	0,441	1,133	0,459
-0,85	1,180	0,085	1,637	0,116	2,300	0,149	2,300	0,185	2,300	0,153	0,15	1,111	0,386	1,115	0,402	1,120	0,420	1,127	0,439	1,134	0,459
-0,84	1,198	0,093	1,669	0,127	2,300	0,163	2,300	0,205	2,300	0,163	0,16	1,109	0,381	1,114	0,398	1,120	0,417	1,127	0,437	1,135	0,459
-0,83	1,215	0,102	1,703	0,140	2,300	0,179	2,300	0,226	2,300	0,172	0,17	1,108	0,376	1,113	0,394	1,119	0,414	1,127	0,435	1,136	0,458
-0,82	1,234	0,111	1,739	0,153	2,300	0,195	2,300	0,249	2,276	0,181	0,18	1,107	0,371	1,112	0,390	1,119	0,411	1,127	0,433	1,136	0,458
-0,81	1,255	0,121	1,777	0,166	2,300	0,212	2,300	0,273	2,238	0,190	0,19	1,106	0,366	1,111	0,386	1,118	0,408	1,127	0,431	1,137	0,457
-0,8	1,276	0,131	1,818	0,181	2,300	0,231	2,300	0,298	2,199	0,199	0,2	1,104	0,361	1,110	0,382	1,118	0,404	1,127	0,429	1,139	0,457
-0,79	1,298	0,141	1,862	0,197	2,300	0,250	2,300	0,326	2,160	0,208	0,21	1,103	0,356	1,109	0,378	1,117	0,401	1,127	0,427	1,140	0,456
-0,78	1,322	0,153	1,909	0,214	2,300	0,271	2,300	0,355	2,119	0,217	0,22	1,102	0,352	1,108	0,374	1,117	0,398	1,128	0,425	1,141	0,455
-0,77	1,347	0,165	1,959	0,232	2,300	0,293	2,300	0,384	2,079	0,225	0,23	1,100	0,347	1,107	0,369	1,116	0,395	1,128	0,423	1,142	0,454
-0,76	1,374	0,178	2,014	0,252	2,300	0,316	2,300	0,413	2,038	0,234	0,24	1,099	0,342	1,106	0,365	1,116	0,391	1,128	0,421	1,144	0,454
-0,75	1,403	0,191	2,072	0,273	2,300	0,341	2,300	0,441	1,996	0,242	0,25	1,098	0,337	1,105	0,361	1,115	0,388	1,129	0,419	1,145	0,453
-0,74	1,434	0,206	2,135	0,295	2,300	0,368	2,300	0,467	1,954	0,251	0,26	1,097	0,332	1,104	0,357	1,115	0,385	1,129	0,416	1,147	0,452
-0,73	1,467	0,222	2,204	0,320	2,300	0,396	2,300	0,489	1,912	0,259	0,27	1,095	0,327	1,103	0,353	1,115	0,381	1,130	0,414	1,149	0,451
-0,72	1,503	0,239	2,278	0,346	2,300	0,427	2,300	0,508	1,870	0,267	0,28	1,094	0,322	1,102	0,348	1,114	0,378	1,130	0,411	1,151	0,450
-0,71	1,541	0,257	2,300	0,375	2,300	0,461	2,300	0,523	1,828	0,275	0,29	1,093	0,317	1,101	0,344	1,114	0,374	1,131	0,409	1,153	0,449
-0,7	1,583	0,277	2,300	0,406	2,300	0,498	2,300	0,535	1,786	0,283	0,3	1,091	0,313	1,100	0,340	1,113	0,371	1,132	0,406	1,156	0,447
-0,69	1,627	0,299	2,300	0,440	2,300	0,539	2,300	0,544	1,744	0,290	0,31	1,090	0,307	1,099	0,335	1,113	0,367	1,133	0,404	1,158	0,446
-0,68	1,676	0,322	2,300	0,476	2,300	0,584	2,300	0,551	1,702	0,298	0,32	1,089	0,302	1,098	0,331	1,113	0,364	1,134	0,401	1,161	0,445
-0,67	1,729	0,348	2,300	0,516	2,300	0,635	2,300	0,556	1,660	0,305	0,33	1,088	0,297	1,097	0,327	1,113	0,360	1,135	0,398	1,164	0,443
-0,66	1,787	0,376	2,300	0,560	2,300	0,693	2,300	0,560	1,619	0,312	0,34	1,086	0,293	1,096	0,322	1,112	0,356	1,136	0,396	1,167	0,442
-0,65	1,851	0,407	2,300	0,607	2,300	0,759	2,300	0,563	1,582	0,319	0,35	1,085	0,288	1,095	0,318	1,112	0,352	1,137	0,393	1,171	0,440
-0,64	1,921	0,440	2,300	0,659	2,300	0,834	2,300	0,565	1,547	0,326	0,36	1,084	0,283	1,094	0,314	1,112	0,349	1,139	0,390	1,175	0,438
-0,63	1,999	0,478	2,300	0,715	2,300	0,915	2,300	0,566	1,515	0,332	0,37	1,082	0,279	1,093	0,309	1,112	0,345	1,140	0,387	1,179	0,436
-0,62	2,085	0,519	2,300	0,775	2,300	0,999	2,300	0,567	1,486	0,338	0,38	1,081	0,274	1,092	0,304	1,112	0,341	1,142	0,384	1,183	0,434
-0,61	2,181	0,568	2,300	0,842	2,300	1,076	2,283	0,568	1,459	0,344	0,39	1,080	0,269	1,091	0,300	1,112	0,337	1,144	0,380	1,188	0,432
-0,6	2,289	0,618	2,300	0,915	2,300	1,100	2,188	0,568	1,435	0,350	0,4	1,079	0,264	1,091	0,295	1,112	0,333	1,146	0,377	1,193	0,430
-0,59	2,300	0,677	2,300	0,995	2,300	1,100	2,095	0,568	1,412	0,356	0,41	1,077	0,260	1,090	0,291	1,112	0,329	1,148	0,374	1,196	0,427
-0,58	2,300	0,744	2,300	1,085	2,300	1,100	2,006	0,567	1,391	0,362	0,42	1,076	0,255	1,089	0,286	1,113	0,325	1,150	0,370	1,204	0,425
-0,57	2,300	0,819	2,300	1,187	2,300	1,100	1,920	0,567	1,371	0,367	0,43	1,075	0,250	1,088	0,282	1,113	0,321	1,153	0,367	1,210	0,422
-0,56	2,300	0,906	2,300	1,305	2,300	1,100	1,837	0,566	1,353	0,372	0,44	1,073	0,246	1,087	0,277	1,113	0,317	1,156	0,363	1,217	0,419
-0,55	2,300	1,005	2,300	1,350	2,300	1,071	1,757	0,565	1,336	0,377	0,45										

Appendix D: Achtergronden torsie

In dit rapport wordt een rekenmethode aangeboden om spanningen t.g.v. wringing uit te rekenen.

Hierin worden een aantal componenten genoemd, te weten:

1. St. Venant wringing: levert schuifspanningen
2. Verwelling: levert schuifspanningen
3. Verwelling; Bi-moment: levert buigspanningen.

Traditioneel werd meestal gekeken naar een vereenvoudigde methode met schuifspanningen t.g.v. St. Venant wringing.

Deze schuifspanningen dienen gesommeerd te worden met de schuifspanningen t.g.v. dwarskracht.

Het optredende Bi-moment gaf veel aanleiding tot discussie.

Tijdens het uitgevoerde studiewerk is een rekenmethodiek uitgewerkt, welke is aangeboden door een commissielid van de eerdere studiecél D07, ir. K. (Kors) Noorlander van Gemeentewerken Rotterdam.

Aan de hand van zijn aantekeningen is deze toelichting opgesteld.

In rapport D07 werd gerefereerd aan o.a. onderliggende literatuur:

- “Torsion” van C.F. Kollbrunner en K. Basler (blz. 164)
Hier zijn uitwerkingen gegeven van differentiaal vergelijkingen leidend tot hyperbolische functies.
In deze memo worden deze vergelijkingen verder uitgewerkt.
- William McGuire, Steel structures Chapter4 door George Winter;
Prentice-Hall Inc. England.

Primair wordt in art. 6.2.7. van de Euro Code NEN-EN-1993-1-1 +C2 incl. NB. de volgende toets aangegeven:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

Vergelijking 6.23

Hoe men aan de rekenwaarde van de weerstand tegen wringing komt is “statica” en wordt niet verder aangegeven.

Wel wordt het volgende aangegeven:

(2) Het volledige wringend moment T_{Ed} in elke doorsnede behoort te zijn beschouwd als de som van twee inwendige effecten:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

waarin:

[C2] $T_{t,Ed}$ is de rekenwaarde van het inwendige wringingsmoment van St.-Venant;

[C2] $T_{w,Ed}$ is de rekenwaarde van de inwendige wringing met verhinderd welvingsmoment.

(3) De waarden van $T_{t,Ed}$ en $T_{w,Ed}$ in elke dwarsdoorsnede mogen van T_{Ed} zijn afgeleid via een elastische berekeningsmethode, waarbij rekening is gehouden met de kenmerken van de staafdoorsnede, de oplegvoorwaarden en de verdeling van de belastingen over de staaf lengte.

Wringing

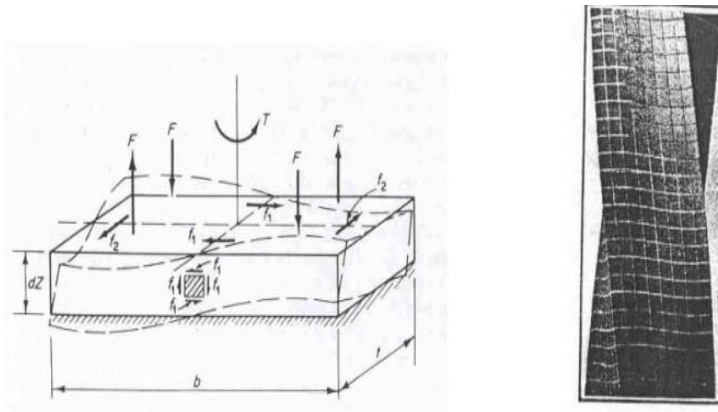
De wiskundige behandeling gaat terug naar de 2^e helft van de 18^e eeuw.

De Fransman 'Coulomb' schreef toen een verhandeling over torsie van prismatische staven.

In 1855 is door 'de St Venant' de correcte oplossing voor prismatische staven opgesteld. Hierbij wordt uitgegaan van aan het einde van de staaf aangrijpende koppels.

De directe consequentie van de gegeven oplossing is dat vlakke doorsneden niet langer vlak blijven., m.a.w. de doorsneden "verwelen".

Indien dit verwelen niet wordt verhinderd is de oplossing correct.



De oplossing vormt dus slechts een deel van een algemene oplossing.

Als de welving wordt verhinderd, worden doorsneden weer vlak. Dit gaat gepaard met axiale spanningen. Deze staan bekend als welfspanningen.

Voor deze toelichting is de combinatie van beide wringingsvormen van belang.

In rapport D07 is de algemene theorie beschreven:

In dit rapport worden een drietal eenvoudige formules gegeven, om de torsiemomenten t.g.v. de diverse wringingsvormen uit te rekenen:

$$M_{x;B} = \beta_{x;B} \cdot m_w \cdot L^2 \quad \text{aandeel Welfbuiging}$$

$$M_{x;wl} = \beta_{x;wl} \cdot m_w \cdot L \quad \text{aandeel Welfwringing}$$

$$M_{x;wr} = \beta_{x;wr} \cdot m_w \cdot L \quad \text{aandeel St. Venant}$$

In appendix A zijn de genoemde β waarden in tabel en grafiekvorm gegeven in de variabelen:

A	(= $\beta_{x;B}$)	aandeel Welfbuiging
B	(= $\beta_{x;wl}$)	aandeel Welfwringing
C	(= $\beta_{x;wr}$)	aandeel St. Venant

Hiernavolgend volgt de theoretische uitleg van de achterliggende formules.

Berekening factoren A, B en C

In Appendix A wordt variabele $c = L_{th}/d$ genoemd als basis voor de bepaling van de waarden A, B, en C.

("d" wordt ook wel de karakteristieke lengte genoemd en heeft de eenheid [m]).

In Eurocode NEN-EN1993-1-1 is de waarde "d" als "S" gedefinieerd volgens:
(D.4.3 Coëfficiënt C; Vergelijking NB.158)

$$S = \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}}$$

Voor een gegeven profiel is dit dus een constante waarde!

Bij een gegeven overspanning is de variabele χ dus een constante.

Opm.:

Het welvings-traagheidsmoment is eenvoudig te benaderen door het kwadratisch oppervlaktemoment om de zwakke as ($=I_{zz}$) te vermenigvuldigen met de zwaartepuntsafstand van de flens in het kwadraat, dus:

$$I_{wa} = I_{zz} \cdot \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 \quad [\text{NB.: dit was foutief genoteerd in rapport D07; pag. 87}]$$

Indien waarden op een willekeurige positie berekend worden, wordt deze positie aangeduid door:

$\alpha = x/L$, waarbij x vanuit het midden van de overspanning gerekend wordt:

Balkmidden: $\alpha = 0 / L = 0$ Welvingsmoment

Oplegging: $\alpha = 0,5L / L = 0,5$ Torsie t.g.v. Welving en St. Venant

In het onderstaande wordt de willekeurige positie vergeleken met de extreme waarde.

Factor A:

Bij een gegeven waarde χ :

- Welvingsmoment in het midden:
($x = 0$; $\alpha = 0$)

$$A = \frac{1}{\chi^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)}\right) \quad [\text{Formule 1}]$$

- Welvingsmoment op een willekeurige positie:

Bij $\alpha = 0$; de teller wordt: $\cosh(\chi \cdot 0) = \cosh(0) = 1$

$$A = \frac{1}{\chi^2} \cdot \left(1 - \frac{\cosh(\chi \cdot \alpha)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)}\right) \quad [\text{Formule 1a}]$$

De breuk:

$$\frac{\cosh(\chi \cdot \alpha)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)} = \frac{1}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)}$$

Zie ook vergelijking.[1]

Factor B:

Bij een gegeven waarde χ :

- Torsie t.g.v. welving nabij oplegging:
($x = 0,5L$; $\alpha = 0,5$)

$$B = \frac{1}{\chi} \cdot \left(\tanh\left(\frac{\chi}{2}\right)\right) \quad [\text{Formule 2}]$$

- Torsie t.g.v. welving op een willekeurige positie:

Bij $\alpha = 0,5$; de teller wordt: $\sinh(\chi \cdot 0,5) = \sinh\left(\frac{\chi}{2}\right)$

$$B = \frac{1}{\chi} \cdot \left(\frac{\sinh(\chi \cdot \alpha)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)}\right) \quad [\text{Formule 2a}]$$

De breuk: $\left(\frac{\sinh\left(\frac{\chi}{2}\right)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)} \right) = \left(\tanh\left(\frac{\chi}{2}\right) \right)$ Zie ook vergelijking.[2]

Factor C:

Bij een gegeven waarde C :

- Torsie t.g.v. St. Venant nabij oplegging:
($x = 0,5L$; $\alpha = 0,5$)

$$C = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\chi} \cdot \tanh\left(\frac{\chi}{2}\right) \right) \quad [\text{Formule 3}]$$

- Torsie t.g.v. St. Venant op een willekeurige positie: $C = \alpha - \frac{1}{\chi} \cdot \frac{\sinh(\chi \cdot \alpha)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)}$

[Formule 3a]

Bij $\alpha = 0,5$; de teller wordt: $\sinh(\chi \cdot 0,5) = \sinh\left(\frac{\chi}{2}\right)$

De breuk: $\left(\frac{\sinh\left(\frac{\chi}{2}\right)}{\cosh\left(\frac{\chi}{2}\right)} \right) = \left(\tanh\left(\frac{\chi}{2}\right) \right)$

C wordt dan: $C = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\chi} \tanh\left(\frac{\chi}{2}\right) \right) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2}{\chi} \cdot \tanh\left(\frac{\chi}{2}\right) \right)$ Zie ook vergl. [3]

Berekening

Met voorgaande formules kunnen de variabelen berekend worden.
Zie ook Appendix A.

Opmerking:

De volgende aantekening dient hierbij in acht genomen te worden:
In het voorgaande zijn de variabelen gekoppeld aan het formuledeel
“ $m_w \cdot L$ ”

Dit representeert het wringend moment per m^1 vermenigvuldigd met de lengte.
In de berekening van dit rapport wordt uitgegaan van het optredend wringend moment bij de oplegging.

Deze waarde bedraagt: $M_w = m_w \cdot \frac{1}{2} L$

Om een eenduidige uitkomst te verkrijgen is de uitkomst van de formule van de variabelen A, B en C met 2 vermenigvuldigd!

Voorbeeld:

HEB500 met een overspanning van 10,00 m^1

Staalkwaliteit S235JR

Wringend moment = 2 kNm/m^1 , constant over de balklengte.

$$E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$G = 8,1 \cdot 10^7 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Profielgegevens:

$$I_{yy} = 1,072 \cdot 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]}$$

$$I_{zz} = 1,262 \cdot 10^{-4} \text{ [m}^4\text{]}$$

$$I_w = 7,018 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^6\text{]}$$

$$I_t = 5,384 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{]}$$

Berekening karakteristieke lengte S:

$$S = \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = \sqrt{\frac{2,1^8 \cdot 7,018 \cdot 10^{-6}}{8,1^7 \cdot 5,384 \cdot 10^{-6}}} = 1,838 \text{ m}^1 \quad \chi = \frac{L}{S} = \frac{10}{1,838} = 5,440$$

$$A = \frac{1}{5,440^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{5,440}{2}\right)} \right) = 0,03379 \cdot \left(1 - \frac{1}{7,6231} \right) = 0,0294$$

Tabelwaarde: Vermenigvuldigen met 2 $\Rightarrow$ **0,0588**

$$B = \frac{1}{5,440} \cdot \left(\tanh\left(\frac{5,440}{2}\right) \right) = 0,1838 \cdot 0,9914 = 0,1822$$

Tabelwaarde: Vermenigvuldigen met 2 $\Rightarrow$ **0,3644**

$$C = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{5,440} \cdot \tanh\left(\frac{5,440}{2}\right) \right) = \frac{1}{2} \cdot (1 - 0,3677 \cdot 0,9914) = 0,3178$$

Tabelwaarde: Vermenigvuldigen met 2 $\Rightarrow$
0,6356

Opmerking: der som van de waarden B+C bedraagt steeds 0,5 resp. 1!

Ter plaatse van de oplegging bedraagt het optredende torsiemoment:

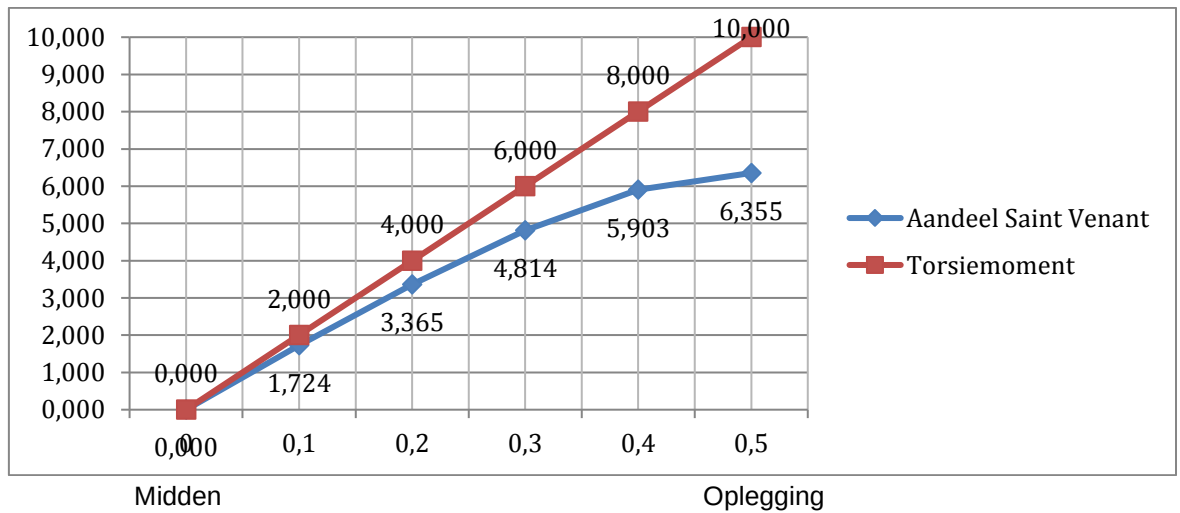
$$M_{wx} = m_{wx} \cdot 0,5L = 2 \cdot 5 = 10 \text{ kNm}.$$

Welfmoment: $= A \cdot M_{wx} \cdot L = 0,0588 \cdot 10 \cdot 10 =$ **5,88 kNm²**

Torsie t.g.v. welving: $= B \cdot M_{wx} = 0,3644 \cdot 10 =$ **3,64 kNm**

Torsie t.g.v. St. Venant: $= C \cdot M_{wx} = 0,6354 \cdot 10 =$ **6,35 kNm**
10,00 kNm

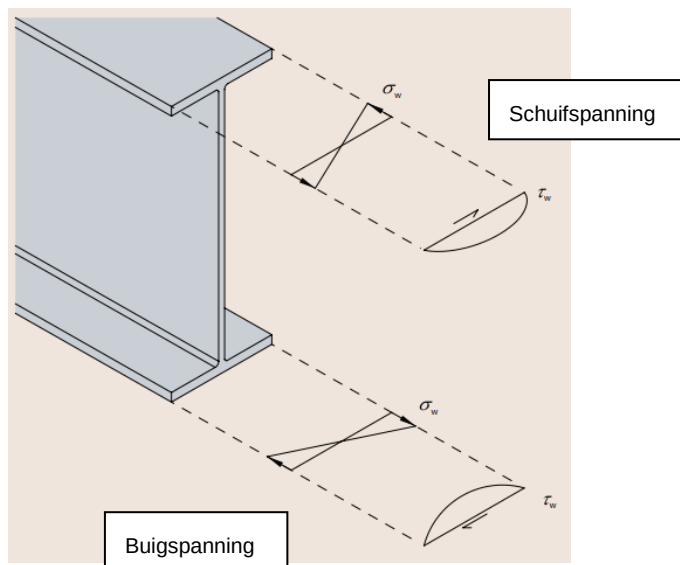
Bij de berekening van de verdeling van beide torsiemomenten over de liggerlengte kan de volgende grafiek worden gehanteerd:



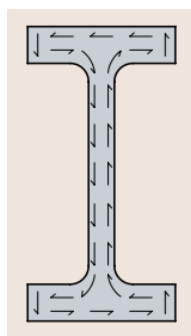
Spanningen

Voor uitwerking van de diverse spanningen zie de Voorbeeldberekeningen van dit rapport

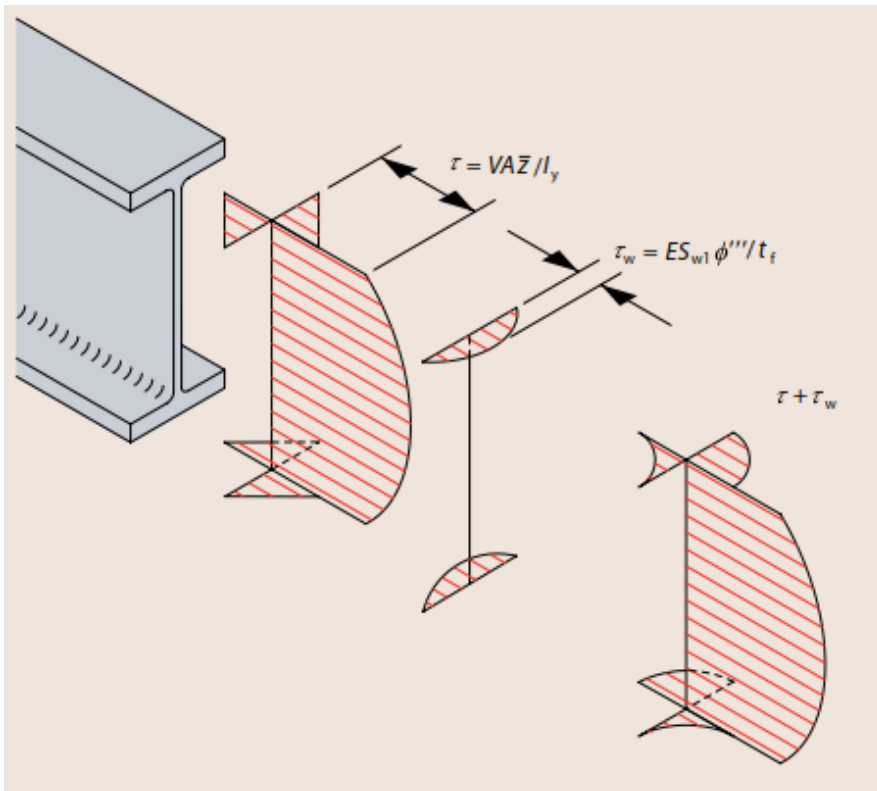
- Spanningen in de flenzen t.g.v. de verwelving:



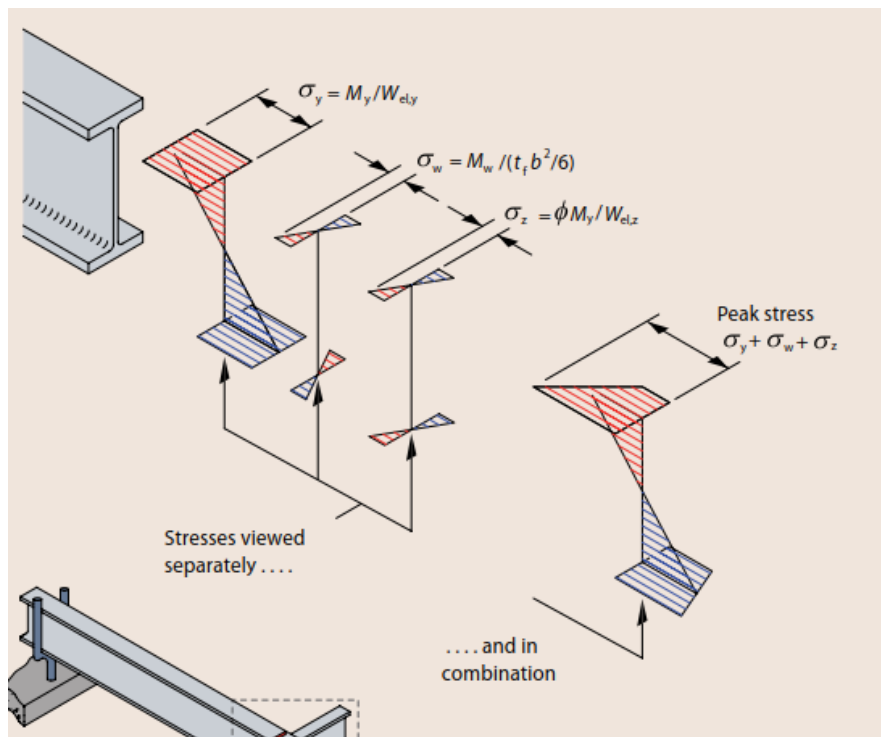
- Schuif spanningen in het profiel t.g.v. St. Venant:



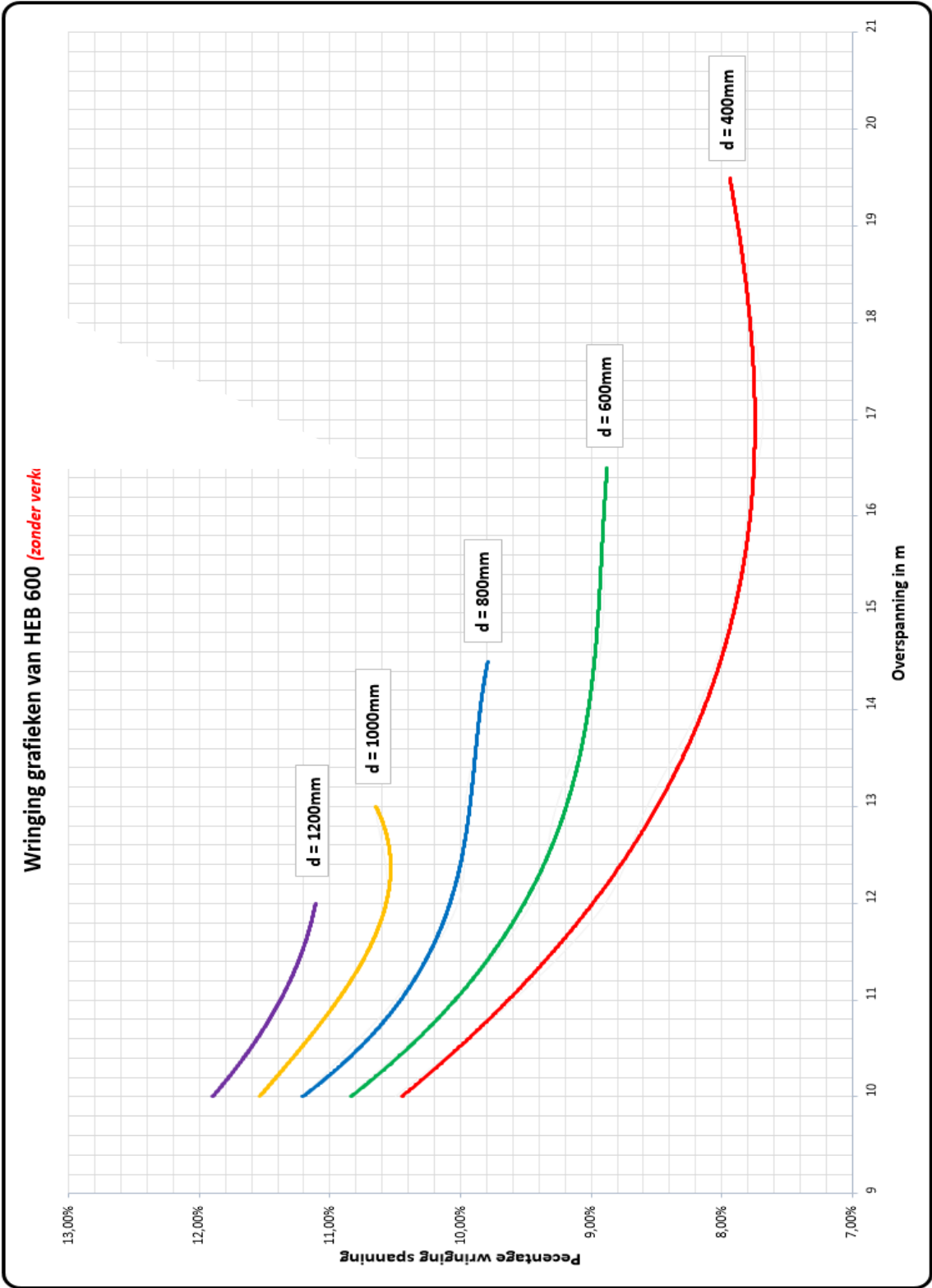
- Combinatie van schuifspanningen:



- Combinatie van buigspanningen:

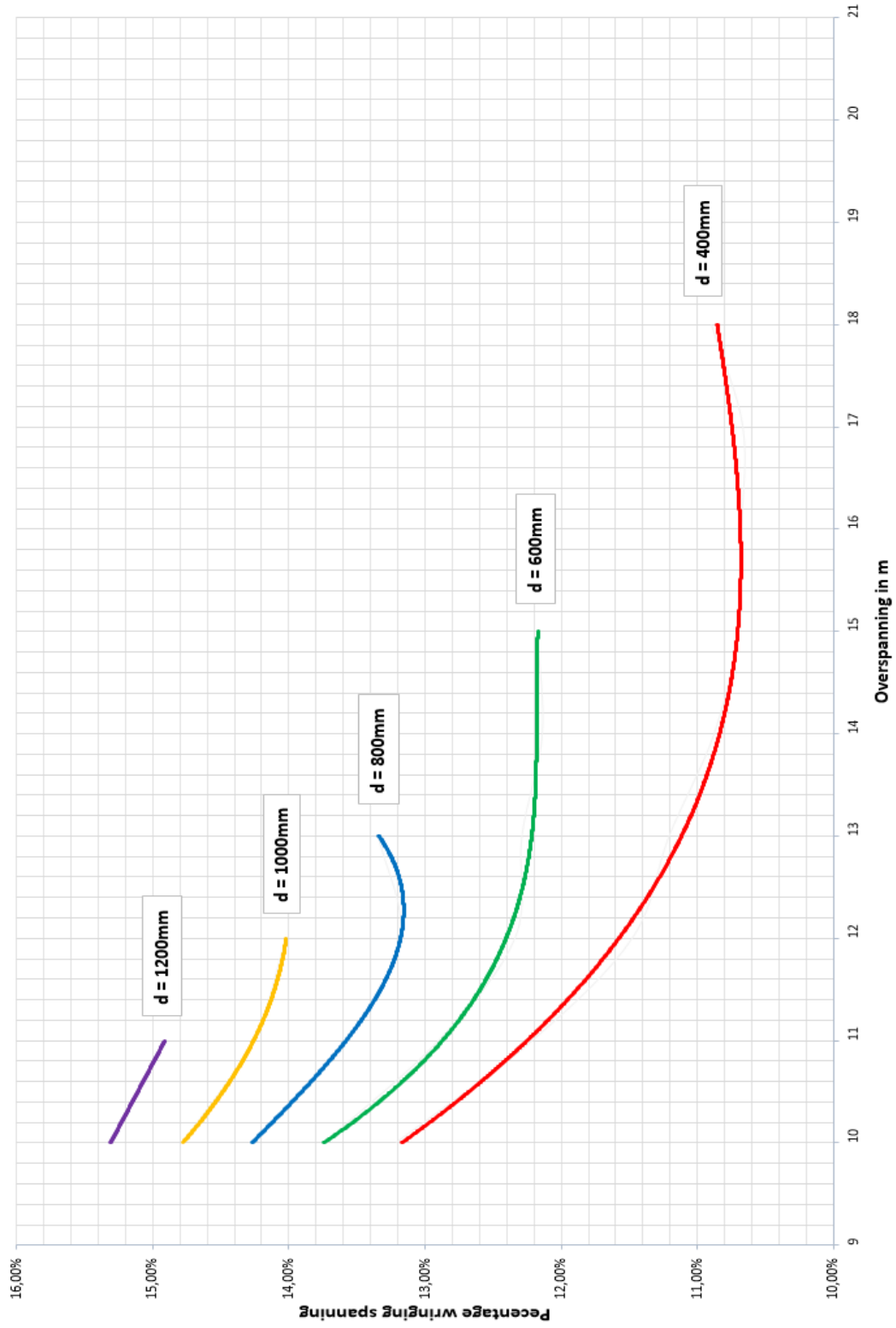


Appendix E: wringingsgrafieken voor HE600B, HE800B en HE1000B



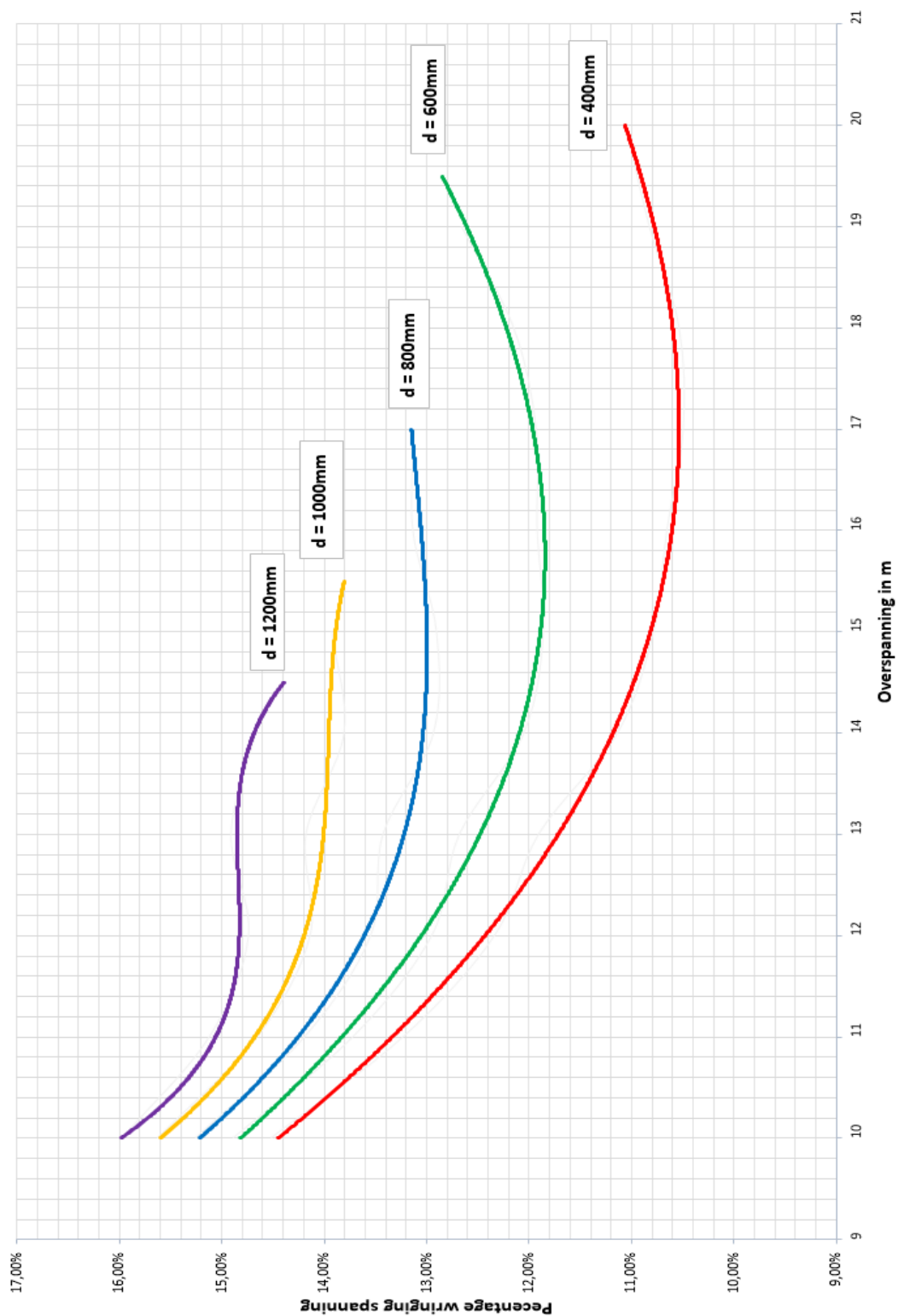
(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)

Wringing grafieken van HEB 600 (met 2,5% verkanting)



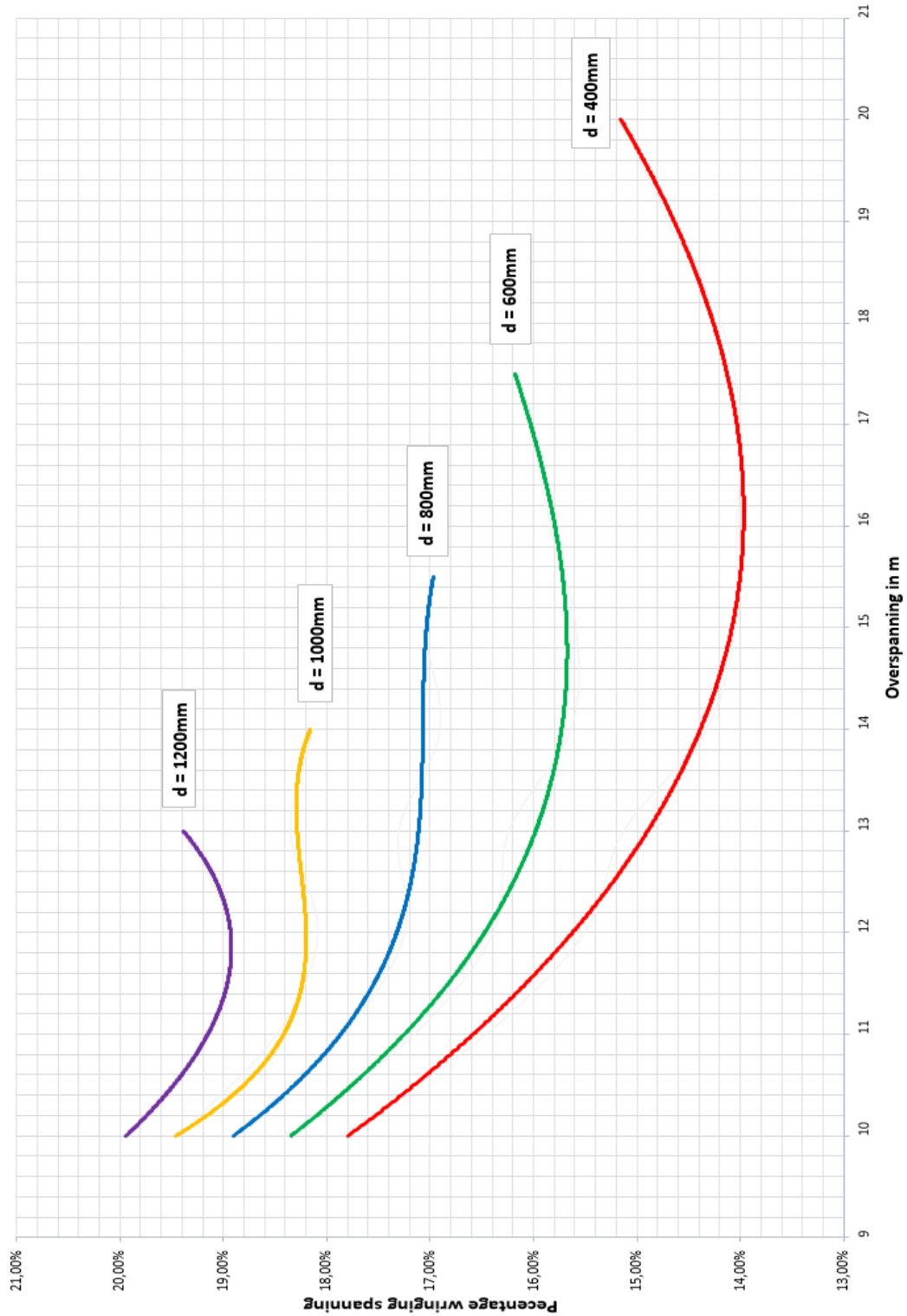
(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)

Wringing grafieken van HEB 800 (zonder verkanting)

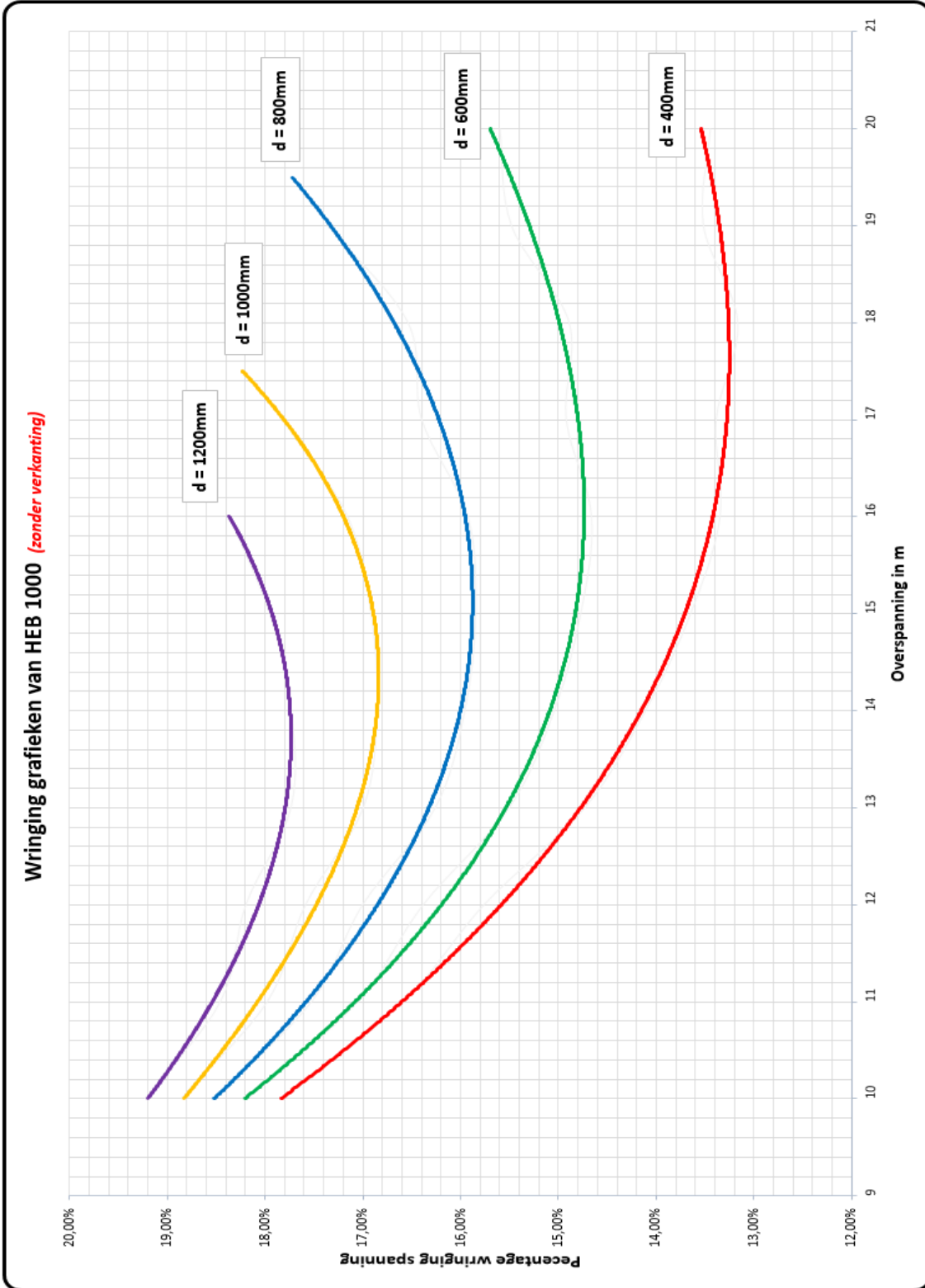


(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)

Wringing grafieken van HEB 800 (met 2,5% verkanting)

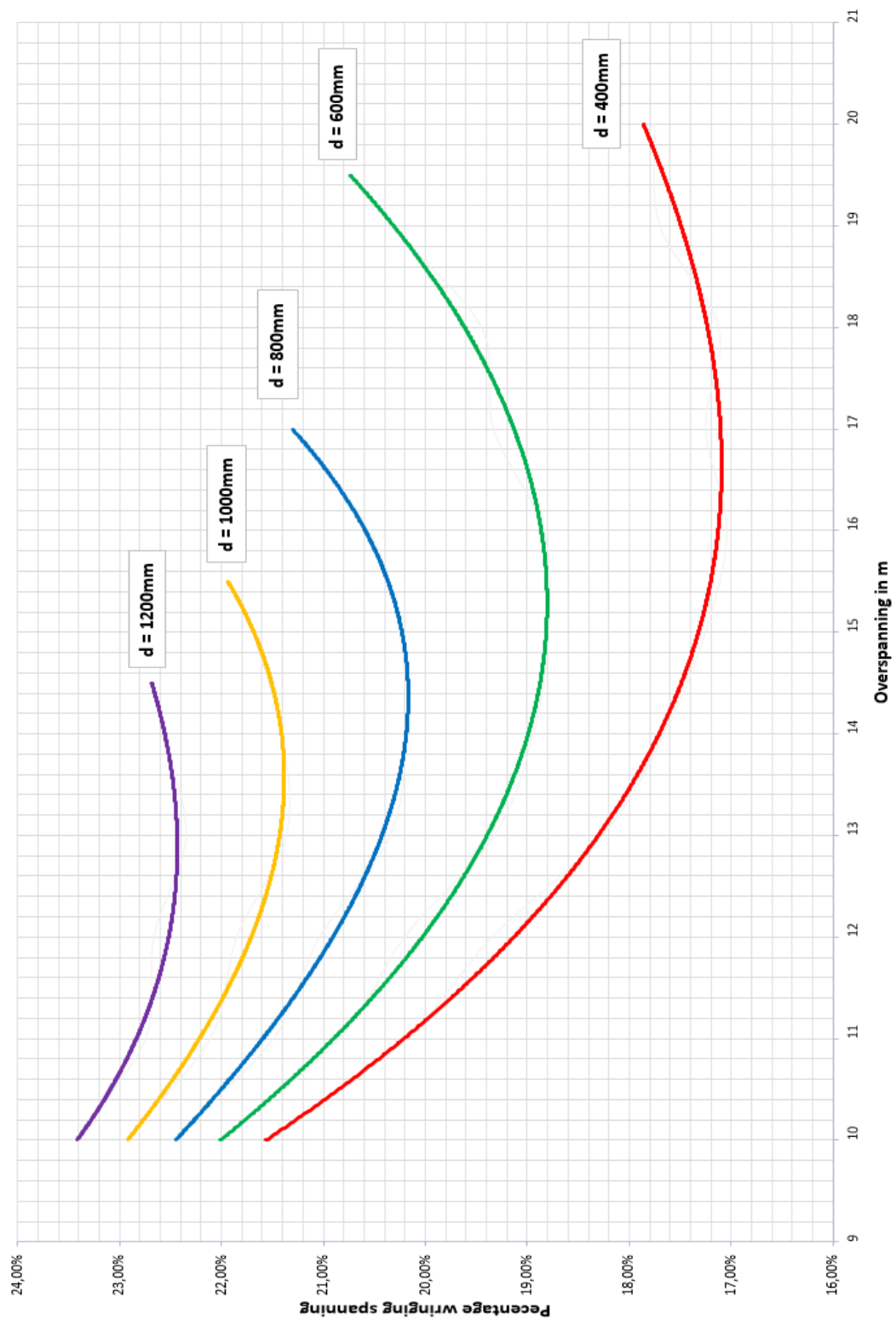


(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)



(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)

Wringing grafieken van HEB 1000 (met 2,5% verkanting)



(Gegevens voor liggers op twee steunpunten met gelijkmatig verdeelde belasting en indeling h.o.h. 1000mm)