

Stieltjesweg 1
2628 CK Delft
Postbus 155
2600 AD Delft

www.tno.nl

T +31 88 866 20 00
F +31 88 866 06 30

TNO-rapport

TNO-2017-R10614

Verkeersbelastingmodel voor wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet zonder jaarontheffingen

Datum 25 januari 2018

Auteur(s) Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen
Dr.ir. D.L. Allaix
Ir. L.C. la Gasse
Dr.ir. A.H.J.M. Vervuurt

Exemplaarnummer 0100311907

Oplage

Aantal pagina's 86 (incl. bijlagen)

Aantal bijlagen

Opdrachtgever Gemeente Rotterdam

Projectnaam

Projectnummer 060.19190/01.01

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden vermenigvuldigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande toestemming van TNO.

Indien dit rapport in opdracht werd uitgebracht, wordt voor de rechten en verplichtingen van opdrachtgever en opdrachtnemer verwezen naar de Algemene Voorwaarden voor opdrachten aan TNO, dan wel de betreffende terzake tussen de partijen gesloten overeenkomst.

Het ter inzage geven van het TNO-rapport aan direct belanghebbenden is toegestaan.

© 2018 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	3
2	Opbouw dataset op basis van voertuiggewicht	5
2.1	Filtering van de database	5
2.2	Verdelingsfuncties voertuiggewicht.....	5
3	Aslasten	7
4	Tandemlasten	12
5	LM1 rijstrook 1	16
5.1	Inleiding	16
5.2	L=20 m, N _{obs} =125 000	17
5.3	L=10 m, N _{obs} = 125 000	19
5.4	Andere N _{obs}	20
6	LM1 2 rijstroken	22
6.1	Aanpak.....	22
6.2	L=20 m, N _{obs} =125 000	23
6.3	L=10 m, N _{obs} =125 000	24
6.4	Andere N _{obs}	24
7	Samenvatting	26
8	Literatuur	28
9	Ondertekening	29
	Bijlage(n)	
	A Data filtering based on gross vehicle weight	
	B Axle loads	
	C Traffic load effects	

1 Inleiding

Verscheidende decentrale overheden in Nederland hebben in de afgelopen jaren aangegeven dat de huidige regelgeving aangaande de aan te houden verkeersbelasting voor de beoordeling van bestaande constructies leidt tot een veiligheidsniveau dat rekenkundig onvoldoende is. In opdracht van Gemeente Rotterdam is door TNO een onderzoek uitgevoerd waarin is nagegaan wat het effect is van het uitsluiten van voertuigen met een jaarontheffing op de ontwerpverkeersbelasting voor wegverkeersbruggen en viaducten in het onderliggend wegennet.

Het ontwikkelde verkeersbelastingmodel voor wegverkeersbruggen zonder jaarontheffingen heeft als toepassingsgebied bruggen en viaducten in de volgende categorie:

- Het aantal vrachtvoertuigen bedraagt: $N_{obs} \leq 125\ 000$ en voor de route in de toekomst geen wijziging voorzien is naar een verkeerscategorie met meer dan 125 000 voertuigen per jaar.
- De invloedslengte bedraagt maximaal 20 m.
- De brug of het viaduct ligt in een route waar verkeer met jaarontheffingen voor zware transporten niet is toegestaan. BM3 is daarmee niet van toepassing.
- Incidentele ontheffingen voor zware transporten zijn alleen toegestaan na een individuele constructieve beoordeling.
- De brug kent geen frequente belasting door voertuigen met een afwijkend hoge beladingsgraad (ontsluiting industrieterrein of overslaggebied) of door wielconfiguraties die ongunstig afwijken van tabel NB.6 – 4.7 uit de Nationale Bijlage behorende bij EN 1991-2;
- De volgende situatie doet zich niet voor: het geheel vernieuwen van een bouwwerk of het aanpassen van de constructie binnen 15 jaar na realisatie.

In de uitgevoerde analyses is uitgegaan van twee (langzame) rijstroken (één in iedere richting). Voor bruggen met meer dan twee rijstroken (bijvoorbeeld twee rijstroken in iedere richting) geldt dat voor derde en vierde rijstrook sprake is van snelle rijstroken. De uitgevoerde analyses zijn in dit opzicht conservatief waardoor het verkeersbelastingmodel ook voor dergelijke bruggen toepasbaar is.

Voor de bruggen in bovengenoemd toepassingsgebied kan dus worden uitgesloten dat vrachtvoertuigen met een jaarontheffing zich op de brug bevinden in een reguliere verkeerssituatie. Als basis voor de analyses in het onderhavige rapport heeft TNO daarom de meetgegevens van het Weigh in Motion (WIM) systeem in Rijksweg A16 (RW-16L nabij de Moerdijkbrug) gefilterd zodanig dat deze jaarontheffingen niet aanwezig zijn. Deze gefilterde database vormt de basis voor de analyses in dit rapport. Uit eerdere analyses [2] is bekend dat RW-16 een relatief zwaar belaste locatie is voor rijkswegen. Aanname is daarom dat de gehanteerde dataset een conservatieve set voertuigen levert in relatie tot stadsbruggen binnen het hiervoor genoemde toepassingsgebied.

Dit rapport geeft een overzicht van de resultaten van de analyses. Deze resultaten bevatten zowel rekenwaarden voor de as- en tandemlasten als rekenwaarden voor

de belastingeffecten (M_d , moment in het midden van een tweezijdig scharnierend opgelegde overspanning) en de daarbij horende uniform verdeelde belasting. Een uitgebreid overzicht van de resultaten en gebruikte methoden is terug te vinden in de bijlagen bij dit rapport.

De referentiesituatie voor het verkeersbelastingmodel voor wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet zonder jaarontheffingen is $N_{obs} = 125\ 000$ (aantal vrachtvoertuigen > 3.5 ton per jaar). Voor $N_{obs} = 50\ 000$ en $N_{obs} = 5\ 000$ zijn reductiefactoren bepaald. Verder is aangesloten op NEN 8700 voor gevolgklassen, referentieperiodes en partiële factoren.

2 Opbouw dataset op basis van voertuiggewicht

In een eerste analyse zijn de databases van het WIM systeem in RW16-L gefilterd van de jaarontheffingen. Dit is gedaan op basis van de eisen aan het totale voertuiggewicht die hiervoor gelden en het in rekening nemen van overbeladen voertuigen.

2.1 Filtering van de database

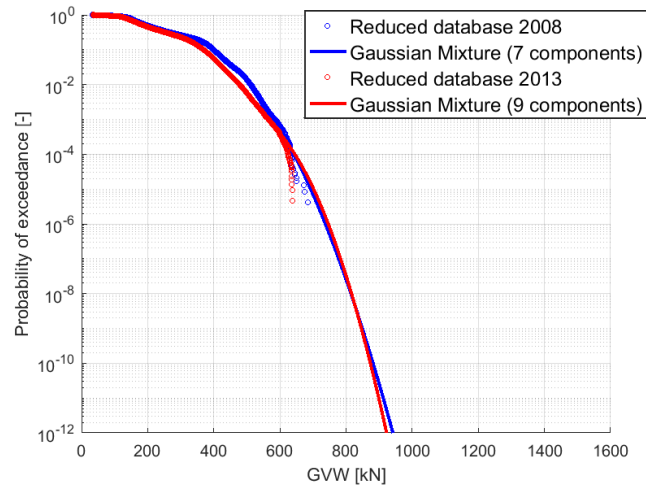
De bovengrens voor het gewicht van voertuigen zonder jaarontheffing is 60 ton voor kraanvoertuigen en 50 ton voor alle andere voertuigen. Echter, een groot deel van de voertuigen zonder jaarontheffing overschrijdt dit gewicht. Uit [3] is gebleken dat 65 ton een redelijke bovengrens is voor het gewicht van voertuigen zonder jaarontheffing, inclusief enkele dynamische effecten en statische overbelasting. Om deze reden zijn de meetgegevens van voertuigen met een gewicht groter dan 65 ton verwijderd uit de WIM databases van RW16-L.

Aangezien de maximum aslast voor een kraanvoertuig 12 ton is, hebben 4- en 5-assige kraanvoertuigen geen jaarontheffing nodig. Voor de 2008 database is er daarom een uitgebreide analyse gedaan naar deze voertuigen, inclusief de voertuigen waarvan niet geheel zeker was of ze tot deze 5-assige kraanvoertuigen behoorden. Ook zijn de 4-assige kraanvoertuigen met aanhanger onderzocht. De resultaten van dit onderzoek naar het effect op de frequentieverdelingen van het toevoegen van deze voertuigen aan de gefilterde database zijn te vinden in bijlage A.4. Uit deze bijlage blijkt dat het wel of niet beschouwen van deze voertuigen nagenoeg geen effect heeft op de gevonden frequentieverdelingen. Deze kleine verschillen zijn vergelijkbaar met de statistische onzekerheden. Wanneer er bijvoorbeeld in een andere maand gemeten zou worden, kunnen er ook kleine verschillen zichtbaar zijn in de gevonden verdelingsfunctie. Daarom is deze analyse voor de 2013 database niet herhaald. Hierin zijn alleen alle 4-assige kraanvoertuigen (zonder aanhanger) opgenomen in de database, inclusief de overbeladen voertuigen.

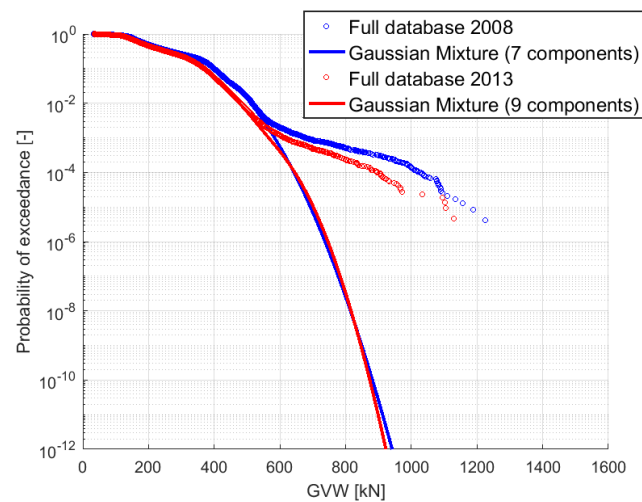
2.2 Verdelingsfuncties voertuiggewicht

In Figuur 2.1 zijn de frequentieverdelingen en de gefitte verdelingsfuncties weergegeven van het totaalgewicht welke resulteren na filtering van de jaarontheffingen uit de WIM databases van RW16-L voor de periodes april 2008 en april 2013. De verdelingsfuncties hebben dus betrekking op vrachtoertuigen met een totaalgewicht groter dan 3.5 ton en kleiner dan 65 ton (inclusief alle 4- en, voor 2008, 5-assige kraanvoertuigen). Ze zijn wel gefit op de volledige database om de staart van de verdeling niet te onderschatten. Echter, de componenten die geen betrekking hebben op de gefilterde database zijn niet meegenomen. Het aantal componenten is bepaald aan de hand van een studie gepresenteerd in bijlage A.3. Hierbij is een afweging gemaakt tussen de afhankelijkheid van de rekenwaarde op de hoeveelheid componenten en van de gevonden verdeling op slechts een aantal waarnemingen in de staart van de verdeling. De getoonde verdelingsfuncties hebben alleen betrekking op de gemeten WIM data. Onzekerheden en trendfactoren zijn hierbij nog niet meegenomen.

Ook zijn de frequentieverdelingen en gefitte verdelingsfuncties van de volledige databases getoond in Figuur 2.2. De verschillen tussen de verdelingsfuncties voor het totaalgewicht met en zonder jaarontheffingen zijn groot. De tweede tak van de verdeling wordt in de situatie zonder jaarontheffingen geheel niet meegenomen.



Figuur 2.1: Verdelingsfuncties voertuiggewicht, zonder jaarontheffingen.

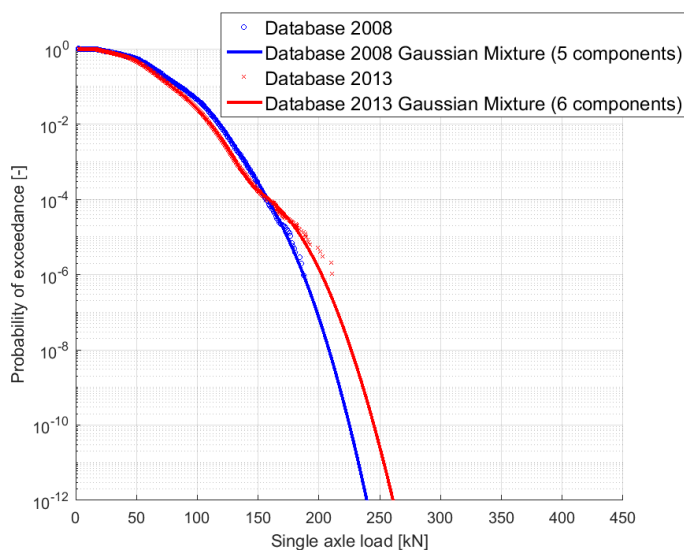


Figuur 2.2: Verdelingsfuncties voertuiggewicht, frequentieverdeling met en gefitte verdeling zonder jaarontheffingen.

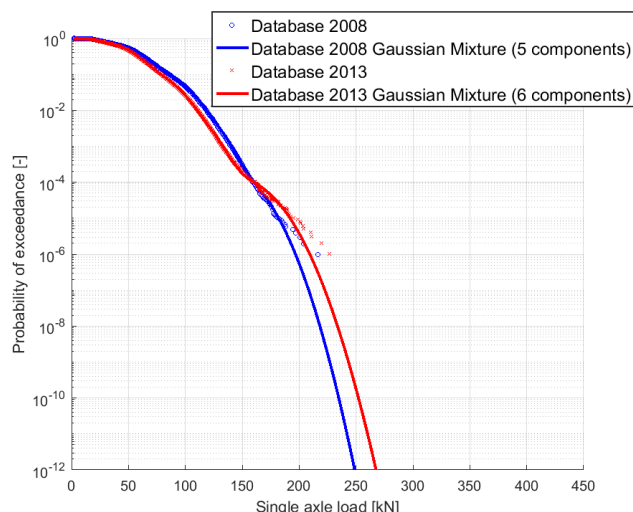
3 Aslasten

In Figuur 3.1 zijn de gevonden verdelingsfuncties voor de aslast op basis van de gefilterde WIM data uit de 2008 en 2013 database getoond. In Figuur 3.2 zijn de verdelingsfuncties voor de ongefilterde dataset weergegeven. De getoonde verdelingsfuncties hebben alleen betrekking op de gemeten WIM data. Onzekerheden en trendfactoren zijn hierbij nog niet meegenomen. Het is te zien dat in tegenstelling tot de voertuiggewichten in hoofdstuk 2 de verdelingsfuncties van de aslasten met en zonder jaarontheffingen niet veel van elkaar verschillen.

Een aantal 5-assige kraanvoertuigen en 4-assige voertuigen met aanhanger in de volledige WIM database heeft een gewicht van boven de 65 ton, terwijl deze voertuigen geen jaarontheffing nodig hebben. In bijlage A.4 is daarom gekeken wat het effect is van het wel of niet meenemen van deze voertuigen in de analyses. Zoals voorgaand al geconcludeerd, is er nauwelijks verschil tussen de verdelingsfuncties met en zonder deze voertuigen aangezien de maximale toegestane aslast niet verandert. Deze kleine verschillen zijn vergelijkbaar met de statistische onzekerheden. Daarom zijn deze voertuigen niet meegenomen in de verdere analyses.



Figuur 3.1: Frequentie verdelingen en gefitte verdelingsfuncties aslast, zonder jaarontheffingen.



Figuur 3.2: Frequentie verdelingen en gefitte verdelingsfuncties aslast, met jaarontheffingen.

In de volgende analyse worden de rekenwaarden voor de aslasten bepaald. De rekenwaarden zijn gevonden door de verdelingsfuncties van de gemeten aslasten op RW16-L exclusief de jaarontheffingen uit Figuur 3.1 te combineren met de factoren uit Tabel 3.1. Er is een studie uitgevoerd naar de invloed van de gekozen parameters in Tabel 3.1, welke is gepresenteerd in bijlage B.3.3.

Tabel 3.1: Parameters probabilistisch model voor de aslasten

Factor	Waarde	Opmerking
Statistische onzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$	conform R1814
Dynamische vergrotingsfactor	1.4	Conform R1813 [2] R1814 [3] voor aslasten
Trend 15 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.03)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 30 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.07)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 50 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.10)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer

In Tabel 3.2 zijn de rekenwaarden en representatieve waarden van de aslasten gegeven bij een situatie met 125 000 vrachtoertuigen per jaar. De representatieve waarde inclusief de factor voor trend en referentieperiode wordt gevonden door de rekenwaarde te delen door de betreffende belastingfactor uit NEN-EN 1990 (nieuwbouw) of NEN 8700 (bestaande bouw). Een duidelijk onderscheid tussen trend en referentieperiode is hier niet te maken, daarom worden deze factoren in één factor samengenomen; voor de toetspraktijk levert dit geen problemen.

Tabel 3.2: Waarden van de aslasten – 125 000 vrachtvoertuigen per jaar

Geval	β	T_{ref}	γ_T^1	Rekenwaarde enkele aslast [kN]		Rep. waarde inclusief trend en referentie periode factor [kN]	
				database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
				CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	358	393	265	291
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	335	355	248	263
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	329	349	264	279
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	316	343	288	312
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	322	349	257	279
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	313	340	285	309
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	307	333	307	333

Uit de 2 laatste kolommen uit bovenstaande tabel blijkt dat er niet altijd geheel consistente waarden voor de representatieve waarde inclusief trendfactor en referentieperiodefactor volgen. Als voorbeeld: voor CC3 nieuwbouw (100 jaar referentieperiode en 100 jaar trend) zou de representatieve waarde groter moeten zijn dan voor CC2 afkeur (15 jaar referentieperiode en 15 jaar trend). Dit klopt niet helemaal. Door afronding van de partiële factoren in NEN 8700 en de enigszins conservatieve waarde voor de belastingfactor voor nieuwe constructies uit NEN-EN 1990/NB wordt het beeld enigszins verstoord (Zie noot 1).

Gekozen wordt om voor het bepaalde belastingmodel zoveel mogelijk aan te sluiten bij de CC2 rekenresultaten (grijs gemaakte regels in Tabel 3.2). Het belastingmodel wordt waarschijnlijk met name voor CC2 bruggen gebruikt, omdat deze gevolgklasse bij wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet in de praktijk het meest voor zal komen. Voor CC3 zijn we dan enigszins conservatief. Beide databases (2008 en 2013) worden in de analyse betrokken (gemiddeld). Op basis van deze overwegingen worden de representatieve waarden voor de aslast uit Tabel 3.3 voorgesteld.

Tabel 3.3: Representatieve waarden van de aslasten voor een referentieperiode van 15, 30 en 50 jaar, 125 000 vtg/jaar

	Q_{rep} enkele as inclusief trend- en referentieperiodefactor	
$T_{ref}=15$ jaar	290 kN	(0.9*320)
$T_{ref}=30$ jaar	305 kN	(0.95*320)
$T_{ref}=50$ jaar	320 kN	(afgedekt door bij nieuwbouw LM2 te gebruiken)

In Tabel 3.4 zijn de rekenwaarden voor 50 000 vrachtvoertuigen per jaar en de verschillen met de situatie voor 125 000 vrachtvoertuigen per jaar (referentiesituatie) gegeven. Deze verschillen zijn gepresenteerd aan de hand van de verhouding tussen de rekenwaarden van beide situaties.

¹ In NEN-EN 1990 en NEN8700 is ervoor gekozen om alleen de belastingfactor aan te passen aan het betrouwbaarheidsniveau. Aan de materiaalkant veranderen de factoren niet met de gevolgklassen en zijn allen afgeleid voor $\beta=3.8$. Daarom zijn de belastingfactoren voor $\beta>3.8$ extra verhoogd en voor $\beta<3.8$ extra verlaagd. De representatieve waarden voor $\beta>3.8$ zijn dan ook enigszins onveilig, terwijl de waarden voor $\beta<3.8$ conservatief zijn. Dit zorgt ook voor de enigszins verstoorte representatieve aslastwaarden uit Tabel 3.2, zodanig dat bijvoorbeeld de representatieve waarde voor CC3 nieuwbouw hoger uitkomt dan CC2 afkeur.

Tabel 3.4: Rekenwaarden van de aslasten – 50 000 vrachtoertuigen per jaar en verschillen tussen de aslasten bij 125 000 en 50 000 vrachtoertuigen per jaar

Geval	Rekenwaarde enkele aslast [kN]		Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg	
	database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
CC3 nieuwbouw	363	400	0.99	0.98
CC2 nieuwbouw	352	386	0.98	0.98
CC3 verbouw	330	349	0.98	0.99
CC2 verbouw	324	344	0.98	0.98
CC1 verbouw	310	337	0.98	0.98
CC3 afkeur	316	343	0.98	0.98
CC2 afkeur	307	333	0.98	0.98
CC1 afkeur	301	326	0.98	0.98

Uit de verschilfactoren in Tabel 3.4 volgt een reductiefactor van gemiddeld 0.98 bij 50 000 vrachtoertuigen per jaar ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen per jaar (referentiesituatie).

In Tabel 3.5 zijn de rekenwaarden gegeven voor 5 000 voertuigen per jaar. Ook hier zijn weer de verschillen met de referentiesituatie van 125 000 vrachtoertuigen per jaar aan de hand van de verhoudingen weergegeven.

Tabel 3.5: Rekenwaarden van de aslasten – 5 000 vrachtoertuigen per jaar en verschillen tussen de aslasten bij 125 000 en 5 000 vrachtoertuigen per jaar

Geval	Rekenwaarde enkele aslast [kN]		Verschilfactor 5 000 / 125 000 vtg	
	database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
CC3 nieuwbouw	349	383	0.95	0.94
CC2 nieuwbouw	338	368	0.94	0.94
CC3 verbouw	316	335	0.94	0.94
CC2 verbouw	310	329	0.94	0.94
CC1 verbouw	294	319	0.93	0.93
CC3 afkeur	301	326	0.93	0.94
CC2 afkeur	291	316	0.93	0.93
CC1 afkeur	283	307	0.92	0.92

Uit de verschilfactoren in Tabel 3.5 volgt een reductiefactor van gemiddeld 0.93 bij 5 000 vrachtoertuigen per jaar ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen per jaar (referentiesituatie).

Uiteindelijk wordt het belastingmodel zoals weergegeven in Tabel 3.6 voorgesteld voor één enkele as. Dit is gebaseerd op Tabel 3.3 en de bepaalde reductiefactoren voor het aantal vrachtoertuigen. Ter info zijn de belastingfactoren voor CC2 toegevoegd.

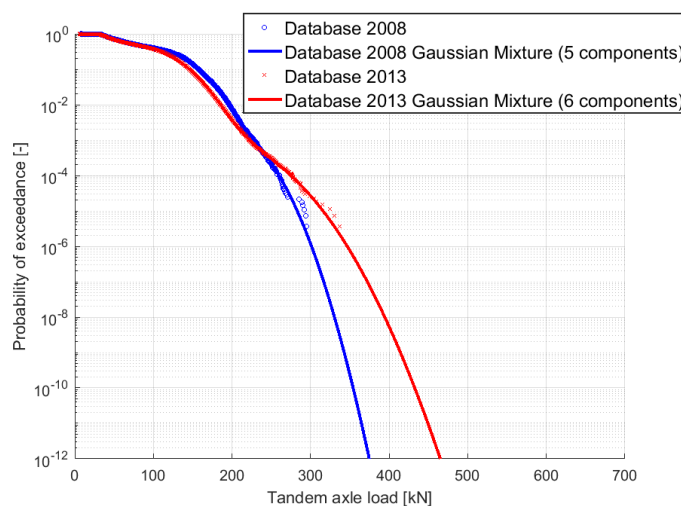
Tabel 3.6: Verkeersbelastingmodel voor één enkele as

	Q_{rep} enkele as	γ_T, CC2	Factor trend- en referentieperiode	N_{obs} = 125 000	N_{obs} = 50 000	N_{obs} = 5 000
Afkeur, T _{ref} =15 jaar	320 kN ²	1.1	0.9	1.0	0.98	0.93
Verbouw, T _{ref} =30 jaar		1.25	0.95			
Nieuwbouw, T _{ref} =50 jaar		1.35	1.0			

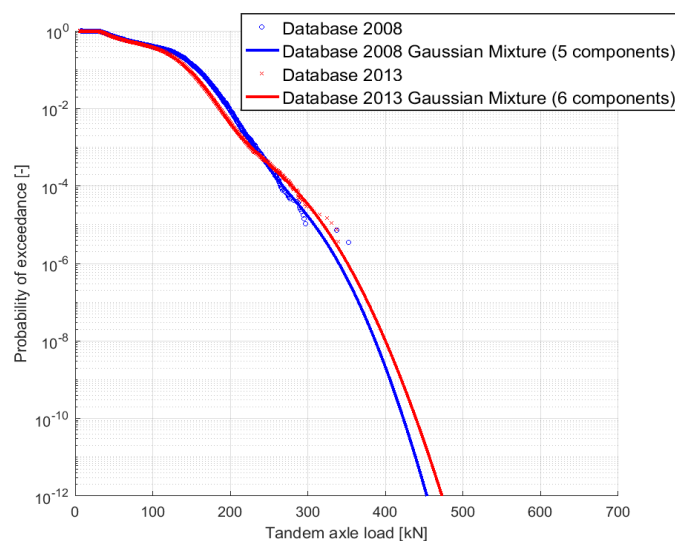
² Ten opzichte van NEN-EN1991-2 geeft dit een reductiefactor van 0.8 (0.8*400=320 kN)

4 Tandemlasten

In Figuur 4.1 zijn de gevonden verdelingsfuncties voor de tandemlasten op basis van de gefilterde WIM data uit de 2008 en 2013 database getoond. In Figuur 4.2 zijn de verdelingsfuncties voor de ongefilterde dataset weergegeven. De getoonde verdelingsfuncties hebben alleen betrekking op de gemeten WIM data. Onzekerheden en trendfactoren zijn hierbij nog niet meegenomen. Het is te zien dat, in tegenstelling tot de voertuiggewichten in hoofdstuk 2, de verdelingsfuncties van de tandemlasten met en zonder jaarontheffingen voor de 2013 database niet veel van elkaar verschillen. Voor de 2008 database zijn de verschillen groter, maar dit komt later in dit hoofdstuk nog aan bod. Ook in de verdelingsfuncties van de gefilterde dataset met en zonder 5-assige kraanvoertuigen en 4-assige voertuigen met aanhanger in bijlage A.4 zijn de verschillen klein. Net als in hoofdstuk 2 zijn deze kleine verschillen vergelijkbaar met de statistische onzekerheden.



Figuur 4.1: Verdelingsfunctie tandemlast, zonder jaarontheffingen



Figuur 4.2: Verdelingsfunctie tandemlast, met jaarontheffingen

In de volgende analyse worden de rekenwaarden voor de tandemlasten bepaald. De rekenwaarden zijn gevonden door de verdelingsfuncties van de gemeten tandemlasten op RW16-L exclusief de incidentele ontheffingen (echter inclusief de 5-assige kraanvoertuigen en 4-assige voertuigen met aanhanger) uit Figuur 4.1 te combineren met de factoren uit Tabel 4.1. Er is een studie uitgevoerd naar de invloed van de gekozen parameters in Tabel 4.1, welke is gepresenteerd in bijlage B.3.3.

Tabel 4.1: Parameters probabilistisch model

Factor	Waarde	Opmerking
Statistische onzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$	Door beperkte meetdata, conform R1814
Dynamische vergrotingsfactor	$N(\mu=1.15; \sigma=0.1)$	Gekozen mede op basis van [4]
Trend 15 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.03)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 30 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.07)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 50 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.10)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer

In Tabel 4.2 zijn de rekenwaarden en representatieve waarden van de tandemlasten gegeven bij 125 000 vrachtvoertuigen per jaar voor een 8-tal gevallen. De representatieve waarde inclusief de factor voor trend en referentieperiode wordt gevonden door de rekenwaarde te delen door de betreffende belastingfactor.

Tabel 4.2: Waarden van de tandemlasten – 125 000 vrachtvoertuigen per jaar

Geval	β	T_{ref}	γT^3	Rekenwaarde tandemlast [kN]		Rep. waarde inclusief trend en referentie periode factor [kN]	
				database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	482	551	321	368
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	468	534	347	396
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	442	543	327	402
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	435	531	348	425
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	421	492	383	447
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	427	502	342	402
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	418	486	380	442
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	411	475	411	475

Er wordt bij voorkeur gekozen voor een representatieve waarde van de tandemlast die voor alle gevolgklassen conservatief is. Echter, CC1 afkeur (475 kN = 2*237 kN) zou dan maatgevend zijn hetgeen voor CC2 bruggen tot ca 10% te hoge waarden zou leiden. Het belastingmodel wordt waarschijnlijk met name voor CC2 bruggen gebruikt, omdat deze gevolgklasse bij wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet in de praktijk het meest voor zal komen. Daarom wordt vooralsnog getracht meer bij CC2 aan te sluiten en zo scherp mogelijk te zijn voor CC2 afkeur daar dit de beoordeling van bestaande wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet betreft. Voor CC3 zijn we dan enigszins conservatief. De 2013 database

³ Zie noot 1

is als meer leidend gezien omdat mogelijk in 2008 te ruim is gefilterd met betrekking tot de tandemlasten.

Op basis van deze overwegingen worden de representatieve waarden voor de tandemlasten in Tabel 4.3 voorgesteld.

Tabel 4.3: Representatieve waarden van de tandemlasten voor een referentieperiode van 15, 30 en 50 jaar, 125 000 vtg/jaar

	Q_{rep} tandem inclusief trend- en referentieperiodefactor
T _{ref} =15 jaar	2*216 kN (0.9*240)
T _{ref} =30 jaar	2*228 kN (0.95*240)
T _{ref} =50 jaar	2*240 kN

In Tabel 4.4 zijn de rekenwaarden voor 50 000 voertuigen per jaar en de verschillen met de situatie voor 125 000 vrachtoertuigen per jaar (referentiesituatie) gegeven. Deze verschillen zijn gepresenteerd aan de hand van de verhouding tussen de rekenwaarden van beide situaties.

Tabel 4.4: Rekenwaarden van de tandemlasten – 50 000 vrachtoertuigen per jaar en verschillen tussen de rekenwaarden van de tandemlasten bij 125 000 en 50 000 vrachtoertuigen per jaar

Geval	Rekenwaarde tandemlast [kN]		Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg	
	database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
CC3 nieuwbouw	475	543	0.99	0.98
CC2 nieuwbouw	461	525	0.98	0.98
CC3 verbouw	435	532	0.99	0.98
CC2 verbouw	428	520	0.98	0.98
CC1 verbouw	415	481	0.98	0.98
CC3 afkeur	421	491	0.98	0.98
CC2 afkeur	411	475	0.98	0.98
CC1 afkeur	403	463	0.98	0.97

Uit de verschilfactoren in Tabel 4.4 volgt een reductiefactor van gemiddeld 0.98 bij 50 000 vrachtoertuigen per jaar ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen per jaar (referentiesituatie).

In Tabel 4.5 zijn de rekenwaarden gegeven voor 5 000 voertuigen per jaar. Ook hier zijn weer de verschillen met de referentiesituatie van 125 000 vrachtoertuigen per jaar aan de hand van de verhoudingen weergegeven.

Tabel 4.5: Rekenwaarden van de tandemlasten – 5 000 vrachtoertuigen per jaar en verschillen tussen de rekenwaarden van de tandemlasten bij 125 000 en 5 000 vrachtoertuigen per jaar

Geval	Rekenwaarde tandemlast [kN]		Verschilfactor 5 000 / 125 000 vtg	
	database 2008	database 2013	database 2008	database 2013
CC3 nieuwbouw	457	520	0.95	0.94
CC2 nieuwbouw	442	501	0.94	0.94
CC3 verbouw	418	503	0.95	0.93
CC2 verbouw	410	490	0.94	0.92
CC1 verbouw	396	450	0.94	0.92
CC3 afkeur	403	463	0.94	0.92
CC2 afkeur	392	444	0.94	0.91
CC1 afkeur	383	429	0.93	0.90

Uit de verschilfactoren in Tabel 4.5 volgt een reductiefactor van gemiddeld 0.93 bij 5 000 vrachtoertuigen per jaar ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen per jaar (referentiesituatie).

Uiteindelijk wordt het belastingmodel zoals weergegeven in Tabel 4.6 voorgesteld voor een tandem as. Dit is gebaseerd op Tabel 4.3 en de bepaalde reductiefactoren voor het aantal vrachtoertuigen. Ter info zijn de belastingfactoren voor CC2 toegevoegd.

Tabel 4.6: Verkeersbelastingmodel voor tandemlasten

	Q_{rep} tandem	γ_T CC2	Factortrenden referentieperiode	$N_{obs} =$ 125 000	$N_{obs} =$ 50 000	$N_{obs} =$ 5 000
Afkeur, $T_{ref}=15$ jaar	$2 \cdot 240^4$ kN	1.1	0.9	1.0	0.98	0.93
Verbouw, $T_{ref}=30$ jaar		1.15	0.95			
Nieuwbouw, $T_{ref}=50$ jaar		1.35	1.0			

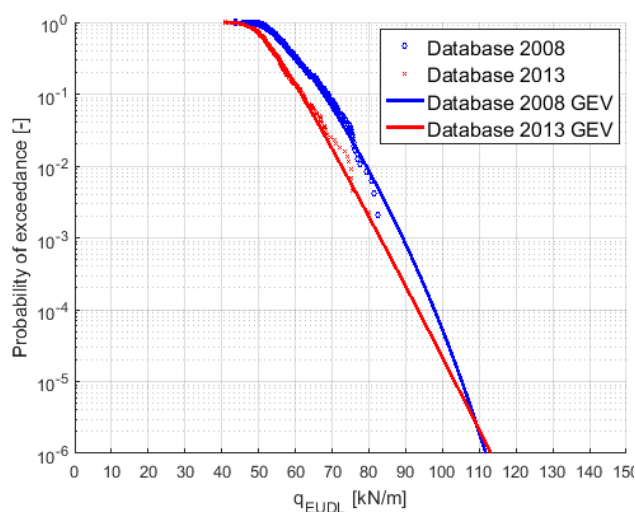
⁴ Ten opzichte van NEN-EN1991-2 geeft dit een reductiefactor van 0.8 ($0.8 \cdot 300 = 240$ kN)

5 LM1 rijstrook 1

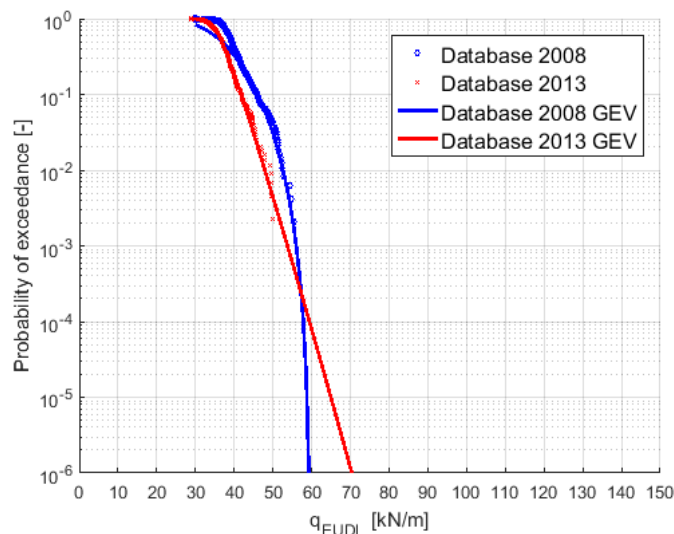
5.1 Inleiding

In de analyses voor LM1 zijn 2 invloedslengten beschouwd: $L=20\text{m}$ en $L=10\text{m}$. In beide gevallen is gekeken naar het buigend moment in het midden van een tweezijdig scharnierend opgelegde ligger. Ter controle is ook naar de invloedslijn voor dwarskracht nabij de oplegging gekeken, omdat dwarskracht, vooral voor de kortere overspanning van $L=10\text{m}$ maatgevend zou kunnen zijn. Hierop wordt in paragraaf 5.3 teruggekomen. Voor de bepaling van het belastingeffect zijn Monte Carlo analyses uitgevoerd op basis van de beschikbare voertuiggegevens uit de metingen. Vanwege de relatief korte overspanning zijn de voertuigen uit de database één voor één over de brug gestuurd waarvan het maximale belastingeffect per voertuig en de bijbehorende equivalente uniforme belasting (q_{EUDL}) zijn bepaald.

De gevonden frequentieverdeling van de dagelijkse maxima van q_{EUDL} en de gefitte verdelingsfunctie voor de 2013 database bij een overspanning van 10 en 20 m zijn te zien in respectievelijk Figuur 5.1 en Figuur 5.2. De verdelingsfuncties hebben alleen betrekking op de belastingeffecten bepaald aan de hand van de hiervoor beschreven Monte Carlo analyse. Overige onzekerheden en trendfactoren zijn hierin nog niet meegenomen.



Figuur 5.1: Frequentieverdelingen en gefitte verdelingsfunctie dagelijkse maxima van q_{EUDL} bij 125 000 vrachtoertuigen per jaar, één rijstrook, $L=10\text{m}$



Figuur 5.2: Frequentieverdelingen en gefitte verdelingsfunctie dagelijkse maxima van $q_{\text{EU DL}}$ bij 125 000 vrachtoertuigen per jaar, één rijstrook, $L=20\text{m}$

5.2 $L=20\text{ m}$, $N_{\text{obs}}=125\ 000$

In Figuur 5.1 en Figuur 5.2 zijn de gevonden verdelingsfuncties voor de dagelijkse maxima van de equivalente uniform verdeelde belasting ($q_{\text{EU DL}}$) voor de belastingeffecten getoond. In de volgende analyse worden de rekenwaarden voor de belastingeffecten bepaald. Deze rekenwaarden zijn gevonden door de verdelingsfuncties van de gesimuleerde belastingeffecten op basis van de op RW16-L gemeten voertuigeigenschappen exclusief de incidentele ontheffingen (echter inclusief de 5-assige kraanvoertuigen voor de 2008 database) te combineren met de factoren uit Tabel 5.1. Er is een studie uitgevoerd naar de invloed van de gekozen parameters in Tabel 5.1, welke is gepresenteerd in bijlage C.4.3.

Net zoals voor de enkele assen is in Bijlage A.4 ook gekeken naar de invloed van de 5-assige kraanvoertuigen en 4-assige voertuigen met aanhanger op de verdelingsfuncties voor de belastingeffecten. Ook hier zijn de verschillen klein en net als in hoofdstuk 2 vergelijkbaar met de statistische onzekerheden.

Tabel 5.1: Parameters probabilistisch model voor de tandemlasten

Factor	Waarde	Opmerking
Modelonzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.1)$	Conform R1814; in het geval van zeer steil lopende verdelingsfuncties van verkeersbelastingen is dit conservatief
Statistische onzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$	Door beperkte meetdata, conform R1814
Dynamische vergrotingsfactor	$N(\mu=1.1; \sigma=0.05)$	Conform R1814
Trend 15 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.03)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 30 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.07)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 50 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.10)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer

In Tabel 5.2 zijn de rekenwaarden en de representatieve waarden van de belastingeffecten (M_d , moment in het midden van een tweezijdig scharnierend

opgelegde overspanning $L=20\text{m}$) gegeven bij 125 000 vrachtoertuigen per jaar voor één rijstrook. De representatieve waarde inclusief de factor voor trend en referentieperiode wordt gevonden door de rekenwaarde te delen door de betreffende belastingfactor.

Tabel 5.2: Waarden van het buigend moment – 125 000 vrachtoertuigen per jaar, $L=20\text{m}$, één rijstrook

Geval	β	T_{ref}	γ_T^5	M_d		Rep.waarde M incl. trend en referentieperiode factor	
				[kNm]		[kNm]	
				2008	2013	2008	2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	4971	5522	3314	3681
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	4713	5096	3491	3775
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	4527	4836	3353	3582
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	4319	4593	3455	3674
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	3989	4148	3626	3771
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	4148	4339	3318	3471
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	3891	4028	3537	3662
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	3674	3777	3674	3777

Uitgangspunt voor het nieuwe belastingmodel zijn de tandemlastwaarden zoals afgeleid in hoofdstuk 4. Als basis voor het bepaalde belastingmodel worden voor Q_1 daarom deze waarden gebruikt. We gaan uit van een rijstrookbreedte van 3.0 m. Op basis hiervan kan de verdeelde belasting op rijstrook 1, q_1 , afgeleid worden. In eerste instantie wordt voor q_1 de standaardwaarde van 9 kN/m^2 uit NEN-EN 1991-2 gebruikt. De resultaten voor de equivalente uniform verdeelde belasting en representatieve momenten voor deze situatie zijn te vinden in Tabel 5.3.

Tabel 5.3: Representatieve waarden van het buigend moment – 125 000 vrtg/ jaar, $L=20\text{m}$; resultaten voor de tandemassen uit hoofdstuk 2 en de standaardwaarde voor q_{LM1} uit NEN-EN 1991-2, 125 000 vrtg/jaar

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m]	M_{rep} inclusief trend- en referentieperiodefactor [kNm]
$T_{\text{ref}}=15$ jaar	$2*240*0.9$	9	65	3245
$T_{\text{ref}}=30$ jaar	$2*240*0.95$	9	69	3426
$T_{\text{ref}}=50$ jaar	$2*240$	9	72	3606

Vanwege de steile gefitte verdeling van q_{EUDL} voor de 2008 database, zoals te zien is in bijlage C.2, zijn de rekenwaarden voor de 2013 database als leidend genomen. Vergelijking van de laatste kolom uit Tabel 5.3 met de laatste kolom uit Tabel 5.2 laat zien dat de resulterende momenten kleiner zijn dan de vereiste waarden uit Tabel 5.2; dit geldt vooral voor afkeur. Er wordt daarom gekozen worden voor het ophogen van q_1 .

Het toepassen van $q_1 = 1.35*9 \text{ kN/m}^2$ is voldoende om wel te voldoen aan de vereiste waarden uit Tabel 5.2. Dit levert uiteindelijk het LM1 model op in Tabel 5.4. Ter vergelijking levert het belastingmodel uit EN1991-2 een waarde van $M_{\text{rep}} \approx 4200$

⁵ Zie noot 1

kNm voor een rijstrookbreedte van 3m. Er is dus sprake van een reductie van ca 10%.

Tabel 5.4: Voorgesteld belastingmodel voor L=20m, één rijstrook, 125 000 vtg/jaar

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m]	M_{rep} inclusief trend- en referentieperiodefactor [kNm]
$T_{ref}=15$ jaar	$2*240*0.9$	$1.35*9*0.9$	73	3670
$T_{ref}=30$ jaar	$2*240*0.95$	$1.35*9*0.95$	77	3875
$T_{ref}=50$ jaar	$2*240$	$1.35*9$	82	4079

Zoals blijkt uit Tabel 3.6 en Tabel 5.4 moet er ook een aparte toets met alleen één enkele as geïntroduceerd worden omdat de rekenwaarde van een enkele as van de tandemas (Tabel 5.4) kleiner is dan de rekenwaarde van een enkele aslast (Tabel 3.6). Het is dus noodzakelijk twee verschillende belastingmodellen te beschouwen.

5.3 L=10 m, $N_{obs}=125\ 000$

In Tabel 5.5 zijn de rekenwaarden en de representatieve waarden van de buigende momenten gegeven voor 125 000 voertuigen per jaar voor een overspanning van L=10 m. Deze zijn op een zelfde manier bepaald als in paragraaf 5.2.

Tabel 5.5: Waarden van het buigend moment – 125 000 vrachtoertuigen per jaar, L=10m, één rijstrook

Geval	β	T_{ref}	γ_T	M_d [kNm]		Rep.waarde M incl. trend en referentieperiode factor [kNm]	
				2008	2013	2008	2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	2222	2208	1481	1472
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	2065	2026	1529	1501
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	1964	1920	1455	1422
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	1869	1821	1495	1457
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	1696	1636	1542	1488
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	1771	1716	1417	1372
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	1650	1587	1500	1443
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	1550	1485	1550	1485

Op basis van de waarden voor Q_1 en q_1 afgeleid voor L=20m (Tabel 5.4) volgen de waarden voor de equivalente uniform verdeelde belasting en representatieve moment in het midden van de overspanning in Tabel 5.6.

Tabel 5.6: LM1 model voor rijstrook 1, controle voor L=10m

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m]	M_{rep} inclusief trend- en referentieperiodefactor [kNm]	M_{rep} EN1991-2 [kNm]
$T_{ref}=15$ jaar	$2*240*0.9$	$1.35*9*0.9$	109	1360	1595
$T_{ref}=30$ jaar	$2*240*0.95$	$1.35*9*0.95$	115	1436	1595
$T_{ref}=50$ jaar	$2*240$	$1.35*9$	121	1512	1595

De representatieve waarden voor de belastingeffecten voor $L=10\text{m}$ in Tabel 5.6 zijn -vooral voor CC2 afkeur- te laag ten opzichte van de vereiste waarden uit Tabel 5.5. De waarden zouden aanleiding geven tot het invoeren van een last-lengte factor voor kortere overspanningen (orde 5% ophoging).

Ook zijn, ter controle, voor de invloedslijnen voor dwarskracht (bij de opleggingen voor $L=10\text{m}$) simulaties gedaan en rekenwaarden berekend. Ook daar, en wel in enigszins verhoogde mate, is er sprake van de noodzaak van het toepassen van een last-lengte factor.

Op dit moment is er in NEN-EN 1992-1/NB geen sprake van een last-lengte factor voor korte overspanningen voor rijkswegen; het zou daarom de voorkeur hebben dit ook hier niet te doen.

Het blijkt dat de toegepaste modelonzekerheid ($N(\mu=1.0; \sigma=0.1)$) een redelijk grote invloed heeft in de probabilistische berekening. Echter, deze standaardafwijking is voor de huidige situatie met een tweezijdig scharnierend opgelegde overspanning een conservatieve waarde. Voordat er dus geconcludeerd is dat een last-lengte factor noodzakelijk is, zijn de berekeningen nogmaals gedaan maar dan met een modelonzekerheid met een kleinere, en dus minder conservatieve, standaardafwijking ($N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$). Dit levert orde 5% lagere rekenwaarden op. Op basis hiervan lijkt er vooralsnog geen noodzaak tot invoeren van een last-lengte factor.

Zoals aangegeven, is uit de analyses gebleken dat het beschouwen van alleen de invloedslijn voor het moment in het midden van de overspanning niet per se leidt tot het maatgevende belastinggeval. Het is mogelijk dat dit ook bij andere invloedslijnen het geval is (dwarskracht, steunpuntmoment). Dit is overeenkomstig eerdere waarnemingen in [3]. Conform [3] worden de verschillen op dit moment verdisconteerd gedacht in de modelonzekerheid. Het verdient echter aanbeveling om hier in de toekomst gedetailleerder naar te kijken.

5.4 Andere N_{obs}

Bovenstaande analyses zijn ook gedaan voor $N_{\text{obs}}=50\,000$ en $N_{\text{obs}}=5\,000$. Dit geeft de resultaten in Tabel 5.7 en Tabel 5.8. De gepresenteerde waarden zijn voor $L=20\text{m}$, maar net als voor 125 000 voertuigen blijkt dit voor $L=10\text{m}$ ook tot juiste representatieve waarden te leiden.

Tabel 5.7: Waarden van het buigend moment – 50 000 vrachtoertuigen per jaar, $L=20\text{m}$, één rijstrook

Geval	β	T_{ref}	γ_{T}	M_d [kNm]		Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg	
				2008	2013	2008	2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	5146	5033	0.91	0.91
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	4817	4676	0.91	0.92
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	4597	4447	0.91	0.92
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	4382	4230	0.91	0.92
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	4002	3839	0.91	0.93
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	4170	4008	0.91	0.92
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	3898	3734	0.91	0.93
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	3672	3509	0.91	0.93

Tabel 5.8: Waarden van het buigend moment – 5 000 vrachtoertuigen per jaar, L=20m, één rijstrook

Geval	β	T_{ref}	γ_r	M_d [kNm]		Verschilfactor 5 000 / 125 000 vtg	
				2008	2013	2008	2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	4897	4710	0.86	0.85
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	4563	4371	0.86	0.86
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	4344	4155	0.86	0.86
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	4136	3953	0.86	0.86
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	3761	3582	0.86	0.86
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	3925	3742	0.86	0.86
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	3659	3482	0.86	0.86
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	3441	3269	0.86	0.87

Het blijkt uit bovenstaande tabellen dat het ook voor Q_1 toepassen van de reductiefactoren 0.98 voor 50 000 vrachtoertuigen en 0.93 voor 5 000 vrachtoertuigen een conservatieve benadering is. Er is voor gekozen om consistente belastingmodellen te bepalen. Daarom zijn deze enigszins conservatieve reductiefactoren, afgeleid voor de as- en tandemlasten ook hier gebruikt. Dit levert de onderstaande representatieve waarden op voor het belastingmodel LM1. Het blijkt dat voor 50 000 en 5 000 vrachtoertuigen per jaar de waarden voor q_1 lager mogen zijn, namelijk $1.25 \cdot 9$ kN/m² en $1.1 \cdot 9$ kN/m².

Tabel 5.9: LM1 belastingmodel voor rijstrook 1, L=20 m, bij $T_{ref} = 50$ jaar

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m ²]	M_{rep} [kNm]
$N_{obs}=125\ 000$	$2 \cdot 240$	$1.35 \cdot 9$	82	4079
$N_{obs}=50\ 000$	$0.98 \cdot 2 \cdot 240$	$1.25 \cdot 9$	78	3750
$N_{obs}=5\ 000$	$0.93 \cdot 2 \cdot 240$	$1.1 \cdot 9$	72	3447

Tabel 5.10: LM1 belastingmodel voor rijstrook 1, L=20 m, bij $T_{ref} = 30$ jaar

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m ²]	M_{rep} [kNm]
$N_{obs}=125\ 000$	$0.95 \cdot 2 \cdot 240$	$0.95 \cdot 1.35 \cdot 9$	77	3727
$N_{obs}=50\ 000$	$0.95 \cdot 0.98 \cdot 2 \cdot 240$	$0.95 \cdot 1.25 \cdot 9$	74	3563
$N_{obs}=5\ 000$	$0.95 \cdot 0.93 \cdot 2 \cdot 240$	$0.95 \cdot 1.1 \cdot 9$	68	3275

Tabel 5.11: LM1 belastingmodel voor rijstrook 1, L=10 m en L=20 m, bij $T_{ref} = 15$ jaar

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m ²]	M_{rep} [kNm]
$N_{obs}=125\ 000$	$0.9 \cdot 2 \cdot 240$	$0.9 \cdot 1.35 \cdot 9$	73	3531
$N_{obs}=50\ 000$	$0.9 \cdot 0.98 \cdot 2 \cdot 240$	$0.9 \cdot 1.25 \cdot 9$	70	3375
$N_{obs}=5\ 000$	$0.9 \cdot 0.93 \cdot 2 \cdot 240$	$0.9 \cdot 1.1 \cdot 9$	64	3102

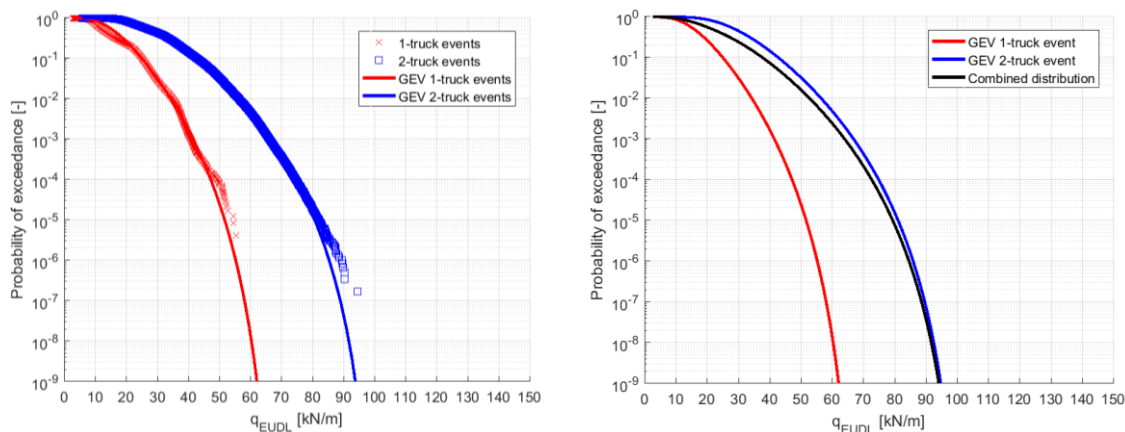
6 LM1 2 rijstroken

6.1 Aanpak

De situatie waarin 2 rijstroken worden beschouwd, elk in één richting, kent een vergelijkbare aanpak als in hoofdstuk 5 voor 1 rijstrook. De geringe kans (door de kleine aantallen voertuigen) dat er zich 2 voertuigen tegelijkertijd op de brug bevinden moet nu echter meegenomen worden in de analyse. Een uitgebreide beschrijving van de gebruikte methoden is te vinden in bijlage C.3. Samenvattend komt het neer op:

Eerst worden de kansen van voorkomen van respectievelijk 1 en 2 vrachtoertuigen bepaald, gebaseerd op de verkeersdichtheid (zie bijlage C.3). Vervolgens wordt de frequentieverdeling en de gefitte verdelingsfunctie voor de dagelijkse maxima van de equivalente uniform verdeelde belasting (q_{EUDL}), horende bij de maximale belastingeffecten, voor beide situaties apart bepaald door middel van een vergelijkbare Monte Carlo analyse als in hoofdstuk 5. Dit is te zien in Figuur 6.1(a). Beide verdelingsfuncties worden uiteindelijk gecombineerd tot één verdelingsfunctie aan de hand van de kans van optreden van beide situaties, zoals te zien in Figuur 6.1(b).

In de uitgevoerde analyses voor de afleiding van het verkeersbelastingmodel is uitgegaan van twee (langzame) rijstroken (één in iedere richting). Voor bruggen met meer dan twee rijstroken (bijvoorbeeld twee rijstroken in iedere richting) geldt dat voor de derde en vierde rijstrook sprake is van snelle rijstroken. De uitgevoerde analyses zijn in dit opzicht conservatief waardoor het verkeersbelastingmodel ook voor dergelijke bruggen toepasbaar is.



(a) Frequentieverdelingen en gefitte verdelingsfuncties na Monte Carlo analyse voor 1- en 2- voertuigen op de brug apart

(b) Gefitte verdelingsfuncties voor 1- en 2-voertuigen apart en de gecombineerde verdelingsfunctie (gebaseerd op de verkeersdichtheid; bijlage C.3)

Figuur 6.1: Verdelingsfuncties dagmaxima van q_{EUDL} bij 125 000 vrachtoertuigen per jaar, twee rijstroken, $L=20\text{m}$ voor de 2008 database

De kans dat twee vrachtoertuigen tegelijkertijd op de brug zijn, is bepaald aan de hand van de passageduur op een brug in vrij verkeer en file verkeer. Informatie verkregen uit literatuur ([5], [6]) is gebruikt voor de gemiddelde snelheid in stedelijke

omgeving en het aandeel van vrij verkeer en file verkeer. Een conservatieve waarde van 10^{-1} is gekozen voor de kans dat twee vrachtoertuigen op de brug zijn (Bijlage C.3.1); dit om zeker te zijn dat alle relevante gevallen voor wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet zonder jaarontheffingen zijn afgedekt. Deze kans is aanzienlijk kleiner dan op het rijkswegennet door het significant lager aantal vrachtoertuigen per jaar.

6.2 L=20 m, N_{obs}=125 000

Om de rekenwaarden voor de belastingeffecten te bepalen moeten de afgeleide verdelingsfuncties voor q_{EUDL} van de gesimuleerde belastingeffecten op basis van de op RW16-L gemeten voertuigeigenschappen exclusief de incidentele ontheffingen (echter inclusief de 5-assige kraanvoertuigen voor de 2008 database) gecombineerd worden met de factoren in Tabel 6.1.

Tabel 6.1: Parameters probabilistisch model

Factor	Waarde	Opmerking
Modelonzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$	Conform R1814; in het geval van zeer steil lopende verdelingsfuncties van verkeersbelastingen is dit conservatief
Statistische onzekerheid	$N(\mu=1.0; \sigma=0.05)$	Door beperkte meetdata, conform R1814
Dynamische vergrotingsfactor	$N(\mu=1.1; \sigma=0.05)$	Conform R1814
Trend 15 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.03)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 30 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.07)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer
Trend 50 jaar	$N(\mu=1.0; \sigma=0.10)$	Overeengekomen voor lokaal verkeer

In Tabel 6.2 zijn de rekenwaarden en representatieve waarden van de belastingeffecten (M_d , moment in het midden van de overspanning $L=20m$) gegeven bij 125 000 voertuigen per jaar voor 2 rijstroken samen. De representatieve waarde inclusief de factor voor trend en referentieperiode wordt gevonden door de rekenwaarde te delen door de betreffende belastingfactor.

Tabel 6.2: Waarden van het buigend moment– 125 000 vrachtoertuigen per jaar, $L=20m$, 2 rijstroken

Geval	β	T_{ref}	γ_T	M_d [kNm]		Rep.waarde M incl. trend en referentieperiode factor [kNm]	
				2008	2013	2008	2013
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	7655	6861	5103	4574
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	7182	6460	5320	4785
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	6860	6167	5082	4568
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	6542	5885	5234	4708
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	6015	5419	5468	4926
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	6273	5654	5018	4523
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	5859	5280	5326	4800
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	5537	4989	5537	4989

Voor het bepaalde belastingmodel is vervolgens het model voor rijstrook 1 uit hoofdstuk 5 als uitgangspunt gebruikt. Voor zowel Q_1 als q_1 worden dus dezelfde waarden gebruikt als in Tabel 5.4. De waarde voor Q_1 heeft in het bepaalde model een reductiefactor van 0.8 ten opzichte van EN 1992-1. Voor Q_2 is daarom een zelfde reductiefactor gebruikt ten opzichte van de tandemlastwaarde in EN 1992-1

voor de tweede rijstrook ($0.8 \times 200 = 160$ kN). Voor q_2 is dezelfde waarde toegepast als in EN 1992-1. In Tabel 6.3 zijn dit LM1 belastingmodel en de bijbehorende representatieve belastingeffecten voor 2 rijstroken te vinden.

Tabel 6.3: Afleiding LM1 model voor 2 rijstroken

	Q_1 [kN]	q_1 [kN/m ²]	Q_2 [kN]	q_2 [kN/m ²]	q_{EUDL} [kN/m]	M_{rep} incl. trend en referentie periode [kNm]
$T_{ref}=15$ jaar	$2 \times 240 \times 0.9$	$1.35 \times 9 \times 0.9$	$2 \times 160 \times 0.9$	2.5×0.9	107	5362
$T_{ref}=30$ jaar	$2 \times 240 \times 0.95$	$1.35 \times 9 \times 0.95$	$2 \times 160 \times 0.95$	2.5×0.95	113	5660
$T_{ref}=50$ jaar	2×240	1.35×9	2×160	2.5	119	5958

Gebruikmakend van $Q_2 = 2 \times 160$ kN en $q_2 = 2.5$ kN/m² worden waarden gevonden die ruim aansluiten bij de gemiddelde (2008 en 2013 database) resultaten uit Tabel 6.2. Dit LM1 belastingmodel wordt daarom voorgesteld voor de situatie met 2 rijstroken.

6.3 L=10 m, $N_{obs}=125\ 000$

Uit de analyse is gebleken dat dit belastingmodel ook voldoet bij een overspanning van 10m, zie Tabel 6.4.

Tabel 6.4: Waarden van het buigend moment– 125 000 vrachtoertuigen per jaar, L=10m, 2 rijstroken inclusief de waarden voor het voorgestelde LM1 belastingmodel

Geval	β	T_{ref}	γ_T	M_d [kNm]		Rep.waarde M incl. trend en referentieperiode factor [kNm]		Rep. waarde M gegeven LM1 model
				2008	2013	2008	2013	
CC3 nieuwbouw	4.3	100	1.5	2692	2508	1794	1672	2531
CC2 nieuwbouw	3.8	50	1.35	2534	2361	1877	1749	2560
CC3 verbouw	3.8	30	1.35	2419	2253	1792	1669	2432
CC2 verbouw	3.3	30	1.25	2307	2149	1845	1719	2432
CC1 verbouw	2.8	15	1.1	2125	1977	1932	1797	2304
CC3 afkeur	3.3	15	1.25	2217	2064	1774	1651	2304
CC2 afkeur	2.5	15	1.1	2071	1928	1883	1752	2304
CC1 afkeur	1.8	15	1.0	1957	1821	1957	1821	2304

6.4 Andere N_{obs}

Bovenstaande analyses zijn ook gedaan voor $N_{obs}=50\ 000$ en $N_{obs}=5\ 000$. In Tabel 6.5 zijn de rekenwaarden gegeven voor 50 000 voertuigen per jaar inclusief de bijbehorende reductiefactoren ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen.

Tabel 6.5: Momenten en reductiefactoren voor 50 000 vrachtoertuigen per jaar, L=20m, 2 rijstroken

Geval	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)	Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg (database 2008)	Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg (database 2013)
CC3 nieuwbouw	7478	6751	0.98	0.98
CC2 nieuwbouw	6997	6335	0.97	0.98
CC3 verbouw	6678	6048	0.97	0.98
CC2 verbouw	6369	5765	0.97	0.98
CC1 verbouw	5839	5296	0.97	0.98
CC3 afkeur	6086	5519	0.97	0.98
CC2 afkeur	5681	5156	0.97	0.98
CC1 afkeur	5366	4871	0.97	0.98

In Tabel 6.6 zijn de rekenwaarden gegeven voor 5 000 voertuigen per jaar inclusief de bijbehorende reductiefactoren ten opzichte van de situatie met 125 000 vrachtoertuigen.

Tabel 6.6: Momenten en reductiefactoren voor 5 000 vrachtoertuigen per jaar, L=20m, 2 rijstroken

Geval	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)	Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg (database 2008)	Verschilfactor 50 000 / 125 000 vtg (database 2013)
CC3 nieuwbouw	6830	6192	0.89	0.90
CC2 nieuwbouw	6302	5714	0.88	0.88
CC3 verbouw	5979	5427	0.87	0.88
CC2 verbouw	5668	5148	0.87	0.87
CC1 verbouw	5138	4677	0.85	0.86
CC3 afkeur	5371	4886	0.86	0.86
CC2 afkeur	4985	4539	0.85	0.86
CC1 afkeur	4688	4273	0.85	0.86

Het toepassen van de factoren 0.98 voor 50 000 vrachtoertuigen en 0.93 voor 5 000 vrachtoertuigen is ook voor de Q_2 en q_2 een conservatieve benadering. Vooral Tabel 6.6 suggereert dat een lagere reductie factor voor 5 000 vrachtoertuigen mogelijk is. Er is echter gekozen om met één LM1 belastingmodel te komen wat aansluit bij alle beschouwde situaties.

7 Samenvatting

Op basis van een probabilistisch verkeersbelastingmodel is een aangepast LM1 en LM2 model ontwikkeld voor wegverkeersbruggen in het onderliggend wegennet. Voor deze bruggen geldt dat de brug of het viaduct ligt in een route waarvoor verkeer met jaarontheffingen voor zware transporten niet is toegestaan. BM3 is daarmee niet van toepassing. Het voorgestelde LM1 model is afgeleid voor twee rijstroken, maar kan ook voor meerdere rijstroken worden gebruikt.

Zowel LM1 als LM2 (NEN-EN 1991-2) moeten worden toegepast inclusief de onderstaande aanpassingen. Dit geldt ook voor bestaande bouw, in afwijking van het gestelde in NEN 8701. LM1 wordt als volgt aangepast:

LM1	Q_i [kN]	q_i [kN/m ²]
Rijstrook 1	2*240	9*1.35 ≈ 12
Rijstrook 2	2*160	2.5

LM2 wordt als volgt aangepast:

LM2	Q_i [kN]
Rijstrook i	320

De volgende correctiefactoren worden gebruikt:

LM1/LM2	Trend- en referentieperiodefactoren voor Q_i en q_i , LM1 en LM2		
	50 jaar	30 jaar	15 jaar
Rijstrook i	1.0	0.95	0.9

LM1/LM2	N_{obs} voor Q_i en q_i , LM1 en LM2		
	125.000 vrachtoertuigen per jaar	50.000 vrachtoertuigen per jaar	5.000 vrachtoertuigen per jaar
Rijstrook i	1.0	0.98	0.93

Het zou mogelijk zijn voor q_1 de waarde van 9*1.35 kN/m² nog wat te verlagen voor 50 000 en 5 000 vrachtoertuigen per jaar (zie Hoofdstuk 5). Voor de uniformiteit van het model wordt dit echter niet gedaan; ook omdat de invloed bij korte overspanningen zeer beperkt is.

Samenvattend kunnen beide voorgestelde belastingmodellen ook als volgt worden geschreven in relatie tot de LM1 en LM2 waarden uit NEN-EN 1991-2:

LM2	Q_r enkele as	$\gamma_T, CC2$	Factor trend- en referentieperiode	$N_{obs} = 125\ 000$	$N_{obs} = 50\ 000$	$N_{obs} = 5\ 000$
Afkeur, $T_{ref}=15$ jaar	$Q_{i,r} = 0.8 * Q_i$	1.1	0.9	1.0	0.98	0.93
Verbouw, $T_{ref}=30$ jaar		1.25 (1.2)	0.95			
Nieuwbouw, $T_{ref}=50$ jaar		1.35	1.0			

LM1	Q_r, q_r	$\gamma_{\tau} \text{CC2}$	Factor trend en referentie-periode	$N_{\text{obs}} = 125\ 000$	$N_{\text{obs}} = 50\ 000$	$N_{\text{obs}} = 5\ 000$
Afkeur, $T_{\text{ref}}=15$ jaar	$Q_{i,r} = 0,8 * Q_i$ $q_{1,r} = 1,35 * q_1$ $q_{2,r} = 1,0 * q_2$	1.1	0.9	1.0	0.98	0.93
Verbouw, $T_{\text{ref}}=30$ jaar		1.25 (1.2)	0.95			
Nieuwbouw, $T_{\text{ref}}=50$ jaar		1.35	1.0			

De representatieve waarden van de verkeersbelasting zijn gekalibreerd zodat voldoende veilige waarden worden behaald voor CC2 nieuwbouw, verbouw en afkeur. De toepassing van de partiële factoren voor CC1 afkeur ($\gamma_{\tau}=1.0$) leiden tot onvoldoende veilige waarden; daarom is gebruik van de partiële factoren voor CC1 afkeur vooralsnog uitgesloten.

8 Literatuur

- [1] Miraglia, S., Maljaars J., Steenbergen, R.D.J.M., Vervuurt A.H.J.M. Fatigue model for structures in motorways based on WIM measurements in The Netherlands. Phase 1b: elaboration of WIM measurements. TNO rapport TNO-2013-R11419, 5 December 2013.
- [2] Vrouwenvelder, A.C.W.M. Waarts, P.H. en Wit, M.S. de Algemene veiligheidsbeschouwing en modellering van wegverkeersbelasting voor brugconstructies. TNO rapport 98-CON-R1813, 15 maart 2000.
- [3] Steenbergen, R.D.J.M., Morales Napoles, O. en Vrouwenvelder, A.C.W.M. Algemene veiligheidsbeschouwing en modellering van wegverkeersbelasting voor brugconstructies (update van TNO Rapport 98-CON-R1813). TNO rapport TNO-060-DTM-2011-03695-1814, 17 juli 2012
- [4] Dudescher, H., Brühwiler, E, Dynamic Amplification of Traffic Loads on Road Bridges, Structural Engineering International 2/2009
- [5] Vervuurt, A.H.J.M., Percentage file op Rijkswegen Analyse NDW-meetgegevens april 2013. TNO rapport TNO-2014-R11404.
- [6] Keuken, M.P., Jonkers, S., Zandveld, P. Voogt, M., van den Elshout, S. (2012). Elemental carbon as an indicator for evaluating the impact of traffic measures on air quality and health. Atmospheric Environment; 61(12): 1-8
- [7] Allaix, D.L., Morales Napoles, O. and Vervuurt, A.H.J.M. Traffic load model for short span bridges (Evaluation of the design loads and the basics for a parametrized axle load model). TNO rapport TNO-2015-R11666, 10 February 2016.
- [8] NEN-EN 1991-2+C1/NB:2011 - Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-2+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 2: Verkeersbelasting op bruggen.
- [9] NEN EN1990:2011 - Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp.
- [10] NEN 8700:2011 - Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren - Grondslagen.

9 Ondertekening

Delft, 25 januari 2018



Prof.dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen
Auteur



Dr.ir. D.L. Allaix
Reviewer



B.a. Ir. E. Hagen
Research Manager
Structural Reliability

A Data filtering based on gross vehicle weight

The datasets of measurements done during April 2008 and 2013 on the east lane of highway A16 (RW16L) have been used in the investigation. The reason for the choice of two datasets is to quantify the effect of the variation of the measured vehicle properties on the design values of the axle loads and the extreme traffic load effects.

A.1 Identification of vehicles in datasets

After the cleaning process [3,7], the datasets of 2008 and 2013 contain information about 238133 and 219281 vehicles, respectively. In the following the two datasets are compared in terms of the distributions of the gross vehicle weight, single and tandem axle loads. The probability of exceedance of the gross vehicle weight (GVW) is plotted in Figure A.1 for both datasets. The following observations can be drawn from the graph.

First, two separate branches of the distributions of the gross vehicle weight can be identified. Both distributions have a knee between 550 and 600 kN. The change in the slope is more evident in the 2008 database with respect to the 2013 dataset.

Second, the almost linear behaviour between 400 and 600 kN means that those vehicles belong to the same population. It suggests that the WIM systems registered several overloaded vehicles above the limit of 50 tons (490 kN).

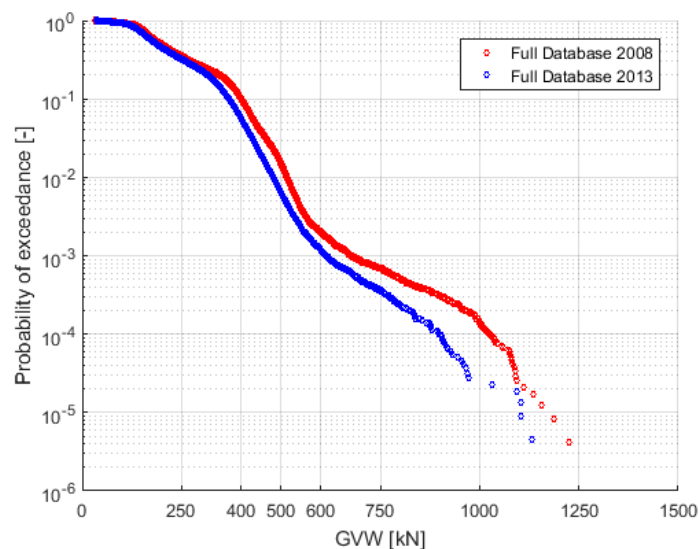


Figure A.1: Probability of exceedance of the gross vehicle weight (GVW)

A classification of the vehicles in terms of the number of axles is presented in Table A.1 and Table A.2 for the two databases. The absolute and relative frequency, the minimum and maximum gross vehicle weight and the number of vehicles exceeding the limit of 490 kN (50 tons) are listed for each class.

It can be observed that the frequencies of occurrence of the different classes in the two datasets are comparable. It could be expected that the vehicles with more than

six axles represent heavy transports and they have a yearly permit. However, Table A.1 and Table A.2 show that there also exist such vehicles with GVW significantly lower than 490 kN. Those vehicles represent a sub-population of unloaded vehicles.

Table A.1: Classification of the vehicles of the 2008 database by number of axles

Number of axles	Number of occurrences	Frequency of occurrence[%]	GVW _{min} [kN]	GVW _{max} [kN]	Number of vehicles with GVW > 490 kN
2	28633	12.0	34	335	0
3	15211	6.4	69	432	0
4	57934	24.3	69	579	57
5	120005	50.4	69	835	1289
6	14433	6.1	83	829	2537
7	1281	0.5	147	944	297
8	413	0.2	192	1091	159
9	138	0.06	291	1134	80
10	76	0.03	268	1226	57
11	9	0.004	445	1188	5

Table A.2: Classification of the vehicles of the 2013 database by number of axles

Number of axles	Number of occurrences	Frequency of occurrence[%]	GVW _{min} [kN]	GVW _{max} [kN]	Number of vehicles with GVW > 490 kN
2	21141	9.6	35	310	0
3	13936	6.4	35	461	0
4	56188	25.6	35	604	14
5	111265	50.7	35	673	458
6	14200	6.5	108	756	803
7	1732	0.8	112	959	189
8	639	0.3	175	1103	207
9	152	0.07	225	1105	92
10	20	0.009	356	1130	17
11	5	0.002	391	837	4
12	2	0.0009	381	878	1
13	1	0.0004	782	782	1

A.2 Filtering of datasets for yearly permits

The main focus of the present investigation is on the vehicles that do not require a yearly permit (GVW less than 490 kN or 50 tons, or 60 tons for cranes). In [6] the vehicles of the database 2008 were categorized also according to the weight in order to separate cranes and other vehicles with a yearly permit from the vehicles without a permit. It was found that the value of 640 kN (65 tons) allows to reasonably account for static overloading and dynamic effects in the measurements. Above this value, only cranes and long vehicles were identified.

The two databases have been investigated with respect to the presence of cranes. According to the manufacturers, the axle loads of cranes are about 12 tons. For cranes the maximum allowed GVW without a yearly permit is 60 tons. Therefore both the four-axle and five-axle cranes should be considered in the investigation, while the cranes with six or more axles should be removed from the databases.

Cranes with six or more axles are for sure beyond the limit of 640 kN. Figure A.2 and Figure A.3 show the four- and five-axle cranes that have been considered.

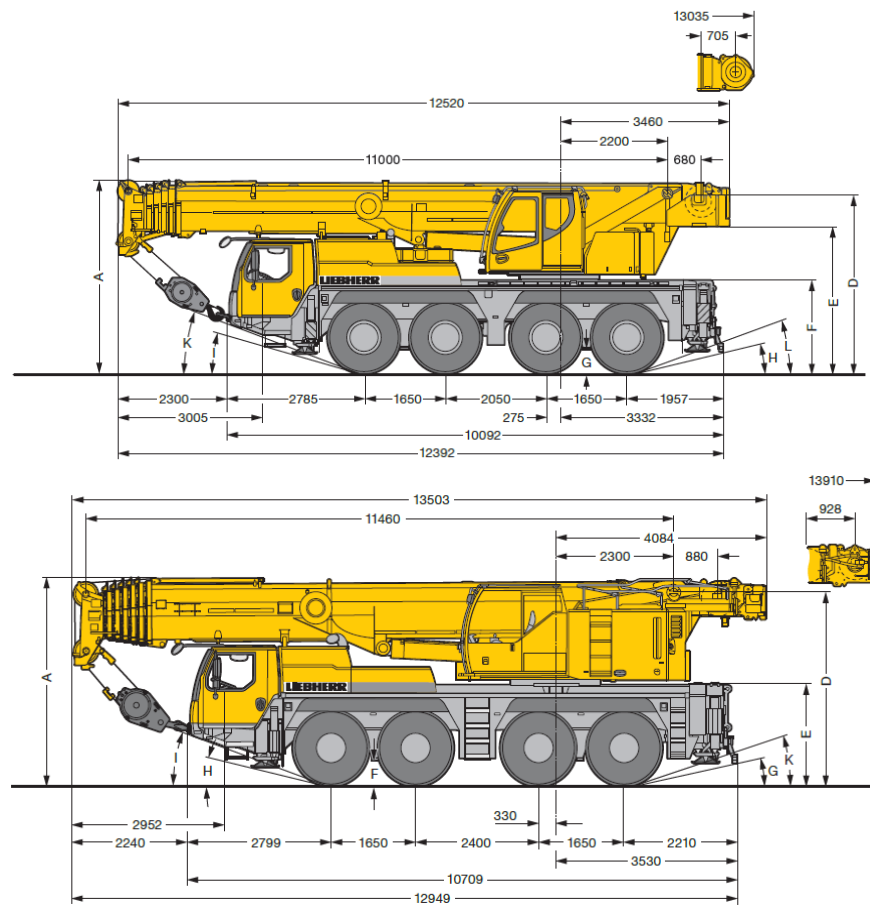


Figure A.2: 4-axle cranes

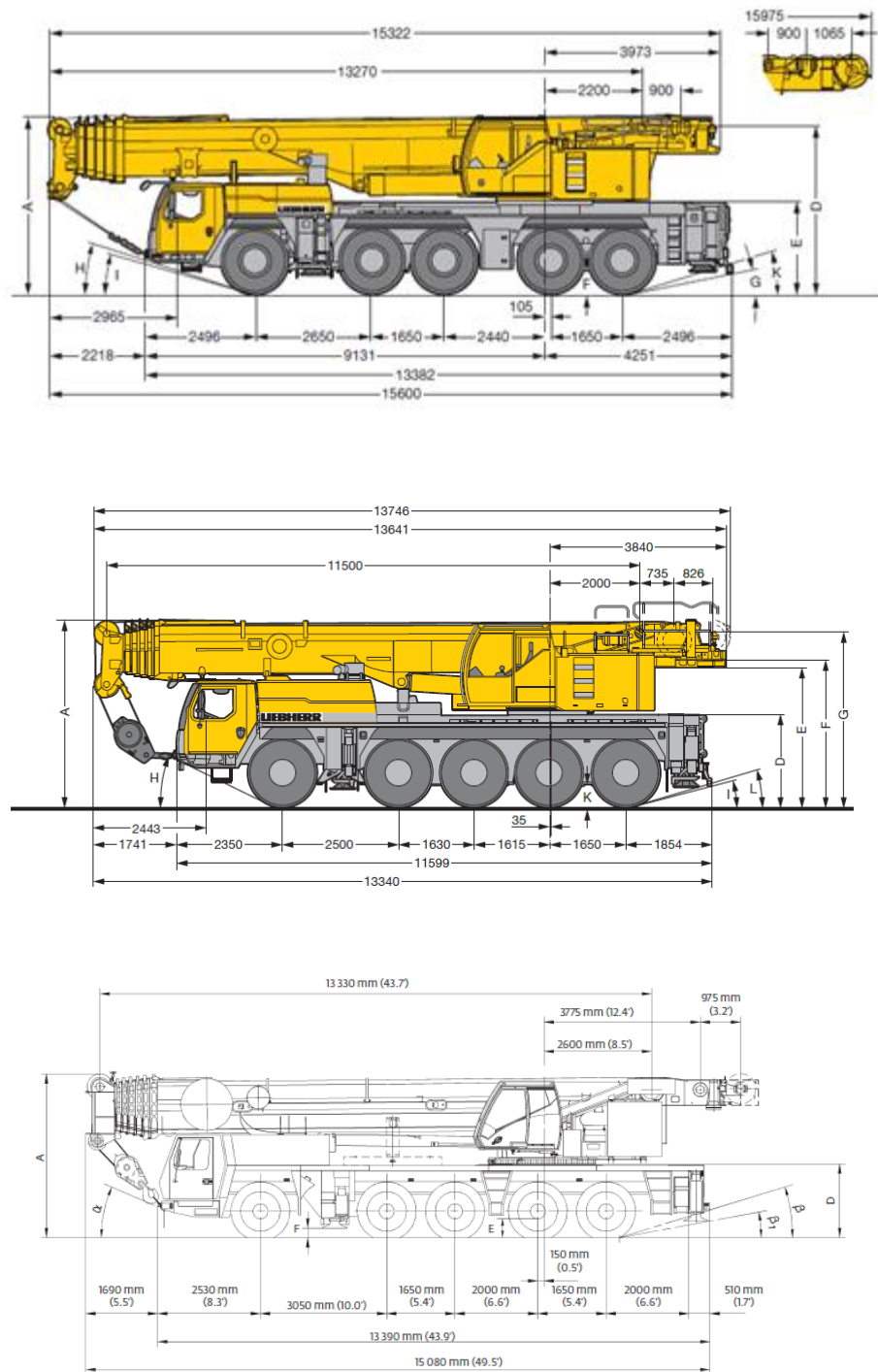


Figure A.3: 5-axle cranes

The criterion for the identification of cranes is based on the inter-axle distances. Then, the axle loads were analysed in order to find suspicious distribution of the gross vehicle weight among the axles. The results of the investigation are summarized in Table A.3 and Table A.4. The last column of both tables shows that

several cranes with four axles and a trailer and five-axle cranes fall below the limit of 640 kN for the GVW.

Table A.3: Cranes in the database 2008 (from Excel worksheet)

Type of crane	Number of occurrences	GVW _{min} [kN]	GVW _{max} [kN]	Number of vehicles with GVW < 640 kN
Four-axle cranes	60	413	579	60
Five-axle cranes	20	549	685	12
Four-axle cranes + trailer	15	577	702	10

Table A.4: Cranes in the database 2013 (from Excel worksheet)

Type of crane	Number of occurrences	GVW _{min} [kN]	GVW _{max} [kN]	Number of vehicles with GVW < 640 kN
Four-axle cranes	17	417	567	17
Five-axle cranes	13	540	622	12
Four-axle cranes + trailer	5	572	628	5

As a consequence of the aforementioned observations, the following vehicles are considered in the investigation about the traffic loads on city bridges:

- the vehicles with GVW less than 640 kN including all four-axle cranes;
- the four-axle cranes with trailer and five-axle cranes were identified in database 2008 (last row of Table A.3 and Table A.4). In section A.4 the effect of considering these vehicles on the frequency distributions of the single axle loads and equivalent uniformly distributed load for the load effects is investigated.

The reduced databases of 2008 and 2013 consist of 237810 and 219090 vehicles, respectively. The probability of exceedance of the GVW for the full and reduced databases are plotted in Figure A.4. In this figure it can be seen that not considering the yearly permits has a considerable effect on the upper tail of the frequency distribution of the GVW.

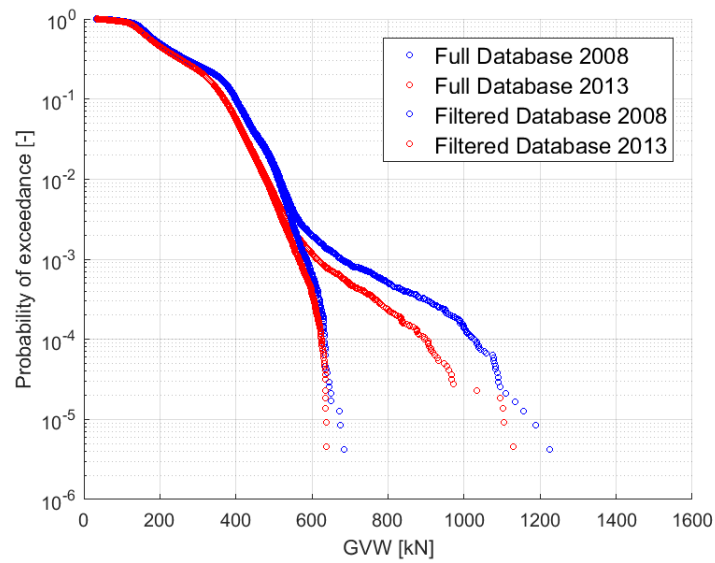


Figure A.4: Probability of exceedance of the gross vehicle weight

A.3 Distribution functions gross vehicle weight

The empirical distributions of the gross vehicle weight are fitted by means of Gaussian mixtures. The design values of the gross vehicle weight are plotted in Figure A.5-Figure A.10 as a function of the number of components of the Gaussian mixture to investigate the dependence of the design value on the number of components.

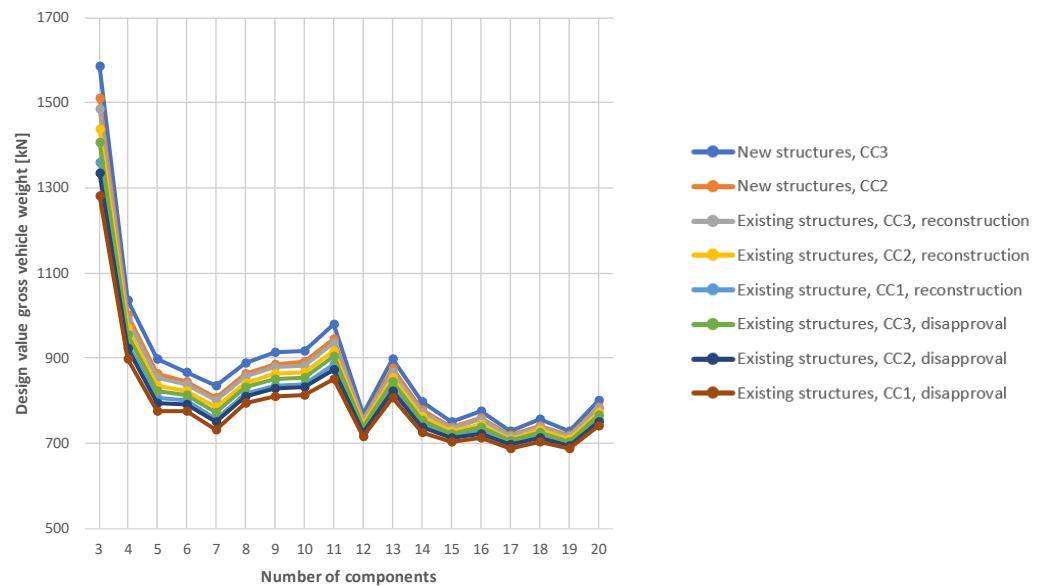


Figure A.5: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 5 000 vehicles per year

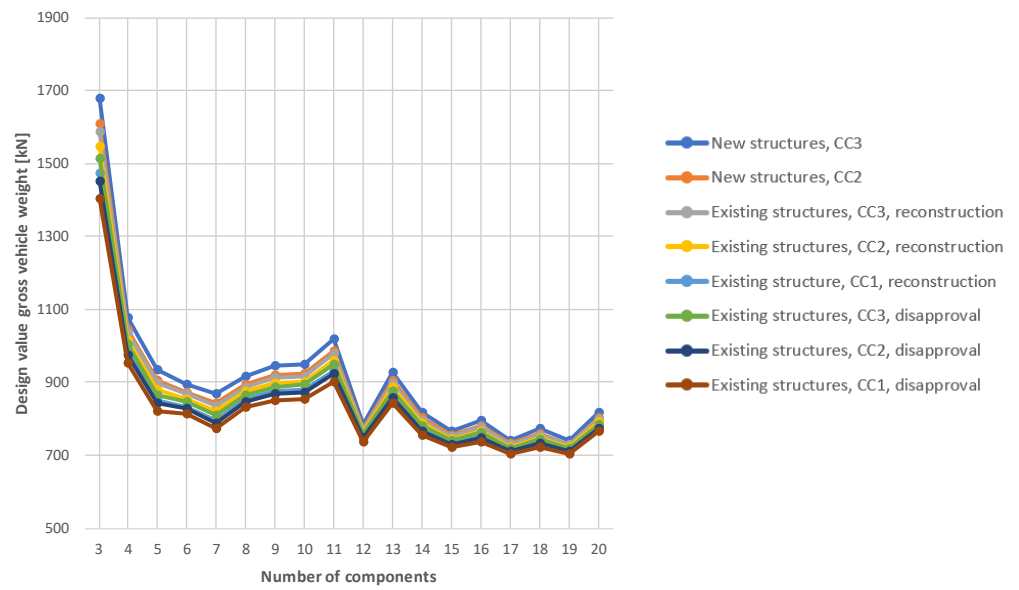


Figure A.6: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 50 000 vehicles per year

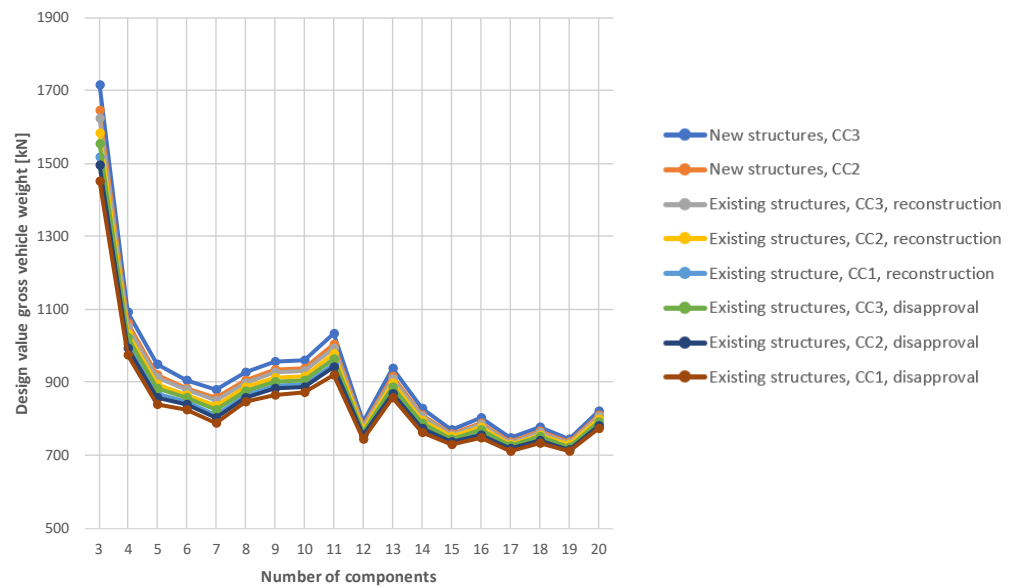


Figure A.7: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 125 000 vehicles per year

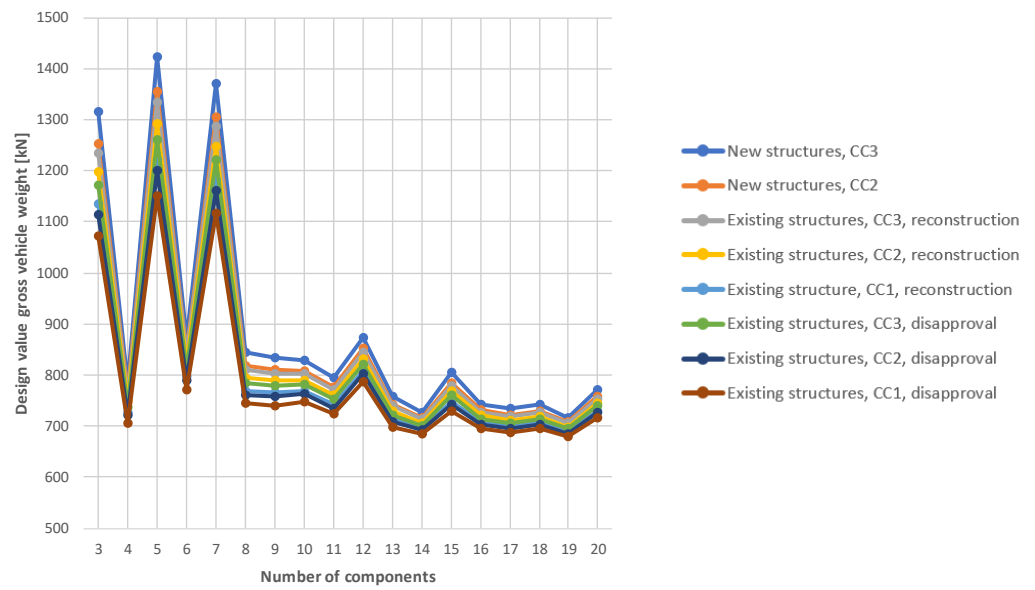


Figure A.8: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 5 000 vehicles per year

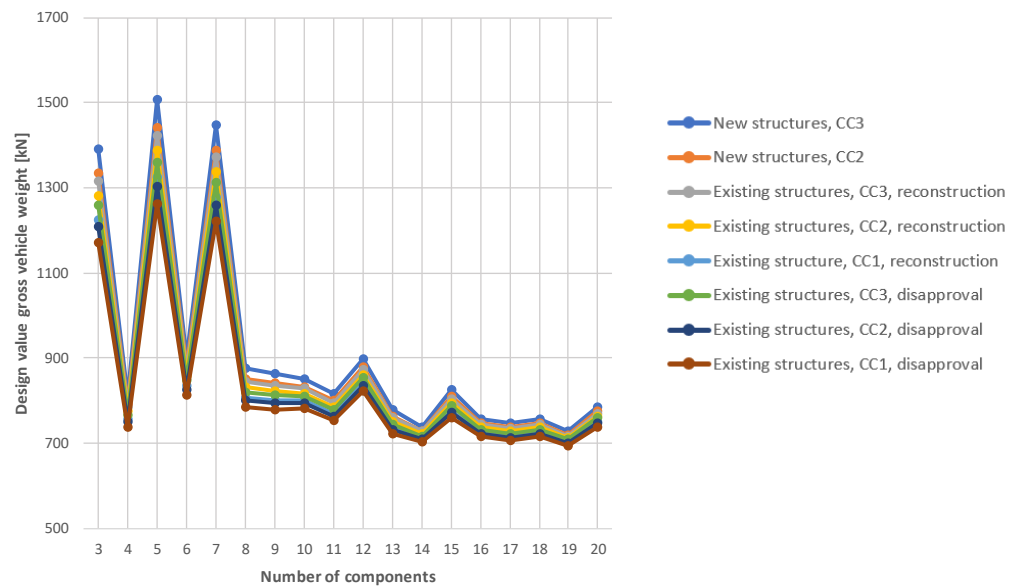


Figure A.9: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 50 000 vehicles per year

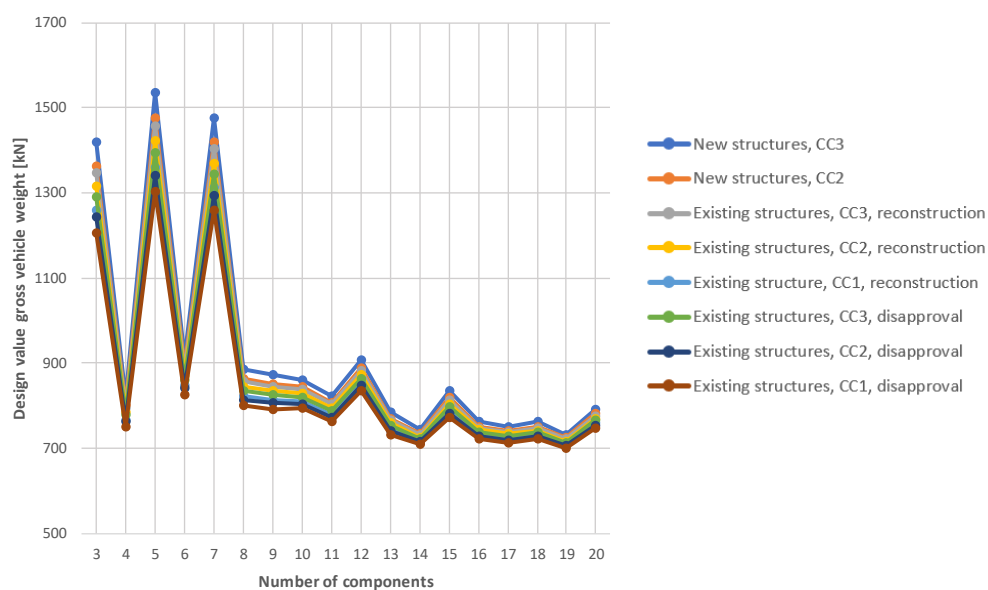


Figure A.10: Design gross vehicle weight vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 125 000 vehicles per year

Gaussian mixtures with seven and nine components have been chosen for the distributions of the gross vehicle weight of the 2008 and 2013 databases, in order to limit as much as possible the risk of overfitting the tail of the distribution. This choice leads to estimates of the design values of the gross vehicle weight which are not significantly different than those obtained with twelve or more components.

A.4 Considering 5-axle cranes and 4-axle cranes with trailer

In addition, the presence of 4-axle cranes with a trailer and 5-axle cranes and the effect of considering these vehicles on the derived distribution functions for axle loads and load effects have been investigated for database 2008. Thereby this database also contained some 'suspicious' 5-axle cranes of which it was not entirely certain if they were cranes. Therefore a similar study has been performed for these vehicles. In the following tables these vehicles are identified and described.

Table A.5: 4-axle cranes + trailer in 2008 database

CAT	ID	Mass [kg]
*V22A2	63873779	71576
*V22A11	62712811	67977
*V22A11	63179257	64578
*V22A11	63259791	64478
*V22A2	63259823	67877
*V22A2	62603133	67677
*V22A2	63198023	66677
*V22A2	63051346	64978

CAT	ID	Mass [kg]
*V22A2	62861349	64078
*V22A2	63537781	63178
*V22A2	63449455	61179
*V22A2	63385979	59680
*V22A2	63450462	58780
*V22A2	62861349	64078
*V22A2	63537781	63178

Table A.6: 5-axle cranes in 2008 database

CAT	ID	Mass [kg]
T12O2	62776474	69876
T12O2	63132717	68876
T12O2	62986704	68577
T12O2	63319042	66177
T12O2	62988284	65877
T12O2	62634460	65778
T12O2	63619322	65778
T12O2	63131996	65178
T12O2	63806054	64578
T12O2	63584330	64278
T12O2	62838136	63978
T12O2	63508257	62879
T12O2	63787808	62779
T12O2	63385839	61379
T12O2	63653450	60879
T12O2	63791121	59780
T12O2	63384364	57680

Table A.7: 'Suspicious' 5-axle cranes in 2008 database

CAT	ID	Mass [kg]
T12O2	63717112	73875
T12O2	62961320	73575
T12O11	62776997	69976
T12O2	63829625	69876
T12O2	63088628	69576
T12O2	63197739	69576
T12O2	62988202	68777
T12O2	62988529	68777
T12O2	62927687	67977

CAT	ID	Mass [kg]
T12O2	62657434	67877
T12O2	63259646	67677
T12O2	63199322	67377
O113	62813925	67377
T12O2	63936884	67177
T12O2	63653897	66677
O131	63117882	66477
O1121	63180309	66077
O23	63653890	65977
O113	62897909	65578

A.4.1 Single axle loads

In Figure A.11 the frequency distribution for the single axle loads for the used dataset for 2008 with the 5-axle cranes is compared to the distribution for a dataset where these 5-axle cranes are not considered to investigate the influence of these vehicles. It can be seen that there is almost no noticeable difference. In Figure A.12 the frequency distributions of the single axle loads for the 2008 dataset with and without the 'suspicious' 5-axle cranes are presented. In Figure A.13 the frequency distributions of the single axle loads for the 2008 dataset with and without the 4-axle cranes + trailer are presented. From these figures it can be seen that for only considering the 'suspicious' 5-axle cranes the differences concern only the last 10 points in the tail in frequency distribution. Within these vehicles some higher axle loads are found. However these differences are comparable to the statistical uncertainties. For the four-axle cranes + trailer no real differences can be noticed.

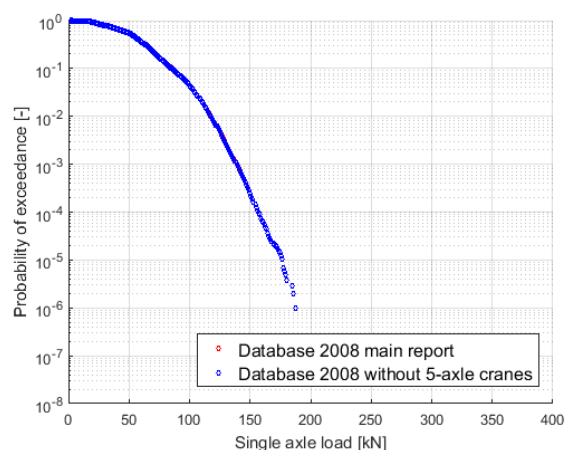


Figure A.11: Frequency distribution of the single axle loads for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset without the 5-axle cranes

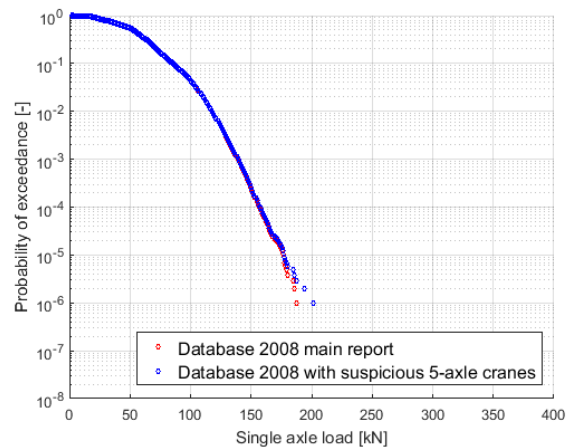


Figure A.12: Frequency distribution of the single axle loads for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset with the 'suspicious' 5-axle cranes

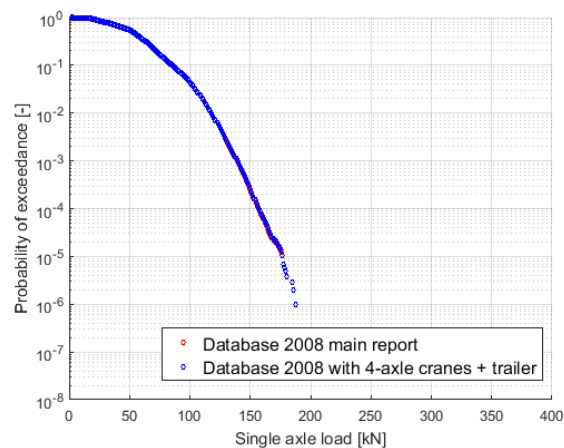


Figure A.13: Frequency distribution of the single axle loads for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset with the 4-axle cranes + trailer

A.4.2 Load effects

In Figure A.14 the used dataset for 2008 of the equivalent uniformly distributed load for the load effects (maximum bending moment at midspan) with the 5-axle cranes is compared to a dataset where these 5-axle cranes are not considered. In Figure A.15 the frequency distributions of q_{EUDL} for the 2008 database with and without the 'suspicious' 5-axle cranes are presented. Last in Figure A.16 these frequency distributions are plotted for the dataset with and without the 4-axle cranes + trailer. It can be seen that the frequency distribution for the 5-axle cranes and the 'suspicious' 5-axle cranes changes a little in the tail. However, these differences could also have occurred when measurements were performed in a different month and are considered by the statistical uncertainties. The 4-axle cranes with trailer are not visible in the tail of the frequency distribution and therefore do not affect the fit of the distribution.

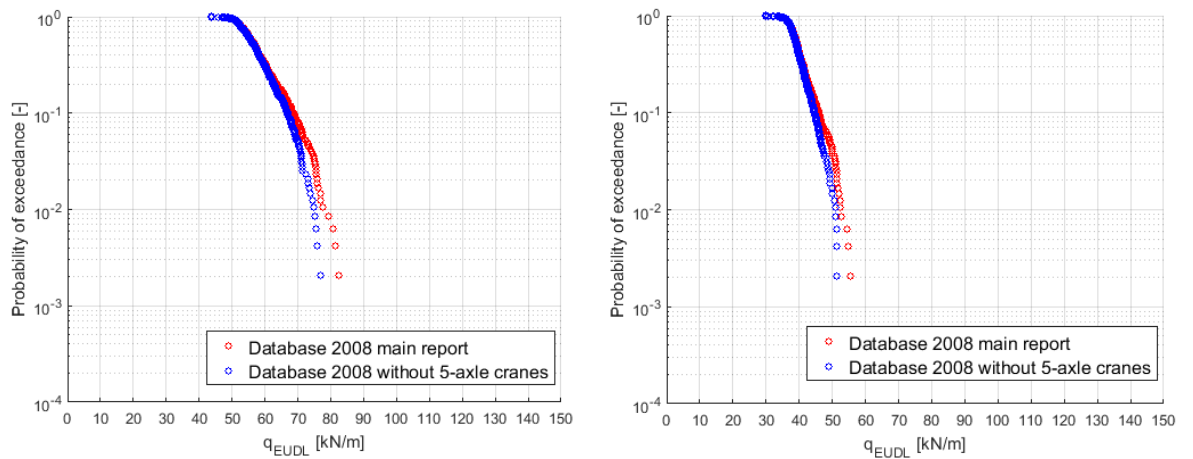


Figure A.14: Frequency distribution of $q_{EU,DL}$ for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset without the 5-axle cranes

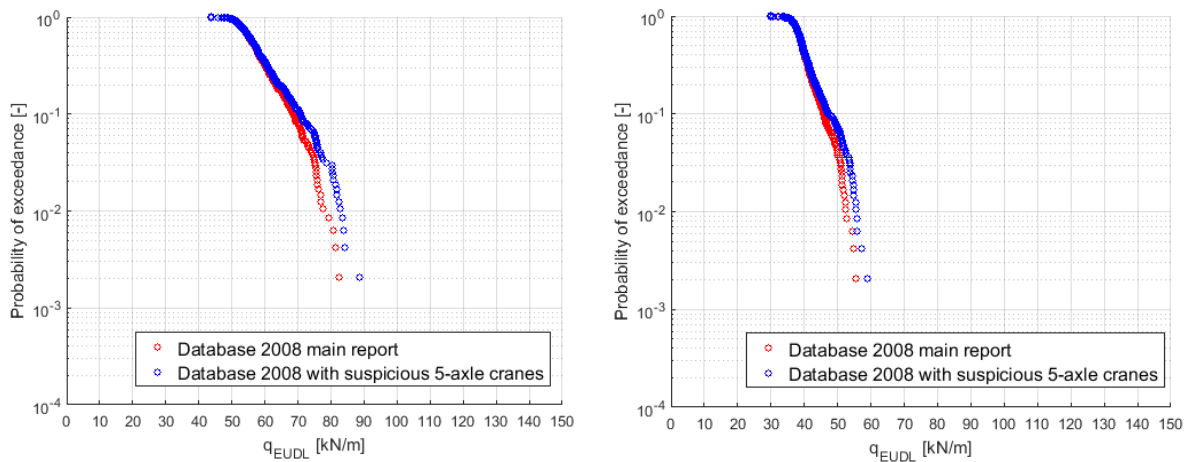


Figure A.15: Frequency distribution of $q_{EU,DL}$ for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset with the 'suspicious' 5-axle cranes

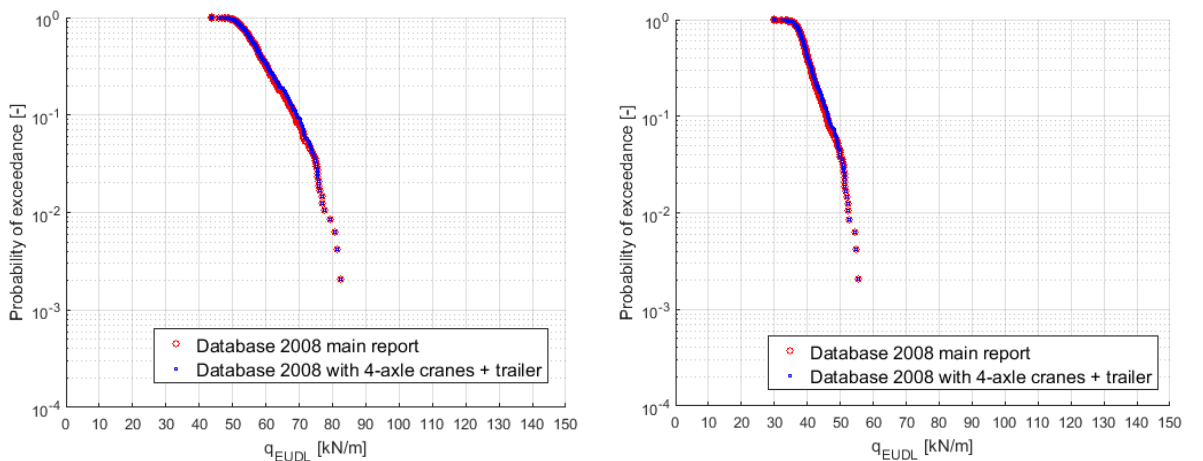


Figure A.16: Frequency distribution of $q_{EU,DL}$ for the used 2008 dataset in the main report and for the dataset with the 4-axle cranes + trailer

A.4.3 *Conclusion*

Because all observed differences are comparable to the statistical uncertainties, which are also accounted for in the research, the 'suspicious' 5-axle cranes and the 4-axle cranes + trailer are not considered for both databases. The effect of the 5-axle cranes itself is also very small. Therefore these vehicles are not considered in the 2013 database.

B Axle loads

The full set of measured axle loads is considered for the distribution of the single axle loads, while a tandem axle is defined as a couple of axles with interaxle distance less than 1.40 m [7]. The empirical probability of exceedance of the single axle loads are plotted in Figure B.1 and Figure B.2 for both databases. The 2013 database seems to be less conservative than the 2008 one, with respect to the tail of both distributions. However these differences could also be attributed to the short measurement period. When a measurement would have been taken from a different month, the frequency distribution would also have been slightly different.

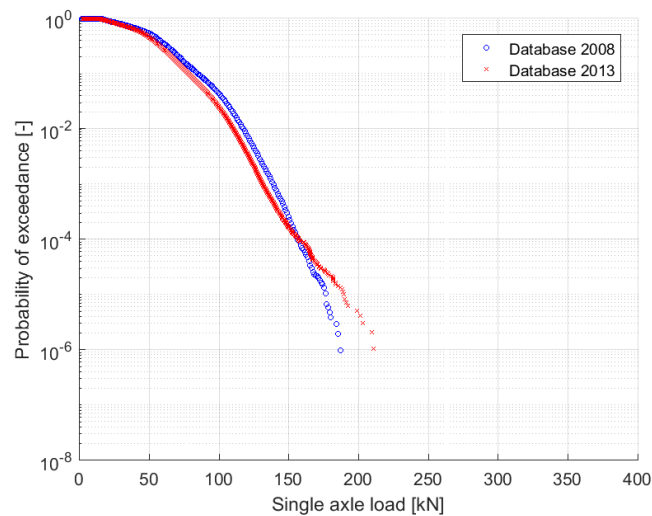


Figure B.1: Empirical distribution of the single axle loads - comparison of 2008 and 2013 databases

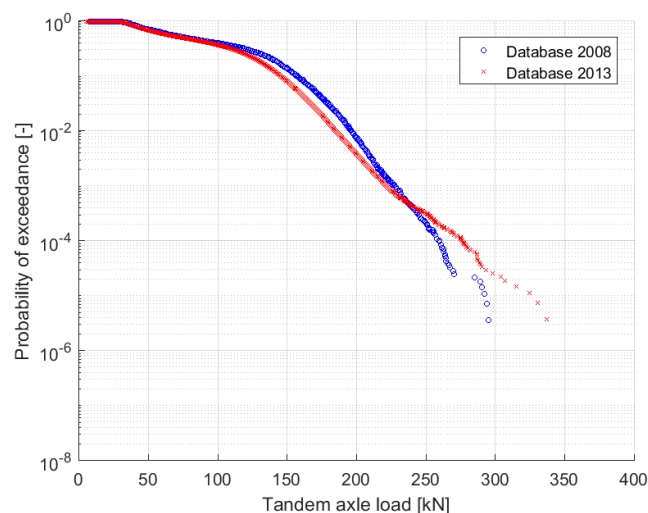


Figure B.2: Empirical distribution of the tandem axle loads – comparison of 2008 and 2013 databases

B.1 Single axle loads

The empirical distribution of the single axle loads are fitted by means of Gaussian mixtures. The design values of the single axle loads are plotted in Figure B.3-Figure B.6 as a function of the number of components of the Gaussian mixture. For the gross vehicle weight it was found that the required amount of components does not really depend on the number of vehicles per year. The same conclusion could be drawn from Figure B.3-Figure B.6. Therefore the analysis is not repeated for 125 000 vehicles.

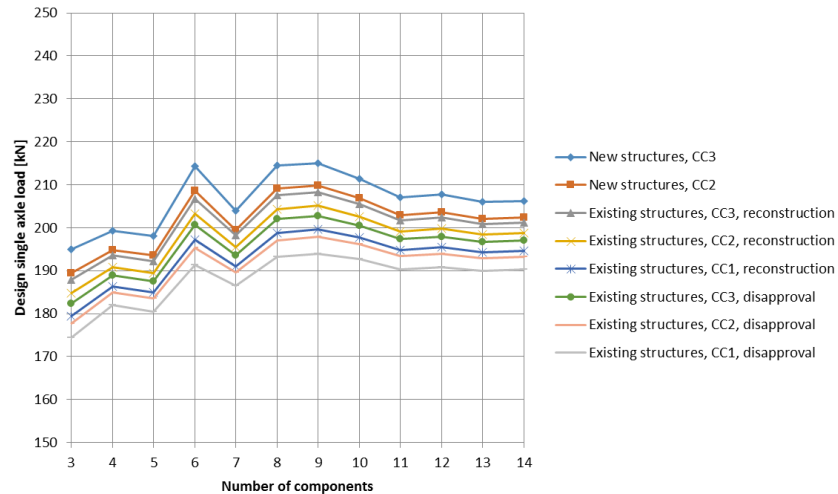


Figure B.3: Design single axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 5 000 vehicles per year

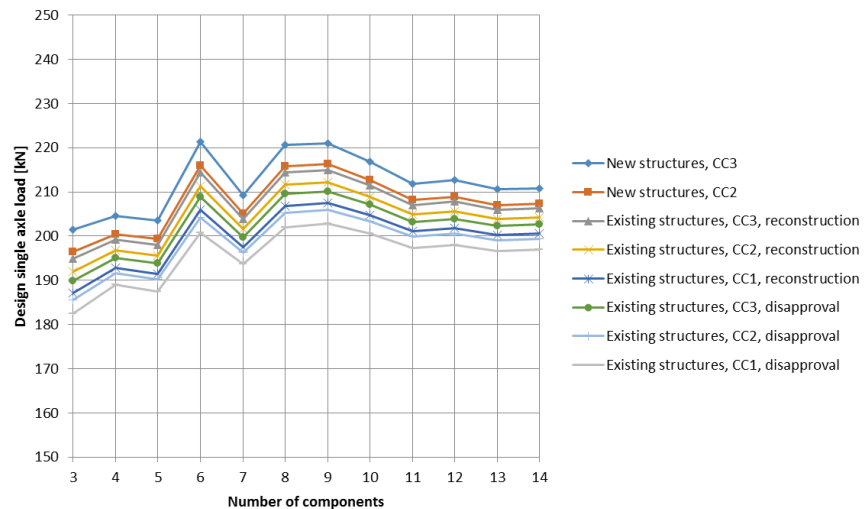


Figure B.4: Design single axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 50 000 vehicles per year

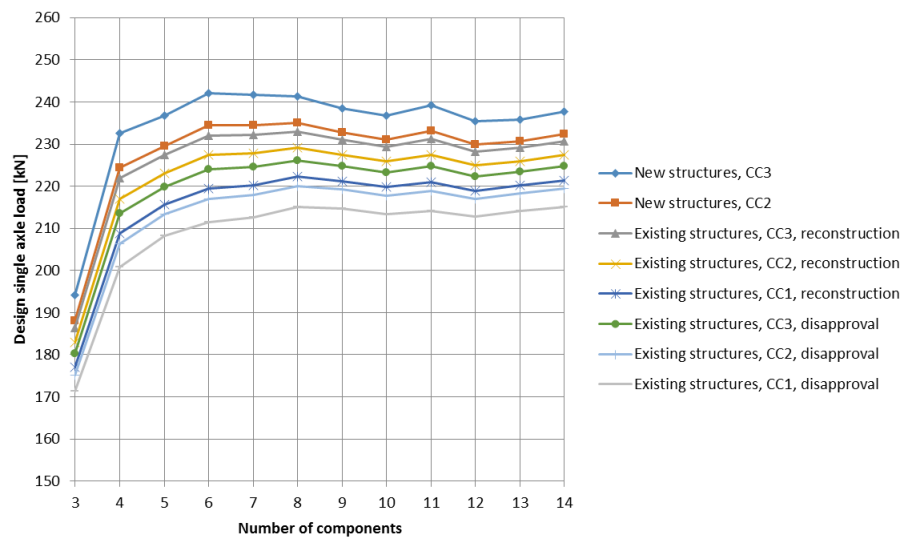


Figure B.5: Design single axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 5 000 vehicles per year

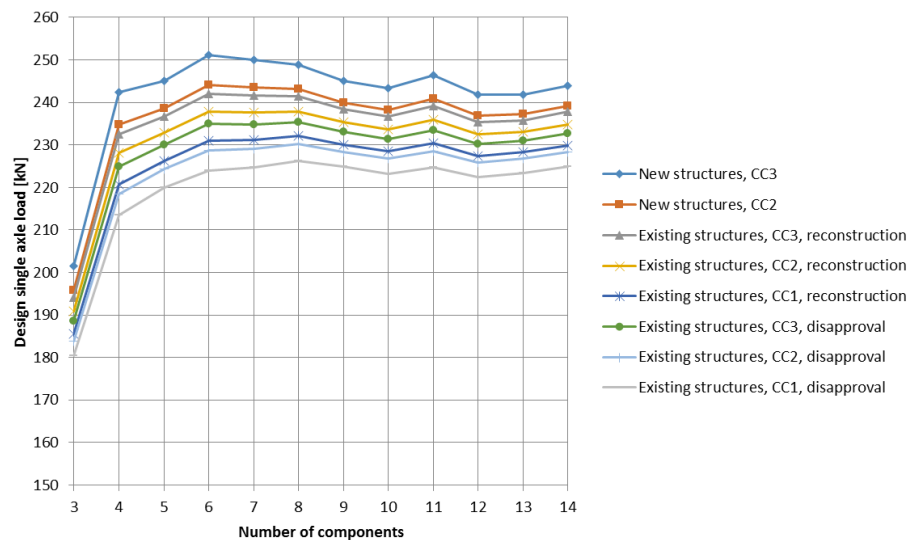


Figure B.6: Design single axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 50 000 vehicles per year

The design value of the single axle load varies more smoothly for the 2013 database with respect to the 2008 database. Gaussian mixtures with six and five components have been chosen for the distributions of the single axle loads of the 2008 and 2013 databases, in order to limit as much as possible the risk of overfitting the tail of the distribution. This choice leads to estimates of the design values of the single axle loads which are not significantly higher than those obtained with twelve or more components.

The design value S_d of the random variable S (the single or tandem axle loads) is defined as:

$$P(S > S_d) = \Phi(-\alpha_S \beta) \quad (1)$$

where $\alpha_S = 0.7$ is the sensitivity factor for loads. Given the distribution of the measurements of S , the design value S_d can be evaluated as:

$$P(S > S_d) = \frac{\Phi(-\alpha_S \beta)}{T_{ref}} \frac{1}{n} \quad (2)$$

where n is the number of single or tandem axles per year and T_{ref} is the reference period. The fitted Gaussian mixtures are plotted in Figure B.7-Figure B.11 (for 'GVW' on x-axis read 'Single axle load') and the design values are indicated. The design values are also listed in Table B.1 and Table B.2.

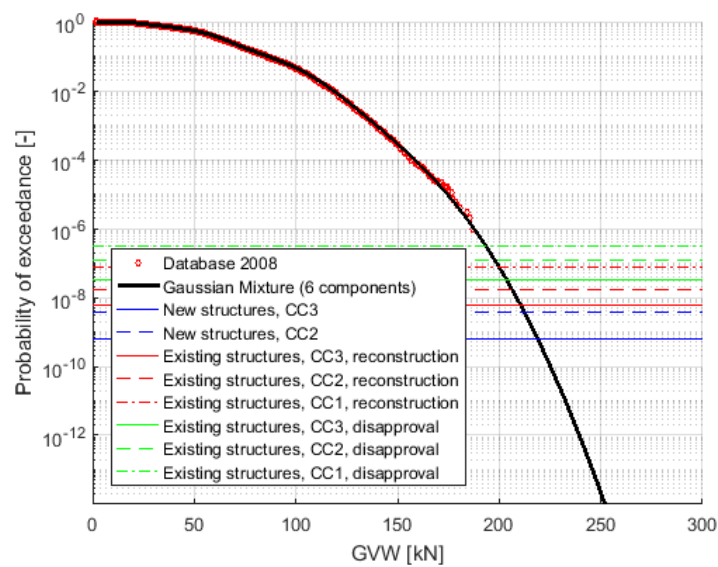


Figure B.7: Distribution of the single axle loads – 2008 database, 5000 vehicles per year

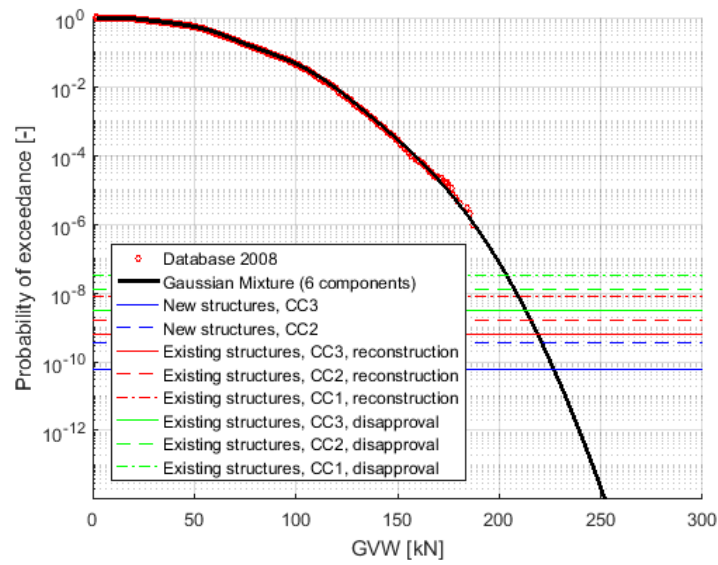


Figure B.8: Distribution of the single axle loads – 2008 database, 50000 vehicles per year

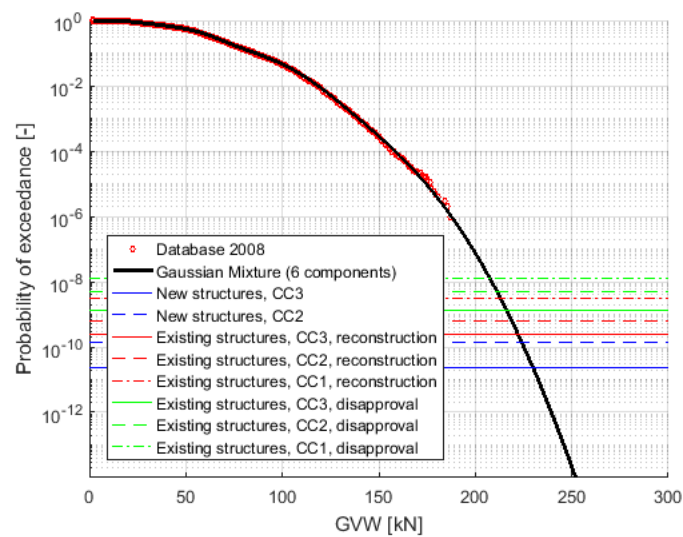


Figure B.9: Distribution of the single axle loads – 2008 database, 125 000 vehicles per year

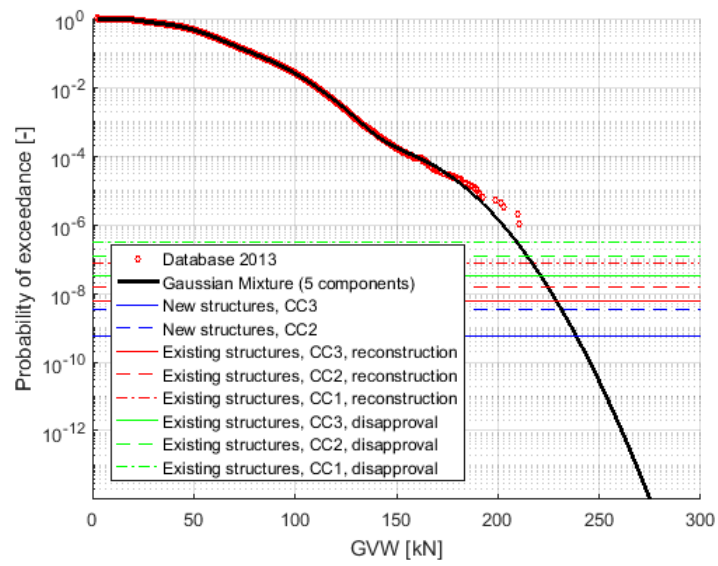


Figure B.10: Distribution of the single axle loads – 2013 database, 5 000 vehicles per year

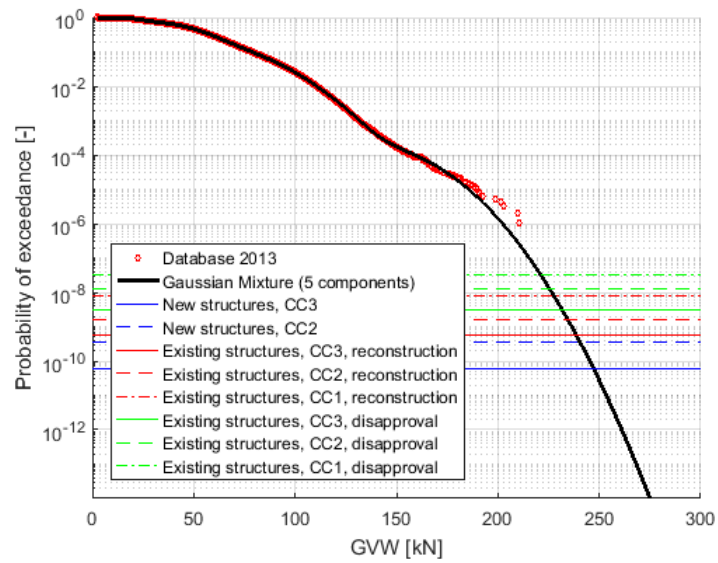


Figure B.11: Distribution of the single axle loads – 2013 database, 50 000 vehicles per year

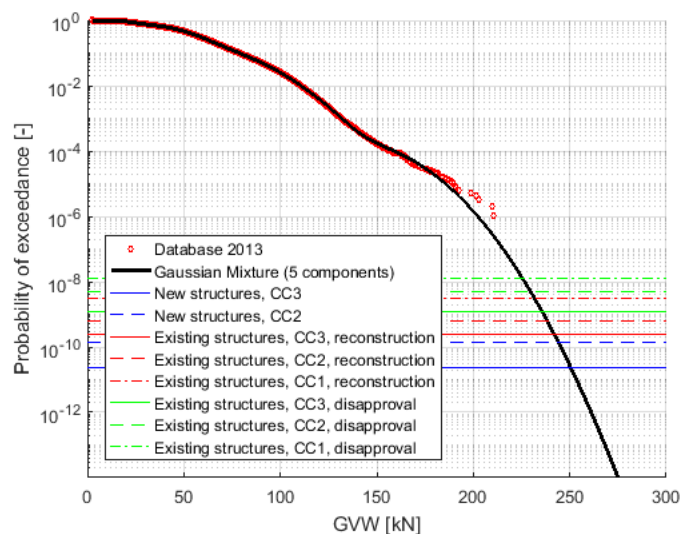


Figure B.12: Distribution of the single axle loads – 2013 database, 125 000 vehicles per year

Table B.1: Design values of single axle loads – 5 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	219	239
New structures, CC2	212	231
Existing structures, CC3, reconstruction	210	229
Existing structures, CC2, reconstruction	207	224
Existing structures, CC1, reconstruction	200	217
Existing structures, CC3, disapproval	204	221
Existing structures, CC2, disapproval	198	214
Existing structures, CC1, disapproval	193	209

Table B.2: Design values of single axle loads – 50 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	227	247
New structures, CC2	221	241
Existing structures, CC3, reconstruction	219	239
Existing structures, CC2, reconstruction	213	232

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
Existing structures, CC1, reconstruction	210	228
Existing structures, CC3, disapproval	213	232
Existing structures, CC2, disapproval	208	226
Existing structures, CC1, disapproval	204	221

Table B.3: Design values of single axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	230	250
New structures, CC2	224	244
Existing structures, CC3, reconstruction	222	242
Existing structures, CC2, reconstruction	219	238
Existing structures, CC1, reconstruction	213	232
Existing structures, CC3, disapproval	216	235
Existing structures, CC2, disapproval	211	230
Existing structures, CC1, disapproval	207	226

The differences between the design single axle loads for the datasets of 2008 and 2013 are about 12%.

B.2 Tandem axle loads

The design values of the tandem axle loads are plotted in Figure B.13-Figure B.16 as a function of the number of components of the Gaussian mixture. Similar to the single axle loads in B.1 the analysis is not repeated for 125 000 vehicles.

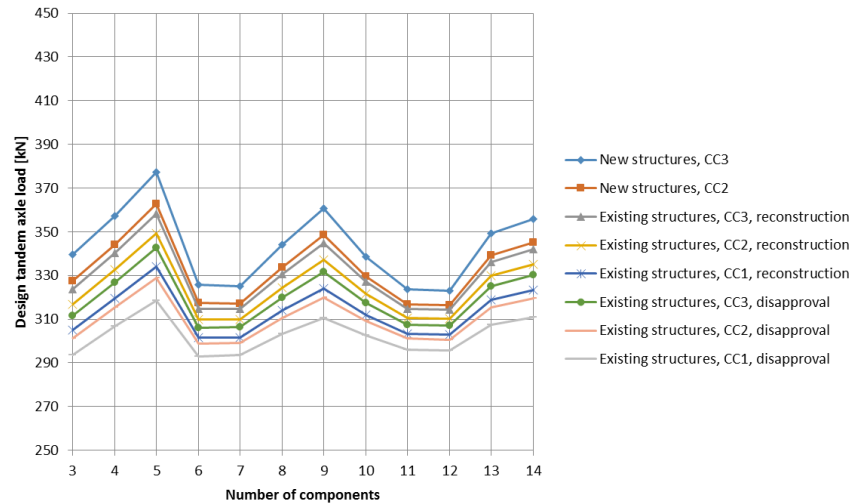


Figure B.13: Design tandem axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 5 000 vehicles per year

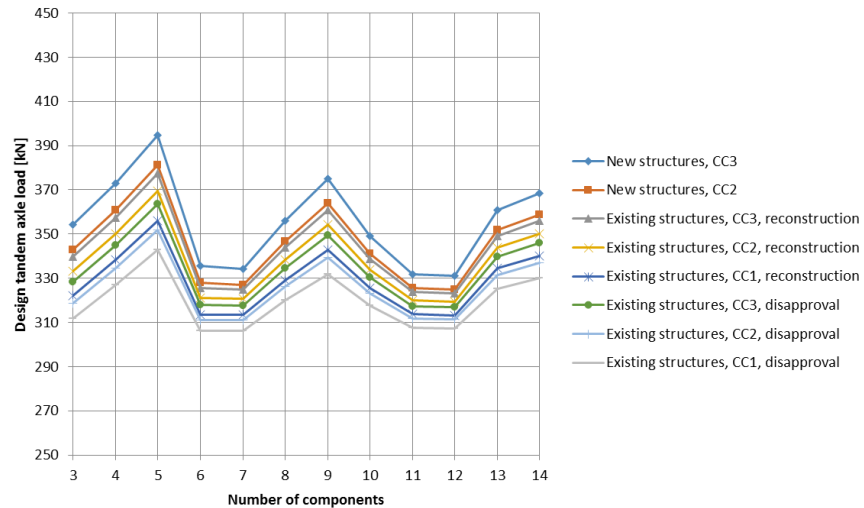


Figure B.14: Design tandem axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2008 database, 50 000 vehicles per year

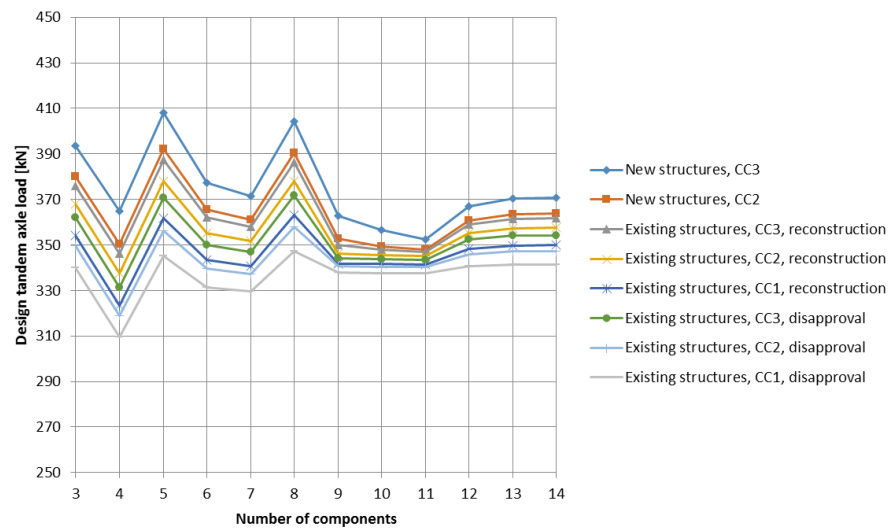


Figure B.15: Design tandem axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 5 000 vehicles per year

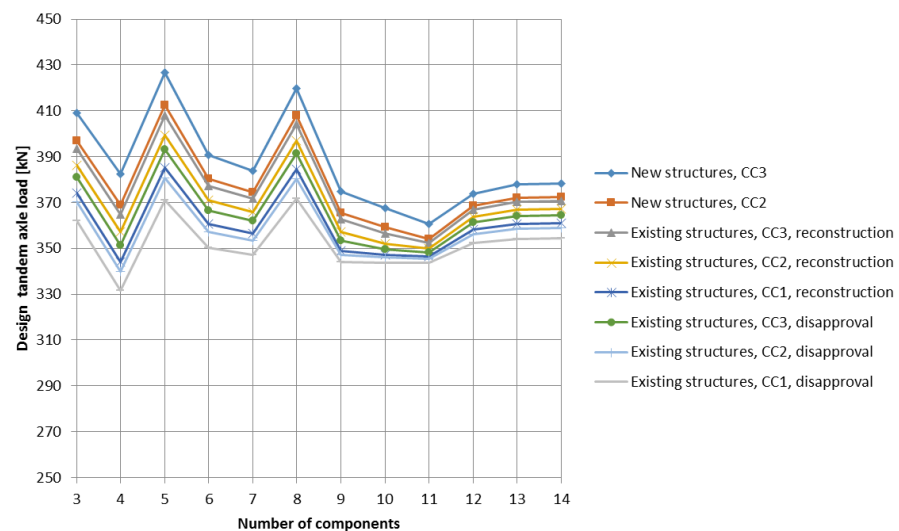


Figure B.16: Design tandem axle loads vs number of Gaussian mixture components – 2013 database, 50 000 vehicles per year

Gaussian mixtures with six and five components have been chosen for the distributions of the tandem axle loads of the 2008 and 2013 databases, in order to limit as much as possible the number of components in the tail of the distribution. Five components have been chosen for the database of 2013 for the following reason. The empirical distribution of Figure B.20 shows a multi modal behaviour with a change in slope at about 210 kN. A Gaussian mixture with five components allows to account for this without being too sensitive to the last few datapoints larger than 300 kN. The fitted Gaussian mixtures are plotted in Figure B.17-Figure B.22 together with the design values. These design values are also listed Table B.4-Table B.6.

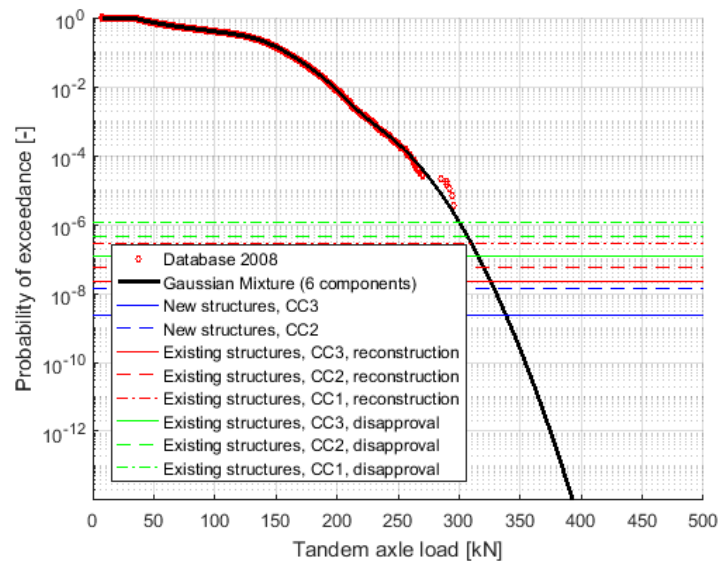


Figure B.17: Distribution of the tandem axle loads – 2008 database, 5 000 vehicles per year

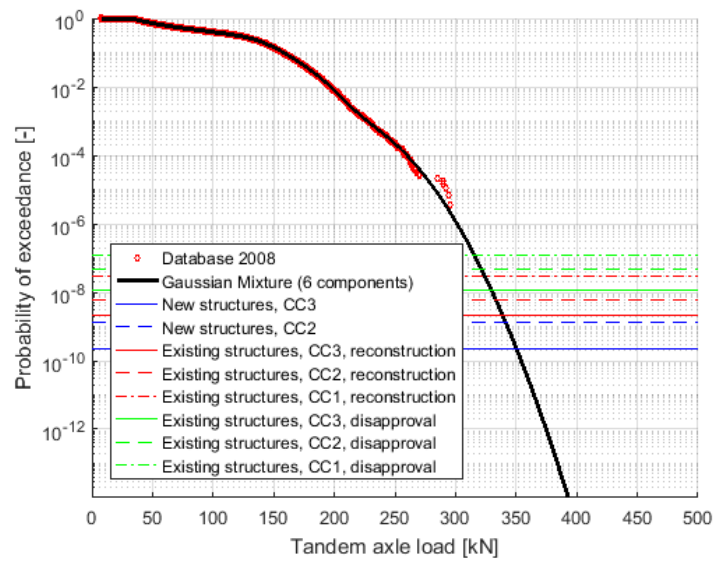


Figure B.18: Distribution of the tandem axle loads – 2008 database, 50 000 vehicles per year

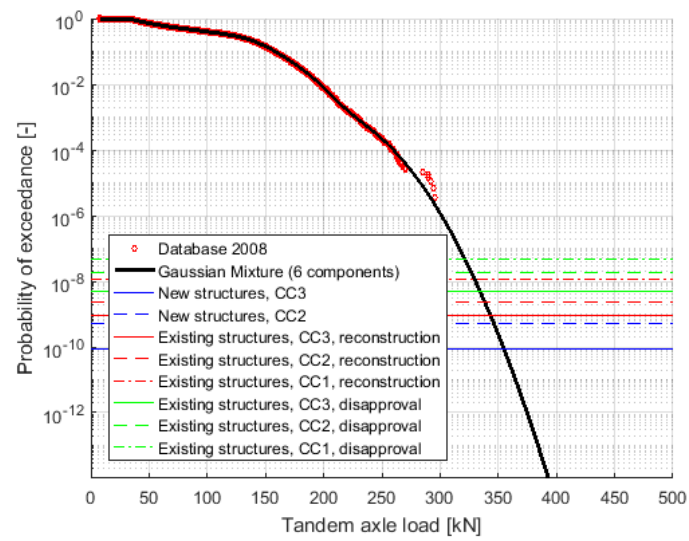


Figure B.19: Distribution of the tandem axle loads – 2008 database, 125 000 vehicles per year

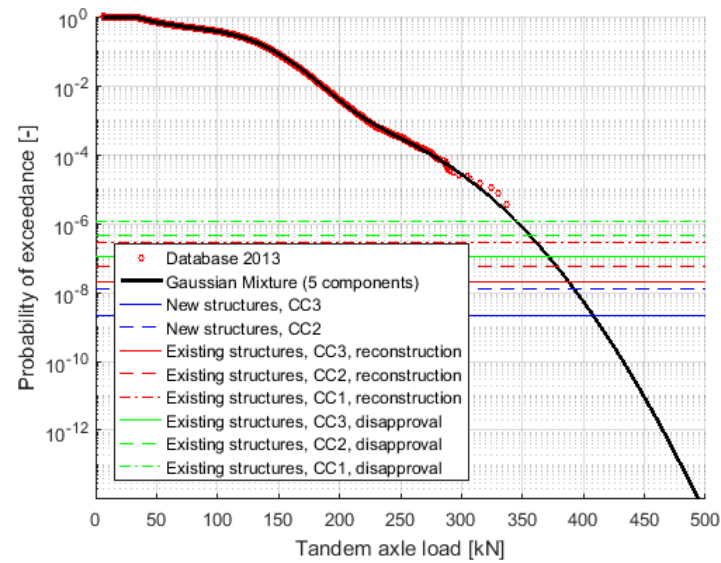


Figure B.20: Distribution of the tandem axle loads – 2013 database, 5 000 vehicles per year

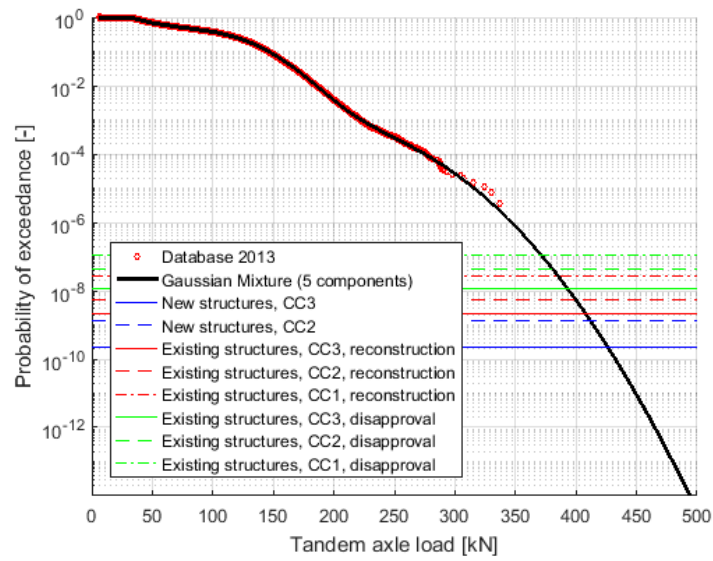


Figure B.21: Distribution of the tandem axle loads – 2013 database, 50 000 vehicles per year

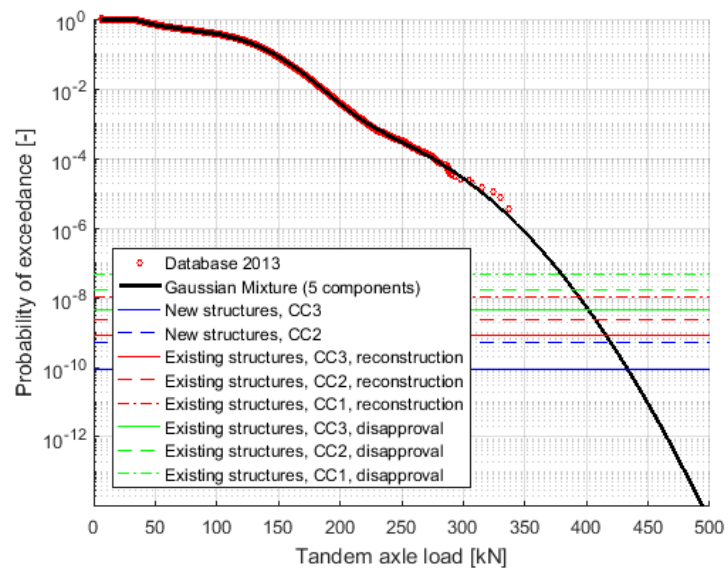


Figure B.22: Distribution of the tandem axle loads – 2013 database, 125 000 vehicles per year

Table B.4: Design values of the tandem axle loads – 5 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	339	408
New structures, CC2	329	392
Existing structures, CC3, reconstruction	326	387
Existing structures, CC2, reconstruction	320	378
Existing structures, CC1, reconstruction	310	362
Existing structures, CC3, disapproval	316	371
Existing structures, CC2, disapproval	307	356
Existing structures, CC1, disapproval	300	345

Table B.5: Design values of tandem axle loads – 50 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	350	427
New structures, CC2	341	412
Existing structures, CC3, reconstruction	339	408
Existing structures, CC2, reconstruction	333	400
Existing structures, CC1, reconstruction	324	385
Existing structures, CC3, disapproval	329	393
Existing structures, CC2, disapproval	322	381
Existing structures, CC1, disapproval	316	371

Table B.6: Design values of tandem axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	355	434
New structures, CC2	346	420
Existing structures, CC3, reconstruction	343	416

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
Existing structures, CC2, reconstruction	338	407
Existing structures, CC1, reconstruction	330	394
Existing structures, CC3, disapproval	335	401
Existing structures, CC2, disapproval	327	389
Existing structures, CC1, disapproval	321	380

The differences between the design values of the tandem axle loads for the datasets of 2008 and 2013 are about 20%.

B.3 Design values of the single and tandem axle loads accounting also for trends and other uncertainties

The design values of the axle loads of Table B.1-Table B.5 account only for the randomness in the measured axle loads. For a proper comparison with the design load models, it is necessary to account for the following additional uncertainties: statistical uncertainty and trends in the loads.

The reference for the probabilistic models is [3], where the aforementioned uncertainties were derived for highway bridges. The probabilistic model for the statistical uncertainties may be considered as conservative, because the design loads for city bridges are extrapolated to exceedance probability levels sensibly higher than those of the highway bridges. However, no significant reductions of the statistical uncertainties are expected.

Spatial uncertainties are not considered, it is believed that the number of vehicles per year (5 000, 50 000 and 125 000) induces already an effect which may be attributed to different traffic conditions within urban environments. According to [3], the effect of the vehicle dynamics on the measured axle loads is already taken into account in the WIM data.

B.3.1 Single axle loads

The probabilistic model for the single axle loads is listed in Table B.7, where the parameters of the distribution of the single axle loads are not explicitly reported, because they depend on the database.

Table B.7: Probabilistic model single axle loads

Parameter	Distribution	Mean value	C.o.v.
Single axle loads	Gauss. Mix.	var.	var.
Statistical uncertainty	Normal	1.0	0.05
Trend factor ($T_{ref} = 15y$)	Normal	1.0	0.03
Trend factor ($T_{ref} = 30y$)	Normal	1.0	0.07
Trend factor ($T_{ref} = 50y - 100y$)	Normal	1.0	0.1
Dynamic amplification factor	Deterministic	1.4	-

Random sampling has been performed using the probabilistic model and the samples have been fitted with Gaussian mixtures with six components. As a result of the additional uncertainties, the design values of the single axle loads are listed in Table B.8-Table B.10.

Table B.8: Design values of single axle loads (considering additional uncertainties) – 5 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	349	383
New structures, CC2	338	368
Existing structures, CC3, reconstruction	316	335
Existing structures, CC2, reconstruction	310	329
Existing structures, CC1, reconstruction	294	319
Existing structures, CC3, disapproval	301	326
Existing structures, CC2, disapproval	291	316
Existing structures, CC1, disapproval	283	307

Table B.9: Design values of single axle loads (considering additional uncertainties) – 50 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	363	400
New structures, CC2	352	386
Existing structures, CC3, reconstruction	330	349
Existing structures, CC2, reconstruction	324	344
Existing structures, CC1, reconstruction	310	337
Existing structures, CC3, disapproval	316	343
Existing structures, CC2, disapproval	307	333

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
Existing structures, CC1, disapproval	301	326

Table B.10: Design values of single axle loads (considering additional uncertainties) – 125 000 vehicles per year

Case	Single axle load [kN] (database 2008)	Single axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	368	406
New structures, CC2	358	393
Existing structures, CC3, reconstruction	335	355
Existing structures, CC2, reconstruction	329	349
Existing structures, CC1, reconstruction	316	343
Existing structures, CC3, disapproval	322	349
Existing structures, CC2, disapproval	313	340
Existing structures, CC1, disapproval	307	333

B.3.2 Tandem axle loads

The probabilistic model for the single axle loads is listed in Table B.11, where the parameters of the distribution of the single axle loads are not explicitly reported, because they depend on the database.

Table B.11: Probabilistic model tandem axle loads

Parameter	Distribution	Mean value	C.o.v.
Tandem axle loads	Gauss. Mix.	var.	var.
Statistical uncertainty	Normal	1.0	0.05
Trend factor ($T_{ref} = 15y$)	Normal	1.0	0.03
Trend factor ($T_{ref} = 30y$)	Normal	1.0	0.07
Trend factor ($T_{ref} = 50y - 100y$)	Normal	1.0	0.1
Dynamic amplification factor	Normal	1.15	0.1

Random sampling has been performed using the probabilistic model and the samples have been fitted with Gaussian mixtures with six components. As a result of the additional uncertainties, the design values of the tandem axle loads are listed in Table B.12-Table B.14.

Table B.12: Design values of tandem axle loads (considering additional uncertainties) – 5 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	457	520
New structures, CC2	442	501
Existing structures, CC3, reconstruction	418	503
Existing structures, CC2, reconstruction	410	490
Existing structures, CC1, reconstruction	396	450
Existing structures, CC3, disapproval	403	463
Existing structures, CC2, disapproval	392	444
Existing structures, CC1, disapproval	383	429

Table B.13: Design values of tandem axle loads (considering additional uncertainties) – 50 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	475	543
New structures, CC2	461	525
Existing structures, CC3, reconstruction	435	532
Existing structures, CC2, reconstruction	428	520
Existing structures, CC1, reconstruction	415	481
Existing structures, CC3, disapproval	421	491
Existing structures, CC2, disapproval	411	475
Existing structures, CC1, disapproval	403	463

Table B.14: Design values of tandem axle loads (considering additional uncertainties) – 125 000 vehicles per year

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
New structures, CC3	482	551
New structures, CC2	468	534
Existing structures, CC3, reconstruction	442	543

Case	Tandem axle load [kN] (database 2008)	Tandem axle load [kN] (database 2013)
Existing structures, CC2, reconstruction	435	531
Existing structures, CC1, reconstruction	421	492
Existing structures, CC3, disapproval	427	502
Existing structures, CC2, disapproval	418	486
Existing structures, CC1, disapproval	411	475

B.3.3 Sensitivity study to the influence of the additional uncertainties

The found design values in the last two sections are influenced by the choices made in the probabilistic models. Therefore in this section the sensitivity of the found design values to the individual stochastic parameters is checked.

Following the influence of the statistical uncertainty factor is evaluated by determining its design value. This is achieved by comparing the situation with and without accounting for the stochastic properties of the parameter in the analysis. In Table B.15 the design values of the statistical uncertainty factor are presented for the single axle loads. In Table B.16 these design values are presented for the tandem axle loads.

Table B.15: Design values statistical uncertainty factor for the single axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Statistical uncertainty factor (database 2008)	Statistical uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,07	1,07
New structures, CC2	1,07	1,07
Existing structures, CC3, reconstruction	1,03	1,03
Existing structures, CC2, reconstruction	1,03	1,03
Existing structures, CC1, reconstruction	1,07	1,03
Existing structures, CC3, disapproval	1,07	1,03
Existing structures, CC2, disapproval	1,07	1,03
Existing structures, CC1, disapproval	1,07	1,03

Table B.16: Design values statistical uncertainty factor for the tandem axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Statistical uncertainty factor (database 2008)	Statistical uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,00	1,01
New structures, CC2	1,00	1,01
Existing structures, CC3, reconstruction	1,04	1,02
Existing structures, CC2, reconstruction	1,03	1,02
Existing structures, CC1, reconstruction	1,00	1,02
Existing structures, CC3, disapproval	1,00	1,01
Existing structures, CC2, disapproval	1,00	1,01
Existing structures, CC1, disapproval	1,00	1,02

Next the sensitivity to the trend factors is investigated. In Table B.17 the design values of these trend factors for the single axle loads are presented.

Table B.17: Design values of the trend factor for the single axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Trend factor (database 2008)	Trend factor (database 2013)
New structures, CC3	1,12	1,09
New structures, CC2	1,12	1,08
Existing structures, CC3, reconstruction	1,06	0,99
Existing structures, CC2, reconstruction	1,06	0,99
Existing structures, CC1, reconstruction	1,04	1,00
Existing structures, CC3, disapproval	1,04	1,00
Existing structures, CC2, disapproval	1,04	1,00
Existing structures, CC1, disapproval	1,04	1,00

Table B.18: Design values of the trend factor for the tandem axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	Trend factor (database 2008)	Trend factor (database 2013)
New structures, CC3	1,07	1,03
New structures, CC2	1,07	1,03
Existing structures, CC3, reconstruction	1,02	1,06
Existing structures, CC2, reconstruction	1,02	1,05
Existing structures, CC1, reconstruction	1,01	1,01
Existing structures, CC3, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC2, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC1, disapproval	1,01	1,01

Next the sensitivity to the dynamic amplification factor is investigated. In Table B.19 the design values of these trend factors for the tandem axle loads are presented. For the single axle loads the dynamic amplification factor is considered deterministically, so in all situations the design value is 1.4.

Table B.19: Design values of the dynamic amplification factor for the tandem axle loads – 125 000 vehicles per year

Case	DAF (database 2008)	DAF (database 2013)
New structures, CC3	1,21	1,27
New structures, CC2	1,21	1,27
Existing structures, CC3, reconstruction	1,21	1,22
Existing structures, CC2, reconstruction	1,21	1,21
Existing structures, CC1, reconstruction	1,24	1,27
Existing structures, CC3, disapproval	1,24	1,27
Existing structures, CC2, disapproval	1,25	1,27
Existing structures, CC1, disapproval	1,25	1,27

C Traffic load effects

The bending moment in the midspan section of simply supported bridges with span lengths of 10 and 20 m is considered in this investigation. The equivalent uniformly distributed load q_{EUDL} is obtained from the bending moment by using equilibrium equations. Three separate Monte Carlo simulations are performed with yearly traffic intensities of 5 000, 50 000 and 125 000 vehicles per year, per direction. The vehicles are sent over the bridge one by one for which the maximum bending moment is determined and used for the modelling of q_{EUDL} . The influence line for the shear force near the bridges supports is also checked.

C.1 General approach

The Generalized Extreme Value (GEV) distribution is used to model the q_{EUDL} . The Weibull, Frechet and Gumbel distributions are particular cases of the GEV distribution. The cumulative distribution function is written as:

$$F_X(x) = \exp \left\{ - \left[1 + k_{GEV} \left(\frac{x - \mu_{GEV}}{\sigma_{GEV}} \right) \right]^{-1/k_{GEV}} \right\} \quad (3)$$

This distribution is fitted to the samples of q_{EUDL} obtained by the Monte Carlo simulation, by using the Maximum Likelihood Estimation (MLE) method. A threshold value of q_{EUDL} is chosen in such a way the fit of the tail of the distribution is of acceptable accuracy. For each threshold value, the variance of each parameter of the GEV distribution is estimated using the MLE method. The estimated values and the confidence intervals (± 2 times the standard deviation) are plotted as in Figure C.1.

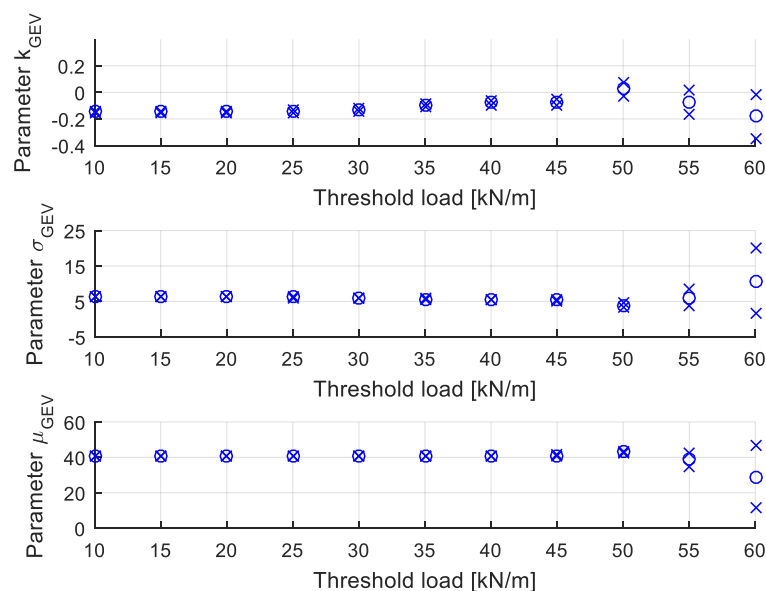


Figure C.1: Parameters of the GEV distribution as a function of the threshold q_{EUDL}

The threshold is chosen in such a way the parameters of the GEV distribution do not change significantly. The attention is focused in particular on the parameter k_{GEV} because the zero value is the boundary between the Frechet and the Weibull distribution, which lead to different tail behaviours. In the case shown in Figure C.1, the maximum acceptable threshold is 45 kN/m. After this value, the width of the confidence interval increases or crosses the zero value of k_{GEV} . For every situation, dependent on number of vehicles and span length, a different threshold value is derived.

Given the estimated variances of the GEV parameters, the confidence intervals (5-95% of probability) are evaluated for the fractiles of the distribution of the maximum daily q_{EUDL} (dashed lines in Figure C.2).

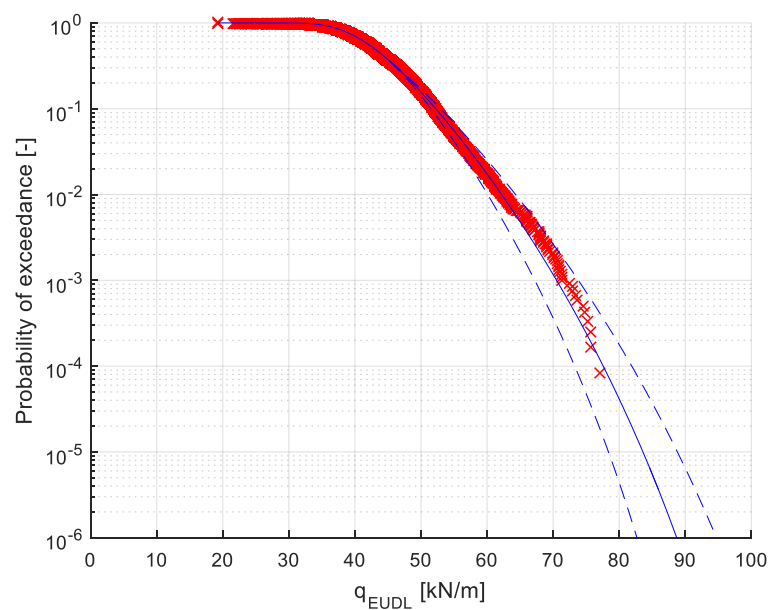


Figure C.2: Example of a fitted GEV distribution

C.2 Approach for one lane

The distribution of the maximum daily q_{EUDL} is considered in the following. The choice of one day allows to reasonably fulfil the requirements of the classical extreme value theory. The probability of exceedance of the maximum daily q_{EUDL} are plotted in Figure C.3-Figure C.12.

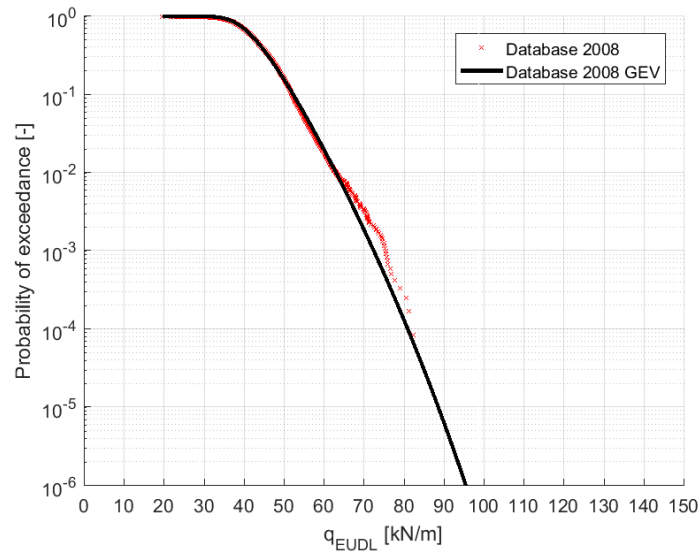


Figure C.3: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EUDL} - L = 10\text{m}$, 5 000 vehicles per year, database 2008

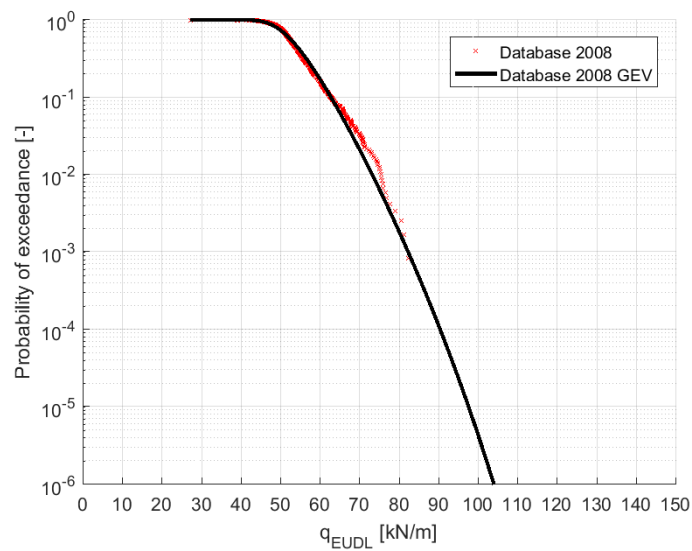


Figure C.4: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EUDL} - L = 10\text{m}$, 50 000 vehicles per year, database 2008

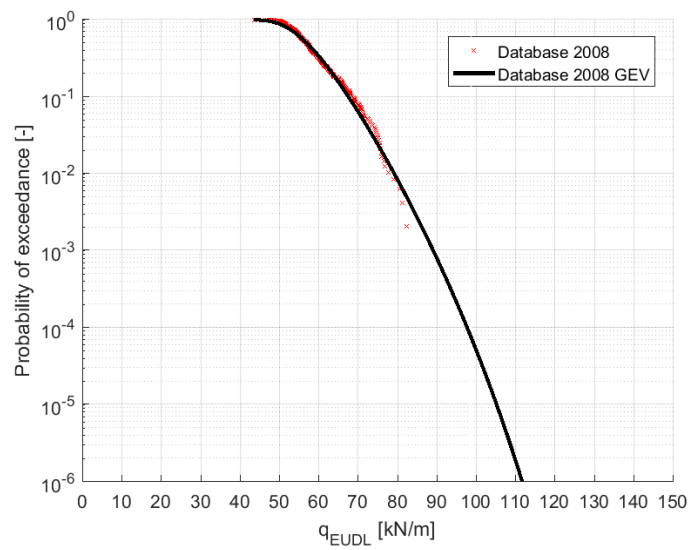


Figure C.1: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EU,DL}$ – $L = 10\text{m}$, 125 000 vehicles per year, database 2008

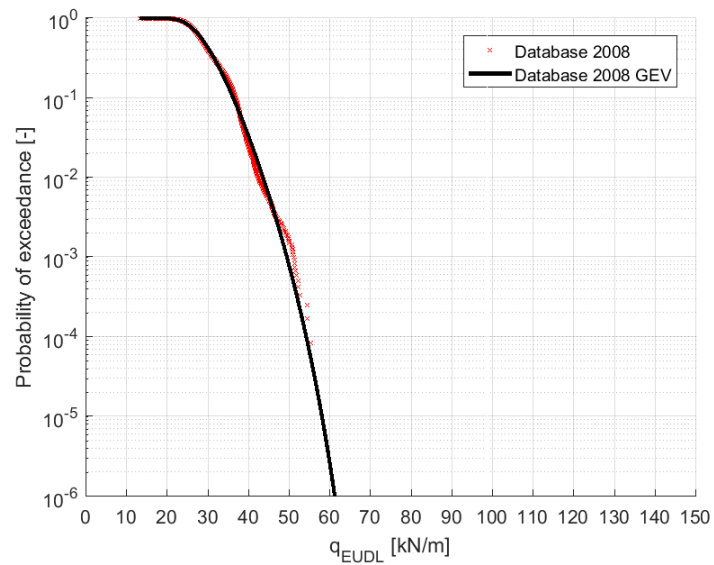


Figure C.5: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EU,DL}$ – $L = 20\text{m}$, 5 000 vehicles per year, database 2008

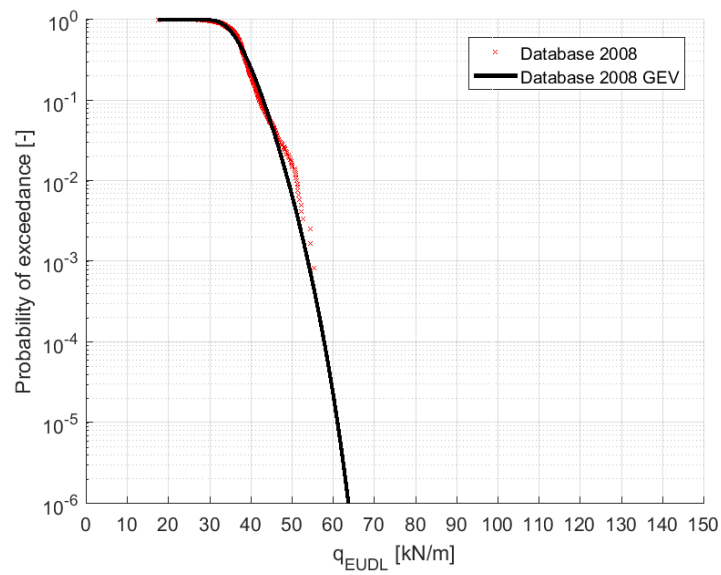


Figure C.6: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EU,DL}$ – $L = 20\text{m}$, 50 000 vehicles per year, database 2008

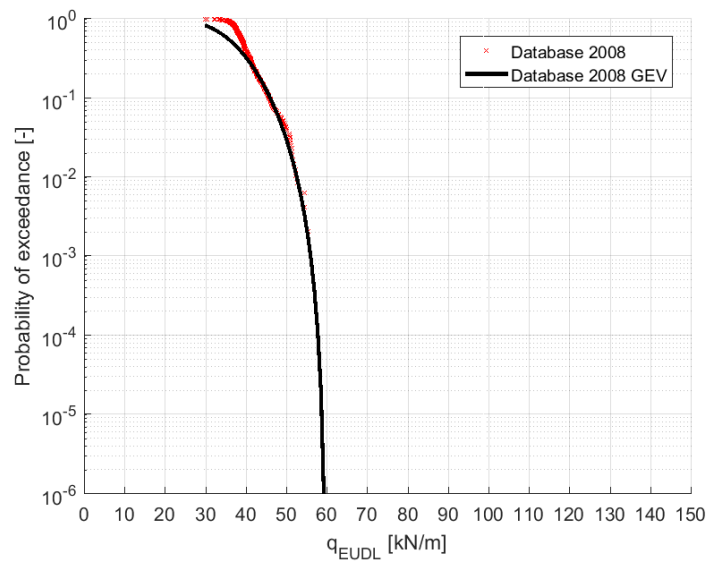


Figure C.7: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EU,DL}$ – $L = 20\text{m}$, 125 000 vehicles per year, database 2008

Figure C.7 shows very steep tail behaviour and should be treated with care since this is possibly unrealistic. For the load effect model presented in this report the design values computed with this fitted distribution are therefore not used.

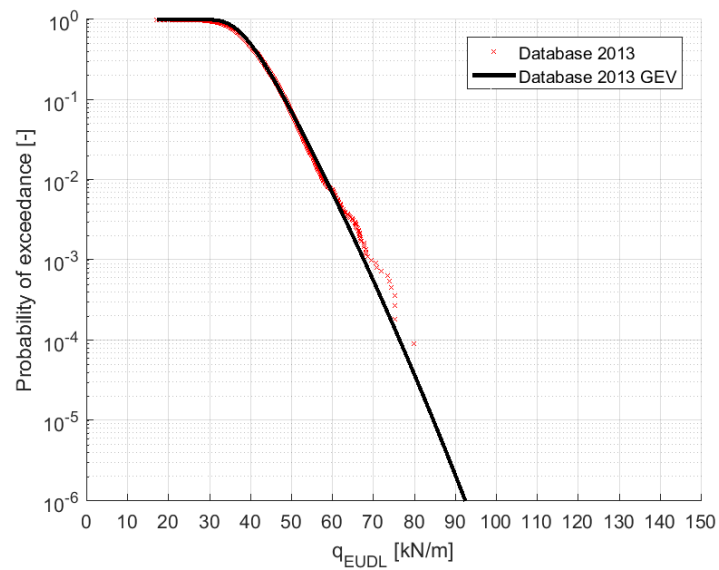


Figure C.8: Empirical probability of exceedance of daily maxima of q_{EUDL} – $L = 10\text{m}$, 5 000 vehicles per year, database 2013

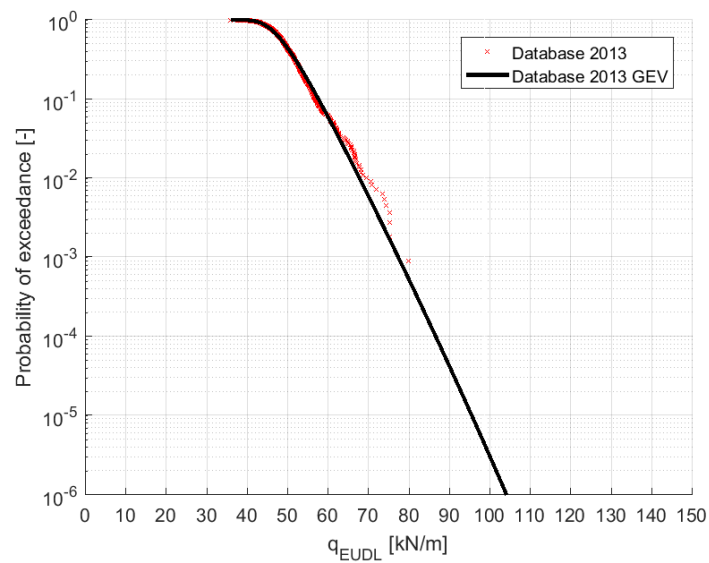


Figure C.9: Empirical probability of exceedance of daily maxima of q_{EUDL} – $L = 10\text{m}$, 50 000 vehicles per year, database 2013

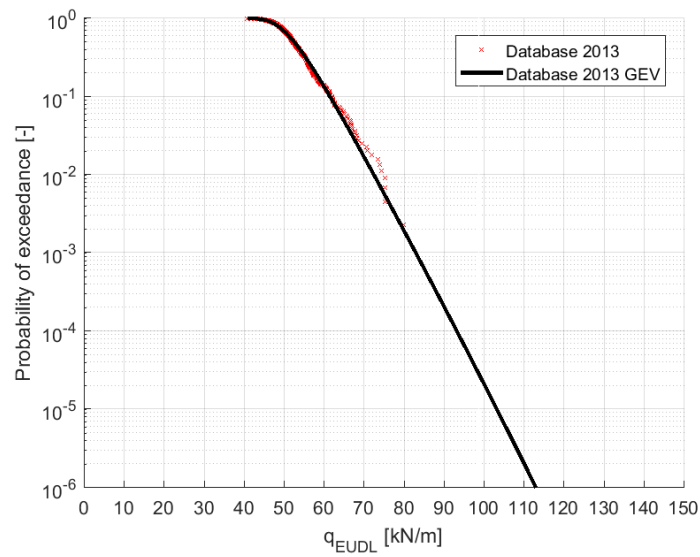


Figure C.10: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EUDL} - L = 10\text{m}$, 125 000 vehicles per year, database 2013

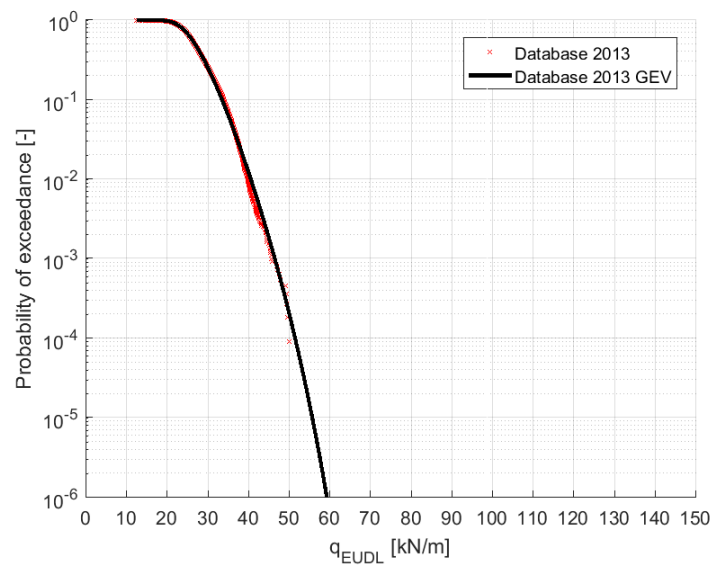


Figure C.11: Empirical probability of exceedance of daily maxima of $q_{EUDL} - L = 20\text{m}$, 5 000 vehicles per year, database 2013

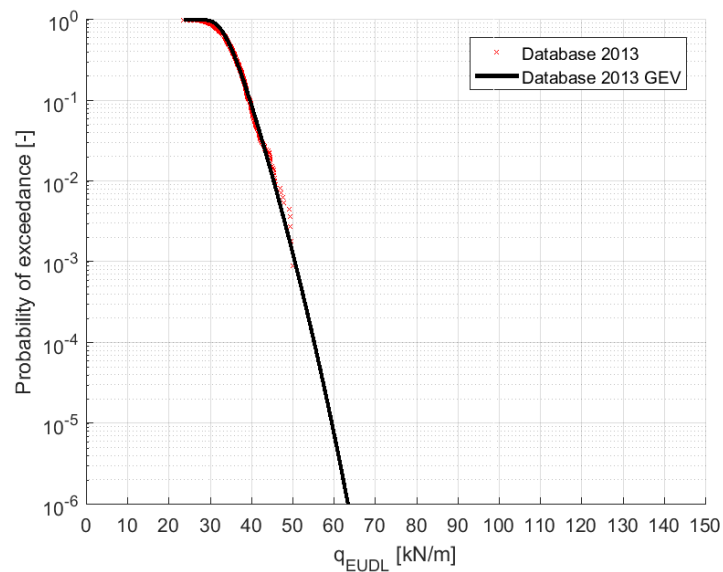


Figure C.12: Empirical probability of exceedance of daily maxima of q_{EUDL} – $L = 20\text{m}$, 50 000 vehicles per year, database 2013

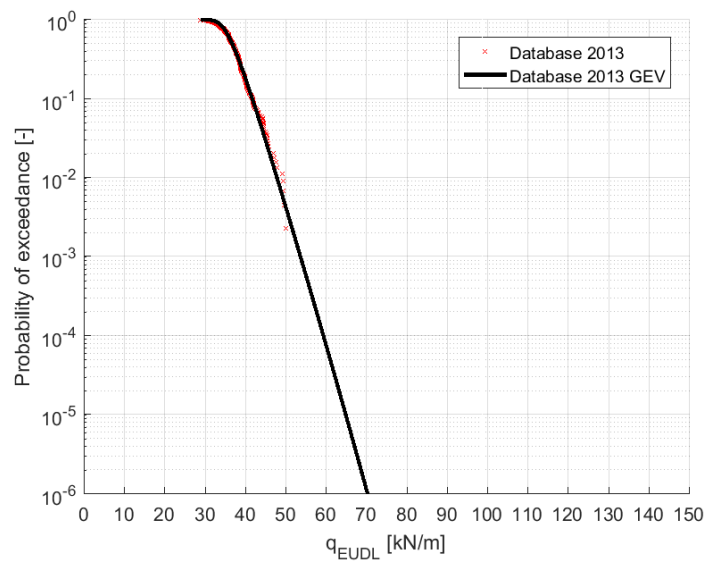


Figure C.13: Empirical probability of exceedance of daily maxima of q_{EUDL} – $L = 20\text{m}$, 125 000 vehicles per year, database 2013

C.3 Approach for two lanes

In case of two lanes in two directions, a different approach is used in order to cope with the low probability of load events with two trucks on the bridge. The approach is based on:

- evaluation of the probabilities of occurrence of one- and two-truck load events, based on the traffic condition;
- probabilistic modelling of q_{EUDL} for one- and two-truck load events, separately; These two points are discussed in the following. It is noted that this approach can also be followed for a second lane in the same direction. This would be

conservative, because the probability of having a two-truck event on two lanes in one direction is smaller than for two different directions.

C.3.1 *Probabilities of one- and two-truck load events*

Two traffic conditions are assumed for the evaluation of the probability of one- and two-truck load events: free flow and congested traffic. Due to lack of data, the following scenarios are considered:

- scenario 1: all the trucks cross the bridge under congested traffic condition;
- scenario 2: the trucks are divided among free-flow and congested traffic proportionally to the duration of these two conditions.

The first scenario is for sure more conservative than the second one, because the shorter intervehicle distance will determine a higher probability of two-truck load events. In both scenarios it is assumed that the duration of congested traffic is equal to the duration of rush hours (about 7 hours per day). This value is derived from [5], where the distribution of the traffic intensity over the day was investigated for highways. Even though the highway conditions cannot be considered valid for urban roads, it is reasonable to think that the rush hours during the morning (from 6 to 10 AM) and the late afternoon (from 4 to 7 PM) are common to highways and urban roads. In the following, it is also assumed that the same traffic condition (condition or free flow) is present at the same time on the two lanes.

The probability of one- and two-truck events is estimated as follows. Given the traffic intensity per year I_y (only trucks), the traffic intensity per day and per direction I_d is evaluated as:

$$I_d = \frac{I_y}{2 \cdot 250} \quad (4)$$

where it is assumed that the number of vehicles is equally distributed on the two lanes (factor 2 at denominator) and 250 is the number of relevant traffic days per year. The choice of equal distribution of the vehicles on the two lanes is arbitrary. The rationale is that this choice maximizes the probability of two vehicles on the bridge at the same time.

Given the speed v and the length of the bridge, the duration t_{cross} of bridge crossing by a vehicle and the number N of such time intervals per day can be easily evaluated. According to [9], the average speed v in urban environment is:

- between 30 and 45 km/h for free flow traffic;
- less than 15 km/h for congested traffic.

The values of 45 km/h and 15 km/h are assumed, respectively, for the free flow and congested conditions. Then, the probability of one vehicle on **one** lane in **any** time interval t_{cross} is equal to the ratio of the number of loading events per day (I_d) and the number N :

$$P(\text{1 vehicle in any } t_{\text{cross}} \text{ period}) = \frac{I_d}{N} \quad (5)$$

Assuming that the traffic flow in one direction is independent from the flow in the opposite one, the probability of two vehicles in adjacent lanes in any time interval t_{cross} is equal to:

$$P(2 \text{ vehicles in any } t_{\text{cross}} \text{ period}) = [P(1 \text{ vehicle in any } t_{\text{cross}} \text{ period})]^2 \quad (6)$$

From Eqs. (5-6) it is possible to derive the probabilities of one- and two-truck events, which represent the frequency of occurrence of one- and two-truck events with respect to the total number of load events. During a reference period of M periods of duration t_{cross} , the total number of events is $2 \cdot M \cdot P(1 \text{ vehicle in any } t_{\text{cross}} \text{ period}) - M \cdot P(2 \text{ vehicles in any } t_{\text{cross}} \text{ period})$, where the first term accounts for the one-truck events on the two lanes. The probability of occurrence of two-truck events is evaluated as the ratio of the two-truck events and the total number of events:

$$P(2 \text{ - truck events}) = \frac{P(2 \text{ vehicles in any } t_{\text{cross}} \text{ period})}{2P(1 \text{ vehicle in any } t_{\text{cross}} \text{ period}) - P(2 \text{ vehicles in any } t_{\text{cross}} \text{ period})} \quad (7)$$

The probability $P(1\text{-truck events})$ is the complementary to 1 of Eq.(7).

For scenario 1, the probabilities for one- and two-truck events can be evaluated directly from Eqs. (4-7). In case of scenario 2, the trucks are first divided in trucks crossing the bridge under free flow and congested traffic. Then the probabilities of one- and two-truck events are evaluated for each case separately and a weighted sum (with respect to the relative duration of the traffic condition) is applied at the end.

The probabilities of occurrence of one- and two-truck events are listed in Table C.1 for traffic intensities of 5 000, 50 000 and 125 000 vehicles/year and span lengths of 10 and 20 m.

The effect of span-length and traffic intensity is remarkable: the probability of two-truck events varies between 10^{-5} and 10^{-2} .

Table C.1: Probability of occurrence of load events

		$I_y = 5\,000$ vehicles/year / dir.	$I_y = 50\,000$ vehicles/year / dir.	$I_y = 125\,000$ vehicles/year / dir.
Span length 10m	Scenario 1: congested traffic	$9.53 \cdot 10^{-4}$	$9.62 \cdot 10^{-3}$	$2.44 \cdot 10^{-2}$
	Scenario 2: mixed traffic	$1.48 \cdot 10^{-4}$	$1.48 \cdot 10^{-3}$	$3.68 \cdot 10^{-3}$
Span length 20m	Scenario 1: congested traffic	$1.91 \cdot 10^{-3}$	$1.94 \cdot 10^{-2}$	$5.00 \cdot 10^{-2}$
	Scenario 2: mixed traffic	$2.96 \cdot 10^{-4}$	$2.96 \cdot 10^{-3}$	$7.41 \cdot 10^{-3}$

C.3.2 Probabilistic model of the traffic load effects for two-lane traffic

The distribution of q_{EUDL} is a mixture of the distributions of one- and two-truck load events. Due to the low probability of two-truck events, it is expected that the fit of the tail of the empirical distribution is affected by large statistical uncertainties.

To circumvent the problem, the empirical distributions of q_{EUDL} due to the one- and two-truck loading events are fitted **separately** and the distribution of the maximum q_{EUDL} in a given reference period T_{ref} is derived by accounting for the probability of having only one truck or two trucks on the bridge.

The probability that q_{EUDL} is less or equal than a given value q is expressed as:

$$F_{q_{EUDL}}(q) = (1 - p)F_{q_{EUDL,1v}}(q) + pF_{q_{EUDL,2v}}(q) \quad (8)$$

where:

- p is the probability of occurrence of a two-truck event (Eq.(4));
- $F_{q_{EUDL,1v}}(q)$ is the cdf of the distribution of the q_{EUDL} due to one-truck events;
- $F_{q_{EUDL,2v}}(q)$ is the cdf of the distribution of the q_{EUDL} due to two-truck events.

The empirical distribution of the two-truck events has been obtained by loading the bridge with vehicles in the same order as they are listed in the databases 2008 and 2013. As a consequence, not all the combinations of vehicles are considered.

The empirical distributions of q_{EUDL} due to one- and two-truck events are fitted in the following using GEV distributions. The empirical and fitted distributions of $F_{q_{EUDL,1v}}(q)$ and $F_{q_{EUDL,2v}}(q)$ are shown in the Figure C.14 and Figure C.15 for 125 000 vehicles.

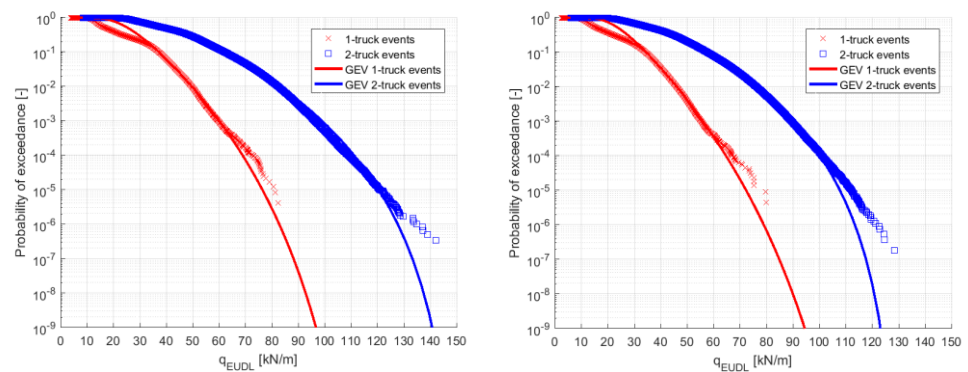


Figure C.14: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 10\text{m}$ (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

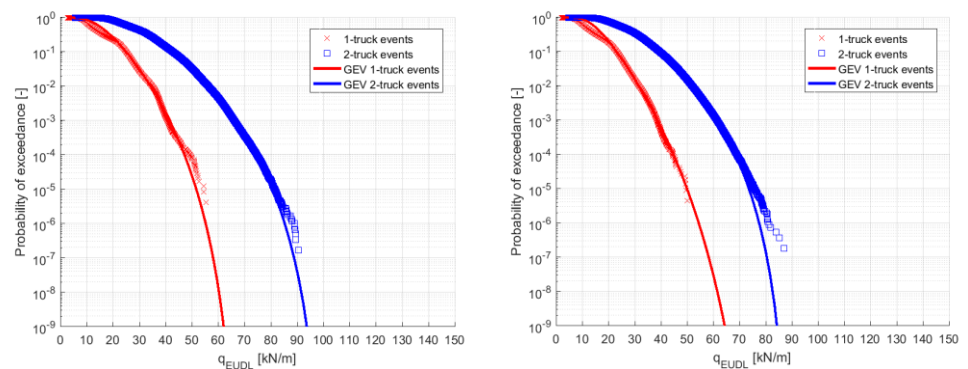


Figure C.15: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 20\text{m}$ (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

The fit of the distribution of the two-truck load events is not always satisfactory (see for example Figure C.14 on the right). The last points of the empirical distribution strongly depend on the selection of the pairs of vehicles. Random sampling of the vehicles allows to obtain a more accurate fit of the distribution as more samples are generated.

The distribution of the maximum q_{EUDL} in the reference period T_{ref} is given by:

$$F_{q_{EUDL},T_{ref}}(q) = \left[(1-p)F_{q_{EUDL},1v}(q) + pF_{q_{EUDL},2v}(q) \right]^m \quad (9)$$

where m is the number of load events during the reference period T_{ref} . The fitted distributions of $F_{q_{EUDL},1v}(q)$ and $F_{q_{EUDL},2v}(q)$ (the same curves of Figure C.14 and Figure C.15) are shown in Figure C.16-Figure C.19 as well as the distribution $F_{q_{EUDL},T_{ref}}(q)$ for a reference period of 1 day.

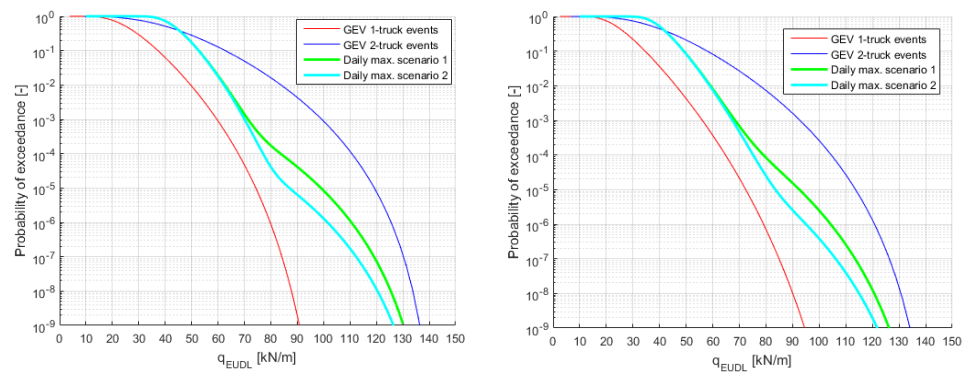


Figure C.16: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 10m$, 5 000 vehicles per year (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

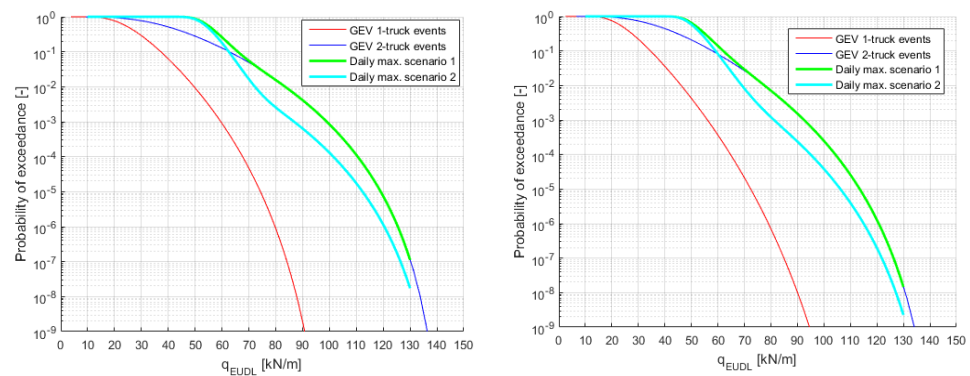


Figure C.17: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 10m$, 50 000 vehicles per year (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

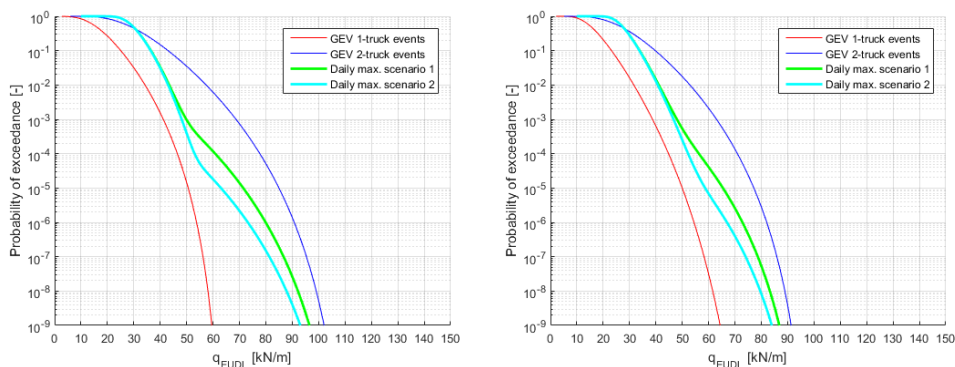


Figure C.18: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 20m$, 5 000 vehicles per year (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

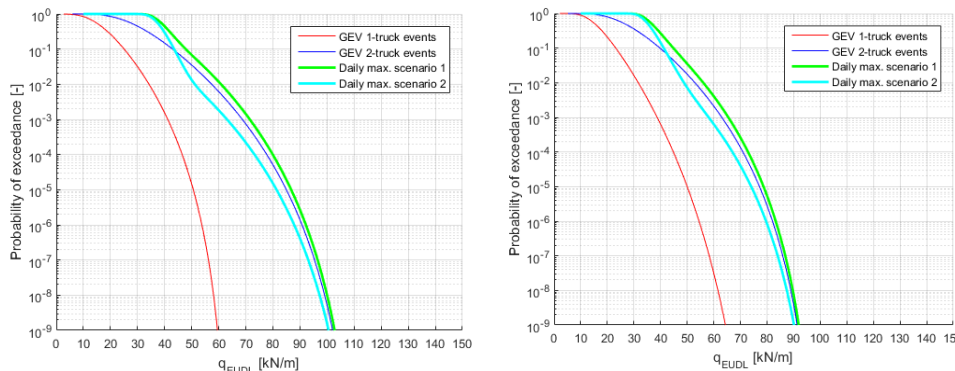


Figure C.19: Empirical probability of exceedance of $q_{EUDL} - L = 20m$, 50 000 vehicles per year (database 2008 on the left, database 2013 on the right)

Choice has been made to use the more conservative scenario 1 with congested traffic for the derivation of the load effect model for 2 lanes in chapter 6. It was also found that the 2-lane situation is not governing for the derived load effect model as the 1-lane situation already leads to a load model that with the addition of a second lane already results in design values for the 2-lane situation as well.

C.4 Design values of the bending moment

Given the distribution of q_{EUDL} , the distribution of the extreme traffic load effects over the reference period T_{ref} is obtained as:

$$F_{T,T_{ref}}(x) = [F_T(x)]^N \tag{10}$$

where N is the number of days in the reference period. The distribution of the traffic load effects, including the additional trends and uncertainties is obtained as follows:

$$E_{T+\theta} = \theta \cdot E_{T,T_{ref}} \tag{11}$$

The probabilistic model for the model uncertainties is given in Table C.2.

Table C.2: Uncertainties

	Mean value	C.o.v.
DAF [-]	1.1	0.05
Statistical uncertainty	1.0	0.05
Trend factor ($T_{ref} = 15y$)	1.0	0.03
Trend factor ($T_{ref} = 30y$)	1.0	0.07
Trend factor ($T_{ref} = 50y$)	1.0	0.1
Model uncertainty – load effect	1.0	0.10

The design values, for a given reference period T_{ref} , are evaluated as:

$$E_{T+\theta,d} = F_{E_{T+\theta}}^{-1} [1 - \Phi(-\alpha_S \beta)] \quad (12)$$

A large number of simulations are performed from the distribution of $E_{T+\theta}$. Taking into account the reliability levels of interest for the present project, it is not necessary to fit the empirical distribution of $E_{T+\theta}$ with an extreme value distribution.

C.4.1 Results for one lane

The design values of the bending moment and the corresponding reduction factor α_{Md} are compared in the Table C.3-Table C.7 with the values obtained by the application of the LM1 of NEN-1991-2. The following factors have been considered in the calculation of the latter values:

- factor based on reference period (NEN 8701);
- α_{trend} factor based on reference period and span length (NEN 8701);
- γ_Q factor based on the reliability level (NEN 8700).

Table C.3: Design values of bending moment and $q_{EUDL} - L = 10m$, 5 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	1877	1806
New structures, CC2	1735	1660
Existing structures, CC3, reconstruction	1648	1574
Existing structures, CC2, reconstruction	1566	1493
Existing structures, CC1, reconstruction	1413	1342
Existing structures, CC3, disapproval	1478	1407
Existing structures, CC2, disapproval	1373	1302
Existing structures, CC1, disapproval	1286	1217

Table C.4: Design values of bending moment and $q_{EUDL} - L = 10m$, 50 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	2063	2039
New structures, CC2	1915	1874
Existing structures, CC3, reconstruction	1821	1778
Existing structures, CC2, reconstruction	1732	1687
Existing structures, CC1, reconstruction	1571	1518
Existing structures, CC3, disapproval	1640	1590
Existing structures, CC2, disapproval	1528	1473
Existing structures, CC1, disapproval	1435	1379

Table C.5: Design values of bending moment and $q_{EUDL} - L = 10m$, 125 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	2222	2208
New structures, CC2	2065	2026
Existing structures, CC3, reconstruction	1964	1920
Existing structures, CC2, reconstruction	1869	1821
Existing structures, CC1, reconstruction	1696	1636
Existing structures, CC3, disapproval	1771	1716
Existing structures, CC2, disapproval	1650	1587
Existing structures, CC1, disapproval	1550	1485

Table C.6: Design values of bending moment and $q_{\text{EUDL}} - L = 20\text{m}$, 5 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	4897	4710
New structures, CC2	4563	4371
Existing structures, CC3, reconstruction	4344	4155
Existing structures, CC2, reconstruction	4136	3953
Existing structures, CC1, reconstruction	3761	3582
Existing structures, CC3, disapproval	3925	3742
Existing structures, CC2, disapproval	3659	3482
Existing structures, CC1, disapproval	3441	3269

Table C.7: Design values of bending moment and $q_{\text{EUDL}} - L = 20\text{m}$, 50 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	5146	5033
New structures, CC2	4816	4676
Existing structures, CC3, reconstruction	4597	4447
Existing structures, CC2, reconstruction	4382	4230
Existing structures, CC1, reconstruction	4002	3839
Existing structures, CC3, disapproval	4170	4008
Existing structures, CC2, disapproval	3898	3734
Existing structures, CC1, disapproval	3672	3509

Table C.8: : Design values of bending moment and $q_{EUDL} - L = 20m$, 125 000 vehicles per year

Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
New structures, CC3	5665	5522
New structures, CC2	5295	5096
Existing structures, CC3, reconstruction	5048	4836
Existing structures, CC2, reconstruction	4811	4593
Existing structures, CC1, reconstruction	4388	4148
Existing structures, CC3, disapproval	4573	4339
Existing structures, CC2, disapproval	4272	4028
Existing structures, CC1, disapproval	4022	3777

C.4.2 Results for two lanes

The design values of the bending moment and the adjustment factor α_{M_d} are listed in Table C.9-Table C.13 with the values obtained by the application of the LM1 of NEN-1991-2.

Table C.9: Design values of bending moment and adjustment factor – $L = 10m$, 5 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	1990	1872
	Existing structures, CC2, disapproval	1647	1541
Scenario 2	Existing structures, CC2, reconstruction	1940	1818
	Existing structures, CC2, disapproval	1592	1492

Table C.10: Design values of bending moment and adjustment factor – $L = 10m$, 50 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M_d [kNm] (2008)	M_d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	2359	2251
	Existing structures, CC2, disapproval	2007	1908
Scenario 2	Existing structures, CC2, reconstruction	2325	2214
	Existing structures, CC2, disapproval	1974	1873

Table C.11: Design values of bending moment and adjustment factor – L = 10m, 125 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M _d [kNm] (2008)	M _d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	2307	2149
	Existing structures, CC2, disapproval	2071	1928

Table C.12: Design values of bending moment and adjustment factor – L = 20m, 5 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M _d [kNm] (2008)	M _d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	5755	5256
	Existing structures, CC2, disapproval	4760	4361
Scenario 2	Existing structures, CC2, reconstruction	5606	5123
	Existing structures, CC2, disapproval	4609	4226

Table C.13: Design values of bending moment and adjustment factor – L = 20m, 50 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M _d [kNm] (2008)	M _d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	6880	6239
	Existing structures, CC2, disapproval	5836	5299
Scenario 2	Existing structures, CC2, reconstruction	6769	6145
	Existing structures, CC2, disapproval	5732	5211

Table C.14: Design values of bending moment and adjustment factor – L = 20m, 125 000 vehicles per year, per direction

Scenario	Case	M _d [kNm] (2008)	M _d [kNm] (2013)
Scenario 1	Existing structures, CC2, reconstruction	6542	5885
	Existing structures, CC2, disapproval	5859	5280

The two scenarios lead to a difference about 5-10% in terms of M_d.

C.4.3 Sensitivity study to the influence of the additional uncertainties

The found design values in the last two sections are influenced by the choices made in the probabilistic models. Therefore in this section the sensitivity of the found design values to the individual stochastic parameters is checked. The sensitivity study is only performed on the one lane situation to give an indication of the influence of the individual stochastic parameters on the found design values.

Following the influence of the statistical uncertainty factor is evaluated. In Table C.15 and Table C.16 the design values of the statistical uncertainty factor are presented for the bending moment of the one lane situation.

Table C.15: Design values statistical uncertainty factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=10m, 1 lane

Case	Statistical uncertainty factor (database 2008)	Statistical uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,03	1,02
New structures, CC2	1,02	1,02
Existing structures, CC3, reconstruction	1,02	1,02
Existing structures, CC2, reconstruction	1,02	1,02
Existing structures, CC1, reconstruction	1,02	1,02
Existing structures, CC3, disapproval	1,02	1,02
Existing structures, CC2, disapproval	1,02	1,01
Existing structures, CC1, disapproval	1,01	1,01

Table C.16: Design values statistical uncertainty factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=20m, 1 lane

Case	Statistical uncertainty factor (database 2008)	Statistical uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,03	1,02
New structures, CC2	1,02	1,02
Existing structures, CC3, reconstruction	1,03	1,02
Existing structures, CC2, reconstruction	1,02	1,02
Existing structures, CC1, reconstruction	1,02	1,02
Existing structures, CC3, disapproval	1,02	1,02
Existing structures, CC2, disapproval	1,02	1,02
Existing structures, CC1, disapproval	1,01	1,01

Next the sensitivity to the trend factors is investigated. In and Table C.18 the design values of these trend factors for the bending moment of the one lane situation are presented. and Table C.18 the design values of these trend factors for the bending moment of the one lane situation are presented.

Table C.17: Design values trend factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year,
L=10m, 1 lane

Case	Trend factor (database 2008)	Trend factor (database 2013)
New structures, CC3	1,10	1,09
New structures, CC2	1,09	1,08
Existing structures, CC3, reconstruction	1,05	1,04
Existing structures, CC2, reconstruction	1,04	1,04
Existing structures, CC1, reconstruction	1,01	1,01
Existing structures, CC3, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC2, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC1, disapproval	1,00	1,00

Table C.18: Design values trend factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year,
L=20m, 1 lane

Case	Trend factor (database 2008)	Trend factor (database 2013)
New structures, CC3	1,10	1,09
New structures, CC2	1,09	1,08
Existing structures, CC3, reconstruction	1,05	1,04
Existing structures, CC2, reconstruction	1,04	1,04
Existing structures, CC1, reconstruction	1,01	1,01
Existing structures, CC3, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC2, disapproval	1,01	1,01
Existing structures, CC1, disapproval	1,00	1,00

Next the sensitivity to the dynamic amplification factor is investigated. In Table C.19 and Table C.20 the design values of these DAF for the bending moment of the one lane situation are presented.

Table C.19: Design values dynamic amplification factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=10m, 1 lane

Case	DAF (database 2008)	DAF (database 2013)
New structures, CC3	1,13	1,13
New structures, CC2	1,12	1,12
Existing structures, CC3, reconstruction	1,13	1,12
Existing structures, CC2, reconstruction	1,12	1,12
Existing structures, CC1, reconstruction	1,12	1,12
Existing structures, CC3, disapproval	1,12	1,12
Existing structures, CC2, disapproval	1,12	1,12
Existing structures, CC1, disapproval	1,11	1,11

Table C.20: Design values dynamic amplification factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=20m, 1 lane

Case	DAF (database 2008)	DAF (database 2013)
New structures, CC3	1,13	1,13
New structures, CC2	1,12	1,12
Existing structures, CC3, reconstruction	1,13	1,12
Existing structures, CC2, reconstruction	1,12	1,12
Existing structures, CC1, reconstruction	1,12	1,12
Existing structures, CC3, disapproval	1,13	1,12
Existing structures, CC2, disapproval	1,12	1,12
Existing structures, CC1, disapproval	1,11	1,11

Next the sensitivity to the model uncertainty factor is investigated. In Table C.21 and Table C.22 the design values of this model uncertainty factor for the bending moment of the one lane situation are presented.

Table C.21: Design values model uncertainty factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=10m, 1 lane

Case	Model uncertainty factor (database 2008)	Model uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,10	1,09
New structures, CC2	1,09	1,08
Existing structures, CC3, reconstruction	1,10	1,08
Existing structures, CC2, reconstruction	1,08	1,08
Existing structures, CC1, reconstruction	1,08	1,07
Existing structures, CC3, disapproval	1,09	1,08
Existing structures, CC2, disapproval	1,07	1,06
Existing structures, CC1, disapproval	1,05	1,05

Table C.22: Design values model uncertainty factor for the bending moment – 125 000 vehicles per year, L=20m, 1 lane

Case	Model uncertainty factor (database 2008)	Model uncertainty factor (database 2013)
New structures, CC3	1,10	1,10
New structures, CC2	1,09	1,08
Existing structures, CC3, reconstruction	1,11	1,09
Existing structures, CC2, reconstruction	1,09	1,08
Existing structures, CC1, reconstruction	1,09	1,08
Existing structures, CC3, disapproval	1,10	1,09
Existing structures, CC2, disapproval	1,08	1,07
Existing structures, CC1, disapproval	1,06	1,05