



Berechnung und Bemessung von Betonbrücken

Nguyen Viet Tue
Michael Reichel
Michael Fischer

Nguyen Viet Tue, Michael Reichel, Michael Fischer
Berechnung und Bemessung von Betonbrücken

Berechnung und Bemessung von Betonbrücken

Nguyen Viet Tue
Michael Reichel
Michael Fischer

Professor Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Dr. techn. Dipl.-Ing. Michael Reichel
Dipl.-Ing. Michael Fischer

König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH
Sebastian-Bach-Straße 4-6
04109 Leipzig

Titelbild: Straßenbrücke über die Pleiße und die Gleise der DB AG im Zuge der
Nord-Ost-Anbindung Böhlen-Lippendorf
Foto: König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH Leipzig

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der
Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

© 2015 Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG, Rotherstraße 21, 10245 Berlin, Germany

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses
Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie,
Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbeson-
dere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may
be reproduced in any form – by photoprinting, microfilm, or any other means – nor transmitted or
translated into a machine language without written permission from the publisher.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem
Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen.
Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich ge-
schützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Umschlaggestaltung: Sonja Frank, Berlin
Herstellung: pp030 – Produktionsbüro Heike Praetor, Berlin
Satz: Beltz Bad Langensalza GmbH, Bad Langensalza
Druck und Bindung: Strauss GmbH, Mörlenbach

Printed in the Federal Republic of Germany.
Gedruckt auf säurefreiem Papier.

Print ISBN: 978-3-433-01866-8
ePDF ISBN: 978-3-433-60311-6
ePub ISBN: 978-3-433-60310-9
eMobi ISBN: 978-3-433-60309-3
oBook ISBN: 978-3-433-60308-6

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	XI
1 Beschreibung des Gesamtbauwerks	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Überbau.....	2
1.3 Lagerung	3
1.4 Widerlager.....	3
1.5 Gründung	4
1.6 Herstellung und Bauverfahren	4
2 Überbau	5
2.1 Baustoffe	5
2.1.1 Beton	5
2.1.2 Betonstahl	6
2.1.3 Spannstahl	6
2.2 Lastannahmen	7
2.2.1 Ständige Einwirkungen	7
2.2.1.1 Eigengewicht	7
2.2.1.2 Ausbaulasten	7
2.2.1.3 Stützensenkung	8
2.2.1.4 Anhängen des Traggerüsts	8
2.2.2 Veränderliche Einwirkungen	9
2.2.2.1 Einwirkungen aus Straßenverkehr	9
2.2.2.2 Einwirkungen aus Fußgänger- und Radverkehr	18
2.2.2.3 Anheben zum Auswechseln von Lagern	18
2.2.2.4 Verkehrslasten im Bauzustand	18
2.2.2.5 Windeinwirkungen	19
2.2.2.6 Schneeeinwirkungen	21
2.2.2.7 Temperatureinwirkungen	22
2.2.2.8 Lastmodelle für Ermüdungsnachweis	25
2.2.3 Verkehrslastgruppen	27
2.2.3.1 Charakteristische Werte mehrkomponentiger Einwirkungen	27
2.2.3.2 Häufige Werte mehrkomponentiger Einwirkungen.....	27
2.2.3.3 Lastgruppen bei vorübergehenden Bemessungssituationen	27
2.2.4 Einwirkungskombinationen	28
2.2.4.1 Allgemeine Kombinationsregeln	28
2.2.4.2 Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit	29
2.2.4.3 Kombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	31

2.2.5	Kriech- und Schwindbeiwerte	32
2.2.5.1	Kriechen	33
2.2.5.2	Schwinden	34
2.3	Schnitt-, Stütz- und Weggrößen	36
2.3.1	Rechenmodell, Querschnittswerte, Mindestbewehrungen	36
2.3.1.1	Statisches System	36
2.3.1.2	Querschnittswerte	39
2.3.1.3	Mitwirkende Breiten	41
2.3.2	Betondeckung und Stababstände	42
2.3.2.1	Mindestoberflächenbewehrung	43
2.3.2.2	Robustheitsbewehrung	45
2.3.2.3	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	46
2.3.2.4	Bewehrung im Bereich der Koppelfugen	55
2.3.2.5	Mindestschubbewehrung	57
2.3.2.6	Torsionsbewehrung	57
2.3.2.7	Gewählte Bewehrung	58
2.3.3	Spanngliedführung und Vorspannung	59
2.3.3.1	Spannverfahren	59
2.3.3.2	Vorspannkonzent und Spanngliedverlauf	60
2.3.3.3	Vorspannkräfte	61
2.3.3.4	Spannkräfte, Dehnwege und Spannanweisung	66
2.3.3.5	Festlegung des Zeitpunktes zum Absenken des Traggerüstes	69
2.3.4	Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation	70
2.3.5	Schnittgrößen	74
2.3.6	Stützgrößen	109
2.3.7	Weggrößen	116
2.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	124
2.4.1	Biegung mit Längskraft	124
2.4.1.1	Nachweise für den Endzustand	126
2.4.1.2	Nachweise Bauzustand (Nachweis der vorgedrückten Zugzone)	131
2.4.2	Querkraft	133
2.4.2.1	Endzustand	134
2.4.2.2	Bauzustand	140
2.4.2.3	Anschluss Zug-/Druckgurte	144
2.4.3	Schubkraftübertragung in der Koppelfuge	148
2.4.4	Torsion (Torsion und Querkraft)	150
2.4.5	Ermüdung	156
2.4.6	Nachweis der Tragfähigkeit in Brückenquerrichtung	169
2.4.6.1	Ermittlung der Schnittgrößen	169
2.4.6.2	Bemessung für Biegung mit Längskraft	174
2.4.6.3	Querkraft	175
2.4.6.4	Ermüdung	178
2.4.7	Nachweis der Tragfähigkeit des Endquerträgers	181
2.4.7.1	Biegung mit Längskraft	181
2.4.7.2	Querkraft	183
2.4.7.3	Ermüdung	187

2.4.8	Lokale Nachweise	189
2.4.8.1	Einleitung der Vorspannkraft im Verankerungsbereich	189
2.4.8.2	Einleitung konzentrierter Kräfte – Lager / Pressen	196
2.5	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	199
2.5.1	Begrenzung der Spannungen	199
2.5.1.1	Betonspannungen	202
2.5.1.2	Betonstahlspannungen	211
2.5.1.3	Spannstahlspannungen	212
2.5.1.4	Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen	213
2.5.2	Nachweis der Dekompression	213
2.5.2.1	Nachweis der Dekompression im Endzustand	214
2.5.2.2	Nachweis der Dekompression im Bauzustand	216
2.5.3	Begrenzung der Rissbreiten	217
2.5.4	Begrenzung der Verformungen (Überhöhung)	218
2.5.5	Begrenzung der Schwingungen und dynamische Einflüsse	224
2.5.6	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung – Fahrbahnplatte.....	224
2.5.6.1	Begrenzung der Betonrandzugspannungen	224
2.5.6.2	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten	227
2.5.6.3	Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung	227
2.5.6.4	Berechnung der Rissbreite	228
2.5.7	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung – Endquerträger.....	230
2.5.7.1	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten	230
2.5.7.2	Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung	230
3	Lager und Fahrbahnübergangskonstruktion	233
3.1	Lagerschema und Allgemeines	233
3.2	Bestimmung der Verschiebungen für Lager und Übergangskonstruktion ...	235
3.2.1	Bestimmung der Einzelwerte	235
3.2.2	Kombination ÜKO-Verformungen	239
3.2.3	Kombination Lager-Verschiebungen	241
3.3	Zusammenstellung der Lagerverdrehungen	242
3.4	Zusammenstellung der Lagerkräfte	242
3.5	Überprüfung der Lagerkissenabmessungen nach DIN EN 1337-3	246
4	Pfeiler	249
4.1	Baustoffe	249
4.1.1	Beton	249
4.1.2	Betonstahl	250
4.1.3	Betondeckung und Stababstände	250

4.2	System	251
4.2.1	Geometrie und Modellbildung	251
4.2.2	Steifigkeiten der horizontalen Pfahlbettung	253
4.2.3	Steifigkeiten der Pfahlfußfeder	257
4.3	Belastung	258
4.3.1	Belastung aus dem Überbau	258
4.3.2	Eigengewicht Pfeiler und Gründung Achse 30	259
4.3.3	Windbeanspruchung auf Pfeiler Achse 30	260
4.3.4	Imperfektionen	261
4.3.5	Lastexzentrizität aus Lagerverschiebung	262
4.3.6	Kriechauswirkungen	262
4.4	Abklärung, ob Nachweis nach Theorie II. Ordnung erforderlich	264
4.5	Ermittlung der Schnittgrößen	264
4.6	Äußere Standsicherheit der Pfahlgründung	265
4.6.1	Erläuterungen des Nachweiskonzeptes	265
4.6.2	Bestimmung Einwirkungskombinationen	268
4.6.3	Ermittlung der axialen Pfahltragfähigkeit	271
4.6.4	Nachweis des ausreichenden horizontalen Bodenwiderstandes	274
4.7	Nachweis der inneren Pfahltragfähigkeit	277
4.7.1	Konstruktive Ausbildung	277
4.7.2	Schnittkraftermittlung	278
4.7.3	Biegebemessung	279
4.7.4	Bemessung für Querkraft	281
4.7.5	Begrenzung der Rissbreiten	284
4.7.6	Spannungsnachweise	286
4.8	Bemessung der Pfahlkopfplatte	287
4.9	Pfeilerbemessung	303
4.9.1	Bestimmung der Einwirkungskombinationen	304
4.9.2	Schnittgrößen	306
4.9.3	Konstruktive Durchbildung	307
4.9.4	Bemessung nach dem Modellstützenverfahren	308
4.9.5	Nichtlineare Berechnung	315
4.9.6	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	323
4.10	Bemessung lokale Lasteinleitungen am Pfeilerkopf	326
4.11	Fundament Pfeiler Achse 50	326
4.11.1	System und Abmessungen	326
4.11.2	Belastung Pfeiler Achse 50	327
4.11.2.1	Belastung aus dem Überbau	327
4.11.2.2	Horizontalkräfte – Rückstellkräfte	328
4.11.2.3	Eigengewicht Pfeiler und Gründung	328
4.11.2.4	Windbeanspruchung	328
4.11.3	Nachweis der äußeren Standsicherheit für die Flachgründung	329
4.11.3.1	Nachweis der Gleitsicherheit in der Sohlfuge	329

4.11.3.2	Stark exzentrische Belastung	330
4.11.3.3	Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch	332
4.11.3.4	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	334
4.11.4	Nachweis der inneren Standsicherheit	335
5	Widerlager	337
5.1	Baustoffe	337
5.1.1	Beton	337
5.1.2	Betonstahl BSt 500 S (B) – hochduktil	338
5.1.3	Betondeckung und Stababstände	338
5.2	Geometrie und Modellbildung	339
5.2.1	Geometrie	339
5.2.2	Statisches System	340
5.2.3	Steifigkeit der horizontalen Pfahlbettung	343
5.2.4	Steifigkeiten der Pfahlfußfeder	344
5.2.5	Bettungsmodul des gebetteten Fundaments in Achse 60	347
5.3	Lastannahmen	348
5.3.1	Belastung aus dem Überbau	348
5.3.2	Eigengewicht	350
5.3.3	Vorspannung	351
5.3.4	Erddruck infolge der Eigenlasten der Hinterfüllung	351
5.3.5	Ausbaulasten	355
5.3.6	Kriechen, Schwinden und Relaxation	357
5.3.7	Stützensenkung	357
5.3.8	Einwirkungen aus Straßenverkehr	358
5.3.9	Einwirkungen aus Fußgänger- und Radverkehr	365
5.3.10	Anheben zum Auswechseln von Lagern	365
5.3.11	Windeinwirkungen	365
5.3.12	Temperatureinwirkungen	365
5.4	Lastfallüberlagerung	366
5.4.1	Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit	366
5.4.2	Kombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	367
5.5	Schnitt- und Stützgrößen	368
5.5.1	Schnittgrößen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	368
5.5.2	Schnittgrößen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	376
5.5.3	Ermittlung der Stützgrößen und Weggrößen	381
5.6	Nachweise der äußeren Standsicherheit	384
5.7	Nachweise der inneren Standsicherheit	384
5.7.1	Allgemeine Aspekte zur EDV-gestützten Bemessung	384
5.7.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit – Pfähle	386
5.7.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit – aufgehendes Widerlager	388
5.7.4	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – Pfähle	400
5.7.5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – aufgehendes Widerlager	406

5.7.6	Konstruktive Mindestbewehrung	423
5.7.7	Lasteinleitung Lager- und Pressenansatzpunkte	424
5.7.8	Lasteinleitung im Bereich der Pfahleinbindung	424
6	Bewehrungsskizzen	425
6.1	Überbau.....	425
6.2	Unterbauten.....	426
6.2.1	Pfeiler	426
6.2.2	Pfahlkopfplatte	428
6.2.3	Ortbetonpfähle Achse 30	429
6.2.4	Widerlager Achse 10.....	430
	Referenzen	431
	Literatur	431
	Normen, Richtlinien und Zulassungen.....	433
	Normen	433
	Richtlinien.....	435
	Zulassungen	436
	EDV-Programme.....	436

Vorwort

Das vorliegende Buch entstand im Zuge unserer Tätigkeit als Tragwerksplaner bei der Planung von Brückenbauwerken im Ingenieurbüro König und Heunisch. In dieser Funktion müssen wir u. a. Regeln und Bemessungsmodelle in geltenden Normen und Richtlinien beachten und uns mit diesen kritisch auseinandersetzen, um prüffähige statische Berechnungen zu erstellen. Der zunehmende Umfang an Normen und Richtlinien stellt den Ingenieur immer wieder vor die Fragen „Wo finde ich was?“ und „Wie wende ich die einzelnen Regeln richtig an?“, was unter Berücksichtigung der zeitlichen Vorgabe im Zuge einer wirtschaftlichen Ausführungsplanung oftmals eine große Herausforderung darstellt. Einerseits ist die Einhaltung normativer Prinzipien die Garantie für den angestrebten einheitlichen Zuverlässigkeits- und Qualitätslevel unserer Bauwerke. Andererseits ist aber auch das kritische Hinterfragen der Fülle von Regeln und Begrenzungen für die Weiterentwicklung der Normen unerlässlich.

Aus diesem Grund wurde von uns eine gewöhnliche mehrfeldrige Spannbetonbrücke als Musterbeispiel entsprechend einer Ausführungsplanung von A bis Z durchgängig betrachtet. Angefangen von der Modellierung der einzelnen Bauphasen, über die Ermittlung der Schnittgrößen bis hin zu den Nachweisen der beiden Grenzzustände SLS und ULS für alle tragenden Bauteile einschließlich der Unterbauten sowohl für den Bau- als auch für den Endzustand. Hiermit wurden alle Arbeitsschritte im kausalen Zusammenhang für ein Brückenbauwerk dargestellt. Die Geometrie des Über- und Unterbaus wurde so gewählt, dass unterschiedliche Nachweismöglichkeiten gemäß den derzeit gültigen Normen für Betonbrücken aufgezeigt und somit Unterschiede verdeutlicht und Anregungen für Übertragungen auf andere Bauwerke gegeben werden können. Wo es aus unserer Sicht notwendig bzw. sinnvoll war, wurden Hintergründe zu einzelnen normativen Regeln und Bemessungsmodellen zusammenfassend beschrieben bzw. Erläuterungen gegeben. Hierbei wurde vor allem den Regeln und Empfehlungen der Nationalen Anhänge des Eurocode 2 für Deutschland Aufmerksamkeit geschenkt. Sinngemäß können die Hintergründe und Erläuterungen auf die Regelungen anderer Länder übertragen werden. Somit beinhaltet die vorliegende Publikation mehr als nur eine prüffähige statische Berechnung einer Spannbetonbrücke.

Dementsprechend richtet sich dieses Buch vor allem an die in der Praxis tätigen mit der Bemessung von Betonbrücken befassten Bauingenieure. Auch den erfahrenen Tragwerksplanern möge es ein gutes Hilfsmittel sein. Darüber hinaus soll es Studierenden des konstruktiven Ingenieurbaus als wertvoller Leitfaden für das Abfassen von Studienarbeiten dienen sowie eine Anregung sein, nicht nur blind dem Formelwerk der Norm zu folgen, sondern sich auch mit den Hintergründen und mechanischen Grundlagen auseinanderzusetzen, damit sie später der verantwortungsvollen Aufgabe eines Tragwerksplaners gewachsen sind.

Bei der Zusammenstellung des vorliegenden Buches erhielten wir tatkräftige Unterstützung von zahlreichen Mitarbeitern. Stellvertretend seien an dieser Stelle Herr Karl Kretschmar und Frau Cindy Dönnecke vom Ingenieurbüro König und Heunisch Planungsgesellschaft Leipzig, Frau Regina della Pietra und Herr Nguyen Duc Tung vom Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz genannt. Ohne ihre Hilfe wäre das Buch in dieser Form nicht möglich geworden. Zuletzt gilt unser Dank dem Verlag Ernst & Sohn, Berlin, für die ausgezeichnete und vor allem verständnisvolle Zusammenarbeit.

Leipzig, Februar 2015

Nguyen Viet Tue, Michael Reichel und Michael Fischer

1 Beschreibung des Gesamtbauwerks

1.1 Allgemeines

Bei dem vorliegenden Bauwerk handelt es sich um eine 5-feldrige Spannbetonbrücke mit Stützweiten 32 m, 38 m, 38 m, 38 m, 32 m. Im Grundriss ist die Brücke in einer Geraden ($R = \infty$) trassiert. Der Kreuzungswinkel zu den Unterbauten beträgt 100 gon. Das Bauwerk wird mit einem Längsgefälle von 2 % errichtet.

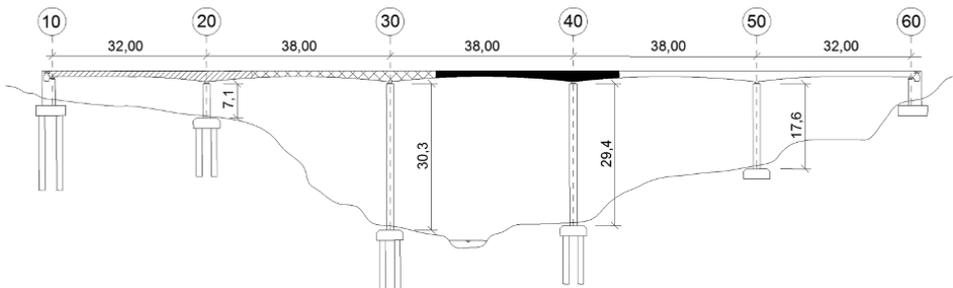


Bild 1-1 Längsschnitt Bauwerk

Die Fahrbahnbreite beträgt 8,0 m zwischen den Schrammborden. Beidseitig werden Kappen mit einer Breite von jeweils 2,05 m nach RiZ-ING „Kap 1 – Blatt 1“ [BMVBW 2013 RIZ] angeordnet. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 11,60 m. Der 8 cm starke bituminöse Fahrbahnbelag weist ein Quergefälle von 2,5 % auf.

Tabelle 1-1 Bauwerksdaten

Gesamtlänge	$L_{\text{ges}} = 178 \text{ m}$
Stützweiten	32 m; 3 × 38 m; 32 m
Gesamtbreite	12,10 m
Querschnittsbreite oben	11,40 m
Bauhöhe	Feldbereich: 2,79 m; Stützbereich: 3,77 m
Konstruktionshöhe	Feldbereich: 1,20 m; Stützbereich: 2,20 m
maximale Höhe über Gelände	34 m
Entwurfswinkel	$R = \infty$
Kreuzungswinkel	100 gon
Verkehrskategorie / N_{obs}	$2/0,5 \cdot 10^6$

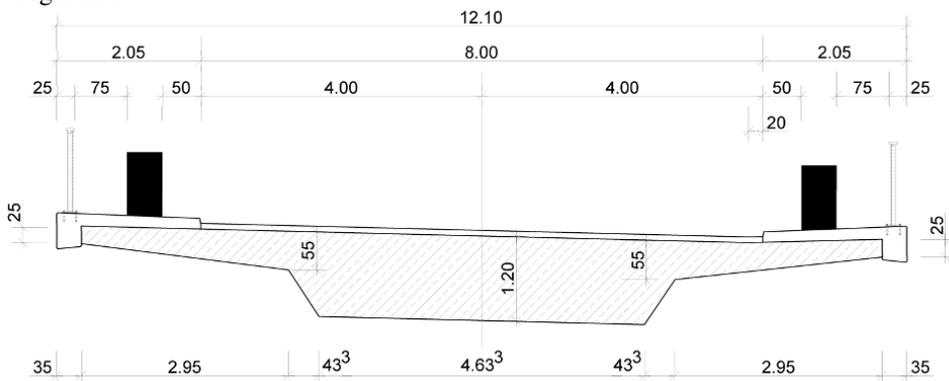
Tabelle 1-1 (Fortsetzung)

Bemessungslebensdauer	100 Jahre
Verkehrsart / Beiwert \bar{Q} ;	große Entfernung / 1,0
Militärlastklasse	MLC 50-50/100
Anforderungsklasse Überbau längs / quer Unterbauten	C / D D

1.2 Überbau

Der Überbau wird als einsteiger Plattenbalken ausgeführt. Die Steghöhe beträgt in den Feldbereichen 1,20 m. Zu den Innenstützen hin wird der Steg auf eine Höhe von 2,20 m mit einem kreisbogenförmigen Verlauf angevoutet. Die Breite der Stegunterkante variiert von 4,63 m im Feld bis 3,30 m an den Innenstützen. Die Kragarmbreite beträgt an beiden Seiten 2,95 m. Die Dicke des Kragarms beträgt außen 25 cm und am Anschnitt 55 cm (siehe Bilder 1-2 und 1-3).

Der Überbau wird in Längsrichtung vorgespannt und in Querrichtung mit Betonstahl bewehrt ausgeführt.

**Bild 1-2** Regelquerschnitt Feldbereich

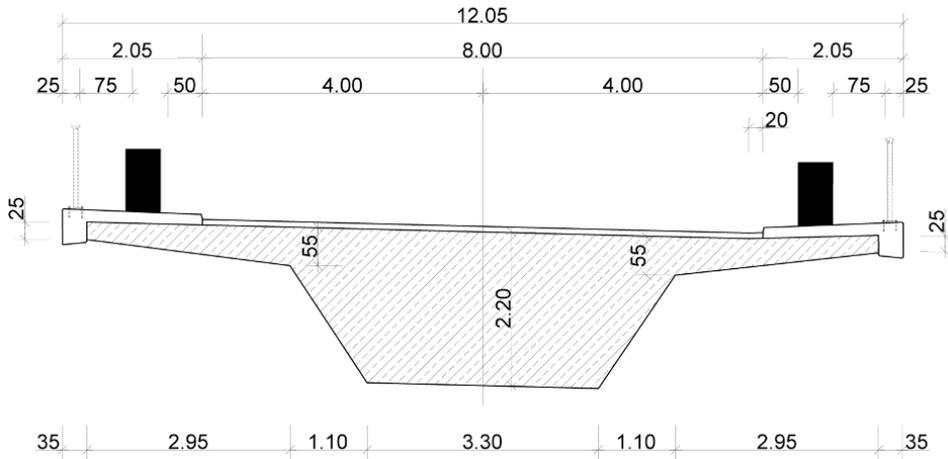


Bild 1-3 Regelquerschnitt Stützbereich

1.3 Lagerung

Die Lagerung des Überbaus erfolgt auf Elastomerlagern, wobei das Lager in Achse 20 / Lagerreihe 1 allseits fest ausgeführt wird. Alle weiteren Lager der Lagerreihe 1 werden zur Aufnahme der Windlasten querfest ausgebildet. Der Abstand der Lagerreihen beträgt an den Widerlagern 4,50 m und an den Pfeilerachsen 2,50 m (Bild 1-4).

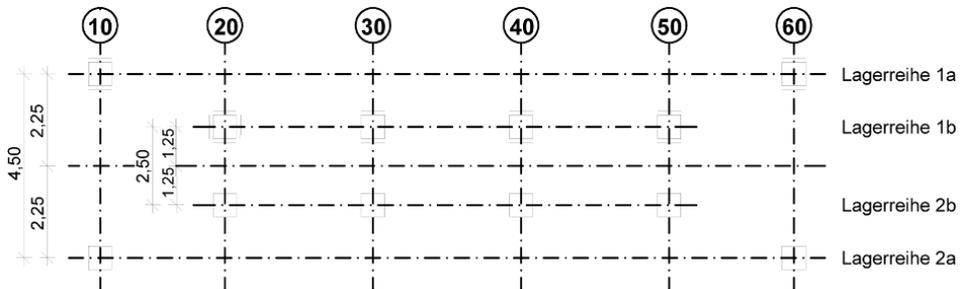


Bild 1-4 Lagerungsschema

1.4 Widerlager

Die Widerlager sind als Kastenwiderlager mit gegründeten Flügelwänden ausgebildet. Aufgrund einer Höhe von mehr als 4 m weisen die Flügel eine auskragende Verlängerung auf. In Achse 60 besitzt das Widerlager einen Wartungsgang (Bild 1-5b).

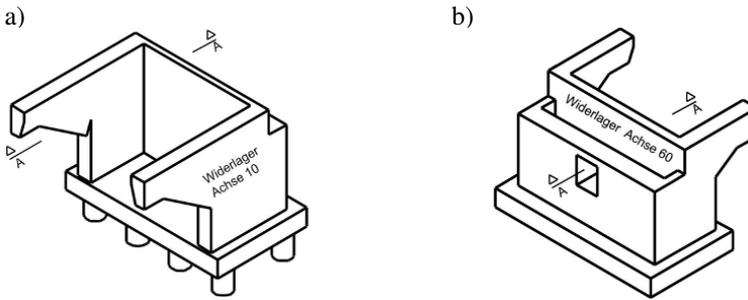


Bild 1-5 a) Widerlager Achse 10, b) Widerlager Achse 60

1.5 Gründung

Die Pfeiler der Achsen 20 bis 40 und das Widerlager in Achse 10 sind mit Großbohrpfählen $d = 1,20$ m tief gegründet. Sowohl der Pfeiler in Achse 50 als auch das Widerlager in Achse 60 weisen eine Flachgründung auf.

1.6 Herstellung und Bauverfahren

Die Herstellung des Überbaus erfolgt auf einem Traggerüst in 4 Abschnitten (Bild 1-6). Das Traggerüst ist teilweise bodengestützt. In den Bauabschnitten 2 bis 4 wird das Traggerüst zum Teil an den vorhergehenden Bauabschnitt angehängt.

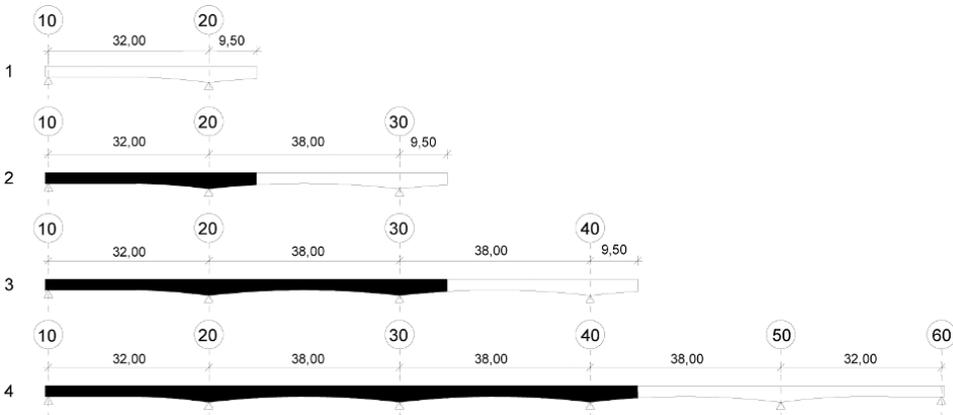


Bild 1-6 Bauabschnitte

2 Überbau

2.1 Baustoffe

Folgend werden die zur Berechnung und Nachweisführung benötigten Festigkeitskennwerte und Teilsicherheitsbeiwerte der verwendeten Materialien zusammengestellt. Die Darstellung der jeweiligen Stoffgesetze zur Berechnung und Bemessung erfolgt später in den entsprechenden Kapiteln.

2.1.1 Beton

Für den Überbau wird Beton C35/45 verwendet.

Expositionsklasse

XC4, XD1, XF2, XA1 (► DIN-HB Bb, NDP zu 4.2 (106) sowie NCI zu 4.2, Tabelle 4.1)

Materialkennwerte

Druckfestigkeit: $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (► DIN-HB Bb Tab. 3.1)

Zugfestigkeit: $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk;0,05} = 2,2 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk;0,95} = 4,2 \text{ N/mm}^2$

E-Modul: $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ (► DIN-HB Bb Tab. 3.1)

Wärmedehnzahl: $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ (► DIN-HB Bb 3.1.3 (5))

(► DIN EN 1991-1-5 Tabelle C.1)

Im DIN-Handbuch Betonbrücken wird der Sekantenmodul mit $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ für Betonarten mit quarzhaltigen Gesteinskörnungen angegeben. Er ist als Anstieg der Sekante zwischen $\sigma_c = 0$ und $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$ definiert. Die Schwankung des E-Moduls in Abhängigkeit von der verwendeten Gesteinskörnung ist relativ stark, so dass bei Kalkstein und Sandsteingesteinskörnungen die Werte um 10 % bzw. 30 % reduziert werden sollten. Bei Verwendung von Basaltgesteinskörnungen ist der Wert um 20 % zu erhöhen (► DIN-HB Bb 3.1.3 (2)). Die zeitabhängigen Änderungen des E-Moduls, z. B. bei Verformungsberechnungen für Bauzustände (Freivorbau), können nach DIN-HB Bb 3.1.3 (3) bestimmt werden. Im Vergleich dazu waren die Werte des DIN-FB 102 mit $E_{cm} = 29900 \text{ N/mm}^2$ und $E_{c0m} = 33300 \text{ N/mm}^2$ deutlich niedriger.

Teilsicherheitsbeiwerte (► DIN-HB Bb NDP 2.4.2.4 (1) Tab. 2.1DE)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,50$

außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,30$

Ermüdung: $\gamma_c = 1,50$

2.1.2 Betonstahl

Für Brückenüberbauten ist ausschließlich hochduktiler Betonstahl (B) mit der Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ nach DIN 488 oder nach Zulassung zu verwenden: BSt 500 S (B), hochduktil (► DIN-HB Bb, NDP 3.2.2 (3)P).

Materialkennwerte

Streckgrenze: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ (► DIN 488-1, Tab. 1)

Zugfestigkeit: $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$ (► DIN 488-1, Tab. 1)

E-Modul: $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ (► DIN-HB Bb, 3.2.7 (4))

Teilsicherheitsbeiwerte (► DIN-HB Bb NDP 2.4.2.4 (1) Tab. 2.1DE)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,15$

außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,00$

Ermüdung: $\gamma_s = 1,15$

2.1.3 Spannstahl

Es werden Litzen aus St 1660/1860 mit einer Querschnittsfläche von 150 mm^2 gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung verwendet.

Materialkennwerte (► Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-13.1-129)

Zugfestigkeit: $f_{pk} = 1\,860 \text{ N/mm}^2$

0,1%-Dehngrenze: $f_{p0,1k} = 1\,600 \text{ N/mm}^2$

E-Modul: $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl mit niedriger Relaxation, Klasse 1 gemäß EC2

Teilsicherheitsbeiwerte (► DIN-HB Bb NDP 2.4.2.4 (1) Tab. 2.1DE)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,15$

außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,00$

Ermüdung: $\gamma_s = 1,15$

2.2 Lastannahmen

Die bei der Bemessung zu berücksichtigenden Einwirkungen sind den entsprechenden Teilen der DIN EN 1991 zu entnehmen (► DIN-HB Bb, 2.3.1.1 (1)).

2.2.1 Ständige Einwirkungen

2.2.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht des Überbaus wird entsprechend den Querschnittsabmessungen mit einem spezifischen Gewicht von $\gamma = 24 + 1,0 = 25 \text{ kN/m}^3$ angesetzt (► DIN EN 1991-1-1 Tabelle A.1).

Querschnittsfläche des Überbaus: (Feldbereich): $A_c = 8,678 \text{ m}^2$

(Stützbereich): $A_c = 12,645 \text{ m}^2$

Die Ergebnisse der mit Hilfe des EDV-Programms generierten Eigengewichtsverteilung sind in Bild 2-1 dargestellt.

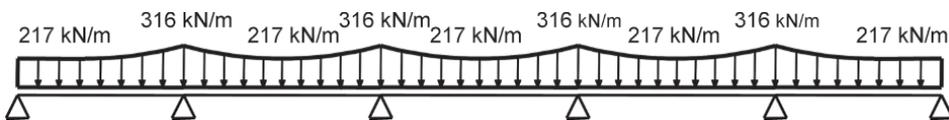


Bild 2-1 Eigengewicht

2.2.1.2 Ausbaulasten

Das Eigengewicht des Fahrbelags wird bei einer Gesamtstärke von 8 cm mit einem oberen Wert von $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt (► DIN EN 1991-1-1, Tab. A.6 und ARS 22/2012, Anlage 3, B) (2)). Für einen eventuell erforderlichen Mehreinbau zur Herstellung einer Ausgleichsgradienten ist eine zusätzliche Belastung von $0,5 \text{ kN/m}^2$ für die Fahrbelagfläche anzunehmen (► ARS 22/2012, Anlage 3, B) (3)). Ein unterer Wert für das Eigengewicht des Fahrbelags gemäß (► DIN EN 1991-1-1, Tab. A.6) ist gegebenenfalls bei dynamischen Untersuchungen zu berücksichtigen. Die Kappen werden gemäß der vorliegenden Abmessung nach RiZ-ING Kap 1 mit einem spezifischen Gewicht von $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ erfasst.

Belag	$(25 \cdot 0,08 + 0,5) \cdot 8,0 = 20,00 \text{ kN/m}$
Kappen	$25 \cdot 0,46 \cdot 2 = 23,00 \text{ kN/m}$
Geländer	$1 \cdot 2 = 2,00 \text{ kN/m}$
Schutzplanke	$1 \cdot 2 = 2,00 \text{ kN/m}$
	$G_{2,k} = 47,00 \text{ kN/m}$

2.2.1.3 Stützensenkung

Ungleiche Setzungen bzw. Verschiebungsdifferenzen sind im Regelfall als ständige Einwirkungen zu erfassen, da diese im Allgemeinen durch ständige Einwirkungen verursacht werden (► DIN-HB Bb, 2.3.1.3 (1)). Dabei sind zwei Fälle zu unterscheiden (► DIN-HB Bb, NCI zu 2.3.1.3 (1)):

- Im GZG wahrscheinliche Baugrundsetzungen: Verschiebungen und/oder Verdrehungen, die eine Stützung unter dem Einfluss dauernder Lasten bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen voraussichtlich erleiden wird.
- Im GZT mögliche Baugrundsetzungen: Grenzwerte der Verschiebungen und/oder Verdrehungen, die eine Stützung im Rahmen der Unsicherheiten, die mit der Vorhersage von Baugrundbewegungen verbunden sind, erleiden kann.

Entsprechend dem geotechnischen Bericht zum vorliegenden Bauvorhaben sind folgende Werte für die zu erwartenden Baugrundbewegungen anzusetzen:

$$\begin{aligned} \Delta s_w &= 10 \text{ mm} && \text{wahrscheinliche Baugrundbewegung} \\ \Delta s_m &= 15 \text{ mm} && \text{mögliche Baugrundbewegung} \end{aligned}$$

Die Setzungen werden getrennt für jede Stützenachse angesetzt und anschließend ungünstig überlagert. Sie sind dabei mit einem Teilsicherheitsbeiwert entsprechend DIN EN 1990 A2 zu belegen (► DIN-HB Bb, NCI zu 2.3.1.3 (4)).

Der zeitliche Verlauf der Setzung, der Zeitraum und Zeitpunkt, zu welchem die Setzungen Beanspruchungen erzeugen (z. B. die Änderung des statischen Systems während der Bauphase) und der zeitliche Abbau dieser Zwangsbeanspruchungen durch Kriechen dürfen berücksichtigt werden (► DIN EN 1990, A.2.2.1 (15)).

Reagiert das Tragwerk sehr empfindlich auf Setzungsdifferenzen, sollte bei der Bestimmung der Setzungen die Vorhersagegenauigkeit berücksichtigt werden (► DIN EN 1990, A.2.2.1 (14)).

2.2.1.4 Anhängen des Traggerüsts

Vom Traggerüstbauer wurden die charakteristischen Werte für die Anhängelasten am Ende des Bauabschnitts mit insgesamt 400 kN vorgegeben. Die Anhängelasten aus dem Frischbetongewicht betragen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Verlaufs der Querschnittsfläche in Brückenlängsrichtung 2870 kN (siehe Abschnitt 2.3.1.1, Bild 2-18).

2.2.2 Veränderliche Einwirkungen

2.2.2.1 Einwirkungen aus Straßenverkehr

Unterteilung der Fahrbahn in rechnerische Fahrstreifen (► DIN EN 1991-2, 4.2.3)

Die Fahrbahnbreite w wird in der Regel zwischen den Schrammborden, wenn deren Höhe ≥ 75 mm (► DIN EN 1991-2/NA, 4.2.3 (1)), oder zwischen den Schutzeinrichtungen gemessen (► DIN EN 1991-2, 4.2.3 (1)). Im vorliegenden Fall beträgt die Höhe des Schrammbords 75 mm (► RIZ-ING Kap 1) und die Fahrbahnbreite 8 m.

Tabelle 2-1 Anzahl und Breite von Fahrstreifen (► DIN EN 1991-2, Tab. 4.1)

Fahrbahnbreite w	Anzahl rechnerischer Fahrstreifen	Breite eines rechnerischen Fahrstreifens	Breite der Restfläche
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \text{ m} \cdot n_i$

Fahrbahnbreite: $w = 8$ m

Breite eines rechnerischen Fahrstreifens: $w_i = 3,0$ m

Anzahl rechnerischer Fahrstreifen: $n_i = \text{Int}(8,0/3,0) = 2$

Breite der Restfläche: $w_R = 8,0 - 3,0 \cdot 2 = 2,0$ m

Nummerierung der rechnerischen Fahrstreifen (► DIN EN 1991-2, 4.2.4)

Die Anzahl der zu berücksichtigenden belasteten Fahrstreifen, ihre Lage auf der Fahrbahn und ihre Nummerierung sind für jeden Einzelnachweis so anzuordnen, dass sich die ungünstigsten Beanspruchungen aus den Lastmodellen ergeben. Der am ungünstigsten wirkende Fahrstreifen mit den höchsten Lastwerten trägt die Nummer 1, der am zweitungünstigsten wirkende Fahrstreifen trägt die Nummer 2 usw.

Anordnung der Lastmodelle in den einzelnen rechnerischen Fahrstreifen

(► DIN EN 1991-2, 4.2.5)

Für jeden Nachweis ist das entsprechende Lastmodell in den rechnerischen Fahrstreifen in ungünstigster Stellung, gemäß den genauer spezifizierten Anwendungsregeln des jeweiligen Lastmodells, anzuordnen.

Lastmodell 1 – Doppelachsfahrzeug (► DIN EN 1991-2, 4.3.2)

Das Lastmodell 1 (LM 1) besteht aus Achslasten und gleichmäßig verteilten Lasten, die die Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. Das Lastmodell besteht aus zwei Teilen:

- a) Doppelachse $\alpha_Q \cdot Q_k$ (Tandem-System TS),
 b) Gleichmäßig verteilte Belastung $\alpha_Q \cdot q_k$ (UDL).

Das Lastmodell LM 1 sollte auf jedem rechnerischen Fahrstreifen und auf der Restfläche angeordnet werden. Auf dem rechnerischen Fahrstreifen i beträgt die Belastung $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ bzw. $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ (siehe Tabelle 2-2).

Auf der Restfläche beträgt die Belastung $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$. Die charakteristischen Werte für die hier relevanten Fahrstreifen 1 und 2 sowie die Restfläche können Tabelle 2-2 entnommen werden.

Tabelle 2-2 Lastmodell 1: charakteristische Werte (► DIN EN 1991-2, Tab. 4.2)

Stellung	Doppelachse (Tandem-System) TS	Gleichmäßig verteilte Belastung UDL
	Achslast Q_{ik} [kN]	q_{ik} oder q_{rk} [kN/m ²]
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
weitere Fahrstreifen	0	2,5
Restfläche	0	2,5

Die Anpassungsfaktoren in DIN EN 1991-2/NA wurden gegenüber DIN-FB 101 deutlich erhöht. In der Tabelle 2-3 sind diese und die daraus resultierenden angepassten Grundwerte des LM 1 vergleichend gegenübergestellt.

Tabelle 2-3 Anpassungsfaktoren und angepasste Grundwerte für LM 1
 (► DIN EN 1991-2, Tab. 4.2; FB 101, IV, Tab. 4.2)

Stellung	DIN-FB 101			DIN EN 1991-2/NA			
	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]
Fahrstreifen 1	0,8	240	9,0	1,0	1,33	300	12
Fahrstreifen 2	0,8	160	2,5	1,0	2,40	200	6
Fahrstreifen 3	–	–	2,5	1,0	1,20	100	3
Weitere Fahrstreifen	–	–	2,5	–	1,20	–	3
Restfläche	–	–	2,5	–	1,20	–	3

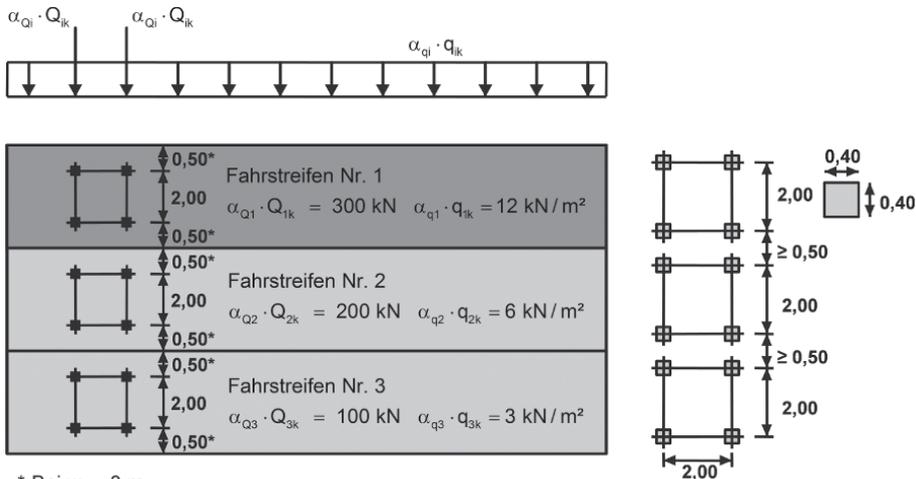
Bei dem obigen Vergleich ist zu beachten, dass der Teilsicherheitsbeiwert für Verkehr gegenüber der alten Regelung in DIN-FB 101 jetzt mit $\gamma_Q = 1,35$ anzusetzen ist (► DIN EN 1990 A2) und die nicht häufige Kombination in Zukunft entfällt (► DIN EN 1991-2/NA, 2.2 (2)). Die Auswirkungen der neuen Verkehrslastmodelle auf eine Auswahl repräsentativer Typen von Betonbrückenüberbauten sind in [Maurer 2011] untersucht und zusammengestellt worden.

Kriterien für die Anordnung der Gleichlast (UDL) und der Doppelachse (TS)

- Die gleichmäßig verteilte Last (UDL) ist jeweils nur auf den zu ungünstigen Beanspruchungen führenden Einflussflächen anzuordnen. Dies gilt für Untersuchungen sowohl in Brückenlängs- als auch in Brückenquerrichtung (► DIN EN 1991-2, 4.3.2 (1)).
- Die Fahrstreifen 1 und 2 sind unmittelbar nebeneinander ohne Restfläche zwischen diesen Fahrstreifen anzuordnen, wobei die Doppelachsen in diesen Fahrstreifen in Querrichtung im Regelfall gekoppelt anzuordnen sind (► DIN EN 1991-2, 4.3.2 (4)).
- In jedem Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse angesetzt werden und jede Achse hat zwei identische Räder, so dass jede Radlast $0,5 \cdot \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ beträgt (► DIN EN 1991-2, 4.3.2 (1)).
- Für globale Nachweise in Brückenlängsrichtung kann die Doppelachse zentrisch in den einzelnen Fahrstreifen angenommen werden (► DIN EN 1991-2, 4.3.2 (1)). Für lokale Nachweise, z. B. in der Querrichtung, ist die Tandemachse in den jeweiligen Fahrstreifen in ungünstiger Stellung – am Rand oder enger zusammengerückt, wobei der Abstand der Radachsen nicht weniger als 50 cm betragen soll – anzunehmen (► DIN EN 1991-2, 4.3.2 (5)).
- Außerhalb der Fahrbahnfläche ist auf Fuß und Radwegen ebenfalls eine Flächenlast $q_{rk} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ anzunehmen (► DIN EN 1991-2, Tab. 4.4a^{b)}).
- Die Fläche eines eventuell vorhandenen separaten Gehwegs ist mit 5 kN/m^2 zu belasten (► DIN EN 1991-2, 5.3.2.1 (1)).
- Die vereinfachten alternativen Regelungen nach DIN EN 1991-2, 4.3.2 (6) dürfen nicht angewendet werden (► DIN EN 1991-2/NA, 4.3.2).

Im vorliegenden Fall ergeben sich 2 Fahrstreifen für den Fahrbahnbereich, der restliche Bereich wird mit einer Flächenlast von $3,0 \text{ kN/m}^2$ belastet.

Die zentrische Anordnung der Doppelachse im jeweiligen Fahrstreifen kann für die Berechnung der Biegemomente M_y , Torsionsmomente M_t und Querkräfte V_z des Längsträgers angewendet werden. Da die Auflagerkräfte aus den Einwirkungen in Längsrichtung resultieren und eine globale Betrachtung darstellen, dürfen diese ebenfalls aus der zentrischen Anordnung der Doppelachse bestimmt werden.



* Bei $w_1 = 3 \text{ m}$

Bild 2-2 Regelanordnung des Lastmodells 1 (angepasster Grundwert) (► DIN EN 1991-2 Bild 4.2)

Die sich am vorliegenden Bauwerk für die globale Schnittgrößenermittlung in der Brückenlängsrichtung ergebenden relevanten Anordnungen der einzelnen Belastungen aus dem LM 1 sind in den Bildern 2-3 bis 2-7 dargestellt.

Laststellung 1 – Anordnung des Fahrstreifens 1 und 2 am linken Fahrbahnrand

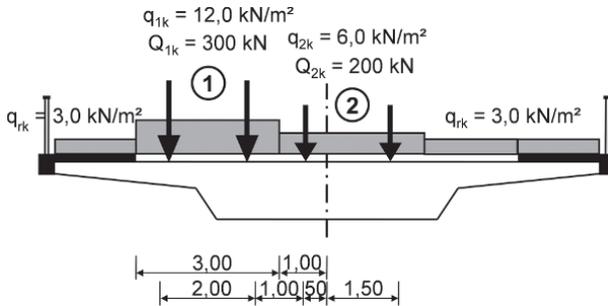


Bild 2-3 LM 1 – Laststellung 1

Laststellung 2 – Anordnung des Fahrstreifens 1 am linken Fahrbahnrand

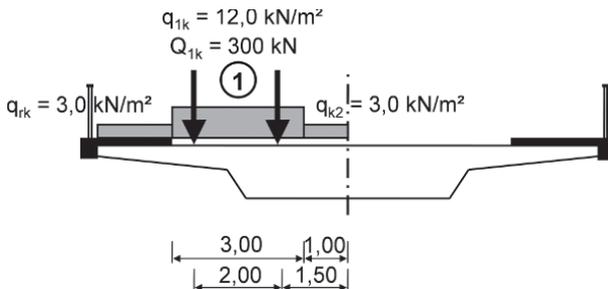


Bild 2-4 Tandem-System – Laststellung 2

Laststellung 3 – Anordnung der Fahrstreifen 1 und 2 am rechten Fahrbahnrand

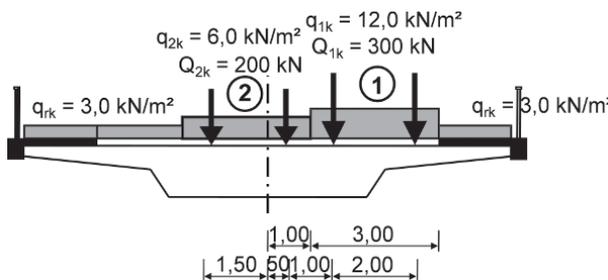


Bild 2-5 Tandem-System – Laststellung 3

Laststellung 4 – Anordnung des Fahrstreifens 1 am rechten Fahrbahnrand

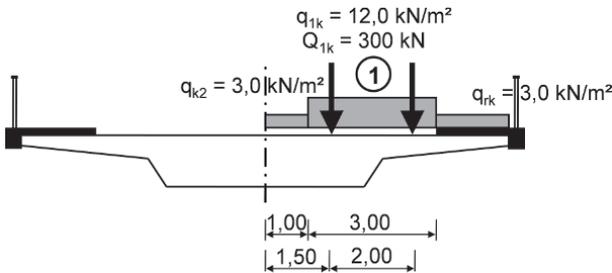


Bild 2-6 Tandem-System – Laststellung 4

Im vorliegenden Fall ist sowohl der Brückenquerschnitt als auch die Fahrbahnkonfiguration symmetrisch und über die gesamte Brückenlänge konstant. Weiterhin liegt der Grundriss nicht in einer Krümmung. Für die Untersuchung des Längssystems genügen damit die beiden erstgenannten Laststellungen.

Die Laststellung 5 ist für Untersuchungen in Brückenquerrichtung maßgebend (Bild 2-7).

Laststellung 5 – ungünstigste Laststellung für Nachweise in Querrichtung

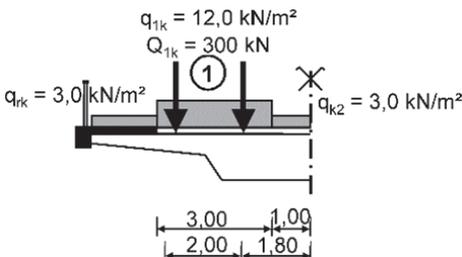


Bild 2-7 LM 1 – Laststellung 5

Lastmodell 2 – Einzelachse (► DIN EN 1991-2, 4.3.3)

Gemäß DIN EN 1991-2/NA 4.3.3 ist das Lastmodell 2 nicht anzuwenden.

Lastmodell 3 – Sonderfahrzeuge (► DIN EN 1991-2, 4.3.4)

Gemäß DIN EN 1991-2/NA, 4.3.4 sind keine Sonderfahrzeuge anzuwenden. Diese sind bereits durch den Ansatz des LM 1 abgedeckt.

Lastmodell 4 – Menschengedränge (► DIN EN 1991-2, 4.3.5)

Dieses Lastmodell sollte nur angewendet werden, wenn der Bauherr es verlangt. Es ist nur für globale Nachweise gedacht und gilt nur für gewisse vorübergehende Bemessungssituationen, wenn z. B. bei Veranstaltungen große Menschenansammlungen nicht auszuschließen sind. Falls dieses Lastmodell zu berücksichtigen ist, sind die Lasten mit 5 kN/m^2 gemäß DIN EN 1991-2, 4.3.5 (2) anzusetzen. Nach Vorgabe des Bauherrn ist dieses Lastmodell für das hier betrachtete Bauwerk nicht relevant.

Lastausbreitung

Für lokale Nachweise können die Radlasten unter einem Ausbreitungswinkel von 45° bis zur Mittellinie der Betonplatte als gleichmäßig über die Aufstandsfläche verteilt angenommen werden (► DIN EN 1991-2, 4.3.6).

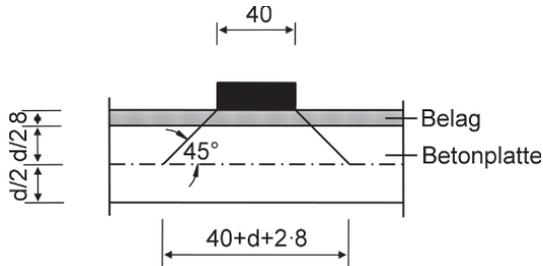


Bild 2-8 Lastausbreitung TS-Einzellast

Lasten aus Bremsen und Anfahren (► DIN EN 1991-2, 4.4.1)

Die Last aus Bremsen und Anfahren in Brückenlängsrichtung Q_{lk} wirkt in Höhe der Oberkante des fertigen Belags (► DIN EN 1991-2, 4.4.1 (1)) und wird im Regelfall entlang der Mittellinie des betrachteten Fahrstreifens angesetzt (► DIN EN 1991-2, 4.4.1 (4)). Im Normalfall kann die Exzentrizität der Wirkungslinie der Bremslast zum Überbauschwerpunkt unberücksichtigt bleiben. Auch im vorliegenden Beispiel hat die Exzentrizität keine relevante Auswirkung und wird vernachlässigt. Die Lasten aus Bremsen und Anfahren werden als Linienlast über die gesamte Brückenlänge angesetzt. Das Maximum dieser Last ist für die gesamte Brücke auf 900 kN begrenzt.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{lk}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{lk} \cdot w_1 \cdot L \quad (2-1)$$

$$\alpha_{Q1} \cdot 180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

(► DIN EN 1991-2, 4.4.1 (2) sowie
DIN EN 1991-2/NA, 4.4.1 (2))

mit

$\alpha_{Q1} = 1,0$	nationaler Anpassungsfaktor
$Q_{lk} = 300 \text{ kN}$	Grundwert Doppelachse des Fahrstreifens 1
$\alpha_{q1} = 1,0$	nationaler Anpassungsfaktor
$q_{lk} = 12 \text{ kN/m}^2$	Grundwert der Gleichlast des Fahrstreifens 1
$w_1 = 3 \text{ m}$	Fahrstreifenbreite
$L = 178 \text{ m}$	Länge des Überbaus
$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 12,0 \cdot 3,0 \cdot 178 = 1000,8 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$	
$q_{lk} = Q_{lk}/L = 900/178 = 5,06 \text{ kN/m}$	

Q_{lk} ist positiv und negativ (Bremsen und Anfahren) anzusetzen (► DIN EN 1991-2, 4.4.1 (5)).

Horizontalkräfte, die an Fahrbahnübergängen oder an Bauteilen wirken, welche nur durch eine Achse beansprucht werden können, sollten in folgender Größe berücksichtigt werden (► DIN EN 1991-2/NA, 4.4.1 (6)):

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{lk} \quad (2-2)$$

Fliehkräfte (► DIN EN 1991-2, 4.4.2)

Die Fliehkraft ist auf der Oberkante des Fahrbahnbelags und radial wirkend zur Fahrbahnachse anzunehmen. Die Einzellasten, welche bereits die dynamischen Überhöhungen beinhalten, können Tabelle 2-4 entnommen werden. Diese Einzellast ist an jeder Stelle des Überbaus aufzubringen.

Tabelle 2-4 Charakteristischer Wert der Fliehkräfte
(► DIN EN 1991-2, Tab. 4.3)

$Q_{lk} = 0,2 \cdot Q_v$ (kN)	wenn $r < 200$ m
$Q_{lk} = 40 \cdot Q_v/r$ (kN)	wenn $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{lk} = 0$	wenn $r > 1500$ m

r horizontaler Radius der Fahrbahnmittellinie in Meter

Q_v Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Lastmodells 1, z. B.
 $\sum_i \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{ik})$

Eine Seitenkraft aus schrägem Bremsen oder Anfahren muss nicht berücksichtigt werden (► DIN EN 1991-2/NA, 4.4.2 (4)).

Da das hier behandelte Bauwerk in einer Geraden trassiert ist, sind keine Zentrifugallasten zu berücksichtigen.

Fahrzeuge auf dem Gehweg – außergewöhnliche Einwirkung (► DIN EN 1991-2, 4.7.3.1 (3))

Die Schutzplanke gilt als verformbare Schutzeinrichtung (nur Betonschutzwände gelten als starre Schutzeinrichtungen), so dass als außergewöhnliche Belastung eine abirrende Achslast $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$ gemäß DIN EN 1991-2, 4.3.2 bis zum Rand des Überbaus hinter der Schutzeinrichtung in ungünstigster Stellung aufzubringen ist.

$$\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,0 \cdot 200 \text{ kN}$$

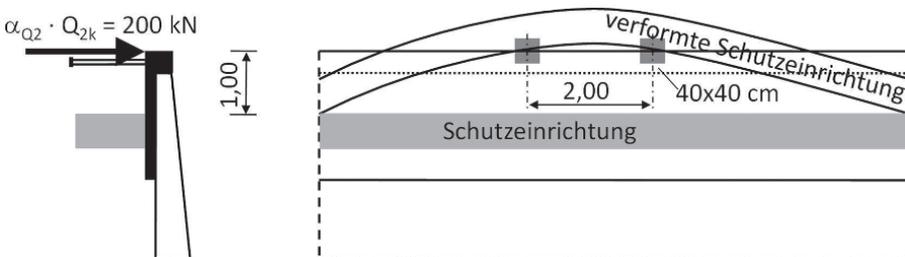


Bild 2-9 Anordnung der Achslast auf der Kappe bei deformierbarer Schutzeinrichtung

Es ist eine komplette Achse in Längs- oder Querrichtung anzuordnen. Für das vorliegende Beispiel ergibt sich die maßgebende Anordnung der Achse gemäß Bild 2-9. Wenn aus geometrischen Gründen die Anordnung einer ganzen Achse nicht möglich ist, sollte ein einzelnes Rad berücksichtigt werden (► DIN EN 1991-2, 4.7.3.1 (2)).

Schrammbordstoß – außergewöhnliche Einwirkung (► DIN EN 1991, 4.7.3.2)

Für einen Fahrzeuganprall an den Schrammbord ist eine horizontale Ersatzlast von 100 kN in Brückenquerrichtung 5 cm unter Oberkante Schrammbord auf 0,5 m Länge anzusetzen. Für die Lastausbreitung kann bei starren Bauteilen ein Winkel von 45° angenommen werden. Wenn ungünstig, ist gleichzeitig die folgende vertikale Einzellast anzunehmen:

$$0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 0,75 \cdot 1,00 \cdot 300 = 225 \text{ kN}$$

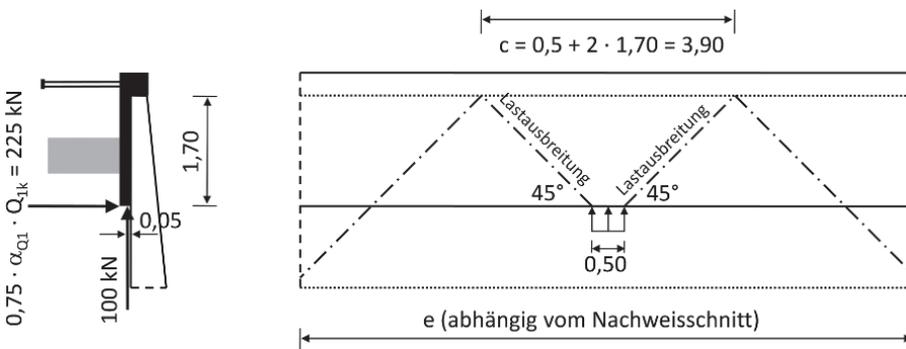


Bild 2-10 Anpralllast an Schrammbord und Lastausbreitung

Anprall an Schutzeinrichtungen – außergewöhnliche Einwirkung (► DIN EN 1991-2, 4.7.3.3)

Aus dem Anprall von Fahrzeugen an Schutzeinrichtungen ist für die Bauwerksbemessung eine durch die Schutzeinrichtung übertragene Last entsprechend Tab. 4.9 aus DIN EN 1991-2 anzusetzen. Die Horizontallastklasse bzw. Anprallheftigkeitsstufe der verwendeten Schutzeinrichtung ist gemäß ARS 6/2009 der Einsatzfreigabeliste für Fahrzeugrückhaltesysteme in Deutschland, welche auf den Internetseiten der BAST veröffentlicht ist, zu entnehmen. Die in diesem Beispiel verwendete Schutzeinrichtung mit der Aufhaltestufe N2 ist laut Einsatzfreigabeliste in die Anprallheftigkeitsstufe Klasse A eingestuft. Die Last wirkt in Brücken-

$$0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 225 \text{ kN}$$

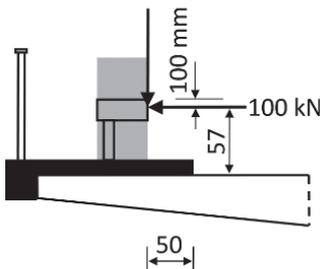


Bild 2-11 Anpralllast an die Schutzeinrichtung