Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße, Technische Universität Dresden, Lehrstuhl für Stahlbau

Lasten und Einwirkungen auf Brücken einschließlich Kombinationsregeln (DIN-Fachbericht 101)

Inhalt

1 Übersicht

2 Ständige Lasten einschließlich Eigenlasten

3 Verkehrslasten auf Brücken
3.1 Allgemeines
3.2 Verkehrslasten auf Straßenbrücken
3.3 Verkehrslasten auf Geh- und Radwegbrücken
3.4 Verkehrslasten und andere typische Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

4 Windeinwirkungen auf Brücken

5 Temperatureinwirkungen

6 Schneelasten

7 Anheben zum Auswechseln von Lagern

8 Einwirkungskombinationen
8.1 Allgemeines
8.2 Straßenbrücken
8.3 Geh- und Radwegbrücken
8.4 Eisenbahnbrücken

1 Übersicht

Die meisten Einwirkungen auf Brücken sind im Eurocode 1 festgelegt. Im Einzelnen enthalten folgende Teile des EC 1 Festlegungen für Brücken:

- ENV 1991-2-3 Schneelasten
- ENV 1991-2-4 Windlasten
- ENV 1991-2-5 Temperatureinwirkungen
- ENV 1991-2-6 Lasten und Verformungen während der Bauausführung
- ENV 1991-2-7 Außergewöhnliche Einwirkungen
- ENV 1991-3 Verkehrslasten auf Brücken

Der letztere Teil ist der wesentliche für Brücken und bildet die Grundlage für das Kapitel IV des DIN-Fachberichts 101, das mit 112 Seiten etwa 80 % von dessen Inhalt umfasst.

Für ständige Lasten bezieht sich der DIN-Fachbericht 101 auf die E DIN 1055-1[1], für Temperatureinwirkungen auf die E DIN 1055-7[2].

2 Ständige Lasten einschließlich Eigenlasten

Für die Wichte und die Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen ist E DIN 1055-1 (03/2000) anzuwenden. Sie aktualisiert die Ausgabe von 1978 vor allem durch Streichung nicht mehr verwendeter Baustoffe und Anpassung an europäischer Regelungen.

Der DIN-Fachbericht 101 schreibt in Kapitel III vor, für den Fahrbahnbelag von Straßenbrücken mindestens eine Flächenlast von 0,24 kN/m^2 je cm Dicke anzusetzen. Nach Kapitel IV, 4.10.1 ist für Mehreinbau von Fahrbahnbelag beim Herstellen einer Ausgleichsgradiente eine Flächenlast von 0,5 kN/m^2 anzunehmen. Im Anhang M werden zusätzlich Lastannahmen für Eisenbahnbrücken festgelegt, davon in M.1 für das Eigengewicht der Fahrbahn. Tabelle 1 (M.1) enthält das Gewicht von Fahrbahnen mit Schotterbett und Regelquerschnitt einschließlich einer Hebungsreserve von 10 cm.

Geschwindigkeit V in km/h	Fahrbahnhöhe in m	1 Gleis		2 Gleise	
		Fahrbahnbreite in m	Gewicht in kN/m	Fahrbahnbreite in m	Gewicht in kN/m
V≤160	0,70	4,40	55	8,40	105
160<V≤200	0,75	4,40	60	8,40	115
200<V≤300	0,80	4,40	65	8,90	130

Tabelle 1. (M.1): Fahrbahngewichte von Eisenbahnbrücken (in Klammern Nummerierung im DIN-Fachbericht 101)

Weiter sind im Anhang M Angaben für Abweichungen von der Regelausführung und für Einwirkungen an den Befestigungsstellen von Oberleitungs- und Signalmasten enthalten.

3 Verkehrslasten auf Brücken

3.1 Allgemeines

Einwirkungen aus Verkehr auf Straßenbrücken, Geh- und Radwegbrücken und auf Eisenbahnbrücken bestehen aus veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen.

Normalerweise sind die genannten Verkehrslasten veränderliche Einwirkungen. Ihre verschiedenen repräsentativen Werte sind

- charakteristische (seltene) Werte (Wiederkehrperiode 100 Jahre)
- nicht häufige Werte (Wiederkehrperiode 1 Jahr)
- häufige Werte (Wiederkehrperiode 1 Woche)
- quasi-ständige Werte

Aus den charakteristischen Werten erfolgt die Abminderung auf die

- nicht häufigen Werte mit ψ_1',
- häufigen Werte mit ψ_1,
- quasi-ständigen Werte mit ψ_2.

Zusätzlich sind noch Lastkombinationsbeiwerte ψ_0 festgelegt.

Als **außergewöhnliche** Einwirkungen sind Anprall, Achslasten auf Geh- und Radwegen, Abirren bzw. Entgleisung von Fahrzeugen und Fahrleitungsbruch zu betrachten.

3.2 Verkehrslasten auf Straßenbrücken

3.2.1 *Allgemeines*

Die folgenden Angaben gelten für Brücken mit Einzelstützweiten unter 200 m und mit Fahrbahnbreiten bis 42 m. Für größere Abmessungen liegen die Lastannahmen i.a. auf der sicheren Seite. Eine abweichende Festlegung durch den Bauherrn ist möglich.

Die tatsächlichen Straßenverkehrslasten werden durch fiktive Modelle für vertikale, horizontale und außergewöhnliche Lasten sowie für Ermüdungsnachweise idealisiert.

Die Fahrbahn der Breite w wird entsprechend der Tabelle 2 in Fahrstreifen eingeteilt.

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

Tabelle 2 (4.1): Anzahl n_l und Breite w_l der Fahrstreifen

Ist ein Mittelstreifen vorhanden, so gilt die Regelung für jede einzelne Richtungsfahrbahn, es sei denn die Leiteinrichtungen sind abnehmbar.

Die Fahrstreifen sollten so nummeriert werden, dass der am ungünstigsten wirkende Streifen die Nummer 1 trägt. Der nächst ungünstigste wird Nr. 2 usw. , s. Abb. 1.

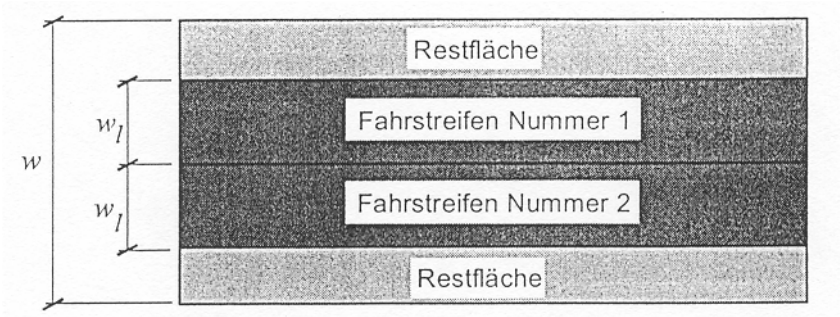


Abb. 1 (4.1): Beispiel einer Streifennummerierung

Für jeden Einzelnachweis können sich Lage und Nummerierung der Fahrstreifen ändern, da sich immer die ungünstigste Beanspruchung aus den Lastmodellen ergeben muss. Z. B. ist

beim Nachweis eines Querträgers der Fahrstreifen 1 beim Biegespannungsnachweis in der Nähe der Mitte, beim Schubspannungsnachweis in der Nähe des Auflagers anzunehmen.

3.2.2 *Vertikallasten (charakteristische Werte)*

Die Einwirkungen aus Verkehr werden vereinfacht durch folgende Lastmodelle für ständige und auch vorübergehende Bemessungssituationen erfasst:

- Lastmodell 1: Einzellasten und Flächenlasten zur Abdeckung der meisten LKW- und PKW-Lasten, Anwendung für globale und lokale Nachweise
- Lastmodell 2: Einzelachse mit typischen Reifenaufstandsflächen für lokale Nachweise bei Bauteilen mit sehr kurzen Stützweiten

Für Ermüdungsnachweise gibt es noch ein Lastmodell 3 (Einzelfahrzeug), das unter 3.2.5 behandelt wird.

<u>Lastmodell 1 (Haupt- Lastmodell)</u>

das Haupt-Lastmodell besteht aus zwei Teilen:

a) Doppelachse (Tandem-System TS): Jede Achslast beträgt

$$\alpha_Q \cdot Q_k$$

wobei α_Q ein Anpassungsfaktor ist.

In jedem Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse aufgestellt werden und es sollten nur vollständige Doppelachsen angeordnet werden. Jede Doppelachse sollte im Fahrstreifen in der ungünstigsten Stellung angeordnet werden. Jede Achse der Doppelachse hat zwei identische Räder, so dass jede Radlast 0,5 $\alpha_Q \cdot Q_k$ beträgt. Die Aufstandsfläche jedes Rades ist ein Quadrat mit einer Seitenlänge von 0,40 m, s. Abb. 2.

b) Die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL-System) beträgt pro m^2:

$$\alpha_q \cdot q_k$$

wobei ein α_q ein Anpassungsfaktor ist.

Diese Lasten sollten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung nur auf den belastenden Teilen der Einflussfläche aufgebracht werden.

Das Lastmodell sollte auf jeder rechnerischen Fahrspur auf der Restfläche angeordnet werden. Auf dem rechnerischen Fahrstreifen i betragen die Belastungen $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ bzw. $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ (siehe Tabelle 3). Auf der Restfläche beträgt die Belastung $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$.

Falls nicht anderweitig festgelegt, enthalten die Zahlenwerte für Q_{ik} und q_{ik} den dynamischen Erhöhungsfaktor, d.h. es ist kein gesonderter (stützweitenabhängiger) Schwingbeiwert wie in DIN 1072 festgelegt.

Zur Berechnung globaler Einwirkungen kann eine zentrische Stellung der Doppelachsen in den rechnerischen Fahrstreifen angenommen werden.

Die Zahlenwerte für Q_{ik} und q_{ik} sind in Tabelle 3 angegeben.

Stellung	**Doppelachse**			**Gleichmäßig verteilte Last**
	Grundwert	α_{Qi}	**angepasster Grundwert**	
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} (oder q_{rk}) in kN/m²
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	9,0
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,5
Fahrstreifen 3	0	-	0	2,5
Andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5
Restfläche (q_{rk})	0	-	0	2,5

Tabelle 3 (4.2): Grundwerte und angepasste Grundwerte

Die Fahrstreifen 1 und 2 sind unmittelbar nebeneinander ohne Restfläche zwischen diesen Fahrstreifen anzuordnen. Die Doppelachsen in diesen Fahrstreifen sind in Querrichtung als nebeneinander stehend anzusehen.

Im Fahrstreifen 3 und den weiteren Fahrstreifen sind keine Doppelachsen anzuordnen siehe Abb. 2.

Abb. 2 (4.2): Lastmodell 1 (angepasste Grundwerte)

Die Zahlenwerte der Anpassungsfaktoren α_{Qi}, α_{qi} und α_{qr} können für verschiedene Straßenklassen oder für verschiedene erwartete Verkehrszusammensetzungen unterschiedlich sein.

Falls keine anderen Festlegungen getroffen sind, gilt

$\alpha_{Q1} = 0{,}8$
$\alpha_{Q2} = 0{,}8$
$\alpha_{q1} = 1{,}0$
$\alpha_{q2} = 1{,}0$
$\alpha_{q3} = 1{,}0$
$\alpha_{qr} = 1{,}0$

<u>Lastmodell 2</u>

Das Lastmodell besteht aus einer Einzelachse mit der Achslast $\beta_Q \cdot Q_{ak} = 0{,}8 \cdot 240 = 192\,kN$. In Einzelfällen ist nur eine Radlast von $0{,}8 \cdot 120 = 96\,kN$ zu berücksichtigen.

Da Lastmodell 1 ebenfalls für lokale Nachweise gilt und den „dynamischen Erhöhungsfaktor“ $\beta_Q = 0{,}8$ nicht enthält, kann auf Lastmodell 2 verzichtet werden.

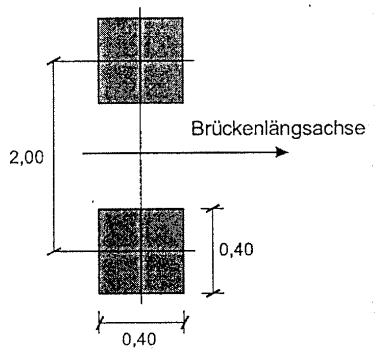


Abb. 3 (4.3): Lastmodell 2

Verteilung der Einzellasten

Generell darf eine Lastverteilung unter 45^0 durch Fahrbahnbelag und –platte angenommen werden. Sie kann von der Fahrbahnoberfläche bis zur Mittelebene der Betonplatte bzw. des Fahrbahnbleches orthotroper Platten angesetzt werden.

3.2.3 *Horizontallasten (charakteristische Werte)*

Brems- und Anfahrlasten

Die Bremslast Q_{lk} ist in Längsrichtung in Höhe der Oberkante des fertigen Belages wirkend anzunehmen.

Der für die gesamte Brückenbreite auf 900 kN begrenzte charakteristische Wert Q_{lk} ist anteilig zu den maximalen vertikalen Lasten des in Fahrstreifen 1 vorgesehenen Lastmodells wie folgt festgelegt:

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

$$= 288 + 0{,}9 \cdot w_l \cdot L \quad \text{in kN.}$$

Dabei gilt:

L ist die Länge des Überbaues oder des zu berücksichtigenden Teiles des Überbaues.

Diese Last sollte entlang der Mittellinie **eines** rechnerischen Fahrstreifens angenommen werden. Falls jedoch die Exzentrizität unbedeutend ist, darf die Last in der Mittellinie der Fahrbahn wirkend angenommen werden. Sie darf als gleichmäßig verteilt über die Belastungslänge angenommen werden.

Falls nicht anderweitig festgelegt, sollten Lasten aus Anfahren in derselben Größe wie die Bremskräfte angesetzt werden, jedoch in entgegengesetzter Richtung wirkend.

Anmerkung: Praktisch bedeutet dies, dass Q_{lk} sowohl positiv als auch negativ anzusetzen ist.

Zentrifugallasten

Die Zentrifugallast Q_{tk} ist als in Höhe des fertigen Fahrbahnbelages im Querrichtung wirkende Last radial zur Fahrbahnachse anzunehmen.

Der charakteristische Wert von Q_{tk}, der die dynamische Erhöhung schon beinhaltet, ist in Tabelle 4 angegeben.

$Q_{tk} = 0{,}2\ Q_v$ in kN	wenn: $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40\ Q_v / r$ in kN	wenn: $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	wenn: $r > 1500$ m

Tabelle 4 (4.3): Charakteristische Werte von Zentrifugallasten

Hierbei gilt:

r horizontaler Radius der Fahrbahnmittellinie in m

Q_v Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Lastmodells 1 (Abb. 2), d.h. $Q_v = 2 \cdot 240 + 2 \cdot 160 = 800$ kN.

3.2.4 *Verkehrslastgruppen für Straßenbrücken*

Bei Gleichzeitigkeit des Wirkens von Lastmodell 1, Horizontallasten und Lasten auf Geh- und Radwegen (s. Abschnitt 2.3.3 Geh- und Radwegbrücken) wird über die Gruppen gr 1 bis gr3 entsprechend Tabelle 5 berücksichtigt. Diese Gruppen schließen sich gegenseitig aus. Jede Gruppe ist als charakteristischer Wert der (mehrkomponentigen) Verkehrslast aufzufassen und mit den Kombinationsbeiwerten nach Tabelle 17 (C2) entsprechend [3] 4.2, Gl.(17) für ständige Bemessungssituationen mit den anderen Einwirkungen zu überlagern.

		Fahrbahn			**Geh- und Radwege**
Lastart		Vertikallasten	Horizontallasten		Nur Vertikallasten
Lastmodell		Lastmodell 1	Brems- und Anfahrlasten	Zentrifugal-lasten	Gleichmäßig verteilte Belastung
Lastgruppen	gr 1	Charakterist. Wert	-	-	2,5 kN /m² [1)]
	gr 2	Häufiger Wert	Charakterist. Wert	Charakterist. Wert	-
	gr 3	-	-	-	Charakterist. Wert 5 kN /m² [1)]

Leiteinwirkung

[1)] Falls dies ungünstiger ist, sollte nur ein Gehweg belastet werden.

Tabelle 5 (4.4): Verkehrslastgruppen für Straßenbrücken (charakteristische Werte)

Falls statt der charakteristischen Werte entsprechend Tabelle 5 **nicht häufige,** s. [3] 4.2, Gl. (25), Werte der Verkehrslastgruppen benötigt werden, sind dort die charakteristischen durch die nicht häufigen Werte der einzelnen Lasten zu ersetzen.

Der **häufige** Wert der gr 1 entspricht dem häufigen Wert von Lastmodell 1 (ohne Geh- und Radwegbelastung), von gr 3 dem häufigen Wert von Geh- und Radwegbelastung.

3.2.5 *Lastmodell für Ermüdungsberechnungen*

Der über die Brücke fließende Straßenverkehr führt an für die Materialermüdung maßgebenden Stellen zu einem Spannungsspektrum, das dort ermüdungswirksam sein kann. Das Spannungsspektrum hängt von den Abmessungen der Fahrzeuge, den Achslasten, den Fahrzeugabständen, der Verkehrszusammensetzung und den dynamischen Wirkungen ab.

Für Ermüdungsnachweise sollte eine Verkehrskategorie auf Brücken mindestens festgelegt werden durch:

- Anzahl der Streifen mit Lastkraftverkehr
- Anzahl der Lastkraftwagen pro Jahr und Streifen mit LKW-Verkehr N_{obs} aus Verkehrszählungen oder Verkehrsschätzungen.

Die Zahlenwerte von N_{obs} der Tabelle 6 beziehen sich auf einen Streifen mit LKW-Verkehr. Falls nicht anders festgelegt, sollten für das Ermüdungslastmodell 3 diese Zahlenwerte gewählt werden.

Verkehrskategorie		N_{obs} **pro Jahr und pro LKW-Fahrstreifen**
1:	Autobahnen und Straßen mit 2 oder mehr Fahrstreifen je Fahrt-richtung mit hohem LKW-Anteil	$2 \cdot 10^6$
2:	Autobahnen und Straßen mit mittlerem LKW-Anteil	$0{,}5 \cdot 10^6$
3:	Hauptstrecken mit geringem LKW-Anteil	$0{,}125 \cdot 10^6$
4:	Örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil	$0{,}05 \cdot 10^6$

Tabelle 6 (4.5): Anzahl erwarteter LKW pro Jahr und LKW- Fahrstreifen

Auf jeder Überholspur sollten zusätzlich 10 % von N_{obs} berücksichtigt werden.

Zur Ermittlung globaler Einwirkungen (z. B. für Hauptträger) ist das Ermüdungslastmodell 3 in die Achse des rechnerischen Fahrstreifens zu stellen, der so angeordnet wird, dass sich die ungünstigsten Beanspruchungen ergeben.

Zur Ermittlung lokaler Einwirkungen (z. B. für Platten oder orthotrope Fahrbahnplatten) ist das Lastmodell 3 ebenfalls in die Fahrstreifenachse zu stellen. Die hierfür ungünstigste Fahrstreifenanordnung muss nicht mit derjenigen für die globale Untersuchung übereinstimmen.

Das Lastmodell 3 für Ermüdungsnachweise beinhaltet dynamische Erhöhungsfaktoren bei Annahme einer guten Belagsqualität. Bei Brückenneubauten kann von dieser guten Qualität ausgegangen werden. Ein zusätzlicher Erhöhungsfaktor $\Delta\varphi_{fat}$ sollte in der Nähe von Fahrbahnübergängen berücksichtigt werden (s. Abb. 4). Dieser Faktor ist für alle Lasten entsprechend dem Abstand des untersuchten Querschnitts vom Fahrbahnübergang anzunehmen.

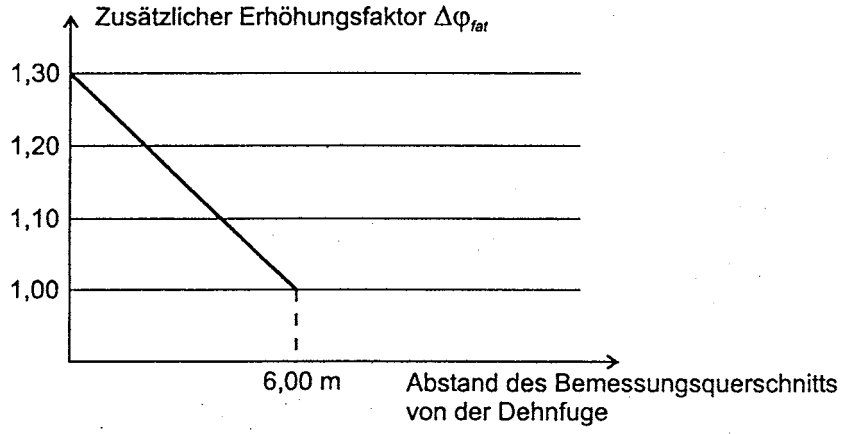


Abb. 4 (4.9): Zusätzlicher Erhöhungsfaktor $\Delta\varphi_{fat}$

Das Lastmodell 3 besteht aus vier Achsen mit je zwei identischen Rädern. Abb. 5 zeigt die Geometrie. Die Achslasten betragen je 120 kN, die Radlasten je 60 kN; die Aufstandsfläche jedes Rades ist ein Quadrat mit 0,40 Seitenlänge.

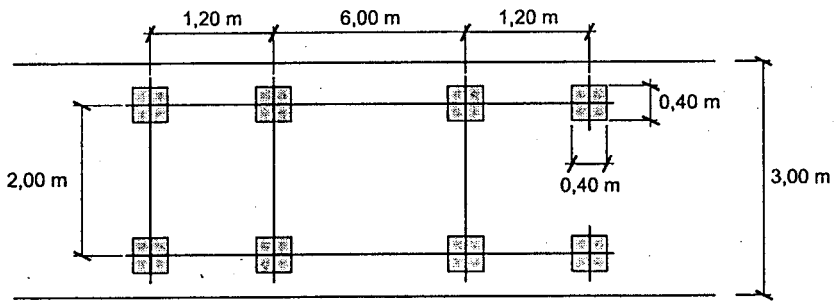


Abb. 5 (4.10): Ermüdungslastmodell 3

Die maximalen und minimalen Spannungen sowie die Spannungsunterschiede, d.h. ihre algebraische Differenz aus der Überfahrt des Modells über die Brücke, sollten berechnet werden.

Bei Durchlaufträgerbrücken mit Stahl- und Verbundquerschnitt mit Spannweiten ≥ 40 m ist ein zweites Ermüdungslastmodell 3 (Einzelfahrzeugmodell) nach Abb. 5 mit einem Abstand von 40 m von der Vorderachse des ersten Fahrzeuges bis Vorderachse des zweiten Fahrzeuges zu berücksichtigen (s. Abb. 5a)

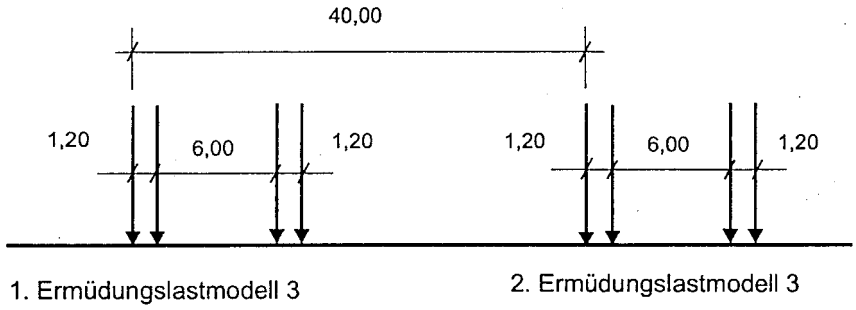


Abb. 5a (4.10a): Ansatz von zwei Ermüdungslastmodellen 3 bei Stahl- und Verbund-Durchlaufträgerbrücken mit Spannweiten ≥ 40 m

Von den Autoren durchgeführte Untersuchungen wiesen die Notwendigkeit des Ansatzes eines zweiten Lastmodells beim statischen Nachweis von Durchlaufträgern (Fall LKW-Stau) nach. Ob das zweite Lastmodell für Ermüdungsnachweise wirklich erforderlich ist, sollte bald geklärt werden.

3.2.6 *Außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenfahrzeugen*

Außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenfahrzeugen sind entsprechend den folgenden Situationen zu berücksichtigen

- Fahrzeuganprall unter der Brücke an Pfeiler oder Überbauten
- Schwere Radlasten auf Gehwegen (falls nicht durch starre Schutzeinrichtungen gesichert)
- Fahrzeuganprall an Schrammborde, Schutzeinrichtungen und Stützen oberhalb der Fahrbahn

<u>Anpralllasten aus Fahrzeugen unter der Brücke</u>

Die Lasten an Pfeiler oder Rahmenstiele sind mit 1000 kN längs oder 500 kN quer zur Fahrtrichtung anzunehmen, Angriffshöhe 1,25 m über der Geländeoberfläche.

Anpralllasten sind nicht anzusetzen bei sehr massiven vollen Stahlbetonstützen und –scheiben mit einer Länge in Fahrtrichtung von $l \geq 1{,}6$ m und einer Breite $b \geq 1{,}6$ m - $0{,}2\, l \geq 0{,}9$ m.

Für runde bzw. ovale volle oder vergleichbare Stützen gelten ähnliche Regelungen.

Leichte Überbauten (Auflagerlast aus ständigen Lasten ≤ 250 kN je Stützungsachse) sind gegen waagerechte Verschiebung durch Anprall hoch beladener Fahrzeuge zu sichern.

<u>Schwere Radlasten auf Geh- und Radwegen</u>

Bei starren Schutzeinrichtungen ist eine außergewöhnliche Achslast $\alpha_{Q2}Q_{2k}$ = 160 kN entsprechend Abb. 6 vor der Schutzeinrichtung anzuordnen. Sie wirkt nicht gleichzeitig mit den anderen Verkehrslasten auf der Fahrbahn.

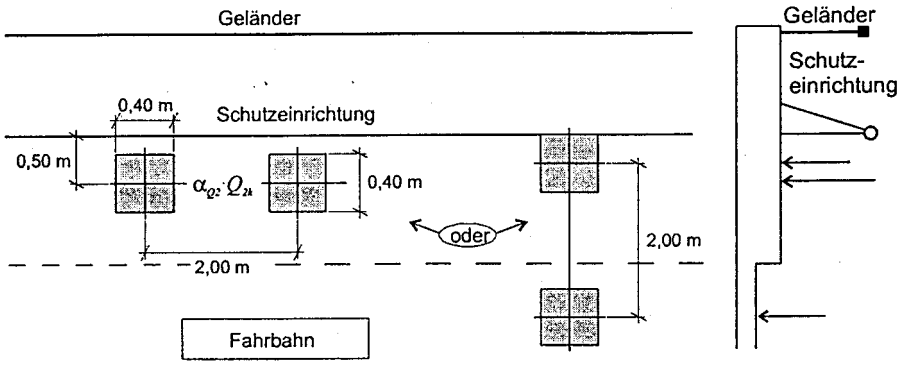


Abb. 6 (4.11): Anordnung von Lasten auf Geh- und Radwegen von Straßenbrücken

Hinter der Schutzeinrichtung ist mindestens eine Radlast von 40 kN mit 20 cm x 20 cm Aufstandsfläche anzunehmen.

Bei deformierbaren Schutzeinrichtungen sind die Lasten nach Abb. 6 1 m dahinter, bei fehlender Schutzeinrichtung am Überbaurand anzuordnen.

<u>Anpralllasten auf Schrammborde</u>

Wie in DIN 1072 ist eine Seitenkraft von 100 kN 0,05 m unter Oberkante Schrammbord anzunehmen. Diese darf auf 50 cm Länge verteilt werden, und bei starren Bauteilen ist eine Ausbreitung unter 45^0 anzunehmen (Abb. 7).

Gleichzeitig mit der Anpralllast ist eine Vertikallast von 0,75 $\alpha_{Q1}Q_{1k}$ = 180 kN anzusetzen, falls dies ungünstiger ist.

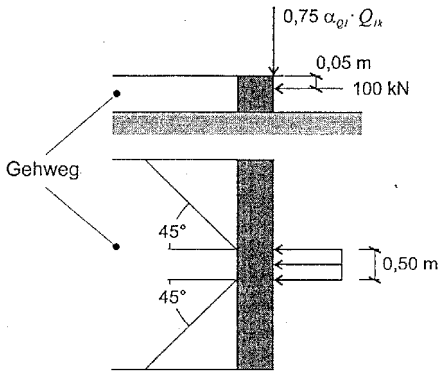


Abb. 7 (4.12): Fahrzeuganprall an Schrammborde

Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen

Auch hier sind 100 kN quer zur Fahrtrichtung anzunehmen. Diese sind 100 mm unter OK Schutzeinrichtung bzw. 1 m über Fahrbahn oder Gehweg anzusetzen. Der kleinere Wert darf angenommen werden. Lastverteilung auf 50 cm Länge, ggf. gleichzeitig wirkende Vertikallast $0{,}5\ \alpha_{Q1}Q_{1k} = 120$ kN.

Anpralllasten auf tragende Bauteile

Tragende Bauteile oberhalb der Fahrbahnebene wie Endpfosten und –diagonalen sind wie Pfeiler unter der Brücke auf 1000 kN längs oder 500 kN quer zur Fahrtrichtung, Kraftangriff 1,25 m über der Fahrbahn nachzuweisen. Veränderliche Lasten brauchen im Nachweis i.d.R. nicht berücksichtigt zu werden.

3.2.7 *Lasten aus Fußgänger- und Radverkehr auf Straßenbrücken*

Für Geh- und Radwege auf Straßenbrücken ist eine gleichmäßig verteilte Last q_{fk}= 5,0 kN/m^2 anzusetzen. In Kombination mit dem Lastmodell 1 auf der Fahrbahn darf dieser Wert auf 2,5 kN/m^2 (gr 1 nach Tabelle 5) reduziert werden.

3.2.8 *Einwirkungen auf Geländer*

Falls die Geländer hinreichend gegen Fahrzeuganprall geschützt sind, sind sie auf eine horizontal nach außen oder innen wirkende Linienlast von 0,8 kN/m an der Oberkante zu bemessen.

3.2.9 *Lastannahmen für Hinterfüllungen*

Die vertikale Belastung der Fahrbahn hinter Widerlagerwänden, Flügelmauern und anderen Bauteilen mit direktem Kontakt zum Erdkörper ist wie auf der Brücke mit dem Lastmodell 1 anzunehmen.

Für Kammerwände ist in Fahrtrichtung eine Bremskraft $0{,}6\ \alpha_{Q1}Q_{1k} = 144$ kN gleichzeitig mit der Achslast $\alpha_{Q1}\cdot Q_{1k} = 240$ kN und dem Erddruck der Hinterfüllung anzusetzen, s. Abb. 7a.

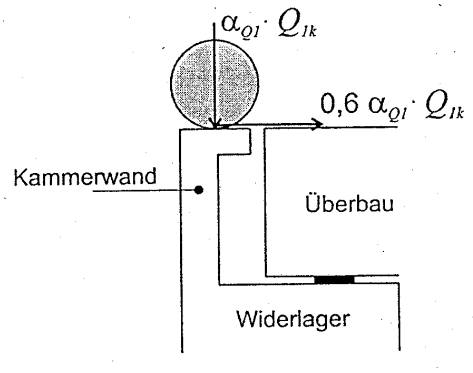


Abb. 7a (4.13): Lasten für Kammerwände

3.3 Verkehrslasten auf Geh- und Radwegbrücken

3.3.1 *Grundsätzliches*

Die folgenden Angaben gelten für Brücken bis 6 m Breite zwischen den Geländern. Bei breiteren Brücken darf davon abgewichen werden.

Der tatsächliche Fußgänger- und Radfahrverkehr wird durch Lastmodelle idealisiert, die für die üblichen Nachweise bereits dynamische Erhöhungsfaktoren enthalten. Diese Lastmodelle gelten für

- Geh- und Radwegbrücken
- Geh- und Radwege auf Straßenbrücken
- Dienstwege auf Eisenbahnbrücken.

Außerdem sind ungewöhnliche Einwirkungen wie Anpralllasten an Pfeiler und unplanmäßige Fahrzeuglasten auf der Brücke zu berücksichtigen.

3.3.2 *Vertikallasten (charakteristische Werte)*

Es ist eine gleichmäßig verteilte Last von $q_{fk} = 5\ kN/m^2$ anzusetzen.

Bei Stützweiten L_{sj} über 10 m darf folgende Abminderung vorgenommen werden

$$2{,}5\,kN/m^2 \le q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \le 5{,}0\,kN/m^2,$$ siehe Abb. 8.

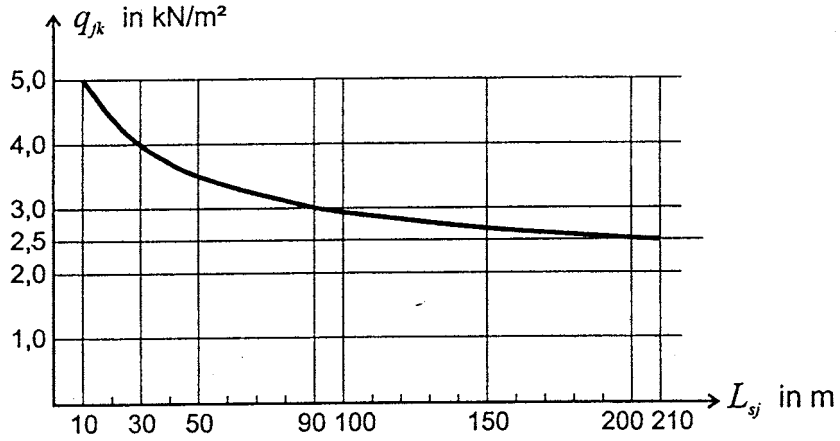


Abb. 8 (5.1): Gleichmäßig verteilte Last q_{fk} in Abhängigkeit von der Stützweite L_{sj}

Für lokale Nachweise ist eine Einzellast Q_{fwk} von 10 kN mit 10 cm x 10 cm Aufstandsfläche vorgeschrieben, falls keine Dienstfahrzeuge vorgesehen oder unplanmäßige Fahrzeuge auf der Geh- und Radwegbrücke zu berücksichtigen sind.

3.3.3 *Horizontallasten (charakteristische Werte)*

Als Horizontalkraft $Q_{fl/k}$ sollte in der Brückenachse in Oberkante Belag der größere der folgenden Werte angenommen werden

- 10 Prozent der Gesamtlast infolge der Flächenlast q_{fk}
- 60 Prozent des Gewichts des ggf. anzusetzenden Dienstfahrzeugs.

3.3.4 *Lastgruppen für Geh- und Radwegbrücken*

Die Gleichzeitigkeit der anzunehmenden Vertikal- und Horizontallasten wird durch die Bildung der Lastgruppen nach Tabelle 7 geregelt.

Belastungsart		**Vertikallast**		**Horizontallast**
Lastsystem		Gleichmäßig verteilte Last	Dienstfahrzeuge	
Last-gruppe	gr 1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr 2	0	F_k	Q_{flk}

Tabelle 7 (D.1): Definition von Lastgruppen (charakteristische Werte)

Jede Gruppe ist bei Kombination mit anderen Einwirkungen als eine Einwirkung aufzufassen.

3.3.5 *Außergewöhnliche Einwirkungen für Geh- und Radwegbrücken*

Ursachen sind

- Straßenverkehr unter der Brücke (Anprall) und
- außergewöhnliche Anwesenheit eines LKW auf der Brücke

Anpralllasten aus Fahrzeugen unter der Brücke

Für die Pfeiler von Geh- und Radwegbrücken sind dieselben Anpralllasten wie für Straßenbrücken anzunehmen, d. h. 1000 kN längs oder 500 kN quer zur Fahrtrichtung in 1,25 m Höhe über Gelände.

Bei massiven Stahlbetonstützen darf wie auch bei den Straßenbrücken (3.2.6) auf einen Nachweis verzichtet werden.

Leichte Überbauten (ständige Auflagerlast pro Stützungsachse < 250 kN) sind gegen waagerechte Verschiebung infolge Anprall hoch beladener Fahrzeuge an den Auflagern zu sichern.

Außergewöhnliche Anwesenheit eines LKW auf der Brücke

Wenn keine dauernden Absperrvorrichtungen vorhanden sind, ist das Fahrzeug nach Abb. 9 anzusetzen.

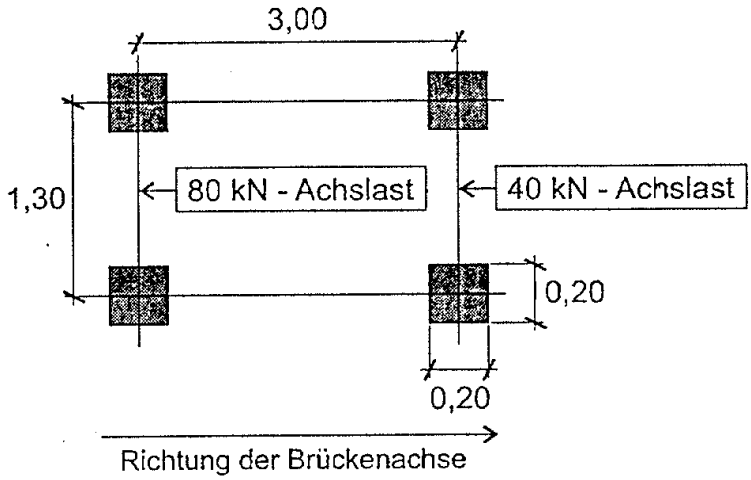


Abb. 9 (5.3) Außergewöhnliche Belastung einer Geh- und Radwegbrücke

Die zugehörige Bremslast beträgt 60 % der Vertikallast, d. h. 0,6 x 120 = 72 kN.

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sind nicht gleichzeitig mit den veränderlichen Einwirkungen nach 3.3.4 anzusetzen.

3.4 Verkehrslasten und andere typische Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

3.4.1 *Überblick*

Einwirkungen infolge des Zugverkehrs werden im folgenden angegeben für:

- Vertikallasten (die durch die fiktiven Lastmodelle 71, SW und unbeladener Zug idealisiert werden)
- dynamische Einwirkungen
- Fliehkräfte
- Seitenstoß
- Anfahr- und Bremskräfte
- Druck-Sog-Einwirkungen (aerodynamische Einflüsse)

Außerdem sind die außergewöhnlichen Einwirkungen infolge

- Entgleisung
- Fahrleitungsbruch
- Anprall von Straßenfahrzeugen unter der Brücke

zu beachten.

3.4.2 *Vertikallasten (charakteristische Werte)*

Das wichtigste Lastmodell ist das **Lastmodell 71** nach Abb. 10, das den statischen Anteil der normalen Eisenbahn-Verkehrslasten für ein Gleis darstellt.

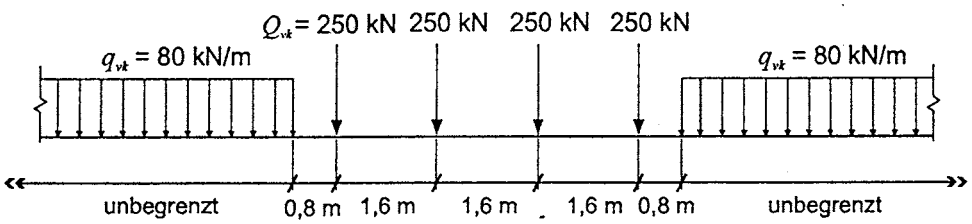


Abb. 10 (6.2): Lastmodell 71

Die charakteristischen Werte nach Abb. 10 sind auf Strecken mit schwererem oder leichterem Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren und werden als „klassifizierte Vertikallasten“ bezeichnet. Der Beiwert α kann folgende Werte annehmen: 0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33.

Ist ein Beiwert $\alpha \neq 1$ festgelegt, so sind die folgenden Einwirkungen ebenfalls mit α zu multiplizieren

- Lastmodell SW/0 bei Durchlaufträgerbrücken
- Zentrifugallasten
- Anfahr- und Bremslasten
- außergewöhnliche Lasten infolge Entgleisung

Beim Lastmodell 71 ist eine seitliche Exzentrizität der Vertikallasten um r/18 (r = Radabstand) zu berücksichtigen, wodurch sich die Radlasten einer Achse wie 1,25 : 1 verhalten. Bei r = 1500 mm ist e = 83 mm < 100 mm nach DS 804.

Das **Lastmodell SW** idealisiert den statischen Anteil des Schwerverkehrs. Die Modelle SW/0 und SW/2 (SW/1 ist nicht definiert) sind in Abb. 11 und Tabelle 8 dargestellt.

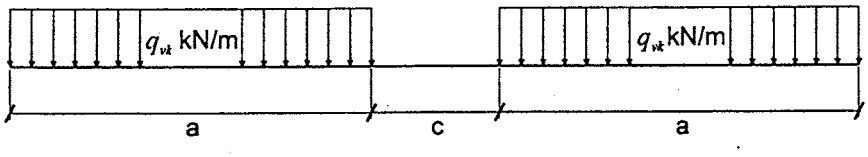


Abb. 11 (6.3): Lastmodelle SW

Lastklasse	q_{vk} in kN/m	a in m	c in m
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

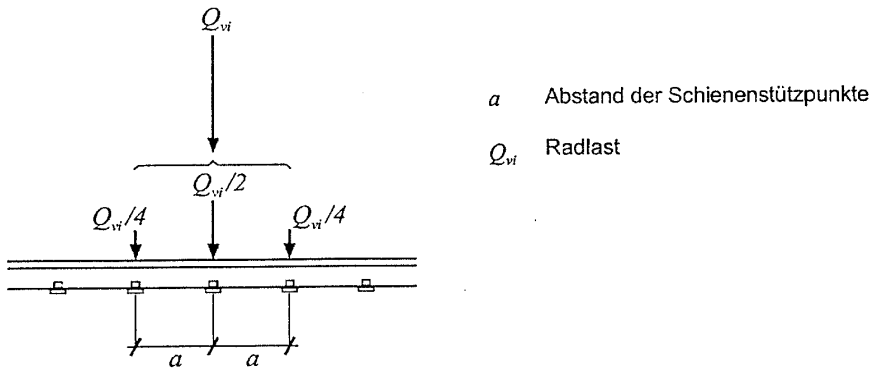
Tab. 8 (6.1): Werte q_{vk}, a und c der Lastmodelle SW

Strecken oder Streckenabschnitte mit Schwerverkehr sind festzulegen. Unabhängig davon sind alle Durchlaufträger, die für das Lastmodell 71 zu bemessen sind, zusätzlich auf das Modell SW/0 zu untersuchen.

Das **Lastmodell „Unbeladener Zug“** kann für Standsicherheitsnachweise unter Windlast maßgebend sein. Es ist als Streckenlast von 12,5 kN/m anzunehmen.

Lastverteilung durch Schienen, Schwellen und Schotter

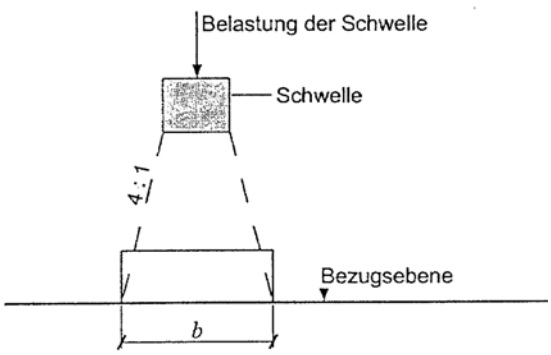
Die von der DS 804 her bekannte Längsverteilung der Radlast Q_{vi} durch die Schienen, wobei jeweils $Q_{vi}/4$ den Nachbarschwellen zugewiesen werden, ist im DIN-Fachbericht 101 beibehalten worden (Abb.12). Der Schwellenabstand a ist allerdings nicht zu 0,6 m



festgelegt.

Abb. 12 (6.4): Lastverteilung durch die Schiene in Längsrichtung

Für die Lastausbreitung im Schotterbett darf in Längs- und Querrichtung eine Neigung von 4 : 1 angenommen werden (Abb. 13 und 14). Trotzdem darf in der Regel in Längsrichtung mit einer gleichmäßigen Verteilung der Achslasten gerechnet werden.



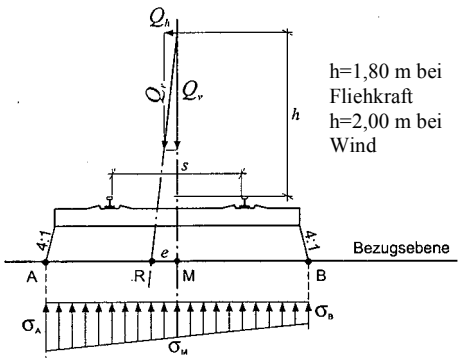
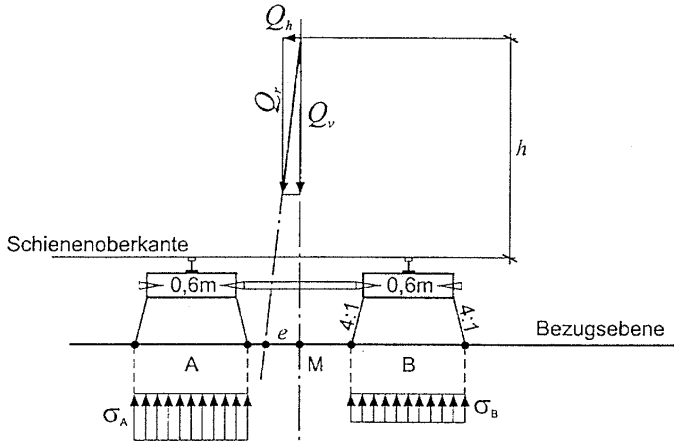


Abb. 13 (6.5): Lastlängsverteilung durch Schwellen und Schotter

Abb. 14 (6.6): Lastquerverteilung durch Schwellen und Schotterbett

Die Schwellenunterfläche darf in Querrichtung nur dann voll zur Lastverteilung angesetzt werden, wenn der Schotter über die ganze Schwellenlänge verdichtet ist. Ist dies nur im Bereich der Schienen der Fall oder liegen Zweiblockschwellen vor, gilt Abb. 15.



h = 1,80 m bei Fliehkraft
h = 2,00 m bei Wind

Abb. 15 (6.7): Lastquerverteilung durch Zweiblockschwellen und Schotterbett

Durch die relativ gering angenommene Lastausbreitung unter 4 : 1 können sich bei geringen Schotterhöhen ungünstigere Pressungen auf der Stahl- oder Betonfahrbahnplatte ergeben als nach DS 804, wo immer in Querrichtung 3 m Verteilungsbreite und in Längsrichtung gleichmäßige Verteilung angenommen werden kann.

Lasten auf Gehwegen

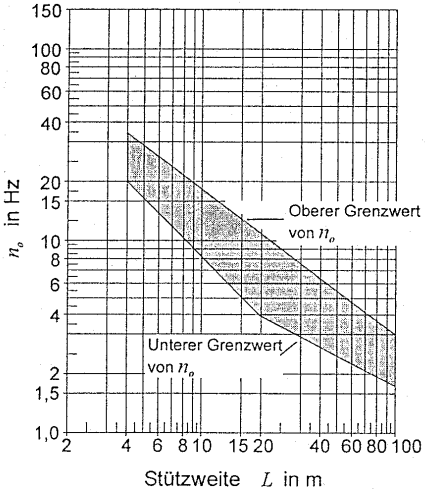
Auf Dienstgehwegen ist q_{fk} = 5 kN/m^2 anzusetzen. Für öffentliche Geh- und Radwege kann ggf. von der Abminderung bei L_{sj} > 10 m Gebrauch gemacht werden, sind jedoch für lokale Nachweise die Einzellast Q_{fwk} = 10 kN, Dienstfahrzeuge oder unplanmäßige LKW (s. 3.3.2) zu berücksichtigen.

3.4.3 *Dynamische Einwirkungen*

Die statischen Belastungen einer Brücke werden erhöht durch

- schnelle Lasteintragung
- Gleis- und Radunebenheiten
- resonante Erregung

In der Mehrzahl der Fälle wird die



Oberer Grenzwert von n_0:

$$n_0 = 94{,}76 \cdot L^{-0{,}748}$$

Unterer Grenzwert von n_0:

$$n_0 = \frac{80}{L} \quad \text{für } 4\text{ m} \le L \le 20\text{ m}$$

$$n_0 = 23{,}58 \cdot L^{-0{,}592} \quad \text{für } 20\text{ m} < L \le 100\text{ m}$$

Eigenfrequenz n_0 der Brücke im schraffierten Bereich der Abb. 16 liegen. Dann darf der dynamische Effekt durch den Beiwert Φ (Φ_2 bei sorgfältiger, Φ_3 bei normaler Unterhaltung) erfasst werden.

Abb. 16 (6.9): Anwendungsbereich des dynamischen Beiwerts Φ

Für die Eigenfrequenz n_0 [Hz] in Abb. 16 gilt bei Einfeld-Biegeträgern

$$n_0[\text{Hz}] = \frac{17{,}74}{\sqrt{\delta_0[\text{mm}]}} \ ,$$

wobei δ_0 die Mittendurchbiegung infolge der ständigen Einwirkungen ist.

Bei sorgfältiger Unterhaltung gilt die Beziehung der DS 804

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82$$

$$(1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67) \quad ,$$

bei normaler Unterhaltung ist zu setzen

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73$$

$$(1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}00).$$

L_Φ [m] ist die maßgebende Länge analog DS 804 und bei starr gestützten Einfeldträgern gleich der Stützweite. Bei nachgiebiger Stützung vergrößert sich L_Φ. Die neuen Regelungen sind detaillierter als in DS 804 und weichen teilweise davon ab.

Bei Gewölbe- und Betonbrücken jeder Bauart mit einer Überschüttungshöhe über 1 m dürfen Φ_2 bzw. Φ_3 reduziert werden.

Φ_2 und Φ_3 gelten sowohl beim Lastmodell 71 als auch beim Lastmodell SW.

Bei Stahl- und Verbundüberbauten und Geschwindigkeiten V > 200 km/h können Resonanzerscheinungen auftreten, die durch Φ_2 bzw. Φ_3 nicht abgedeckt sind. Falls gilt $[1 + \varphi(V)] \cdot$ max $S_{Blz} > \Phi \cdot$ max $S_{LM\ 71}$, ist der erstere Wert zugrunde zu legen. S_{Blz} ist die Schnittgröße bzw. Spannung infolge des Betriebslastenzuges. Gemäß Anhang H sind hier vor allem die Hochgeschwindigkeits-Reisezüge (V = 250 km/h) Typ 3 und 4 des Anhangs F anzusetzen. Normalerweise ist die dynamische Analyse mit Programmen durchzuführen, die die beweglichen Lasten erfassen können.

3.4.4 *Horizontallasten (charakteristische Werte)*

<u>Fliehkräfte</u>

Die Fliehkräfte sind 1,80 m über OK Schiene horizontal nach außen anzunehmen.
Ihre charakteristischen Werte berechnen sich für Einzellasten nach

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r}(f \cdot Q_{vk})$$

und für Streckenlasten nach

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r}\left(f \cdot q_{vk}\right)$$

Hierbei sind:

Q_{tk} [kN], q_{tk} [kN/m] die charakteristischen Werte der Fliehkräfte

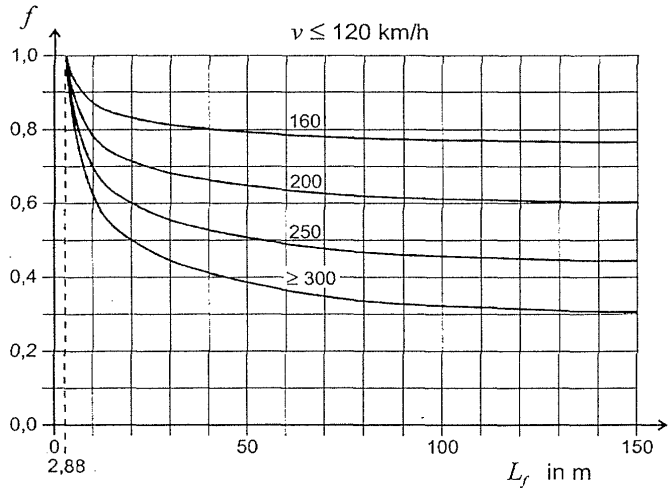
Q_{vk} [kN], q_{vk} [kN/m] die charakteristischen Werte der Vertikallasten, s. 3.4.2

V [km/h]

r [m]

f [-]

Der



Abminderungsfaktor f berücksichtigt den Umstand, dass Züge mit sehr hohen Fahrgeschwindigkeiten leichter sind als das Lastmodell 71. Bei V ≤ 120 km/h gilt immer f = 1.

Bei V > 120 km/h ist der ungünstigere der beiden Fälle anzunehmen

- Lastmodell 71 mit Φ, V = 120 km/h und f = 1
- Lastmodell 71 mit f abgemindert und max V

Für f gilt Abb. 17, wobei L_f die Einflusslänge in der Krümmung ist, deren Belastung für die Bemessung des jeweils betrachteten Bauteils maßgebend ist.

Abb. 17 (6.10): Beiwerte f für Lastmodell 71

Sind die Vertikallasten mit $\alpha < 1$ klassifiziert, s. 3.4.2, so ist $\alpha < 1$ auch bei der Berechnung der Fliehkräfte anzusetzen. Gilt $\alpha \geq 1$, sind die Fliehkräfte mit $\alpha = 1$ zu berechnen.

Seitenstoß

Der Seitenstoß Q_{sk} = 100 kN ist als Einzellast in Oberkante Schiene quer zur Gleisachse anzunehmen.

Anfahren und Bremsen

Anfahr- und Bremskräfte sind in Gleislängsrichtung in Oberkante Schiene anzusetzen. Dabei sind sie gleichmäßig verteilt über die maßgebende Einflusslänge L [m] anzunehmen. Es gilt

Anfahrkraft:

$Q_{lak} = 33 \cdot L \leq 1000$ kN bei LM 71 und LM SW

Bremskraft:

$Q_{lbk} = 20 \cdot L \leq 6000$ kN bei LM 71 und LM SW/0

$Q_{lbk} = 35 \cdot L$ bei LM SW/2

Bei den Lastmodellen SW ist nur die tatsächlich belastete Länge $L \leq 2$ a (s. Abb. 11) des Tragwerks zu berücksichtigen.

Wenn das Gleis an einem oder beiden Enden des Überbaus durchläuft, wird nur ein Teil der Brems- und Anfahrkräfte vom Überbau in die Lager übertragen. Der restliche Anteil wird vom Gleis aufgenommen und hinter die Widerlager abgeleitet. Die von den Steifigkeiten abhängende statisch unbestimmte Längskraftverteilung wird im Anhang K behandelt.

Wegen der Behinderung der freien Bewegung des Brückenüberbaus durch die lückenlos durchlaufenden Schienen entstehen außerdem aus Verformungen des Überbaus (infolge Temperaturänderungen, vertikaler Belastung, Kriechen und Schwinden) Längskräfte in den

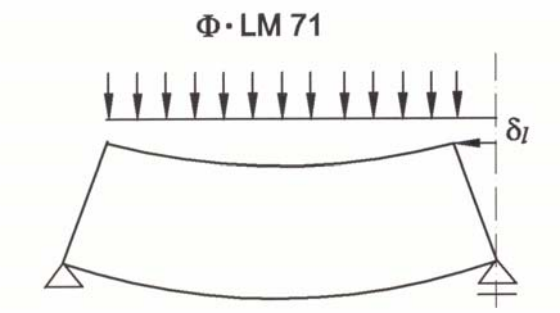
Schienen und festen Brückenlagern. Diese sind ebenso wie die Beanspruchungen aus Anfahren und Bremsen beim statischen Nachweis zu berücksichtigen.

In vielen Fällen werden bei einteiligen Überbauten vereinfachte Nachweise möglich sein.

So kann auf den Nachweis der Schienenspannungen verzichtet werden, wenn

- unter dem Φ-fachen Lastmodell 71 die Längsverschiebung δ_l der Oberkante des Überbauendes ≤ 10 mm ist, s. Abb. 18.

Abb. 18: Längsverschiebung δ_l infolge Φ · LM 71



- infolge der Lagerlängskräfte H aus Anfahren und Bremsen die Verschiebung des Überbaus ≤ 5 mm beträgt. Hierzu ist eine ausreichende Steifigkeit k der Unterbauten nach

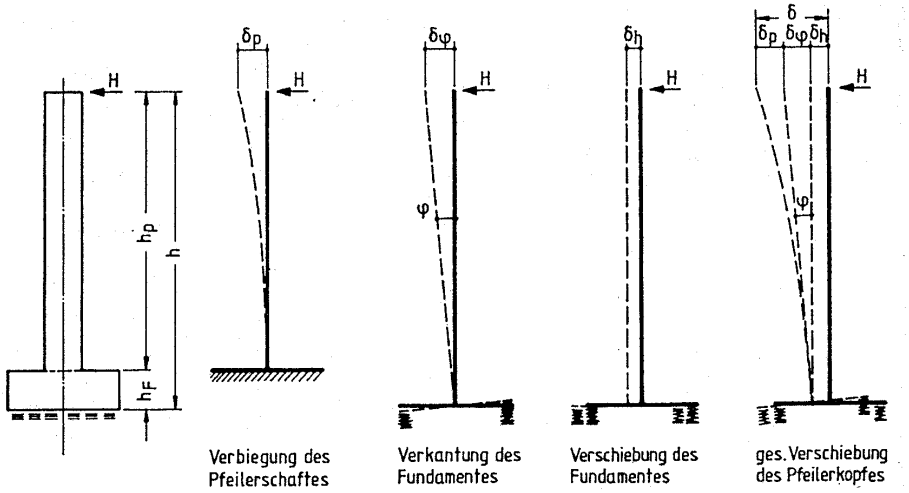
  $k = \frac{H}{\sum \delta_i}$ in kN/cm

  erforderlich.

$$\sum \delta_i = \delta_p + \delta_\varphi + \delta_h$$

ist die Gesamt-Pfeilerkopfverschiebung infolge Biegung, Fundamentdrehung und –verschiebung entsprechend Abb. 19.

Abb. 19 (K.1): Anteile der



Pfeilerkopfverschiebung in Brückenlängsrichtung

Bei Schienenauszügen an beiden Überbauenden muss für k mindestens gelten

$$k = \text{tot}\,L[m] \cdot \frac{20[kN/m]}{3[cm]} \geq 330 kN/cm \qquad \text{für ein Gleis}$$

$$k = \text{tot}\,L[m] \cdot \frac{20[kN/m]}{3[cm]} + 330 \frac{kN}{cm} \qquad \text{für zwei Gleise}$$

damit es nicht zur Lasteinleitung in die Schienen kommt (tot L = Gesamtlänge des Überbaus).

So kann der von den Festlagern aufgenommene Anteil ξ der auf den gesamten Überbau entfallenden Brems- und Anfahrkräfte nach Tabelle 9 bestimmt werden, wenn

	Reduktionsfaktoren ξ	
Gesamtlänge der Überbauten in m	**Durchgehendes Gleis ein oder zwei Gleise**	**Schienenauszug an einem Überbauende ein oder zwei Gleise**
30	0,50	–
60	0,50	0,60
90	0,60	0,65
120	0,70	0,70
150	0,75	0,75
180	–	0,80
210	–	0,85
240	–	0,90
270	–	0,90
300	–	0,90
Bei Schienenauszügen an beiden Enden ist $\xi = 1$.		

Tabelle 9 (K 1): Reduktionsfaktoren ξ

- Schienen UIC 60 mit Zugfestigkeiten $\geq$ 900 N/mm^2,
- gerades Gleis oder Radien R $\geq$ 1500 m,
- Betonschwellen B 70 W oder vergleichbare mit mindestens gleichem Gewicht im Abstand von höchstens 65 cm
- mindestens 30 cm verdichteter Schotter unter den Schwellen

vorliegen.

3.4.5 *Verkehrslastgruppen für Eisenbahnbrücken*

Die in den drei vorangegangenen Abschnitten definierten vertikalen und horizontalen Einwirkungen sind gemäß Tabelle 10 zu Lastgruppen zusammenzufassen. Diese definieren die gleichzeitig anzunehmenden Lastanteile infolge Verkehr. Jede Verkehrslastgruppe ist bei Kombination mit anderen - nicht aus Verkehr herrührenden - Einwirkungen als eine charakteristische Einwirkung aufzufassen.

Gleise			Lastgruppen			Vertikallasten			Horizontallasten			Kommentar
1	2	≥3	n-Gleise auf Überbau	Last-gruppe	belast. Gleis	LM 71[1)] SW/0 [1),2)]	SW/2 [1),3)]	unbel. Zug	Anfahren und Bremsen	Zentri-fugal-kräfte[4)]	Seiten-stoß	
			1	11	Gl. 1	1			1[5)]	0,5[5)]	0,5[5)]	Max.vertikal 1
			1	12	Gl. 1	1			0,5[5)]	1[5)]	1[5)]	Max. vertikal 2
			1	13	Gl. 1	1[4)]			1	0,5[5)]	0,5[5)]	Max. in Längsrichtung
			1	14	Gl. 1	1[4)]			0,5[5)]	1	1	Max. in Querrichtung
			1	15	Gl. 1			1	0,5[5)]	1[5)]	1[5)]	Querstabilität
			1	16	Gl. 1		1		1[5)]	0,5[5)]	0,5[5)]	SW/2
			1	17	Gl. 1		1		0,5[5)]	1[5)]	1[5)]	SW/2
			2	21	Gl. 1 Gl. 2	1 1			1[5)] 1[5)]	0,5[5)] 0,5[5)]	0,5[5)] 0,5[5)]	Max. vertikal 1
			2	22	Gl. 1 Gl. 2	1 1			0,5[5)] 0,5[5)]	1[5)] 1[5)]	1[5)] 1[5)]	Max. vertikal 2
			2	23	Gl. 1 Gl. 2				1 1	0,5[5)] 0,5[5)]	0,5[5)] 0,5[5)]	Max. in Längsrichtung
			2	24	Gl. 1 Gl. 2	1[4)] 1[4)]			0,5[5)] 0,5[5)]	1 1	1 1	Max. in Querrichtung
			2	26	Gl. 1 Gl. 2	1	 1		1[5)] 1[5)]	0,5[5)] 0,5[5)]	0,5[5)] 0,5[5)]	SW/2
			2	27	Gl. 1 Gl. 2	1	 1		0,5[5)] 0,5[5)]	1[5)] 1[5)]	1[5)] 1[5)]	SW/2
			≥ 3	31	Gl. i	0,75			0,75[5)]	0,75[5)]	0,75[5)]	Zusätzlicher Lastfall

Dominante Einwirkungen

Für die Bemessung einer eingleisigen Brücke

Für die Bemessung einer zweigleisigen Brücke; d. h. alle Lastgruppen von 11 bis 27. Jedes Gleis muss entweder als Gl. 1 oder Gl. 2 angenommen werden.

Für die Bemessung einer Brücke mit drei oder mehr Gleisen; d. h. alle Lastgruppen von 11 bis 31. Jedes Gleis muss entweder als Gl. 1 oder Gl. 2 angenommen werden. Die übrigen Gleise bleiben unbelastet. Zusätzlich sind alle Gleise i gemäß Lastgruppe 31 zu belasten.

1) Alle relevanten Faktoren (Φ, f, ect.) müssen berücksichtigt werden.
2) SW/0 ist nur bei Durchlaufträgern zu berücksichtigen.
3) SW/2 braucht nur berücksichtigt zu werden, wenn die Brücke hierfür vorgesehen ist.
4) Der Faktor darf auf 0,5 heruntergesetzt werden, wenn günstig wirkend; er ist ≠ 0.
5) In günstigen Fällen müssen diese nicht-dominanten Werte zu Null gesetzt werden.

Tabelle 10 (6.6): Verkehrslastgruppen für Eisenbahnbrücken (charakteristische Werte)

Falls statt charakteristischer (seltener) Werte nicht häufige bzw. häufige Werte der Verkehrslastgruppen benötigt werden, so sind die Faktoren der Tabelle 10 ebenfalls anwendbar, dann aber natürlich auf die nicht häufigen bzw. häufigen Einwirkungen zu beziehen.

Quasi-ständige Werte der Verkehrslastgruppen sind zu Null anzunehmen.

3.4.6 *Lastmodelle für Ermüdungsberechnungen*

Für normalen Verkehr sollen die charakteristischen Werte des Lastmodells 71 einschließlich des dynamischen Beiwertes Φ benutzt werden. Damit kann für die betreffenden Bauteile die Doppelspannungsamplitude $\Phi_2 \Delta\sigma_{71}$ berechnet und der Nachweis nach Anhang F

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

geführt werden.

Hierbei sind weiter

$\gamma_{Ff} = 1$ Lastfaktor

λ Betriebslastfaktor nach DIN-Fachbericht 103

$\Delta\sigma_c$ Referenzwert ($2 \cdot 10^6$-Wert) für den betrachteten Kerbfall nach EC 3 bzw. DIN-Fachbericht 103

γ_{Mf} Materialfaktor für Ermüdung nach DIN-Fachbericht 103

Im Anhang F sind 12 Zugtypen detailliert mit Achslasten, Achsabständen, Fahrgeschwindigkeiten und Zuglängen angegeben, die in den Tabellen F.1 und F.2 zu einem „gewöhnlichen Verkehr“ und einem „Schwerverkehr mit 250 kN-Achsen“ zusammengefasst sind. Jeder dieser Verkehre ist auf $25 \cdot 10^6$ t pro Gleis und Jahr normiert. Damit es grundsätzlich möglich, bei Verfügbarkeit entsprechender Computerprogramme ein $\Delta\sigma$-Spektrum – in der Regel für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren – zu ermitteln, wobei auch andere Jahrestonnagen berücksichtigt werden können. Nach der Schadensakkumulationshypothese von PALMGREN/MINER ist es dann bei Zugrundelegung der für das betrachtete Kerbdetail maßgebenden Wöhlerlinie möglich, einen schädigungsäquivalenten Wert $\Delta\sigma_{E,2}$ zu berechnen, der bei $2 \cdot 10^6$–facher Wiederholung den gleichen Ermüdungsschaden hervorruft wie das ermittelte $\Delta\sigma$-Spektrum.

Damit kann dann der o.g. Nachweis in der Form

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E..2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

geführt werden, d. h. es gilt

$$\lambda\Phi_2\Delta\sigma_{71} = \Delta\sigma_{E..2}$$

Näherungswerte für den Betriebslastfaktor λ findet man im DIN-Fachbericht 101 wie folgt:

$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4$ jedoch $\lambda \leq \lambda_{max} = 1{,}4$ wobei

λ_1 = Spannweitenbeiwert

λ_2 = Verkehrsintensitätsbeiwert

λ_3 = Lebensdauerbeiwert

λ_4= Beiwert für Mehrgleisigkeit

dort unter 9.5.3 festgelegt sind.

3.4.7 *Aerodynamische Einwirkungen aus Zugverkehr*

Bei Vorbeifahrt von Zügen wirkt auf alle Bauwerke in Gleisnähe eine wandernde Druck-Sog-Welle. Ihre Größe hängt wesentlich ab von:

- Quadrat der Zuggeschwindigkeit
- aerodynamischer Form des Zuges und des Bauwerkes
- Abstand vom Gleis.

Nach der Lage sind zu unterscheiden

- vertikale Flächen (z. B. Lärmschutzwände)
- horizontale Flächen über den Gleisen (z. B. Berührungsschutz)
- Oberflächen in Gleisnähe (z. B. Bahnsteigdächer, Gerüste, Baubehelfe)

Als Beispiel sei hier nur die Regelung für vertikale Flächen parallel zum Gleis angegeben. Der Wert q_{1k} für Druck oder Sog ist Abb. 20 zu entnehmen.

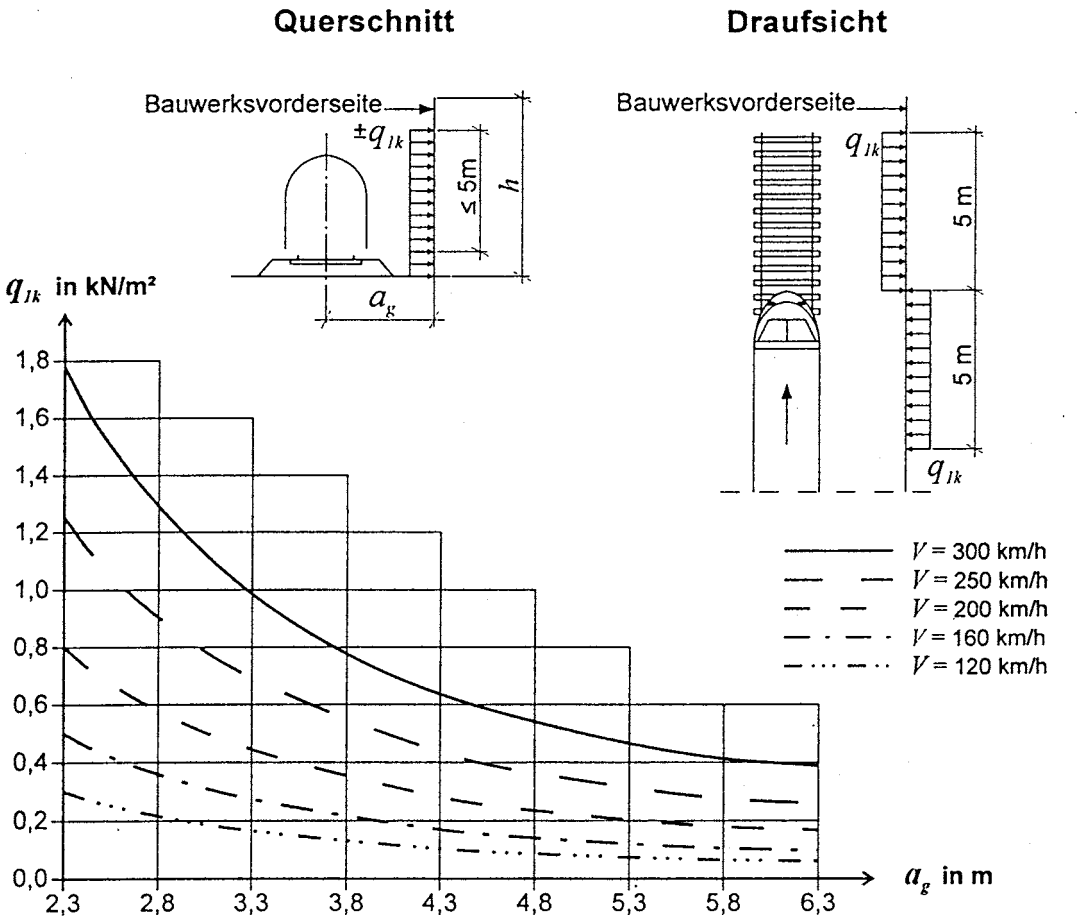


Abb. 20 (6.13): Charakteristische Werte q_{1k} für einfache vertikale Oberflächen parallel zum Gleis

Bei Zügen mit günstiger aerodynamischer Form dürfen die Werte mit einem Beiwert k_1 abgemindert werden

- $k_1 = 0{,}85$ bei gut profilierten Zügen
- $k_1 = 0{,}60$ bei stromlinienförmigen Zügen, z. B. ICE, TGV

Die Werte q_{1k} sind mit $k_2 = 1{,}3$ zu vergrößern, wenn

- die Höhe $h \leq 1$ m oder
- die Länge $\leq 2{,}5$ m

ist.

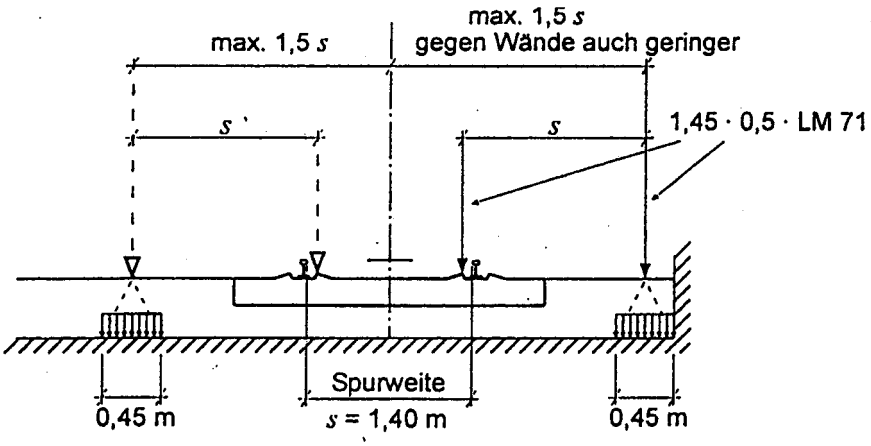
3.4.8 *Außergewöhnliche Einwirkungen*

Hier sind Entgleisungen auf und unter Brücken, Fahrleitungsbruch und Anpralllasten aus Straßenverkehr zu betrachten.

Entgleisung auf Brücken

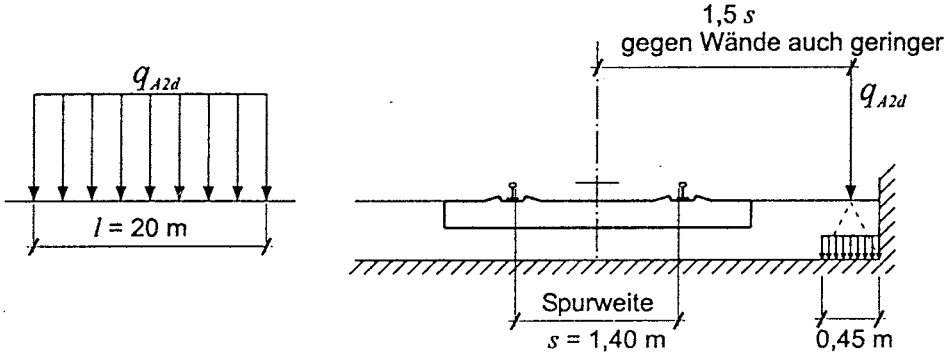
Diese außergewöhnlichen Bemessungssituationen werden betrachtet, um ein Versagen des Tragwerks als Ganzes oder ein Umkippen zu verhindern.

In der Bemessungssituation I verbleiben die entgleisten Eisenbahnfahrzeuge auf der Brücke, deren Hauttragteile nicht versagen sollen. Örtliches Versagen wird jedoch toleriert. Es sind zwei vertikale Einzel- und Linienlasten analog zum Lastmodell 71 pro Schiene mit einem Bemessungswert von 1,45 · 0,5 · LM 71 parallel zum Gleis in der ungünstigsten Stellung



innerhalb eines Bereiches mit der Breite 1,5 · Spurweite s zu jeder Seite der Gleitachse anzusetzen, s. Abb. 21.

Abb. 21



(6.17): Bemessungssituation I – Ersatzlasten Q_{A1d} und q_{A1d}

In der Bemessungssituation I sind die Lasten Q_{A1d} und q_{A1d} nicht mit anderen variablen Einwirkungen zu kombinieren.

Durch die Nachweise für die Bemessungssituation II soll das Kippen der Brücke verhindert werden. Die Ersatzlast q_{A2d} = 1,45 · 80 kN/m von 20 m Länge ist entsprechend Abb. 22 am Rand des Tragwerks, aber nicht weiter als 1,5 · Spurweite s von der Gleisachse anzusetzen.

Abb. 22 (6.18): Bemessungssituation II – Ersatzlast q_{A2d}

Bei Gleisen auf Eisenbahnbrücken sind Führungen - in der Regel mit 180 mm Abstand zur Fahrschiene – und zugehörige Fangvorrichtungen einzubauen, wenn

- tragende Konstruktionsteile oberhalb der Gleise bei Anprall beschädigt oder zerstört werden können, z. B. bei Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn und Stabbogenbrücken

- Brücken entgleiste Fahrzeuge nicht vor dem Absturz schützen können. Dies braucht bei Deckbrücken mit Regelausführung der Fahrbahn nicht angenommen zu werden, wenn sie für die Entgleisungslasten nach Abb. 21 und 22 nachgewiesen sind.

Entgleisung unter Brücken

Anpralllasten entgleister Schienenfahrzeuge am Tragwerk neben dem Gleis sollen in einem Anhang L festgelegt werden, der gegenwärtig noch in Bearbeitung ist.

Fahrleitungsbruch

Es ist ein Bemessungswert von 20 kN in Richtung des intakten Teils der Fahrleitung anzunehmen. Wie in DS 804 ist anzunehmen, dass für:

1 Gleis	1 Tragseil und Fahrdraht
2 – 6 Gleise	2 Tragseile und Fahrdrähte
> 6 Gleise	3 Tragseile und Fahrdrähte

gleichzeitig brechen. Dabei sind jeweils die ungünstigsten anzusetzen.

Anpralllasten aus Straßenverkehr unter der Brücke

Wie bei Straßenbrücken sind 1000 kN längs oder 500 kN quer zur Fahrtrichtung anzunehmen, Lastangriff 1,25 m über der Geländeoberfläche.

Die dort genannten Bedingungen für den Verzicht auf den Anprallnachweis bei Stahlbeton–Stützen, -Scheiben und -Hohlpfeilern mit großen Abmessungen gelten auch bei Eisenbahnbrücken.

Leichte Überbauten (Auflagerlast aus ständigen Einwirkungen ≤ 250 kN je Stützungsachse) sollten durch konstruktive Maßnahmen gegen Verschiebungen infolge Anprall hoch beladener Fahrzeuge gesichert werden.

4 Windeinwirkungen auf Brücken

Die auf der Grundlage von DIN V ENV 1991-2-4 (Eurocode 1, Teil 2-4) ermittelten Windeinwirkungen W sind in Tabelle 11 angegeben.

1	2	3	4	5	6	7
	ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			**mit Verkehr [1] oder mit Lärmschutzwand**		
b/d [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m< $z_e \leq 50$ m	50 m< $z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	20 m< $z_e \leq 50$ m	50 m< $z_e \leq 100$ m
≤ 0,5	3,50	4,30	5,00	2,90	3,55	4,10
= 4	1,90	2,30	2,70	1,55	1,90	2,25
≥ 5	1,90	2,30	2,70	1,20	1,50	1,70

[1] $\psi_0 = 0{,}3$ für Straßen-, Geh- und Radwegbrücken, $\psi_0 = 0{,}6$ für Eisenbahnbrücken
[2] Bei Zwischenwerten kann interpoliert werden

Tabelle 11 (N.1): Windeinwirkungen W in kN/m^2 auf Brücken

In Tab. 11 ist

- b die Breite der Brücke
- d die Höhe der Brücke, ggf. unter Einbeziehung von Verkehrsband bzw. Lärmschutzwand
- L_e die größte Höhe der Windresultierenden über Gelände oder mittlerem Wasserstand

Beim Vergleich mit DIN 1072 und DS 804 erkennt man eine neu aufgenommene Abhängigkeit von Breiten-/Höhenverhältnis b/d und eine starke Erhöhung der Windlast auf Brücken mit Verkehr, die jedoch durch den Kombinationsbeiwert ψ_0 wieder abgemindert wird. Die Höhe des Verkehrsbandes ist allerdings abweichend davon bei Straßenbrücken mit 2,0 m (C.2.1.1), bei Eisenbahnbrücken mit 4,0 m (G.2.1.1) anzunehmen.

5 Temperatureinwirkungen

5.1 Übersicht

Grundlage für die nachfolgend angegebenen Regelungen ist der Gelbdruck zu DIN 1055-7 (Juni 2000), der seinerseits auf DIN V ENV 1991-2-5 basiert.

Temperatureinwirkungen werden als veränderliche Einwirkungen angesehen. Ihre angegebenen charakteristischen Werte haben eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren.

Das Temperaturprofil setzt sich aus den 4 Anteilen nach Abb. 23 zusammen, von denen der letzte nicht berücksichtigt werden muss.

Abb. 23 (V/6.1): Anteile des Temperaturprofils

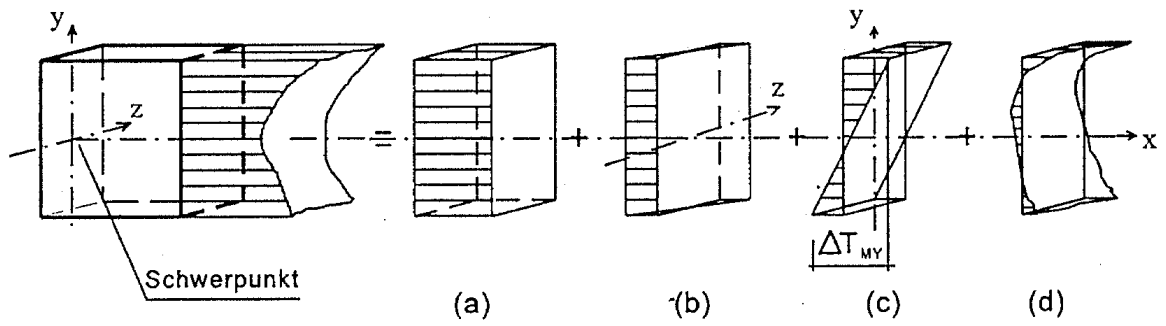
Bedingt durch das unterschiedliche Temperaturverhalten der Baustoffe werden folgende drei Gruppen der Brückenüberbauten unterschieden

Gruppe 1: Stahlüberbauten

Gruppe 2: Verbundüberbauten

Gruppe 3: Betonüberbauten

5.2 Konstanter Temperaturanteil



a) Konstanter Temperaturanteil, ΔT_N
b) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-z-Ebene, ΔT_{Mz}
c) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-y-Ebene, ΔT_{My}
d) Nicht-lineare Temperaturverteilung, ΔT_E

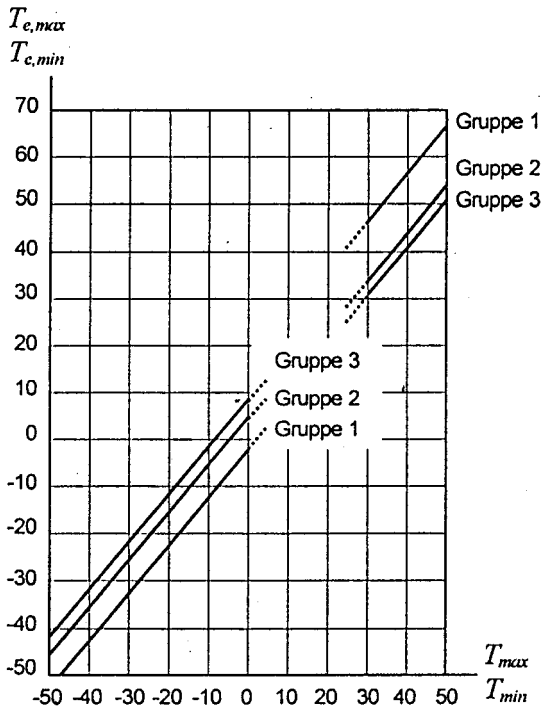
Bei Temperaturänderung ΔT_N gegenüber der Aufstelltemperatur T_0 entsteht in einem Bauteil der Länge l eine Längenänderung $\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot l$, wobei α_T der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient (bei Baustahl und Beton vereinfachend $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} / K$) ist.

Wird diese Längenänderung behindert (Festlager, Elastomerlager, Lagerreibung, bei Eisenbahnbrücken Wechselwirkung zwischen Überbau und durchlaufenden Schienen), entstehen Zwängungskräfte.

Der konstante Temperaturanteil $T_{e,min}$ bzw. $T_{e,max}$ in einem Bauteil hängt von der Außenlufttemperatur ab.

Er ist Abb. 24 für die drei Überbaugruppen zu entnehmen.

Abb. 24 (V/6.2):



Korrelation zwischen Außenlufttemperatur (T_{min} / T_{max}) und konstantem Bauteil-Temperaturanteil ($T_{e,min}$ / $T_{e,max}$)

Die charakteristischen Werte der minimalen und maximalen Außenlufttemperatur sollten für die geographische Lage als 50-Jahres-Werte bestimmt werden, anderenfalls kann mit $T_{min} = -24^0$ C und mit $T_{max} = +37^0$ C gerechnet werden.

Gegenüber der Aufstelltemperatur T_0 ergibt sich somit

- eine maximale negative Schwankung $\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_o$ und

- eine maximale positive Schwankung $\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0$.

Die gesamte maximale Schwankung ist somit $\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$

Für die Berechnung der Bewegung von Lagern und Dehnungsfugen sind die ermittelten Werte $\Delta T_{N,neg}$ und $\Delta T_{N,pos}$ im Betrag um je 20 K zu erhöhen. Dieser Wert darf auf 10 K reduziert werden, wenn die Bauwerkstemperatur T_0 bei der Einstellung der Lager und Dehnungsfugen bekannt ist.

5.3 Linearer Temperaturunterschied

In der Regel braucht nur der lineare Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite beachtet zu werden. In Sonderfällen kann es aber erforderlich sein, einen Temperaturunterschied in horizontaler Richtung zu berücksichtigen. Dieser darf zu 5 K angenommen werden.

Vertikale Temperaturdifferenzen ΔT_M führen zu einer vertikalen Krümmung $\frac{\alpha_T \Delta T_M}{h}$ des Tragwerks der Höhe h.

Beim frei drehbar gelagerten Einfeldträger kann sich die Krümmung frei ausbilden, bei statisch unbestimmter Lagerung (Durchlaufträger, Rahmen) oder auch bei Reibung an den Drehlagern entstehen durch Verformungsbehinderung zusätzliche Beanspruchungen, vor allem auf Biegung.

Die anzunehmenden linearen Temperaturdifferenzen ΔT_M (positiv bei wärmerer Oberseite) sind in Tabelle 12 enthalten.

Gruppen der Brückenüberbauten (siehe Anhang B)	Straßenbrücken		Eisenbahnbrücken	
	Positiver Temperatur-unterschied	Negativer Temperatur-unterschied	Positiver Temperatur-unterschied	Negativer Tempera-turunterschied
	$\Delta T_{M,pos}$ in °C	$\Delta T_{M,neg}$ in °C	$\Delta T_{M,pos}$ in °C	$\Delta T_{M,neg}$ in °C
Gruppe 1 Stahlüberbau aus Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken	18	- 13	18	- 13
Gruppe 2 Verbundüberbau: Betonplatte auf einem Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken aus Stahl	15	- 18	15	- 18
Gruppe 3 Betonüberbauten aus:				
– Betonhohlkasten	10	- 5	10	- 5
– Betonplattenbalken	15	- 8	15	- 8
– Betonplatte	15	- 8	15	- 8

Tabelle 12 (V./6.1): Charakteristische Werte der linearen Temperaturunterschiede ΔT_M für verschiedene Gruppen von Brückenüberbauten

Die Werte ΔT_M der Tabelle 12 gelten bei einer einheitlich angenommenen Belagdicke von 50mm. Bei anderen Belagdicken oder bei einem Schotterbett auf Eisenbahnbrücken sind diese Werte mit dem Faktor K_{sur} nach Tabelle 13 zu multiplizieren.

Straßen- und Eisenbahnbrücken						
Belags-dicken	Beton		Stahl		Verbundkonstruktion	
	Oberseite wärmer	Unterseite wärmer	Oberseite wärmer	Unterseite wärmer	Oberseite wärmer	Unterseite wärmer
in mm	K_{sur}	K_{sur}	K_{sur}	K_{sur}	K_{sur}	K_{sur}
0	1,5 [1)]	1,0	1,6 [1)]	0,6	1,1	0,9
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
150	0,5	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
Schotterbett (60 cm)	0,6	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2

[1)] Die Grenzwerte sind obere Grenzen.

Tabelle 13 (V/6.2): Faktoren K_{sur} zur Berücksichtigung verschiedener Belagdicken

5.4 Überlagerung der Temperaturanteile

Falls sowohl der konstante Anteil ΔT_N als auch der lineare Anteil ΔT_M gleichzeitig beachtet werden müssen, z. B. bei Rahmentragwerken, sind die folgenden Kombinationen zu bilden

$\Delta T_N + 0{,}75\,\Delta T_M$ oder

$\Delta T_M + 0{,}35\,\Delta T_N$

Die ungünstigere Kombination ist maßgebend.

Diese Regelung ersetzt die Begrenzung der Differenzen zwischen den Randtemperaturen auf 20 K bzw. 10 K nach DIN 1072.

5.5 Unterschiede der konstanten Temperaturanteile benachbarter Bauteile

Bei manchen benachbarten Bauteilen (z. B. Bogen und Zugband, Überbau und Schrägkabel, Ober- und Untergurt durchlaufender Fachwerke) kann ein Unterschied der konstanten Temperatur zu ungünstigen Beanspruchungen führen. Für diesen Unterschied sind 15 K anzunehmen. Diese Regelung entspricht bei Stahl- und Verbundbrücken der DIN 1072, bei Betonbrücken ist sie ungünstiger geworden.

5.6 Lagerlängskräfte infolge Temperaturänderungen

Bei im Schotterbett über die Brücke durchlaufenden Gleisen kann sich der Überbau bei Erwärmung bzw. Abkühlung nicht frei ausdehnen bzw. verkürzen. Damit entstehen in den Festlagern Lagerlängskräfte F_{Tk}.

Unter den am Ende von 3.4.4 genannten Voraussetzungen gilt für die charakteristischen Werte F_{Tk} pro Gleis:

- für Brücken mit durchgehend verschweißten Schienen über beiden Überbauenden und Festlagern an einem Überbauende

  F_{Tk} [kN] = ± 8 · L_T [m]

  mit L_T = Dehnlänge analog Abb. 25.

- für Brücken mit durchgehend verschweißten Schienen über beiden Überbauenden und Festlagern im Abstand L_1 bzw. L_2 nach Abb. 25 von den Überbauenden

  F_{Tk} [kN] = ± 8 · (L_2 – L_1) [m]

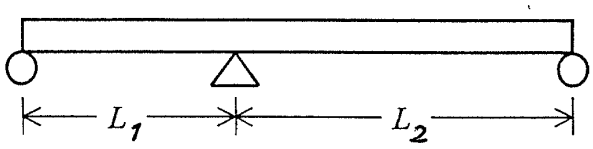


Abb. 25 (K.1a): Überbau mit Festlagern zwischen den Überbauenden

- für Brücken mit durchgehend verschweißten Schienen über dem Ende mit Festlagern und Schienenauszügen am beweglichen Überbauende

  $F_{Tk}[kN] = \pm(400 + 5L_T[m])$, jedoch $\leq$ 1100 kN

- bei Schienenauszügen an beiden Überbauenden

  $F_{Tk} = 0$.

5.7 Temperatureinwirkungen auf Pfeiler

Bei Brückenpfeilern mit Hohl- oder Vollquerschnitt sollten lineare Temperaturunterschiede zwischen gegenüberliegenden Außenflächen von 5 K berücksichtigt werden. Zwischen Innen- und Außenfläche von Hohlpfeilern sind 15 K Temperaturunterschied anzusetzen.

Sollten Temperatureinwirkungen auf Pfeiler Zwangsschnittgrößen in angrenzenden Bauteilen hervorrufen, so sind diese zu berücksichtigen.

6 Schneelasten

Schneelasten sind nur bei überdachten und beweglichen Straßenbrücken sowie bei Nachweisen von Bauzuständen zu berücksichtigen.

Die charakteristischen Werte der Schneelasten sind entsprechend E DIN 1055-5 anzunehmen.

7 Anheben zum Auswechseln von Lagern

Wie von der DIN 1072 her bekannt, ist ein Anhebemaß von 1 cm – falls nicht größer erforderlich – anzunehmen.

Dieser Lastfall ist als außergewöhnliche Einwirkung zu betrachten.

8 Einwirkungskombinationen

8.1 Allgemeines

Grundsätzlich sind für Straßen-, Geh- und Radweg- sowie Eisenbahnbrücken alle maßgebenden Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT, ohne Ermüdung), der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Ermüdung zu untersuchen. Die dabei zu betrachtenden Bemessungssituationen in den GZT wurden schon unter [3] 4.2 behandelt und sind auch im Kapitel II dem DIN-Fachbericht 101 vorangestellt.

Hier sollen unter Bezug auf die unter [3] 4.2 erläuterten Symbole die Übersichtstabellen des Kapitels II angegeben werden, deren Inhalt mit [3] 4.2 identisch ist.

Bemessungssituation	**Ständige Einwirkungen G_d**	**Unabhängige veränderliche Einwirkungen Q_d**		**Außergewöhnliche Einwirkung und Einwirkung infolge Erdbeben**
		Vorherrschende	**Andere**	
Ständig und vorübergehend	$\gamma_G \cdot G_k (\gamma_P \cdot P_k)$	$\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	
Außergewöhnlich	$\gamma_{GA} \cdot G_k (\gamma_{PA} \cdot P_k)$	$\psi_{11} \cdot Q_{k1}$	$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\gamma_A \cdot A_k$ oder A_d
Erdbeben	G_k	$\psi_{21} \cdot Q_{k1}$	$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\gamma_1 \cdot A_{Ed}$

Tabelle 14 (II/9.1): Grenzzustände der Tragfähigkeit – Bemessungswerte der Einwirkungen in den Bemessungssituationen

Kombination	**Ständige Einwirkungen G_d**	**Veränderliche Einwirkungen Q_d**	
		Vorherrschende	**Andere**
Charakteristisch (selten)	G_k (P_k)	Q_{k1}	$\psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
Nicht häufig	G_k (P_k)	$\psi'_{11} \cdot Q_{k1}$	$\psi_{1i} \cdot Q_{ki}$
Häufig	G_k (P_k)	$\psi_{11} \cdot Q_{k1}$	$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi-ständig	G_k (P_k)	$\psi_{21} \cdot Q_{k1}$	$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Tabelle 15 (II/9.4): Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit – Bemessungswerte der Einwirkungen für die Kombinationen

Die Festlegungen bezüglich der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte und weitere spezielle Regelungen werden im folgenden bei den Straßen-, Geh- und Radweg- sowie Eisenbahnbrücken behandelt.

8.2 Straßenbrücken

Die Lastfaktoren, die entsprechend Tabelle 14 in den Nachweisgleichungen der GZT anzusetzen sind, sind in Tabelle 16 enthalten.

Einwirkungen	Bezeichnung	Bemessungssituation	
		S / V	A
Dauernde Einwirkungen: Eigenlasten der tragenden und nichttragenden Bauteile, dauernde Einwirkungen von Baugrund, Grundwasser und fließendem Wasser ungünstig günstig	 γ_{Gsup} γ_{Ginf}	 1,35 1,00	 1,00 1,00
Horizontaler Erddruck aus Bodeneigengewicht und Auflast	γ_{Gsup}	1,50	-
Vorspannung	γ_p	1,00	1,00
Setzungen		1,00	-
Verkehr ungünstig günstig	 γ_Q	 1,50 0	 1,00 0
Andere variable Einwirkungen ungünstig günstig	 γ_Q	 1,50 0	 1,00 0
Außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A	-	1,00

Tabelle 16 (C.1): Lastfaktoren für Straßenbrücken – Grenzzustände der Tragfähigkeit

Die ständige Einwirkung wirkt günstig/ungünstig, wenn die resultierende Gesamteinwirkung günstig/ungünstig wirkt. Dann sind alle ständigen Teileinwirkungen mit γ_G = 1,00/1,35 anzusetzen. Abweichend davon sind bei Lagesicherheitsnachweisen die günstigen bzw. ungünstigen Anteile zu trennen und mit 0,95 bzw. 1,05 zu berücksichtigen, s. Abb. 26.

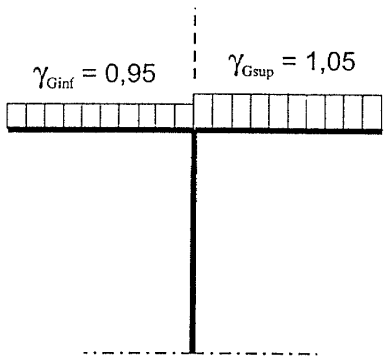


Abb. 26 (C.1): Ansatz von γ_G

Die ψ-Faktoren, die entsprechend Tabelle 14 und 15 in den Nachweisgleichungen der GZT und GZG anzusetzen sind, sind in Tabelle 17 enthalten.

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1'
Verkehrslasten	*gr* 1 (LM 1)	TS	0,75	0,75	0,2	0,80
		UDL	0,40	0,40	0	0,80
	Einzelachse (LM 2)		0	0,75	0	0,80
	gr 2 (Horiz. Lasten)		0	0	0	0
	gr 3 (Fußg. Lasten)		0	0	0	0,80
Horizontallasten			0	0	0	0
Windlasten	F_{wk}		0,30	0,50	0	0,60
Temperatur	T_k		0	0,6	0,5	0,80

Tabelle 17 (C.2): ψ-Faktoren für Straßenbrücken

In der Tabelle 17 beziehen sich die ψ-Faktoren für die gleichmäßig verteilte Last UDL in der Lastgruppe gr 1 nicht nur auf die Flächenlast des Lastmodells 1, sondern auch auf die in Tabelle 5 angegebene Last von 2,5 kN/m^2 auf Geh- und Radwegen.

Wind braucht nicht mit den Lastgruppen gr 2 (Horizontallasten auf der Brücke) und gr 3 (Lasten auf Geh- und Radwegen) kombiniert zu werden. Außerdem brauchen Wind- und Temperatureinwirkungen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden.

Für außergewöhnliche Bemessungssituationen (s. Tabelle 14, zweite Zeile) ist zusätzlich festgelegt:

- Es ist nur eine außergewöhnliche Einwirkung anzusetzen, Wind oder Schnee bleiben außer Ansatz

- Bei Anprallfällen unter der Brücke oder außergewöhnlichen Einwirkungen auf der Brücke sind nur die häufigen (ψ_1-fachen) Einwirkungen aus Straßenverkehr zu berücksichtigen.

8.3 Geh- und Radwegbrücken

Die Lastfaktoren, die entsprechend Tabelle 14 in den Nachweisgleichungen der GZT anzusetzen sind, sind für Geh- und Radwegbrücken der Tabelle 16 für Straßenbrücken zu entnehmen.

Die ψ-Faktoren, die entsprechend Tabelle 14 und 15 in den Nachweisgleichungen der GZT und GZG anzusetzen sind, sind in Tabelle 18 enthalten.

Einwirkung	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1'
Verkehrslasten	gr 1	0,40	0,40	0,20	0,80
	Q_{fwk}	0	0	0	0
	gr 2	0	0	0	1,00
Windlasten	F_{wk}	0[1)]	0,50	0	0,60
Temperatur	T_k	0[2)]	0,60	0,50	0,80

[1)] Falls eine andere Haupteinwirkung als Verkehr oder Temperatur berücksichtigt werden soll, kann dieser Wert durch 0,30 ersetzt werden.

[2)] Falls nachweisrelevant, ist $\psi_0 = 0{,}80$ zu setzen, dies gilt insbesondere für die GZG.

Tabelle 18 (D.2): ψ-Faktoren für Geh- und Radwegbrücken

Wie bei Straßenbrücken sind Wind und Temperatur nicht gleichzeitig anzusetzen.

Wind und Schnee (außer bei überdachten Brücken) sind nicht mit den Verkehrslastgruppen gr 1 und gr 2 nach Tabelle 7 zu überlagern.

Für außergewöhnliche Bemessungssituationen (s. Tabelle 14, zweite Zeile) gilt:

- Es ist nur eine außergewöhnliche Einwirkung anzusetzen, Wind oder Schnee bleiben außer Ansatz

- Bei Anprallfällen unter der Brücke sind nur die häufigen (ψ_1-fachen) Einwirkungen aus Fußgänger- oder Radverkehr zu berücksichtigen

- Unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke sollte mit keiner anderen veränderlichen Einwirkung überlagert werden.

8.4 Eisenbahnbrücken

Die Lastfaktoren, die entsprechend Tabelle 14 in den Nachweisgleichungen der Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) anzusetzen sind, sind der Tabelle 19 zu entnehmen.

Einwirkungen	Bezeichnung	Bemessungssituation	
		S / V	A
Dauernde Einwirkungen: Eigengewicht der tragenden und nichttragenden Bauteile, dauernde Einwirkungen von Baugrund, Grundwasser und fließendem Wasser ungünstig günstig	 γ_{Gsup} γ_{Ginf}	 1,35 1,00	 1,00 1,00
Horizontaler Erddruck aus Bodeneigengewicht und Auflast	γ_{Gsup}	1,50	
Vorspannung	γ_P	1,00	1,00
Setzungen	γ_{Gset}	1,50	
Verkehr ungünstig günstig	 γ_Q	 1,45 (1,20 bei SW/2) 0	 1,00 0
Andere variable Einwirkungen ungünstig günstig	 γ_Q	 1,50 0	 1,00 0
Außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A	-	1,00

Tabelle 19 (G.1): Lastfaktoren für Eisenbahnbrücken – Grenzzustände der Tragfähigkeit

Die ständige Einwirkung wirkt günstig/ungünstig, wenn die resultierende Gesamteinwirkung günstig/ungünstig wirkt. Dann sind alle ständigen Teileinwirkungen mit γ_G = 1,00/1,35 anzusetzen. Abweichend davon sind bei Lagesicherheitsnachweisen die günstigen und die ungünstigen Anteile zu trennen und auf 0,95 bzw. 1,05 anzusetzen, s. Abb. 26.

Bei ständigen Lasten mit großen Streuungen, z. B. Schotterlasten, ist anzunehmen $\gamma_{G\,sup}$ = 1,45 und $\gamma_{G\,inf}$ = 0,90.

Bei Durchlaufträgern dürfen die Bemessungslasten $G_{d,sup} = \gamma_{G\,sup} \cdot G_k$ bzw. $G_{d,inf} = \gamma_{G\,inf} \cdot G_k$ jeweils über die ganze Länge konstant angesetzt werden, d. h. sie brauchen nicht entsprechend der Einflusslinie variiert zu werden.

Die ψ-Faktoren, die entsprechend den Tabellen 14 und 15 in den Nachweisgleichungen der GZT und GZG anzusetzen sind, sind in Tabelle 20 enthalten.

Einwirkungen		ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1'
Einzelne Verkehrs-einwirkung	LM71	0,80	[1)]	0	1,00
	SW/0	0,80	0,80	0	1,0
	SW/2	0	0,80	0	1,0
	Unbeladener Zug	1,0	-	-	-
	Anfahren und Bremsen, Zentrifugallasten, Lasten aus Wechselwirkung infolge Durchbiegung unter vertikalen Verkehrslasten	Gleiche Werte für die Reduktionsfaktoren ψ für die zugehörigen Vertikallasten			
	Seitenstoß	1,00	0,80	0	1,00
	Lasten auf nicht öffentlichen Gehwegen	0,80	0,50	0	0,80
	Lasten auf Hinterfüllung	0,80	[1)]	0	1,00
	Aerodynamische Einwirkungen	0,80	0,50	0	1,00
Lastgruppen	gr 11 – gr 17 (1 Gleis)	0,80	0,80	0	1,00
	gr 21 – gr 27 (2 Gleise)	0,80	0,70	0	1,00
	gr 31 (3 Gleise und mehr)	0,80	0,60	0	1,00
Windeinwirkung	F_{Wk}	0,60	0,50	0	0,60
Temperatur-einwirkung	T_k	0 [2)]	0,60	0,50	0,80

[1)] 0,80 bei einem belasteten Gleis
0,70 bei zwei belasteten Gleisen
0,60 bei drei oder mehr gleichzeitig belasteten Gleisen

[2)] Falls nachweisrelevant, ist $\psi_0 = 0{,}80$ zu setzen

Tabelle 20 (G.2): ψ-Faktoren für Eisenbahnbrücken

Bei Kombination von Wind und Verkehr ist zur Ermittlung der Windbelastungen ein Zug von 4,00 m Höhe oberhalb des Fahrweges anzunehmen. Zu diesem Wert sind keine Zuschläge für Geländer, Lärmschutzwände usw. zu machen.

Bei gleichzeitiger Wirkung von Verkehr und Wind sind folgende Kombinationen zu betrachten:

- vertikale Verkehrslasten einschließlich dynamischem Zuschlag mit Windlasten. Dabei können beide Einwirkungen dominant sein, d.h. die Rolle von Q_{k1} in Tabelle 14 bzw. Gl. (17) in [3] 4.2 übernehmen.

- ein „unbeladener Zug“ von 12,5 kN/m ohne dynamischen Beiwert zum Nachweis der Lagestabilität unter Windlasten. Die Einwirkung ist in ungünstigster Stellung für das betrachtete Bauteil anzunehmen.

- Die Windeinwirkung braucht mit den folgenden Verkehrslastgruppen nach Tabelle 10 nicht kombiniert zu werden: gr 13, 16, 17, 23, 26, 27 und 31.

Für außergewöhnliche Bemessungssituationen, s. Tabelle 14, zweite Zeile, ist zusätzlich festgelegt

- Eine außergewöhnliche Einwirkung ist weder mit einer anderen außergewöhnlichen Einwirkung, noch mit Wind oder Schnee anzusetzen.

- Bei Anprallfällen unter der Brücke sind nur die häufigen (ψ_1-fachen) Eisenbahn-Verkehrslasten auf der Brücke zu berücksichtigen.

Relativ umfangreiche Regelungen im Anhang G betreffen die **Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**.

Im Abschnitt G.3 werden Verformungen und Beschleunigungen bei Schwingungen betrachtet, die aus Gründen der Sicherheit und des Reisekomforts begrenzt werden müssen.

Im Einzelnen sind dies

- Vertikale Beschleunigung des Überbaus

  Bei V ≤ 200 km/h und Eigenfrequenzen innerhalb der Grenzen nach Abb. 16 kann auf den Nachweis verzichtet werden. Bei V > 200 km/h sollte eine dynamische Analyse nach Anhang H für Betriebslastenzüge geführt werden.
  Die vertikale Beschleunigung ist bei Überbauten mit Schotterbett auf 0,35 g, bei fester Fahrbahn auf 0,5 g zu begrenzen.

- Verwindung des Überbaus
  Die Verwindung t, z. B. bei schiefen oder gekrümmten Brücken, ist mit Φ·LM 71 zu ermitteln. Der auf 3 m Länge entsprechend Abb. 27 ermittelte Wert t

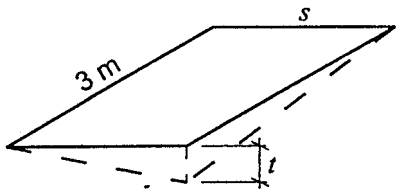


Abb. 27 (G.1): Verwindung t des Überbaus (s = Spurweite)

darf folgende Werte nicht überschreiten

V [km/h]	t [mm]
≤ 120	4,5
120 < V ≤ 200	3,0
> 200	1,5

- Endtangentenwinkel des Überbaus bei Gleisen mit Schotterbett

  Die Endtangentenwinkel Θ nach Abb. 28 dürfen unter Φ·LM 71 und linearem Temperatur-unterschied ΔT_M (s. 5.3) folgende Werte nicht überschreiten.

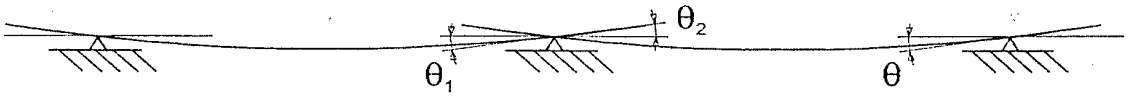


Abb. 28 (G.2): Endtangentenwinkel Θ

	Eingleisige Brücken	Zweigleisige Brücken
Θ am Übergang Überbau-Bahndamm	$6{,}5 \cdot 10^{-3}$ rad	$3{,}5 \cdot 10^{-3}$ rad
$\Theta_1 + \Theta_2$ zwischen zwei Überbauten	$10 \cdot 10^{-3}$ rad	$5 \cdot 10^{-3}$ rad

- Horizontalverformung des Überbaus

  Die Horizontalverformung δ_h ist nachzuweisen für Φ·LM 71, Wind, Seitenstoß, Fliehkräfte und ggf. lineare Temperaturunterschiede zwischen den beiden Außenseiten des Überbaus. Hierbei sind auch Verformungen von Pfeilern, Stützen und Gründungen zu beachten.

  Infolge δ_h entstehen horizontale Winkeländerungen und Radien $R = \frac{L^2}{8\delta_h}$ der horizontalen Biegelinie. Die Grenzwerte sind Tab. 21 zu entnehmen.

Geschwindigkeitsbereich in km/h	Maximale Winkeländerung	Minimaler Radius der horizontalen Biegelinie	
		eingleisiger Überbau	mehrgleisiger Überbau
$V \leq 120$	0,0035 rad	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rad	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rad	14000 m	17500 m

Tabelle 21 (G.3): Maximale Winkeländerung und minimaler Radius

- Vertikaldurchbiegung δ

  Die Vertikaldurchbiegung δ wird aus Gründen der Sicherheit (Begrenzung übermäßiger Schwingungs-Beschleunigungen), aber vor allem auch des Reisekomforts begrenzt. Sie ist unter Φ·LM 71 zu ermitteln, bei mehrgleisigen Brücken sind nur 2 Gleise zu belasten.

Die Grenzwerte L/δ sind in Abb. 29 in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit V und der Stützweite L festgelegt.

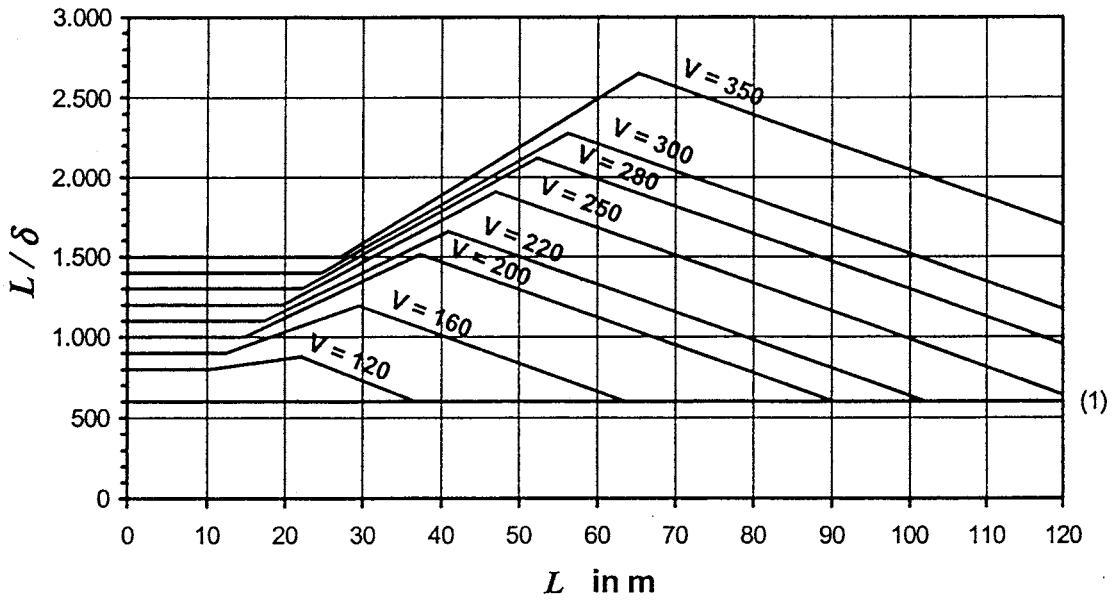


Abb. 29 (G.3): Minimale L/δ-Verhältnisse für Eisenbahnbrücken mit ≥ 3 Einfeldträgern für Zuggeschwindigkeiten V [km/h] (Komfortstufe „sehr gut“: Vertikalbeschleunigung $b_v = 1\ m/s^2$)

Die Grenzwerte L/δ in Abb. 29 können in der Komfortstufe „gut“ durch 1,3 , in „akzeptabel“ durch 2,0 geteilt werden.

Die Werte dürfen mit 0,7 multipliziert werden

- bei einem einzelnen Einfeldträger
- bei zwei hintereinander liegenden Einfeldträgern
- bei Durchlaufträgern über 2 Felder,

mit 0,9

- bei Durchlaufträgern über ≥ 3 Felder.

Bei allen statischen Systemen darf δ folgende Werte nicht überschreiten

- L/600 bei eingleisigen Brücken
- L/800 bei mehrgleisigen Brücken unter Belastung auf nur einem Gleis

Literatur:

[1] E DIN 1055-1 Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1: Wichte und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen, März 2000

[2] E DIN 1055-7 Einwirkungen auf Tragwerke Teil 7: Temperatureinwirkungen, Juni 2000

[3] Graße, W.: Das Sicherheitskonzept der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten, Schulungsmaterial „Einführung der DIN-Fachberichte“, TU Dresden, Lehrstühle für Massivbau und für Stahlbau, 03/2002, Teil 2