

1 Berechnungsgrundlagen für Brückenbauwerke

1.1 Bauten im Bereich öffentlicher Nutzung

1.1.1 Genehmigungspflicht und Zulassungsverfahren

Baurecht und öffentliche Sicherheit

Im allgemeinen Baurecht obliegt den Ländern die Ausgestaltung des formellen Baurechtes und des Bauordnungsrechtes in Gestalt von Baugenehmigungen; für die Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes dient es nur als Anhalt. In den einzelnen Landesbauordnungen und nachgeordneten Verordnungen sind neben den Regelungen zu den allgemeinen baulichen Anforderungen auch die Pflichten und Verantwortungen der Bauaufsichtsbehörden und der am Bau Beteiligten wie Bauherr, Entwurfsverfasser, Bauleiter und Unternehmer und die Arten der Genehmigungsverfahren beschrieben.

Über Artikel 73 Nr. 6 a GG ist für den Bund die Option für ein Bauordnungsrecht des Bundes eingeräumt. Danach wurde im Eisenbahneuregelungsgesetz nach Artikel 5, Allgemeines Eisenbahngesetz, § 4, dem Bund, vertreten durch das Eisenbahn-Bundesamt, die Ausübung der Bauaufsicht über die Eisenbahnbetriebsanlagen übertragen. Damit ist das Eisenbahn-Bundesamt Bauaufsichtsbehörde für alle Anlagen der Eisenbahnen des Bundes.

Jeder Bauherr oder Unternehmer darf einen Bau, für den eine bauaufsichtliche Genehmigung erforderlich ist, nur nach den von der Bauaufsichtsbehörde genehmigten Bauplänen ausführen. Die Genehmigungspflicht erwächst vorrangig aus den Anforderungen, die an die Standsicherheit eines Bauwerkes zu stellen sind. Nach den Bauordnungen der Länder müssen bauliche Anlagen hinsichtlich dieser Anforderungen so angeordnet, errichtet oder instandgehalten werden, dass die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben oder Gesundheit, nicht gefährdet werden.

Um Bauten der öffentlichen Auftraggeber ausführen zu können, muss das Baurecht geschaffen werden, dieses tun zu dürfen. Dies geschieht durch die öffentliche Auslegung der Baupläne mit anschließender Feststellung durch die zuständigen Landesbehörden und das Eisenbahn-Bundesamt.

Anerkannte Regeln der Technik

Nach den Landesbauordnungen und der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO, § 2, Abs. 1) sind die allgemein anerkannten Regeln der Technik zu beachten. Als anerkannte Regeln der Technik sind solche Regeln anzusehen, die sich aus der Summe aller Erfahrungen der Bautechnik, insbesondere aus Normen und gesetzlichen Vorschriften, ergeben haben, sich in der Praxis bewährt haben und von deren Richtigkeit die Fachleute überzeugt sind. Es genügt nach dieser Definition nicht, dass eine Regel allein im Fachschrifttum vertreten oder von der Wissenschaft anerkannt wird; die Regel muss darüber hinaus auch von den am Bau Beteiligten anerkannt und angewendet werden. Als allgemein anerkannte Regeln der Technik gelten in erster Linie die von den obersten Bauaufsichtsbehörden eingeführten Technischen Baubestimmungen. Hierzu gehören die von den Arbeitsausschüssen des Normenausschusses Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung (DIN) erarbeiteten Vorschriften, die sogenannten DIN-Normen, mit den von den obersten Bauaufsichtsbehörden eingeführten ergänzenden Bestimmungen.

Technische Baubestimmungen sind keine Rechtsvorschriften und werden es auch nicht durch ihre bauaufsichtliche Einführung. Nach ihrer Einführung besteht jedoch die widerlegbare gesetzliche Vermutung, dass sie zu den allgemein anerkannten Regeln der Technik gehören. Das bedeutet, dass derjenige, der bauaufsichtlich eingeführte Technische Baubestimmungen beachtet, keinen Nachweis darüber zu erbringen hat, dass er nach allgemein anerkannten Regeln verfährt.

Anwendung neuer Bauprodukte

Zulassungen

Die ständig variierenden Aufgabenstellungen im Brückenbau, hervorgerufen durch kurze Bauzeiten, erfordern die Anwendung neuer Bauprodukte und Bauarten. Die Entwicklungszeiträume dieser neuen Bauprodukte sind im Allgemeinen wegen des wirtschaftlichen Drucks so kurz, dass nicht gewartet werden kann, bis die neuen Erkenntnisse Eingang in die Normen oder sonstigen technischen Regelwerke gefunden haben. Es wird eine besondere Zulassung erforderlich. Neue Baustoffe, Bauteile oder Bauarten dürfen nur verwendet werden, wenn ihre Brauchbarkeit nachgewiesen werden kann durch

- eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung,
- ein Prüfzeichen,
- eine Zustimmung der obersten Bauaufsichtsbehörde im Einzelfall,
- eine Typzulassung.

Ein Nachweis der Brauchbarkeit ist nicht erforderlich, wenn die neuen Baustoffe, Bauteile oder Bauarten den bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen entsprechen.

Allgemeine / europäische bauaufsichtliche Zulassung

Nach den Regelungen des europäischen Binnenmarktes wird durch das Bauproduktengesetz das „Inverkehrbringen“ europäisch gehandelter Bauprodukte geregelt. Die Anwendung von Bauprodukten im Bauwesen regeln die Landesbauordnungen der Länder, wobei nach allgemein gültigen und eisenbahnspezifischen Produkten unterschieden werden muss. Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für erstere wird einheitlich durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) in Berlin erteilt. Die Zulassungsbescheide gelten im ganzen Bundesgebiet. Sie sind nicht auf einzelne Bauvorhaben beschränkt, werden aber unter dem Vorbehalt jederzeitigen Widerrufs nur für eine bestimmte Frist von höchstens fünf Jahren erteilt. Einem Standsicherheitsnachweis für ein Bauvorhaben, bei dem neue Baustoffe, Bauarten oder Bauteile verwendet werden sollen, sind dann die besonderen Bestimmungen des Zulassungsbescheides zugrunde zu legen, in denen die Auflagen des Institutes für Bautechnik oder anderer auf europäischer Ebene zugelassener Institutionen enthalten sind.

Im Bereich der eisenbahnspezifischen Bauprodukte, wie z. B. Oberbaustoffe (Schwellen, Schienen und Befestigungsmittel) und Oberbauarten (Schotteroberbau, Feste Fahrbahn) erteilt nur das Eisenbahn-Bundesamt die erforderlichen Zulassungen, soweit es sich um den nationalen Anwendungsbereich handelt. Bezüglich europäischer Technischer Zulassungen – auch für Verkehrsbauten – gilt, dass diese vom DIBt erteilt werden, wobei dann das Eisenbahn-Bundesamt die eisenbahnspezifischen Zulassungen vorbereitet.

Mit der Erteilung vorstehend beschriebener Zulassungen ist keine Aussage über die Dauerhaftigkeit und Bewährung des Zulassungsgegenstandes verbunden, da längere Erfahrungen noch nicht vorliegen. Hierin besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen Bauausführungen nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und solchen nach eingeführten technischen Baubestimmungen. Die Verwendung von neuen zugelassenen Baustoffen, Bauarten und Bauteilen ist mit einem größeren Risiko verbunden.

Prüfzeichen

Die oberste Bauaufsichtsbehörde kann durch eine Rechtsverordnung vorschreiben, dass bestimmte neue Bauprodukte, die werksmäßig hergestellt werden, eines Prüfzeichens bedürfen. Es handelt sich hierbei um Produkte, bei denen wegen ihrer Eigenart oder Zweckbestimmung die Erfüllung der bauaufsichtlichen Anforderungen von ihrer einwandfreien Beschaffenheit abhängt.

Auf dem Gebiet der Standsicherheit sind unmittelbar nur die Prüfzeichen für bestimmte Gerüstbauteile von Bedeutung. Mittelbar werden Standsicherheitsfragen noch durch Prüfzeichen für Betonzusätze berührt.

Zustimmung im Einzelfall

Wird der Nachweis der Brauchbarkeit weder durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung noch durch ein Prüfzeichen geführt, so bedarf die Anwendung neuer Bauprodukte der Zustimmung im Einzelfall durch die obersten Bauaufsichtsbehörden oder das Eisenbahn-Bundesamt. Diese Zustimmung ist für Sonderfälle, insbesondere im Erprobungsstadium neuer Baustoffe, Bauarten oder Bauteile, gedacht. Sie wird nach den für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geltenden Grundsätzen erteilt und gilt nur für eine einzelne Baugenehmigung.

Typzulassung

Für bauliche Anlagen des Eisenbahnbaus, die in derselben Ausführung an mehreren Stellen errichtet werden sollen, erteilt das Eisenbahn-Bundesamt eine Typzulassung. Wenn diese Anlagen in unterschiedlicher Ausführung an mehreren Stellen errichtet werden sollen, im System und in den Bauteilen aber festgelegt sind, legt das Eisenbahn-Bundesamt die zulässige Veränderbarkeit fest.

1.1.2 Bauten im Bereich der Straßenbauverwaltung des Bundes und der Länder

Baufaufgaben im Zuge von Bundesfernstraßen werden nach Artikel 85 GG von den Ländern im Auftrag des Bundes ausgeführt, da der Bund keine für die Straßenbauverwaltung nachgeordnete Verwaltungsstruktur besitzt. Das Wort „Verwalten“ steht hierbei für eine Vielzahl von Tätigkeiten wie Planen, Rechtfertigen der Planung, planrechtliches Durchsetzen, Vorbereiten des Baus, Bauen, Abrechnen, Betreiben und Unter- / Erhalten. Der Bund, vertreten durch die Abteilung Straßenbau des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), übt die Rechts- und Fachaufsicht über seine Bauvorhaben aus, er ist zustimmungspflichtig zur Ausführungsplanung und Vergabe von größeren Bauvorhaben. In der Dienstbesprechung Brücken- und Ingenieurbau werden die baulichen Belange des BMVBS mit den Ländern abgestimmt. Dies gilt auch für die Entwicklung zusätzlicher technischer Regelwerke.

Die Straßenbauverwaltung der Länder ist in der Mehrzahl noch dreistufig aufgebaut, der Trend geht aber in Richtung Zweistufigkeit, vor allem in denjenigen Ländern, die Landesbetriebe eingerichtet haben. In den Stadtstaaten ist sie nur einstufig.

- *Oberste Straßenbaubehörde*: Das sind die zuständigen Landesministerien.
- *Obere und mittlere Straßenbaubehörde/Betriebsitz eines Landesbetriebes*: Das sind die Landesämter für Straßenbau und Straßenverkehr.
- *Untere Straßenbaubehörde/Niederlassungen der Landesbetriebe*: Hierzu zählen die Straßenbauämter, Ämter für Straßen- und Verkehrswesen und die Autobahnämter mit den Straßen- und Autobahnmeistereien. Sie bilden die operativen Einheiten vor Ort und führen die erforderlichen Planungs-, Bau- und Unterhaltungs- / Erhaltungsaufgaben durch.

Wenn im weiteren Verlauf von Straßenbauverwaltungen der Länder die Rede ist, sind dabei auch immer die betreffenden Landesbetriebe gemeint.

Nach § 4 Bundesfernstraßengesetz (FStrG) ist der Baulastträger Bund für seine Baumaßnahmen im Zuge von Bundesfernstraßen von bauaufsichtlichen Genehmigungen befreit. Seine Bauten dürfen jedoch nicht weniger den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen, als die Bauten, die den Bauordnungen der Länder unterliegen. Aus diesem Grunde muss die Straßenbauverwaltung für ihre Bauten ebenso wie ein Bauherr, der eine Genehmigung einzuholen hat, die für die Sicherheit und Ordnung notwendigen Vorschriften und Regeln einhalten. Dies gilt auch für die Straßenbauverwaltungen der Länder, die ebenfalls aufgrund eigener Straßengesetze von der bauaufsichtlichen Genehmigung für die Bauten in ihrem Geschäftsbereich befreit sind.

Für Brücken und andere Ingenieurbauten im Zuge von Bundesfernstraßen gelten neben den Regelwerken nach Abschnitt 1.1.1 noch spezielle Vorschriften, die vom BMVBS in Zusammenarbeit mit den Ländern oder der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) ausgearbeitet wurden. Hierzu zählen u. a. die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), die als Ergänzung der Allgemeinen Technischen Vorschriften (ATV) des Teils C der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) anzusehen sind. Diese Vorschriften enthalten keine Regeln für die Standsicherheit, sondern zielen darauf ab, die Qualität des Bauwerks zu verbessern. Obwohl diese Vorschriften nur für Bauten im Geschäftsbereich des BMVBS erlassen wurden, werden sie auch bei anderen bauenden Verwaltungen angewendet.

1.1.3 Bauten im Bereich der Eisenbahnen des Bundes und der Länder

Mit der Strukturreform der deutschen Eisenbahnen vom 01.01.1994 wurden die Zuständigkeiten der ehemaligen Eisenbahnverwaltungen „Deutsche Bundesbahn“ und „Deutsche Reichsbahn“ für Bau, Betrieb und Instandhaltung der Eisenbahninfrastruktur neu geregelt. Die Grundlage bildete das Eisenbahnneuordnungsgesetz (ENeuOG) vom 27.12.1993. Hierin sind u. a. enthalten:

- das Allgemeine Eisenbahngesetz (AEG),
- das Gesetz über die Eisenbahnverkehrsverwaltung des Bundes (BEVerkVwG),
- Änderungen der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO).

Mit der Reform wurde eine Trennung der Verkehrsleistungen mit dem Vorhalten der Eisenbahninfrastruktur einerseits von den hoheitlichen Aufgaben andererseits vorgenommen. Es entstanden drei Organisationseinheiten:

- Eisenbahn-Bundesamt (EBA),
- Bundeseisenbahnvermögen (BEV),
- Verkehrs- und Infrastrukturunternehmen, die in Eisenbahnen des Bundes und in nichtbundeseigene Eisenbahnen eingeteilt werden.

Dem *Eisenbahn-Bundesamt* sind die hoheitlichen Aufgaben der ehemaligen Eisenbahnverwaltungen übertragen worden, es führt u. a. folgende Aufgaben nach § 3 BEVerkVwG durch:

- Planfeststellung für die Schienenwege der Eisenbahnen des Bundes,
- Ausübung der Eisenbahnaufsicht einschließlich der Technischen Aufsicht und der Bauaufsicht über die Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes sowie der Eisenbahninfrastrukturunternehmen mit Sitz im Ausland,
- Vorbereitung und Durchführung von Finanzierungsvorhaben.

Das Eisenbahn-Bundesamt gliedert sich neben der Zentrale in Bonn in 12 Außenstellen an 15 Standorten, die am Sitz der ehemaligen Eisenbahndirektionen eingerichtet wurden. Diese Außenstellen bilden die operativen Einheiten vor Ort, erteilen die erforderlichen Genehmi-

gungen, führen die bauaufsichtlichen Abnahmen durch und überwachen den betriebssicheren Zustand der baulichen Anlagen.

Dem *Bundeseisenbahnvermögen* obliegt die Durchführung der Personal-, Grundstücks- und Schuldenverwaltung.

Ein Verkehrs- und Infrastrukturunternehmen ist die *Deutsche Bahn AG* (DB AG). Sie wird privatwirtschaftlich geführt, ihr obliegt neben der Abwicklung der Verkehrsleistung die Herstellung und betriebssichere Instandhaltung der erforderlichen Eisenbahninfrastruktur.

Nichtbundeseigene Eisenbahnen mit Sitz in der Bundesrepublik Deutschland unterliegen der Aufsicht der obersten Verkehrsbehörde des zuständigen Bundeslandes. Soweit diese regionalen Verkehrsgesellschaften die Eisenbahninfrastruktur der Eisenbahnen des Bundes benutzen, bleibt die Eisenbahnaufsicht beim EBA. Verfügt eine regionale Eisenbahngesellschaft über eine eigene Eisenbahnverkehrsinfrastruktur, kann die oberste Verkehrsbehörde des zuständigen Bundeslandes die Eisenbahnaufsicht ganz oder teilweise dem EBA übertragen, welches sie dann nach den Weisungen und für Rechnung dieses Bundeslandes übernimmt (Artikel 5 AEG, § 5).

Die Eisenbahnen werden entsprechend ihrer Bedeutung nach Hauptbahnen und Nebenbahnen unterschieden. Die Entscheidung darüber, welche Strecken Haupt- und welche Nebenbahnen sind, treffen

- für die Eisenbahnen des Bundes das jeweilige Unternehmen,
- für nichtbundeseigene Eisenbahnen die zuständige Landesbehörde.

Brückenbauwerke gehören zu den Betriebs- oder Bahnanlagen des Verkehrsinfrastrukturunternehmens. Bahnanlagen sind Grundstücke, Bauwerke und sonstige Einrichtungen einer Eisenbahn, die unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse zur Abwicklung oder Sicherung des Reise- und Güterverkehrs auf der Schiene erforderlich sind. Die Brückenbauwerke werden durch das Eisenbahnunternehmen geplant, ausgeschrieben und vergeben. Das EBA genehmigt die Ausführungsplanung, übt die Bauaufsicht während der Baudurchführung aus und übernimmt die Überwachung des betriebssicheren Zustandes nach der Inbetriebnahme. Baumaßnahmen kleineren Umfangs und solche, die keine Auswirkungen auf die öffentliche Sicherheit und Ordnung haben, sind von der Pflicht der bauaufsichtlichen Genehmigung befreit.

Die einschlägigen Regelungen der EBO sind für die Planung und Herstellung der Brückenbauwerke verbindlich. Darüber hinaus sind zusätzliche Richtlinien der DB AG (z. B. Ril 804) als bautechnische Regelwerke vom EBA bauaufsichtlich eingeführt worden. Weiterhin gelten zusätzliche Vorschriften des BMVBS wie sie in Abschnitt 1.1.1 aufgeführt wurden. Es gelten die Regelwerke, die unter dem Oberbegriff der „anerkannten Regeln der Technik“ zusammengefasst wurden. Zur Durchführung seiner hoheitlichen Aufgaben hat das EBA zusätzlich Verwaltungsvorschriften erlassen, die die Abwicklung der Bauaufsicht, der Technischen Aufsicht und der Instandhaltung der IOHM-Anlagen regeln.

1.1.4 Grundbegriffe der Tragwerksplanung

1.1.4.1 Einwirkungen

Begriffe und grundsätzliche Einteilungen

Eine Einwirkung (F) ist:

- eine Kraft (Last), die auf das Tragwerk einwirkt (direkte Einwirkung), oder
- ein Zwang (indirekte Einwirkung), z. B. durch Temperatur-Wirkungen oder Setzungen.

Einwirkungen werden eingeteilt:

- a) nach ihrer zeitlichen Veränderlichkeit
 - ständige Einwirkungen (G), z. B. Eigenlast von Tragwerken, Ausrüstungen, feste Einbauten,
 - veränderliche Einwirkungen (Q), z. B. Verkehrslasten, Windlasten oder Schneelasten,
 - außergewöhnliche Einwirkungen (A), z. B. Anprall von Fahrzeugen.
- b) nach ihrer räumlichen Veränderlichkeit
 - ortsfeste Einwirkungen, z. B. Eigenlast oder Vorspannung (P),
 - ortsveränderliche (freie) Einwirkungen, die sich aus unterschiedlichen Anordnungen der Einwirkungen ergeben, z. B. Verkehrslasten, Windlasten, Schneelasten.

Zwangseinwirkungen sind entweder ständige Einwirkungen G_{IND} (z. B. Auflagersetzungen) oder veränderliche Einwirkungen Q_{IND} (z. B. Temperatur) und werden entsprechend behandelt.

Charakteristische Werte der Einwirkungen

Die charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen ergeben sich nach DIN EN 1991-1-1. Als charakteristische Werte der veränderlichen Einwirkungen gelten grundsätzlich die Werte von DIN EN 1991-1-3 (Schnee), 1991-1-4 (Wind), 1991-1-5 (Temperatur) und 1991-2 (Verkehrslasten auf Brücken). Unter Umständen sind auch die Teile 1991-1-7 (außergewöhnliche Belastungen) und 1991-1-6 (Bauzustände) zu berücksichtigen und ggf. ergänzende Festlegungen des BMVBS oder EBA.

Repräsentative Werte der veränderlichen Einwirkungen

Repräsentative Werte werden für den Nachweis eines Grenzzustandes verwendet. Der wichtigste repräsentative Wert ist der charakteristische Wert Q_k .

Weitere repräsentative Werte werden durch den charakteristischen Wert Q_k unter Verwendung eines Beiwerts ψ_i ausgedrückt. Diese Werte werden folgendermaßen definiert:

- Kombinationswert: $\psi_0 \cdot Q_k$
- häufiger Wert: $\psi_1 \cdot Q_k$
- quasi-ständiger Wert: $\psi_2 \cdot Q_k$

Durch die Werte ψ wird ein gleichzeitiges Auftreten veränderlicher Lasten berücksichtigt.

Formelzeichen und Kurzzeichen

G_{kj}	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j ,
P_k	charakteristischer Wert einer Vorspannung,
$Q_{k,l}$	charakteristischer Wert einer maßgebenden veränderlichen Einwirkung 1 (Leiteinwirkung),
$Q_{k,i}$	charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkung (Begleiteinwirkung),
A_d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung,
A_{Ed}	Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbebens,
γ_{Gj}	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung G_j ,
γ_{GAj}	wie γ_{Gj} , jedoch für außergewöhnliche Bemessungssituationen,
γ_{PA}	wie γ_P , jedoch für außergewöhnliche Bemessungssituationen,
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkung infolge Vorspannung,
γ_{Qi}	Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung Q_i ,
Ψ	Kombinationsbeiwert,

ferner:

G, g	ständige Einwirkung,	Q, q	veränderliche Einwirkung,
N, n	Normalkraft (normal force),	V	Querkraft (vertical force),
M, m	Biegemoment (bending moment),	T	Torsionsmoment (torsional moment),
P	Vorspannkraft (prestressed force),		
h	Querschnittshöhe,		
d	statische Nutzhöhe.		

1.1.4.2 Grenzzustände und Einwirkungskombinationen

Grenzzustände

Grenzzustände sind Bemessungssituationen, bei deren Überschreitung das Tragwerk die Entwurfsanforderungen nicht mehr erfüllt. Man unterscheidet:

- Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS),
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS).

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit umfassen:

- Verlust der Lagesicherheit des als starren Körper betrachteten Tragwerks oder eines seiner Teile (EQU),
- Versagen durch übermäßige Verformung, Bruch oder Verlust der Stabilität des Tragwerks (STR) oder eines seiner Teile einschließlich Unterstützung und Gründungen (GEO),
- Versagen durch Ermüdung (FAT) oder andere zeitabhängige Auswirkungen (UPL, HYD).

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind diejenigen Zustände, bei deren Überschreitung die festgelegten Bedingungen für die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind.

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit umfassen:

- Verformungen und Durchbiegungen, welche das Erscheinungsbild oder die planmäßige Nutzung eines Tragwerks beeinträchtigen oder Schäden an Betonoberflächen oder nichttragenden Bauteilen verursachen,
- Schwingungen, die Unbehagen bei Menschen oder Schäden am Bauwerk oder seiner Einrichtung verursachen oder die seine Funktionsfähigkeit einschränken,
- Risse im Beton, die das Aussehen, die Dauerhaftigkeit oder die Wasserundurchlässigkeit beeinträchtigen können,
- Schädigung des Betons infolge übermäßiger Druckbeanspruchungen, die zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen können.

Einwirkungskombinationen

Einwirkungskombinationen werden aus der Summe der gleichzeitig auftretenden charakteristischen Werte der Einwirkungen E_k (F_k) gebildet. In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sollen sie für folgende Situationen dargestellt werden:

- a) ständige und vorübergehende Situationen:
Bemessungswerte der vorherrschenden Einwirkungen und die Kombinationswerte von weiteren Einwirkungen,
- b) außergewöhnliche Situationen:
Bemessungswerte von ständigen Einwirkungen zusammen mit dem häufigen Wert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung, die quasi-ständigen Werte von weiteren veränderlichen Einwirkungen und der Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung,

c) Situation infolge Erdbeben:

charakteristische Werte der ständigen Einwirkungen zusammen mit den quasi-ständigen Werten von weiteren veränderlichen Einwirkungen und der Bemessungswert der Einwirkung infolge Erdbebens.

In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit werden die Einwirkungskombinationen mithilfe der repräsentativen Werte der Einwirkungen gebildet. Diese haben folgende Bedeutungen:

- charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung:
entspricht dem wichtigsten repräsentativen Wert einer Einwirkung, der auf statistischer Grundlage für eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit so gewählt ist, dass er während des Benutzungszeitraumes nicht nach der ungünstigen Seite überschritten wird,
- nicht häufiger Wert einer veränderlichen Einwirkung:
entspricht dem Wert einer Einwirkung, der so ermittelt wird, dass die Gesamtdauer, während der er in einem gewählten Zeitraum überschritten wird, einen größeren Teil dieses Zeitraumes ausmacht. Er hat eine Wiederkehrperiode von etwa einem Jahr.
- häufiger Wert einer veränderlichen Einwirkung:
entspricht dem Wert einer Einwirkung, der so ermittelt wird, dass die Gesamtdauer während der er in einem gewählten Zeitraum überschritten wird, einen kleinen Teil dieses Zeitraumes ausmacht. Er hat eine Wiederkehrperiode von etwa einer Woche.
- quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung:
entspricht dem Wert einer Einwirkung, der so ermittelt wird, dass die Gesamtdauer, während der er in einem gewählten Zeitraum überschritten wird, einen wesentlichen Teil (quasi den ganzen Teil) dieses Zeitraumes ausmacht. Er hat eine Wiederkehrperiode von einem Tag bis zu drei Tagen.

1.1.5 Vorschriften und Bautechnische Regelwerke

Europäische Vorschriften

Für den Betonbrückenbau liegen derzeit europäische Vorschriften vor, die als EN-Normen in Deutschland eingeführt wurden. Es handelt sich im Einzelnen um nachfolgende, für dieses Buch relevante Normen (Stand Dezember 2012):

Eurocode 0 (DIN EN 1990); 12/2010 mit NA (12/2010); A1 (08/2012),

Eurocode 1 (DIN EN 1991): Einwirkungen auf Tragwerke:

Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 1-3: Schneelasten (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 1-4: Windlasten (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 1-5: Temperatureinwirkungen (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 1-6: Einwirkungen während der Bauausführung (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 1-7: Außergewöhnliche Einwirkungen (12/2010), mit NA (12/2010),

Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (12/2010), mit NA (08/2012).

Eurocode 2 (DIN EN 1992): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken:

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (01/2011) mit NA (01/2011), Berichtigung (06/2012) und A1 (05/2012 (Entwurf)),

Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall (12/2010) und NA (12/2010),

Teil 2: Betonbrücken (12/2010), mit NA (04/2012 (Entwurf)).

Eurocode 7 (DIN EN 1997): Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik:

Teil 1: Allgemeine Regeln (09/2009) und NA (12/2010).

DIN EN 1337:

Teil 1: Lager im Bauwesen, Allgemeine Regelungen (09/2011),

Teil 2: Gleitteile (07/2004),

Teil 3: Elastomerlager (07/2005),

Teil 4: Rollenlager (08/2004), mit Berichtungen (05/2007),

Teil 5: Topflager (07/2005),

Teil 6: Kipplager (08/2004),

Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager (08/2004),

Teil 8: Festhaltekonstruktionen und Führungslager (01/2008),

Teil 10: Inspektion und Instandhaltung (11/2003),

Teil 11: Transport, Zwischenlagerung und Einbau (04/98),

DIN 4141, Teil 13: Führungslager und Festhaltekonstruktionen (07/2010),

DIN EN 206-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität (Entwurf 03/2012),

DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Konformität (08/08).

Nationale Anwendungsdokumente (NAD) zum Eurocode 7 (Baugrund)

DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (12/10) und A1 (08/2012),

DIN 4084: Baugrund; Geländebruchberechnungen (01/09),

DIN 4085: Baugrund; Berechnung des Erddrucks (05/11),

DIN 4017: Baugrund; Berechnung des Grundbruchwiderstandes bei Flachgründungen (03/06).

Normen, die nicht durch die vorstehenden Anpassungsdokumente berührt sind

DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung (12/99),

DIN EN 12812: Traggerüste Anforderungen, Bemessung und Entwurf (12/08),

DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen (01/10).

Richtlinien und zusätzliche Technische Vorschriften des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau (Auszug)

RAB-BRÜ: Aufstellen von Bauwerksentwürfen (1995),

RBA-BRÜ: Bauliche Durchbildung und Ausstattung von Brücken zur Überwachung, Prüfung und Erhaltung (1997),

ZTV-ING: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (03/12),

RIZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten, Stand 12/12,

STANAG 2021: Norm für militärische Fahrzeuge und Brückenbelastung (Standardisierungsvereinbarung). 6. Ausgabe, 2006,

RAS-Q:	Richtlinie für die Anlage von Straßen, Teil Querschnitte. 1996,
RAA:	Richtlinie für die Anlage von Autobahnen, 2008,
sowie:	Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung von Bauwerken. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, 1994.

Rechtsverordnungen und Richtlinien für den Bereich des Eisenbahnbrückenbaus

EBO:	Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (1967, zuletzt geändert am 25.07.2012),
D 804:	Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke), planen, bauen, instand halten (12/12),
D 804.6101:	Abdichtung massiver Eisenbahnbrücken (12/12),
D 805:	Tragsicherheit bestehender Bauwerke (09/11),
sowie:	Richtzeichnungen für massive Eisenbahnbrücken (09/11).

1.2 Einwirkungen aus dem Straßenverkehr

1.2.1 Zuordnung des Straßenverkehrs

Anwendungsbereich der Verkehrslasten

Die im Folgenden angeführten Regelungen für den Ansatz von Lastmodellen für die Verkehrslasten des Straßenverkehrs gelten für solche Brücken mit:

- Belastungslänge (Einzelstützweite) kleiner als 200 m.

Für Brücken mit größeren Abmessungen bedürfen die anzusetzenden Lastmodelle der Zustimmung des Bauasträgers.

Die nachstehend dargestellten Belastungen für Straßenbrücken entstehen aus den Einwirkungen des Straßenverkehrs durch Personenkraftwagen, Lastkraftwagen und ggf. Sonderfahrzeuge. Maßgebend für die Größe der Belastung ist die Zusammensetzung des Fahrzeugverkehrs in Form der Anteile durch Lkw- und Pkw-Verkehr, seine Dichte, die Verkehrsbedingungen (Stauhäufigkeit) und die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von maximalen Fahrzeuggewichten. Die im Folgenden festgelegten Lastmodelle beschreiben daher keine tatsächlichen Lasten, sie wurden so gewählt, dass sie den Einwirkungen des tatsächlich vorhandenen Verkehrs entsprechen. Die dynamische Wirkung der Radlasten wurde durch eine Erhöhung der Regellasten berücksichtigt. Der in den Lastmodellen enthaltene Erhöhungsfaktor hängt von vielen Einflüssen ab. Er wurde für eine mittlere Unebenheit des Fahrbahnbelags und für eine normale Fahrzeugfederung ermittelt. Im ungünstigen Fall kann er 1,7 betragen.

Die Einwirkungen von Lasten aus Straßenbauarbeiten infolge von Schürfraupen, Lastwagen zum Transport von Boden, oder von Lasten für die Prüfung und Überwachung und für Versuche sind in den Lastmodellen nicht berücksichtigt. Sie müssen gesondert festgelegt werden.

Fahrbahnbereich und Fahrstreifen

Die Brückenfläche wird in die Fahrbahnfläche und in den Sicherheitsbereich eingeteilt (Bild 1.1). Dieser fällt in der Regel mit dem Schrammbordbereich zusammen, er enthält die Leiteinrichtung, einen Notgehweg und schließt seitlich mit dem Geländer ab. In besonderen Fällen kann an Stelle des Notgehweges ein besonderer Geh- und Radweg angeordnet sein. Die

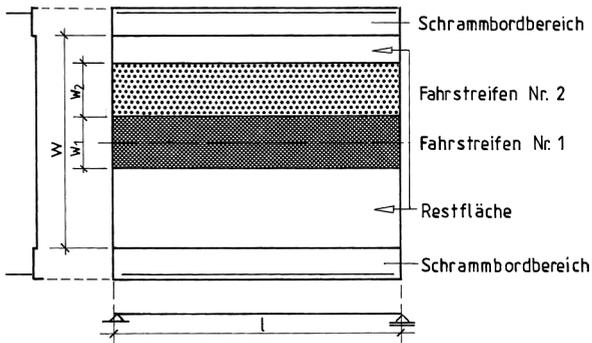


Bild 1.1
Aufteilung der Brückenfläche

Kappen nehmen in der Regel keinen Fahrzeugverkehr auf, lediglich im Anpralllastfall müssen Radlasten auf dem Vorbord oder hinter der Leiteinrichtung berücksichtigt werden (siehe hierzu Abschnitt 7.2.3.2).

Die Breite w des Fahrbahnbereiches wird zwischen den Schrammborden gemessen, wenn deren Höhe ≥ 75 mm beträgt. In allen anderen Fällen entspricht w der lichten Weite zwischen den Leiteinrichtungen. Falls im Einzelfall nicht anders festgelegt, umfasst die Fahrbahnbreite weder den Abstand zwischen den auf dem Mittelstreifen angeordneten fest eingebauten Schutzeinrichtungen oder Schrammborden noch die Breite dieser Schutzeinrichtungen. Die Einzelbreite w_i und die Anzahl n dieser Spuren ergibt sich aus der Gesamtbreite w nach der folgenden Tabelle 1.1:

Tabelle 1.1 Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen

Fahrbahnbreite w	Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen	Breite eines rechnerischen Fahrstreifens w_i	Breite der verbleibenden Restfläche
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \cdot n_i$

Somit ergeben sich die Anzahlen der rechnerischen Fahrbahnbreiten zu:

- 1 bei $w < 5,4$ m,
- 2 bei $5,4 \text{ m} \leq w < 9$ m,
- 3 bei $9 \text{ m} \leq w < 12$ m usw.

Die Fahrstreifen werden zahlenmäßig durchnummeriert, der ungünstig wirkende Streifen trägt die Nr. 1, der zweitungünstig wirkende Streifen die Nr. 2. Ihre Lage ergibt sich aus der ungünstigen Laststellung im System, die Streifen müssen nebeneinander liegen.

Besteht die Fahrbahn aus zwei getrennten Richtungsfahrbahnen auf *einem* Überbau, ist die Nummerierung für die gesamte Fahrbahnbreite vorzunehmen, d. h., es gibt hier nur *einen* Streifen mit der Nr. 1, der aber alternativ auf beiden Richtungsfahrbahnen liegen kann.

Besteht der Überbau aus zwei voneinander unabhängigen Teilen, ist für jeden Teil eine eigenständige Nummerierung für beide Überbauten zusammen vorzunehmen.

1.2.2 Vertikallasten, charakteristische Werte

1.2.2.1 Ständige Lasten

Eigengewicht

Für Raum- und Flächengewichte der Baustoffe, Bauteile und Lagerstoffe gelten die charakteristischen Werte von DIN EN 1991-1-1/NA.

Bei Straßenbrücken ist für den Fahrbahnbelag je cm Dicke mindestens eine Flächenlast von $0,25 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen.

Für Mehreinbau von Fahrbahnbelag beim Herstellen einer Ausgleichsgradienten ist zusätzlich eine gleichmäßig verteilte Last von $0,5 \text{ kN/m}^2$ durchgehend über die gesamte Fahrbahnfläche anzunehmen.

Lasten von Versorgungsleitungen und andere ruhende Lasten sind zu berücksichtigen. Wenn diese Lasten ausfallen und zu ungünstigen Lastzuständen führen können, ist dieses entsprechend in der Berechnung anzusetzen.

Vorspannungen

Vorspannungen werden in der Regel durch Spannglieder erzeugt, ihre typischen Beanspruchungen können DIN EN 1992-2/NA entnommen werden. Vorspannungen können aber auch durch planmäßige Änderungen der Lagerungsbedingungen, durch Vorbelastungen oder ähnliche Maßnahmen erzeugt werden.

Schneelasten

Schneelasten sind nur bei überdachten Brücken, bei beweglichen Brücken oder bei Nachweisen von Bauzuständen zu berücksichtigen. Sie sind nach DIN EN 1991-1-3/NA anzunehmen.

1.2.2.2 Verkehrsregellasten

Lastmodell 1 (LM 1): Doppelachse mit Gleichlast

Dieses Lastmodell besteht aus Einzellasten und Flächenlasten, die unterschiedlich groß in den einzelnen Fahrstreifen und einer eventuellen Restfläche anzusetzen sind. Das Kernstück dieses Lastmodells liegt mit einer Doppelachse vor, als Simulationsmodell eines beweglichen Regelfahrzeuges. Diese Doppelachse wird in zwei Fahrspuren zusätzlich zu einer durchgehenden Gleichlast angeordnet, die Fahrspur 1 erhält eine erhöhte Gleichlast. Das Belastungsprinzip beinhaltet die veränderliche Anordnung der Doppelachsen in den Fahrspuren, immer als ein zusammenhängendes Lastpaket betrachtet, sowie die seitliche Lageänderung der Fahrspuren.

Die Einzelheiten dieses Lastmodells ergeben sich wie folgt (Bild 1.2):

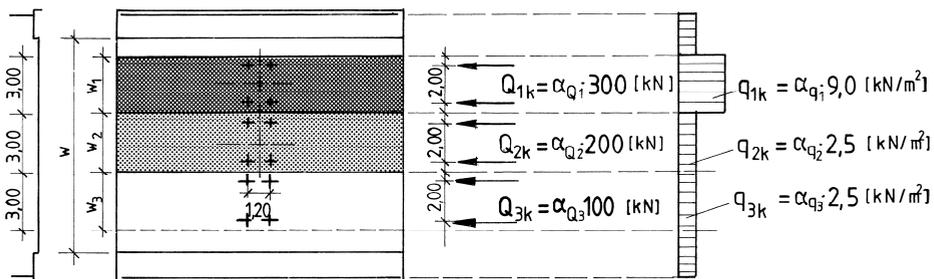


Bild 1.2 Belastungsansätze in den Fahrstreifen

Die Fahrstreifen 1 und 2 sind unmittelbar nebeneinander ohne Restflächen zwischen den Fahrstreifen anzuordnen. Der Fahrstreifen 1 liegt an ungünstiger Stelle, ihm folgt in dieser Wertung der Fahrstreifen 2; der Fahrstreifen 3 usw. ordnet sich ein. In der Querrichtung sind die Doppelachsen als nebeneinanderstehend anzunehmen und bei der Ermittlung globaler Einwirkungen zentrisch anzuordnen. Unabhängig von der Anzahl der Felder des Tragwerkes ist jeweils immer nur eine Doppelachse in einem Fahrstreifen anzunehmen.

Der charakteristische Wert der Achslast einer Doppelachse beträgt:

$$Q_k = \alpha_{Q_i} \cdot Q_{ik} \quad (1.1)$$

mit:

i Bezeichnung der Spuren,

α_{Q_i} Anpassungsfaktor für die Achslast nach Tabelle 1.2,

Q_{ik} charakteristischer Wert der Achslast eines Fahrstreifens nach Bild 1.2 oder Tabelle 1.2.

Die Doppelachse ist symmetrisch ausgebildet, sodass auf ein Rad die halbe Achslast entfällt.

Der charakteristische Wert der gleichmäßig verteilten Belastung, UDL-System, ergibt sich aus der Beziehung:

$$q_k = \alpha_{q_i} \cdot q_{ik} \quad (1.2)$$

bzw.

$$q_k = \alpha_{q_r} \cdot q_{rk} \quad (1.3)$$

Tabelle 1.2 Grundwerte und Bemessungslast

Stellung	Doppelachsen TS	gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} in kN	q_{ik} (oder q_{rk}) in kN/m ²
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
andere Fahrstreifen	0	2,5
verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

mit:

α_{q_i} Anpassungsfaktor für die Gleichlast in einem Fahrstreifen,

α_{q_r} Anpassungsfaktor für die Gleichlast in einer eventuellen Restfläche oder im Schrammbordbereich,

q_{ik} charakteristischer Wert der Gleichlast eines Fahrstreifens nach Bild 1.2 oder Tabelle 1.2,

q_{rk} charakteristischer Wert der Gleichlast der Restfläche nach Bild 1.2 oder Tabelle 1.2.

Die Anpassungsfaktoren α_{Q_i} , α_{q_i} und α_{q_r} sollen die Relation zu den Belastungsverhältnissen, die aus der Größe und Dichte des Verkehrs herrühren, herstellen. Die Zahlenwerte können für verschiedene Straßenklassen oder für verschiedene erwartete Verkehrszusammensetzungen unterschiedlich sein. Wenn keine anderen Festlegungen getroffen sind, gilt:

$$\alpha_{Q_i} = 1,0, \text{ für } i = 1,2 \quad (1.4)$$

$$\alpha_{q_i} = 1,33/2,4/1,2, 1,2 \dots \text{ für } i = 1, 2, 3 \dots \quad (1.5)$$

$$\alpha_{q_r} = 1,2 \quad (1.6)$$

Die charakteristischen Werte der Fahrbahnlasten enthalten den dynamischen Erhöhungsfaktor, ein Schwingbeiwert braucht also nicht angesetzt zu werden.

Zur Ermittlung globaler Einwirkungen ist die Doppelachse in den Fahrstreifen zentrisch anzuordnen. Für örtliche Untersuchungen in der Fahrbahnplatte als Nebentragglied oder zur Bestimmung der Hauptmomente in der Platte als Hauptträger sind die Doppelachsen in der Querrichtung in ungünstigster Stellung (z. B. am Rand des Fahrstreifens) anzusetzen, da dann größere Momente im Aufpunkt erzielt werden, allerdings nicht enger als 0,50 m. Bei lokalen Nachweisen ist, sofern ungünstig wirkend, nur eine Achse $\alpha_{qi} \cdot Q_{1,k}$ bzw. eine Radlast $0,5 \cdot \alpha_{qi} \cdot Q_{1,k}$ anzusetzen (Bild 1.3).

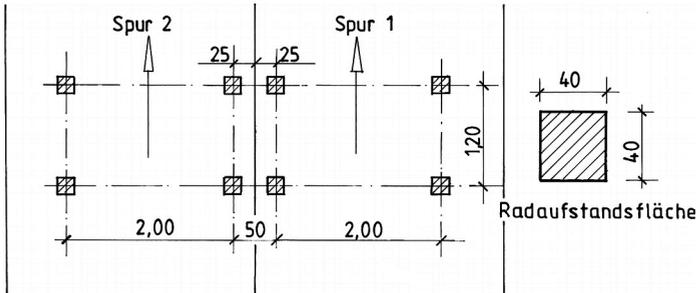


Bild 1.3 Zweispurige Doppelachse, ungünstige Laststellung

Lastmodell 2: Einzelachse

Das Lastmodell ist gemäß DIN EN 1991-2/NA in Deutschland nicht anzuwenden.

Lastmodell 3: Sonderfahrzeuge

Das Lastmodell ist gemäß DIN EN 1991-2/NA in Deutschland nicht anzuwenden.

Lastmodell 4: Menschengedränge

Ein Menschengedränge wird durch einen charakteristischen Wert der Einwirkung von 5 kN/m^2 als Nominallast dargestellt. Diese Last beinhaltet die dynamische Erhöhung und ist für eine besondere Belastungssituation gedacht, z. B. als Menschauflauf zu einem bestimmten Anlass. Das Lastmodell deckt eine vorübergehende Bemessungssituation ab.

1.2.3 Horizontallasten, charakteristische Werte

Lasten aus Bremsen und Anfahren

Der charakteristische Wert der Bremskraft ergibt sich aus den Vertikallasten des Fahrstreifens 1 zu:

$$Q_k = \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$$

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (1.7)$$

mit:

- α_{Q1} Anpassungsfaktor der Achslast der Doppelachse im Fahrstreifen 1,
- Q_{ik} charakteristischer Wert der Achslast der Doppelachse im Fahrstreifen 1 nach Tabelle 1.2,
- q_{1k} charakteristischer Wert der Gleichlast im Fahrstreifen 1 nach Tabelle 1.2,
- w_1 Breite des Fahrstreifens 1,
- L Länge des Überbaus oder der zu berücksichtigenden Teillänge.

Die Bremslast gilt in den Grenzen:

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN} \quad (1.8)$$

Die Bremskraft wirkt in der Brückenlängsrichtung in der Mittellinie jedes rechnerischen Fahrstreifens in der Höhe des Fahrbahnbelages. Sie darf als gleichmäßig verteilte Last angenommen werden. Sie wirkt grundsätzlich wegen der gleichgroßen Kräfte beim Anfahren jeweils in beiden Richtungen. Wenn aber die Exzentrizität in der Querrichtung unbedeutend ist, darf die Bremslast entlang der Mittellinie der Fahrbahn angesetzt werden.

Zentrifugallast

Bei im Grundriss gekrümmten Brückenbauwerken ist eine Zentrifugallast zu berücksichtigen, wenn der Krümmungsradius ≤ 1.500 m ist. Diese Kraft ist in der Höhe des fertigen Fahrbahnbelages als Einzellast radial zur Fahrbahnachse jeweils an jeder Querschnittsstelle des Überbaus anzusetzen. Der charakteristische Wert ergibt sich wie folgt:

$$r \leq 200 \text{ m: } Q_{tk} = 0,20 \cdot Q_v \text{ [kN]} \quad (1.9)$$

$$200 \text{ m} \leq r \leq 1.500 \text{ m: } Q_{tk} = \frac{40}{r} \cdot Q_v \text{ [kN]} \quad (1.10)$$

$$r > 1.500 \text{ m: } Q_{tk} = 0 \quad (1.11)$$

mit:

r horizontaler Radius der Fahrbahnmittellinie,

Q_v Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Lastmodells 1

$$= \sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik}) \text{ (siehe Tabelle 1.2).}$$

1.2.4 Einwirkungen für Ermüdungsberechnungen

Der über eine Brücke fließende Verkehr erzeugt Dauerfestigkeitsbeanspruchungen, die zur Ermüdung der Materialien Stahl und Beton führen können. Das hierbei erzeugte Spannungsspektrum hängt ab von:

- den Abmessungen der Fahrzeuge,
- den Achslasten,
- dem Abstand der Fahrzeuge,
- der Verkehrszusammensetzung und deren dynamischer Wirkung.

Zur Ermittlung der hieraus resultierenden Einwirkungen sind in DIN EN 1991-2 fünf verschiedene Lastmodelle mit vertikalen Lasten definiert worden, die Anwendung derselben wird in den entsprechenden Bemessungsnormen geregelt.

Für die Dauerfestigkeitsnachweise bei Betonbrücken ist nach DIN EN 1991-2/NA das Ermüdungslastmodell (3) maßgebend. Es besteht aus zwei Doppelachsen, im Abstand von 7,20 m zueinander angeordnet, gemäß Bild 1.4.

Die Seitenlänge eines Rades ist ein Quadrat mit 0,40 m Breite. Die Achslasten betragen 120 kN, diese Werte sind dem typischen Schwerverkehr auf europäischen Autobahnen und Hauptstrecken angepasst, sie entsprechen der Verkehrskategorie 1 in Tabelle 1.3.

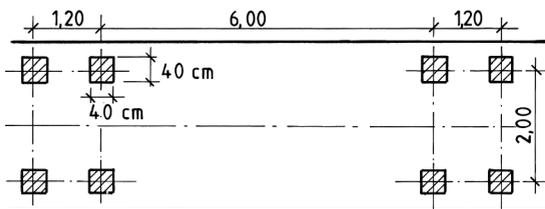


Bild 1.4
Ermüdungslastmodell (3)

Zur Ermittlung globaler Einwirkungen (z. B. für Hauptträger) soll das Modell in der Achse der rechnerischen Fahrstreifen angeordnet werden, die Anordnung muss mit den Belastungsprinzipien der Abschnitte 1.2.1 und 1.2.2 übereinstimmen. Zur Ermittlung lokaler Einwirkungen (z. B. Platten oder Fahrbahntafeln) können die rechnerischen Fahrstreifen an jeder beliebigen Stelle der Fahrbahn liegen.

Das Lastmodell (3) beinhaltet dynamische Erhöhungsfaktoren bei Annahme einer guten Belagsqualität, die für Brückenneubauten generell angenommen werden kann. In der Nähe von Fahrbahnübergängen, maximal in 6,0 m Abstand, muss ein zusätzlicher Erhöhungsfaktor $\Delta\phi_{fat}$ angenommen werden. Dieser Faktor ist für alle Lasten entsprechend dem Abstand des untersuchten Querschnittes nach Bild 1.5 anzunehmen.

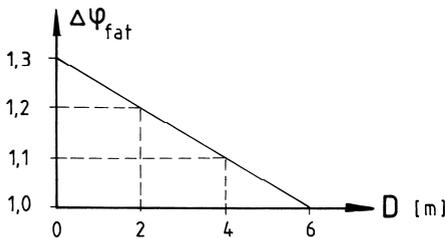


Bild 1.5
Zusätzlicher Erhöhungsfaktor $\Delta\phi_{fat}$

Für den Ermüdungsnachweis muss die Verkehrskategorie auf der Brücke festgelegt sein durch die:

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

Wenn keine eigenen Festlegungen der zuständigen Baulastträger vorliegen, gelten für die Einteilungen der Verkehrskategorien und die Anzahl der Lastkraftwagen N_{obs} die Werte von Tabelle 1.3.

Tabelle 1.3 Anzahl erwarteter Lastkraftwagen

	Verkehrskategorie	N_{obs} pro Jahr und je Lkw-Fahrstreifen
1	Autobahnen und Straßen mit 2 oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung mit hohem Lkw-Anteil	2×10^6
2	Autobahnen und Straßen mit mittlerem Lkw-Anteil	$0,5 \times 10^6$
3	Hauptstrecken mit geringem Lkw-Anteil	$0,125 \times 10^6$
4	örtliche Straßen mit geringem Lkw-Anteil	$0,05 \times 10^6$

Es gilt folgende Festlegung:

- Straßen bis Regelquerschnitt RQ 15,5 sind der Verkehrskategorie 2 zuzuordnen.
- BAB und Straßen mit zwei oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung sind der Verkehrskategorie 1 zuzuordnen.
- Im Einzelfall kann aufgrund der Verkehrssituation die Zuordnung in eine hiervon abweichende Verkehrskategorie erforderlich sein.

Auf jeder Überholspur sind zusätzlich 10 % von N_{obs} zu berücksichtigen.

Für den Bereich der Bundesfernstraßen gelten in Abhängigkeit von den Regelquerschnitten nach RAS-Q bzw. RAA folgende Festlegungen. Bei Straßen mit Regelquerschnitten

- bis RQ 15,5 nach RAS-Q sind 2 Lkw-Fahrstreifen anzusetzen,
- ab RQ 25 nach RAA bzw. RQ 26 nach RAS-Q ist je Fahrtrichtung 1 Lkw-Fahrstreifen anzusetzen,
- ab RQ 31,5 B nach RAA bzw. RQ 33 nach RAS-Q sind je Fahrtrichtung 2 Lkw-Fahrstreifen anzusetzen.

Bei abweichenden Querschnitten bzw. aufgrund besonderer Verkehrsbedingungen ist sinngemäß zu verfahren.

Die Richtlinien für die Anlage von Landsstraßen (RAL) gelten für zweibahnige Straßenabschnitte ansonsten einbahniger Straßen.

1.2.5 Außergewöhnliche Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenfahrzeugen entstehen aus folgenden Situationen:

- Fahrzeuganprall an Stützen und Pfeiler unter der Brücke,
- Fahrzeuganprall an Überbauten,
- Fahrzeuganprall an Kappen und Schutzeinrichtungen auf der Brücke,
- schwere Radlasten auf Fuß- und Radwegen von Straßenbrücken.

Einwirkungen unter Brücken

Fahrzeuganprall an Stützen und stützende Bauteile

Stützen und Pfeiler, die am Rande einer Straßenfahrbahn stehen, sind für eine Ersatzlast aus Anprall von Straßenfahrzeugen zu bemessen. Die Gefährdung durch Anprall ist durch konstruktive Maßnahmen zu begrenzen (siehe hierzu Abschnitt 7.2.3.3).

Der charakteristische Wert dieser Ersatzlast ergibt sich gemäß Tabelle 1.4, jeweils in 1,25 m Höhe für Lkw bzw. 0,5 m für Pkw über der Geländeoberkante angreifend. Eine gleichzeitige Wirkung beider Ersatzlasten braucht nicht berücksichtigt zu werden.

Tabelle 1.4 Äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenfahrzeugen

	Kategorie	statisch äquivalente Anprallkraft in MN	
		F_{dx} in Fahrtrichtung	F_{dy} rechtwinklig zur Fahrtrichtung
1	Straßen außerorts	1,5	0,75
2	Straßen innerorts bei $v > 50$ km/h ^a	1	0,5
	Straßen innerorts bei $v < 50$ km/h ^b		
3	– an ausspringenden Gebäudeecken	0,5 ^c	0,5
4	– in allen anderen Fällen	0,25 ^c	0,25 ^c

^a nur anzusetzen, wenn stützende Bauteile der unmittelbaren Gefahr des Anpralls von Straßenfahrzeugen ausgesetzt sind, d. h. im Allgemeinen im Abstand von weniger als 1 m von der Bordschwelle.

^b nur anzusetzen, wenn bei Ausfall der stützenden Bauteile die Standsicherheit von Gebäude/Überdachung/Decke gefährdet ist.

^c für Straßen- und Geh-/Radwegbrücken gelten mindestens die Werte $F_{dx} = 1,0$ MN und $F_{dy} = 0,5$ MN.

Fahrzeuganprall an Überbauten

Die Möglichkeit eines Anpralls von Straßenfahrzeugen an die Überbauten ist bei Überschreitung der zulässigen Ladehöhe gegeben. Die dadurch gegebene Gefährdung des Überbaus ist durch konstruktive Maßnahmen zu begrenzen.

So sollten leichte Überbauten mit geringeren Eigenlasten an den Auflagern gegen eine waagerechte Verschiebung gesichert werden. Als leichte Überbauten gelten solche, deren Auflagerlast aus ständigen Lasteinwirkungen weniger als 250 kN je Stützungsachse beträgt.

Einwirkungen auf Brücken

Ersatzlasten für den Anprall auf Schrammborde

Schrammborde sind mit einer horizontalen Seitenkraft von 100 kN zu belasten, die 0,05 m unter der Oberkante des Hochbordes angreift (Bild 1.6). Die Kraft wird auf eine Breite von 0,50 m aufgelöst und unter dem Winkel von 45° in das angrenzende Bauteil bis zum Anschluss desselben verteilt. Zusätzlich ist eine vertikale Verkehrslast anzusetzen mit dem charakteristischen Wert von:

$$Q_v = 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

mit:

α_{Q1} Anpassungsfaktor der Achslasten aus dem Fahrstreifen 1,

Q_{1k} charakteristischer Wert einer Achslast in Fahrstreifen 1 nach Tabelle 1.2.

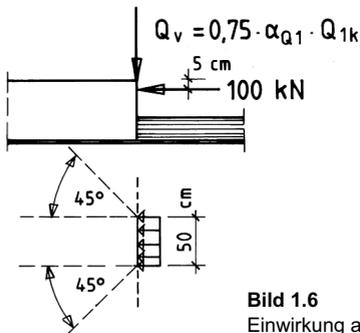


Bild 1.6
Einwirkung am Hochbord

Ersatzlasten für den Anprall auf Schutzeinrichtungen

Je nach verwendetem Fahrzeugrückhaltesystem, das vom Bausträger festgelegt wird, ergeben sich gemäß seiner Klasse unterschiedliche anzusetzende Horizontallasten (Tabelle 4.9 von DIN EN 1991-2/NA). Die Klasse und ggf. ergänzende Regelungen sind der Einsatzfreigabeliste der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zu entnehmen. Diese Last wirkt quer zur Fahrtrichtung, 100 mm unter Oberkante Schutzeinrichtung oder 1,0 m über der Fahrbahn oder dem Fußweg. Der kleinere Wert ist anzusetzen. Wie bei Schrammborden wirkt diese Last auf einer Länge von 0,50 m und ist unter 45° zu verteilen. Eine ggf. gleichzeitig mit der Anpralllast wirkende vertikale Verkehrslast beträgt:

$$Q_v = 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$$

mit:

α_{Q1} Anpassungsfaktor der Achslasten aus dem Fahrstreifen 1,

Q_{1k} charakteristischer Wert einer Achslast in Fahrstreifen 1 nach Tabelle 1.2.

Hierzu sind die Richtlinien für passive Schutzeinrichtungen an Straßen (RPS 2009) einschließlich ARS 28/2010 des BMVBS zu beachten [60].

Das Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung befestigt ist, ist lokal für den 1,25-fachen charakteristischen Widerstand als außergewöhnliche Belastung zu bemessen.

Radlasten auf Fuß- und Radwegen von Straßenbrücken

Wenn eine starre Schutzeinrichtung auf der Brücke vorhanden ist, ist die Berücksichtigung einer Achslast hinter der Einrichtung nicht erforderlich. In diesem Fall sollte eine außergewöhnliche Achslast vor der Schutzeinrichtung auf der Fahrbahn in ungünstiger Stellung nach Bild 1.7 berücksichtigt werden. Diese Achslast wirkt nicht gleichzeitig mit anderen Verkehrslasten auf der Fahrbahn. Die Achslast beträgt:

$$Q_v = \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$$

mit:

α_{Q2} Anpassungsfaktor der Achslasten aus dem Fahrstreifen 2,
 Q_{2k} charakteristischer Wert einer Achslast in Fahrstreifen 2 nach Tabelle 1.2.

Ist die Anordnung einer Achslast geometrisch nicht möglich, sollte ein einzelnes Rad berücksichtigt werden. Wird keine starre Schutzeinrichtung vorgesehen, sind die vorstehend genannten Regelungen der Achslaststellungen bis zum Überbaurand anzuwenden (Bild 1.7).

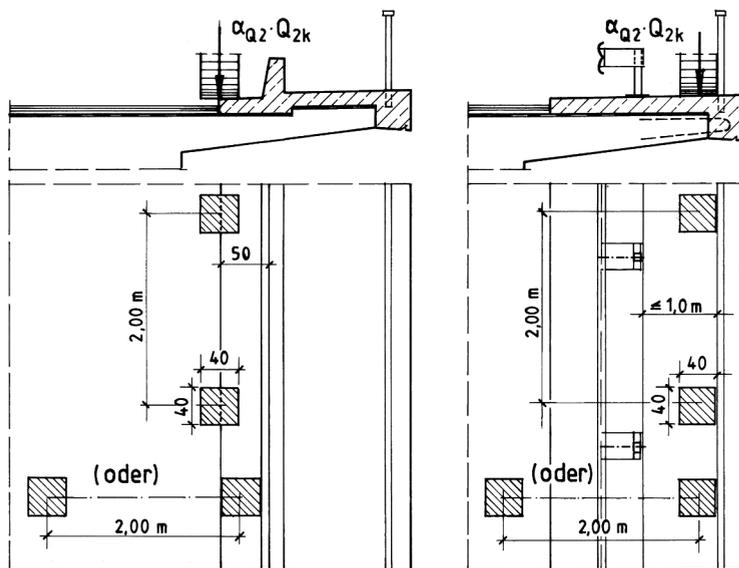


Bild 1.7 Achslasten im Bereich des Schrammbordes und Gehweges

Im Minimum ist hinter den Schutzeinrichtungen eine Radlast von 10 kN bei einer Aufstandsfläche von 10/10 cm anzunehmen.

Fahrzeuganprall an tragende Bauteile oberhalb der Fahrbahn

Sofern dieses bei Betonbrücken zutrifft, ist diese Einwirkung wie beim Anprall unter der Brücke zu behandeln.

1.2.6 Sonstige Einwirkungen

Einwirkungen auf Geländer

Geländer an Brücken sollen im Bereich von Fußwegen in Holmhöhe mit einer horizontalen und vertikalen veränderlichen Linienlast von 1,00 kN/m als kleinste Einwirkung belastet werden. Die Belastung ist nach außen und nach innen wirkend anzunehmen. Voraussetzung für die anzusetzende Belastung ist, dass die Geländer hinreichend gegen Fahrzeuganprall geschützt sind. Des Weiteren gilt DIN EN 1317-6.

Zur Berechnung der Bauteile, die die Geländer tragen, sollen die horizontalen Einwirkungen gleichzeitig mit den Vertikallasten nach Abschnitt 1.5.1 (gleichmäßig verteilte Linienlast auf Fuß- und Radwegen) angesetzt werden. Werden Geländer nicht gegen Anpralllasten geschützt, so sind die sie tragenden Bauteile für die Einwirkung einer außergewöhnlichen Last zu berechnen. Diese Last entspricht dem 1,25-fachen Widerstand des Geländers. Andere Verkehrslasten sind dabei zu vernachlässigen.

Einwirkungen auf Geh- und Radwegen sowie Mittelstreifen

Geh- und Radwege auf Kappen von Straßenbrücken sowie baulich abgetrennte und erhöhte Mittelstreifen erhalten eine gleichmäßig verteilte Belastung mit dem charakteristischen Wert

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (1.12)$$

wenn diese Teile als Einzeltragglied bemessen werden sollen. Dagegen kann dieser charakteristische Wert der Einwirkung auf die Größe

$$q_{fk} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad (1.13)$$

abgemindert werden, wenn diese als Teil des Gesamtquerschnittes berechnet werden sollen.

Lastmodelle für Hinterfüllungen von Widerlagern

Zur Berücksichtigung der Einwirkung aus den Verkehrslasten auf die Hinterfüllung von Widerlagern und der damit verbundenen Ermittlung des anteiligen Erddruckes soll die Fahrbahn hinter Widerlagerwänden, Flügelwänden, Seitenwänden oder anderen Brückenbauteilen, die im direkten Kontakt mit dem Erdkörper stehen, mit den für die Fahrbahnflächen geltenden charakteristischen Lasten der Lastmodelle nach Abschnitt 1.2.2.2, ohne Korrektur der dynamischen Effekte, belastet werden (Bild 1.8).

Zur Vereinfachung können die Lasten der Doppelachsen ($2 \cdot Q_{ik}$) durch eine gleichmäßig verteilte Belastung von q_{eq} auf einer Belastungsfläche von $3,0 \text{ m} \times 5,0 \text{ m}$ angesetzt werden,

somit gilt:

Fahrstreifen 1:

$$\begin{aligned} 1,0 \cdot q_{eq} &= 1,0 \cdot 600/3,0 \cdot 5,0 = 40,0 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Gleichlast} &= \underline{9,0 \text{ kN/m}^2} \\ q_{F_{1,k}} &= 49,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (1.14)$$

Fahrstreifen 2:

$$\begin{aligned} 1,0 \cdot q_{eq} &= 1,0 \cdot 400/3,0 \cdot 5,0 = 26,67 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Gleichlast} &= \underline{2,5 \text{ kN/m}^2} \\ q_{F_{2,k}} &= 29,17 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (1.15)$$

Fahrstreifen 3:

$$\begin{aligned}
 1,0 \cdot q_{eq} &= 1,0 \cdot 200/3,0 \cdot 5,0 = 13,33 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Gleichlast} &= \underline{2,5 \text{ kN/m}^2} \\
 q_{F_{3,k}} &= 15,83 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}
 \tag{1.16}$$

3,0	9,0	490	9,0 [kN/m ²]	Fahrstreifen 1
3,0	2,5	292	2,5 [kN/m ²]	Fahrstreifen 2
3,0	2,5	158	2,5 [kN/m ²]	Fahrstreifen 3

Bild 1.8 Lastbild

Die Lastausbreitung in die Tiefe kann unter einem Winkel von 60° gegen die Horizontale angenommen werden.

Einwirkungen auf die Kammerwand eines Widerlagers

Die Kammerwand eines Widerlagers ist für eine anteilige Bremslast, wirksam an der Oberkante der Wand, zu bemessen. Der charakteristische Wert dieser Last beträgt:

$$H_{Br}^* = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1,k} \tag{1.17}$$

mit den Werten des Anpassungsfaktors und der Achslast des Fahrstreifens 1.

Sie wirkt gleichzeitig mit der Achslast $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1,k}$ des Lastmodells 1 und dem Erddruck aus der Hinterfüllung. Hierbei ist die Fahrbahn hinter der Kammerwand nicht gleichzeitig zu belasten.

1.2.7 Ermittlung von Verkehrsbelastungen für Straßenbrücken

Verkehrslastgruppen in ständigen Bemessungssituationen

Um Verkehrsbelastungen für Straßenbrücken aufstellen zu können, müssen die vorstehend erläuterten Lastmodelle zu Lastgruppen nach Tabelle 1.5 zusammengesetzt werden. Zusätzlich wird eine Lastgruppe eingeführt, die beim Lageraustausch anzusetzen ist.

Tabelle 1.5 berücksichtigt die mögliche Gleichzeitigkeit des Ansatzes der verschiedenen Lastmodelle. Jede dieser Lastgruppen, die sich gegenseitig ausschließen, ist bei Kombinationen mit nicht aus Verkehr herrührenden Einwirkungen als charakteristischer Wert einer mehrkomponentigen Einwirkung zu betrachten. Diese Gruppen stellen die repräsentativen Werte der Einwirkungen dar und gelten bei jeder Kombination von Verkehrslasten mit begleitenden Einwirkungen nach DIN EN 1991-2 als *eine* Einwirkung.

In Gruppe 1a wurde bezüglich der gleichmäßig verteilten Belastung (UDL) aus dem Fuß- und Radwegverkehr eingearbeitet, dass Horizontallasten aus Verkehr nicht zu berücksichtigen sind.

Ein anderer repräsentativer Wert mehrkomponentiger Einwirkungen ist:

– häufiger Wert mehrkomponentiger Einwirkungen.

Dieser besteht entweder aus dem häufigen Wert des LM 1 oder aus dem der Lasten aus Geh- und Radwegen, jeweils ohne Begleiteinwirkungen.

Tabelle 1.5 Verkehrslastgruppen von Straßenbrücken (charakteristische Werte mehrkomponentiger Einwirkungen)

Belastungsart		Fahrbahn				Fußweg oder Radweg
		Vertikallasten		Horizontallasten		nur Vertikallasten
Lastmodell		LM1 (TS und UDL System)	LM4 (Menschenansammlungen)	Brems- und Anfahrlasten	Flieh- und Seitenkräfte	gleichmäßig verteilte Belastung
Lastgruppen	gr 1a	charakteristischer Wert				Kombinationswert ^b
	gr 2	häufiger Wert		charakteristischer Wert	charakteristischer Wert	
	gr 3 ^d					charakteristischer Wert ^c
	gr 4		charakteristischer Wert			charakteristischer Wert
	gr 6	0,5-fach charakteristischer Wert		0,5-fach charakteristischer Wert	0,5-fach charakteristischer Wert	charakteristischer Wert ^c

herrschender Einwirkungsanteil (gekennzeichnet als zur Gruppe gehörender Bestandteil)

^b Der empfehlende Wert beträgt 3 kN/m^2 mit $\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,35$.

^c Es sollte nur ein Fußweg belastet werden, falls dies ungünstiger ist als der Ansatz von zwei belasteten Fußwegen.

^d Diese Gruppe bleibt unberücksichtigt, wenn gr 4 angesetzt wird.

Verkehrslastgruppen in vorübergehenden Bemessungssituationen

Vorübergehende Bemessungssituationen können durch die Straßen- und Brückenunterhaltung entstehen. Der Verkehr ist hierbei normalerweise auf kleine Bereiche, jedoch ohne wesentliche Abminderung, konzentriert. Allerdings sind lang andauernde Staus häufig.

Bei Nachweisen einer vorübergehenden Bemessungssituation sollen die 0,8-fachen charakteristischen Werte der Doppelachse ($0,8 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1,k}$) angenommen werden. Alle anderen charakteristischen, häufigen und quasi-ständigen Werte und die der Horizontalbelastungen entsprechen den für die ständige Bemessungssituation festgelegten Werten ohne Änderung, d. h. sie werden nicht proportional zum Gewicht der abgeminderten Doppelachse reduziert.

1.2.8 Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände

1.2.8.1 Verkehrslastmodelle und zeitlich gleiche andere Einwirkungen

Modelle mit variablen Einwirkungen

Die Gleichzeitigkeit der veränderlichen Verkehrseinwirkungen ist in Tabelle 1.5 geregelt. Durch die dort aufgeführten Lastgruppen sind die möglichen Variationen der Verkehrslastmodelle unter sich geregelt.

Andere variable Einwirkungen als die der Verkehrslasten sind solche aus Wind, Temperatur und Änderungen der Stützungsbedingungen. Die charakteristischen Werte dieser Einwirkun-

gen sind in den Abschnitten 1.6 bis 1.8 erläutert. In Bauzuständen sind auch die Einwirkungen aus Schneelasten, gemäß DIN EN 1991-1-3, zu berücksichtigen, sie sind mit den gleichzeitig auftretenden Einwirkungen aus der Verkehrslast zu kombinieren. Hierfür gelten neben den Kombinationsgleichungen nach Abschnitt 5.3.1.1 folgende zusätzliche Regelungen:

Ist Straßenverkehr gleichzeitig mit Windeinwirkungen zu berücksichtigen, sollte die Begleiteinwirkung $\psi_0 \cdot F_{wk}$ aus Wind auf die Brücke und Fahrzeuge auf den Wert F_w^* begrenzt werden, indem der Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ durch den Wert $v_{b,0}^*$ ersetzt wird. Der empfohlene Wert ist 32 m/s.

- Das Verkehrsband ist mit einer Höhe von 2,0 m anzunehmen, zusätzliche Höhen von Lärmschutzwänden sind nicht in Ansatz zu bringen. Für Eisenbahn gilt eine Höhe von 4 m.
- Schneelasten sollten mit keinem Verkehrslastmodell kombiniert werden.
- Schnee- oder Windlasten sollen nicht kombiniert werden mit:
 - Brems- und Anfahrlasten, Zentrifugallasten oder der zugehörigen Lastgruppe gr 2,
 - Lasten auf Geh- und Radwegen oder der zugehörigen Lastgruppe gr 3,
 - Menschenansammlungen (Lastmodell 4) oder der zugehörigen Lastgruppe gr 4,
- Wind- und Temperatureinwirkungen brauchen i. d. R. nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden.

Modelle mit außergewöhnlichen Einwirkungen

- Außergewöhnliche Einwirkungen sollen nicht mit anderen außergewöhnlichen Einwirkungen, mit Schnee oder Wind kombiniert werden.
- Beim Anprall aus Verkehrslasten unter der Brücke sind die Einwirkungen mit denjenigen aus den häufigen Verkehrslasten auf der Brücke als Begleiteinwirkung zu kombinieren.
- Schiffskollisionen mit Brückenpfeilern sind bei Bedarf zu berücksichtigen. Dazu sind die entsprechenden Festlegungen zu berücksichtigen (z. B. ARS 22/2012).
- Bei außergewöhnlichen Einwirkungen aus Verkehrslasten auf der Brücke sollen die quasi-ständigen Einwirkungen aus dem Straßenverkehr auf der Brücke als Begleiteinwirkungen berücksichtigt werden, wenn diese Auswirkungen nicht auf einen lokalen Bereich beschränkt sind.

1.2.8.2 Kombinationsfaktoren ψ für Straßenbrücken

Zur Darstellung der repräsentativen Werte der Einwirkungen für die Bemessung sind nach den Kombinationsregeln in Abschnitt 5.3.1.1 die Leit- und Begleiteinwirkungen getrennt gewichtet mit dem Kombinationsfaktor ψ zu vervielfachen. Dieser Faktor berücksichtigt die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der veränderlichen Einwirkungen.

Die Faktoren sind in Tabelle 1.6 dargestellt, bei den Verkehrseinwirkungen gelten sie sowohl für die Lastgruppe, als auch für deren dominante Komponenten. Bei der Lastgruppe gr 1 (LM 1) sind diese Komponenten immer gemeinsam anzusetzen, wenn sie ungünstig wirken.

Tabelle 1.6 Kombinationsfaktoren ψ für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten	gr 1a (LM 1+ Lasten auf Geh- und Radwegen) ^a	TS	0,75	0,75	0,00
		gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0,00
		Geh- und Radweg- belastung ^b	0,40	0,40	0,00
	gr 2 (Horizontallasten)		0,00	0,00	0,00
	gr 3 (Gehwegbelastung)		0,00	0,40	0,00
	gr 4 (LM4 – Menschengedränge)		0,00	–	0,00
Windkräfte	F_{wk} (ständige Bemessungssituation)		0,60	0,20	0,00
	F_{wk} (Bauausführung)		0,80		0,00
Temperatur	T_k		0,80 ^c	0,60	0,50

^a Die empfohlenen Werte für ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 für gr 1a gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren α_{Q_0} , α_{Q_1} , α_{Q_2} und α_o gleich 1 entspricht. Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen seltenen Verkehrssituationen mit normalem Verkehr und Anhäufung von LKWs. Für andere Straßenklassen oder ungewöhnliche Verkehrssituationen können in Verbindung mit der Wahl der α -Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein.

^b Der Kombinationswert für Geh- und Radwegbelastung ist ein abgeminderter Wert. Die ψ_0 und ψ_1 -Faktoren sind auf diesen Wert anwendbar.

^c Der empfehlende Zahlenwert für ψ_0 für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden.

1.2.8.3 Teilsicherheitsbeiwerte γ für Straßenbrücken

Für die Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, d. h. für Nachweise, die durch die Festigkeit des Materials der Bauteile oder durch die Baugrundeigenschaften bestimmt werden, sind die Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ anteilig zu vervielfachen, Ermüdung nicht eingeschlossen, hierfür gelten andere Werte. Diese Werte beschreiben das Sicherheitsniveau und sind Bestandteil des Bemessungshorizontes. Für die Einwirkungsgruppen des Straßenverkehrs sind die Beiwerte in Tabelle 1.7 für die ständige (S), vorübergehende (V) und außergewöhnliche (A) Bemessungssituation angegeben.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geht es nicht um ein Querschnittsversagen, hier werden Grenzwerte des Gebrauchs nachgewiesen, für die ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 ausreicht.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind nach folgenden Kriterien zu unterscheiden (DIN EN 1990, Tab. A 2.4 (A), (B) und (C)):

Fall A: Verlust des statischen Gleichgewichts (EQU),

Fall B: Versagen des Tragwerks (STR),

Fall C: Versagen des Baugrunds (STR und GEO).

Die Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 1.7 und die nachfolgenden Anmerkungen decken die für Bauwerke in DIN EN 1990 gestellten Anforderungen für die Fälle B und C ab. Für den Fall A gilt folgende Regelung:

Bei Nachweisen bezüglich des Verlustes des statischen Gleichgewichts sollen die günstigen und ungünstigen Anteile der ständigen Einwirkungen als Einzeleinwirkung betrachtet werden, d. h., die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen sind mit

$$\gamma_{G,sup} = 1,05 \text{ als oberer Wert bzw. } \gamma_{G,inf} = 0,95 \text{ als unterer Wert}$$

anzusetzen. Alle anderen Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen denen von Tabelle 1.7.

Tabelle 1.7 Teilsicherheitsbeiwerte γ für Einwirkungen bei Straßen- und Eisenbahnbrücken im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Einwirkung	Bezeichnung	γ -Werte für die Einwirkungen in den entsprechenden Bemessungssituationen		
		S/V (EQU)	S/V (STR/GEO)	A
ständige Einwirkungen				
ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,05	1,35 ^b	1,00
günstig	$\gamma_{G,inf}$	0,95 ^a	1,00	1,00
Vorspannung ^h				
ungünstig	$\gamma_{P,sup}$	1,0 ⁱ /1,2 ^j	1,0 ⁱ /1,2 ^j	1,00
günstig	$\gamma_{P,inf}$	1,0 ⁱ /0,8 ^j	1,0 ⁱ /0,8 ^j	1,00
Setzungen ^a	γ_{Gset}	–	1,2 ^g /1,35 ^h	–
Straßen- und Fußgängerverkehr				
ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,50	1,50	1,00
günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0,00	0,00	0,00
Schienenverkehr				
ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,45	1,45 ^c /1,2 ^d	1,00
günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0,00	0,00	0,00
Temperatur				
ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	1,35	1,00
günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0,00	0,00	0,00
andere variable Einwirkungen				
ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,50	1,50	1,00
günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0,00	0,00	0,00
außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A	–	–	1,00

(Fußnotenergänzung: siehe Tabelle NA.A2.1 in DIN EN 1990/NA/A1)

1.3 Einwirkungen aus militärischem Fahrzeugverkehr

Die Einwirkungen aus den Fahrzeuglasten aus militärischen Infrastrukturanforderungen werden durch die STANAG 2021 (Standardisation Agreement) vorgeschrieben und geregelt. Hiernach sind Brücken im Bedarfsfall:

- einzustufen, d. h. eine nachträgliche Feststellung der Tragfähigkeit für besondere Lastmodelle militärischer Infrastrukturanforderungen einer nach den Regeln von DIN EN 1991-2/NA berechneten Brücke, oder
- zu verstärken, d. h. die zusätzliche Bemessung für bestimmte Lastmodelle der militärischen Infrastrukturanforderungen.

Die grundsätzlich zu erstellenden Anforderungen wurden durch den Bundesminister für Verkehr mit dem allgemeinen Rundschreiben StB 3-Ibt-3144 Vms 57 vom 22.07.1957 eingeführt. Die Vorschrift selbst und alle hierzu erläuternden Anmerkungen sind in [29] enthalten.

Lastmodelle der Vertikallasten

Die zu berücksichtigenden Lastmodelle, als Regelfahrzeuge militärischer Anforderungen, sind in Brückenklassen von 4 t bis 150 t (MLC) eingeteilt, wobei nach Gleiskettenfahrzeugen und Räderfahrzeugen unterschieden wird. Insgesamt sind 16 Brückenklassen für die Lastmodelle ausgewiesen, die durch Kennzahlen, die das ungefähre Gesamtgewicht beschreiben, bezeichnet sind. Bild 1.9 gibt einen Auszug der vorstehend genannten Gesamtübersicht wieder. Die hierfür benötigten Radaufstandsflächen wurden in Tabelle 1.8 zusammengestellt.

Die Lastmodelle sind in der Fahrbahn im Einspurverkehr – wenn möglich auch im Zweispurverkehr – aufzustellen. Bei größerer Brückenlänge sind Fahrzeugkolonnen mit dem lichten Abstand der Einzelfahrzeuge von 30,5 m anzuordnen.

Für den Einspurverkehr müssen folgende Fahrbahnmindestbreiten vorhanden sein:

Klasse 4 bis 12 = 2,75 m,
 Klasse 13 bis 30 = 3,35 m,
 Klasse 31 bis 70 = 4,00 m,
 Klasse 71 bis 100 = 4,50 m,
 Klasse über 100 = 5,00 m.

Für den Zweispurverkehr dagegen folgende Breiten:

Klasse 4 bis 30 = 5,50 m,
 Klasse 31 bis 70 = 7,30 m,
 Klasse 71 bis 100 = 8,20 m,
 Klasse über 100: nicht erlaubt.

Tabelle 1.8 Radaufstandsflächen einiger Räder der Regelfahrzeuge der MLC-Klassen (Auszug)

(Zoll)	Reifengrößen	Aufstandsmaße		Aufstandsfläche cm ²
	(mm)	Länge cm	Breite cm	
14 × 20	356 × 508	28	20	560
14 × 24	356 × 610	30	20	600
16 × 24	406 × 610	32	24	768
18 × 24	457 × 610	36	28	1.008
21 × 24	533 × 610	36	32	1.152
24 × 29	610 × 737	40	36	1.440

Bei den Reifenmaßen gibt die erste Zahl den Durchmesser des Reifenprofils (Reifenbreite), die zweite den Durchmesser der Radfelge an.

Im Fahrbahnbereich sind neben den Radlasten der Lastmodelle keine zusätzlichen Belastungen in Form einer Gleichlast anzuordnen. Lediglich die Bereiche der Geh- und Radwege bzw. der Schrammborde enthalten Belastungen aus den Gleichlasten nach DIN EN 1991-2/NA.

Anstelle der Belastung durch die vorgegebenen Lastmodelle müssen die Einwirkungen aus der schwersten Einzelachse nachgewiesen und – sofern ungünstiger – der Bemessung zugrunde gelegt werden.

Weiterhin ist zu untersuchen, ob ein schwereres Einzelfahrzeug ggf. unter Auflagen, aber ohne jede weitere Belastung auf den Geh- und Radwegen, im Alleingang über die Brücke hinübergeführt werden kann.

Die Einwirkungen aus den Radlasten der Lastmodelle sind mit einem Schwingbeiwert zu vervielfachen. Die Größtwerte dieser Beiwerte, gültig für die Stützweite Null, sind nachstehend angegeben. Sie fallen bis zur Stützweite von 50 m auf den Wert 1,0 ab.

Er wird berechnet nach:

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l\varphi \geq 1,0$$

mit:

$l\varphi$ maßgebende Länge in m.

Es gilt die Begrenzung:

Gleiskettenfahrzeuge $\varphi \leq 1,10$ und
Räderfahrzeuge $\varphi \leq 1,25$.

Lastmodell für den Nachweis bei Widerlagern

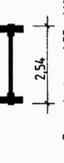
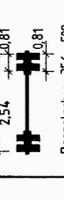
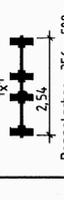
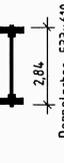
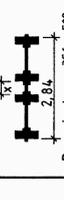
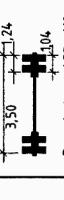
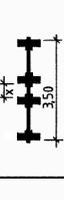
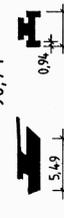
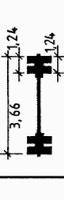
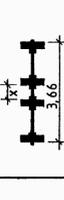
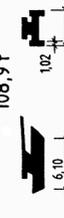
Für den Einstufungsnachweis von Widerlagern und überschütteten Bauwerken können zugehörige Ersatzlasten angesetzt werden. Für die in Bild 1.9 getroffene Auswahl der Lastmodelle sind die Ersatzlasten in Tabelle 1.9 aufgeführt.

Tabelle 1.9 Ersatzlasten einiger Regelfahrzeuge der Lastklassen der MLC

Lastklasse	Raupenfahrzeug				Räderfahrzeug			
	Gewicht t	Länge m	Breite m	Ersatzlast kN/m ²	Gewicht t	Länge m	Breite m	Ersatzlast kN/m ²
40	36,29	6,20	2,85	20,5	23,58	4,22	2,54	22,0
50	45,36	6,50	3,25	21,5	27,22	4,22	2,84	22,5
80	75,58	7,00	3,80	27,5	43,54	4,52	3,51	27,5
100	90,72	7,30	4,00	31	54,44	4,83	3,66	31,0
120	108,86	7,90	4,40	31,5	65,32	4,83	3,91	34,5

Einwirkungen aus Bremslasten

Eine Bremslast braucht nicht angesetzt zu werden, wenn das Bauwerk nach DIN 1072, Ausg. 7.88 bemessen worden war. Entsprechendes müsste dann in Bezug auf DIN EN 1992-2/NA gelten. Wenn aber das Bauwerk nach anderen Regelwerken bemessen wurde, muss eine Bremskraft nachgewiesen werden, wie sie im derzeitigen Bezugserlass ARS/BMV StB 3 – Ibn – 2142 Vms vom 21.09.1964 vorgeschrieben war. Über die Größe dieser Last kann man sich in [29] informieren.

1	2	3	4	5	6	7
KLASSE	Gleisketten- fahrzeuge	Räderfahrzeuge				Maximale Einzel- achslast
		Achslasten und Achsabstände	Minimater Radabstand und Reifengrößen der maßgebenden Achsen			
40	 36,3 t	 42,6 t	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 457 x 610	 Einzelachse 356 x 610 Doppelachse 356 x 508	 Einzelachse 356 x 610 Doppelachse 356 x 508	 15,42 t
50	 45,4 t	 52,6 t	 Einzelachse 610 x 737 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 406 x 610 Doppelachse 356 x 508	 Einzelachse 406 x 610 Doppelachse 356 x 508	 18,14 t
80	 72,6 t	 83,5 t	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 457 x 610	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 457 x 610	 25,40 t
100	 90,7 t	 104,3 t	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 533 x 610 Doppelachse 533 x 610	 29,03 t
120	 108,9 t	 125,2 t	 Einzelachse 610 x 737 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 610 x 737 Doppelachse 533 x 610	 Einzelachse 610 x 737 Doppelachse 533 x 610	 37,66 t

Maßeinheiten: Gewicht in [t]
 Fahrzeugabmessungen in [m]
 Reifengrößenmessungen in [mm]

Bemerkung:
 der Abstand „x“
 zwischen den mittleren
 Reifen ist gleich der
 Reifenbreite

Bild 1.9 Regelfahrzeuge der Militärlastenklassen nach STANAG 2021 (Auszug)

- Zuschlag zum vollen Bettungskörper für Schwellen mit Kleisenen jeder Art 1,0 kN/m,
- Schotter 20,0 kN/m³.

Als Hebungsreserve ist eine zusätzliche Schotterhöhe von 10 cm einzurechnen.

b) Wenn keine Bettung vorhanden ist, gilt:

- Schienen Form UIC 60 mit Kleisenen 1,7 kN/m,
- wie vor mit Brückenbalken und Führungen 3,4 kN/m.

c) Bei fester Fahrbahn sind die Eigenlasten mit den Raumgewichten nach DIN EN 1991-1-1/NA je nach ihrer Bauart zu ermitteln. Dabei ist auch das Mehrgewicht der mit der Randkappe verbundenen Tragplatte gegenüber dem Schutzbeton beim Schotteroberbau zu berücksichtigen.

Vorspannungen

Vorspannungen werden in der Regel durch Spannglieder erzeugt, ihre typischen Beanspruchungen können DIN EN 1992-2/NA entnommen werden. Vorspannungen können aber auch durch eine planmäßige Änderung der Lagerungsbedingungen, durch Vorbelastungen oder ähnliche Maßnahmen erzeugt werden.

Schneelasten

Schneelasten sind nur bei überdachten Brücken, bei beweglichen Brücken oder bei Nachweisen von Bauzuständen zu berücksichtigen. Sie sind nach DIN EN 1991-1-3/NA anzunehmen.

Verkehrsregellasten (Lastmodelle)

Die Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr werden durch folgende Lastmodelle beschrieben:

- Lastmodell 71 und Lastmodell SW/0 für den Regelverkehr,
- Lastmodell SW/2 für den Schwerlastverkehr,
- Lastmodell „unbeladener Zug“ für bestimmte globale Auswirkungen.

Der nach Art, Umfang und maximaler Achslast unterschiedliche Eisenbahnverkehr sowie der unterschiedliche Zustand der Gleise können durch eine Variation der festgelegten Lastmodelle berücksichtigt werden. Die seitliche Exzentrizität der Vertikallasten des LM 71 ist durch ein Verhältnis der beiden Radlasten einer Achse von 1,25:1,00 zu berücksichtigen. Die resultierende Exzentrizität e ergibt sich dann gemäß Bild 1.10.

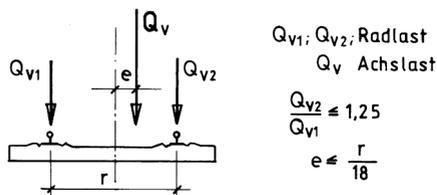


Bild 1.10
Exzentrizität der Vertikallasten

Lastmodell 71

Für den Eisenbahnbetrieb infolge Normalverkehrs auf Hauptstrecken ist das Lastmodell 71 (UIC 71) anzusetzen. Es stellt den statischen Anteil der Einwirkungen dar, seine Anordnung und die charakteristischen Werte der Einwirkungen sind Bild 1.11 zu entnehmen.

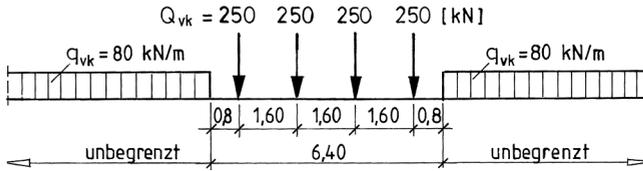


Bild 1.11 Lastmodell 71, charakteristische Werte der Vertikallasten für ein Gleis

Zur Ermittlung der größten positiven oder negativen Schnitt- und Stützgrößen der Formänderungen sind, soweit erforderlich, die Anzahl der Einzellasten zu mindern oder die Streckenlasten zu teilen.

Die charakteristischen Werte der Lasten gemäß Bild 1.11 sind auf Strecken mit einem gegenüber dem normalen Verkehr schwereren oder leichteren Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren. Der Beiwert α kann die folgenden Werte haben:

0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; 1,46,

d. h., er ist in Stufen von ca. 11 % vom Wert 1,0 nach oben und unten veränderlich. Wird ein Beiwert festgelegt, sind auch alle nachstehend aufgeführten Einwirkungen mit dem Beiwert α zu vervielfachen:

- Lastmodell SW/0 für Brücken als Durchlaufträger gemäß nachstehendem Absatz,
- vertikale Ersatzlasten für Erdbauwerke und Erddrücke,
- Zentrifugallasten entsprechend Abschnitt 1.4.4.1,
- Seitenstoß entsprechend Abschnitt 1.4.4.2,
- Anfahr- und Bremslasten entsprechend Abschnitt 1.4.4.3,
- kombinierte Tragwerks- und Gleisreaktion auf veränderliche Einwirkungen gemäß Abschnitt 1.4.5.1,
- außergewöhnliche Einwirkungen (z. B. Entgleisungslasten) entsprechend Abschnitt 1.4.8.

Gemäß DIN EN 1991-2/NA ist für Brückenbauwerke auf Strecken des Bundes für Betriebszüge mit 25 t Radsatzlasten ein Beiwert $\alpha = 1,21$ zu verwenden. Das Lastmodell SW/2 braucht nicht zusätzlich angesetzt zu werden. Bezüglich des Beiwertes α ist auch Tabelle 3 in D 804 zu beachten.

Lastmodell SW

Das Lastmodell SW stellt den statischen Anteil des Regelverkehrs (SW/0) bzw. des Schwerverkehrs (SW/2) dar. Die Lastanordnung ist entsprechend Bild 1.12 mit den charakteristischen Werten der Vertikallasten aus Tabelle 1.11 zu entnehmen.

Ein Lastbild SW/1 ist nicht vorhanden.

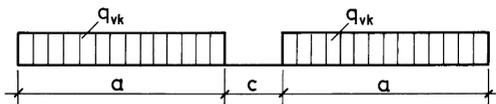


Bild 1.12 Lastmodell SW

Tabelle 1.11 Charakteristische Werte der Vertikallasten der Lastmodelle SW für ein Gleis

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

Lastmodell „unbelasteter Zug“

Für einige spezielle Nachweise bei gleichzeitiger Wirkung von Wind und Verkehr wird ein gesondertes Lastmodell, der „unbelastete Zug“, verwendet. Es handelt sich dabei um eine vertikale, gleichmäßig verteilte Belastung mit einem charakteristischen Wert von 10 kN/m.

1.4.2.2 Verteilung der Achslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter

Lastverteilung der Radlast durch die Schiene

Eine Radlast der Lastmodelle 71 und SW darf in der Längsrichtung über drei Schienenstützpunkte gemäß Bild 1.13 verteilt werden.

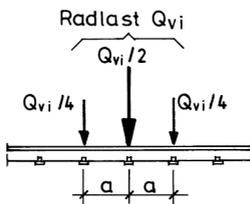


Bild 1.13

Lastverteilung durch die Schiene in Längsrichtung

Lastverteilung durch Schwellen und Schotter

In Längsrichtung

Die Achslasten des Lastmodells 71 dürfen in der Regel in Längsrichtung als gleichmäßig verteilte Streckenlast angenommen werden. Für die Berechnung von Fahrbahnplatten ist die Längsverteilung der Achslasten unter den Schwellen bis zur Oberkante der Fahrbahnplatte gemäß Bild 1.14 anzunehmen.

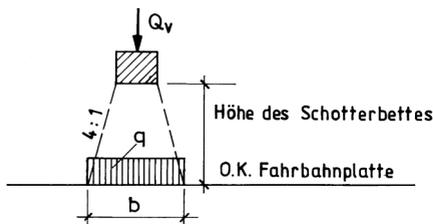


Bild 1.14 Lastverteilung durch Schwellen und Schotterbett in Längsrichtung

In Querrichtung

Bei Brücken mit Schotterbett ohne Gleisüberhöhung können die charakteristischen Werte der Einwirkungen in der Querrichtung nach Bild 1.15 a angenommen werden. Wenn der Schotter unter den Schwellen nur im Bereich der Schienen verdichtet ist, oder wenn Zweiblockschwellen verwendet werden, ist die Lastverteilung durch Schwellen und Schotter in Querrichtung nach Bild 1.15 b anzunehmen.

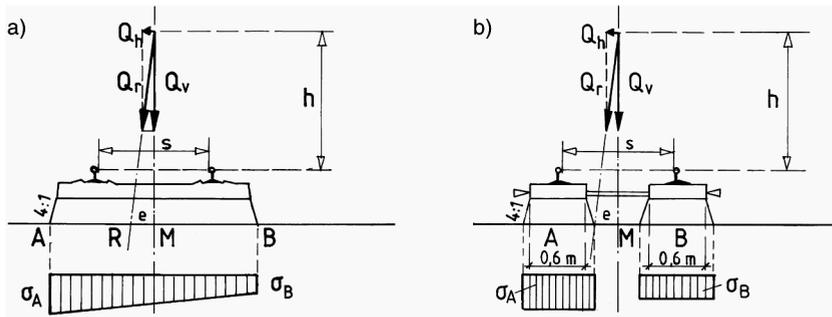


Bild 1.15 a, b Lastverteilung durch Schwellen und Schotterbett in Querrichtung bei Gleisen ohne Überhöhung

Bei Brücken mit Schotterbett und Gleisüberhöhung können die charakteristischen Werte der Einwirkungen in der Querrichtung nach Bild 1.15 c verteilt und die Lastverteilung unter den Schienen ähnlich der Verteilung nach Bild 1.15 a angenommen werden.

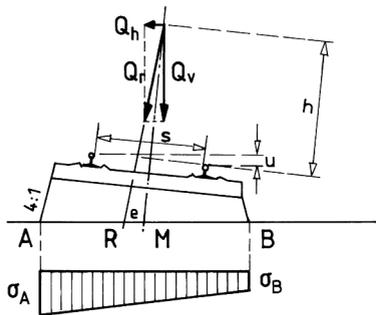


Bild 1.15 c Lastverteilung durch Schwellen und Schotterbett in Querrichtung bei Gleisen mit Überhöhung

1.4.3 Dynamische Einwirkungen

1.4.3.1 Ursache und Wirkung

Die durch statische Belastungen in einer Brücke erzeugten Spannungen und Verformungen werden bei Einwirkungen infolge Eisenbahnverkehrs vergrößert oder vermindert durch die folgenden Einflüsse:

- schnelle Belastungswechsel infolge der Geschwindigkeit der das Tragwerk befahrenden Züge und die Massenträgheit des Tragwerks, die in statischen Nachweisen nicht berücksichtigt werden,
- Änderung der Radlasten aus Gleis- und Radunebenheiten,
- Resonanzerscheinungen, die durch die Überfahrt aufeinanderfolgender Lasten mit annähernd gleichem Abstand unter gewissen Bedingungen entstehen können. Wenn die Erregerfrequenz – oder ein Vielfaches davon – und die Eigenfrequenz des Tragwerks übereinstimmen, können die aufeinanderfolgenden Achsen bei der Überfahrt übermäßig große Schwingungen erzeugen.

Diese dynamischen Eigenschaften werden im Wesentlichen durch die Eigenfrequenz des Tragwerks, die Art des Verkehrs und durch die Masse des Tragwerks, d. h. seine Dämpfungseigenschaften, bestimmt. Weiterhin spielt die Einflusslänge des belasteten und zu bemessenden Bauteils und die Gesamtgeschwindigkeit des Verkehrs eine Rolle. Als geometrische Einflussfaktoren sind die Abstände der rollenden Achsen in Verbindung mit den regelmäßig

angeordneten Auflagerpunkten in Form von Schwellen zu nennen. Schließlich vergrößern die Einflüsse aus Radabflachungen und vertikalen Unebenheiten der Räder den Stoßeffect.

Im Regelfall werden die aus den vorstehend genannten Einflussfaktoren herrührenden dynamischen Reaktionen des Tragwerks in der Bemessung durch quasi-statische Ersatzlasten abgedeckt, die durch Multiplikation mit einem dynamischen Beiwert berechnet werden. Als Regelfall wird der Geschwindigkeitsbereich ≤ 200 km/h angesehen, da bereits bei Geschwindigkeiten um 200 km/h Resonanzerscheinungen auftreten können. Diese können zum Verlust des Rad-Schiene-Kontaktes und zur Destabilisierung des Schotteroberbaus führen.

1.4.3.2 Dynamische Beiwerte

Die durch die vorstehend geschilderten Einwirkungen verursachten Erhöhungen der Spannungen und Verformungen im Tragwerk werden durch dynamische Beiwerte Φ und $(1 + \varphi_{(v)})$ berücksichtigt.

Diese Werte decken nur die Erhöhungen aus der Wirkung der statischen Lasten ab, nicht aber die der Resonanzerscheinungen und Schwingungen des Überbaus.

Beiwert Φ (Φ_2, Φ_3)

Durch die Beiwerte Φ werden dynamische Erhöhungen infolge von Biegeschwingungen berücksichtigt. Beim Auftreten von Torsionsschwingungen sind genauere Untersuchungen erforderlich.

Der dynamische Beiwert Φ ist nur bei Geschwindigkeiten ≤ 200 km/h innerhalb der in Bild 1.16 angegebenen Grenzen der Eigenfrequenzen anzuwenden; seine Größe beträgt:

– für sorgfältig unterhaltene Gleise (Regelfall):

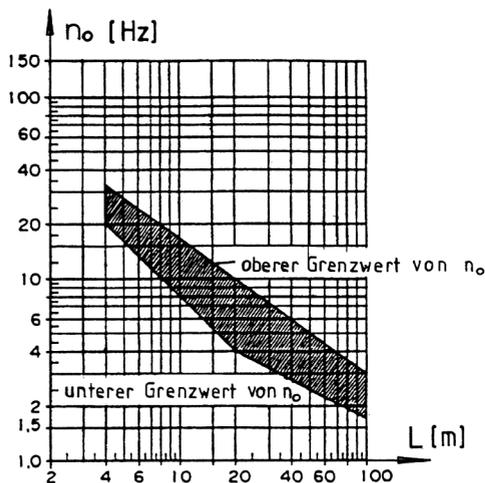
$$\Phi_2 = \frac{1,44}{(\sqrt{L_\Phi} - 0,2)} + 0,82 \quad \text{mit: } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (1.18)$$

– für Gleise mit normaler Unterhaltung (Ausnahme):

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{(\sqrt{L_\Phi} - 0,2)} + 0,73 \quad \text{mit: } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0 \quad (1.19)$$

mit:

L_Φ zu Φ gehörende Länge als maßgebende Länge in [m], gemäß den Tabellen 1.12 und 1.13.



Oberer Grenzwert:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad (1.20)$$

Unterer Grenzwert:

$$n_0 = 80/L \quad (1.21)$$

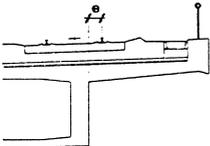
bei $4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} \quad (1.22)$$

bei $20 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$

Bild 1.16 Grenzen der Eigenfrequenz n_0 (Hz)

Tabelle 1.12 Maßgebende Länge L_ϕ für Fahrbahnplatten von Betonbrücken

Fall	Bauteil	Maßgebende Länge L_ϕ bzw. ϕ
Fahrbahnplatte aus Beton mit Schotterbett (für Lokal- und Querbeanspruchungen)		
4	4.1 Fahrbahnplatte von Hohlkästen oder Plattenbalken <ul style="list-style-type: none"> – Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern – Tragwirkung in Längsrichtung – Querträger – Kragarme in Querrichtung, die Eisenbahnlasten aufnehmen 	Stützweite in Hauptträgerrichtung 3-fache Plattenstützweite 3-fache Plattenstützweite doppelte Länge der Querträger  <ul style="list-style-type: none"> – $e \leq 0,5$ m: 3-facher Abstand der Stege – $e > 0,5$ m^a (Bild 6.11 – Kragarm eines Querträgers mit Eisenbahnlasten)
	4.2 Fahrbahnplatte durchlaufend über Querträger (in Hauptträgerrichtung)	2-facher Querträgerabstand
	4.3 Fahrbahnplatte bei Trogrücken <ul style="list-style-type: none"> – Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern – Tragwirkung in Längsrichtung 	2-fache Plattenstützweite 2-fache Plattenstützweite
	4.4 Fahrbahnplatte mit Tragwirkung rechtwinklig zu einbetonierten Stahlträgern	$\phi_2 = 1,30$
	4.5 Kragarme der Fahrbahnplatte in Längsrichtung	<ul style="list-style-type: none"> – $e \leq 0,5$ m: $\phi_2 = 1,67^b$ – $e > 0,5$ m^a
	4.6 Endquerträger oder Abschlussträger	$\phi_2 = 1,67^b$

^a Durch Eisenbahnlasten beanspruchte Kragarme von mehr als 0,5 m Länge sind zu vermeiden. Andernfalls bedürfen sie einer gesonderten Untersuchung nach 6.4.6 (DIN EN 1991-2) und mit der Belastung aus dem NA, die von der Aufsichtsbehörde anerkannt wurde.

^b Bei nominal instand gehaltenen Gleisen ist $\phi_3 = 2,0$ anzuwenden.

Tabelle 1.13 Maßgebende Länge L_ϕ für Hauptträger und Stützen von Betonbrücken

Fall	Bauteil	Maßgebende Länge L_ϕ bzw. Φ										
Hauptträger												
5	5.1 Einfeldträger und Platten (einschließlich einbetonierter Stahlträger)	Stützweite in Hauptträgerrichtung										
	5.2 Durchlaufende Träger und Platten über n Felder mit $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ jedoch mindestens $\max L_i (i = 1 \dots n)$										
		<table border="1"> <tr> <td>n</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	n	2	3	4	≥ 5	k	1,2	1,3	1,4	1,5
	n	2	3	4	≥ 5							
	k	1,2	1,3	1,4	1,5							
	5.3 Halb- und Vollrahmen oder Hohlkästen – zweistielig	Das System wird als Dreifeldträger angesehen (verwende 5.2 mit den Längen der Stiele und des Riegels)										
	– mehrstielig	Das System wird als Mehrfeldträger angesehen (verwende 5.2 mit den Längen der Endstiele und der Riegel)										
5.4 Bogen, Versteifungsträger von Stabbogenbrücken	halbe Stützweite											
5.5 Gewölbe, Gewölbereihe mit Hinterfüllung	2-fache lichte Weite jedes Einzelgewölbes											
5.6 Hänger (in Verbindung mit Versteifungsträger)	4-facher Hängerabstand in Längsrichtung											
5.7 Ergänzende Regelung	Für Tragwerke nach Ziffern 5.1 bis 5.5 gilt: Bei Untersuchungen mit den Lastgruppen 11 und 17 nach Tabelle 6.10 gelten die oben aufgeführten Werte L_ϕ ; bei Untersuchungen mit den Lastgruppen 21 und 31 dürfen sie verdoppelt werden.											
Stützkonstruktion												
6	Pfeiler, Stützrahmen, Lager, Gelenke, Zuganker sowie für die Berechnung von Pressungen unter Lagern	maßgebende Länge der gelagerten Tragelemente										

Der dynamische Beiwert Φ ist bei den Lastmodellen 71 und SW anzunehmen, in der Regel ist Φ_2 anzuwenden.

Die Eigenfrequenzen eines Bauteils werden bei Brücken aus der Biegelinie unter ständiger Einwirkung berechnet. Für einen auf Biegung beanspruchten Einfeldträger kann die Eigenfrequenz nach folgendem Ansatz ermittelt werden:

Durchbiegung in der Feldmitte infolge konstanter Massenbelegung ($m \cdot g$) (Eigengewicht)

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{(m \cdot g) \cdot l^4}{E \cdot I}$$

mit: $m = \int_A \rho \cdot dA$, als Masse des Querschnitts bei unterschiedlichen Querschnittanteilen,
 $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$,
 ρ = Dichte des Baustoffes des Überbaus,
 l = Stützweite des Überbaus.

Daraus folgt:

$$\frac{E \cdot I}{m \cdot l^4} = \frac{5 \cdot g}{\delta_0 \cdot 384}$$

Für die Eigenfrequenz eines zugehörigen kreisförmigen Schwingungsvorgangs gilt:

$$\omega_0 = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot l^4}} = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot g}{\delta_0 \cdot 384}}$$

Somit ergibt sich die erste Eigenfrequenz n_0 allgemein zu:

$$n_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot g}{\delta_0 \cdot 384}}$$

mit δ_0 [mm]; g [m/sek²]

$$\begin{aligned} n_0 &= \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 9,81}{\delta_0 \cdot 384}} \left[\frac{m}{10^{-4} \cdot m \cdot \text{sek}^2} \right] \\ &= \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 9,81 \cdot 10^4}{384}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\delta_0}} \left[\frac{1}{\text{sek}} \right] \triangleq [\text{Hz}] \end{aligned}$$

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} [\text{Hz}] \quad (1.23)$$

mit δ_0 Durchbiegung in der Mitte der Stützweite unter ständigen Einwirkungen in [mm].

Reduzierte dynamische Einwirkungen

Bei Gewölben und Betonbrücken mit einer Überschüttungshöhe von mehr als 1,0 m, kann der dynamische Beiwert Φ_2 und Φ_3 wie folgt verringert werden:

$$\text{red } \Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - (h - 1,00)/10 \geq 1,0 \quad (1.24)$$

mit h = Überschüttungshöhe einschließlich Schotterbett bei Schwellenoberkante in [m] (bei Gewölben bis zum Gewölbescheitelpunkt).

Pfeiler mit einem Schlankheitsgrad (kritische Länge/Trägheitsradius) < 30, Widerlager, Gründungen, Stützwände und Bodenpressungen dürfen ohne dynamischen Beiwert berechnet werden.

Beiwerte (1 + φ)

Zur Berücksichtigung der dynamischen Effekte aus Betriebslastzügen, z. B. für Verformungs- und Schwingungsberechnungen sind die Kräfte und Momente, die aus den statischen Lasten ermittelt wurden, mit dem Faktor (1 + φ) zu multiplizieren. Dieser Faktor ist von der Ge-

schwindigkeit v abhängig, er muss sich auf die höchstmögliche Zuggeschwindigkeit beziehen. Dieser Beiwert ergibt sich wie folgt:

$$\text{entweder: } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (1.25)$$

$$\text{oder: } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0,5 \cdot \varphi'' \quad (1.26)$$

Falls nicht anderes festgelegt ist, ist Gleichung (1.26) anzuwenden.

Die Anteile φ' und φ'' ergeben sich wie folgt:

$$\varphi' = \frac{K}{(1 - K + K^4)} \quad \text{für } K \leq 0,76 \quad (1.27)$$

$$\text{mit: } K = \frac{v}{(2 \cdot L_\phi \cdot n_0)}$$

$$\text{und } \varphi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi \cdot n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \quad (1.28)$$

$$\varphi'' \geq 0$$

$$\text{mit: } \alpha = \frac{v}{22} \quad \text{bei } v \leq 22 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{bei } v > 22 \text{ m/s}$$

Dabei sind:

- v erlaubte Geschwindigkeit in m/s,
- n_0 die erste Biegeeigenfrequenz unter ständigen Lasten in Hz,
- L_ϕ maßgebende Länge in m,
- α Beiwert für die Geschwindigkeit.

Die Nachweise sind für die oberen und unteren Grenzwerte der Biegefrequenz n_0 durchzuführen, falls sie nicht Brücken mit bekannter Eigenfrequenz betreffen. Die Grenzwerte ergeben sich nach den Gleichungen (1.20), (1.21) und (1.22).

1.4.3.3 Resonanz oder übermäßige Schwingung

Die Gefahr einer Resonanzerscheinung oder einer damit verbundenen übermäßigen Schwingung des Überbaus des Brückenbauwerkes kann bei Zuggeschwindigkeiten > 200 km/h und bei Stahl- und Verbundüberbauten aus den Einflüssen des Eisenbahnverkehrs und anderen, für Eisenbahnbrücken typischen, Einwirkungen auftreten.

Wie schon ausgeführt, treten Resonanzerscheinungen auf, wenn die Frequenz des durch die Einwirkung aus dem Zugverkehr angeregten Schwingungsvorganges (Erregerfrequenz) die Eigenfrequenz des Überbaus, oder ein Vielfaches von ihr, erreicht. Die hiermit verbundenen Auswirkungen sind nicht durch das Regelverfahren mit den dynamischen Beiwerten abgedeckt, es müssen jetzt gesonderte Berechnungen durchgeführt werden, mit dem Ziel, die zugehörigen höheren Beanspruchungen oder Verformungen zu ermitteln.

Die Berechnung ist sowohl für die Maximalgeschwindigkeit, als auch für eine Geschwindigkeit der nachstehenden Beziehung für Einfeldträgerbrücken, die als gerader Balken berechnet werden können, durchzuführen:

$$v_i = n_0 \cdot \lambda_i \quad (1.29)$$

mit: $40 \text{ m/s} \leq v_i \leq 1,2 \times \text{maximale Streckengeschwindigkeit}$.

Dabei sind:

- n_0 erste Eigenfrequenz des unbelasteten Tragwerkes,
- λ_i Hauptwellenlänge der Erregerfrequenz, zur Vereinfachung gesetzt gleich d/i ,
mit: d Regelaabstand der Achsen, $i = 1, 2, 3$ oder 4 .

Über die Entscheidungskriterien, die zur Feststellung der Resonanzgefahr führen, berichten *Freystein* und *Köppel* in [20].

Für das zu untersuchende Brückenbauwerk ist über die Kriterien:

- Streckengeschwindigkeit,
- Art der Konstruktion,
- Überbaulänge und
- Torsionsempfindlichkeit

zu entscheiden, ob eine dynamische Berechnung durchzuführen ist, oder ob eine Berechnung nach dem vereinfachten Verfahren mit dynamischen Beiwerten noch möglich ist. Diese Entscheidung kann nach dem Ablaufdiagramm in Bild 1.17 vorgenommen werden.

Zu den Kriterien im Einzelnen:

- Streckengeschwindigkeit
Eine Resonanzgefahr besteht bei Fahrtgeschwindigkeiten größer als 200 km/h; ist sie kleiner, kann eine Resonanzgefahr durch die Wahl eines normal steifen, nicht zu schlanken Überbaus ausgeschlossen werden.
- Länge des Überbaus
Die Resonanzgefahr nimmt mit wachsender Stützweite ab. Die im Ablaufdiagramm festgelegte Grenze von 40 m für die Stützweite entspricht der Bedingung:

$$L \geq L_{\text{üpp}} = 1,5 \cdot 26,4 = 40 \text{ m}$$

mit: $L_{\text{üpp}}$ „Länge über Puffer“ bei üblichen Reisezugwagen.

- Steifigkeit des Überbaus
Wenn die Eigenfrequenz des Überbaus innerhalb der Grenzen von Bild 1.17 liegt, kann bei Einfeldträgern, Rahmen und bestimmten Durchlaufträgersystemen eine Resonanzgefahr ausgeschlossen werden.
- Torsionssteifigkeit, Geschwindigkeit und Eigenfrequenz
Bei Überbauten kleinerer Stützweite spielt die Größe der Eigenfrequenz n_{T_0} aus Torsion zur Eigenfrequenz n_0 aus Biegung eine Rolle. Wenn

$$n_{T_0} \geq 1,2 n_0$$

ist, kann bei bestimmten Verhältnissen von Grenzgeschwindigkeit zu Biegeeigenfrequenz ebenfalls eine Resonanzgefahr ausgeschlossen werden.

Freystein und *Köppel* führen hierzu weiterhin aus (Zitat aus [20]):

„*Einwirkungen*

Die dynamische Berechnung ist für die verkehrenden Betriebszüge zu führen; Betriebszüge sind die Lastbilder von ICE 1 bis 3, Thalys, Talgo etc., wobei mit den wirklichen Achslasten und Abständen der Achsen gerechnet werden muss, ohne diese in Längsrichtung gleichmäßig zu verteilen. Die Berechnung kann mit bewegten Einzellasten erfolgen oder mit einem dem mechanischen Modell des Zuges entsprechenden Schwingungssystem (Modellierung des Wagenkastens als Schwingungssystem mit mehreren Freiheitsgraden und Berücksichtigung der zugehörigen Masse, Trägheit, Federung und Dämpfung).

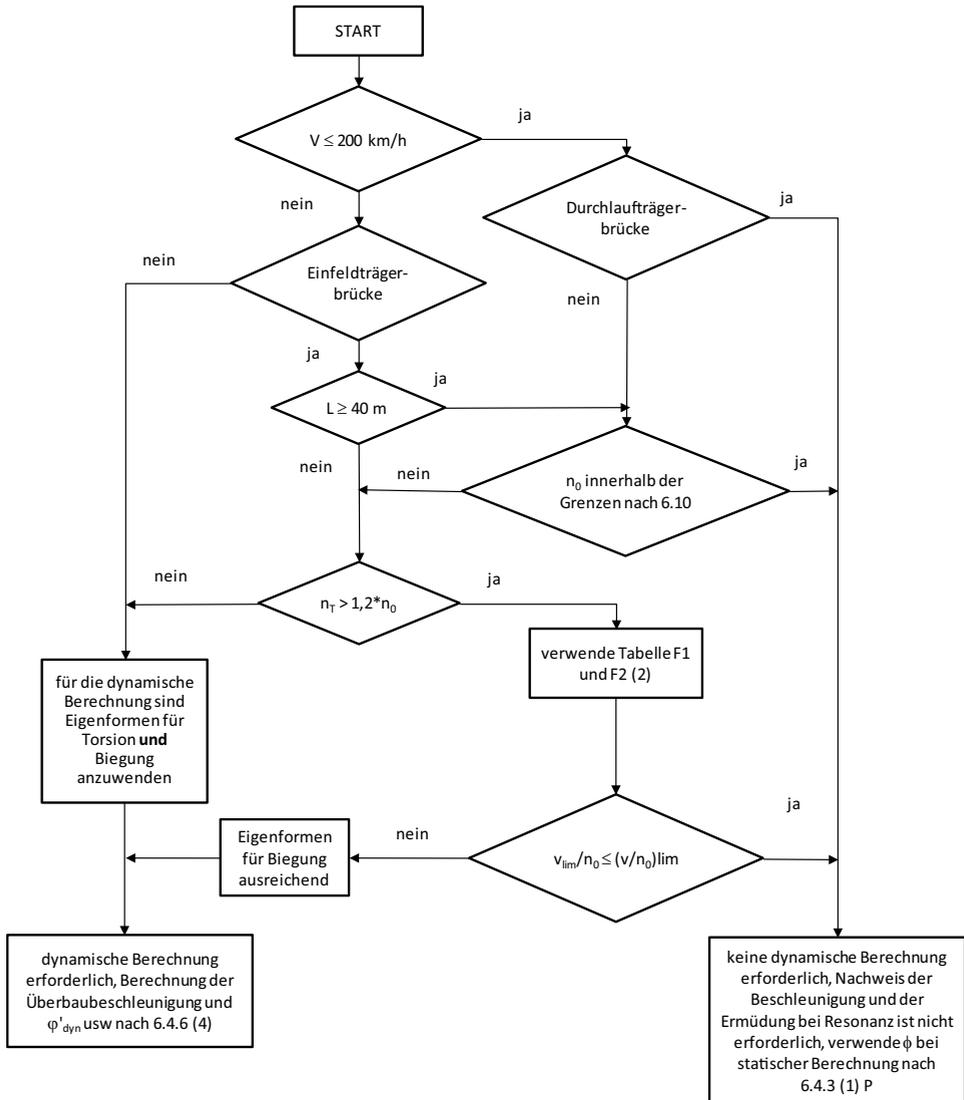


Bild 1.17 Entscheidungsschema für eine dynamische Berechnung

Bei der Berechnung mit bewegten Einzellasten darf die günstige lastverteilende Wirkung von Schienen, Schwellen und Schotter berücksichtigt werden.

Der unwahrscheinliche Fall einer Überfahrt mit der Resonanzgeschwindigkeit auf beiden Gleisen bei zweigleisigen Überbauten wird nicht gefordert. Da eine Zugbegegnung jedoch nicht ausgeschlossen werden kann, ist daher auf dem zweiten Gleis – sofern ungünstig wirkend – die Φ -fache statische Bemessungslast anzusetzen.

Frequenzbereich

Zur Ermittlung der Systemantwort sind die Eigenfrequenzen aus vertikalen Verkehrslasten n_j (und die zugehörigen Eigenformen) bis zur Grenze n_{\max} zu berücksichtigen:

$$n_{\max} = \max \{30 \text{ Hz}, 1,5 n_0, n_2\}$$

$n_2 = 3$. Eigenfrequenz der Biegeschwingung.

Für Balkenträger ist die Betrachtung der Biegeschwingungen ausreichend, wenn Torsionsschwingungen nicht durch Verkehrslasten angeregt werden oder wenn die Bedingung $n_{T_0} \geq 1,2 \cdot n_0$ erfüllt ist. Andernfalls müssen auch Torsionsschwingungen berücksichtigt werden. Der höhere Wert für n_{\max} aus den angegebenen Bedingungen ist maßgebend.

Geschwindigkeitsbereich

Für die zu untersuchenden Betriebszüge ist die dynamische Berechnung für einen Geschwindigkeitsbereich von 40 m/s bis $1,2 \cdot v_{\max}$ zu führen. Für die Berechnung wird eine Schrittweite von ca. 10 km/h außerhalb des Resonanzbereichs empfohlen. In der Nähe der Resonanzgeschwindigkeit sind kleinere Schritte zu wählen.

Dämpfung

Bei aus Versuchen und theoretischen Untersuchungen ermittelten Beziehungen sind in Abhängigkeit von der Bauart der Brücke (Stahl, Verbund, Stahlbeton, Spannbeton) Dämpfungseigenschaften rechnerisch zu berücksichtigen. Die Dämpfung bewegt sich im Mittel zwischen 0,5 und 1,5 %.

Nachweise

Auch wenn eine dynamische Berechnung erforderlich ist, kann die Φ -fache statische Bemessungslast aus dem „vereinfachten Verfahren“ maßgebend sein. Daher müssen die Ergebnisse der dynamischen Berechnung mit denen der Φ -fachen statischen Bemessungslast verglichen werden; die jeweils ungünstigeren Werte sind für die Bemessung maßgebend. Es sind, falls die dynamische Berechnung maßgebend wird, alle üblichen Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitsnachweise mit diesen Ergebnissen zu überprüfen.

Die maximale vertikale Beschleunigung des Überbaus ist zu begrenzen auf:

3,5 m/s² beim Schotteroberbau zur Vermeidung einer Destabilisierung des Schotters und 5,0 m/s² bei der Festen Fahrbahn.“

1.4.4 Horizontallasten, charakteristische Werte**1.4.4.1 Einwirkungen aus Zentrifugallasten**

Bei Brücken, die ganz oder teilweise in einer Gleiskrümmung liegen, sind die Zentrifugallasten (Fliehkräfte) zu berücksichtigen. Diese sind 1,80 m über Schienenoberkante horizontal nach außen wirkend anzunehmen (Bild 1.19). Der Berechnung ist die durch die Linienführung der Strecke gegebene Höchstgeschwindigkeit zugrunde zu legen, im Falle des Lastmodelles SW/2 beträgt sie 80 km/h.

Die charakteristischen Werte der Zentrifugallasten sind mit den nachstehenden Gleichungen zu ermitteln:

$$Q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot Q_{vk}) \quad [\text{kN}] \quad (1.30 \text{ a})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} f \cdot q_{vk} \quad [\text{kN/m}] \quad (1.30 \text{ b})$$

- mit: Q_{tk}, q_{tk} charakteristische Werte der Zentrifugallasten in [kN], [kN/m],
 Q_{vk}, q_{vk} charakteristische Werte der in Abschnitt 1.4.2 angegebenen Vertikallasten,
 f Abminderungsfaktor nach Gleichung (1.31),
 v Höchstgeschwindigkeit in [m/s],
 V Höchstgeschwindigkeit in [km/h],
 g Erdbeschleunigung [9,81 m/s²],
 r Radius des Gleisbogens in [m].

Bei veränderlicher Gleiskrümmung können für den Radius r geeignete Mittelwerte eingesetzt werden.

Die Zentrifugallasten sind nach Gleichungen (1.30 a) bzw. (1.30 b) unter Verwendung der klassifizierten Vertikallasten zu berechnen mit:

- $\alpha < 1,0$: α -fache Lastmodelle 71 und SW/0,
- $\alpha \geq 1,0$: 1,0-fache Lastmodelle 71 und SW/0.

Bei gekrümmten Gleisen ist außerdem die Belastung aus LM 71 und, sofern zutreffend, auch aus LM SW/0 ohne Zentrifugallast, also mit $V = 0$, zu berücksichtigen.

Beim Lastmodell 71 und bei Entwurfsgeschwindigkeiten von mehr als 120 km/h sind zwei Fälle der Größe der Zentrifugallast zu berücksichtigen:

- Lastmodell 71 mit dynamischem Beiwert und die Zentrifugallast für $V = 120$ km/h entsprechend Gleichung (1.30) mit $f = 1,0$.
- Ein abgemindertes Lastmodell 71 ($f^*Q_{vk}; f^*q_{vk}$) mit dem dynamischen Beiwert und der Zentrifugallast entsprechend den Gleichungen (1.30a) bzw. (1.30b) für die Höchstgeschwindigkeit. Der Abminderungsfaktor f ist dabei gegeben zu:

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1.000} \cdot \left\{ \frac{814}{V} + 1,75 \right\} \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right\} \quad (1.31)$$

- mit: L_f Einflusslänge in [m] des belasteten Teiles der Gleiskrümmung auf der Brücke, die am ungünstigsten für die Bemessung des jeweils betrachteten Bauteils ist,
 V maximal festgelegte Geschwindigkeit [km/h],
 $f = 1$ bei $V \leq 120$ km/h oder $L_f \leq 2,88$ m,
 $f < 1$ bei $120 \text{ km/h} < V < 300 \text{ km/h}$ und $L_f > 2,88$ m (Bild 1.18),
 $f_{(V)} = f_{(300)}$ bei $V > 300$ km/h und $L_f > 2,88$ m.

Die Zentrifugallast ist immer gleichzeitig mit der Verkehrslast anzusetzen. Ihr Horizontalanteil ist nicht mit dem dynamischen Beiwert zu vervielfachen; ihr Vertikalanteil aber doch.

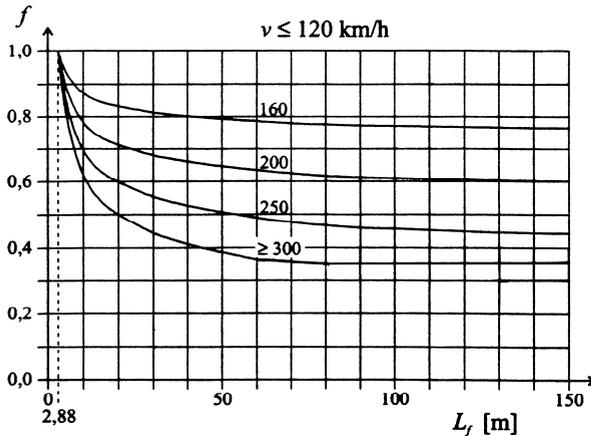


Bild 1.18
Beiwert f für das Lastmodell 71

1.4.4.2 Einwirkungen aus Seitenstoß (Schlingerkraft)

Der Seitenstoß ist als horizontal in Oberkante Schiene angreifende Einzellast rechtwinklig zur Gleismittellinie anzunehmen (Bild 1.19). Er ist sowohl bei geraden als auch bei gekrümmten Gleisen anzusetzen. Der charakteristische Wert der Einwirkung beträgt:

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

Der Seitenstoß ist weder mit dem Klassifizierungsfaktor noch mit dem Abminderungsfaktor f zu vervielfachen. Er ist immer mit der Vertikallast zu kombinieren. Die Kraft darf bei durchgehendem Schotterbett auf eine Länge von 4,0 m in Längsrichtung verteilt werden.

1.4.4.3 Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen

Brems- und Anfahrkräfte wirken in Oberkante Schiene in Längsrichtung des Gleises. Sie sind als gleichmäßig verteilte Streckenlast über die Einflusslänge $L_{a,b}$ der Einwirkung für das jeweilige Bauteil anzunehmen.

Die charakteristischen Werte sind wie folgt anzunehmen:

Anfahrkraft:

$$Q_{tak} = 33 \cdot L_{a,b} \leq 1.000 \text{ kN bei LM 71, den Modellen SW und HSLM} \quad (1.32)$$

Bremskraft:

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \leq 6.000 \text{ kN bei den Lastmodellen 71, SW/0 und HSLM} \quad (1.33)$$

$$Q_{lbk} = 35 \cdot L_{a,b} \text{ beim Lastmodell SW/2} \quad (1.34)$$

mit $L_{a,b}$ in [m] und Q_{tak} , Q_{lbk} in [kN].

Die charakteristischen Werte können bei allen Oberbauarten, d. h. durchgehend geschweißte Schienen oder gelaschte Schienen, mit oder ohne Schienenauszüge, angewendet werden. Bei den Lastmodellen SW/0 und SW/2 sind nur die belasteten Teile des Tragwerks zu berücksichtigen.

Für Strecken mit artreinem Verkehr (z. B. nur Hochgeschwindigkeits-Personenverkehr) dürfen die Brems- und Anfahrlasten zu 25 % der Summe der Achslasten der Betriebslastenzüge, die auf der Einflusslänge der Einwirkungen für das zu betrachtende Bauteil wirken, angenommen werden. Die Maximalwerte sind dabei 1.000 kN für Q_{tak} und 6.000 kN für Q_{lbk} .

Wenn das Gleis an einem oder beiden Überbauenden durchläuft, wird nur ein gewisser Teil der Brems- und Anfahrkräfte vom Überbau auf die Lager übertragen. Der verbleibende Lastanteil wird vom Gleis übertragen und hinter den Widerlagern aufgenommen. Der durch den Überbau auf die Lager übertragene Lastanteil wird in Abschnitt 1.4.5 angegeben.

Die Anfahr- und Bremskräfte sind mit den zugehörigen Vertikallasten zu kombinieren.

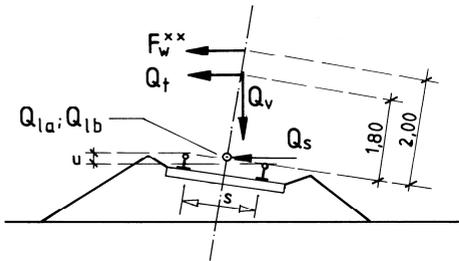


Bild 1.19
Horizontalkräfte für Eisenbahnbrücken

1.4.5 Längsgerichtete Einwirkungen

1.4.5.1 Leitlinien für die Untersuchung der Interaktion zwischen Brückenüberbau und Schienenoberbau

Problemstellung

Wenn Schienen über Fugen zwischen dem Brückenüberbau und dem Damm durchlaufen, wirken der Überbau und der Unterbau des Brückentragwerkes einerseits und der Oberbau des Fahrweges mit seinem Schotter/Schwelle/Schiene-Aufbau andererseits bei der Abtragung der Längskräfte aus Anfahren und Bremsen zusammen. Bei neueren Trassen kann der Oberbau auch aus einer Festen Fahrbahn mit Schienen bestehen. Die Längskräfte werden teilweise über die Schienen zum Erdbauwerk hinter dem Widerlager und teilweise über die Brückenlager und die Unterbauten in die Gründung weitergeleitet. Da lückenlos durchlaufende Schienen die freie Bewegung des Brückenüberbaus behindern, entstehen außerdem aus Verformungen des Überbaus infolge von Temperaturänderungen, Durchbiegungen aus vertikaler Belastung und Kriechen und Schwinden des Überbaubetons zusätzliche Längskräfte in den Schienen und in den festen Brückenlagern. Die Verschiebungen in horizontaler und vertikaler Richtung, die diese Längskräfte verursachen, oder umgekehrt, durch die die Längskräfte aktiviert werden, führen zu Auflockerungen im Oberbau und zu zusätzlichen Spannungen in der Schiene.

Einflussgrößen des Zusammenwirkens von Brückentragwerk und Schienenoberbau

Das Zusammenwirken des Brückentragwerkes mit dem Oberbau wird durch viele Parameter beeinflusst, im Einzelnen wie folgt:

- statisches System des Überbaus mit den Komponenten Tragsystem (Einfeld-, Durchlaufträger, Trägerkette), Überbaulänge bzw. Stützweite, Lage des festen Lagers und des thermischen Festpunktes,
- Abstand zwischen neutraler Achse des Überbaus und der Schienenlängsachse einerseits sowie zwischen neutraler Achse und dem Drehpol des festen Lagers andererseits,
- vertikale Steifigkeit des Überbaus,
- Längssteifigkeit der Unterbauten; diese ist definiert als Gesamtwiderstand, der von den Unterbauten an den festen Lagern und evtl. Verformungslagern gegenüber den Einwirkungen in Brückenlängsrichtung aktiviert werden kann.

Bei der Bestimmung der Längssteifigkeit sind die Biegeverformungen und die Verschiebungen der Unterbauten unterhalb der Brückenlager und die Verdrehung der Gründung zu berücksichtigen.

- Gleislage, Schienenauszüge, Querschnittsfläche der Schienen,
- Widerstand des Gleises und der Schienen gegen eine Verschiebung in Längsrichtung.

Bei der rechnerischen Verfolgung dieser Einflüsse muss nachgewiesen werden, welche Anteile der Einwirkungen über die Lager in den Unterbau eingetragen und welche Anteile vom Oberbau aufgenommen und durch die Schienen weitergeleitet werden.

Zu berücksichtigende Einwirkungen

Für die rechnerischen Untersuchungen sind die Einwirkungen aus folgenden Einflüssen zu ermitteln:

- Anfahr- und Bremskräfte:
Diese werden nach Abschnitt 1.4.4.3 ermittelt. Bei Brücken mit zwei oder mehreren Gleisen sind Bremskräfte auf einem Gleis und Anfahrkräfte auf einem anderen Gleis anzusetzen. Bei der Untersuchung des Zusammenwirkens von Brückentragwerk und Oberbau bei der Abtragung der Längskräfte brauchen keine Anfahr- und Bremskräfte auf die Hinterfüllung von Brückenwiderlagern angesetzt zu werden.
- Temperaturänderungen im Überbau und zwischen Gleis und Überbau: Für die Temperaturänderungen gelten die Werte $\Delta T_{\text{Ü}}$ nach Abschnitt 1.8.
- Verformung des Tragwerkes infolge vertikaler Lasten:
Infolge der Verdrehung der Überbauenden unter vertikaler Verkehrslast verschieben sich die oberen Kanten der Überbauenden in Brückenlängsrichtung und verursachen in durchgehend verschweißten Schienen und in den festen Lagern zusätzliche Kräfte. Weitere Einwirkungen bezüglich der Verschiebung und Verdrehung können aus Kriechen, Schwinden und Temperaturunterschied entstehen. Sie sind bei der Bestimmung der Schienen- und Lagerlängskräfte zu berücksichtigen.

Für die Untersuchungen im Einzelnen werden die Tragwerke in folgende Tragwerksklassen eingeteilt

- einfach unterstützte oder durchlaufende Tragwerke bestehend aus einem Überbau,
- Bauwerke bestehend aus einer Folge von einfach unterstützten Überbauten,
- Bauwerke bestehend aus einer Folge durchlaufender Einzelüberbauten.

Die Dehnlänge L_T bei Temperatureinwirkungen ist der Abstand zwischen dem thermischen Festpunkt und dem gegenüber liegenden Überbauende. Für Balkensysteme mit einem Schienenauszug ist sie im Allgemeinen gleich der zugehörigen Systemlänge. Bei durchlaufenden Gleisen ist die Dehnlänge, wie nachfolgend angegeben, zu begrenzen:

- ≤ 60 m bei Stahltragwerken mit Schotterbett,
- ≤ 90 m bei Massiv- oder Stahlverbundtragwerken mit Schotterbett.

Grenzwerte für die Verformungsnachweise

Infolge Anfahren und Bremsen darf

- bei durchgehend verschweißten Schienen ohne Schienenauszüge oder mit einem Schienenauszug an einem Überbauende die Relativverschiebung der Schienen gegenüber dem Brückendeck oder dem Planum im Dammbereich nicht größer sein als 5 mm,

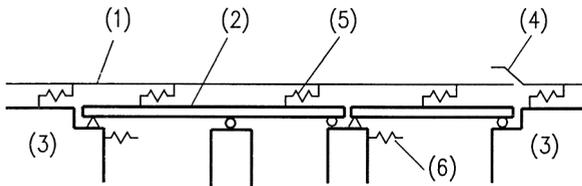
– bei Schienenauszügen an beiden Überbauenden bei durchgehendem Schotterbett soll die Absolutverschiebung des Überbauendes nicht größer sein als 30 mm.

Unter Vertikallasten, beim Φ -fachen Lastmodell 71 auf bis zu zwei Gleisen, darf die Längsverschiebung der oberen Kante des Überbauendes in Längsrichtung nicht größer sein als 10 mm, wenn das Kombinationsverhalten von Bauwerk und Gleis vernachlässigt wird, ansonsten 8 mm.

Höhendifferenzen zwischen der oberen Kante eines Überbauendes und der benachbarten Konstruktion eines Widerlagers oder eines weiteren Überbaus müssen begrenzt werden. Die für die Ermittlung anzusetzenden Einwirkungen und Grenzwerte sind vom Eisenbahn-Infrastrukturunternehmen in Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt festzulegen.

Berechnungsmodell

Für die Ermittlung der Schnittgrößen in der Tragkonstruktion und in den Schienen kann das Berechnungsmodell gemäß Bild 1.20 gewählt werden.



- (1) Gleis
- (2) Überbau (hier: ein einzelner Überbau über zwei Felder)
- (3) Widerlager und Damm
- (4) Schienenauszug (falls vorhanden)
- (5) Federn zwischen Überbau und Schienen für den Längsverschiebewiderstand des Gleises oder für den Durchschubwiderstand der Schienen
- (6) Federn in Brückenlängsrichtung für die Längssteifigkeit des Brückentragwerks

Bild 1.20 Beispiel für ein Tragkonstruktionsmodell

Für die Berechnung sind die Einwirkungen unter Berücksichtigung des Längsverschiebewiderstandes des Gleises und der Steifigkeit des Überbaus zu ermitteln. Die Steifigkeit des Tragwerkes bestimmt den Gesamtwiderstand gegen die Längsverschiebung des Überbaus. Die daraus resultierenden Kräfte werden von den Lagern auf die Unterbauten übertragen. Dabei müssen die Formänderungen der Unterbauten und der Gründung in Form von Verschiebungen und Verdrehungen berücksichtigt werden.

In der Regel sind nichtlineare Berechnungen durchzuführen, da sich infolge der einzelnen Einwirkungen größere Relativverschiebungen der Gleise ergeben als beim Längsverschiebewiderstand oder beim Durchschubwiderstand. Das heißt, es müssen jeweils die aus mehreren Einwirkungen (Lastfallkombination) resultierenden Schienen- und Lagerlängskräfte nichtlinear ermittelt und überlagert werden. Die lineare Addition der Ergebnisse nichtlinearer Berechnungen der Schienen- und Lagerlängskräfte ist erlaubt, wenn in der Summe die zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen eingehalten werden.

Bei mehrgleisigen Überbauten sind die Schienen- und Lagerlängskräfte immer auch für den Fall zu ermitteln, dass zeitweise nur ein Gleis zur Ableitung der Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen vorhanden ist.

1.4.5.2 Berechnungswerte des Gleises

Verschiebewiderstand des Gleises

Der Verschiebewiderstand eines Gleises ist definiert als die einer Längsverschiebung entgegen wirkende Kraft je Längeneinheit eines Gleises [kN/m Gleis] als Funktion der Relativverschiebung in [mm] zwischen dem Gleis und der Bezugsebene. Er wird unterteilt in:

- *Längsverschiebewiderstand*: Widerstand [kN/m Gleis] gegen Längsverschiebung des Gleises mit Schienen und Schwellen im Schotterbett gegenüber der Fahrbanntafel als Bezugsebene (Schotterauflagefläche),
- *Durchschubwiderstand*: Widerstand [kN/m Gleis] gegen Längsverschiebung der Schienen gegenüber den Schienenstützpunkten (Schwellen), z. B. bei gefrorener Bettung oder Fester Fahrbahn.

Für den Verschiebewiderstand eines Gleises dürfen die Angaben aus Bild 1.21 angesetzt werden.

Bei Fester Fahrbahn ist der Durchschubwiderstand anzusetzen.

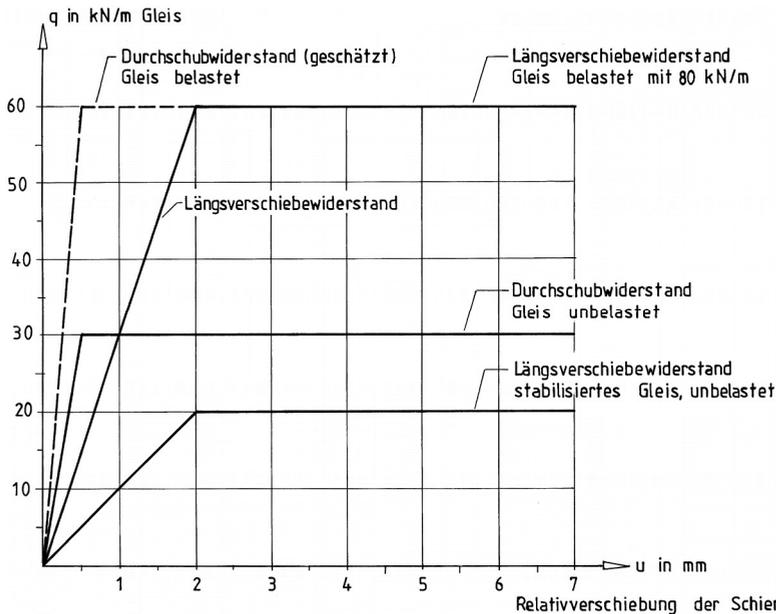


Bild 1.21 Verschiebegesetz der Schiene für ein Gleis mit Schienen UIC 60 und Schwellen B 70 W

Die in Bild 1.21 dargestellten vereinfachten Widerstandsgesetze gelten prinzipiell. Die Zahlenwerte sind gültig für Schienen UIC 60, für Schotterfahrbahnen (Längsverschiebewiderstand, Durchschubwiderstand) mit mindestens 30 cm Schotterbettdicke unter den Schwellen B 70 W und für Feste Fahrbahnen (Durchschubwiderstand). Sie sind ggf. der verwendeten Fahrbahnkonstruktion durch Versuche anzupassen. Ein Gleis gilt als stabilisiert, wenn sich das Schotterbett durch häufige Zugüberfahrten so verdichtet hat, dass der nach der Durcharbeitung vorübergehend verringerte Querverschiebewiderstand des Gleises sich wieder auf einen stabilen Wert erhöht hat. Die Angaben für das belastete Gleis beziehen sich auf das Lastmodell 71.

Zulässige zusätzliche Schienenspannungen

Beim Nachweis der Beanspruchungen der Schienen auf Brücken und im Bereich der Widerlager sind als zulässige zusätzliche Schienenspannungen folgende Werte einzuhalten:

- für Druckspannungen:
 - bei Schotterbettgleis: 72 N/mm^2 ,
 - bei Fester Fahrbahn: 92 N/mm^2 ,
- für Zugspannungen: 92 N/mm^2 .

(1.35)

Die Grenzwerte für die Schienenspannungen, insbesondere die für die zulässigen zusätzlichen Druckbeanspruchungen, setzen eine stabile Gleislage voraus, die durch folgende konstruktive Bedingungen für die Fahrbahn erreicht werden kann:

- Schienen 60 E2 mit Zugfestigkeiten von mindestens 880 N/mm^2 ,
- gerades Gleis oder Gleisradien $r \geq 1.500 \text{ m}$. Bei Schotterfahrbahn mit zusätzlicher Sicherung der Gleislage z.B. durch zusätzliche Sicherungskappen und bei Fester Fahrbahn kann der Grenzwert für die Gleisradien reduziert werden, mit Zustimmung des EBA.
- bei Schotterfahrbahn Betonschwellen B 70 W im Abstand von höchstens 65 cm oder ähnliche Schwellentypen mit mindestens gleichem Gewicht,
- bei Schotterfahrbahn mit mindestens 30 cm verdichtetem Schotter unter den Schwellen.

1.4.5.3 Vereinfachtes Nachweisverfahren für einteilige Überbauten

Anwendungsbereich

Das vereinfachte Verfahren darf nur angewendet werden, wenn die Voraussetzungen einer stabilen Gleislage gegeben sind (siehe vorstehende Ausführungen).

Bei Schotterfahrbahnen sind Schienenauszüge nicht erforderlich, wenn die Dehnlänge L_T folgende Werte einnimmt:

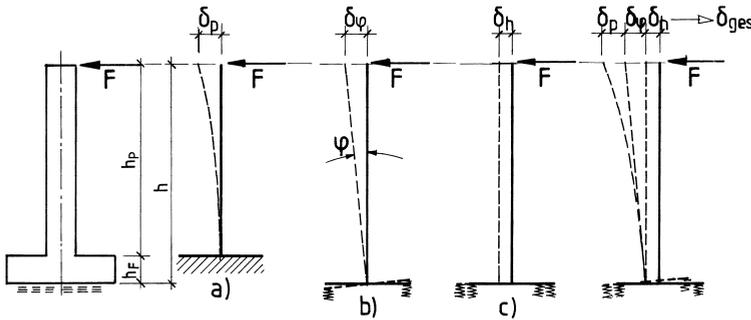
- $L_T \leq 60 \text{ m}$ bei Stahlüberbauten und
- $L_T \leq 90 \text{ m}$ bei Massiv- und Verbundüberbauten.

Sind größere Dehnlängen vorhanden, und soll das vereinfachte Verfahren dennoch angewendet werden, sind Schienenauszüge vorzusehen.

Erforderliche Längssteifigkeiten

Für einteilige Überbauten brauchen die Schienenspannungen nicht nachgewiesen werden, wenn:

- unter Verkehrslasten (Φ -faches Lastmodell 71 auf bis zu 2 Gleisen) die Längsverschiebung der oberen Kante eines Überbauendes in Brückenlängsrichtung nicht größer ist als 5 mm (hierbei braucht das Zusammenwirken zwischen Brückentragwerk und Oberbau nicht berücksichtigt zu werden) und
- die Unterbauten so steif ausgebildet sind, dass die Verschiebung des Überbaus in Längsrichtung unter den Lagerlängskräften infolge *Anfahren* und *Bremsen* gemäß Abschnitt 1.4.3.3 nicht mehr als 5 mm beträgt. Bei der Berechnung der Verschiebung sind alle möglichen Einflüsse zu berücksichtigen.



Anteile der Pfeilerkopfverschiebung
 a) infolge Biegung des Pfeilerschaftes
 b) infolge Verdrehung des Fundamentes
 c) infolge Verschiebung des Fundamentes

Bild 1.22

Anteile der Pfeilerkopfverschiebung

Die Steifigkeiten K der Unterbauten gegen Horizontalverschiebung in Brückenlängsrichtung entsprechend Bild 1.22 sind zu berechnen nach der Beziehung:

$$K = \frac{F_i}{\sum \delta_i} \text{ [kN/cm]} \quad (1.36)$$

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

mit: δ_p Verschiebung des Pfeilerkopfes aus Verbiegung des Pfeilerschaftes,
 δ_φ Verschiebung des Pfeilerkopfes aus Verkantung des Fundamentes bei Flach- oder Pfahlgründungen,
 δ_h Verschiebung des Pfeilers infolge horizontaler Verschiebung der Fundamentkante.

Die Verschiebungsanteile δ_i sind in Höhe der festen Lager gemäß Bild 1.22 zu ermitteln. Die für die Ermittlung der Gründungssteifigkeit notwendigen Bodenkenngrößen sind auf der Grundlage von Baugrunduntersuchungen abzuleiten.

Bei Schienenauszügen an beiden Überbauenden sind die mindestens erforderlichen Längssteifigkeiten zu ermitteln aus:

$$K = \alpha \cdot \text{tot } L \cdot 20/3 > \alpha \cdot 330 \text{ in kN/cm für ein Gleis} \\ \text{(Anfahren und Bremsen)} \quad (1.37)$$

$$K = \alpha \cdot (\text{tot } L \cdot 20/3 + 330) \text{ in kN/cm für zwei Gleise} \\ \text{(Anfahren und Bremsen)} \quad (1.38)$$

$$K = \alpha \cdot 1,5 \cdot \text{tot } L \cdot 20/3 \text{ in kN/cm für zwei Gleise} \\ \text{(Bremsen und Bremsen)} \quad (1.39)$$

mit: $\text{tot } L$ in [m] und
 K in [kN/m],
 α Lastklassenbeiwert.

Lagerlängskräfte infolge Anfahren und Bremsen

Der auf die festen Lager übertragene Anteil der Anfahr- und Bremskräfte nach Abschnitt 1.4.4.3 stellt den Wert der charakteristischen Lagerlängskräfte aus Bremsen und Anfahren dar. Man erhält sie, indem man die auf der Brückenlänge in OK Schiene wirkenden Brems- und Anfahrkräfte mit dem Reduktionsfaktor ξ nach Tabelle 1.14 multipliziert.

Tabelle 1.14 Abminderungsfaktor ζ für die Ermittlung der Längskräfte in den festen Lagern infolge Anfahren und Bremsen

Gesamtlänge der Überbauten in m	Abminderungsfaktor ζ	
	durchgehendes Gleis	Schienenauszug an einem Überbauende
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 $\zeta = 1$.

Lagerlängskräfte infolge Temperaturänderungen

Die charakteristischen Werte der Lagerlängskräfte erhält man aus einer Temperaturschwankung des Überbaus von

$$\Delta T_U = \pm 30 \text{ K} \quad (1.40)$$

Die von festen Lagern zu übertragenden, charakteristischen Lagerlängskräfte F_{Tk} für ein Gleis infolge dieser Temperaturschwankung können wie folgt ermittelt werden:

- für Brücken mit durchgehenden, verschweißten Schienen über beide Überbauenden und festen Lagern an einem Überbauende:

$$F_{Tk} = \pm 8 \cdot L_T \text{ (in kN)} \quad (1.41)$$

mit: L_T Dehnlänge zwischen dem thermischen Festpunkt und dem Überbauende (in m)

- für Brücken mit durchgehenden, verschweißten Schienen über beide Überbauenden und festen Lagern in einem Abstand L_1 von einem Überbauende und L_2 vom anderen Ende:

$$F_{Tk} = \pm 8 \cdot (L_2 - L_1) \text{ (in kN)} \quad (1.42)$$

mit: L_1 und L_2 Stützweiten des Systems, $L_2 > L_1$

- für Brücken mit durchgehenden, verschweißten Schienen über dem Überbauende mit festen Lagern und Schienenauszügen am beweglichen Überbauende:

$$F_{Tk} = \pm(400 + 5 \cdot L_T), \text{ jedoch } F_{Tk} < 1.100 \text{ kN} \quad (1.43)$$

mit: L_T Auszugslänge zwischen dem thermischen Festpunkt und dem Überbauende (in m)

- für alle Überbauten mit Schienenauszügen an beiden Enden:

$$F_{Tk} = 0 \quad (1.44)$$

1.4.6 Druck-Sog-Einwirkungen aus Zugverkehr (aerodynamische Einwirkungen)

Lastmodell

Bei der Vorbeifahrt von Zügen wirkt auf alle Bauwerke in Gleisnähe eine wandernde Druck-Sog-Welle. Die Lasten aus dem Staudruck bzw. Sog dieser Welle sind senkrecht zur getroffenen Fläche anzusetzen. Sie bestehen aus einer anschwellenden Druckbeanspruchung vor dem Zug, die am Zuganfang in eine abschwelende Soglast umschlägt. Als Ersatzlast wird eine Flächenlast von $+q$ bzw. $-q$ auf eine Länge von jeweils 5,0 m angesetzt. Zu unterscheiden ist zwischen der horizontal auf lotrechte Flächen wirkenden Flächenlast q_1 und der lotrecht auf horizontale Flächen wirkenden Flächenlast q_2 . Die Flächenlast q_1 ist bis zu einer Höhe von 5,0 m über SO wirkend anzunehmen. Die Größe der Einwirkungen hängt hauptsächlich ab von:

- dem Quadrat der Zuggeschwindigkeit,
- der aerodynamischen Form des Zuges,
- der Form des Bauwerkes,
- der Lage, insbesondere dem Abstand des Bauwerkes vom Gleis.

Diese Ersatzlasten sollen als charakteristische Werte der Einwirkungen angesehen werden. Sie sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit und bei Ermüdung anzuwenden. Auswirkungen aus dynamischen Effekten sind in diesen Ersatzlasten nicht enthalten.

Einfache vertikale Oberflächen parallel zum Gleis

Der charakteristische Wert der Einwirkung $\pm q_{1k}$ ist der graphischen Darstellung in Bild 1.23 zu entnehmen. Diese Werte beziehen sich auf Züge mit ungünstiger aerodynamischer Form und können abgemindert werden durch:

- einen Beiwert $k_1 = 0,85$ für Züge mit glattem Wagenmaterial,
- einen Beiwert $k_1 = 0,60$ für stromlinienförmige Züge (ICE, TGV, ETR ...).

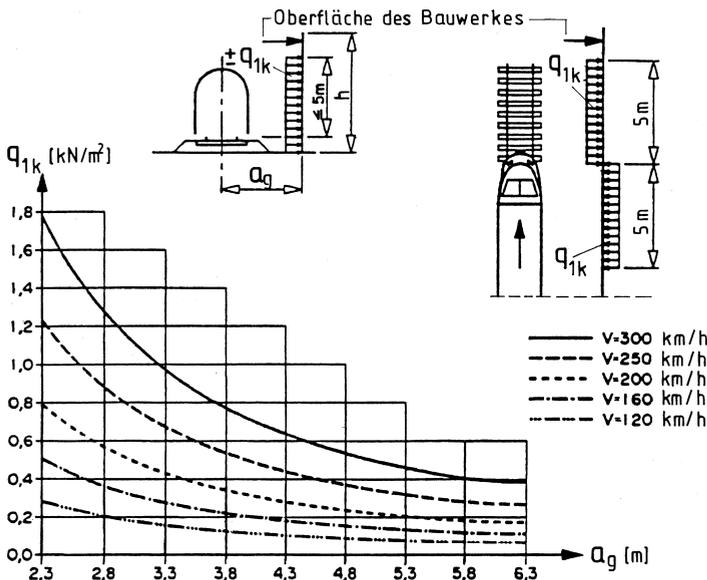


Bild 1.23 Charakteristische Werte der Einwirkung q_{1k} für vertikale Oberflächen parallel zum Gleis

Wenn die Höhe des betrachteten Bauteils (oder seines Einflussbereiches) $\leq 1,0$ m oder wenn dessen Breite $\leq 2,50$ m ist, sind die Einwirkungen q_{1k} durch den Beiwert $k_2 = 1,3$ zu vergrößern.

Einfache horizontale Oberflächen über den Gleisen

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen $\pm q_{2k}$ sind der graphischen Darstellung in Bild 1.24 zu entnehmen. Die Belastungsbreite des betrachteten tragenden Bauteils erstreckt sich bis zu 10 m zu jeder Seite von der Gleismitte. Bei Zugbegegnungen sind die Einwirkungen zu addieren, es brauchen jedoch nur zwei Gleise berücksichtigt zu werden. Die Einwirkungen q_{2k} dürfen mit dem Beiwert k_1 entsprechend Gleichung (1.45) abgemindert werden. Die Einwirkungen q_{2k} auf die quer zum Gleis liegenden Randstreifen dürfen auf eine Breite bis zu 1,50 m mit dem Faktor 0,75 abgemindert werden.

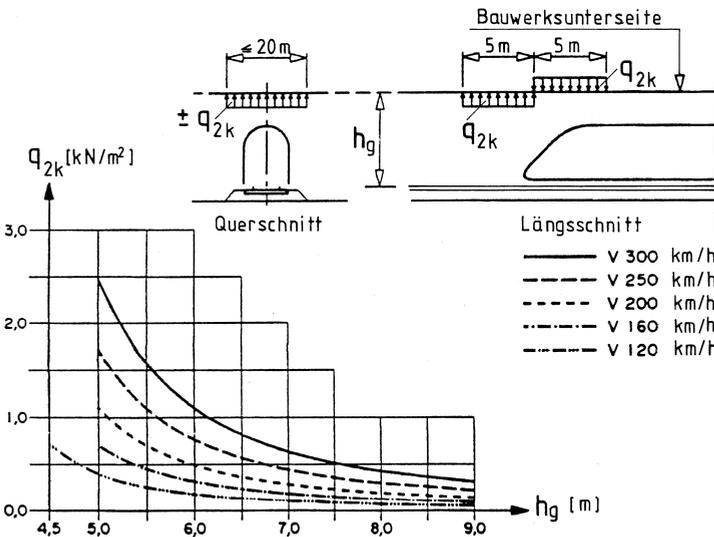


Bild 1.24 Charakteristische Werte der Einwirkung q_{2k} für horizontale Oberflächen oberhalb des Gleises

Einfache horizontale Oberflächen in Gleisnähe

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen $\pm q_{3k}$ sind der graphischen Darstellung in Bild 1.25 zu entnehmen. Sie gelten unabhängig von der aerodynamischen Form des Zuges.

An jedem Punkt der betrachteten Oberfläche ist q_{3k} in Abhängigkeit vom Abstand a_g zur nächsten Gleisachse zu bestimmen. Die Einwirkungen sind zu überlagern, wenn beiderseits des betrachteten Bauteiles Gleise vorhanden sind.

Für Höhen $h_g > 3,80$ m dürfen die Einwirkungen q_{3k} mit dem Faktor k_3 abgemindert werden.

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{bei } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m} \quad (1.46)$$

$$k_3 = 0 \quad \text{bei } h_g \geq 7,5 \text{ m} \quad (1.47)$$

mit: h_g Abstand zwischen Schienenoberkante und Unterkante Bauteil

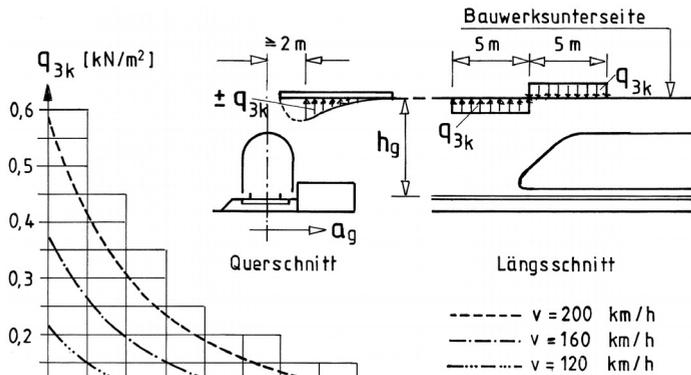


Bild 1.25 Charakteristische Werte der Einwirkung q_{3k} für horizontale Oberflächen nahe dem Gleis

Kombinierte vertikale und horizontale oder geneigte Oberflächen in Gleisnähe

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen $\pm q_{ak}$ sind, wie in Bild 1.26 angegeben, normal zur betroffenen Oberfläche anzunehmen. Die Einwirkungen sind der graphischen Darstellung in Bild 1.23 unter der Annahme eines fiktiven Gleisabstandes von

$$a'_g = 0,6 \cdot \min a_g + 0,4 \cdot \max a_g \leq 6,0 \text{ m} \tag{1.48}$$

zu entnehmen. Die Abstände $\min a_g$ und $\max a_g$ sind in Bild 1.26 erläutert. Ist $\max a_g$ größer als $6,0 \text{ m}$, ist hierfür der Wert $6,0 \text{ m}$ einzusetzen. Die Faktoren k_1 und k_2 sind entsprechend Gleichung (1.46) anzusetzen.

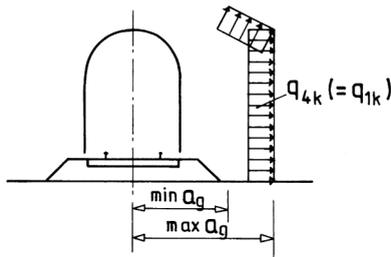


Bild 1.26
Abstände $\min a_s$ und $\max a_s$ von der Gleismitte

Oberflächen, die das Lichtraumprofil auf begrenzter Länge (bis 20 m) umschließen (horizontale Flächen über den Gleisen und mindestens eine vertikale Wand, z. B. Gerüste, Baubehelfe)

Alle Einwirkungen sind ohne Berücksichtigung der aerodynamischen Form der Züge wie folgt anzusetzen:

- auf vertikalen Oberflächen über die ganze Höhe:

$$= \pm k_4 \cdot q_{1k} \tag{1.49}$$

mit: q_{1k} entsprechend Bild 1.23, $k_4 = 2$

– auf horizontalen Oberflächen:

$$= \pm k_5 \cdot q_{2k} \quad (1.50)$$

mit: q_{2k} entsprechend Bild 1.24,

$k_5 = 2,5$ bei einem überbauten Gleis,

$= 3,5$ bei zwei überbauten Gleisen.

1.4.7 Einwirkungen für Ermüdungsberechnungen

Für alle tragenden Bauteile eines Brückenbauwerks, bei denen Spannungsschwankungen auftreten, ist der Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdung des Materials zu führen. Für den Regelverkehr, für den die charakteristischen Werte des Lastmodelles 71, einschließlich des dynamischen Beiwertes Φ , zugrunde gelegt waren, ist der Nachweis der Ermüdungssicherheit auf der Grundlage der Verkehrszusammensetzung

- Regelverkehr mit Achslasten ≤ 225 kN,
- Schwerverkehr mit Achslasten = 250 kN und
- Nahverkehr

zu führen, je nachdem, ob das Tragwerk durch Mischverkehr oder vorwiegend durch schweren Güterverkehr beansprucht wird. Die betriebsabhängigen Einflussfaktoren

- Verkehrsmischung,
- jährliches Verkehrsaufkommen,
- Nutzungsdauer

sind vom zuständigen Verkehrsinfrastrukturunternehmen anzugeben. Sind keine solchen Angaben vorhanden, sind sie den nachfolgend dargestellten Tabellen zu entnehmen. Jede Verkehrszusammensetzung bezieht sich auf eine jährliche Tonnage von $25 \cdot 10^6$ t, die auf jedem Gleis über die Brücke fahren.

Für die Ermüdungsnachweise ist die Nutzungsdauer mit 100 Jahren anzunehmen.

Die rechnerischen Untersuchungen sind mit Betriebslastenzügen durchzuführen. Die beim statischen Lastmodell 71 zu berücksichtigenden dynamischen Beiwerte Φ_2 und Φ_3 stellen von allen extremen Lastfällen die ungünstigste Variante dar. Diese Beiwerte wären für die Untersuchung der mittleren Einwirkung über die angenommene Lebensdauer des Tragwerkes von einhundert Jahren zu groß. Für die Berechnung der Ermüdungssicherheit wird daher die dynamische Erhöhung für jeden Zug reduziert auf:

$$\varphi_{red} = 1 + \frac{1}{2} \left[\varphi' + \frac{1}{2} \varphi'' \right] \quad (1.51)$$

mit φ' und φ'' wie nachstehend angegeben. Diese Gleichungen sind Vereinfachungen der ursprünglichen Ansätze nach den Gleichungen (1.27) und (1.28). Diese Vereinfachung ist für den Ermüdungsnachweis ausreichend:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (1.52)$$

mit: $K = \frac{v}{160}$ bei $L \leq 20$ m

$K = \frac{v}{47,16 \cdot L^{0,408}}$ bei $L < 20$ m

und

$$\varphi'' = 0,56 \cdot e^{-\frac{L^2}{100}} \quad (1.53)$$

Dabei sind:

v Geschwindigkeit in m/s,

L maßgebende Länge L_ϕ nach Tabelle 1.12.

Bei Tragwerken mit mehreren Gleisen ist die Belastung für die Ermüdungsberechnung maximal für zwei Gleise in ungünstiger Stellung anzunehmen.

Die einzelnen Typen der Betriebslastenzüge sind in Anhang D von DIN EN 1991-2/NA in Abhängigkeit von der möglichen Verkehrszusammensetzung angegeben. Es sind zehn Typen für den Regelverkehr und zwei Typen für den Schwerverkehr dargestellt. Bild 1.27 zeigt als Beispiel Typ 1 des Regelverkehrs als lokgezogener Reisezug.

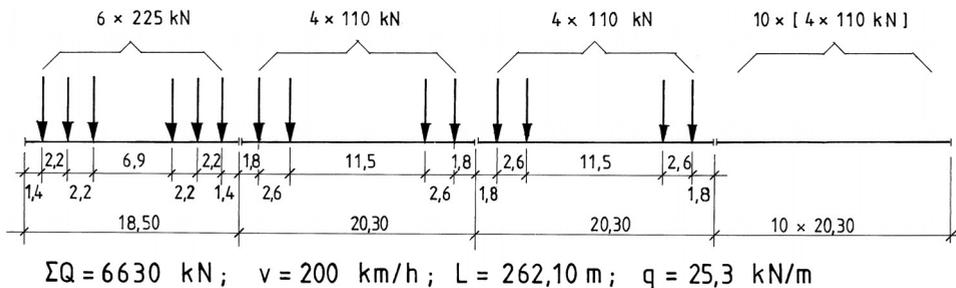


Bild 1.27 Ermüdungslastmodell Typ 1, Regelverkehr

Tabelle 1.15 Standardmischverkehr mit Achslasten $\leq 22,5 \text{ t}$ (225 kN)-Achsen

Zugtyp	Anzahl Züge/Tag	Gewicht je Zug [t]	Verkehrsaufkommen [10^6 t/Jahr]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2.160	5,52
6	12	1.431	6,27
7	8	1.035	3,02
8	6	1.035	2,27
	67		24,95

Tabelle 1.16 Zusammensetzung des Schwerverkehrs mit 25 t (250 kN)-Achsen

Zugtyp	Anzahl Züge/Tag	Gewicht je Zug [t]	Verkehrsaufkommen [10^6 t/Jahr]
5	6	2.160	4,73
6	13	1.431	6,79
11	16	1.135	6,63
12	16	1.135	6,63
	51		24,78

1.4.8 Außergewöhnliche Einwirkungen des Eisenbahnverkehrs

Die außergewöhnlichen Einwirkungen des Eisenbahnverkehrs sind als solche an Eisenbahnbetriebsanlagen definiert und in allen Einzelheiten in DIN EN 1991-1-7/NA festgelegt. Diese Regelungen gelten für Neubau, Umbau oder Erneuerung, Baubehelfe sowie temporäre Überbauungen. Sie enthalten Angaben über:

- Anordnung, konstruktive Ausbildung und zusätzliche Bemessungserfordernisse der Stützkonstruktionen,
- Ersatzlasten für Entgleisung und Fahrzeuganprall.

Es wird dabei unterschieden in übliche und erhöhte Sicherheitsanforderungen.

Bei den Überbauungen werden solche mit und ohne Aufbauten unterschieden. Brücken gehören zu den Überbauungen von Bahnanlagen ohne Aufbauten.

An Bahnanlagen ohne Aufbauten (Brücken) entstehen außergewöhnliche Einwirkungen durch:

- Entgleisungen von Eisenbahnfahrzeugen auf der Brücke,
- Entgleisungen von Eisenbahnfahrzeugen unter der Brücke mit möglichem Fahrzeuganprall aus dem Zugverkehr,
- Fahrleitungsbruch.

Ferner ist der Fahrzeuganprall aus dem Straßenverkehr unter der Brücke für Stützen von Eisenbahnbrücken, die über eine Straße führen, zu berücksichtigen.

Tabelle 1.17 Kriterien für die Einteilung von Überbauungen nach Sicherheitsanforderungen

Art und Lage der Überbauung	übliche Sicherheitsanforderungen	erhöhte Sicherheitsanforderungen
Überbauungen <u>ohne</u> Aufbauten (Klasse B (z. B. Brücken))		
– über Bahnsteigen	wenn $v \leq 120$ km/h	wenn $v > 120$ km/h
– über Bahnhofsbereichen außerhalb von Bahnsteigen	wenn $v \leq 160$ km/h	wenn $v > 160$ km/h
– außerhalb von Bahnhofsbereichen	keine Unterscheidung; siehe hierzu DIN EN 1991-1-7/NA	
Überbauungen <u>mit</u> Aufbauten (Klasse A)		
alle Arten unabhängig von der Lage	–	alle Überbauungen mit Aufbauten; zusätzliche Bedingung: $v \leq 120$ km/h

Fußnoten gemäß DIN EN 1991-1-7/NA

Entgleisung auf Brücken

Tragwerke für Eisenbahnen sind so zu bemessen, dass im Falle einer Entgleisung die Schädigung der Brücke auf ein Minimum reduziert wird. Insbesondere ist ein Umfallen oder ein Versagen des Tragwerkes als Ganzes zu verhindern.

Zwei Bemessungssituationen sind zu berücksichtigen:

Bemessungssituation I: Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen, bei denen die entgleisten Fahrzeuge im Gleisbereich auf der Brücke bleiben.

Bemessungssituation II: Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen, bei denen die entgleisten Fahrzeuge im Gleisbereich auf ihrer Kante liegen bleiben.

Bemessungssituation I

Durch Nachweise für die Bemessungssituation I soll das Versagen der Haupttragteile verhindert werden. Örtliches Versagen wird jedoch toleriert. Die betreffenden Teile des Tragwerks sind für die folgenden Ersatzlasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu bemessen (Bild 1.28).

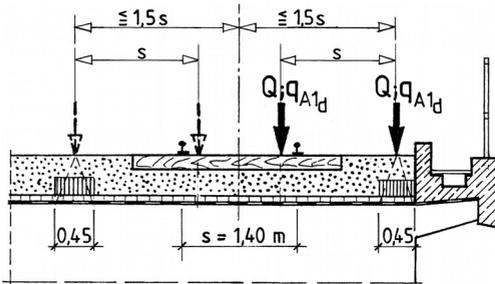


Bild 1.28
Bemessungssituation I, Ersatzlast q_{A1d}

Zwei vertikale Einzel- und Linienlasten (Q_{A1d} , q_{A1d}) mit einem Bemessungswert von:

$$Q_{A1d} \text{ bzw. } q_{A1d} = \alpha \cdot 1,4 \cdot \text{LM 71 [kN] bzw. [kN/m]}$$

mit: α Lastklassenbeiwert

parallel zum Gleis in der ungünstigsten Stellung innerhalb eines Bereiches mit einer Breite der 1,5-fachen Spurweite zu jeder Seite der Gleisachse. Der Lastklassenbeiwert α ist gemäß Tabelle 3 aus D 804 zu wählen.

Bemessungssituation II

Durch Nachweise für die Bemessungssituation II soll die Lagesicherheit nachgewiesen werden (Bild 1.29).

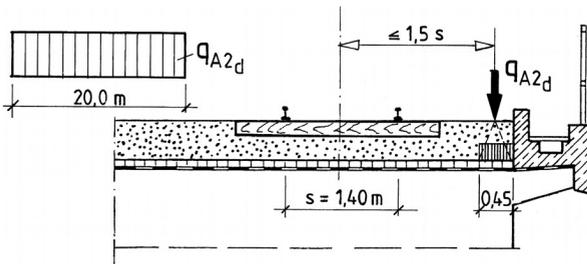


Bild 1.29 Bemessungssituation II,
Ersatzlast q_{A2d}

Es ist eine Ersatzlast als vertikale Linienlast mit dem Bemessungswert von:

$$q_{A2d} = \alpha \cdot 1,4 \cdot \text{LM 71 [kN/m]}$$

anzunehmen. Die Belastung ist auf einer Gesamtlänge von 20,0 m mit einem maximalen Abstand der 1,5-fachen Spurweite von der Gleisachse oder am Rand des zu bemessenden Tragwerkes anzunehmen. (Die angegebene Spurweite beträgt nach EBO 1.435 mm, vereinfachend wird jedoch mit $s = 1,40\text{ m}$ gerechnet.)

Es sind immer Führungen im Gleis vorzusehen, inklusive der zugehörigen Fangvorrichtungen. Diese müssen 5 m vor der Unterstützung beginnen.

Entgleisung unter Brücken

Bei der Entgleisung eines Zuges unter einer Brücke besteht die Gefahr der Kollision eines entgleisten Zugteils mit Stützen, Pfeilern oder Wänden neben den Gleisen. Die Anforderungen, die deshalb an die Stützkonstruktionen zu stellen sind, hängen verstärkt mit der Berührung öffentlicher Sicherheitsinteressen zusammen. Hierbei wird nach üblichen und erhöhten Sicherheitsanforderungen unterschieden, wobei die Lage der Unterstützung und die Fahrgeschwindigkeit ebenfalls eine wesentliche Rolle spielen. Bezüglich der Sicherheitsanforderungen gilt in Bezug auf die Lage der Unterstützung:

- über Bahnsteigen:

$V \leq 120 \text{ km/h}$	übliche	}	Sicherheitsanforderungen
$V > 120 \text{ km/h}$	erhöhte		
- über Bahnhofsbereichen:

$V \leq 160 \text{ km/h}$	übliche	}	Sicherheitsanforderungen
$V > 160 \text{ km/h}$	erhöhte		
- in der freien Strecke:
keine Unterscheidung.

Die Stützkonstruktionen sind für Ersatzlasten für den Anprall von Eisenbahnfahrzeugen zu bemessen und durch besondere konstruktive Maßnahmen zusätzlich zu sichern. Die Ersatzlasten sind in 1,80 m Höhe, bei Anprallböcken in 1,50 m Höhe, über Schienenoberkante wirkend anzunehmen. Für den rechnerischen Nachweis sind die Einwirkungen aus ständigen Lasten und Verkehrslasten gleichzeitig mit *einer* der Ersatzlasten F_{dx} oder F_{dy} auf den vollen Querschnitt anzusetzen und bis in die Fundamente zu verfolgen.

Die Ersatzlasten werden in den Tabellen NA.5 und NA.6 von DIN EN 1991-1-7/NA angegeben in der Unterscheidung Brücken der freien Strecke (5) und Brücken im Bahnhofsbereich (6). Die Tabellen sind aufgestellt in Abhängigkeit von:

- dem Abstand der Stützkonstruktion von der Gleisachse,
- der Art und Lage der Stützkonstruktion,
- den Sicherheitsanforderungen im Bereich der Überbauungen.

Diese Abhängigkeiten gestalten die Tabellen sehr umfangreich, sie werden daher hier nicht wiedergegeben, letztlich können sie auch nur im Zusammenhang mit den konstruktiven Maßnahmen verstanden werden.

Die besonderen konstruktiven Maßnahmen zur Herabsetzung des Gefahrenrisikos beim Anprall werden ausführlich in Abschnitt 7.2.3.2 beschrieben.

Der Nachweis der Anpralllasten muss nicht geführt werden, wenn

- die Stützkonstruktion als Stahlbetonscheibe mit einer Länge $L \geq 6,0 \text{ m}$ und der Breite $B \geq 1,2 \text{ m}$ und mit Zerschellschicht ausgeführt wird (siehe Abschnitt 7.2.3.2),
- bei Brücken außerhalb des Bahnhofsbereiches der lichte Abstand a der Unterstützungen von der Gleisachse größer oder gleich $3,0 \text{ m}$ ist, bei Weichen entsprechend $5,0 \text{ m}$.

Bei Lehrgerüststützen und temporären Fußgänger- und Radwegbrücken gilt DIN EN 1991-1-7/NA NDP zu 4.5.1.2 (1).

Bezüglich des Anpralls von Straßenfahrzeugen an Unterstützungen und Unterbauten gilt, dass eine äquivalente Ersatzlast $F_{dx} = 500 \text{ kN}$ in Abweichung von DIN EN 1991-1-7 anzusetzen ist. Beträgt die lichte Höhe weniger als $5,0 \text{ m}$, ist zusätzlich eine Bemessungslast $F_{dz} = 250 \text{ kN}$ vertikal nach oben anzusetzen.

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Fahrleitungsbruches

Die auf das Tragwerk einwirkende Belastung als Folge eines Fahrleitungsbruches ist als statische Belastung in Form einer einseitigen Zugkraft in Richtung des intakten Teils der Fahrleitung zu berücksichtigen. Hierfür ist ein Bemessungswert von 20 kN anzusetzen. Es ist anzunehmen, dass für:

- 1 Gleis 1 Tragseil und Fahrdraht,
- 2 bis 6 Gleise 2 Tragseile und Fahrdrähte,
- mehr als 6 Gleise 3 Tragseile und Fahrdrähte

gleichzeitig gerissen sein können. Weiterhin ist anzunehmen, dass diejenigen Fahrdrähte reißen, die die ungünstige Einwirkung erzeugen.

Außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenverkehr

Die Einwirkungen aus dem Anprallstoß eines Straßenfahrzeugs auf die Stütze einer Eisenbahnbrücke sind nach Abschnitt 1.2.5 zu behandeln.

1.4.9 Sonstige Einwirkungen

Belastungen der Geh- und Radwege

Dienstgehwege

Dienstgehwege werden nur durch befugte Personen benutzt. Lasten aus dem Fußgänger- und Radwegverkehr sind durch eine gleichmäßig verteilte Belastung mit einem charakteristischen Wert von $5,0 \text{ kN/m}^2$ in ungünstiger Lage zu berücksichtigen.

Öffentliche Geh- und Radwege

Die Belastung öffentlicher Geh- und Radwege im Bereich von Eisenbahntragwerken ist entsprechend den Erfordernissen des Abschnittes 1.5 anzunehmen.

Einwirkungen an den Befestigungsstellen für Oberleitungs- und Signalmaste

Für die Oberleitungsmaße können die Kraftwirkungen dem nachstehenden Bild 1.30 entnommen werden. Die zugehörigen Werte von Tabelle 1.18 entsprechen den charakteristischen Werten der Einwirkung.

An den Befestigungsstellen der Signalmaste auf der Brücke sind folgende Kräfte anzunehmen:

- vertikal 14,0 kN,
- horizontal 9,5 kN in Längs- bzw. 12,0 kN in Querrichtung mit dem zugehörigen Biegemoment von 40 bzw. 54 kNm (der Wert des Biegemomentes enthält Eigengewichts- und Windanteile).

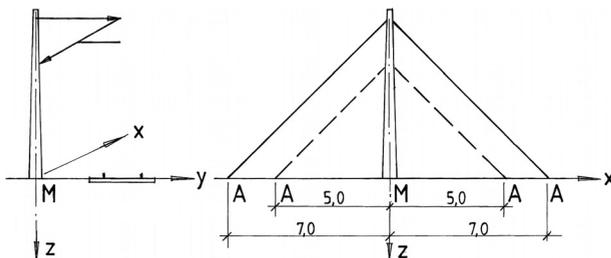


Bild 1.30 Prinzipskizze für Einwirkungen an Oberleitungs- und Signalmasten

Tabelle 1.18 Kräfteinwirkungen für Nachspannmaste

	$F_{x,M}$	$F_{y,M}$	$F_{z,M}^{2)}$	$M_{x,M}$	$M_{y,M}$	$F_{x,A}^{3)}$	$F_{z,A}^{3)}$
max SL ¹⁾	+5,0	+22,0	+86	+190	+29	+50(-50) +40(-40)	-85 -50
min SL ¹⁾	-5,0	-22,0	+20	+150	-29	+50(-50) +40(-40)	-85 -50

¹⁾ Windlasten sind für Standorte mit OK Mast ≤ 65 m über Gelände berücksichtigt.

²⁾ Die Eigenlasten der Regelmasten mit 20 kN sind enthalten.

³⁾ Die obere Zeile gilt für die Fahrleistung Re 330, die untere für Re 250.

Hierbei handelt es sich um die Werte der D 804 (2003). Die Werte gemäß Ebs 02.03.43, die D 804 (2012) zugrunde liegen, können davon abweichen.

Lastmodell für die Hinterfüllung von Widerlagern

Zur Berücksichtigung der Einwirkungen aus den Verkehrslasten auf die Hinterfüllung von Widerlagern und der damit verbundenen Ermittlung des anteiligen Erddruckes soll auf der Fläche hinter Widerlagerwänden, Flügelwänden, Seitenwänden oder anderen Brückenbauteilen die in direktem Kontakt mit dem belasteten Erdkörper stehen, je Gleis eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast von

$$q_{ik} = 80,0 \text{ kN/m}$$

angesetzt werden, die in 0,70 m Tiefe unter Schienenoberkante auf einer Breite von 3,00 m anfällt. Ein dynamischer Beiwert braucht nicht in Ansatz gebracht zu werden.

Falls keine anderen Regelungen getroffen werden, darf die Lastausbreitung unter einem Winkel von 30° zur Vertikalen angenommen werden.

1.4.10 Ermittlung von Verkehrsbelastungen für Eisenbahnbrücken

Optimierung der Einwirkung aus den einzelnen Lastgruppen

Um Verkehrsbelastungen für Eisenbahnbrücken aufstellen zu können, müssen zunächst die vorstehend erläuterten Lastmodelle LM 71 mit SW/0 einerseits und SW/2 sowie der unbelastete Zug andererseits in ihrer Belastbarkeit in Hinblick auf die Anzahl der Gleise optimiert werden. Jedes Tragwerk ist hierbei für die größte mögliche Anzahl von Gleisen, die geometrisch und tragwerksbedingt möglich sind, zu berechnen. Die Gleise sind dabei in ungünstiger Lage, unabhängig von der projektierten Lage, anzuordnen. Dafür sind der Regellichtraum und der Mindestgleisabstand von 4,0 m zugrunde zu legen (vgl. EBO).

Alle Einwirkungen sind mit Lasten und Kräften in ungünstiger Stellung zu ermitteln. Einwirkungen, die günstig wirken, sind außer Acht zu lassen, ausgenommen beim Lastmodell SW, bei dem günstige Einwirkungen berücksichtigt werden dürfen. Alle Durchlaufträger, die für das Lastmodell LM 71 bemessen werden, sind zusätzlich für das LM SW/0 zu berechnen. Der Klassifizierungsfaktor α ist bei diesen beiden Lastmodellen zu berücksichtigen.

Bei Brücken mit einem und mehr Gleisen ist die Anzahl der belasteten Gleise in Abhängigkeit für den Nachweis der zulässigen Verformung, dem Nachweis der Verwindung, dem Nachweis der Längskräfte und für dynamische Untersuchungen gemäß Tabelle 1.19 anzunehmen.

Tabelle 1.19 Nachweise in Abhängigkeit von der Anzahl belasteter Gleise

Nachweis	Anzahl der belasteten Gleise
Verformungen	1, 2 oder 3 Gleise; die ungünstige Belastung ist maßgebend
Verwindung	1, 2 oder 3 Gleise; die ungünstige Belastung ist maßgebend
Abtragung der Längskräfte	1 oder 2 Gleise
dynamische Untersuchungen	1 Gleis

Wenn ein Verformungs- oder Schwingungsnachweis zu führen ist, soll die Vertikalbelastung wie folgt berücksichtigt werden:

- LM 71, erhöht um den dynamischen Beiwert ϕ , bei der Ermittlung von Verformungen und ggf. Lastmodelle SW,
- Betriebslastenzüge, erhöht um den entsprechenden dynamischen Beiwert, bei der Ermittlung des dynamischen Verhaltens im Falle von Resonanz oder übermäßigen Schwingungen des Überbaus.

Erforderlichenfalls sind weitere Berechnungen mit dem Lastmodell HSLM durchzuführen.

Verkehrslastgruppen in ständigen Bemessungssituationen

Wenn die Entscheidung hinsichtlich der Gleisanzahl getroffen worden ist, sind die direkten Einwirkungen aus der Verkehrslast des Eisenbahnbetriebes zu Lastgruppen nach Tabelle 1.20 zusammensetzen. Hierzu zählen die vertikalen Lastmodelle, die Zentrifugal-, Brems- und Anfahrkräfte sowie der Seitenstoß. Alle anderen Einwirkungen gelten als Begleiteinwirkungen, die für den Eisenbahnverkehr typisch sind.

Die zu ermittelnden Lastgruppen gelten als charakteristischer Wert einer mehrkomponentigen Einwirkung, sie stellen den repräsentativen Wert der Einwirkung dar und gelten bei jeder Kombination von Verkehrslasten und Begleiteinwirkungen nach DIN EN 1991-2/NA als *eine* Einwirkung.

Die Lastgruppen werden nach dominanten und zugehörigen Einflüssen unterschieden. Die Dominanz bezieht sich dabei auf die hauptsächliche Wirkung dieser Lastgruppe.

Andere repräsentative Werte mehrkomponentiger Einwirkungen sind:

- häufige Werte mehrkomponentiger Einwirkungen,
- quasi-ständige Werte der mehrteiligen Einwirkungen.

Quasi-ständige Verkehrseinwirkungen sollten mit Null angesetzt werden.

Verkehrslastgruppen in vorübergehenden Bemessungssituationen

Vorübergehende Bemessungssituationen entstehen durch die Gleis- und Brückenunterhaltung. Siehe hierzu Anhang H von DIN EN 1991-2/NA.

Tabelle 1.20 Verkehrslastgruppen von Eisenbahnbrücken (charakteristische Werte mehrkomponentiger Einwirkungen)

Gleise	Lastgruppen			Vertikallasten			Horizontallasten			Kommentar
	Anzahl belastete Gleise	Lastgruppe ^h	belastetes Gleis	LM 71 ^a SW/0 ^{a,b} HSLM ^g	SW/2 ^{a,c}	unbelasteter Zug	Anfahren und Bremsen ^a	Fliehkraft ^a	Seitenstoß ^a	
1	1	gr 11	T ₁	1			1°	0,5°	0,5°	maximal vertikal 1 mit max. längs
1	1	gr 12	T ₁	1			0,5°	1°	1°	maximal vertikal 2 mit max. quer
1	1	gr 13	T ₁	1 ^d			1	0,5°	0,5°	max. längs
1	1	gr 14	T ₁	1 ^d			0,5°	1	1	max. quer
1	1	gr 15	T ₁			1		1°	1°	Seitenstabilität mit „unbelastetem Zug“
1	1	gr 16	T ₁		1		1°	0,5°	0,5°	SW/2 mit max. längs
1	1	gr 17	T ₁		1		0,5°	1°	1°	SW/2 mit max. quer
2	2	gr 21	T ₁ T ₂	1			1°	0,5°	0,5°	maximal vertikal 1 mit max. längs
2	2	gr 22	T ₁ T ₂	1			0,5°	1°	1°	maximal vertikal 2 mit max. quer
2	2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ^d 1 ^d			1	0,5°	0,5°	max. längs
2	2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ^d 1 ^d			0,5°	1	1	max. quer
2	2	gr 26	T ₁ T ₂	1	1		1°	0,5°	0,5°	SW/2 mit max. längs
2	2	gr 27	T ₁ T ₂	1	1		0,5°	1°	1°	SW/2 mit max. quer
≥ 3	≥ 3	gr 31	T ₁	0,75			0,75°	0,75°	0,75°	zusätzlicher Lastfall

- ◀
-  Dominante Einwirkung
 -  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 T_1 (Gleis 1) oder T_2 (Gleis 2) angenommen werden.
 -  Für die Bemessung einer Brücke mit drei oder mehr Gleisen; d. h. alle Lastgruppen von 11 bis 31. Jedes einzelne Gleis muss als T_1 (Gleis 1), ein zweites als T_2 (Gleis 2) oder alle Gleise als T_i (Gleise i) angenommen werden.
- ^a Alle relevanten Faktoren (ϕ , f etc.) müssen berücksichtigt werden.
^b SW/0 ist nur bei Durchlaufträgern zu berücksichtigen.
^c SW/2 braucht nur berücksichtigt zu werden, wenn die Brücke hierfür vorgesehen ist.
^d Der Faktor darf auf 0,5 heruntersgesetzt werden, wenn günstig wirkend; er ist nicht 0.
^e In günstigen Fällen müssen diese nicht-dominanten Werte zu Null gesetzt werden.
^f HSLM und Betriebszug falls erforderlich.
^g Falls eine dynamische Berechnung erforderlich ist.
^h Siehe auch EN 1990 Anhang A2, Tabelle A2.3.

1.4.11 Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände

1.4.11.1 Verkehrslastmodelle und zeitlich gleiche andere Einwirkungen

Die Gleichzeitigkeit von veränderlichen Verkehrseinwirkungen ist in Tabelle 1.20 geregelt. Da die dort aufgeführten Lastgruppen als *eine* veränderliche Einwirkung gelten, ist jede mögliche Variation der Verkehrslastmodelle untereinander berücksichtigt.

Modelle mit anderen variablen Einwirkungen

Andere variable Einwirkungen als die der Verkehrslasten sind solche aus Wind, Temperatur und Änderungen der Stützungsbedingungen als Einwirkungen aus anderen Teilen von DIN EN 1991-1-x (siehe Abschnitte 1.6 bis 1.8). Weiterhin sind die längsgerichteten Einwirkungen und die Druck-Sog-Einwirkungen als andere, für den Eisenbahnverkehr typische Einwirkungen zu nennen. In Bauzuständen sind auch Einwirkungen aus Schneelasten zu berücksichtigen. Sofern ein Kombinationsgebot besteht, müssen diese Einwirkungen mit den gleichzeitig auftretenden Verkehrslasten kombiniert werden. Hierfür gelten neben den Kombinationsgleichungen nach Abschnitt 5.3.1.1 folgende zusätzliche Regelungen:

Windeinwirkungen, die größer sind als der jeweilige kleinere Wert von F_w^{**} und $\psi_0 \cdot F_{wk}$ sollen nicht mit Verkehrseinwirkungen kombiniert werden. Hierbei ist F_w^{**} gleich derjenigen Windkraft, die mit dem Eisenbahnverkehr verträglich (kompatibel) ist, zu ihr gehört die Windgeschwindigkeit in Schienenoberkante. Wenn Eisenbahnverkehr gleichzeitig mit Windeinwirkungen zu berücksichtigen ist, sollte die Begleiteinwirkung $\psi_0 \cdot F_{wk}$ aus Wind auf die Brücke und Züge auf den Wert F_w^{**} begrenzt werden, indem der Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ durch den Wert $v_{b,0}^{**}$ ersetzt wird. Dabei ist $v_{b,0}^{**}$ mit 35 m/s anzusetzen.

- Dabei ist das Verkehrsband als ein unendlich langer Zug von 4,0 m Höhe anzunehmen, ohne Hinzufügung zusätzlicher Höhen infolge von Lärmschutzwänden.
- Bei gleichzeitiger Wirkung von Wind und Verkehr sind folgende Kombinationen zu berücksichtigen:
 - Vertikale Eisenbahnlasten einschließlich des dynamischen Faktors mit Windlasten. Beide Einwirkungen können je für sich dominant sein.
 - Vertikale Einwirkungen aus Schienenverkehr ohne dynamische Faktoren und Seitenkräfte aus dem Lastbild „unbelasteter Zug“ mit Windkräften zum Nachweis der Stabilität.
- Die Windeinwirkungen sollen nicht berücksichtigt werden bei den Lastgruppen: 13, 16, 17, 23, 26, 27 und Lastmodell SW/2.

- Schneelasten sind nach der Fertigstellung der Brücke in keiner Kombination zu berücksichtigen, ausgenommen sind überdachte Bauwerke.
- Druck- und Sogeinwirkungen aus dem Zugverkehr sind mit Windeinwirkungen zu kombinieren, hierbei kann jede dieser Einwirkungen eine Leiteinwirkung sein, die andere dann eine Folgeeinwirkung. Wenn das tragende Bauteil nicht direkt durch Wind belastet wird, ist die Einwirkung q_{ik} infolge Druck- und Sogwirkung aus Zugverkehr für eine Zuggeschwindigkeit zu bestimmen, die um die Windgeschwindigkeit zu erhöhen ist.

Modelle mit außergewöhnlichen Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen sollen nicht mit anderen außergewöhnlichen Einwirkungen, Schnee oder Wind kombiniert werden.

Bei einem Anprall durch Verkehrslasten unter der Brücke ist die Einwirkung mit den häufigen Lasten aus dem Verkehr auf der Brücke als vorherrschende Einwirkung zu kombinieren. Bei mehrgleisigen Brücken braucht nur ein Gleis berücksichtigt zu werden.

Tabelle 1.21 Kombinationsfaktoren ψ für Eisenbahnbrücken

Einwirkung		ψ_0	ψ_1	ψ_2^d
Komponente der Verkehrseinwirkung ^e	LM 71	0,80	^a	0
	SW/0	0,80	^a	0
	SW/2	0,00	1,00	0
	unbelasteter Zug	1,00	–	–
	HSLM	1,00	1,00	0
	Anfahren und Bremsen, Zentrifugallasten, Lasten aus Wechselwirkung infolge Verformungen unter vertikalen Verkehrslasten	gleiche Werte wie die Reduktionsfaktoren ψ für die zugehörigen Vertikallasten		
	Seitenstoß	1,00	0,80	0
	Lasten auf Dienstwegen	0,80	0,50	0
	Betriebslastenzug	1,00	1,00	0
	horizontaler Erddruck infolge Überschreitung der Verkehrslasten	0,80	^a	0
	aerodynamische Einwirkung	0,80	0,50	0
Lastgruppen	gr 11 – gr 17 (1 Gleis)	0,80	0,80	0
	gr 21 – gr 27 (2 Gleise)	0,80	0,70	0
	gr 31 (3 Gleise und mehr)	0,80	0,60	0
andere Einwirkungen aus Betrieb	aerodynamische Wirkung	0,80	0,60	0
	allgemeine Lasten aus Instandhaltung für Dienstgehewege	0,80	0,50	0
Wind-einwirkung ^b	F_{wk}	0,75	0,50	0
	F_{**w}	1,00	0,00	0
Temperatur-einwirkung ^c	T_k	0,6	0,6	0,5

^a 0,80 bei einem belasteten Gleis

0,70 bei zwei belasteten Gleisen

0,60 bei drei oder mehr belasteten Gleisen

Weitere Fußnotenergänzungen siehe Tabelle A2.3 in DIN EN 1990.

1.4.11.2 Kombinationsfaktoren ψ für Eisenbahnbrücken

Zur Darstellung der repräsentativen Werte der Einwirkungen für die Bemessung sind nach den Kombinationsregeln des Abschnitts 5.3.1.1 die dominanten und nachgeordneten Einwirkungen, getrennt gewichtet, mit dem Kombinationsfaktor ψ zu vervielfachen. Dieser Faktor berücksichtigt die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der anderen veränderlichen Einwirkungen.

Die Faktoren sind in der Tabelle 1.21 dargestellt, bei den Verkehrseinwirkungen gelten sie sowohl für die Lastgruppe, als auch für die einzelnen Komponenten.

1.4.11.3 Teilsicherheitsbeiwerte γ für Eisenbahnbrücken

Für die Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, d. h. für Nachweise, die durch die Festigkeit des Materials der Bauteile oder durch die Baugrundeigenschaften bestimmt werden, sind die Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ anteilig zu vervielfachen. Diese Werte beschreiben das Sicherheitsniveau und sind Bestandteil des Bemessungshorizontes. Für die Einwirkungsgruppen des Eisenbahnverkehrs sind die Beiwerte in Tabelle 1.7 für die ständige (S), vorübergehende (V) und außergewöhnliche (A) Bemessungssituation zu finden.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geht es nicht um ein Querschnittsversagen, hier werden Grenzwerte des Gebrauchs nachgewiesen, für die ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 ausreicht (einfache Sicherheit).

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind nach folgenden Kriterien zu unterscheiden

Fall A: Verlust des statischen Gleichgewichtes (EQU),

Fall B: Versagen des Tragwerkes (STR),

Fall C: Versagen des Baugrundes (GEO).

Die Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 1.7 und die nachfolgenden Anmerkungen decken die für Bauwerke in DIN EN 1990/NA/A1 gestellten Anforderungen für alle drei Fälle ab.

1.5 Einwirkungen aus dem Fußgänger- und Radwegverkehr

Die nachfolgend beschriebenen Einwirkungen gelten nicht automatisch auch für außergewöhnlich breite Brücken (Abstand zwischen den Geländern > 6 m). Hierfür sind ggf. angepasste Lastmodelle anzuwenden.

1.5.1 Vertikale Lasten, charakteristische Werte

Ständige Lasten

Für Raum- und Flächengewichte – Baustoffe, Bauteile und Lagerstoffe – gelten die charakteristischen Werte von DIN EN 1991-1-1, mit der Maßgabe, dass der Möglichkeit von nachträglichen Abweichungen bei der Instandsetzung oder durch weitere Ausrüstung nach Fertigstellung Rechnung getragen wird.

Sofern ein bituminöser Belag aufgebracht wird, ist dieser mindestens mit einer Flächenlast von $0,25 \text{ kN/m}^2$ je cm Dicke zu berücksichtigen.

Vorspannungen

Ansatz wie bei Straßen- und Eisenbahnbrücken.

Schneelasten

Schneelasten sind nur bei überdachten Brücken, bei beweglichen Brücken oder bei Nachweisen von Bauzuständen zu berücksichtigen. Sie sind nach DIN EN 1991-1-3 anzunehmen.

Verkehrslasten

Die festgelegten Lastmodelle beschreiben keine tatsächlichen Lasten. Sie wurden so gewählt, dass sie den Einwirkungen des tatsächlichen Fuß- und Radwegverkehrs entsprechen. Dabei ist die dynamische Erhöhung der Lasten jeweils eingeschlossen. Sie sollen angewendet werden:

- bei Brücken dieses Abschnittes,
- in Bereichen von Straßenbrücken, die durch Geländer abgetrennt und damit nicht Bestandteil der Fahrbahn sind,
- auf Dienstwegen von Eisenbahnbrücken.

Drei voneinander unabhängige Lastmodelle beschreiben die Belastungserfordernisse einer Fußgänger- und Radwegbrücke, diese sind:

- Eine gleichmäßig verteilte Last mit dem charakteristischen Wert der Einwirkung von:

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Diese kann bei Stützweiten von mehr als 10,0 m in den folgenden Grenzen abgemindert werden:

$$2,5 \leq q_{fk} = 2,0 + 120/(L + 30) \leq 5,0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

mit: L Einzelstützweite (Belastungslänge) in m.

- Eine Einzellast mit dem charakteristischen Wert der Einwirkung von:

$$Q_{fwk} = 10,0 \text{ kN}$$

mit einer quadratischen Aufstandsfläche von 0,10 m Seitenlänge. Dieses Modell wird nur zu örtlichen Einzeluntersuchungen herangezogen, wenn diese von globalen Untersuchungen getrennt betrachtet werden sollen. Diese Einzellast ist nicht anzusetzen, wenn ein Dienstfahrzeug oder andere unplanmäßige Fahrzeuge berücksichtigt werden.

- Ein Dienstfahrzeug für Wartung, Notfälle oder sonstige dienstliche Belange. Es besteht aus zwei Achslasten mit 80 bzw. 40 kN bei einem Achsabstand von 3 m. Der Radabstand beträgt 1,3 m, und die quadratische Radaufstandsfläche hat eine Kantenlänge von 0,2 m. Bei Berücksichtigung dieses Dienstfahrzeuges sollten keine weiteren veränderlichen Lasteinwirkungen angesetzt werden. Die näheren geometrischen Eigenschaften sind vom Bauherrn festzulegen; der Einsatz dieses Fahrzeuges erfolgt auf sein Verlangen. Eine anzusetzende Einzellast sollte nicht kleiner als 5,0 kN sein.

1.5.2 Horizontale Lasten, charakteristische Werte

Zur Stabilisierung des Bauwerkes in der Längsrichtung ist eine Horizontalkraft anzunehmen. Sie wirkt an der Oberkante des Belages, ihr charakteristischer Wert der Einwirkung Q_{fk} ist gleich dem größeren Wert der nachfolgend dargestellten Lastannahmen:

- 10 % der sich aus der gleichmäßig verteilten Belastung ergebenden Gesamtlast oder
- 60 % des Fahrzeuggewichtes des Dienstfahrzeuges, wenn es zu berücksichtigen ist.

Die Horizontallast Q_{fk} wirkt gleichzeitig mit der zugehörigen Verkehrslast, aber nicht mit der Einzellast Q_{fwk} .

1.5.3 Außergewöhnliche Einwirkungen

Diese Einwirkungen entstehen aus:

- Fahrzeuganprall auf Stützen unter der Brücke,
- Fahrzeuganprall am Überbau,
- einer außergewöhnlichen Anwesenheit eines Lastkraftwagens auf der Brücke (Bild 1.31).

Für den Anprall auf Stützen unter der Brücke gelten die gleichen Regelungen wie bei Straßenbrücken, sie sind für Ersatzlasten für den Anprall zu bemessen (siehe Abschnitt 1.2.5). Zusätzlich soll die Gefährdung durch konstruktive Maßnahmen begrenzt werden (siehe hierzu auch Abschnitt 7.2.3.2).

Der Anprall von Fahrzeugen an den Überbau gefährdet seine Lagesicherung. Zur Minderung dieses Risikos sind die Überbauten an den Auflagern gegen eine waagerechte Verschiebung zu sichern (siehe auch Straßenbrücken).

Ein außergewöhnlicher Aufenthalt eines Lastkraftwagens auf der Brücke kann dann möglich werden, wenn diese keine dauernden Absperrvorrichtungen besitzt. In solchen Fällen ist das nachstehend skizzierte Lastmodell zu berücksichtigen. Die zugehörige Bremslast beträgt 60 % der Vertikallast.

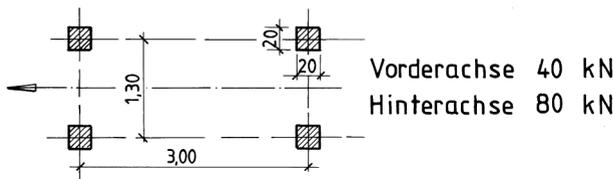


Bild 1.31 Regelfahrzeug für außergewöhnliche Belastung

1.5.4 Sonstige Einwirkungen

Lastmodelle für dynamische Einwirkungen

Fußgänger- und Radwegbrücken haben in der Regel ein leichtes Konstruktionsgefüge und ein geringes Eigengewicht, sie können daher durch die Benutzer zu Schwingungen angeregt werden. Hierfür sollen angemessene Modelle gewählt werden, die die Situation durch wandernde, laufende oder springende Fußgänger in Hinblick auf eine Schwingungsanregung beschreiben (siehe Abschnitt 5.3.6.6).

Lastmodelle für Hinterfüllungen von Widerlagern

Die Fläche hinter Widerlager- und Flügelwänden, die mit dem Erdreich in direktem Kontakt steht, ist mit einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast von

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

zu belasten. Diese Belastung deckt möglicherweise nicht die Einwirkungen aus Baufahrzeugen ab, die für die Herstellung der Hinterfüllung eingesetzt werden.

1.5.5 Ermittlung von Verkehrsbelastungen für Fußgänger- und Radwegbrücken

Die vorstehend erläuterten Lastmodelle über Gleichlast, Dienstfahrzeug und Horizontalkraft sind zu Lastgruppen nach Tabelle 1.22 zusammenzusetzen. Diese Gruppen stellen die reprä-

sentativen Werte der Einwirkungen dar und gelten als *eine* Lastgruppe bei jeder Kombination mit begleitenden Einwirkungen (Tabelle 1.22).

Das Lastmodell der Einzellast Q_{fwk} dient örtlichen Untersuchungen, es ist mit keinem anderen Lastmodell zu kombinieren.

Tabelle 1.22 Verkehrslastgruppen von Fußgänger- und Radwegbrücken

Belastungsart	Vertikallast		Horizontallast
	gleichmäßig verteilte Last	Dienstfahrzeug	
Lastsystem			
Lastgruppe gr 1	q_{fk}	0	Q_{fk}
gr 2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

1.5.6 Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände

Die Gleichzeitigkeit der veränderlichen Einwirkungen ist in Tabelle 1.22 geregelt.

Modelle mit anderen variablen Einwirkungen

Hierzu wird auf die Ausführungen bei Straßenbrücken verwiesen (Abschnitt 1.2.8.2). Bezüglich der Modelle mit Windeinwirkungen gelten jedoch die folgenden Ausführungen:

Der charakteristische Wert F_{wk} der Windeinwirkung ist in Abschnitt 1.7 angegeben. Für seine Kombination mit der Verkehrslast werden zwei Typen definiert:

- solche, bei denen die Benutzer der Brücke nicht oder nicht gänzlich gegen jede Art von schlechtem Wetter geschützt sind, und
- solche, bei denen der Benutzer vollständig geschützt ist.

Bei Fußgänger- und Radwegbrücken des ersten Typs kann der Verkehr nicht gleichzeitig mit dem maßgebenden Wind (oder Schnee) wirksam angesetzt werden, d. h. Wind und Verkehr sind nicht zu kombinieren. Bei den Brücken des zweiten Typs sollen die entsprechenden Kombinationen, wie bei Hochbauten, angesetzt werden. Dabei sind die Nutzlasten durch die entsprechende Lastgruppe zu ersetzen, die Teilsicherheitsbeiwerte und die Kombinationsfaktoren sind nach DIN EN 1990/NA/A1 anzusetzen, d. h. nach den Ausführungen dieses Abschnittes.

Wind- und Temperatureinwirkungen sind nicht gleichzeitig zu berücksichtigen.

Modelle mit außergewöhnlichen Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen sind nicht mit anderen außergewöhnlichen Einwirkungen, nicht mit Wind- oder Schnee-Einwirkungen zu kombinieren.

Für den gleichzeitigen Ansatz von außergewöhnlichen Einwirkungen mit Verkehrslasten gelten folgende Regelungen:

- Bei außergewöhnlichen Einwirkungen auf der Brücke durch Ansatz des Regelfahrzeuges nach Bild 1.31 bei Fußgänger- und Radwegteilen von Straßenbrücken sollen alle Begleitwirkungen aus dem Straßenverkehr vernachlässigt werden.
- Bei Anprall aus Verkehr unter der Brücke ist die Einwirkung mit den häufigen Lasten aus Verkehr auf der Brücke zu kombinieren.

Kombinationsfaktoren ψ für Fußgänger- und Radwegbrücken

Die Kombinationsfaktoren ψ für Fußgänger- und Radwegbrücken sind in Tabelle 1.23 angegeben. Ansonsten gelten die gleichen Anmerkungen wie bei Straßenbrücken.

Tabelle 1.23 Kombinationsfaktoren ψ für Fußgänger- und Radwegbrücken

Einwirkung	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten	gr 1	0,40	0,40	0,00
	Q_{Nvk}	0,00	0,00	0,00
	gr 2	0,00	0,00	0,00
Windlasten	F_{wk}	0,3	0,20	0,00
Temperatur	T_k	0,8 ^a	0,60	0,50

^a Der Empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für thermische Einwirkungen kann für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden.

Teilsicherheitsbeiwerte γ für Fußgänger- und Radwegbrücken

Für Fußgänger- und Radwegbrücken gelten die Teilsicherheitsbeiwerte von Straßenbrücken (siehe Abschnitt 1.2.8.3).

1.6 Einwirkungen aus Änderungen der Stützungsbedingungen

Änderungen der Stützungsbedingungen entstehen aus Verschiebungen und/oder Verdrehungen der Lagerungspunkte des Tragwerks aus den folgenden Einwirkungen:

- Vorspannung, Kriechen und Schwinden sowie Temperatur,
- Bewegungen im Baugrund, festgestellt durch ein geotechnisches Gutachten,
- resultierende Kräfte aus unterschiedlichen Lagerwiderständen,
- Austausch von Lagern oder Lagerteilen.

Diese Verformungen bzw. Kräfte erzeugen zusätzliche Schnittgrößen in solchen Systemen, in denen sie sich nicht ungehindert einstellen können bzw. nicht im Gleichgewicht stehen, also in statisch unbestimmten Systemen. In Durchlaufträgersystemen ergänzen sich hierbei die Auswirkungen der Senkungs- und Hebevorgänge von Stützen. Wie Bild 1.32 zeigt, entspricht der Verlauf des Zwangsmomentes infolge Hebung der Stütze C qualitativ dem Verlauf, der durch die Senkung der Stütze B entsteht.

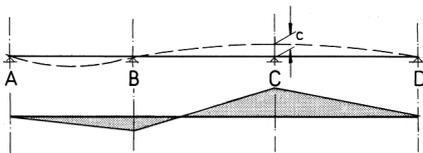


Bild 1.32 Zwangsmoment infolge Änderung der Stützungsbedingungen im Punkt C

Da die Hebevorgänge, einzeln je Stütze, immer vorgesehen werden müssen, kann man durch sie vorbeugend einen Sicherheitshorizont in der Größe des Anhebemaßes schaffen, in dem etwaige Stützensenkungen aufgefangen werden können.

Stützensenkungen sind nur nachzuweisen, wenn sie zu erwarten sind. Diese, aus geotechnischen Untersuchungen prognostizierten Baugrundvorgänge, unterliegen Unsicherheiten in ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit. Daher werden zwei Arten unterschieden:

- mögliche Baugrundbewegungen:
Als mögliche Baugrundbewegung gelten die Grenzwerte der Verschiebungen bzw. Verdrehungen, die eine Stützung im Rahmen der Unsicherheiten, die mit der Vorhersage von Baugrundbewegungen verbunden sind, erleiden kann.

– wahrscheinliche Baugrundbewegungen:

Als wahrscheinliche Baugrundbewegungen gelten Verschiebungen bzw. Verdrehungen, die eine Stützung unter dem Einfluss dauernd wirkender Lasten bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen voraussichtlich erleiden wird.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen zu berücksichtigen. Dabei dürfen, sofern kein genauere Nachweis erfolgt, zur Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse beim Übergang in den Zustand II die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge wahrscheinlich auftretender Baugrundverformungen zu berücksichtigen.

Verdrehungen und Verschiebungen eines Stützpunktes sollen auf der Grundlage von Mittelwerten der Baustoffeigenschaften unter Berücksichtigung eines gerissenen Zustandes, wenn vorhanden, berechnet werden. Sie gelten als ständige Einwirkungen G_{set} .

Die Verdrehungen und Verschiebungen werden extern ermittelt, sie erzeugen Längenänderungen der Tragwerke und Verdrehungen der Stützen, die ihrerseits durch Schnittgrößen auf das Tragwerk einwirken, wenn diese Formänderungen sich nicht frei entfalten können.

Diese Einwirkungen sind durch folgende Kombinationen nachzuweisen:

– Nachweis der maximalen und minimalen Überbauverschiebungen (Bewegungskapazität): (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)

$t = 0$; maximale Verkürzung

$$\sum_{i>1} G_{ki} + P_k + (-\Delta T_{Nk}) + \delta_{csk} + \delta_{cck} \quad (1.54)$$

$t = \infty$, maximale Längung

$$\sum_{i>1} G_{ki} + P_k + \Delta T_{Mk} + \Delta T_{Nk} + Q_{k1} + \sum_{i>1} (\psi_{0i} * Q_{ki}) + \delta_{csk} + \delta_{cck} \quad (1.55)$$

mit: $\gamma_F = 1,0$ für Einwirkungen,

δ_{csk} Kriechverformung mit $\varphi_k = 1,35 \cdot \varphi_m$,

δ_{cck} Schwindverformung mit $\varepsilon_{sk} = 1,6 \cdot \varepsilon_{sm}$.

Nachzuweisen sind Längenänderungen Δ_{max} , Δ_{min} , ggf. zugehörige Schnittgrößen.

– Einwirkungen aus möglichen Baugrundbewegungen: (Grenzzustand der Tragfähigkeit)

$$\sum_{i>1} \gamma_G \cdot G_{ki} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \gamma_\delta (\delta_{cm} + \beta_{cm}) \quad (1.56)$$

mit $\left. \begin{array}{l} \delta_{cm} \text{ Stützenverschiebung} \\ \beta_{cm} \text{ Stützenverdrehung} \end{array} \right\}$ aus möglichen Baugrundbewegungen,

$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q \dots$ wie bekannt,

$\gamma_\delta = 1,35$.

Nachzuweisen sind Schnittgrößen M, N, V .

- Einwirkungen aus wahrscheinlichen Baugrundbewegungen:
(Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)

$$\sum_{i>1} G_{ki} + P_k + \Delta T_{Mk} + \Delta T_{Nk} + Q_{k1} + \sum_{i>1} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \delta_{cw} + \beta_{cw} \quad (1.57)$$

mit δ_{cw} Stützenverschiebung }
 β_{cw} Stützenverdrehung } aus wahrscheinlichen Baugrundbewegungen,
 $\gamma_F = 1,0$ für alle Einwirkungen.

Nachzuweisen sind Schnittgrößen M , N , V .

Beim Auswechseln von Lagern oder Lagerteilen muss das Anheben des gelagerten Bauteils in den einzelnen Auflagerlinien je für sich durchgeführt werden. Das Anhebemaß beträgt 1,0 cm, sofern nicht die gewählte Lagerbauart einen größeren Wert erfordert (siehe hierzu die Lagernormen DIN 4141-13 bzw. der Reihe EN 1337).

Der Lagerwechsel gilt als vorübergehende Bemessungssituation, hierfür ist die Berechnung nach der Lastgruppe gr 6 nach Tabelle 1.5 durchzuführen, im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit also für:

$$\sum_{i>1} G_{ki} + P_k + 0,5 \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot (0,5 \cdot Q_{ki} + 1,0 \cdot Q_{kg}) + \delta_{ca} \quad (1.58)$$

mit: Q_{kg} charakteristischer Wert der Gehwegbelastung,
 δ_{ca} Bemessungswert des Anhebemaßes = 1,0 cm.

1.7 Einwirkungen aus Windlasten

1.7.1 Allgemeine Zusammenhänge

Windlasten sind zeitabhängige Einwirkungsgrößen, sie wirken unmittelbar auf die direkt angeströmten (luvseitigen) Außenflächen des Bauwerkes als Winddruck und auf bestimmte lee-seitige Flächen als Windsog, der aus quengerichteten Wirbelungen einer turbulenten Anströmung entstehen kann. Der Druck, der auf die Fläche wirkt, ruft Kräfte hervor, die senkrecht zu ihr wirken. An einem Bauwerk entlangstreichende Windwirkungen können an diesem auch Reibungskräfte verursachen. Die Windlast wird als eine Kombination quasi-statischer Drücke und Kräfte angesehen, deren Auswirkung der eines extrem möglichen Windes entspricht.

Es ist im Einzelfall zu prüfen, ob für den Wind eine Berechnung der dynamischen Systemantwort für das Brückenbauwerk benötigt wird oder quasi-statische Lastannahmen ausreichen.

Für gewöhnliche Straßen- und Eisenbahnbrückenüberbauten mit weniger als 40 m Spannweite ist eine Berücksichtigung der dynamischen Systemantwort im Allgemeinen nicht erforderlich. Als gewöhnlich können Konstruktionen aus Stahl, Beton, Aluminium oder Holz sowie Verbundkonstruktionen verstanden werden, deren Querschnitt den Formen in Bild 8.1 von DIN EN 1991-1-4 entspricht.

Die dargestellten Verfahren sind nur gültig für ein- und mehrfeldrige Brücken mit konstanter Bauhöhe und mit nur einem Überbau mit o. a. Querschnitten. Die allgemeinen Zusammenhänge sind Bestandteil von DIN EN 1991-1-4, im Folgenden kurz Norm genannt; sie werden nachstehend erläutert.

Die Windkraft wird mit der nachstehend dargestellten Beziehung beschrieben:

$$F_w = q_p \cdot (z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} \text{ [kN]} \quad (1.59)$$

Hierin bedeuten:

- $q_p \cdot (z_e)$ Böengeschwindigkeitsdruck in der Bezugshöhe z_e [kN/m²],
 $c_s \cdot c_d$ Strukturbeiwert,
 c_f Kraftbeiwert für einen Baukörper,
 A_{ref} Bezugsfläche für einen Baukörper.

Die Faktoren werden nachstehend weitergehend untersucht und erläutert:

- 1) Der Böengeschwindigkeitsdruck $q_p \cdot (z_e)$ ergibt sich nach den Tabellen NA.B.2 und NA.B.4 von DIN EN 1991-1-4/NA.

Tabelle 1.24 Profile der mittleren Windgeschwindigkeit, der Turbulenzintensität, des Böengeschwindigkeitsdrucks und der Böengeschwindigkeit (NA.B.2)

Geländekategorie	I	II	III	IV
Mindesthöhe z_{\min}	2,00 m	4,00 m	8,00 m	16,00 m
mittlere Windgeschwindigkeit v_m für $z > z_{\min}$	$1,18 \cdot v_b^*(z/10)^{0,12}$	$1,00 \cdot v_b^*(z/10)^{0,16}$	$0,77 \cdot v_b^*(z/10)^{0,22}$	$0,56 \cdot v_b^*(z/10)^{0,30}$
v_m/v_b für $z < z_{\min}$	0,97	0,86	0,73	0,64
I_v für $z < z_{\min}$	$0,14 \cdot (z/10) - 0,12$	$0,19 \cdot (z/10) - 0,16$	$0,28 \cdot (z/10) - 0,22$	$0,43 \cdot (z/10) - 0,30$
Turbulenzintensität I_v für $z < z_{\min}$	0,17	0,22	0,29	0,37
Böengeschwindigkeitsdruck q_p für $z > z_{\min}$	$2,6 \cdot q_b^*(z/10)^{0,19}$	$2,1 \cdot q_b^*(z/10)^{0,24}$	$1,6 \cdot q_b^*(z/10)^{0,31}$	$1,1 \cdot q_b^*(z/10)^{0,40}$
q_p/q_b für $z > z_{\min}$	1,9	1,7	1,5	1,3
Böengeschwindigkeit v_p für $z > z_{\min}$	$1,61 \cdot v_b^*(z/10)^{0,095}$	$1,45 \cdot v_b^*(z/10)^{0,120}$	$1,27 \cdot v_b^*(z/10)^{0,155}$	$1,05 \cdot v_b^*(z/10)^{0,200}$
v_p/v_b für $z > z_{\min}$	1,38	1,3	1,23	1,15

Tabelle 1.25 Profile der mittleren Windgeschwindigkeit, der Turbulenzintensität und der Böengeschwindigkeit in ebenem Gelände (Regelfälle) (NA.B.4)

	Regelprofil im Binnenland	Regelprofil in küstennahen Gebieten
Mindesthöhe z_{\min}	7,00 m	4,00 m
Mittlere Windgeschwindigkeit v_m für $50 \text{ m} < z < 300 \text{ m}$	$1,00 \cdot v_b^*(z/10)^{0,16}$	$1,18 \cdot v_b^*(z/10)^{0,12}$
v_m/v_b für $z_{\min} < z < 50 \text{ m}$	$0,86 \cdot (z/10)^{0,25}$	$1,10 \cdot (z/10)^{0,165}$
v_m/v_b für $z < z_{\min}$	0,79	0,95
Turbulenzintensität I_v für $50 \text{ m} < z < 300 \text{ m}$	$0,19 \cdot (z/10)^{-0,16}$	$0,14 \cdot (z/10)^{-0,12}$
I_v für $z_{\min} < z < 300 \text{ m}$	$0,22 \cdot (z/10)^{-0,25}$	$0,15 \cdot (z/10)^{-0,165}$
I_v für $z < z_{\min}$	0,24	0,17
Böengeschwindigkeit v_p für $50 \text{ m} < z < 300 \text{ m}$	$1,45 \cdot v_b^*(z/10)^{0,120}$	$1,61 \cdot v_b^*(z/10)^{0,095}$
v_p/v_b für $z_{\min} < z < 50 \text{ m}$	$1,31 \cdot (z/10)^{0,185}$	$1,51 \cdot (z/10)^{0,135}$
v_p/v_b für $z < z_{\min}$	1,23	1,33

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (1.60)$$

mit: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ als Luftdichte,
 $v_b =$ Windgeschwindigkeit [m/s]
 $= v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season}$ (1.61)

Diese Faktoren sind im Anhang A der Norm weitergehend erläutert:

$v_{b,0}$ Grundwert der Windgeschwindigkeit in [m/s] in Abhängigkeit von der Windzone in Deutschland nach Anhang NA.A von DIN EN 1991-1-4,
 c_{dir} Richtungsfaktor des Windes (= 1,0),
 c_{season} Jahreszeitbeiwert (= 1,0).

Bezüglich der Dimension gilt:

Im SI-Einheitensystem ist die Kraft [N] eine von der Masse [kg] abgeleitete Größe, es gilt die Definition:

$$1 \text{ [N]} \triangleq 1 \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{s}^2} \right] \quad (1.62)$$

Daraus ergibt sich: $1 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] \triangleq \left[10^{-3} \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right]$

Somit wird:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot \left[10^{-3} \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} \right] = 5 \cdot 10^{-4} \cdot \rho \cdot v_b^2 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \quad (1.63)$$

2) Der Strukturbeiwert $c_s \cdot c_d$ erfasst die Veränderung der Böenwirkung bei großen Lasteinzugsflächen oder bei Böenresonanz gegenüber dem Böengeschwindigkeitsdruck. Er ergibt sich nach:

$$c_s \cdot c_d = (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z_s) \cdot (B^2 + R^2)^{1/2}) / (1 + 6 \cdot I_V(z_s)) \quad (1.64)$$

mit: k_p Spitzenbeiwert als Verhältnis von Größtwert und Standardabweichung des veränderlichen Teils der Bauwerksantwort,

z_s Bezugshöhe für die Bestimmung des Strukturbeiwertes nach Bild 6.1 von DIN EN 1991-1-4. Bei Bauwerken, für die Bild 6.1 nicht zutrifft, darf $z_s = h$ gesetzt werden, wobei h die Bauwerkshöhe ist,

I_V Turbulenzintensität nach Tabellen 1.25 bzw. 1.26, ein Topographieeinfluss ist ggf. zu berücksichtigen,

B^2 Böengrundanteil, d. h. quasi-statischer Anteil des veränderlichen Teils der Bauwerksantwort,

R^2 Resonanzanteil des veränderlichen Teils der Bauwerksantwort, d. h. die Vergrößerung der Bauwerksreaktion infolge Resonanz mit der durch Turbulenz erzeugten Last.

3) $c_f = c_{f\kappa} =$ oder $c_{f\kappa,0}$ (1.65)

mit: $c_{f\kappa,0}$ der aerodynamische Beiwert für unendlich große Schlankheit; für übliche Brücken kann $c_{f\kappa,0} = 1,3$ angenommen werden.

4) A_{ref} Bezugsfläche für unterschiedliche Lastkombinationen in Abhängigkeit von d_{tot} .

1.7.2 Windkräfte bei Brücken

Für Brückenbauwerke können die charakteristischen Werte der Windkraft für die drei Richtungen im Raum ermittelt werden:

- senkrecht zur Brückenlängsrichtung (x-Richtung),
- senkrecht zur Grundrissfläche (z-Richtung),
- in Brückenlängsrichtung (y-Richtung).

Kräfte in x- und y-Richtung werden durch Windeinwirkungen aus unterschiedlichen Richtungen hervorgerufen und treten für gewöhnlich nicht gleichzeitig auf. Kräfte in z-Richtung können aus Windanströmungen aus unterschiedlichen Richtungen resultieren, sie sollten als gleichzeitig wirkend mit den Kräften in anderen Richtungen angesetzt werden, wenn sie ungünstig wirken.

Kräfte in z-Richtung sind nur anzusetzen, wenn sie die gleiche Größenordnung wie das Eigengewicht haben. Für das vereinfachte Verfahren gemäß DIN EN 1991-1-4 sind diese Kräfte nicht anzusetzen.

1.7.2.1 Nachweisverfahren nach DIN EN 1991-1-4

Dieses Verfahren gilt nur für ein- und mehrfeldrige Brücken mit konstanter Bauhöhe und einem Überbauquerschnitt gemäß Bild 1.33.

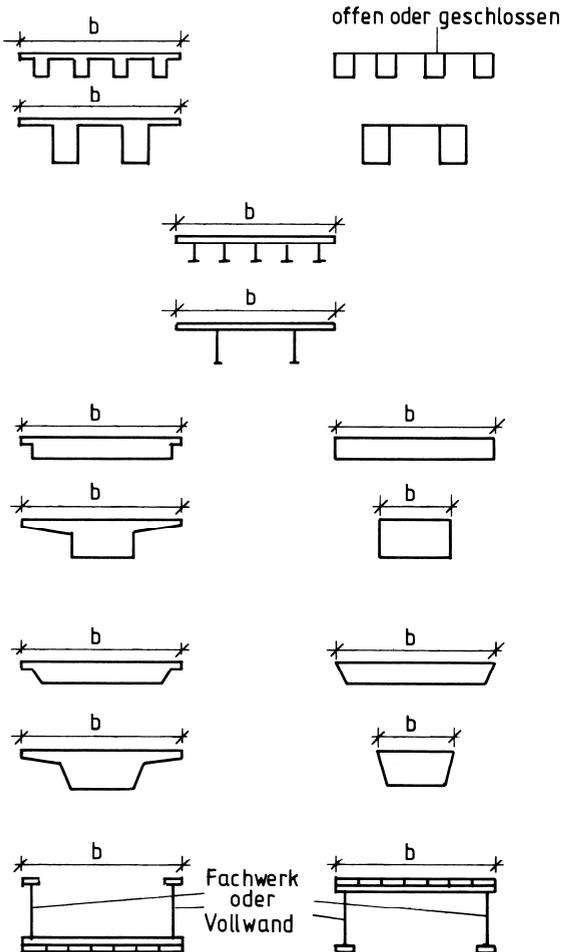


Bild 1.33
Querschnitte normaler Brückenüberbauten

Windkraft senkrecht zur Brückenlängsrichtung

Die Windkraft ergibt sich, wenn die Berechnung einer dynamischen Systemantwort nicht notwendig ist, zu:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x} \text{ [kN]} \quad (1.66)$$

mit:

- v_b Basisgeschwindigkeit,
- C Windlastfaktor: $C = c_e \cdot c_{f,x}$ mit c_e = Geländefaktor,
- $A_{\text{ref},x}$ wirksame Windangriffsfläche für die Anströmung in x-Richtung,
- ρ Dichte der Luft = 1,25 kg/m³.

Windangriffsfläche $A_{\text{ref},x}$

Die Windangriffsfläche ergibt sich für vollwandige Hauptträger aus der Summe aus:

(ohne Verkehrsband)

- Ansichtsfläche des vorderen Hauptträgers,
- Ansichtsfläche der darüber hinausragenden Teile der anderen Hauptträger,
- Ansichtsfläche des über den vorderen Hauptträger hinausragenden Gesims-, Fußweg- oder Schotterbettbereiches,

(mit Verkehrsband)

Die letzten beiden Spiegelstriche werden für den jeweiligen Fall durch einen der nachfolgenden Spiegelstriche ersetzt, wenn dieses zu größeren Beanspruchungen führt:

- bei Straßenbrücken eine Verkehrsbandhöhe von 2 m auf einer Länge, die für den jeweiligen Nachweis am ungünstigsten wirkt, unabhängig von der Stellung der jeweiligen Verkehrslast,
- bei Eisenbahnbrücken eine Verkehrsbandhöhe von 4 m oberhalb der Schienen auf der kompletten Länge der Brücke.

Tabelle 1.26 Anzusetzende Querschnittshöhen d_{tot} für $A_{\text{ref},x}$

Fahrbahnschutzeinrichtung	an einer Seite	an beiden Seiten
offene Geländer oder offene Schutzplanken	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
geschlossenes Geländer oder geschlossene Schutzwände	$d + d_1$	$d + 2d_1$
offene Geländer und offene Schutzplanken	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

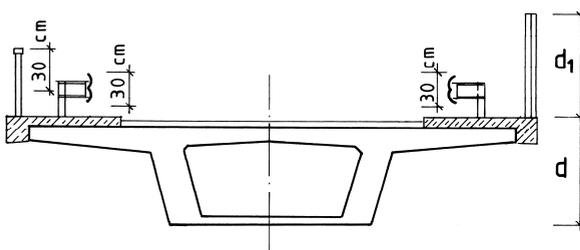


Bild 1.34
Wirksame Windangriffsfläche

Für den in Bild 1.34 dargestellten Querschnitt ergibt sich somit eine Windangriffsfläche bei

– beidseitiger Anordnung von offenen Geländen und offenen Leiteinrichtungen von:

$$A_{\text{ref},x} = d_{\text{tot}} \cdot L = (d + 1,2) \cdot L \text{ [m}^2\text{]} \quad (1.67)$$

– beidseitiger Anordnung von Lärmschutzwänden und Leiteinrichtungen von:

$$A_{\text{ref},x} = d_{\text{tot}} \cdot L = (d + 2 \cdot d_i) \cdot L \text{ [m}^2\text{]} \quad (1.68)$$

Windkraft senkrecht zur Grundrissfläche

Diese, auch als Auf- bzw. Abtrieb zu bezeichnende, Einwirkung wird bei großen Talbrücken wirksam. Der Kraftbeiwert $c_{f,z}$ wird über den Parameter b/d_{tot} nach Bild 1.35 ermittelt. Ein Schlankheitsfaktor ist nicht anzusetzen. Die Windangriffsfläche $A_{\text{ref},z}$ ergibt sich aus der vertikalen Projektionsfläche des Bauwerkes.

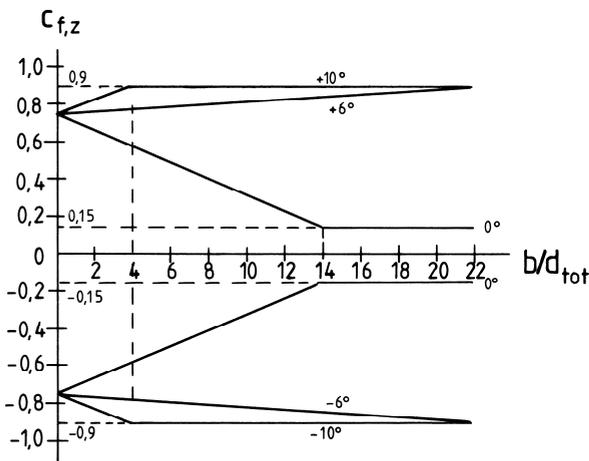


Bild 1.35 Windkraft in Brückenlängsrichtung

Für eine evtl. in der Längsrichtung der Brücke anzusetzende Windeinwirkung wird einfacher verfahren. Bei Betonbrücken mit Vollwandträgern sind 25 % der Windkräfte aus x-Richtung in Längsrichtung anzusetzen.

1.7.2.2 Vereinfachtes Nachweisverfahren nach DIN EN 1991-1-4/NA

Dieses Verfahren gilt für die Ermittlung der Windkräfte senkrecht zur Brückenachse. Es basiert auf den vorstehend erläuterten Grundlagen von DIN EN 1991-1-4 unter Einbeziehung einiger Vereinfachungen. Im Folgenden wird dieses Verfahren erläutert:

Der charakteristische Wert der Windkraft nach Gleichung (1.66) lautet:

$$F_w = q_p \cdot (z_e) \cdot c_{1,x} \cdot A_{\text{ref},x} \text{ [kN]}$$

bzw. als bezogene Windkraft:

$$w = F_w / A_{\text{ref}} = q_p \cdot (z_e) \cdot c_{1,x} = q(z) \cdot c_{f,x,0} \cdot \psi_{3D}$$

Exemplarisch wurden bezüglich der Beiwerte Annahmen getroffen:

- Windzonenkarte für Deutschland, Windzone 3, $v_{\text{ref}} = 30,0 \text{ m/s}$
 Staudruck: $q_{\text{ref}} = 5 \cdot 10^{-4} \cdot 1,25 \cdot 30,0^2 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
- Geschwindigkeitsdruck Binnenland bzw. Küste

Tabelle 1.27 Geschwindigkeitsdruck $q(z)$ Binnenland

z in m	$q(z)$ WZ 1 + 2	$q(z)$ WZ 3 + 4
20	0,86	1,23
50	1,2	1,73
100	1,42	2,23

Tabelle 1.28 Geschwindigkeitsdruck $q(z)$ Küste

z in m	$q(z)$ WZ 1 + 2	$q(z)$ WZ 3 + 4
20	1,08	1,55
50	1,39	1,99
100	1,57	2,26

– aerodynamischer Beiwert $c_f = c_{f_x,0} \cdot \psi_{3D}$

Der Beiwert $c_{f_x,0}$ ist abhängig vom Parameter b/d und der Verkehrsbelastung, er ergibt sich nach Tabelle 1.29 bzw. 1.30.

Tabelle 1.29 Aerodynamische Grundkraftbeiwerte für Brücken

b/d	$c_{f,0}$	
	ohne Verkehr und ohne Lsw	mit Verkehr oder mit Lsw
$\leq 0,5$	2,4	2,4
4	1,3	1,3
≥ 5	1,3	1

Tabelle 1.30 Aerodynamischer Grundbeiwert für Brückenpfeiler

d/b	$c_{f,0}$
$\leq 0,5$	2,3
≥ 5	1,0

Abminderungsfaktor zur Erfassung dreidimensionaler Strömungseffekte ψ_{3D} :

Annahme für Überbau ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand:

$$l/d \leq 70 \rightarrow \text{gewählt: } \lambda = 40 \rightarrow \psi_{3D} = 0,85; \text{ somit } c_{f_x} = 0,85 \cdot c_{f_x,0} \quad (1.69)$$

Annahme für Überbau mit Verkehr oder mit Lärmschutzwand:

$$l/d \leq 70 \rightarrow \text{gewählt: } \lambda = 10 \rightarrow \psi_{3D} = 0,70; \text{ somit } c_{f_x} = 0,70 \cdot c_{f_x,0} \quad (1.70)$$

Annahme für Stützen und Pfeiler:

$$l/d \leq 70 \rightarrow \text{gewählt: } \lambda = 10 \rightarrow \psi_{3D} = 0,85; \text{ somit } c_{f_x} = 0,85 \cdot c_{f_x,0} \quad (1.71)$$

Damit ergeben sich folgende Ansätze des charakteristischen Wertes der Windkraft als bezogene Flächenlast in kN/m^2 :

Überbau ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand:

$$w = q(z) \cdot 0,85 \cdot c_{fz,0} \quad (1.72)$$

Überbau mit Verkehrsband und ohne Lärmschutzwand:

$$w = q(z) \cdot 0,70 \cdot c_{fz,0} \quad (1.73)$$

Stützen und Pfeiler:

$$w = q(z) \cdot 0,85 \cdot c_{fz,0} \quad (1.74)$$

Die Beiwerte sind den Tabellen 1.27, 1.28 und 1.29 zu entnehmen.

Tabelle 1.31 Windeinwirkungen w in kN/m^2 auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Binnenland)

	ohne Verkehr und ohne Lsw			mit Verkehr ^a oder mit Lsw		
	auf Überbauten					
b/d^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$
$\leq 0,5$	1,75	2,45	2,90	1,45	2,05	2,40
$= 4$	0,95	1,35	1,60	0,80	1,10	1,30
≥ 5	0,95	1,35	1,60	0,60	0,85	1,00
	auf Stützen und Pfeilern ^c					
d/b^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$		$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$		
$\leq 0,5$	1,70		2,90	2,80		
≥ 5	0,75		1,60	1,25		

^a Für Straßen- und Fußgängerbrücken gelten die Kombinationsbeiwerte ψ_0 aus DIN EN 1990, Tabelle A2.1 bzw. A2.2. Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$.

^b Bei Zwischenwerten kann interpoliert werden.

^c Bei quadratischen Stützen- oder Pfeilerquerschnitten mit abgerundeten Ecken, bei denen das Verhältnis $r/d \geq 0,20$ beträgt, können die Windeinwirkungen auf Pfeiler und Stützen um 50 % reduziert werden. Für $0 < r/d < 0,2$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist r = Radius der Ausrundung.

Tabelle 1.32 Windeinwirkungen w in kN/m^2 auf Brücken für Windzone 3 und 4 (Binnenland)

	ohne Verkehr und ohne Lsw			mit Verkehr ^a oder mit Lsw		
	auf Überbauten					
b/d^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$
$\leq 0,5$	2,55	3,55	4,20	2,10	2,95	3,45
$= 4$	1,40	1,95	2,25	1,15	1,60	1,90
≥ 5	1,40	1,95	2,25	0,90	1,25	1,45
	auf Stützen und Pfeilern ^c					
d/b^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$		$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$		
$\leq 0,5$	2,40		3,40	4,00		
≥ 5	1,05		1,50	1,75		

^a Für Straßen- und Fußgängerbrücken gelten die Kombinationsbeiwerte ψ_0 der DIN EN 1990, Tabelle A2.1 bzw. A2.2. Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$.

^b Bei Zwischenwerten kann interpoliert werden.

^c Bei quadratischen Stützen- oder Pfeilerquerschnitten mit abgerundeten Ecken, bei denen das Verhältnis $r/d \geq 0,20$ beträgt, können die Windeinwirkungen auf Pfeiler und Stützen um 50 % reduziert werden. Für $0 < r/d < 0,2$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist r = Radius der Ausrundung.

Bringt man jetzt die Höhe z der Windresultierenden als Bereich mit der Obergrenze nach Tabelle 1.27 bzw. 1.28 in Tabelle 1.29 ein und wertet die Gleichungen (1.71) und (1.72) für die offenen funktionalen Zusammenhänge aus, erhält man neue Tabellen (1.31 und 1.32), aus denen die Windkräfte direkt abgelesen werden können. Diese Werte stellen die charakteristischen Werte der Windeinwirkungen dar.

Die Angaben gelten für Höhen bis 100 m.

Die Tabellen für Küstennähe sind DIN EN 1991-1-4/NA zu entnehmen.

In dieser Tabelle bedeuten:

für den Überbau:

b Gesamtbreite der Deckbrücke,

d Höhe des Überbaus,

für die Stützen:

d Querschnittshöhe in Windrichtung,

b Querschnittsbreite senkrecht zur Windrichtung.

Die Angaben der vorstehenden Tabelle gelten für nicht schwingungsanfällige Deckbrücken sowie nicht schwingungsanfällige Bauteile.

Angaben zu Windkräften von zeitlich begrenzten Bauzuständen können DIN EN 1991-1-6 entnommen werden.

1.8 Temperatureinwirkungen

1.8.1 Begriffe und Formelzeichen

Die nachstehend aufgeführten Regelungen sind Bestandteil von DIN EN 1991-1-5. Temperatureinwirkungen auf Tragwerke und Bauteile sind definiert als Bereiche von Temperaturfeldern innerhalb eines spezifischen Zeitintervalls. Die in diesem Abschnitt aufgeführten Regeln gelten somit für solche Brückenbauwerke, die täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen klimatischer Einwirkungen ausgesetzt sind.

Verwendete Bezeichnungen und deren Erläuterung:

T_{\max} } jährlicher Maximal-/Minimalwert der Außenlufttemperatur mit einer
 T_{\min} } Wiederkehrperiode von 50 Jahren

$T_{\max,p}$ } jährlicher Maximal-/Minimalwert der Außenlufttemperatur mit einer
 $T_{\min,p}$ } Wiederkehrperiode von $1/p$ (d. h. einer Wahrscheinlichkeit von p)

$T_{e,\max}$ } maximaler (minimaler) Wert des konstanten Temperaturanteils
 $T_{e,\min}$ }

T_0 Aufstelltemperatur des Bauteils zur Bestimmung seiner Zwängung

k_{sur} Faktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Belagsdicken bei der Bestimmung des linearen Temperaturunterschiedes

$\Delta T_{N,\text{exp}}$ } maximale Schwankung des positiv (negativ) konstanten Temperaturanteils
 $\Delta T_{N,\text{con}}$ }

$\Delta T_{M,heat}$ positiver linearer Temperaturunterschied (Erwärmung)

$\Delta T_{M,cool}$ negativer linearer Temperaturunterschied (Abkühlung)

Temperatureinwirkungen sind veränderliche Einwirkungen Q_{IND} . Sie setzen sich aus den folgenden Komponenten zusammen:

- konstanter Temperaturanteil (Temperaturschwankung) ΔT_N ; eine gleichmäßige Änderung der Schwerpunktstemperatur aller Bauteile (Bild 1.36 a).
- linearer Temperaturunterschied ΔT_{M_y} bzw. ΔT_{M_z} ; ein zwischen den gegenüber liegenden Rändern des Querschnittes verlaufendes Temperaturgefälle (Bild 1.36 b).
- Temperatureigenspannung ΔT_E ; ein nichtlineares Temperaturgefälle zwischen den Querschnittsrändern (Bild 1.36 c).

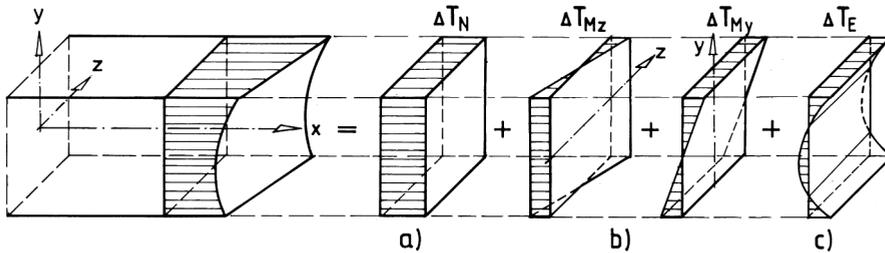


Bild 1.36 Komponenten der Temperaturbeanspruchung

Die Einflüsse aus dem nichtlinearen Temperaturgefälle werden in ihrer Auswirkung durch die Mindestbewehrung im Querschnitt erfasst und sind konstruktiv abgedeckt. Für die beiden anderen Einflüsse sind die nachstehend aufgeführten Regeln anzuwenden, wobei in der Regel nur die Temperaturschwankung und der vertikale lineare Temperaturunterschied mit ihren entsprechenden repräsentativen Werten berücksichtigt werden.

Bei Brückenüberbauten werden die nachstehend aufgeführten Überbaugruppen unterschieden:

Typ 1: Stahlüberbau aus Hohlkästen, Fachwerk oder Blechträgern,

Typ 2: Verbundkonstruktion,

Typ 3: Fahrbahnplatten oder Überbauten aus Beton auf Betonbalken oder Betonhohlkästen.

1.8.2 Temperatureinwirkungen auf Brückenbauwerke

1.8.2.1 Konstanter Temperaturanteil, charakteristische Werte

Die Differenz zwischen dem minimalen und maximalen Niveau eines konstanten Temperaturanteiles verursacht in Tragwerken ohne eine Verformungsbehinderung eine Längenänderung, bei behinderter Verformung treten Normalspannungen auf. Die hieraus resultierenden Einflüsse, wie

- Ausdehnung und Verkürzung der Tragwerke (Zwang),
- Lagerreibung bzw. Lagerverschiebung,
- nichtlineare geometrische Einflüsse (Theorie 2. Ordnung)
- zusätzliche Horizontalkräfte bei Eisenbahnbrücken durch die Interaktion von Überbau und Schienenoberbau,

müssen hinsichtlich ihrer Auswirkung berücksichtigt werden.

Die maximalen und minimalen Werte des konstanten Temperaturanteils müssen aus den entsprechenden Werten der Außenluft abgeleitet werden, hierfür steht Bild 1.37 zur Verfügung.

Schwankung des konstanten Temperaturanteils

Die charakteristischen Werte der minimalen und maximalen Außenlufttemperatur können für die geographische Lage des Bauwerkes extern bestimmt werden. Wird keine genaue Bestimmung der Temperatur vorgenommen, gelten nach DIN EN 1991-1-5/NA folgende Werte:

$$T_{\max} = +37 \text{ °C}, T_{\min} = -24 \text{ °C} \quad (1.75)$$

Diese Werte entsprechen den Temperaturen mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren. Die effektiven Grenzwerte der Temperaturwerte für Deutschland ergeben sich für ein Brückenbauwerk des Typs 3 nach Bild 1.37:

$$T_{e,\max} = +39 \text{ °C}; T_{e,\min} = -16 \text{ °C} \quad (1.76)$$

Die Aufstelltemperatur T_0 , d. h. diejenige Bauwerkstemperatur, die zu Beginn der Lagerbewegungen vorhanden ist, ist der Bezugswert für die Berechnung der Längenänderungen infolge Temperatur, die sich wie folgt ergeben:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} \quad (1.77)$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_0 - T_{e,\max} \quad (1.78)$$

oder die Gesamtschwankung:

$$\Delta T_N = \Delta T_{N,\text{exp}} - \Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\max} - T_{e,\min} \quad (1.79)$$

Diese Schwankung ist von der Aufstelltemperatur unabhängig und für den Brückentyp konstant. In der Regel darf $T_0 = 10 \text{ °C}$ angenommen werden.

Der Schwankungsbereich ist der Berechnung der Lager und Fahrbahnübergänge zugrunde zu legen. Wenn die mittlere Bauwerkstemperatur beim Herstellen der endgültigen Verbindung

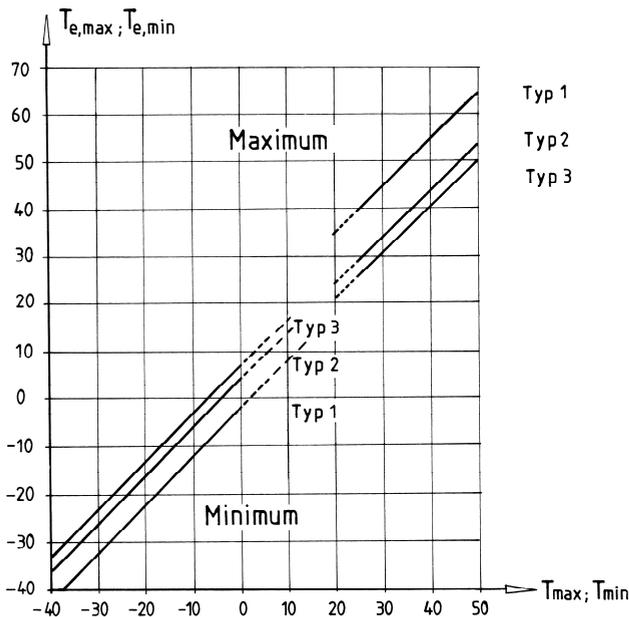


Bild 1.37 Korrelation zwischen minimaler/maximaler Außenlufttemperatur (T_{\min}/T_{\max}) und minimalem/maximalem konstantem Temperaturanteil ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

mit den Lagern nicht durch Messung bestimmt wird, sind die Temperaturanteile ΔT_N nach oben und unten um jeweils 20 °C zu vergrößern. Ist die mittlere Bauwerkstemperatur beim Herstellen der endgültigen Verbindungen mit den Lagern durch Messung bekannt, kann der Wert von 20 °C auf 10 °C reduziert werden (siehe auch Abschnitt 8.2.1).

Wird während des Bauvorhabens der Festpunkt geändert, entstehen Unsicherheiten bezüglich der Temperaturgrenzwerte, es sollen dann diese Werte nach oben und unten um jeweils 10 °C vergrößert werden.

1.8.2.2 Linearer Temperaturunterschied, charakteristische Werte

Komponente in vertikaler Richtung

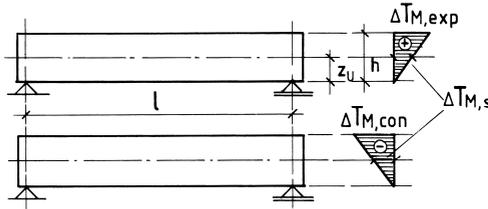


Bild 1.38
Verlauf des Temperaturunterschiedes

Der Einfluss eines linearen Temperaturunterschiedes wird näherungsweise durch eine äquivalente positive oder negative Temperaturdifferenz über die Querschnittshöhe erfasst. Die charakteristischen Werte dieser Differenz um die y-Achse ergeben sich nach folgenden Ansätzen (Bild 1.38):

$$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat(50)} \cdot k_{sur} \quad (1.80)$$

$$\Delta T_{M,cool} = \Delta T_{M,cool(50)} \cdot k_{sur} \quad (1.81)$$

Hierin bedeuten:

$\Delta T_{M,heat}$ positiver linearer Temperaturunterschied (Oberseite wärmer als Unterseite) nach Tabelle 1.33,

$\Delta T_{M,cool}$ negativer linearer Temperaturunterschied (Unterseite wärmer als Oberseite) nach Tabelle 1.33,

Index (50) Bezugsbelagdicke entspricht 50 mm,

k_{sur} Korrekturfaktor für eine Belagdicke, die von 50 mm abweicht, bzw. für das Schotterbett nach Tabelle 1.34.

Der lineare Temperaturunterschied erzeugt primär Biegemomente und sekundär Längenänderungen, Biegemomente aber nur dann, wenn die Voraussetzungen einer Dehnungsbehinderung gegeben sind, also in Durchlauf- und Rahmensystemen.

Tabelle 1.33 Charakteristische Werte der linearen Temperaturunterschiede für die Überbauarten einer Betonbrücke

Überbauart	Straßenbrücken		Eisenbahnbrücken	
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Hohlkasten	+10	-5	+10	-5
Plattenbalken	+15	-8	+15	-8
Platte	+15	-8	+15	-8

Tabelle 1.34 Faktoren k_{sur} zur Berücksichtigung verschiedener Belagdicken

Belagdicke in mm	Straßenbrücken					Eisenbahnbrücken
	0	50	80	100	150	Schotterbett (60 cm)
Oberseite wärmer	1,5 ¹⁾	1,0	0,82	0,7	0,5	0,6
Unterseite wärmer	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

¹⁾ Diese Werte stellen den oberen Grenzwert für dunkle Farben dar.

In frei verformbaren Systemen verbleibt eine über die Querschnittshöhe linear verlaufende Längenänderung, von der der Wert im Schwerpunkt des Querschnittes zu ermitteln und dem Wert der konstanten Temperaturschwankung hinzuzufügen ist:

$$\Delta T_{M,s} = \Delta T_{M,\text{heat(cool)}} \cdot \frac{z_u}{h}$$

In Durchlauf- oder Rahmenkonstruktionen ergeben sich die folgenden Momentenwerte an den Stellen der Dehnungsbehinderung für den Einspanngrad 1,0:

– bei einseitiger Einspannung:

$$\overline{M}_l = -1,5 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_t \cdot \frac{\Delta T_{M,\text{heat(cool)}}}{h}$$

– bei beidseitiger Einspannung:

$$\overline{M}_l = -1,0 \cdot E_{cm} \cdot I_c \cdot \alpha_t \cdot \frac{\Delta T_{M,\text{heat(cool)}}}{h}$$

mit:

$$\alpha_t = 10 \cdot 10^{-6} \left[\frac{1}{^\circ\text{C}} \right], \quad h \text{ Querschnittshöhe.}$$

Das resultierende Vorzeichen gibt den Biegesinn des Momentes an.

Für ein Betonstragwerk (Typ 3) ergeben sich in einem Balkensystem die Temperaturwerte ΔT_M wie folgt:

– Straßenbrücke mit einer Belagdicke von 80 mm:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = +15 \cdot 0,82 = +12,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = -8 \cdot 1,00 = -8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

– Eisenbahnbrücke mit Schotterbett:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = +15 \cdot 0,8 = +12,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = -8 \cdot 1,2 = -9,6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Komponente in horizontaler Richtung

Im Allgemeinen braucht der lineare Temperaturunterschied in horizontaler Richtung nicht untersucht zu werden. Für den Ausnahmefall jedoch ist ein Temperaturunterschied von 5 K anzusetzen, wenn keine Hinweise auf höhere Werte vorliegen.

Bauzustände

Für Bauzustände sind kürzere Wiederkehrperioden als 50 Jahre anzusetzen, da die Wahrscheinlichkeit des Eintretens der in Tabelle 1.33 enthaltenen charakteristischen Werte der Temperatur geringer ist. Der mögliche Temperaturunterschied T_M errechnet sich aus den Werten für die Wiederkehrperiode von 50 Jahren unter Ansatz eines Umrechnungsfaktors:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = \Delta T_{M,\text{heat}(50)} \cdot k_{\text{sur}} \cdot \frac{T_{\text{max},p}}{T_{\text{max}}} \quad (1.82)$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = \Delta T_{M,\text{cool}(50)} \cdot k_{\text{sur}} \cdot \frac{T_{\text{min},p}}{T_{\text{min}}} \quad (1.83)$$

mit:

$\frac{T_p}{T}$ Umrechnungsfaktor für kleinere Wiederkehrperioden als 50 Jahre nach Bild 1.39,

T (max, min) Lufttemperatur für eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren,

T_p (max, min) Lufttemperatur für eine Wiederkehrperiode von $1/p$ Jahren.

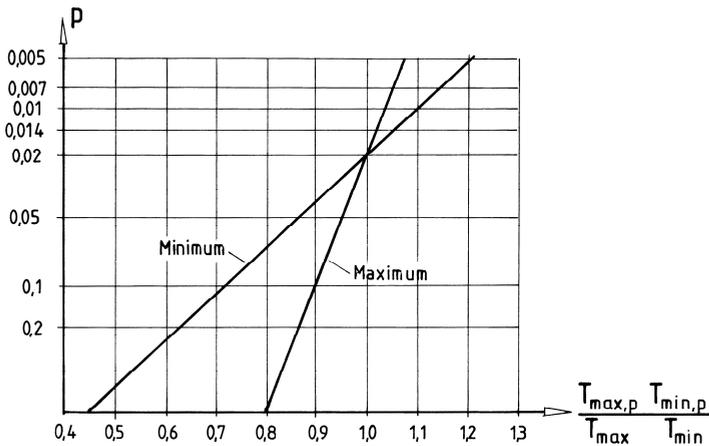


Bild 1.39 Umrechnungsfaktor für kleinere Wiederkehrperioden als 50 Jahre

Für die kleinste angegebene Wiederkehrwahrscheinlichkeit von $p = 0,5$ ergibt sich somit nach Bild 1.39:

$$\frac{T_{\text{max},p}}{T_{\text{max}}} = 0,8; \quad \frac{T_{\text{min},p}}{T_{\text{min}}} = 0,45$$

Somit ergibt sich für ein Betonbalkentragwerk im Bauzustand vor dem Aufbringen der Abdichtung und des Belags:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = +9,6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = -8 \cdot 1,1 \cdot 0,45 = -3,96 \text{ } ^\circ\text{C}$$

1.8.2.3 Gleichzeitigkeit von Temperatureinwirkungen

Kombination von Temperatureinwirkungen

Wenn in einem Tragwerk sowohl der konstante Temperaturanteil ΔT_N als auch der lineare Temperaturunterschied ΔT_M gleichzeitig wirken, können an Stelle der einzelnen Einwirkungen die nachstehenden Kombinationen betrachtet werden:

Fall 1: Temperaturschwankung dominant

$$\Delta T_N + \omega_M \cdot \Delta T_M \quad \text{mit: } \omega_M = 0,75 \quad (1.84)$$

Fall 2: Linearer Temperaturunterschied dominant

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N \quad \text{mit: } \omega_N = 0,35 \quad (1.85)$$

1.8.3 Temperatureinwirkungen auf Brückenpfeiler

Lineare Temperaturunterschiede, die zwischen den Außenflächen von Pfeilern mit Hohl- oder Vollquerschnitt auftreten, sind bei der Bemessung der Pfeiler zu berücksichtigen. Die insgesamt möglichen Temperaturbeanspruchungen der Pfeiler sind in die Nachweise derselben mit einzubeziehen, wenn diese zu Zwangskräften oder zu Bewegungen in benachbarten Bauteilen, z. B. dem Überbau, führen.

Die charakteristischen Werte der linearen Temperaturunterschiede zwischen den gegenüber liegenden Außenflächen der Pfeiler, mit Hohl- oder Vollquerschnitt, sollen zu 5 °C angenommen werden, wenn keine genaueren Werte existieren. Für die charakteristischen Werte der linearen Temperaturunterschiede zwischen Innen- und Außenflächen einer Wand soll der Betrag von 15 °C gewählt werden.

1.8.4 Kombination für die Grenzzustände

Die aus den Temperatureinwirkungen herrührenden Verformungen und Spannungen müssen sowohl für ständige als auch für vorübergehende Bemessungssituationen, wie bei Bauzuständen oder Reparaturmaßnahmen, berücksichtigt werden. In besonderen Fällen sollen außergewöhnliche Bemessungssituationen angesetzt werden.

Temperatureinwirkungen sind in den meisten Fällen mit keiner anderen veränderlichen Einwirkung zu kombinieren, sondern nur für sich allein, allerdings in Verbindung mit den ständigen Lasten, anzusetzen. Im Übrigen sind die Kombinationsregeln der Abschnitte 1.2.8 für Straßenbrücken, 1.4.11 für Eisenbahnbrücken und 1.5.6 für Fuß- und Radwegbrücken zu beachten.

1.9 Schnittkräfte aus Einwirkungen infolge vertikaler Verkehrslast

1.9.1 Belastungsprinzip

Die Verkehrslasteinflüsse aus den vertikalen Achslasten der simulierten Regelfahrzeuge ergeben sich aus zeitweilig vorhandenen Lasteinwirkungen, die dort rechnerisch zu verfolgen sind, wo sie das System ungünstig, d. h. im Sinne wachsender Beanspruchungsgrößen, belasten. Lastansätze aus den Radlasten der Doppelachsen erfolgen nach dem Prinzip der wandernden Einzellast bzw. der wandernden Lastgruppe. Die größte Beanspruchung ergibt sich aus den Einwirkungen der ungünstigen Laststellung der Achslasten und der zugehörigen Gleichlast, weitere Beanspruchungsgrößen können durch andere Laststellungen, die beim Hinüberwandern der Lastgruppe über das System entstehen, berechnet werden. Bei der Berechnung eines

Brückenbauwerkes ergibt sich somit niemals nur ein statischer Beanspruchungszustand, sondern beliebig viele, die zur Festschreibung der maßgebenden Einwirkungsgrößen über die Tragwerkslänge erforderlich werden können.

Zur Festlegung der ungünstigen Laststellung kann man sich des Verfahrens der Einflusslinie bei Stabtragwerken bzw. des Einflussfeldes bei Flächentragwerken bedienen. Eine Einflusslinie bzw. ein Einflussfeld gibt an, wie das Tragwerk belastet werden muss, damit die zugehörige statische Größe zum maximalen oder minimalen Wert geführt werden kann.

1.9.2 Verkehrslast und Einflusslinie

Für die Berechnung von Stabtragwerken, wie Balken-, Rahmen- und Bogenkonstruktionen, müssen zunächst für die zu suchenden statischen Größen an den Bemessungspunkten die Einflusslinien aufgestellt werden. Nach Gesetzmäßigkeiten der Stabstatik ergeben sich diese als Biegelinien des zugehörigen $(n - 1)$ -fach statisch unbestimmten Systems, wenn dieses durch die einfache negative Größe der betreffenden statischen Größe belastet wird. Das zugehörige System ist dasjenige System, welches durch den Fortfall der zu suchenden statischen Größe entstanden ist. Hiernach ergeben sich bei statisch bestimmt gelagerten Systemen geradlinige Begrenzungen der Einflussflächen, bei statisch unbestimmt gelagerten Systemen werden es aber immer gekrümmte Linienzüge sein müssen. Hier entstehen auch Einflussflächen verschiedenen Vorzeichens, d. h., bei Durchlaufträgern gibt es in den Bemessungspunkten – mit Ausnahme der Stützpunkte – immer positive und negative Schnittgrößen aus der Verkehrslast. Die nachstehend dargestellten Bilder veranschaulichen diese Zusammenhänge.

Die Ordinaten der Einflusslinien können bei statisch bestimmten Systemen nach dem Hebelgesetz errechnet werden (Bild 1.40). Für statisch unbestimmte Systeme stehen für Regelabmessungen Tabellenwerke zur Verfügung [82], ansonsten müssen die Ordinaten über die Biegelinie des Ersatzsystems in den $1/10$ -Punkten des Feldes errechnet werden (Bild 1.41). Die praktische Anwendung erfolgt über entsprechende FE-Programme. Dabei sollte aber immer die Möglichkeit der Plausibilisierung von Ergebnissen mit einfachen Handrechnungen genutzt werden, da Programme im Allgemeinen keinen Anspruch auf gänzliche Fehlerfreiheit haben.

Die Auswertung der Einflusslinien erfolgt durch Zuordnung der jeweiligen Laststellung. Bei Anordnung der ungünstigen Laststellung muss man darauf achten, dass die Einzellasten der Achsen in der Summe jeweils die größten Ordinaten erfassen. Bild 1.42 zeigt verschiedene Möglichkeiten der Zuordnung der Einzellasten der Doppelachsen für die ungünstigen Laststellungen einmal beim Biegemoment und einmal bei der Querkraft.

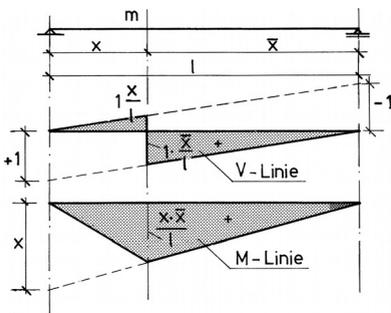


Bild 1.40 Einflusslinien des Balkens auf zwei Stützen für Querkraft und Moment

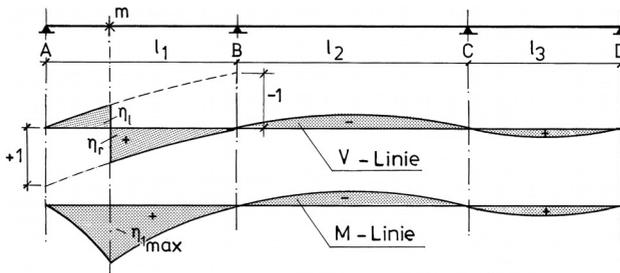


Bild 1.41 Einflusslinien des Dreifeldträgers für Querkraft und Biegemoment im Punkt $0,4 \cdot l$

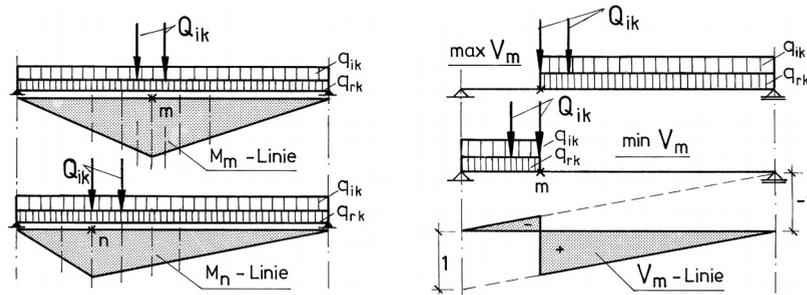


Bild 1.42 Ungünstige Laststellung für max M und max V

Beim Biegemoment muss nicht immer die Lastgruppe symmetrisch zur Spitze der E-Linie angeordnet werden. Bei der Auswertung einer Querkrafteinflusslinie beachte man, dass es infolge der antisymmetrischen Wirkung dieser Schnittgröße im Bemessungspunkt immer positive und negative Bemessungsschnittgrößen geben wird, deren Ermittlung die entsprechenden Laststellungen erfordern. Bei einem Durchlaufträger schließlich muss man beachten, dass Einflussflächen gleichen Vorzeichens zusammenhängend belastet werden müssen. Bild 1.43 zeigt die zugehörigen Laststellungen zur Ermittlung des größten positiven und größten negativen Biegemomentes im Bemessungspunkt m eines Dreifeldträgers für die Einwirkungen aus den Belastungen nach DIN EN 1991-x-x.

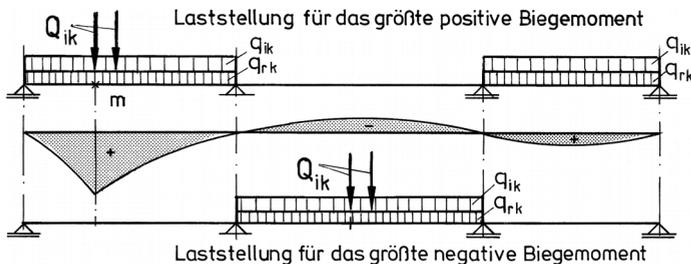


Bild 1.43 Ungünstige Laststellung für max/min M am Dreifeldträger

Die charakteristischen Werte der Schnittgrößen ergeben sich wie folgt:

a) Anteil aus den Einzellasten:

$$S_Q = \sum_n (F_k \cdot \eta_n); \quad \text{mit: } n = 1, 2 \text{ (ggf. 4 beim LM 71)}$$

mit:

n Belastungspunkt der Achslast,
 η_n Einflusslinienordinate an der Stelle n ,
 F_k Achslast.

b) Anteil aus den gleichmäßig verteilten Lasten:

$$S_q = \sum_k q_k \cdot (\eta_n \cdot \Delta l) = \sum_k (q_k \cdot A_k); k = 1, 2, 3 \dots$$

mit:

k Belastungsabschnitt der Gleichlast,
 η_k maßgebende Einflusslinienordinate im Abschnitt k ,
 A_k zum Belastungsabschnitt zugehörige Fläche der E-Linie,
 q_k Belastungsgröße im Abschnitt k .

Bezüglich der Dimension eines solchermaßen ermittelten Biegemomentes sei darauf hingewiesen, dass die Ordinate der E-Linie eines Biegemomentes mit der Einheit [m] dimensionsgebunden ist.

1.9.3 Verkehrslast und Einflussfeld

Für die Berechnung von Flächentragwerken müssen, analog zum Einflusslinienverfahren bei Stabwerken, die Einflussfelder für die zu suchenden statischen Größen bekannt sein, um die ungünstige Laststellung der Regelfahrzeuge festlegen und die Größenbestimmung der Schnittkräfte vornehmen zu können. *Olsen* und *Reinitzhuber* [52] haben für zweiseitig gelagerte Platten Einflussfelder mithilfe von Reihenentwicklungen berechnet. Die allgemeine und weitgehendste Lösung dieses Problems wurde von *Pucher* [56] für Rechteckplatten mithilfe der Plattentheorie entwickelt, seine Ergebnisse liegen in Form von Höhenschichtlinienplänen vor. Für schiefwinklige Platten haben *Rüsch* und *Hergenröder* solche Höhenschichtlinienpläne mithilfe von Modellversuchen aufgestellt.

Diese räumlich zu deutenden Einflussbereiche zeigen für die Biegemomente und Querkräfte im Feld einer Platte im Aufpunkt einen mit wachsender Höhe immer enger werdenden schlauchartigen Zuwachs der Einflussordinaten mit einer Unendlichkeitsstelle im Zentrum des Schlauches. Bei den Biegemomenten ergibt sich eine symmetrische Unstetigkeitsstelle, bei den Querkräften eine solche mit Vorzeichenwechsel (Bild 1.44). Hierbei handelt es sich um singuläre Bereiche der Lasteintragung, in denen die Querkräfte und damit auch die Momente bei kleiner werdenden kreisförmigen Lasteintragungsbereichen immer größer werden müssen [47]. Bei den Biegemomenten an Einspannrändern und den Drillmomenten wachsen die Einflussbereiche dagegen nur im endlichen Bereich zu.

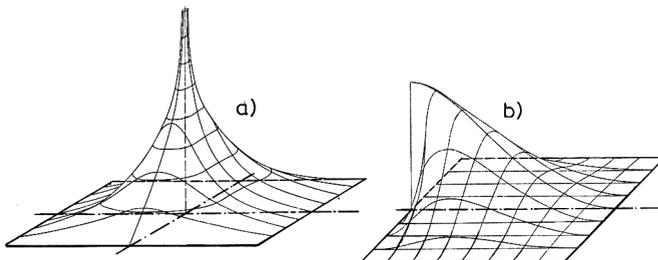


Bild 1.44 Räumliche Darstellung der Einflussfelder in der Feldmitte (a) und am Einspannrand einer vierseitig gelagerten Platte

Pucher leitete seine Lösungsansätze über das Einflussfeld einer Durchbiegung ein, das er über die Biegefläche der Platte, hervorgerufen durch eine Einzellast, mithilfe des Arbeitssatzes aus der Plattengleichung errechnet hat (siehe *Girkmann* [22]). Die Lösungsfunktion wurde in einen singulären Anteil und eine im ganzen Plattenbereich gültige reguläre Funktion aufgespalten. Über die Beziehung

$$m_x = -K \frac{\delta^2 w}{\delta x^2}; \quad q_x = \frac{\delta m_x}{\delta x}$$

ergaben sich dann die Lösungsansätze für die Einflussfunktion der Schnittkräfte, deren Ergebnis die in bestimmten Abständen von der Mittelfläche dargestellten kurvenförmigen Schichtenpläne sind. Zur weiteren Verdeutlichung der Ergebnisse im Bereich der Singularitäten bedarf es einer Interpretation des singulären Lösungsanteils. Hier hat *Pucher* nachgewiesen, dass der ins Unendliche wachsende Schlauch im Aufpunkt ein endliches Volumen besitzt, somit gibt es keine unendlichen Werte für die Schnittgrößen. Wenn man weiter berücksichtigt, dass es die idealisierende Punktlast in der Statik nicht gibt, sondern dass alle Einzellasten immer über eine Aufstandsfläche eingetragen werden, kann man die für die Ermittlung der größten Feldmomente und Querkräfte erforderliche Volumenbestimmung unter der Lasteintragsfläche einfacher durchführen. Man belastet den Einfluss Schlauch in der Höhe der größten ausgewiesenen Schichtlinie mit der Einflussfeldordinate κ_0 und bestimmt das unter der Lastfläche liegende Volumen. Der darüber liegende Volumenanteil kann vernachlässigt werden, da *Pucher* die Größe von κ_0 so gewählt hat, dass das Restvolumen minimal klein wird. Aus dem singulären Lösungsanteil hat er das Restvolumen ΔV ermittelt, es beträgt (Bild 1.45):

bei Feldmomenten:

$$V = 0,02146 \cdot r_0^2 \cdot e^{-8 \cdot \pi \cdot \kappa_0}$$

bei Querkräften:

$$V = 0,01989 \cdot \frac{1}{\kappa_0}$$

mit: κ_0 größte Ordinate des Einflussvolumens nach *Pucher*,
 r_0 mittlerer Radius der höchsten Einflusschichtlinie.

Die in den Schichtlinienplänen ausgewiesenen Einflussordinaten sind ganzzahlig ausgefallen. Hier hat man im Interesse einer eindeutigen Zuordnung einen Faktor $1/8 \cdot \pi$, der sich aus der Lösungsfunktion der Differentialgleichung für die Durchbiegung der Kreisplatte ergibt, bewusst außer Acht gelassen. Die Kreisplatte ergab sich aus der Vorstellung der näherungsweise kreisförmigen Lasteintragsung im Aufpunkt. Bei der Auswertung der Einflussfelder nach *Pucher* sind daher alle errechneten Werte durch den Faktor $8 \cdot \pi$ zu dividieren.

Die Untersuchungen wurden von *Pucher* zunächst an vierseitig gelagerten Platten durchgeführt, später dann auf die im Brückenbau häufigeren zweiseitig gestützten Platten übertragen. Bild 1.46 zeigt die Einflussfelder für die Biegemomente in x - und y -Richtung in der Feldmitte einer zweiseitig gelagerten Platte.

Die Auswertung der Einflussfelder erfolgt wieder durch Zuordnung der ungünstigen Laststellung. Diese wird durch die Lage der Doppelachsen und Fahrspuren im Grundriss vorgegeben.

Den Radlasten der Doppelachsen sind die zugehörigen Einflussordinaten des Feldes zuzuordnen, den Flächenlasten das zugehörige Volumen eines Feldabschnittes. Wegen der Singularität im Aufpunkt wird dort die Einzellast durch die auf die Lasteintragsfläche bezogene Flächenlast ersetzt. Wird die Ermittlung der Volumina unübersichtlich, bediene man sich des Verfahrens mithilfe der Simpsonschen Regel.

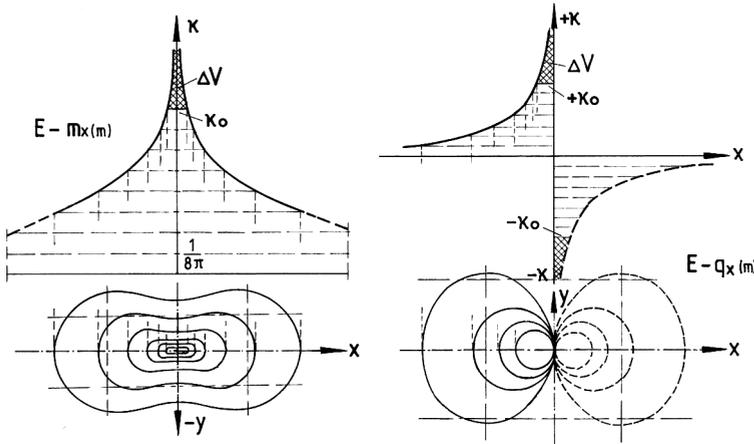


Bild 1.45 Singularitätsbereiche m_x und q_x

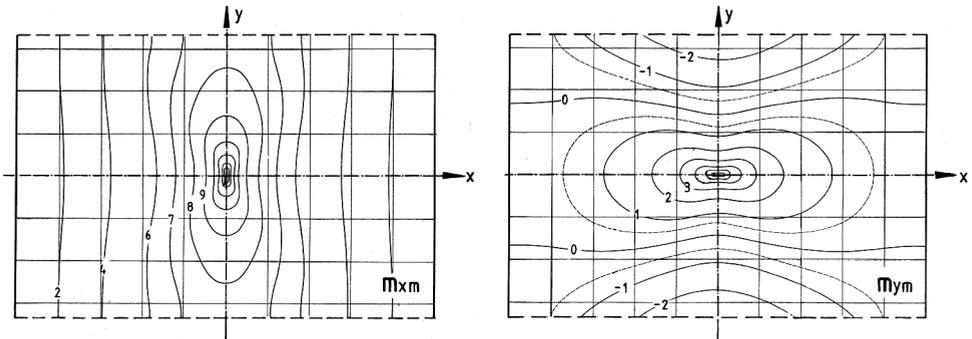


Bild 1.46 Einflussfelder für die Biegemomente in x - und y -Richtung in der Feldmitte einer zweiseitig gelagerten Platte

Pucher hat seine Untersuchungen für die Querdehnzahl $\mu = 0$ durchgeführt. Sollen andere Querdehnzahlen Berücksichtigung finden, kann man den Momenten den Querdehnungsanteil der orthogonalen Richtung hinzufügen. Für den Fall gleich großer Momente gilt:

$$m_{xm}^* = m_{xm} + \mu \cdot m_{ym}$$

Bei den zweiseitig gelagerten Platten sind die Momente aber voneinander verschieden, umso mehr, je schmäler die Platte wird. Hier kann die obige Beziehung nur für das größere Moment Gültigkeit haben. Für das kleinere Moment kann man nach Rüsich [63], bei Platten mit einem Seitenverhältnis von $l_y/l_x = 2,0$ an, den Querkontraktionsanteil aus einem parabolischen Abfall der Differenz der Feldmomente m_x und m_y bestimmen. Für den Grad der parabolischen Abhängigkeit ergab sich nach Untersuchungen von K. H. Holst eine Mischform aus einer quadratischen und biquadratischen Funktion, um den Sollergebnissen nach der FE-Methode am nächsten zu kommen. Somit kann man das kleinere Biegemoment wie folgt angeben:

$$m_{ym}^* = m_{ym} + \alpha \cdot \mu \cdot (m_{xm} - m_{ym})$$

mit: α Korrekturfaktor nach Bild 1.47, entnommen dem schraffierten Bereich.

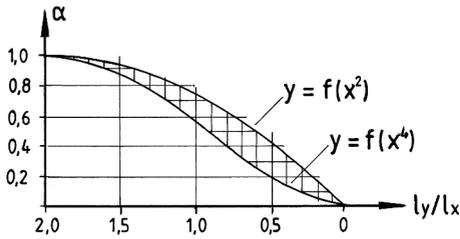


Bild 1.47
Korrekturfaktor α

Die charakteristischen Werte der Schnittgrößen ergeben sich wie folgt:

a) Anteil aus den Radlasten:

– im Aufpunkt:

$$S_{QA} = q_0 \sum_{t_x} \sum_{t_y} (\kappa_0 \cdot \Delta x \cdot \Delta y) = q_0 \cdot V_k$$

mit:

t_x, t_y Abmessungen des Lasteintragungsbereiches,

κ_0 Ordinate des Einflussfeldes im Aufpunkt,

V_k Volumen des Einflussbereiches unter dem Lasteintragungsbereich,

– übrige Radlasten:

$$S_{QR} = \sum_n (F_k \cdot \kappa_n); n = 2, 3 \dots 7$$

mit:

n Belastungspunkt der Radlast,

κ_n Einflussordinate im Punkt n ,

F_k Radlast,

b) Anteil aus den gleichmäßig verteilten Flächenlasten:

$$S_q = \sum_{k_x} \sum_{k_y} q_k \cdot (\kappa_k \cdot \Delta x \cdot \Delta y) = \sum_k (q_k \cdot V_k); k = 1, 2, 3 \dots$$

mit:

k_x, k_y Belastungsabschnitte der Gleichlast in beiden Achsrichtungen,

κ_k maßgebende Einflussfeldordinate im Abschnitt k ,

V_k zum Belastungsabschnitt zugehöriges Volumen des Einflussfeldes,

q_k Belastungsgröße im Abschnitt k .

Bezüglich der Dimension sei wieder darauf hingewiesen, dass die Ordinate des Einflussfeldes eines Biegemomentes mit der Einheit [m] dimensionsgebunden ist.

Sofern Einzellasten im Singularitätspunkt zu untersuchen sind, ist die Radaufstandsfläche auf die Plattenmittelfläche zu verteilen und die Untersuchung mit dieser Verteilungsfläche durchzuführen (Bild 1.48).

Wie bei den Einflusslinien kann auch beim Einflussfeld der gesamte Rechenaufwand mithilfe von FE-Programmen durchgeführt werden. Die Laststellungen werden dabei entweder von Hand oder programmunterstützt in das Programm eingegeben. Diese Programme arbeiten aber nicht nach dem Prinzip des Einflussfeldes, die Schnittgrößen werden durch Aufsummierung der Teilergebnisse aus den belastungsorientierten finiten Elementen erhalten.

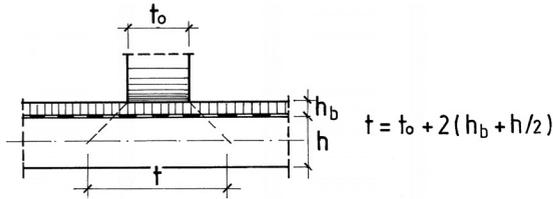


Bild 1.48
Verteilungsbreite der Radlast

1.10 Berechnungsbeispiele

1.10.1 Ermittlung einer Windkraft

Für die nachstehend skizzierte Straßenbrücke (Bild 1.49) soll die Windkraft horizontal zur Brückenachse ermittelt werden. Das Bauwerk steht im norddeutschen Flachland, es ist die Windzone 2 mit der Geländekategorie II anzusetzen.

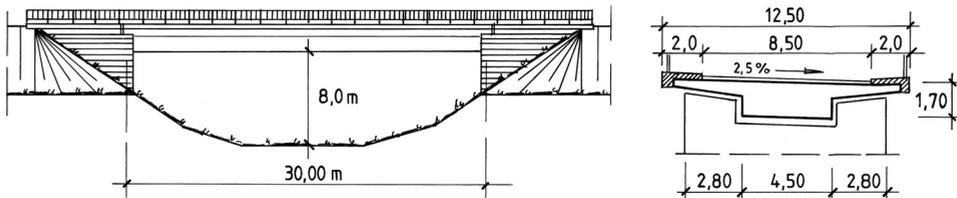


Bild 1.49 Querschnitt und System

Berechnung nach den Ansätzen von DIN EN 1991-1-4/NA

Der charakteristische Wert der Windkraft in x-Richtung ergibt sich wie folgt:

$$F_w = q_p \cdot (z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{\text{ref},x} \quad [\text{kN}] \quad (1.59)$$

Hierin bedeuten:

$q_p \cdot (z_e)$ Böengeschwindigkeitsdruck in der Bezugshöhe z_e [kN/m^2]

$$q_p \cdot (z_e) = 2,1 \cdot q_b \cdot (z/10)^{0,24} \quad \text{mit: } z = z_e = 8 + 0,5 \cdot (1,7 + 4,5 \cdot 0,025) = 8,91 \text{ m}$$

(gemäß Tabelle 1.24)

$$\text{Dabei ist: } q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$\text{mit: } \rho = 1,25 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$v_b = V_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$ für WZ 2, da der Richtungsfaktor und der Jahreszeitenbeiwert jeweils mit 1,0 angenommen werden darf,

$c_s \cdot c_d = 1,0$, da die Brücke als gewöhnliche Konstruktion angesehen werden kann und daher keine dynamische Berechnung notwendig ist,

$$d_{\text{tot}} = 1,70 + 4,5 \cdot 0,025 = 1,81 \text{ m für unbelastete Brücke,}$$

$$d_{\text{tot}} = 1,81 + 2,00 = 3,81 \text{ m für belastete Brücke,}$$

somit:

$b/d_{\text{tot}} = 12,50/1,81 = 6,90$, d. h. $c_{fx,0} = 1,3$ (1,40); bzw.

$b/d_{\text{tot}} = 12,50/3,81 = 3,28$, d. h. $c_{fx,0} = 1,5$ (1,61)

Die Klammerwerte ergeben sich aufgrund einer Erhöhung infolge Querneigung des Querschnitts (3 % pro Grad Querneigung).

Charakteristischer Wert der Windkraft als bezogene Streckenlast [kN/m]

– unbelastete Brücke:

$$F_{wk} = 2,1 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 10^{-4} \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot (8,91/10)^{0,24} \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot (1,7 + 4,5 \cdot 0,025 + 0,6) = 1,35 \text{ kN/m}$$

– belastete Brücke:

$$F_{wk} = 1,12 \cdot (1,7 + 4,5 \cdot 0,025 + 2,00)/2,41 = 2,13 \text{ kN/m}$$

1.10.2 Ermittlung eines Biegemomentes eines Balkentragwerkes

Für eine einseitige Balkenbrücke der Stützweite 16,25 m mit dem nachstehend skizzierten Querschnitt (Bild 1.50) ist das Verkehrslastmoment für die Einwirkungen nach DIN EN 1991-2/NA an der Stelle $x = 0,4 \cdot l$ zu ermitteln. Die Anpassungsfaktoren betragen: $\alpha_{Qi} = 1,0$; $\alpha_{q1} = 1,33$, $\alpha_{q2} = 2,4$, $\alpha_{qr} = 1,2$.

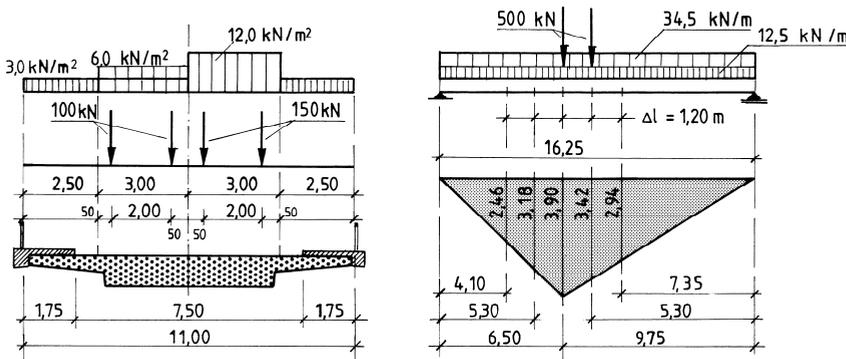


Bild 1.50 Lastbild und Einflusslinie

Ordinate der Einflusslinie: $\max \eta_{0,4} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 16,25 = 3,90$ [m].

Belastung:

Fahstreifen 1: $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,0 \cdot 300 = 300$ kN/Achse

$$\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 1,33 \cdot 9,0 = 12,0 \text{ kN/m}^2$$

Fahstreifen 2: $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,0 \cdot 200 = 200$ kN/Achse

$$\alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Restfläche: $\alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0$ kN/m²

Lastanteile in Brückenlängsrichtung:

$$\text{Achse: } Q_{(1+2)} = 300 + 200 = 600 \text{ kN}$$

Gleichlast auf den Fahrstreifen: $q_{(1+2)} = (12,0 + 6,0) \cdot 3,0 = 54 \text{ kN/m}$

Gleichlast auf der Restfläche: $q_r = 3,0 \cdot (2,5 + 2,5) = 15 \text{ kN/m}$

Biegemoment:

$$\begin{aligned} M_{Q;0,4} &= 600 \cdot (3,90 + 3,42) = 4.392 \text{ kNm} \\ &+ 54 \cdot 16,25 \cdot 3,90/2 = 1.711 \text{ kNm} \\ &+ 15 \cdot 16,25 \cdot 3,90/2 = \underline{475 \text{ kNm}} \\ M_{Q;0,4} &= 6.578 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1.10.3 Ermittlung eines Biegemomentes eines Flächentragwerkes

Für eine Fahrbahnplatte der Breite 10,0 m, der Länge 15,0 m und der Dicke von 0,70 m (Bild 1.51) soll ein Biegemoment in der Plattenmitte infolge Verkehrslast nach DIN EN 1991-2/NA für eine Straßenbrücke ermittelt werden. Die Anpassungsfaktoren betragen $\alpha_{Q_i} = 1,0$; $\alpha_{q_1} = 1,33$, $\alpha_{q_2} = 2,4$, $\alpha_{q_r} = 1,2$.

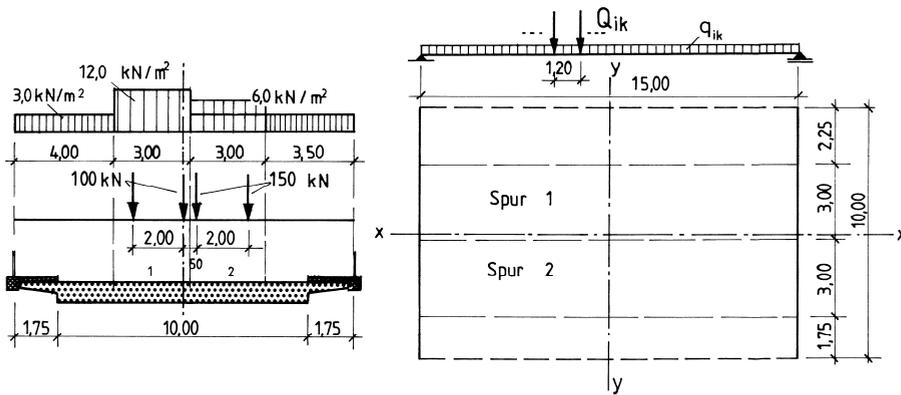


Bild 1.51 Querschnitt und System

a) Einwirkungen

– Achslasten der Doppelachsen:

$$\text{Fahrstreifen 1: } \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$$

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

– Flächenlasten:

$$\text{Fahrstreifen 1: } \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 1,33 \cdot 9,0 = 12,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Fahrstreifen 2: } \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Restfläche: } \alpha_{q_r} \cdot q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Die Ermittlung wird beispielhaft für das Biegemoment m_{xm} nach den Einflusstafeln von *Pucher* gezeigt [56].

Dimensionslose Vorwerte für die Benutzung der Tafeln:

$$\text{Länge des Plattenfeldes: } I = 15,0/15,0 = 1,0$$

$$\text{Breite des Plattenfeldes: } b = 10,0/15,0 = 0,667$$

$$\text{Breite der Fahrspur: } w = 3,0/15,0 = 0,20$$

Doppelachse: Achsabstand: $1,20/15,0 = 0,080$
 Radstand: $2,00/15,0 = 0,133 \dots$
 gegenseitiger Abstand: $0,50/15,0 = 0,033 \dots$

b) Ungünstige Laststellung der Doppelachse

Zur Feststellung der ungünstigen Laststellung der Doppelachsen wird eine Voruntersuchung für zwei verschiedene Laststellungen geführt (Bild 1.52):

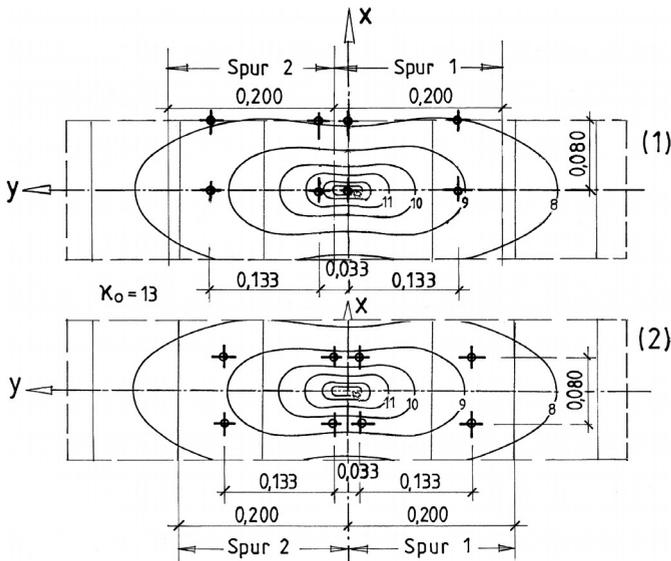


Bild 1.52 Varianten der Lage der Fahrstreifen und der Radlasten der Doppelachsen

Stellung 1: Die Fahrspuren werden so angeordnet, dass eine Doppelachse mit einer Radlast im Plattenmittelpunkt steht.

Stellung 2: Beide Doppelachsen werden symmetrisch zur Mittelachse der Platte angeordnet.

Die Auswertung erfolgt bei Stellung 1 im Unstetigkeitspunkt nach der Simpsonschen Regel über die bezogene Verteilungsfläche der Radaufstandsfläche (vgl. 4. Aufl.), ansonsten durch direkten Vergleich der Ordinaten des Einflussfeldes (Bild 1.53). Das Ergebnis ist eine Gleichwertigkeit der Momentenwerte. Damit ist der nicht-aufpunktbezogenen Stellung der Doppelachsen wegen des geringeren Rechenaufwandes der Vorzug zu geben.

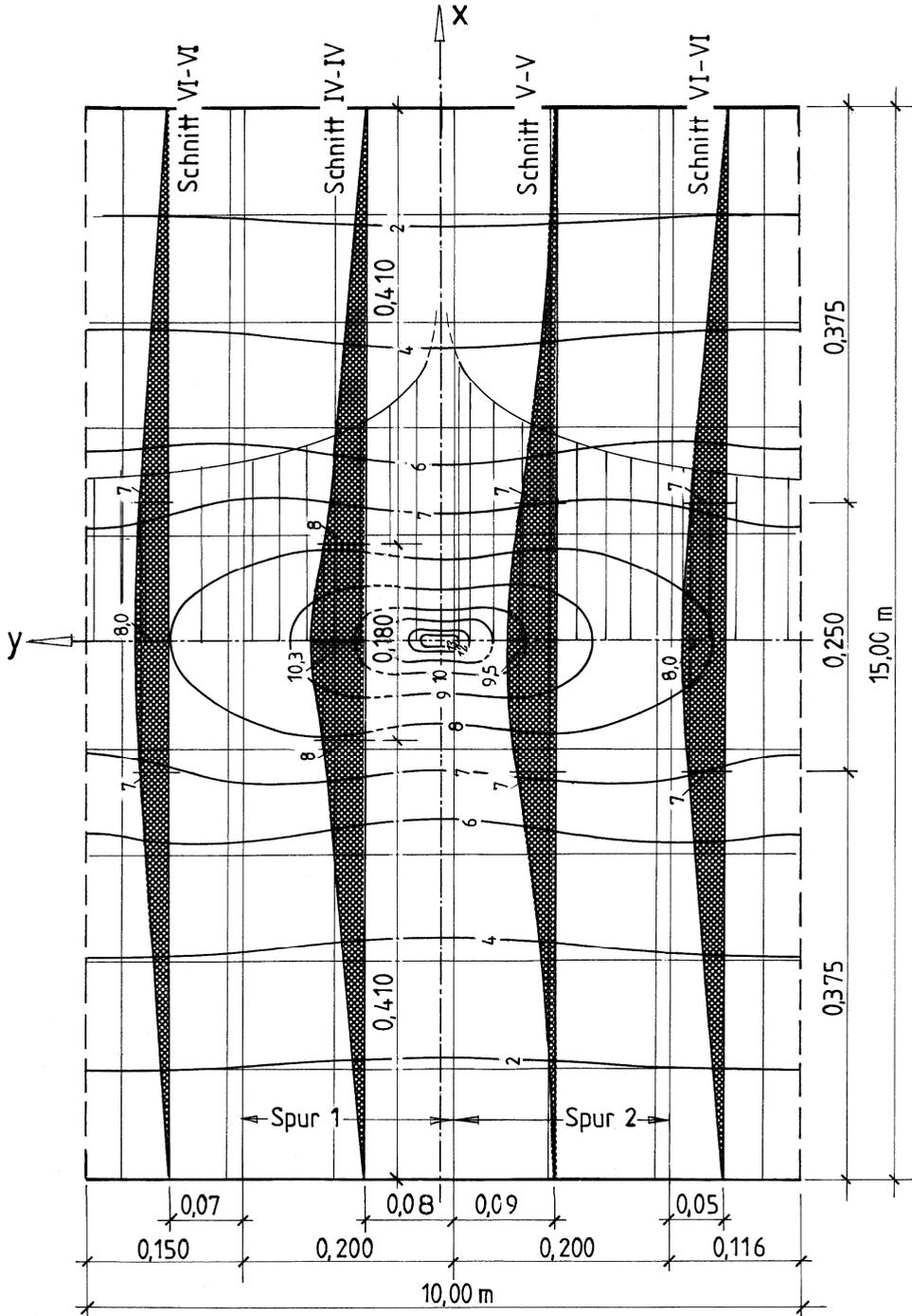


Bild 1.53 Auswertung der Gleichlast in den Fahrspuren 1 und 2 sowie der übrigen Fahrbahnfläche

c) Ermittlung des Biegemomentes m_{xm} **Momentenanteil der Radlasten nach Stellung 2:**

$$\Delta m_{x1} = \frac{1}{8\pi} \cdot 150 \cdot (2 \cdot 9,5 + 2 \cdot 8,7) = 217,3 \text{ kN/m}$$

$$\Delta m_{x2} = \frac{1}{8\pi} \cdot 100 \cdot (2 \cdot 9,5 + 2 \cdot 8,7) = \underline{144,9 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma m_x = 362,2 \text{ kN/m}$$

Momentenanteil aus der Gleichlast

Die Ermittlung der Volumina erfolgt durch Multiplikation der Belastungsbreite mit der Fläche des Einflussfeldes in Längsrichtung im Schwerpunkt der Verteilungsfläche der jeweiligen Spur. Die Verteilungsfläche ist im jeweiligen Bild senkrecht schraffiert dargestellt, ihr Schwerpunkt wurde gesondert ermittelt.

– Fahrspur 1 (Schnitt IV–IV):

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,41 \cdot 8,0 + 0,18 \cdot 8,0 + \frac{2}{3} \cdot 0,18 \cdot (10,3 - 8,0) = 5,0$$

$$8 \cdot \pi \cdot \cdot, V^{\ast} = 5,0 \cdot 0,2 = 1,0 \text{ [m]}$$

$$\Delta m_{x1} = \frac{1}{8\pi} \cdot 1,0 \cdot 12,0 \cdot 15,0^2 = 107,5 \text{ kNm/m}$$

– Fahrspur 2 (Schnitt V–V):

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,375 \cdot 7,0 + 0,25 \cdot 7,0 + \frac{2}{3} \cdot 0,25 \cdot (9,5 - 7,0) = 4,8$$

$$8 \cdot \pi \cdot \cdot, V^{\ast} = 4,8 \cdot 0,2 = 0,96 \text{ [m]}$$

$$\Delta m_{x2} = \frac{1}{8\pi} \cdot 0,96 \cdot 6,0 \cdot 15,0^2 = 51,6 \text{ kNm/m}$$

– restliche Fahrbahnfläche (Schnitt VI–VI):

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,375 \cdot 7,0 + 0,25 \cdot 7,0 + \frac{2}{3} \cdot 0,25 \cdot (8,0 - 7,0) = 4,5$$

$$8 \cdot \pi \cdot \cdot, V^{\ast} = 4,5 \cdot (0,150 + 0,116) = 1,20 \text{ [m]}$$

$$\Delta m_{x3} = \frac{1}{8\pi} \cdot 1,2 \cdot 3,0 \cdot 15,0^2 = 32,3 \text{ kNm/m}$$

Insgesamt

Das Biegemoment m_{xm} beträgt ohne den Einfluss der Querdehnung:

$$m_{xm} = 362,2 + 107,5 + 51,6 + 32,3 = 553,6 \text{ kNm/m}$$

1.10.4 Ermittlung der charakteristischen Werte der Einwirkungen und der Verkehrslastgruppen für eine Eisenbahnbrücke**Aufgabenstellung**

Für eine rechtwinklige, einspurige Eisenbahnbrücke mit Randkappen nach der Richtzeichnung DB-MBR 1604 (überarbeitet: M-RKP 1604) sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen zu ermitteln. Die Brücke hat eine Stützweite von 18,00 m, die Gleisachse liegt in einem Bogen von $R = 3.200 \text{ m}$. Die Entwurfsgeschwindigkeit beträgt 160 km/h.

(siehe Abschnitt 3.2 zu den konstruktiven Zusammenhängen einer Eisenbahnbrücke)

c) Eisenbahntechnische Voruntersuchungen***Fahrbahnverbreiterung***

Gleisbogen: $R = 3.200 \text{ m}$

$$\text{Zentriwinkel } \alpha = \frac{18,0}{3.200} \cdot \frac{180}{\pi} = 0,32^\circ$$

Abrückung in Brückenmitte:

$$F = \frac{1}{2} \cdot 18,0 \cdot \frac{0,32}{4} \cdot \frac{\pi}{180} = 0,013 \text{ m} \triangleq 1,3 \text{ cm}$$

Der Wert ist gering, es wird keine Fahrbahnverbreiterung vorgesehen.

Querneigung

Regelüberhöhung für Personen- und Güterverkehr mit $120 \text{ km/h} < V \leq 160 \text{ km/h}$

$$\text{reg } \ddot{u} = 6,5 \cdot \frac{160^2}{3.200} = 52 \text{ mm; gewählt: } 5,0 \text{ cm}$$

Querneigungswinkel der Gleisanlage:

$$\tan \alpha = 0,05/1,50 = 0,0333; \alpha = 1,9^\circ$$

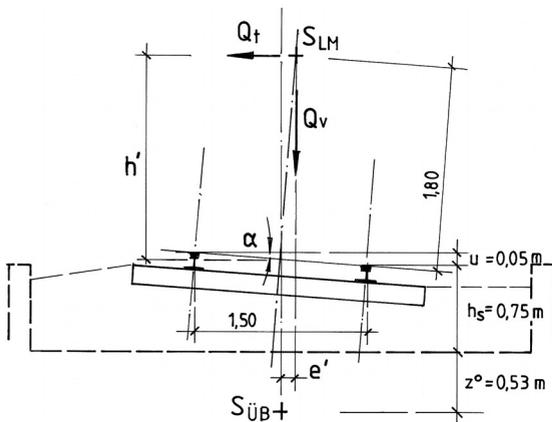


Bild 1.55
Geometrie der Querneigung

Exzentrizität der Vertikallasten infolge Querneigung:

$$e' = 1,80 \cdot \sin 1,9^\circ = 0,060 \text{ m}$$

Hebelarm der Zentrifugalkräfte zum Schwerpunkt des Überbaus:

$$\begin{aligned} h_T &= h' + \frac{u}{2} + h_s + z_0 \\ &= 1,8 \cdot \cos 1,9^\circ + 0,025 + 0,75 + 0,53 = 3,10 \text{ m} \end{aligned}$$

Hebelarm der Windkräfte zum Schwerpunkt des Überbaus:

$$h_{ws} = \frac{4,00}{2} + 0,025 + 0,75 + 0,53 = 3,31 \text{ m}$$

1.10.4.2 Charakteristische Werte der Vertikallasten

a) Ständige Lasten

Überbau:	$1,15 \cdot 2 \cdot (2,20 + 0,06)$	$= 5,20 \text{ m}^2$
	$2 \cdot \frac{0,35 + 0,25}{2} \cdot (1,04 - 0,06)$	$= 0,59 \text{ m}^2$
Kappen:	$2 \cdot 0,50$	$= 1,00 \text{ m}^2$
		$= 6,79 \cdot 25 = 169,8 \text{ kN/m}$
Fahrbahn:	Höhe 70 cm, nach Tabelle 1.10 (Schotterbett, Schwellen, Schienen, Hebungsreserve)	$= 55,0 \text{ kN/m}$
Schutzbeton und Abdichtung:	$0,06 \cdot 25 \cdot 4,40$	$= 6,6 \text{ kN/m}$
Geländer:	$2 \cdot 0,44$	$= 0,9 \text{ kN/m}$
Kabelkanäle:	$2 \cdot 0,068 \cdot 25$	$= 3,4 \text{ kN/m}$
		$= 235,7 \text{ kN/m}$
zur Abrundung		$= 1,3 \text{ kN/m}$
		$G_k = 237,0 \text{ kN/m}$

b) Verkehrslasten

Im Folgenden werden für alle relevanten Lastmodelle die Lastbilder getrennt ermittelt. Bei Kombinationen mit anderen Lastmodellen der Verkehrslast nach Tabelle 1.21 müssen alle Einflüsse einzeln zusammengesetzt werden. Das Gleiche gilt für die Verkehrslastkombinationen mit anderen für den Eisenbahnverkehr typischen Einflüssen bei der Bemessung.

(1) Lastmodell 71

Außermittigkeiten der Vertikallasten

Die seitliche Exzentrizität der Vertikallasten setzt sich aus folgenden Einflüssen zusammen (Bild 1.56):

- resultierende Ausmitte des LM 71 und SW/0

$$e = \pm 1,5/18 = \pm 0,083 \text{ m}$$

- geometrische Ausmitte infolge Querneigung des Gleises nach Punkt 1.10.4.1:

$$e' = 0,060 \text{ m}$$

- Ausmitte durch mögliche Gleisverschiebung:
entfällt, da Fahrbahnbreite gleich Regellichraum,
- Ausmitte infolge Bogenkrümmung nach Punkt 1.10.4.1:
 $f = 0,013 \text{ m}$; wird vernachlässigt.

Diese Außermittigkeiten werden in der Weise berücksichtigt, dass jeweils die größten positiven oder negativen Torsionsmomente entstehen. Es gilt folgende Vorzeichenregel für die Einwirkungen aus der Querbiegung:

- $\max e = e' + e = 0,060 + 0,083 = +0,143 \text{ m}$

Es entstehen die größten positiven Torsionsmomente, wenn keine Einwirkung aus der Fliehkraft vorliegt, also maßgebender Lastfall:

$$G_k + 1,0 \cdot \text{LM 71} \quad (\text{LM 71 ruht})$$

- $\min e = e' - e = +0,060 - 0,083 = -0,023 \text{ m}$

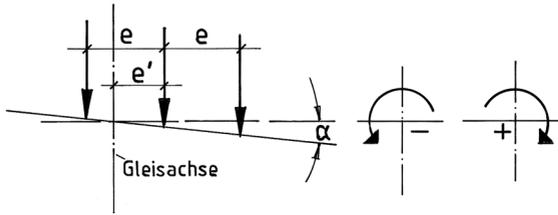


Bild 1.56
Exzentrizitäten, Vorzeichendefinition

Es entstehen die größten negativen Torsionsmomente wenn die Fliehkraft und die Seitenkraft berücksichtigt werden, also maßgebender Lastfall:

$$G_k + \Phi \text{ LM 71}$$

(LM 71 fährt)

- Bei den Lastmodellen SW/2 und Unbeladener Zug entfällt die Exzentrizität e , es verbleibt die geometrische Ausmitte e' .

Einwirkungen

Der Ansatz des Lastmodells 71 erfolgt nach Bild 1.11. Die Achslasten werden in Längsrichtung gleichmäßig verteilt angenommen, somit:

- Bereich der Achslasten: $q_{ik} = 4 \cdot 250/6,40 = 156,35 \text{ kN/m}$
- übriger Bereich: $q_{ik} = 80,0 \text{ kN/m}$

Es liegt ein normaler Streckenverkehr vor, der Klassifizierungsfaktor beträgt:

$\alpha = 1,0$ (für den Bereich der Eisenbahnen des Bundes ist für Betriebszüge mit 25 t Radsatzlasten ein Wert von 1,21 zu wählen)

Somit ergeben sich die charakteristischen Werte der Einwirkungen für das ruhende LM 71:

- durchgehender Lastanteil: $q_{1k} = 1,0 \cdot 80,0 = 80,0 \text{ kN/m}$
- Überlast (beweglich): $q_{2k} = 1,0 \cdot 76,25 = 76,25 \text{ kN/m}$

Außermitteigkeit $e = +0,143 \text{ m}$

mit den Einwirkungen aus Querbiegung:

- $m_{T1,k} = +80,0 \cdot 0,143 = +11,4 \text{ kNm/m}$
- $m_{T2,k} = +76,25 \cdot 0,143 = +10,9 \text{ kNm/m}$

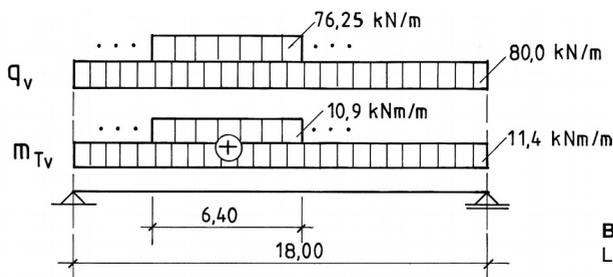


Bild 1.57
Lastbild 1,0 · LM 71

Dynamische Wirkungen

Die Ausbaugeschwindigkeit beträgt 160 km/h. Für diese Geschwindigkeit besteht keine Resonanzgefahr, es sind die dynamischen Beiwerte Φ anzuwenden, wenn die zulässigen Grenzen der Eigenfrequenz unter ständigen Lasten eingehalten sind.

$$n_0 = \frac{17,74}{\sqrt{\delta_0}}$$

mit: δ_0 Durchbiegung in Feldmitte unter ständigen Lasten in [mm]

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{237 \cdot 10^{-3} \cdot 18,0^4}{33.300 \cdot 0,67} = 0,0015 \hat{=} 15 \text{ mm; vorh } n_0 = \frac{17,74}{\sqrt{15}} = 4,58 \text{ Hz}$$

Oberer Grenzwert der Eigenfrequenz:

$$n_0 = 94,76 \cdot 18,0^{-0,748} = 10,9 \text{ Hz}$$

Unterer Grenzwert der Eigenfrequenz:

$$n_0 = 80/18,0 = 4,44 \text{ Hz}$$

4,44 Hz < 4,58 < 10,9 Bedingung erfüllt.

Somit dynamischer Beiwert:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{18,0 - 0,2}} + 0,82 = 1,18$$

Somit ergeben sich die charakteristischen Werte der Einwirkungen für das fahrende LM 71:

$$- q_{1,k} = 1,18 \cdot 80,0 = 94,4 \text{ kN/m}$$

$$- q_{2,k} = 1,18 \cdot 76,25 = 90,0 \text{ kN/m}$$

Außermittigkeit $e = -0,023 \text{ m}$

mit den Einwirkungen aus Querbiegung:

$$- m_{T1,k} = -94,4 \cdot 0,023 = -2,2 \text{ kNm/m}$$

$$- m_{T2,k} = -90,0 \cdot 0,023 = -2,1 \text{ kNm/m}$$

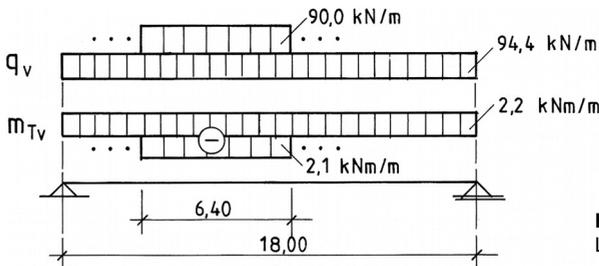


Bild 1.58
Lastbild Φ · LM 71

(2) Lastmodell SW

Das Lastmodell SW/0 ist nur bei Durchlaufträgern zu berücksichtigen, das Modell SW/2 nur dann, wenn die Strecke dafür vorgesehen ist. Dieses sei der Fall, also:

charakteristischer Wert der Einwirkungen des Schwerlastverkehrs:

$$- q_{3,k} = 1,18 \cdot 150 = 177 \text{ kN/m}$$

Außermitteigkeit $e = +0,060$ m

mit den Einwirkungen aus Querbiegung:

$$- m_{T3,k} = +177 \cdot 0,060 = + 10,6 \text{ kNm/m}$$

$l = 18,8 \text{ m} < l_{\max} = 25,0 \text{ m}$; das System ist voll belastet.

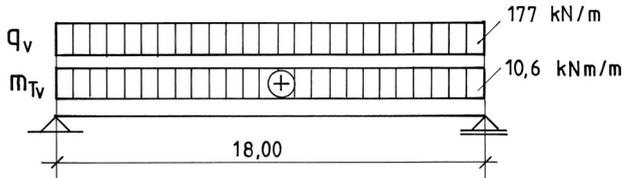


Bild 1.59
Lastbild SW/2

(3) Lastmodell Unbelastener Zug

$$- q_{4,k} = 10,0 \text{ kN/m}; e = +0,060 \text{ m}$$

$$- m_{T4,k} = + 10,0 \cdot 0,060 = +0,6 \text{ kNm/m}$$

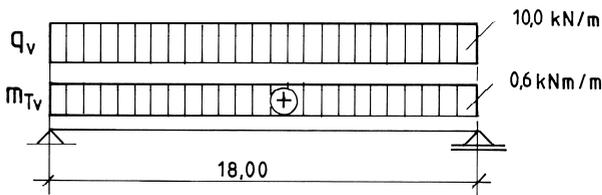


Bild 1.60
Lastbild Unbelastener Zug

(4) Verkehrslast in vorübergehenden Bemessungssituationen

Eine vorübergehende Bemessungssituation liegt bei der Gleis- oder Brückeninstandhaltung vor. Solange vom zuständigen Eisenbahninfrastrukturunternehmen keine anderweitigen Festlegungen getroffen werden, sollte nach Anhang H von DIN EN 1991-2 verfahren werden.

Zusätzliche Lasten aus Besichtigungsfahrzeugen auf Randwegen sind ggf. D804 804.2101 zu entnehmen.

(5) Ermüdungslastmodell

Für den in diesem Beispiel angenommenen Normalverkehr (LM 71 mit φ) wird die Ermüdungssicherheit für die Verkehrszusammensetzung „gewöhnlicher Verkehr“ ermittelt. Angenommen wird der Betriebslastenzug Typ 1, lokgezogener Reisezug, nach Bild 1.27 mit der Achslast $F = 225$ kN.

Der dynamische Erhöhungsfaktor ergibt sich nach Abschnitt 1.4.7 zu:

$$\varphi_{fat} = 1 + 0,5 (\varphi' + 0,5 \varphi'')$$

$$\text{mit: } \varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4}; \quad k = \frac{3,6}{160} = 0,28; \quad \varphi' = 0,39$$

$$\varphi'' = 0,56 \cdot e^{-a}; \quad a = \frac{180^2}{100} = 3,24; \quad \varphi'' = 0,022$$

$$\varphi_{fat} = 1 + 0,5 \cdot (0,39 + 0,5 \cdot 0,022) = 1,20$$

Somit ergibt sich der charakteristische Wert der Einwirkungen:

$$\varphi_{fat} \cdot F_{E,k} = 1,20 \cdot 225 = 270 \text{ kN}$$

vorh $l = 18,0 \text{ m} < 18,50 \text{ m} = \text{Feldlänge des Typs 1}$

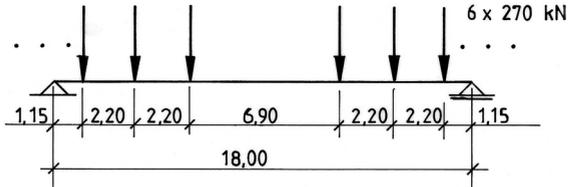


Bild 1.61
Lastbild Ermüdung

Die Achslasten sind für die Schnittgrößenermittlung in jeweils ungünstiger Stellung anzuordnen.

(6) Verkehrslast auf Dienstgehwegen

Ansatz: $q_{ik} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Vorhanden ist eine beidseitige Breite von je 0,96 m.

$$q_{D,k} = 2 \cdot 0,96 \cdot 5,0 = 9,6 \text{ kN/m}$$

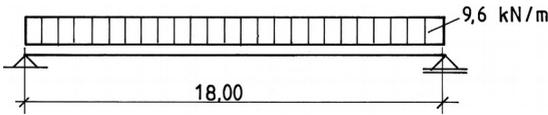


Bild 1.62
Lastbild q_{ik}

1.10.4.3 Charakteristische Werte der Horizontallasten

a) Einwirkungen quer zur Brückenachse

(1) Zentrifugallasten

Die Ermittlung erfolgt nach Gleichung (1.30 b):

$$q_{t,k} = \frac{V^2}{127 \cdot R} \cdot f \cdot q_{v,k}$$

Es liegt das Lastmodell 71 mit einer Entwurfsgeschwindigkeit von 160 km/h vor. Die Geschwindigkeit ist größer als der Richtwert von 120 km/h, somit sind zwei Kombinationsmodelle zu berücksichtigen.

$-f \cdot \Phi \cdot \text{LM 71}; f = 1,0; v = 120 \text{ km/h}$

$$q_{t1,k} = \frac{120^2}{127 \cdot 3.200} \cdot 1,0 \cdot 80,0 = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{t2,k} = \frac{120^2}{127 \cdot 3.200} \cdot 1,0 \cdot 76,25 = 2,7 \text{ kN/m}$$

mit den Einwirkungen aus Querbiegung:

Hebelarm zum Überbauschwerpunkt nach Punkt 1.10.4.1(3): $h_T = 3,10 \text{ m}$

$$m_{Tz,k} = -2,8 \cdot 3,10 = -8,7 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Tz,k} = -2,7 \cdot 3,10 = -8,4 \text{ kNm/m}$$

zu kombinieren mit dem Lastbild $\Phi \text{ LM 71}$, gemäß Bild 1.58.

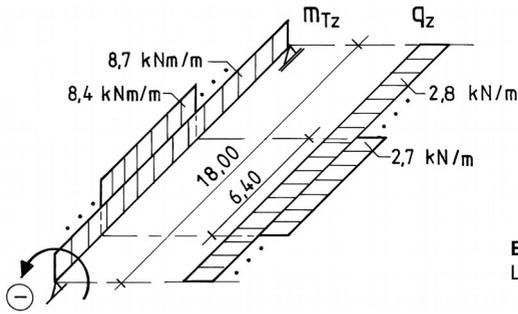


Bild 1.63
Lastbild Fliehkraft für $V = 120 \text{ km/h}$

$-f \cdot \Phi \cdot \text{LM 71}$; $f < 1,0$; $V = 160 \text{ km/h}$

Der Abminderungsbeiwert f wird nach Gleichung (1.31) ermittelt:

$$f = 1 - \frac{160 \cdot 120}{1.000} \cdot \left[\frac{814}{160} + 1,75 \right] \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right]$$

durchgehender Lastanteil: $L_f = 18,0 \text{ m}$; $f = 0,836$

Überlastanteil: $L_f = 6,40 \text{ m}$; $f = 0,910$

somit:

$$q_{r1,k} = \frac{160^2}{127 \cdot 3.200} \cdot 0,836 \cdot 80,0 = 4,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{r2,k} = \frac{160^2}{127 \cdot 3.200} \cdot 0,910 \cdot 76,25 = 4,4 \text{ kN/m}$$

mit den Einwirkungen aus Querbiegung:

Hebelarm zum Überbauschwerpunkt: $h_f = 3,10 \text{ m}$

$$m_{Tz1,k} = -4,2 \cdot 3,10 = -13,0 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Tz2,k} = -4,4 \cdot 3,10 = -13,6 \text{ kNm/m}$$

zu kombinieren mit dem abgeminderten Lastbild $0,836 (0,910) \cdot \Phi \cdot \text{LM 71}$.

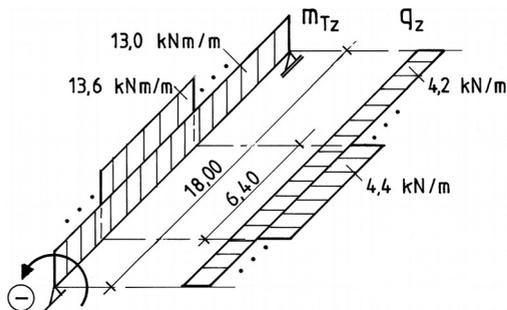


Bild 1.64
Lastbild Fliehkraft für $V = 160 \text{ km/h}$

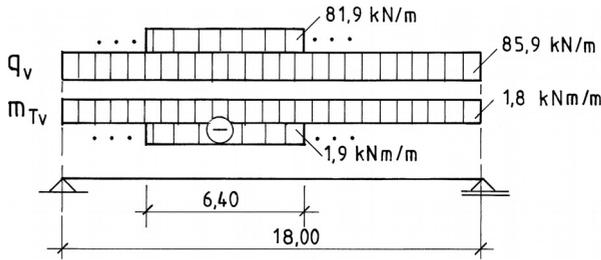


Bild 1.65
Lastbild $\Phi \cdot f \cdot LM 71$ (abgemindert)

(2) Seitenstoß

$$Q_{s,k} = \pm 100 \text{ kN}$$

Der Angriffspunkt liegt im Schnittpunkt der Gleisachse mit der Schienenoberkante. Der Hebelarm zum Schwerpunkt des Überbaus beträgt:

$$h_s = 0,025 + 0,75 + 0,53 = 1,31 \text{ m}$$

mit der Einwirkung aus Querbiegung:

$$m_{Ts,k} = \pm 100 \cdot 1,31 = 131 \text{ kNm}$$

Die Lage der Seitenkraft ist über die Systemlänge variabel.

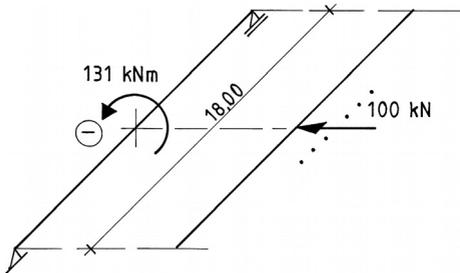


Bild 1.66
Lastbild Seitenstoß

(3) Einwirkungen aus Wind

Die Ermittlung erfolgt nach DIN EN 1991-1-4 (siehe Abschnitt 1.7).

Vorwerte:

Gesamtbreite des Bauwerkes: $b = 7,08 \text{ m}$

Höhe der Windresultierenden:

– unbelastete Brücke:

$$d = 1,15 + 0,75 + 0,05 = 1,95 \text{ m}; \quad z_e = 5,0 + 1,95/2 \approx 6,0 \text{ m}$$

– belastete Brücke (Windangriffspunkt 2,0 m über SO)

$$d = 1,95 + 4,00 = 5,95 \text{ m}; \quad z_e = 5,0 + 1,95 + 4,0/2 \approx 9,0 \text{ m}$$

Charakteristischer Wert der Windkraft nach Tabelle 1.31 (Binnenland):

– unbelastete Brücke:

$$b/d = 7,08/1,95 = 3,6; \quad z_e = 20 \text{ m}; \quad F_{wk} = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

– belastete Brücke:

$$b/d = 7,08/5,95 = 1,20; z_e = 20 \text{ m}; F_{wk} = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

Für Kombinationen mit der Verkehrslast ist die Windkraft mit der Windgeschwindigkeit in Schienenoberkante zu ermitteln. Da hierfür keine Angaben vorliegen, wird ersatzweise die Windkraft in Schienenoberkante ermittelt. Hierfür wird angenommen, dass die Schienenoberkante 7,0 m über Gelände liegt. Mit den Ansätzen zum Beispiel 1.10.1 ergibt sich diese Windkraft zu:

$$F_w^{**} = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 1,4(1,61) \cdot A_{ref,x} = 1,08(1,24) \cdot A_{ref,x} [\text{kN/m}^2]$$

(Klammerwerte gelten für belastete Brücke)

Windangriffsfläche:

– unbelastete Brücke:

$$A_{ref,x} = 1,15 + 0,75 + 0,05 = 1,95 \text{ m}^2/\text{m}$$

– belastete Brücke:

$$A_{ref,x} = 1,95 + 4,00 = 5,95 \text{ m}^2/\text{m}$$

Auf die Längeneinheit des Systems bezogene Windkräfte:

– unbelastete Brücke:

$$f_{wk} = 1,04 \cdot 1,95 = 2,03 \text{ kN/m}$$

– belastete Brücke:

$$F_{wk} = 0,87 \cdot 5,95 = 5,18 \text{ kN/m}$$

– für Kombinationen mit der Verkehrslast:

$$F_w^{**} = 1,24 \cdot 5,95 = 7,38 \text{ kN/m}$$

$$\psi_0 \cdot F_{wk} = 0,75 \cdot 5,18 = 3,89 \text{ kN/m (maßgebend)}$$

Einwirkungen aus Querbiegung:

Hebelarm der Windkraft zum Überbauschwerpunkt nach Punkt 1.10.4.1 (3): $h_{ws} = 3,31 \text{ m}$

– unbelastete Brücke:

$$m_{Tw,k} = \pm 2,03 \cdot 3,31 = \pm 6,72 \text{ kNm/m}$$

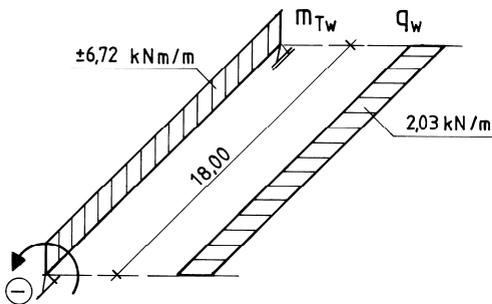


Bild 1.67
Lastbild Wind, unbelastete Brücke

– belastete Brücke:

$$m_{Tw,k} = \pm 5,18 \cdot 3,31 = \pm 17,1 \text{ kNm/m}$$

für Kombinationen mit der Verkehrslast:

$$m_{Tw,k} = \pm 3,89 \cdot 3,31 = \pm 12,9 \text{ kNm/m}$$

Die Klammerwerte gelten für die Kombinationen mit der Verkehrslast.

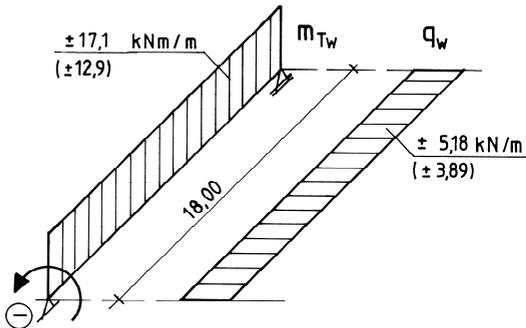


Bild 1.68

Lastbild Wind, belastete Brücke

(4) Druck- und Sogeinwirkungen aus dem Zugverkehr

Diese Einwirkungen werden bei der Vorbeifahrt von Zügen auf Bauwerke bzw. Bauteile erzeugt, die nahe dem Gleis stehen. Sie erzeugen auf das Brückenbauwerk selbst keine Einwirkungen.

b) Einwirkungen in Richtung der Brückenachse

(1) Brems- und Anfahrkräfte

– Anfahrkraft:

$$\text{maßgebende Länge } L = 18,0 + 2 \cdot 0,50 = 19,0 \text{ m}$$

$$Q_{la,k} = 33 \cdot 19,0 = 627 \text{ kN} < 1.000 \text{ kN für LM 71 und LM SW}$$

– Bremskraft:

$$Q_{lb,k} = 20 \cdot 19,0 = 380 \text{ kN} < 6.000 \text{ kN für LM 71 und LM SW/O}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \cdot 19,0 = 665 \text{ kN für LM SW/2}$$

(2) Temperatureinwirkungen

– konstanter Temperaturanteil (Längenänderung)

$$\text{mit: } \alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \left[\frac{1}{K} \right]; \quad \max \Delta T_N = -\min \Delta T_N = 47 \text{ }^\circ\text{C}$$

– linearer Temperaturunterschied

Die Temperaturdifferenz über die Querschnittshöhe beträgt nach Abschnitt 1.8.2.2:

$$\Delta T_{M,\text{pos}} = +12,0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{neg}} = -9,6 \text{ }^\circ\text{C}$$

Linearer Temperaturanteil im Schwerpunkt des Querschnittes:

$$\Delta T_{Ms, \text{pos}} = +12,0^\circ \cdot 0,62/1,15 = +6,5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{Ms, \text{neg}} = -9,6^\circ \cdot 0,62/1,15 = -5,2 \text{ }^\circ\text{C}$$

Daraus resultierende Längenänderungen:

$$\max \Delta l_2 = +8,5 \cdot 6,5/47 = +1,2 \text{ mm}$$

$$\min \Delta l_2 = -8,5 \cdot 5,2/47 = -0,94 \text{ mm}$$

Kombination beider gleichwertiger Einflüsse $\Delta T_N + \Delta T_M$; es ist die Temperaturschwankung dominant:

$$\max \Delta l = +8,5 + 0,75 \cdot 1,2 = +9,4 \text{ mm}$$

$$\min \Delta l = -8,5 + 0,75 \cdot (-0,94) = -9,2 \text{ mm}$$

Diese Werte sind bei der Lagerbemessung zu berücksichtigen. Man beachte, dass die Lagerreibungskraft $\mu \cdot \Sigma V$ des beweglichen Lagers als Gleichgewichtskraft im festen Lager anzusetzen ist.

(3) Zusammenwirkung von Schienoberbau und Brückenüberbau

Der Nachweis der Längskraftanteile in beiden Bauteilen erfolgt nach dem Näherungsverfahren für einteilige Überbauten.

Die Voraussetzungen des Abschnitts 1.4.5.3 für die Anwendung des Näherungsverfahrens seien erfüllt (D 804.3401).

– Aufteilung der Horizontalkräfte

– Lagerlängskräfte am festen Lager aus Bremsen und Anfahren nach Tabelle 1.14:

$$\text{Anfahren: } Q_{la,k} = 0,50 \cdot 627 = 314 \text{ kN}$$

$$\text{Bremsen: } Q_{lb,k} = 0,50 \cdot 380 = 190 \text{ kN (LM 71)}$$

$$\text{bzw. } = 0,50 \cdot 665 = 333 \text{ kN (LM SW/2) maßgebend}$$

– Lagerlängskräfte aus Temperatur:

$$\Delta T_0 = \pm 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$F_{Tk} = \pm 8 \cdot 18,0 = \pm 144 \text{ kN}$$

$$\text{festes Lager insgesamt: } \max \Sigma H = 144 + 333 = 477 \text{ kN}$$

– Vorhandene Längssteifigkeiten der Unterbauten

$$k = \left[\frac{\Sigma H}{\Sigma \delta_i} \right] \text{ mit: } \delta_i = \delta_p + \delta_\phi + \delta_h$$

Vorhanden sind zwei Widerlager mit $E \cdot I = \infty$, somit $\delta_p = 0$. Nach dem Baugrundgutachten werden keine Setzungen oder Verdrehungen der Fundamente prognostiziert, somit sind δ_ϕ und $\delta_h = 0$.

Damit wird:

$$k = \infty$$

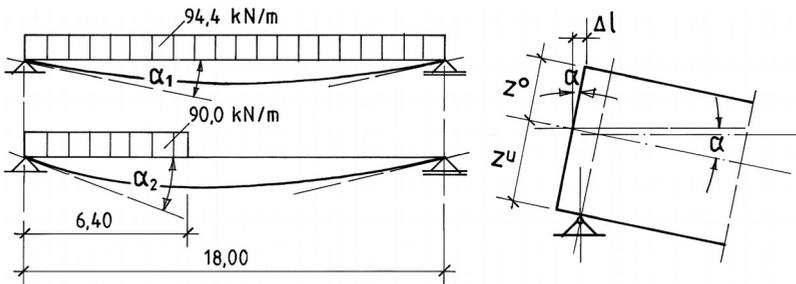


Bild 1.69 Endtangentialwinkel unter ϕ · LM 71

– Nachweis der zusätzlichen Schienenspannungen

– Längsverschiebung der oberen Kante des Überbauendes unter Φ · LM 71:

$$\text{mit: } \alpha_1 = \frac{94,4 \cdot 18,0^3}{24 \cdot 33.300 \cdot 10^3 \cdot 0,67} = 0,00103$$

$$\alpha_2 = \frac{90,0 \cdot 18,0^3}{24 \cdot 33.300 \cdot 10^3 \cdot 0,67} \cdot 0,342 = 0,00034$$

$$\Sigma \alpha = 0,00137$$

$$\Delta l = z^o \cdot 0,00137 = 0,53 \cdot 0,00137 = 0,00073 \text{ m} \hat{=} 0,7 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

– Überbauverschiebung unter den Lagerlängskräften infolge Anfahren und Bremsen:
Infolge $\Sigma \delta_i = 0$ wird $\Delta l = 0 < 5 \text{ mm}$

Die zusätzlichen Schienenspannungen brauchen nicht nachgewiesen zu werden, der Nachweis soll aber aus Anschauungsgründen geführt werden.

– Maximale Schienenlängskräfte

Es ist ein durchgehend geschweißtes Gleis mit Schienen UIC 60, $A = 76,8 \text{ cm}^2$, vorhanden. Es wurden 50 % der Anfahr- und Bremskräfte auf die Lager übertragen, somit verbleiben ebenfalls 50 % in den Schienen.

- Anfahren: 314 kN/Gleis
- Bremsen: 333 kN/Gleis (maximal)
- Temperatur: $\Delta T_0 = \pm 30^\circ \text{C}$

$$F_i = \pm A \cdot E_{cm} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_0$$

$$= \pm 76,8 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 10^{-5} \cdot 30 = \pm 483 \text{ kN}$$

$$\text{davon auf Lager übertragen: } = \pm 144 \text{ kN}$$

$$\text{verbleibt: } = \pm 339 \text{ kN/Schiene}$$

Maximale zusätzliche Druckspannung:

$$\Delta D = -339 - 333/2 = -506 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma = -\frac{506}{76,8} = -6,6 \text{ kN/cm}^2 = 66 \text{ N/mm}^2 < 72 \text{ N/mm}^2$$

Maximale zusätzliche Zugspannung:

$$\Delta Z = +339 + 314/2 = +496 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma = +\frac{496}{76,8} = +6,5 \text{ kN/cm}^2 = 65 \text{ N/mm}^2 < 92 \text{ N/mm}^2$$

1.10.4.4 Charakteristische Werte der außergewöhnlichen Einwirkungen

Einwirkungen infolge Entgleisung

Bemessungssituation I; die entgleisten Fahrzeuge bleiben im Gleisbereich liegen.

$$q_{A1,k} = \pm \alpha \cdot 1,4 \cdot 80,0 = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 80,0 = \pm 112,0 \text{ kN/m}$$

$$q_{A1,k} = \pm \alpha \cdot 1,4 \cdot 76,25 = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 76,25 = \pm 106,8 \text{ kN/m}$$

mit: $\alpha = 1,0$ (für den Bereich der Eisenbahnen des Bundes ist für Betriebszüge mit 25 t Radsatzlasten ein Wert von 1,21 zu wählen)

Einwirkungen aus Querbiegung:

Exzentrizität $e = 2,10 - 1,4/2 = 1,40 \text{ m}$, Spurbreite $s = 1,4 \text{ m}$

$$m_{TA1,k} = \pm 112,0 \cdot 1,4 = \pm 156,8 \text{ kNm/m}$$

$$m_{TA1,k} = \pm 106,8 \cdot 1,4 = \pm 149,5 \text{ kNm/m}$$

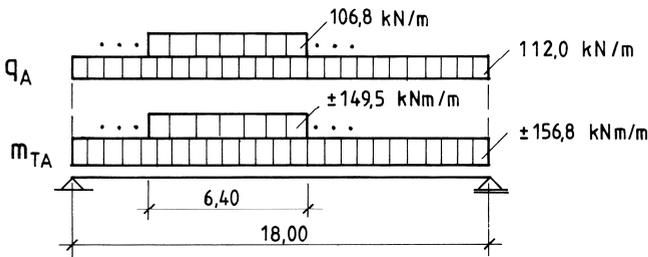


Bild 1.70
Lastbild Bemessungssituation I

Bemessungssituation II; Die Fahrzeuge bleiben auf der Brückenkante liegen.

$$q_{A2,k} = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 80,0 = 112,0 \text{ kN/m}$$

Einwirkung aus Querbiegung:

Exzentrizität $e = 2,10 \text{ m}$, vorh $l = 18,0 \text{ m} < \text{zul } l = 20 \text{ m}$

$$m_{TA2,k} = \pm 112,0 \cdot 2,10 = \pm 235,2 \text{ kNm/m}$$

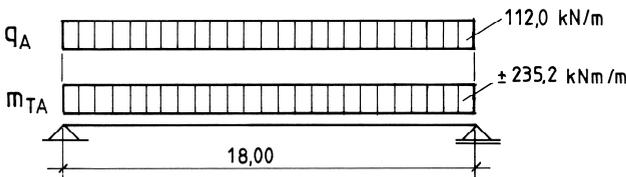


Bild 1.71
Lastbild Bemessungssituation II

Einwirkungen aus dem Bruch der Fahrleitung

Es wird angenommen, dass sich ein Mast auf der Brücke befindet. Dieser wird seitlich über eine Konsole, die nicht mit der Kappe verbunden ist, in den Kragarm des statischen Querschnittes eingeleitet. Siehe hierzu die Richtzeichnung M-RKP 1604.

Annahme: Ein Fahrdraht ist gerissen, Einleitung des Drahtes am Mast 6,80 m über dem Fußpunkt.

$$F_{s,k} = \pm 20 \text{ kN}$$

$$M_{s,k} = \pm 20 \cdot 6,80 = \pm 136 \text{ kNm}$$

Diese Einwirkungen sind beim Konsolanschluss bei der Bemessung in Brückenlängsrichtung zu berücksichtigen.

1.10.4.5 Maßgebende Schnittgrößen

Die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen werden in der Feldmitte (M) und am Auflager (V , T) ermittelt, für das Biegemoment und die Querkraft jeweils in den zugehörigen Ebenen y - y und z - z . Für die Belastungsebene z - z befindet sich die Biegezugzone an dem höher liegenden Querschnittsrand. Für das Vorzeichen des Torsionsmomentes gilt die angenommene Regelung der vorangegangenen Abschnitte.

Für eine sichere Abschätzung der Bewehrung müsste noch eine dritte Stelle untersucht werden, z. B. der Viertelpunkt des Systems.

a) Biegemoment aus den Einwirkungen der Vertikallasten

Ständige Lasten:

$$V_{yG,k} = 237,0 \cdot 18,0/2 = \pm 2.133,0 \text{ kN}$$

$$M_{yG,k} = 237,0 \cdot 18,0^2/8 = +9.599,0 \text{ kNm}$$

– 1,0 · LM 71 (Bild 1.57):

$$\max V_{yQ,k} = 80 \cdot 18,0/2 + 76,25 \cdot 6,4 \cdot \frac{18,0 - 3,2}{18,0} = +1.121,2 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = 80 \cdot 18,0^2/8 + \frac{76,25 \cdot 6,4}{4} \cdot (18,0 - 3,2) = +5.045,6 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = +11,4 \cdot 18,0/2 + 10,9 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = +160,0 \text{ kNm}$$

$$\text{zug } T_{QB,k} = -11,4 \cdot 18,0/2 - 10,9 \cdot 6,4 \cdot \frac{3,2}{18,0} = -115,0 \text{ kNm}$$

$$T_{Q,k}(x = 6,40) = +160 - (11,4 + 10,9) \cdot 6,4 = +17,2 \text{ kNm}$$

$$T_{Q,k}(x = 9,00) = -115 + 11,4 \cdot 18,0/2 = -12,4 \text{ kNm}$$

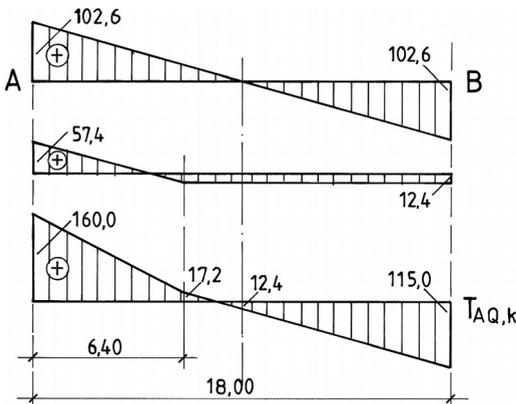


Bild 1.72

Torsionsmoment zur Laststellung max T_A infolge 1,0 · LM 71

– $\Phi \cdot$ LM 71 (Bild 1.58):

$$\max V_{yQ,k} = +94,4 \cdot 18,0/2 + 90 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = +1.322,8 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = +94,4 \cdot 18,0^2/8 + \frac{90 \cdot 6,4}{4} \cdot 14,8 = +5.954,4 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = -2,2 \cdot 18,0/2 - 2,1 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = -30,9 \text{ kNm}$$

– $f \cdot \Phi \cdot$ LM 71 (Bild 1.65):

$$\max V_{yQ,k} = +85,9 \cdot 18,0/2 + 81,9 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = +1.204,1 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = +85,9 \cdot 18,0^2/8 + \frac{81,9 \cdot 6,4}{4} \cdot 14,8 = +5.418,3 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = -1,8 \cdot 18,0/2 - 1,9 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = -26,2 \text{ kNm}$$

– LM SW/2 (Bild 1.59):

$$\max V_{yQ,k} = +177 \cdot 18,0/2 = +1.593,0 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = +177 \cdot 18,0^2/8 = +7.168,5 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = +10,6 \cdot 18,0/2 = +95,4 \text{ kNm}$$

– LM Unbeladener Zug (Bild 1.60):

$$\max V_{yQ,k} = +10,0 \cdot 18,0/2 = +90,0 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = +10,0 \cdot 18,0^2/8 = +405,0 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = +0,6 \cdot 18,0/2 = +5,4 \text{ kNm}$$

– Dienstgehewege (Bild 1.62):

$$\max V_{yQ,k} = +9,6 \cdot 18,0/2 = +86,4 \text{ kN}$$

$$\max M_{yQ,k} = +9,6 \cdot 18,0^2/8 = +389,0 \text{ kNm}$$

b) Biegemomente aus den Einwirkungen der horizontalen Verkehrslasten

Zentrifugallasten

– Kombination I: $\Phi \cdot$ LM 71; $V = 120 \text{ km/h}$ (Bild 1.63):

$$\max V_{zZ,k} = +2,8 \cdot 18,0/2 + 2,7 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = +39,4 \text{ kN}$$

$$\max M_{zZ,k} = +2,8 \cdot 18,0^2/8 + \frac{2,7 \cdot 6,4}{4} \cdot 14,8 = +177,3 \text{ kNm}$$

$$\max T_{QA,k} = -8,7 \cdot 18,0/2 - 8,4 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = -122,5 \text{ kNm}$$

– Kombination II: $f \cdot \Phi \cdot \text{LM 71}$; $V = 160 \text{ km/h}$ (Bild 1.64):

$$\max V_{z,z,k} = +4,2 \cdot 18,0/2 + 4,4 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = +61,0 \text{ kN}$$

$$\max M_{z,z,k} = +4,2 \cdot 18,0^2/8 + \frac{4,4 \cdot 6,4}{4} \cdot 14,8 = +274,3 \text{ kNm}$$

$$\max T_{Q_A,k} = -13,0 \cdot 18,0/2 - 13,6 \cdot 6,4 \cdot \frac{14,8}{18,0} = -188,6 \text{ kNm}$$

Seitenstoß

$$\max V_{zS,k} = \pm 100 \text{ kN}$$

$$\max M_{zS,k} = \pm 100 \cdot 18,0/4 = \pm 450 \text{ kNm}$$

$$\max T_{SA,k} = \pm 131 \text{ kNm}$$

Bremsen/Anfahren

(mit Hebelarm $h_s = 1,31 \text{ m}$, siehe Seitenstoß)

– Anfahren: $Q_{Ia,k} = \pm 33 \text{ kN/m}$, $M_{yQ,k} = \pm 33 \cdot 1,31 = \pm 43 \text{ kNm/m}$

– Bremsen: LM 71: $Q_{Ib,k} = \pm 20 \text{ kN/m}$, $M_{yQ,k} = \pm 20 \cdot 1,31 = \pm 26 \text{ kNm/m}$
 SW/2: $Q_{Ib,k} = \pm 35 \text{ kN/m}$, $M_{yQ,k} = \pm 35 \cdot 1,31 = \pm 46 \text{ kNm/m}$

1.10.4.6 Ermittlung der Verkehrslastgruppen

Die charakteristischen Werte der mehrkomponentigen Einwirkungen aus der Verkehrslast werden durch Zusammenfassung der Lastgruppen nach Tabelle 1.20 für ein Gleis gebildet. Diese Werte gelten später für die Bemessung als ein charakteristischer Wert der Schnittgrößen aus der Verkehrslast.

Lastgruppe 11

(maximale Werte der Schnittgrößen vertikal, LM 71, Fall 1)

Kombination I:

$$M_{yQ,k} = +5.954,4 + 1,0 \cdot 43 = +5.997 \text{ kNm}$$

$$T_{QA,k} = -30,9 - 0,5 \cdot 122,5 - 0,5 \cdot 131 = -158 \text{ kNm}$$

$$V_{yQ,k} = +1.322,8 + 0 = +1.323 \text{ kN}$$

Kombination II:

$$M_{yQ,k} = +5.418,3 + 1,0 \cdot 43 = +5.461 \text{ kNm}$$

$$T_{QA,k} = -26,2 - 0,5 \cdot 188,6 - 0,5 \cdot 131 = -186 \text{ kNm}$$

$$V_{yQ,k} = +1.204,1 + 0 = +1.204 \text{ kN}$$

Lastgruppe 12

(maximale Werte der Schnittgrößen vertikal, LM 71, Fall 2)

Kombination I:

$$M_{yQ,k} = +5.954,4 + 0,5 \cdot 43 = +5.976 \text{ kNm}$$

$$T_{QA,k} = -30,9 - 1,0 \cdot 122,5 - 1,0 \cdot 131 = -284 \text{ kNm}$$

$$V_{yQ,k} = +1.322,8 + 0 = +1.323 \text{ kN}$$

Kombination II:

$$\begin{aligned} M_{yQ,k} &= +5.418,3 + 0,5 \cdot 43 && = +5.440 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= -26,2 - 1,0 \cdot 188,6 - 1,0 \cdot 131 && = -349 \text{ kNm} \\ V_{yQ,k} &= +1.204,1 + 0 && = +1.204 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lastgruppe 13

(Brems- und Anfahrkraft dominant, sonst wie Gruppe 11)

Biege- und Torsionsmomente in Gruppe 11 enthalten, Nachweis der Längsabtragung der H-Kräfte siehe Abschnitt 1.10.4.3 (2, c).

Lastgruppe 14

(maximale Werte der Schnittkräfte in Querrichtung)

Kombination I:

$$\begin{aligned} M_{zQ,k} &= +1,0 \cdot 177,3 + 1,0 \cdot 450 && = +627 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= -30,9 - 1,0 \cdot 122,5 - 1,0 \cdot 131 && = -284 \text{ kNm} \\ V_{zQ,k} &= +1,0 \cdot 39,4 + 1,0 \cdot 100 && = +139 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombination II:

$$\begin{aligned} M_{zQ,k} &= +1,0 \cdot 274,3 + 1,0 \cdot 450 && = +724 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= -26,2 - 1,0 \cdot 188,6 - 1,0 \cdot 131 && = -346 \text{ kNm} \\ V_{zQ,k} &= +1,0 \cdot 61,0 + 1,0 \cdot 100 && = +161 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lastgruppe 15

(Querstabilität)

nur für den Nachweis der minimalen Lagerkräfte

$$\begin{aligned} M_{yQ,k} &= +405,0 + 0,5 \cdot 43 && = +427 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= +5,4 - 1,0 \cdot 188,6 - 1,0 \cdot 131 && = -314 \text{ kNm} \\ V_{yQ,k} &= +90,0 && = +90,0 \text{ kN} \\ M_{zQ,k} &= \text{wie Lastgruppe 14} && = +724 \text{ kNm} \\ V_{zQ,k} &= +161 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lastgruppe 16

(maximale Werte der Schnittgrößen vertikal, SW/2, Fall 1)

$$\begin{aligned} M_{yQ,k} &= +7.168,5 + 1,0 \cdot 46 && = +7.215 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= +95,4 - 0,5 \cdot 188,6 - 0,5 \cdot 131 && = -65 \text{ kNm} \\ V_{yQ,k} &= +1.593,0 && = +1.593 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lastgruppe 17

(maximale Werte der Schnittgrößen vertikal, SW/2, Fall 2)

$$\begin{aligned} M_{yQ,k} &= +7.168,5 + 0,5 \cdot 46 && = +7.192 \text{ kNm} \\ T_{QA,k} &= +95,4 - 1,0 \cdot 188,6 - 1,0 \cdot 131 && = -224 \text{ kNm} \\ V_{yQ,k} &= +1.593,0 && = +1.593 \text{ kN} \end{aligned}$$

Alle bisher nicht berücksichtigten Einwirkungen aus:

- Wind,
- Ermüdung,
- Ersatzlast auf Dienstgehwegen,
- Druck- und Sogkräften aus dem Zugverkehr,
- Bauzuständen (vorübergehende Bemessungssituationen),
- außergewöhnlichen Belastungen

gehören nicht zu den direkten Verkehrslasteinflüssen, sondern sind andere für Eisenbahnbrücken typische Einwirkungen. Sie sind daher nicht bei den Verkehrslastgruppen anzusetzen, sondern finden ihre Berücksichtigung in den einzelnen Bemessungskombinationen der Grenzzustände der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung nach den dafür geltenden Kombinationsregeln.