

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Abteilung Straßenbau

Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)

Ausgabe 05/2011

1. Ergänzung

Änderungs- und Ergänzungshinweise zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)

- (1) Die nachfolgenden Absätze stellen eine Ergänzung der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) in der Ausgabe 05/2011 dar.
- (2) Die entsprechenden Ergänzungen und Neuregelungen sind nur im Zusammenhang mit der Nachrechnungsrichtlinie anzuwenden. Sie stellen kein eigenständiges Dokument dar.
- (3) Das Kapitel 10 der Nachrechnungsrichtlinie „Grundlagen der Tragwerksberechnung“ wird mit dieser 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie um einen Abschnitt 10.1.5 „Anprall an Fahrzeugrückhaltesysteme“ erweitert.
- (4) Das Kapitel 12 der Nachrechnungsrichtlinie „Betonbrücken“ wird mit dieser 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie vollständig ersetzt und ist nur noch in dieser aktualisierten und ergänzten Fassung anzuwenden.
- (5) Die Anlage 1 der Nachrechnungsrichtlinie „Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen“ wird mit dieser 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie vollständig ersetzt und ist nur noch in dieser aktualisierten Fassung anzuwenden
- (6) Die Anlagen der Nachrechnungsrichtlinie werden mit dieser 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie um eine Anlage 5 „Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung“ erweitert.

12 Betonbrücken

12.1 Allgemeines

- (1) Grundlage für die Nachrechnung von Betonbrücken ist im Allgemeinen der DIN-Fachbericht 102.
- (2) Darüber hinaus enthält dieser Abschnitt der Nachrechnungsrichtlinie ergänzende Regelungen für die Anwendung von DIN-Fachbericht 102 bei der Beurteilung von Bestandsbauwerken.
- (3) Bei Tragwerken bzw. Bauteilen von Betonbrücken des Bestands können ihre Eigenschaften durch Untersuchungen und Messungen am Bauwerk sowie die Entnahme von Proben genauer bestimmt werden als in der Phase der Bemessung von Neubauten. Dies gilt insbesondere für die Eigenlasten und die Materialkennwerte der Baustoffe.
- (4) Bei den Tragwerken bzw. Bauteilen – insbesondere schlecht einsehbare Bauteile – sind jedoch auch ungünstige Einflüsse (Korrosion, Ermüdung, Verschleiß, Alterung etc.) in die Beurteilung mit einzubeziehen.
- (5) Für die Beurteilung der Tragsicherheit ist auch von Bedeutung, ob das Versagen duktil oder spröde erfolgt.

12.2 Schnittgrößenermittlung

12.2.1 Allgemeines

- (1) Für die Nachweise der Stufe 1 sind die Schnittgrößen nach DIN-Fachbericht 102 zu ermitteln.
- (2) Der Schnittgrößenermittlung für die Nachweise in den Stufen 2 und 3 dürfen darüber hinaus die Angaben in den Abschnitten 12.2.2 und 12.2.3 zu Grunde gelegt werden.
- (3) Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.

12.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

- (1) Die Schnittgrößen sind i.d.R. mit linear-elastischen Verfahren ggf. mit begrenzter Umlagerung nach DIN-Fachbericht 102 zu ermitteln.
- (2) Eine Abminderung der Zwangsschnittgrößen (Biege- und Torsionsmomente, Querkräfte) in Überbauten, die nach linear-elastischer Berechnung im Zustand I ermittelt wurden, darf entsprechend den nachfolgenden Angaben vorgenommen werden. Voraussetzung für die Abminderung bei Spannbetontragwerken ist ein ausreichender Verbund der Spannglieder.

a) Temperaturänderung

Die linear-elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen (Biege- und Torsionsmomente, Querkräfte) infolge der charakteristischen Temperatureinwirkungen ΔT_M und ΔT_N nach DIN-Fachbericht 101 auf der Grundlage der Steifigkeiten nach Zustand I dürfen bei Durchlaufträgern und üblichen¹⁾ Rahmenbrücken infolge der Rissbildung im Beton ohne genaueren Nachweis auf 40 % abgemindert werden.

Eine darüber hinausgehende Abminderung ist bei ausreichender Duktilität der linear-elastisch nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen durch Ausnutzung der plastischen Verformungsfähigkeit möglich. Dafür muss das Verhältnis x/d in dem Querschnitt bestimmt werden, in dem unter der Systemtraglast das Versagen durch Erreichen der Grenzdehnung eintritt (i.d.R. Stützquerschnitt unter M_{Rd}).

Der Abminderungsfaktor η_u (Bild 12.1) zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung und plastischer Verformungen darf vereinfacht wie folgt bestimmt werden

$$\eta_u = 0,4 \cdot \frac{x/d}{0,56} \leq 0,4 \tag{12.1}$$

Die Bemessung im GZT erfolgt dann für die mit η_u abgeminderten linear-elastisch nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen.

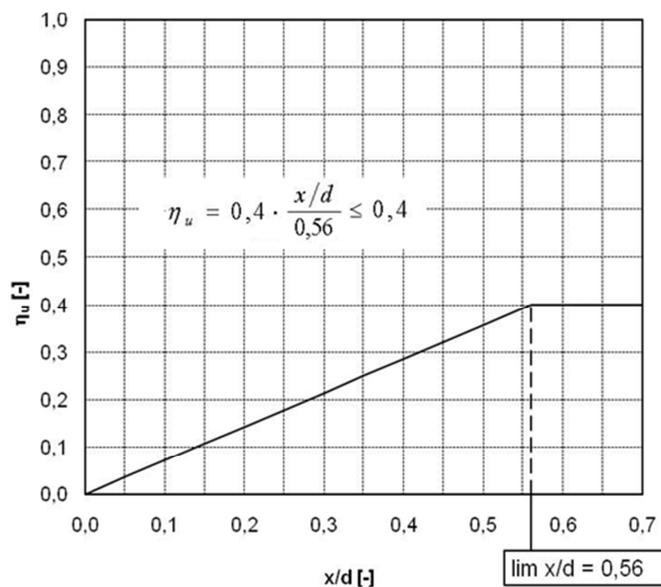


Bild 12.1 Abminderungsfaktor η_u für den Zwang bei Durchlaufträgern und üblichen Rahmen bis zum Erreichen der Systemtraglast (x/d : bezogene Druckzonenhöhe in den Stützquerschnitten unter M_{Rd} ; bei mehreren Stützquerschnitten gilt der größte Wert)

¹⁾ Bauwerke der Schwierigkeitsklasse 1 nach der Richtlinie für integrale Bauwerke (Teil 2, Abschnitt 5 der Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten, RE-ING).

b) Stützensenkungen

Der Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge unterschiedlicher Stützensenkungen durch Rissbildung darf analog der Zwangabminderung bei Temperaturänderung berücksichtigt werden.

Ohne genaueren Nachweis dürfen die Zwangsschnittgrößen pauschal auf 40% infolge Rissbildung abgemindert werden.

Ein Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen des Betons darf zusätzlich berücksichtigt werden.

c) Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel

Für das Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel darf davon ausgegangen werden, dass dieses immer nur in einzelnen Achsen erfolgt. Die nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge Anhebens des Überbaus dürfen zur Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalls durch Rissbildung auf 60% abgemindert werden.

d) Schwinden

Bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen ist der Mittelwert der Schwinddehnung nach DIN-Fachbericht 102 um den Faktor 1,35 zu vergrößern.

Der Zwangabbau durch Kriechen und Rissbildung darf berücksichtigt werden. Für die Einflüsse aus Rissbildung darf analog zu a) vorgegangen werden.

- (3) Bei einfeldrigen Stahlbetonrahmen entsprechend der Schwierigkeitsklasse 1 nach der Richtlinie für integrale Bauwerke brauchen Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden.
- (4) Alternativ zu den oben angeführten Näherungen dürfen in Stufe 4 bei überwiegender Biegebeanspruchung die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung mit nichtlinearen Verfahren auf Grundlage der Mittelwerte der Baustofffestigkeiten (γ_R -Verfahren) an realitätsnahen Rechenmodellen durchgeführt werden.
- (5) Erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit in ungerissenen Bereichen der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums (Bild 12.2), dürfen die Zwangsschnittgrößen (Biegemoment, Querkraft) entgegen Absatz (2) lediglich mit folgendem Faktor η abgemindert werden. Ein Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen des Betons darf zusätzlich berücksichtigt werden.

$$\eta = 1 - 0,6 \cdot \frac{x}{0,2 \cdot L} \begin{cases} \geq 0,4 \\ \leq 0,7 \end{cases} \quad (12.2)$$

Dabei ist

$$x = \min(x_1; x_2)$$

Die Werte x_1 und x_2 zur Bestimmung von η ergeben sich aus der Lage des Bereichs, in dem das Hauptzugspannungskriterium angewendet werden soll

(Bild 12.2). Die Einhaltung der zulässigen Randspannungen wie auch der Querkraftnachweis auf Basis des Hauptzugspannungskriteriums selbst dürfen unter Berücksichtigung der mit dem Faktor η abgeminderten Zwangsschnittgrößen nachgewiesen werden.

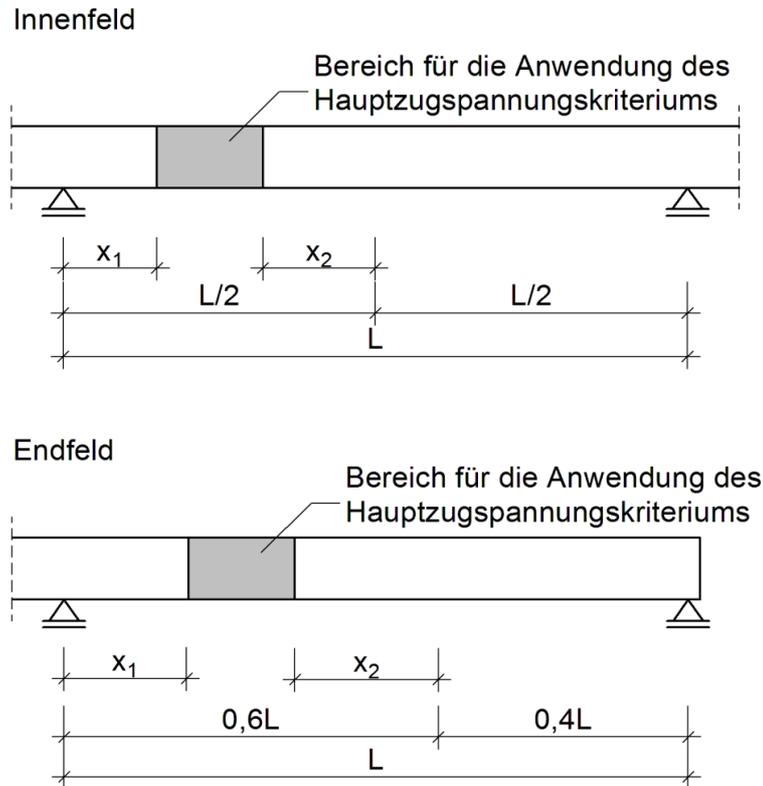


Bild 12.2 Bestimmung des Anwendungsbereichs des Hauptzugspannungskriteriums unter Berücksichtigung eines rissbedingten Zwangabbaus

Wird kein genauer Nachweis geführt, ist beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit dem Hauptzugspannungskriterium in Stufe 2 aufgrund der Besonderheiten an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75 abzumindern.

- (6) Bei der Schnittgrößenermittlung von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken darf die Torsionssteifigkeit $G \cdot I_T$ für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne weiteren Nachweis abgemindert werden
- auf 40 % des linear-elastischen Wertes nach Zustand I, sofern die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums geführt werden;
 - auf 70 % des linearelastischen Wertes nach Zustand I, sofern die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums geführt werden.

12.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

- (1) Für Spannbetonbrücken erfolgt die Ermittlung der Schnittgrößen aus direkten und indirekten Einwirkungen auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung.
- (2) Für Stahlbetonbrücken darf darüber hinaus der Abbau der Zwangsschnittgrößen durch eine Rissbildung berücksichtigt werden, wenn ein entsprechender Nachweis geführt wird. Dies gilt auch für den Abbau der Zwangbeanspruchung durch Rissbildung für nicht vorgespannte Bauteile in Spannbetonbrücken.

12.3 Ergänzende Regelungen zum Sicherheitskonzept

12.3.1 Allgemeines

- (1) Es gelten die Aussagen des Abschnitts 10.2. Für die Nachweise in den Stufen 2 und 3 dürfen darüber hinaus modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nach Abschnitt 12.3.2 und 12.3.3 angesetzt werden. Für die Stufe 4 sind gesonderte Regelungen erforderlich.

12.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

(1) Eigenlast

Ist die Eigenlast durch repräsentative und ausreichende Messungen der Bauteildicken und Bestimmung der Wichten des bewehrten Betons unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bewehrungsgehalts genauer bekannt, dürfen die Schnittgrößen mit der so ermittelten Eigenlastverteilung bestimmt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen aus Eigenlast γ_G darf in diesem Fall wie folgt angesetzt werden

$$\gamma_G = 1,20 \quad \text{ständige Einwirkungen aus Eigenlasten} \quad (12.3)$$

Die Messwerte sind zu dokumentieren.

(2) Einwirkungen aus Stützensenkung

Die Bemessung im GZT erfolgt für die nach Abschnitt 12.2.2 ermittelten und abgeminderten Zwangsschnittgrößen infolge unterschiedlicher Stützensenkung, ggf. auf Basis der gemessenen tatsächlichen Setzung, mit folgendem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,set}$

$$\gamma_{G,set} = 1,0 \quad \text{Stützensenkung} \quad (12.4)$$

(3) Anheben des Überbaus zum Auswechseln von Lagern

Die nach Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge Anhebens des Überbaus zum Auswechseln von Lagern dürfen nach Abschnitt 12.2.2 abgemindert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,Anh}$ ist wie folgt anzunehmen

$$\gamma_{G,Anh} = 1,0 \quad \text{Anheben des Überbaus zum Lagerwechsel} \quad (12.5)$$

(4) Temperaturänderung

Die Bemessung im GZT erfolgt für die nach Abschnitt 12.2.2 ermittelten und abgeminderten Zwangsschnittgrößen mit folgendem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q und Kombinationsbeiwert ψ_0

$$\gamma_Q = 1,35 \quad \text{Temperatureinwirkungen} \quad (12.6)$$

$$\psi_0 = 0,8 \quad \text{Kombinationsbeiwert für die Temperatureinwirkung} \quad (12.7)$$

(5) Zwang aus Schwinden

Bei der Bemessung im GZT ist der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,cs}$ wie folgt anzunehmen

$$\gamma_{G,cs} = 1,0 \quad \text{Schwinden} \quad (12.8)$$

12.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

- (1) Für den Betonstahl darf abweichend von Abschnitt 10.2 der Teilsicherheitsbeiwert γ_s bei vorwiegender Biegebeanspruchung wie folgt angesetzt werden unter Berücksichtigung von $\Delta d_s = \pm 2 \text{ cm}$

$$\gamma_s = 1,05 \quad (12.9)$$

Das einzurechnende Differenzmaß Δd_s ist in Bezug auf den statisch wirksamen Hebelarm ungünstig wirkend anzunehmen.

- (2) Bei Stählen, die vor 1943 produziert und als Betonstahlbewehrung verwendet wurden, ist der Teilsicherheitsfaktor γ_s zusätzlich mit dem Faktor 1,1 zu multiplizieren. Bei hochwertigen Betonstählen (St 52) und Betonformstählen mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, die in den zuvor genannten Zeitraum fallen, ist dies nicht notwendig.
- (3) Für den Spannstahl darf abweichend von Abschnitt 10.2 der Teilsicherheitsbeiwert γ_s bei vorwiegender Biegebeanspruchung wie folgt angesetzt werden unter Berücksichtigung von $\Delta d_p = \pm 1 \text{ cm}$

$$\gamma_s = 1,10 \quad (12.10)$$

Das einzurechnende Differenzmaß Δd_p ist in Bezug auf den statisch wirksamen Hebelarm ungünstig wirkend anzunehmen.

12.4 Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit

12.4.1 Allgemeines

- (1) Der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Betonbrücken erfolgt, falls erforderlich, in mehreren Stufen nach Abschnitt 4.2. Dabei werden zusätzlich aus Untersuchungen am Bauwerk gewonnene Zusatzinformationen, verfeinerte Rechenmodelle und modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte als ergänzende Regelungen in die Nachrechnung einbezogen.

12.4.2 Stufe 1

- (1) Die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen nach DIN-Fachbericht 102.

12.4.3 Stufe 2

12.4.3.1 Grundlagen

- (1) Die Einwirkungen sind zur Schnittgrößenermittlung entsprechend Abschnitt 10.3 zu berücksichtigen. Für den Nachweis der Tragwiderstände dürfen modifizierte Bemessungsmodelle (Abschnitte 12.4.3.3 und 12.4.3.4) angewendet werden.
- (2) Bei glatten Betonstäben und Betonformstäben ist deren von DIN-Fachbericht 102 abweichendes Verbundverhalten beim Nachweis der Endverankerung zu berücksichtigen. Als Bemessungswerte der Verbundspannung dürfen für glatte Stäbe bei guten Verbundbedingungen die Werte der Tabelle 12.1 verwendet werden; bei nur mäßigen Verbundbedingungen sind die Werte nach Tabelle 12.1 mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren.

Tabelle 12.1 Bemessungswert der Verbundspannung glatter Stäbe f_{bd} bei guten Verbundbedingungen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
f_{ck} [N/mm ²]	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{bd} [N/mm ²]	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Diese Werte ergeben sich mit $\gamma_c = 1,5$ aus folgender Formel									
$f_{bd} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_c}$									

Sofern eine nicht vorwiegend ruhende Belastung zu berücksichtigen ist, dürfen die Werte der Tabelle 12.1 generell nur mit ihrem 0,85-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden; die Verbundbedingungen sind separat zu erfassen.

Die günstige Wirkung von Endhaken darf für die Verankerung berücksichtigt werden.

12.4.3.2 Biegung mit Längskraft

- (1) Die Nachweise erfolgen nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.1.

12.4.3.3 Querkraft

Nachweis unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

- (1) Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft ist nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.2 durchzuführen.
- (2) Der Druckstrebenwinkel darf nach Gleichung (12.11) in Anlehnung an DIN 4227:1988 bis auf den dort angegebenen Grenzwert $\tan \theta = 0,4$ abgemindert werden

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 2,5 \quad (12.11)$$

Alternativ zu Gleichung (12.11) darf der Druckstrebenwinkel θ nach Gleichung (12.12) mit dem genauer ermittelten Schubbrisswinkel β_r nach Gleichung (12.13) ermittelt werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq 2,5 \quad (12.12)$$

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{cd}} \leq 2,25 \quad (12.13)$$

Dabei sind

ρ_w geometrischer Querkraftbewehrungsgrad

σ_c Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts (Druckspannungen negativ).

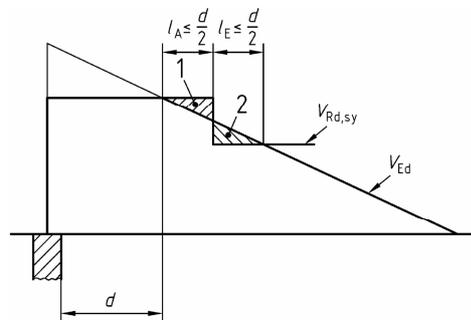
- (3) Bei Betonbrücken ohne Schrägrisse oder mit vorhandenen Schrägrissbreiten $w \leq 0,2$ mm (Spannbeton) bzw. $w \leq 0,3$ mm (Stahlbeton) und einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren (Nachweisklasse C) darf der Druckstrebenwinkel wie folgt angesetzt werden

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (12.14)$$

Alternativ zu Gleichung (12.14) darf der Druckstrebenwinkel θ nach Gleichung (12.15) mit dem genauer ermittelten Schubbrisswinkel β_r nach Gleichung (12.13) ermittelt werden.

$$\frac{4}{7} \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq 3,0 \quad (12.15)$$

- (4) Wird die Querkraftbewehrung für die Querkraftgrenzlinie aus den ungünstigen Verkehrslaststellungen entsprechend der Einflusslinien nachgewiesen, ist die Mindestbewehrung für Querkraft nach DIN-Fachbericht 102, II-5.4.2.2 nicht erforderlich.
- (5) Bei Betonbrücken darf die Deckung der erforderlichen Querkraftbewehrung entlang der Bauteillängsachse gemäß Bild 12.3 entsprechen. Die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer beträgt in diesen Fällen 20 Jahre (Nachweisklasse C).



Legende

- 1 Auftragsfläche A_A
- 2 Einschnittsfläche A_E
- $A_E \leq A_A$

Bild 12.3 Zulässiges Einschneiden der Querkraftdeckungsline

- (6) Liegen bei Spannbetonträgern mit konstanter Querschnittshöhe h die Spannglieder im überdrückten Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II infolge des zum Bemessungswert der Querkraft zugehörigen Biegemomentes, darf für den inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung der Wert aus der Biegebemessung für das maximale Moment im zugehörigen Querkraftbereich verwendet werden.
- (7) Liegen die Spannglieder im gezogenen Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II (Bild 12.4), darf der innere Hebelarm z für die Querkraftbemessung vereinfachend wie folgt angesetzt werden, sofern kein genauere Nachweis erfolgt

$$z = \frac{F_{sd} \cdot z_s + \Delta F_{pd} \cdot z_p}{F_{sd} + \Delta F_{pd}} \quad (12.16)$$

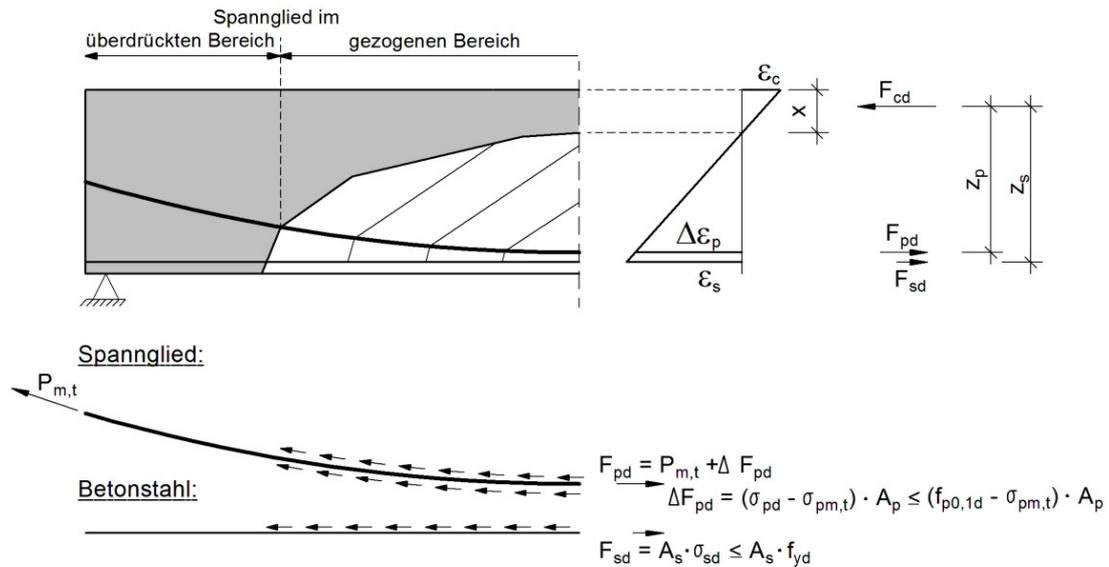
Dabei sind

$$F_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd} \leq A_s \cdot f_{yd} \quad (12.17)$$

$$\Delta F_{pd} = A_p \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm,t}) \leq A_p \cdot (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t}) \quad (12.18)$$

Es ist nachzuweisen, dass unter Berücksichtigung des Versatzmaßes a_l ausreichend Längsbewehrung (A_p , A_s) zur Aufnahme der Längszugkräfte infolge Biegung mit Querkraft vorhanden ist.

Endbereich



Stützbereich

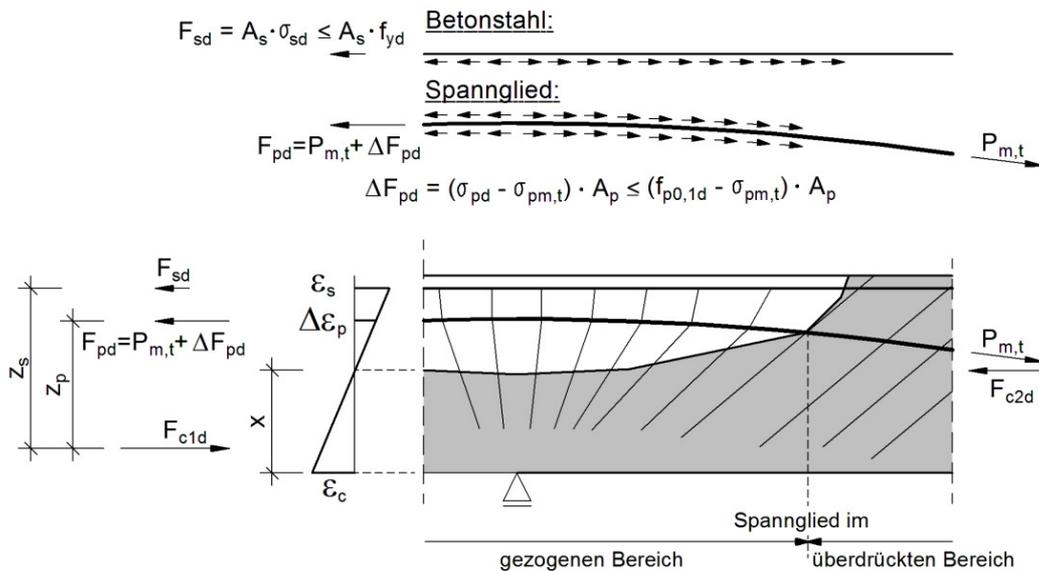


Bild 12.4 Ansatz eines gewichteten inneren Hebelarms z bei Spanngliedern im gezogenen Querschnittsbereich

Nachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung

(8) Bei Spannbetonbauteilen darf in ungerissenen Bereichen (auch keine verpressten Risse) der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums in den folgenden Bereichen angewendet werden:

- a) Querschnittsbereiche, in denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausschließlich Längsdruckspannungen auftreten,
- b) Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich ein Gurt befindet, wenn die zugehörigen Biegezugspannungen am Querschnittsrand im Grenzzustand der Tragfähigkeit den Wert f_{ctm} nicht überschreiten (Bild 12.5),

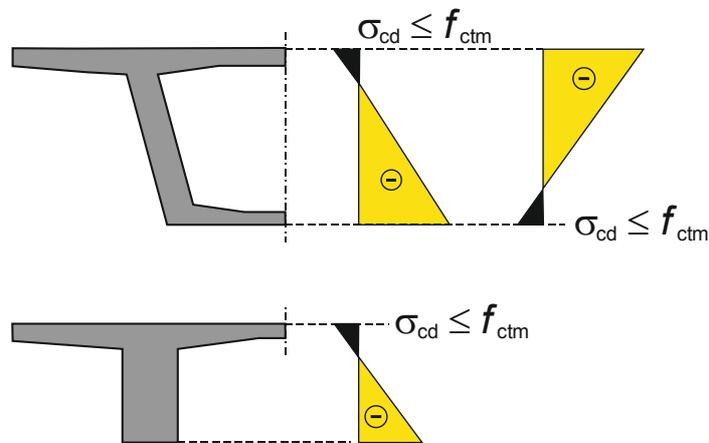


Bild 12.5 Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt

- c) Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich kein Gurt befindet, wenn die zugehörigen Biegezugspannungen am Querschnittsrand im Grenzzustand der Tragfähigkeit den Wert f_{ctd} nicht überschreiten (Bild 12.6).

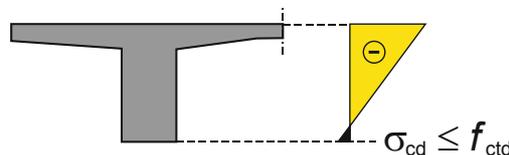


Bild 12.6 Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegenden Gurt

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ergibt sich hierbei zu:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1,5$$

α_{ct} nach Tabelle 12.2

- (9) In Bereichen nach Absatz (8) darf der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit durch den Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen erbracht werden. Aufgrund der über die Bauteilhöhe veränderlichen Hauptzugspannungen müssen die maximalen Bemessungswerte der Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed,i}$ jeweils in verschiedenen Höhen „ z_i “ des Stegquerschnitts ermittelt werden.

$$\sigma_{1,Ed,i} \leq k_1 \cdot f_{ctd} \quad (12.19)$$

Dabei sind

$$\sigma_{1,Ed,i} = 0,5 \cdot \sigma_{cx,Ed,i} + \sqrt{0,25 \cdot \sigma_{cx,Ed,i}^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed})^2}$$

$$\sigma_{cx,Ed,i} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_i$$

$$\tau_{V,Ed,i} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{W_T}$$

z_i vertikaler Abstand des Nachweisschnitts von der Schwerachse des Querschnitts

I_y Flächenmoment 2. Grades

$S_{y,i}$ Flächenmoment 1. Grades in der entsprechenden Nachweishöhe

$b_{w,i}$ Querschnittsbreite in der betrachteten Steghöhe unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-Fachbericht 102, Abschnitt 4.3.2.2 (8)*P

W_T Torsionswiderstandsmoment für den ungerissenen Betonquerschnitt unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-Fachbericht 102, Abschnitt 4.3.2.2 (8)*P. Bei Vollquerschnitten darf der Abzug der Hüllrohre vernachlässigt werden.

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1,5$$

α_{ct} nach Tabelle 12.2

k_1 Beiwert nach Tabelle 12.2

Die Ermittlung der Hauptzugspannungen darf in der Mittelfläche der Stege erfolgen. Die maximalen Werte der Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed,i}$ können für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) auftreten. Hierbei sind die zu den jeweiligen Leiteinwirkungen zugehörigen Schnittgrößen zu verwenden.

- (10) Zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens sind die Einwirkungen infolge Vorspannung im Hauptzugspannungsnachweis nach Absatz (9) mit $r_{cp} \cdot P_{m,t}$ zu

bestimmen. Der Vorfaktor r_{cp} ergibt sich in Abhängigkeit des vorhandenen Querkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,prov}$ nach Tabelle 12.2.

Tabelle 12.2: Beiwerte k_1 , r_{cp} und α_{ct} in Abhängigkeit des vorhandenen Querkraftbewehrungsgrads

1	2	3	4
Querkraftbewehrungsgrad	k_1	Abminderungsfaktor r_{cp}	α_{ct}
$\rho_{w,prov} \geq \min \rho_w$	1,0	$\frac{0,20 \cdot f_{ck}}{P_{m,t}/A_c} \leq 1,0$	1,0
$0,5 \min \rho_w \leq \rho_{w,prov} < \min \rho_w$	1,0	$\frac{(1 + \rho_{w,prov}/\min \rho_w) \cdot 0,10 \cdot f_{ck}}{P_{m,t}/A_c} \leq 1,0$	1,0
$\rho_{w,prov} < 0,5 \min \rho_w$	0,8	$\frac{0,15 \cdot f_{ck}}{P_{m,t}/A_c} \leq 1,0$	0,85

- (11) Bei der Ermittlung des Mindestquerkraftbewehrungsgrads $\min \rho_w$ nach DIN-Fachbericht 102, 5.4.2.2 sind vorgespannte Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitte als gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt anzusehen.
- (12) Die auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums nachgewiesenen Bereiche sind mindestens alle drei Jahre durch eine Bauwerksprüfung aus besonderem Anlass nach Ziffer 5.4 der DIN 1076 (Sonderprüfungen) auf Rissefreiheit zu überprüfen. Hierbei ist insbesondere auf das Vorhandensein von Schrägrissen sowie die Entstehung neuer Schrägrisse zu achten. Gegebenenfalls können entsprechende Maßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit erforderlich werden. Die rissgefährdeten Tragwerksbereiche sind in einer schriftlich dokumentierten Prüfangeweisung durch den bewertenden Ingenieur festzulegen.
- (13) Der Querkraftnachweis in den nach Absatz (8) definierten Anwendungsfällen darf für jene Querschnitte entfallen, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflagerrand im Winkel von 45° geneigten Linie (Bild 12.7).

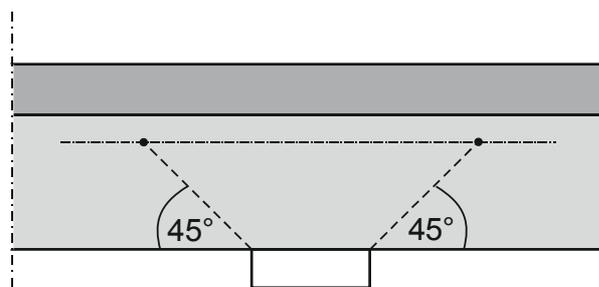


Bild 12.7 Auflagernahe Bereiche

Nachweis der Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

- (14) Der Nachweis des Anschlusses von Druckgurten (Schub zwischen Balkensteg und Druckgurten) darf auf Grundlage der nach Gleichung (12.11) bzw. (12.14) ermittelten Druckstrebenwinkel θ geführt werden. Die Berücksichtigung einer Rissreibung mit dem Schubrisswinkel β_r ist dabei nicht zulässig.
- (15) In monolithischen Querschnitten ist zusätzlich zur statisch erforderlichen Biegebewehrung für Querbiegebeanspruchungen keine Schubbewehrung erforderlich, wenn die Bedingung

$$\Delta F_d \leq 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot h_f \cdot a_v \quad (12.20)$$

eingehalten ist und die vorhandene Biegebewehrung zur Abdeckung des Rissmoments der Gurtplatte in Querrichtung ausreicht. Die Mindestbewehrung zur Abdeckung des Rissmoments darf analog zu DIN-Fachbericht 102, Abschnitt II-4.3.1.3 (105) P, Teil b) bestimmt werden.

Dabei sind

ΔF_d Bemessungswert der Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge a_v

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$. Hierbei sind $\gamma_c = 1,5$ und $\alpha_{ct} = 0,85$ anzunehmen.

h_f die Dicke des Gurtes am Anschluss

a_v Länge des betrachteten Gurtabschnittes

- (16) Bereiche mit Defiziten bzgl. der Gurtanschlussbewehrung können genauer eingegrenzt werden, wenn der zu untersuchende Gurtanschluss in kurze Gurtabschnitte a_v unterteilt wird. Bei gestaffelter Gurtanschlussbewehrung sollte a_v nicht länger als die Bereiche mit gleicher Bewehrungsmenge gewählt werden.

12.4.3.4 Torsion

- (1) Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Torsion ist nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.3 durchzuführen.
- (2) Bei der getrennten Bemessung von Bügeln für Querkraft und Torsion bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion darf die erforderliche Bügelbewehrung für Torsion vereinfachend unter der Annahme von $\theta = 30^\circ$ (entspricht $\cot \theta = 1,73$) ermittelt werden und zu der nach Abschnitt 12.4.3.3 ermittelten Bügelbewehrung für Querkraft addiert werden.
- (3) Der Spannstahl der Spannglieder darf auf die vorhandene Torsionslängsbewehrung angerechnet werden, wenn
- a) sich die Spannglieder innerhalb der im Torsionsnachweis verwendeten effektiven Wanddicke t_{eff} befinden und die Spannglieder regelmäßig über die nachzuweisende Wand des dünnwandigen Ersatzquerschnittes verteilt sind oder

- b) sich die Spannglieder innerhalb der im Torsionsnachweis verwendeten effektiven Wanddicke t_{eff} befinden, jedoch die Spannglieder nicht regelmäßig über die nachzuweisende Wand des dünnwandigen Ersatzquerschnittes verteilt sind. In diesem Fall dürfen die Spannglieder auf die in einem Bereich von 350 mm um den Spanngliedmittelpunkt herum erforderliche Torsionslängsbewehrung angerechnet werden.

Es ist sicherzustellen, dass der Spannstahl infolge Biegung und Torsion nicht über seine Streckgrenze hinaus beansprucht wird und sich das zugrunde gelegte Tragmodell (räumliches Fachwerk) mit dem in Ansatz gebrachten Beton- und Spannstahl einstellen kann.

- (4) Der aus Absatz (3) resultierende Spannungszuwachs im Spannstahl darf die Streckgrenze der im Nachweis in Ansatz gebrachten Betonstahlbewehrung nicht überschreiten.

12.4.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.4.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.5 Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

12.5.1 Allgemeines

- (1) Es gelten die Vorgaben des DIN-Fachberichts 102.
- (2) Verformungen und Schwingungen brauchen bei intakten Bauwerken im Allgemeinen nicht nachgewiesen zu werden.

12.5.2 Stufe 1

- (1) Die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgen nach DIN-Fachbericht 102.

12.5.3 Stufe 2

- (1) Die Nachweise der Spannungsbegrenzung und der Dekompression erfolgen entsprechend Abschnitt 12.5.2. Zur Erfassung einer möglichen Streuung der Vorspannung ist hierbei die charakteristische Vorspannkraft innerhalb der durch die Beiwerte $r_{\text{inf}} = 0,95$ und $r_{\text{sup}} = 1,0$ definierten Grenzen zu variieren.
- (2) Kann der Nachweis der Dekompression gemäß DIN-Fachbericht 102 unter der maßgebenden Einwirkungskombination nicht geführt werden, so darf der Nachweis ggf. unter Berücksichtigung der am Bauwerk festgestellten Betonfestigkeit

unter Einhaltung der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ am Querschnittsrand geführt werden.

- (3) Bei Kombination der Regelung der Absätze (1) und (2) beträgt die vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauer des Bauwerks 20 Jahre (Nachweisklasse C).
- (4) Der Nachweis der Rissbreite wird – ohne die Forderungen nach einer Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zu erheben – mit der planmäßig vorhandenen Bewehrung ggf. unter Ansatz der tatsächlichen, am Bauwerk festgestellten charakteristischen Betonfestigkeit für die maßgebende Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 102, II-4.4.2.4 geführt.
- (5) Sofern der Betonstahl aus glattem Stabstahl besteht, ist nach Abschnitt 12.6 zu verfahren.

12.5.4 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.5.5 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.6 Qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit

- (1) Für die qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit ist das maßgebliche Kriterium das tatsächliche Rissverhalten des Bauteils. Nachweise zur Spannungsbegrenzung, Dekompression und Mindestbewehrung sind Hilfsmittel, die vor allem bei Erfüllung in der Planungs- und Ausführungsphase erwarten lassen, dass das fertiggestellte Bauwerk die festgelegten Bedingungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllt.
- (2) Bei vorläufig eingeschränkter Nutzungsdauer der Bauwerke können verminderte Anforderungen an die zulässigen Grenzwerte der Rissbreiten und an den Nachweis der Dekompression gestellt werden.

Solange ein Bauteil aus Stahlbeton mit einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren Rissbreiten – am Bauwerk gemessen – von nicht mehr als etwa 0,3 mm aufweist, kann es ohne weitere Rissinjektion als ausreichend dauerhaft eingestuft werden (Nachweisklasse C).

Für Spannbetonteile gilt für festgestellte Risse, welche die Spannglieder kreuzen, der Grenzwert $w \leq 0,2$ mm (Nachweisklasse C). Die Risse dürfen zusätzlich nicht im unmittelbaren Spritzwasserbereich liegen.

- (3) Bei der Dokumentation und Bewertung von Rissen sind gemäß Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF) u.a. Bauwerkstemperatur und Witterungsbedingungen (Sonneneinstrahlung, Wind) zu berücksichtigen. Zusätzlich ist der Einfluss der Verkehrsbelastung zu erfassen. Die unter Absatz (2) genannten

Rissbreiten sind als Rissöffnung an der Oberfläche unter quasi-ständiger Einwirkung zu verstehen.

- (4) Für die abschließende Bewertung ist der aktuelle Zustand des Bauwerks unter Berücksichtigung seines Alters und der vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer mit einzubeziehen.

12.7 Nachweis gegen Ermüdung

12.7.1 Allgemeines

- (1) Für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist zwischen den Ermüdungsnachweisen infolge einer Biegebeanspruchung und infolge einer Querkraftbeanspruchung zu unterscheiden. Zusätzlich zum Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite und dem Nachweis der Betriebsfestigkeit nach DIN-Fachbericht 102 für Biege- und Querkraftbeanspruchung, darf bei Querkraftbeanspruchung darüber hinaus der Nachweis über das Hauptzugspannungskriterium sowie ersatzweise eine qualitative Bewertung der Ermüdungssicherheit angewendet werden.
- (2) Der Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung (schädigungsäquivalente Schwingbreite oder der Nachweis der Betriebsfestigkeit) muss um den Nachweis der Betondruckstreben gegenüber ermüdungswirksamen Beanspruchungen ergänzt werden. Der Ermüdungsnachweis der Betondruckstreben ist nach DIN-Fachbericht 102, 4.3.7 zu führen.
- (3) Bei Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 ist eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit insbesondere der Koppelfugenquerschnitte durchzuführen und zu bewerten, auch wenn kein ausgeprägtes Rissbild detektiert wird. Hierbei ist zu beachten, dass sich je nach äußeren Bedingungen insbesondere infolge von Temperatur Rissbilder ausprägen können, die nicht ohne weiteres eindeutig erkennbar sind. Sofern bei diesen Überbauten Trennrisse vorhanden sind, ist die Schadensbewertung für die Standsicherheit höher anzusetzen als bei Bauwerken mit Baujahr nach 1981. Durch die unterschiedliche Bewertung wird dem Umstand Rechnung getragen, dass die Ausführung von älteren Spannbetonüberbauten vor 1981 nach anderen Kriterien erfolgte.

12.7.2 Wöhlerlinien

- (1) Für Betonrippenstähe dürfen die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angewendet werden, sofern nicht andere Wöhlerlinien in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festgelegt sind. Bei Stahlbetonbrücken, die nur mit glattem Betonstahl bewehrt sind, dürfen ebenfalls die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angewendet werden. Glatte Betonstahlbewehrung darf beim Nachweis gegen Ermüdung von Spannbetonbrücken nicht angesetzt werden.

- (2) Für einbetonierte Spannstähle dürfen die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 angesetzt werden, sofern die bei einer Oberspannung von 70 % der Zugfestigkeit frei schwingend ermittelte, $2 \cdot 10^6$ -mal ertragene Schwingbreite mindestens 215 MPa erreicht. Angaben zur Ermüdungsfestigkeit des nicht einbetonierten, frei schwingenden Spannstahls finden sich in den allgemeinen bauaufsichtlichen Spannstahzulassungen.
- (3) Für einbetonierte Kopplungen und Verankerungen darf die Wöhlerlinie nach DIN-Fachbericht 102 angesetzt werden, sofern nicht bekannt ist, dass die bei einer Oberspannung von 60 % der Zugfestigkeit frei schwingend ermittelte, $2 \cdot 10^6$ -mal ertragene Schwingbreite des Spannstahls in Kopplungen und Verankerungen 87,5 MPa unterschreitet. Angaben zur Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls in nicht einbetonierten Kopplungen finden sich in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren.

12.7.3 Stufe 1

- (1) Für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ist der Nachweis gegen Ermüdung infolge Biege- und/oder Querkraftbeanspruchung auf der Grundlage der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten für den Beton- und Spannstahl nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.5 zu führen.

12.7.4 Stufe 2

12.7.4.1 Ermüdung infolge Biegebeanspruchung

- (1) Der Nachweis gegen Ermüdung infolge Biegebeanspruchung darf ebenfalls durch direkte Ermittlung der Schädigung D nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.5 (104)P mit dem Ermüdungslastmodell 4 nach Abschnitt 10.1.4 geführt werden. Abweichend von der Grundkombination nach DIN-Fachbericht 102 darf die Schädigung nach Absatz (2) ermittelt werden.
- (2) Für das Grundmoment sind die Schnittgrößen infolge ständig vorhandener Einwirkung (einschließlich des Mittelwertes des statisch unbestimmten Anteils aus Vorspannung und der wahrscheinlichen Setzung), der quasi-ständige Anteil der gleichmäßig verteilten Verkehrseinwirkung (UDL-Verkehrseinwirkung) in ungünstigster Anordnung sowie die Zwangsschnittgrößen infolge ΔT_M zu berücksichtigen. Die jährliche Schädigung D_{year} kann unter Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Temperaturunterschiede ΔT_M wie folgt bestimmt werden

$$D_{\text{year}} = N_{\text{obs}} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[\sum_{i=1}^5 p_i \cdot \lambda_{T, \Delta T} \cdot D_{\Delta T, i} \right] \quad (12.21)$$

Dabei sind

N_{obs} Anzahl der Lastkraftwagen je Jahr und je Fahrstreifen;

- ρ_i Anteil des Standardfahrzeugs Typ i gemäß Ermüdungslastmodell ELM 4 ($i = 1$ bis 5) am Schwerverkehr N_{obs} im betrachteten Jahr;
- $\lambda_{T,\Delta T}$ jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Temperaturunterschieds ΔT nach Tabelle 12.3;
- $D_{\Delta T,i}$ Schädigungsbeitrag bei der Überfahrt eines Standardfahrzeugs des Typ i bei gleichzeitiger Einwirkung des zugehörigen ΔT_M .

Die in Tabelle 12.3 angegebenen Temperaturunterschiede gelten für Bauwerke mit einer Belagsdicke von 50 mm. Für andere Belagsdicken sind die negativen und positiven Werte der Temperaturunterschiede mit dem entsprechenden Faktor k_{sur} gemäß Tabelle 6.2 aus DIN-Fachbericht 101 zu multiplizieren. Die Auftretenswahrscheinlichkeiten $\lambda_{T,\Delta T}$ sind dann unverändert den modifizierten Temperaturunterschieden zuzuordnen.

Tabelle 12.3 Auftretenswahrscheinlichkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ für den Ermüdungsnachweis in Abhängigkeit der Querschnittsform

1	2	3	4
ΔT	$\lambda_{T,\Delta T}$		
[K]	[%]		
	Platte	Plattenbalken	Hohlkasten
-4	1	1	1
-3	2	2	2
-2	3	5	3
-1	7	10	8
0	11	15	13
1	15	18	17
2	15	15	17
3	11	10	14
4	9	8	10
5	8	6	7
6	7	4	4
7	5	3	3
8	3	2	1
9	2	1	-
10	1	-	-

- (3) Im Allgemeinen ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung mit dem 0,9-fachen Mittelwert der Vorspannkraft P_{mt} zu berücksichtigen. Wird kein genauer Nachweis geführt, ist beim Nachweis gegen Ermüdung infolge Biegebeanspruchung in Stufe 2 aufgrund der Besonderheiten an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75 abzumindern.

- (4) Für Koppelfugen von Brücken mit dem Ziellastniveau BK60/30, BK60 und BK30/30 darf der Nachweis gegen Ermüdung alternativ gemäß „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ (Ausgabe 1998) geführt werden.

12.7.4.2 Ermüdung infolge Querkraftbeanspruchung

Nachweis unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung

- (1) Liegt der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,prov}$ zwischen dem nach DIN-Fachbericht 102, 5.4.2.2 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\min \rho_w$ und dem oberen Grenzwert $\rho_{w,lim} = 0,35 \%$, darf bei Nachrechnungen in Stufe 2 der Nachweis einer schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite nach Stufe 1 gemäß Abschnitt 12.7.3 unter Verwendung des Druckstrebenwinkels nach Absatz (3) erfolgen.
- (2) Liegt der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,prov}$ zwischen dem nach DIN-Fachbericht 102, 5.4.2.2 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\min \rho_w$ und dem oberen Grenzwert $\rho_{w,lim} = 0,35 \%$, darf der Nachweis der Betriebsfestigkeit gemäß DIN-Fachbericht 102, 4.3.7.5 unter Verwendung des Druckstrebenwinkels nach Absatz (3) erfolgen.
- (3) Für den Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite gemäß Absatz (1) und der Betriebsfestigkeit der Querkraftbewehrung gemäß Absatz (2) darf die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$ bei Spannbetonbauteilen mit in der Zugzone liegendem Gurt mit folgendem Druckstrebenwinkel θ_{fat} ermittelt werden:

$$1,0 \leq \cot \theta_{fat} \leq 2,5 \quad (12.22)$$

Dabei ist

$$\cot \theta_{fat} = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \quad (12.23)$$

Nachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung

- (4) Bei Spannbetonbauteilen darf der Ermüdungsnachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums in den folgenden Bereichen geführt werden:
- Querschnittsbereiche, in denen unter der häufigen Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 101, 9.5 unter Ansatz des Ziellastniveaus nur Längsdruckspannungen vorliegen,
 - Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich ein Gurt befindet, wenn im Steg unter der häufigen Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 101, 9.5 unter

Ansatz des Ziellastniveaus keine Betonlängszugspannungen vorliegen (Bild 12.8),

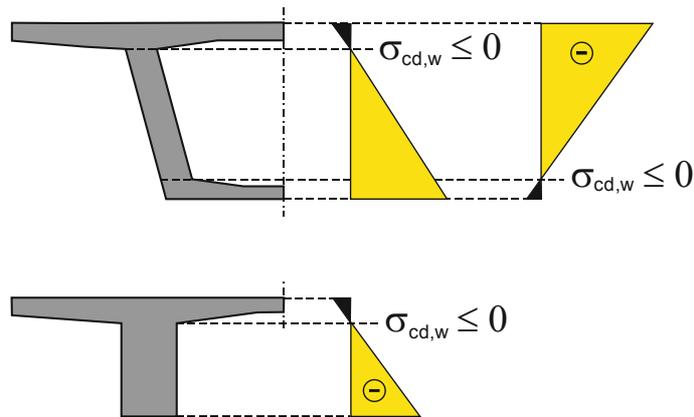


Bild 12.8 Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt

- c) Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich kein Gurt befindet, wenn die Betonlängsspannungen am Querschnittsrand unter der häufigen Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 101, 9.5 unter Ansatz des Ziellastniveaus den Wert $0,35 \cdot f_{ctd}$ nicht überschreiten (Bild 12.9).

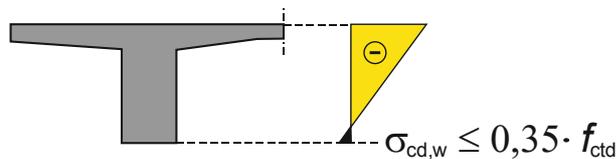


Bild 12.9 Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegendem Gurt

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ergibt sich zu:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1,5$$

α_{ct} nach Tabelle 12.2

- (5) Der Ermüdungsnachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung erfolgt in den nach Absatz (4) definierten Anwendungsfällen unter der häufigen Einwirkungskombination gemäß DIN-Fachbericht 101, 9.5 unter Ansatz des Ziellastniveaus. Der Nachweis ist durch eine Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,Ed,i}$ und durch eine Begrenzung der Schwingbreite $\Delta\sigma_{1,Ed,i}$ zu führen.
- (6) Aufgrund der über die Bauteilhöhe veränderlichen Hauptzugspannungen müssen die maximalen und minimalen Bemessungswerte der Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ jeweils in verschiedenen Höhen „ z “ des Querschnitts ermittelt werden.

$$\sigma_{1,Ed,i} = 0,5 \cdot \sigma_{cx,Ed,i} + \sqrt{0,25 \cdot \sigma_{cx,Ed,i}^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed})^2} \quad (12.24)$$

Dabei sind

$$\sigma_{cx,Ed,i} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_i$$

$$\tau_{V,Ed,i} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{W_T}$$

- z_i vertikaler Abstand des Nachweisschnitts von der Schwerachse des Querschnitts
- I_y Flächenmoment 2. Grades
- $S_{y,i}$ Flächenmoment 1. Grades in der entsprechenden Nachweishöhe
- $b_{w,i}$ Querschnittsbreite in der betrachteten Steghöhe unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-Fachbericht 102, 4.3.2.2 (8)*P
- W_T Torsionswiderstandsmoment für den ungerissenen Betonquerschnitt unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß DIN-Fachbericht 102, 4.3.2.2 (8)*P. Bei Vollquerschnitten darf der Abzug der Hüllrohre vernachlässigt werden.

Die Ermittlung der Hauptzugspannungen darf in der Mittelfläche der Stege erfolgen. Die minimalen und maximalen Werte der Hauptzugspannung $\sigma_{I,Ed}$ können für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) auftreten. Hierbei sind die zu den jeweiligen Leiteinwirkungen zugehörigen Schnittgrößen zu verwenden.

- (7) In Querschnittsbereichen mit in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich ein Gurt befindet (Bild 12.8), muss in der Höhe „ h “ die Hauptzugspannung unter maximaler Beanspruchung $\sigma_{I,Ed,i}$ folgende Bedingung einhalten

$$\sigma_{I,Ed,i} \leq 0,6 \cdot f_{ctd} \quad (12.25)$$

Die zugehörige Schwingbreite $\Delta\sigma_{I,Ed,i} = \sigma_{I,Ed,max,i} - \sigma_{I,Ed,min,i}$ darf dabei folgenden Grenzwert nicht überschreiten

$$\Delta\sigma_{I,Ed,i} \leq 0,375 \cdot f_{ctd} \quad (12.26)$$

- (8) In Querschnittsbereichen ohne in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich kein Gurt befindet (Bild 12.9), muss in der Höhe „ h “ die Hauptzugspannung unter maximaler Beanspruchung $\sigma_{I,Ed,i}$ den folgenden Wert einhalten

$$\sigma_{I,Ed,i} \leq 0,35 \cdot f_{ctd} \quad (12.27)$$

Die zugehörige Schwingbreite $\Delta\sigma_{I,Ed,i} = \sigma_{I,Ed,max,i} - \sigma_{I,Ed,min,i}$ darf dabei folgenden Grenzwert nicht überschreiten

$$\Delta\sigma_{I,Ed,i} \leq 0,15 \cdot f_{ctd} \quad (12.28)$$

- (9) Wird kein genauer Nachweis geführt, ist beim Nachweis gegen Ermüdung infolge Querkraftbeanspruchung mit dem Hauptzugspannungskriterium aufgrund der Besonderheiten an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75 abzumindern.
- (10) Der Ermüdungsnachweis in den nach Absatz (4) definierten Anwendungsfällen darf für jene Querschnitte entfallen, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflager rand im Winkel von 45° geneigten Linie (siehe auch Bild 12.7).

Qualitative Bewertung der Ermüdungssicherheit

- (11) Sofern bei Spannbetonbauteilen der Nachweis gegen Ermüdung infolge Querkraftbeanspruchung nach den Absätzen (1) bis (10) rechnerisch nicht erbracht werden kann, darf dieser unter bestimmten Randbedingungen alternativ durch eine qualitative Bewertung der Ermüdungssicherheit gemäß Absatz (12) erbracht werden. Hierzu ist die Zustimmung der Obersten Straßenbaubehörde der Länder einzuholen.
- (12) Eine qualitative Bewertung der Ermüdungssicherheit darf erfolgen, wenn der Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung nach DIN-Fachbericht 102, 5.4.2.2 eingehalten ist: $\rho_{w,prov} \geq \min \rho_w$.

Dabei sind

$\rho_{w,prov}$ vorhandener geometrischer Querkraftbewehrungsgrad

$\min \rho_w$ Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung nach
DIN-Fachbericht 102, 5.4.2.2

Eine ausreichende Sicherheit gegen Ermüdung infolge Querkraftbeanspruchung darf unterstellt werden, wenn im Rahmen einer mindestens alle drei Jahre aus besonderem Anlass nach Ziffer 5.4 der DIN 1076 (Sonderprüfungen) durchzuführende Bauwerksprüfung für die rissgefährdeten Tragwerksbereiche keine wesentlichen, auf ermüdungswirksame Beanspruchungen zurückzuführenden Schäden detektiert werden. Bei den Sonderprüfungen ist insbesondere auf das Vorhandensein von Schrägrissen und die Rissbreitenentwicklung vorhandener Risse sowie die Entstehung neuer Schrägrisse zu achten. Gegebenenfalls können entsprechende Maßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit erforderlich werden.

Die rissgefährdeten Tragwerksbereiche sind in einer schriftlich dokumentierten Prüfanweisung durch den bewertenden Ingenieur festzulegen.

Das so nachgewiesene Bauwerk ist der Nachweisklasse C mit einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren zuzuordnen.

12.7.5 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.
- (2) Bei der Beurteilung der Ermüdungsgefährdung insbesondere von Koppelfugenquerschnitten kann eine Kopplung von Messung und Rechnung zielführend sein, weil eine wesentliche Aufgabe die Ermittlung des vorhandenen Grundmomentes bzw. des Abstandes zwischen Grundmoment und Dekompressionsmoment ist. Insbesondere können Messungen, welche über einen längeren Zeitraum Änderungen der Grundbeanspruchung aus Temperatur erfassen, aussagekräftig sein. Siehe hierzu auch Abschnitt 12.8.

12.7.6 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.8 Ankündigungsverhalten für Brücken

- (1) Bei Brücken, bei denen keine ausreichende Robustheitsbewehrung nachgewiesen werden kann, ist sicher zu stellen, dass kein spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl eingebaut wurde. Diese Brücken dürfen höchstens der Nachweisklasse B zugeordnet werden.
- (2) Für Brücken, die einen gegenüber Spannungsrissskorrosion empfindlichen Spannstahl eingebaut haben, ist der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens gemäß der „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ (Ausgabe 06/2011) zu führen. Als vertikale Verkehrseinwirkung ist in diesen Fällen das der übrigen Nachrechnung zu Grunde gelegte Ziellastniveau anzusetzen. Die so nachgewiesenen Brücken dürfen höchstens der Nachweisklasse B zugeordnet werden.

Hinweis: Die „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl hergestellt wurden“ darf in Nachweisstufe 2 auch für die Lastmodelle LM1 nach DIN-Fachbericht 101 und LM1 nach DIN EN 1992-2 mit DIN EN 1992-2/NA angewandt werden.

12.9 Berücksichtigung nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen der Querkraftbewehrung

12.9.1 Stufe 1

- (1) In der Stufe 1 dürfen beim Nachweis der Querkraftbewehrung nur Bewehrungsformen berücksichtigt werden, die den Bewehrungsformen des DIN-Fachberichts 102 entsprechen.

12.9.2 Stufe 2

- (1) Wenn der Nachweis der erforderlichen Querkraftbewehrung in Stufe 2 unter Ansatz heute zulässiger Bügelbewehrung gemäß DIN-Fachbericht 102, 5.2 allein nicht erbracht werden kann, sollte untersucht werden, ob der Nachweis unter zusätzlicher Berücksichtigung von
- a) geschlossenen Steckbügeln mit vorhandenen Übergreifungslängen
 $l_s \geq 0,7 \cdot l_{b,net}$
oder
 - b) offenen Bügeln mit geraden Stabenden, die über die gesamte Steghöhe reichen,
oder
 - c) einer Kombination von beidem
- geführt werden kann. Die ausreichende Verankerung der in Ansatz gebrachten Bewehrung ist nachzuweisen.

12.9.3 Stufe 3

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.

12.9.4 Stufe 4

- (1) Es gelten die Angaben in Abschnitt 4.2.
- (2) Bügel, die nach den Bewehrungs- und Konstruktionsregeln gemäß DIN-Fachbericht 102, 5.2.5 als nicht geschlossen gelten, dürfen nur auf die erforderliche Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden, wenn deren Wirksamkeit durch genauere Untersuchungen bestätigt wurde.

Anlage 1 – Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen

A1.1 Verkehrliche Nutzungsauflagen

- (1) Wenn bei der Nachrechnung von Bauwerken das Ziellastniveau LM1 für die Verkehrsart „Große Entfernung“ nicht nachgewiesen werden kann, darf der Nachweis für ein geringeres Lastniveau gemäß Tabellen A1-1 bis A1-3 geführt werden, wenn zusätzlich bestimmte verkehrliche Nutzungsauflagen als Kompensationsmaßnahmen für die eingeschränkte Leistungsfähigkeit der Brücke angeordnet werden. Die verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen beziehen sich allein auf die Einwirkungsseite.
- (2) Die in den Tabellen A1-1 bis A1-3 verwandten verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen tragen folgende Bedeutung
 - A50
LKW-Mindestabstand von 50 Metern zu einem vorausbefindlichen Kraftfahrzeug gleicher Art (fahrend und/oder im Stau stehend);
 - ÜV
LKW-Überholverbot.
- (3) Für Brücken als Einfeld- und Mehrfeldträger mit Einzelstützweiten bis 35 m und zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen, Bild A1-1) darf unabhängig von der tatsächlichen Anzahl der Fahrstreifen je Fahrtrichtung im Richtungsverkehr das Ziellastniveau LM1 durch ein geringeres Lastniveau gemäß Tabelle A1-1 ersetzt werden, wenn die dort angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zusätzlich berücksichtigt werden. Die Brücke ist dann in das geringere nachgewiesene Lastniveau, BK60 oder BK60/30, einzustufen.

Tabelle A1-1 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Brücken mit geringerer Tragfähigkeit als Ziellastniveau LM1; hier: Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten kleiner als 35 m

		1	2
		Einzelstützweite kleiner 35 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV	BK60/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + ÜV	BK60/30 + ÜV

DTV-SV gemäß Anlage 4, Montag bis Freitag

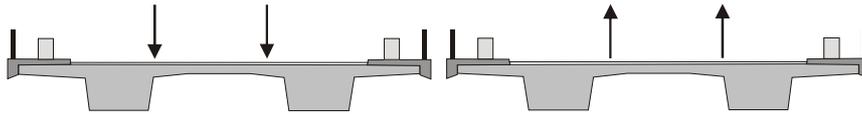


Bild A1-1 Beispiel für Brücken mit zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen)

- (4) Für Brücken als Einfeld- und Mehrfeldträger mit Einzelstützweiten zwischen 35 m und 200 m und zweiteiligem Querschnitt (getrennte Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen, Bild A1-1) darf unabhängig von der tatsächlichen Anzahl der Fahrstreifen je Fahrtrichtung im Richtungsverkehr das Ziellastniveau LM1 durch ein geringeres Lastniveau gemäß Tabelle A1-2 ersetzt werden, wenn die dort angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zusätzlich berücksichtigt werden. Die Brücke ist dann in das geringere nachgewiesene Lastniveau, BK60 oder BK60/30, einzustufen.

Tabelle A1-2 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Brücken mit geringerer Tragfähigkeit als Ziellastniveau LM1; hier: für Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten zwischen 35 bis 200 m

		1	2
		Einzelstützweite zwischen 35 bis 200 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + A50 + ÜV	BK60/30 + A50
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + A50 + ÜV	BK60/30 + A50 + ÜV

DTV-SV gemäß Anlage 4, Montag bis Freitag

- (5) Für Brücken als Einfeld- und Mehrfeldträger mit Straßenquerschnitten von drei oder mehr Fahrstreifen auf einem gemeinsamen Überbau (Bild A1-2) im Begegnungsverkehr darf das Ziellastniveau LM1 durch ein geringeres Lastniveau gemäß Tabelle A1-3 ersetzt werden, wenn die dort angegebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zusätzlich berücksichtigt werden. Die Brücke ist dann in das geringere nachgewiesene Lastniveau, BK60 oder BK60/30, einzustufen.

Tabelle A1-3 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Brücken mit geringerer Tragfähigkeit als Ziellastniveau LM1; hier: für Brücken mit Überbauten mit drei oder mehr Fahrstreifen

		1	2
		≥ 3 Fahrstreifen, gemeinsamer Überbau für beide Richtungsfahrbahnen	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV	BK60/30 + ÜV
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + A50 + ÜV	BK60/30 + ÜV

DTV-SV gemäß Anlage 4, Montag bis Freitag

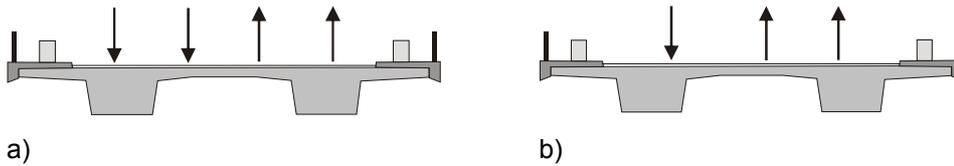


Bild A1-2 Beispiele für Brücken mit einteiligem Querschnitt (gemeinsamer Überbau für beide Richtungsfahrbahnen)

- (6) Die vorläufige Nutzungsdauer von unter Anrechnung verkehrlicher Nutzungsaufgaben nachgewiesenen Brücken ist auf 20 Jahre beschränkt.

A1.2 Weiterführende Maßnahmen

- (1) Statische Auswirkungen weitergehender verkehrlicher Nutzungseinschränkungen sind gesondert nachzuweisen. Dazu zählen z.B.:
- a) LKW-Gewichtsbeschränkung
 - b) LKW-Geschwindigkeitsbeschränkung
 - c) LKW-Achslastbeschränkung
 - d) LKW-Überholverbot
 - e) kein genehmigungspflichtiger Schwerverkehr
 - f) Ummarkierung von Fahrstreifen
 - g) Sperrung und/oder Einengung von Fahrstreifen.

Anlage 5 – Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung

A5.1 Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0 bzw. 4s+0-Verkehr

- (1) Die Einwirkungen aus Verkehr in einer 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung (Bild A5-1) gemäß den Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen (RSA) sind
- beginnend mit dem Verkehrslastmodell Brückenklasse 60 und höher gemäß der Normenreihe DIN 1072 inkl. Einrechnung eines Schwingbeiwertes zur Erfassung dynamischer Einflüsse
oder
 - mit dem Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101, 4.3.2 oder höher abgedeckt.

Dabei wird vorausgesetzt, dass das Verkehrslastmodell Brückenklasse 60 oder höher einschließlich der weiteren bauartbezogenen Anforderungen an Brücken nach heutigen Gesichtspunkten nachgerechnet bzw. bewertet oder explizit dafür bemessungstechnisch ausgelegt wurde.

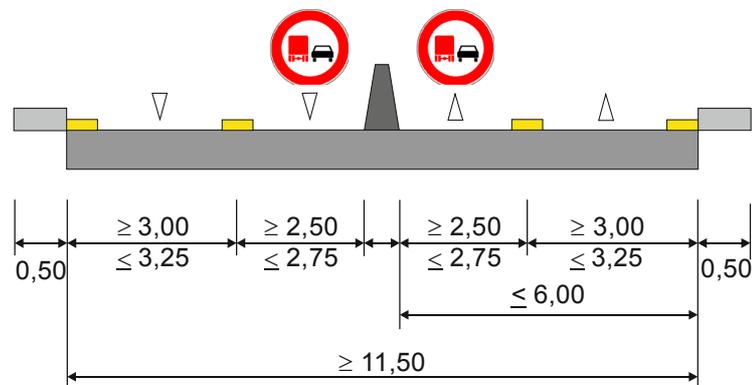


Bild A5-1 Behelfsverkehrsführung 4+0- bzw. 4s+0-Verkehr gemäß RSA, Überholfahrsteifen für LKW-Verkehr gesperrt

- (2) Absatz (1) gilt auch für ein um bis zu 50 cm gegenüber den vorherigen Fahrbahnbegrenzungen nach außen zum Brückenrand hin verschobenes Verkehrsband, wenn zur Verbreiterung des Verkehrsraums die Kappen entsprechend eingekürzt werden. Die Nachweispflicht des Tragwerks in Querrichtung bleibt davon unberührt.
- (3) Sofern die Nachweise mit dem Verkehrslastmodell Brückenklasse 60 oder Brückenklasse 60/30 der Normenreihe DIN 1072 erbracht werden, sind die verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen gemäß Anlage 1 zu beachten.