

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 95 (1977)
Heft: 45

Artikel: Bemessung von Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton und Spannbeton
Autor: Grob, Josef
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73486>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Die Bemessung von Eisenbahnbrücken

Von Klaus Zimmermann, Bern

Zur Bemessung von *massiven* Eisenbahnbrücken steht dem Ingenieur heute nur die Norm SIA 162 zur Verfügung; die auf einem *einheitlichen Bruchmodell* basierende Richtlinie 34 zu dieser Norm ist dagegen *nicht* zugelassen.

Der Verfasser des folgenden Aufsatzes, J. Grob, gelangte im Zusammenhang mit der Projektierung von Brücken für den Ausbau der *Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn* (BLS) auf Doppelspur an das *Eidgenössische Amt für Verkehr* (EAV) mit dem Wunsch, die Bemessung von Eisenbahnbrücken in Anlehnung an die Richtlinie 34 der Norm SIA 162 zu vereinheitlichen. Das Eidgenössische Amt für Verkehr ist über das *Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement* mit der Aufsicht über alle Bahnbelange betraut.

Um die vom genannten Autor erarbeiteten Grundlagen auf eine breitere Basis zu stellen, fand im November 1976 ein erster Gedankenaustausch statt, an dem folgende Herren teilnahmen: H. Bosshart und M. Tschumi (SBB), U. Graber (BLS), R. Caflisch und P. Marti (ETH-Z), R. Walther und M. Hirt (EPF-L), F. Walther (Emch und Berger), J. Grob (Schneller+Schmidhalter+Ritz) sowie der Verfasser als Vorsitzender.

An einer zweiten Sitzung, an der auch der technische Sekretär des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenver-

eins (SIA), C. Reinhard, teilnahm, beschloss man, die neuen Bemessungsgrundlagen aus folgenden Gründen nur in der Schweizerischen Bauzeitung zu veröffentlichen:

- Die den Bemessungsgrundlagen zugrunde liegenden Annahmen sind wohl auf der sicheren Seite, aber teilweise doch hypothetischer Natur; sie müssen durch gezielte Forschungen noch erhärtet werden.
- Aus zeitlichen und materiellen Gründen sollte ein Vernehmlassungsverfahren vermieden werden.
- Die Zulassung der Bemessungsgrundlagen ist in rechtlicher Hinsicht durch die Baunormenverordnung vom 21. August 1962, Art. 3, Abs. 3, sowie die Norm SIA 162, Art. 11.01 abgesichert.

Wie in der neuen Stahlbaunorm beruht die Bemessung von Eisenbahnbrücken auf *zwei getrennten Nachweisen*: dem *statischen Nachweis* (oder *Tragfähigkeitsnachweis*) und dem *Ermüdungsnachweis*. Dazu dienen vorläufig – bis die neue Norm SIA 162 erarbeitet sein wird – die Regeln, wie sie im nachfolgenden Aufsatz formuliert sind.

Ich danke Herrn Dr. Grob für seinen unermüdlichen Einsatz bei der Erarbeitung dieser Bemessungsgrundlagen und wünsche ihnen gute Aufnahme in den Fachkreisen.

Bemessung von Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton und Spannbeton

Von Josef Grob, Naters

Der vorliegende Artikel ist eine Kurzfassung der Veröffentlichung [1] und gibt einen Überblick über das Ermüdungsverhalten und die Bemessung von Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchten Bauwerken.

Die heute in der Schweiz gültigen Vorschriften für die Bemessung von wechselbeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetontragwerken sind unklar. In Art. 3.07 der Norm SIA 162 sind für die Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchte Bauwerke zulässige Stahlspannungen, abhängig von den Grenzwerten A und B der Zugbeanspruchung, vorgeschrieben. Mit diesen Werten und den in Art. 3.03 (Biegung mit Normalkraft) und in Art. 3.12 (Schubsicherung in Platten und Balken) angegebenen Rechenregeln kann ein wechselbeanspruchtes Stahlbetontragwerk bemessen werden, allerdings ergeben sich auf diese Weise unwirtschaftliche Lösungen gemessen am heutigen Stand der Kenntnisse. Die Schubbemessung von Stahlbetonbalken und -platten kann gemäss Art. 3.12 der Norm SIA 162 auch nach Richtlinie 17 erfolgen, die für vorwiegend statisch beanspruchte Tragwerke entwickelt wurde. Wird sie, was nach der gültigen Norm SIA 162 nicht ausgeschlossen ist, zur Bemessung wechsel-

beanspruchter Tragwerke verwendet, so ergeben sich teilweise Lösungen auf der unsicheren Seite, wie dies aus verschiedenen Ermüdungsversuchen deutlich hervorgeht. Auf Schub beanspruchte voll oder teilweise vorgespannte Stahlbetonträger schliesslich können wahlweise nach Art. 5.13 oder nach Richtlinie 17 der Norm SIA 162 bemessen werden, wobei beide Vorschriften zwischen statisch und wechselbeanspruchten Tragwerken sich nicht unterscheiden.

Seit dem 1. April 1976 steht dem Ingenieur die Richtlinie 34 der Norm SIA 162 zur Verfügung. Sie vereinheitlicht die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, verwendet für alle Beanspruchungsfälle dasselbe Rechenmodell und ist damit auch auf kombinierte Beanspruchungsfälle Biegung – Querkraft – Torsion anwendbar. In der Einleitung zur Richtlinie 34 wird jedoch ihre Anwendung auf Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchte Bauwerke ausgeschlossen.

Der bestehende unbefriedigende Zustand führte zur Ausarbeitung eines Bemessungsvorschlages für Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchte Bauwerke und wird vorerst ohne Erklärungen dargelegt.

Bemessungsvorschlag

Der vorliegende Bemessungsvorschlag betrifft die Bemessung von Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchten Bauwerken aus Stahlbeton, teilweise vorgespanntem Beton und Spannbeton. Er basiert auf den in der Norm SIA 162 (1968) angegebenen Bemessungsgrundsätzen und schliesst sich in der Form der Richtlinie 34 dieser Norm an. Es wurden neue Erkenntnisse über das Ermüdungsverhalten berücksichtigt, die unter anderem zeigen, dass der Schubwiderstand des Betons durch Lastwechsel stark vermindert wird. Demnach darf die Richtlinie 17 wegen des konstanten nominellen Schubwiderstandes Q_c^* des Betons nicht zur Bemessung von Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchten Bauwerken verwendet werden. In der Richtlinie 34 ist ausdrücklich betont, dass sie nicht zur Bemessung derartiger Tragwerke benützt werden darf.

1. Statische Bemessung

Die statische Bemessung von Bauwerken und Bauteilen hat so zu erfolgen, dass sie eine ausreichende Bruchsicherheit und ein normales Verhalten unter Gebrauchslast hinsichtlich Rissbildung und Verformungen zeigen.

Entgegen dem in Richtlinie 34 der Norm SIA 162 angegebenen Geltungsbereich kann die statische Bemessung auch von Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchten Bauwerken nach Richtlinie 34 erfolgen. Dabei sind folgende Einschränkungen zu beachten:

1.1 Zu Ziffer 4.4, 4.5, 5.4, 5.5, 6.2 und 6.3:

Die untere Schubspannungsgrenze¹⁾ muss auf drei Viertel der in Richtlinie 34 angegebenen Werte herabgesetzt werden.

1.2 Zu Ziffer 4.6, 5.6 und 6.4:

Die rechnerischen Abzüge Q_b und T_b , die nach Richtlinie 34 zur Bemessung der Bügelbewehrung berücksichtigt werden dürfen, sind nicht gestattet.

2. Ermüdungsnachweis

Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchte Bauwerke, die oft wiederholten Belastungen unterworfen sind, müssen eine genügende Ermüdungssicherheit aufweisen.

2.1 Der Ermüdungsnachweis muss für Hauptlasten gemäss Ziffer 1.2 der Richtlinie 34 der Norm SIA 162 sowie für Zwängungen aus Vorspannung, Auflagerverschiebungen, Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen durchgeführt werden.

2.2 Im Gebrauchszustand dürfen die Stahlspannungen in der schlaffen Bewehrung nicht über der um den Sicherheitsfaktor 1,3 verminderten rechnerischen Ermüdungsfestigkeit σ_r^E liegen. Diese Stahlspannungen sind bei vorgespannten Tragwerken mit der um den Sicherheitsfaktor 1,3 herabgesetzten Vorspannkraft V_∞ nach Abklingen der Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste zu ermitteln. Für die praktische Anwendung ist folgende Formulierung zweckmässig:

In der schlaffen Bewehrung dürfen die nominellen Stahlspannungen σ_e^E aus den um den Sicherheitsfaktor 1,3 vergrösserten Schnittkräften des Gebrauchszustandes die rechnerische Ermüdungsfestigkeit σ_r^E nicht übersteigen:

$$\sigma_e^E \leq \sigma_r^E$$

Der Einfluss einer Vorspannkraft auf die nominellen Stahl-

spannungen σ_e^E ist dabei mit dem entsprechenden Wert V_∞ nach Abklingen der Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste zu berücksichtigen.

2.3 Für Stahl III ist folgende rechnerische Ermüdungsfestigkeit anzunehmen:

$$\sigma_r^E = \frac{220 \text{ N/mm}^2}{1 - 0,6 \frac{\sigma_e^E \min}{\sigma_e^E \max}} = \frac{2200 \text{ kg/cm}^2}{1 - 0,6 \frac{\sigma_e^E \min}{\sigma_e^E \max}} \leq \sigma_f$$

Ergibt sich für $\sigma_e^E \min$ rechnerisch eine Druckspannung, so ist mit der Ursprungsfestigkeit von $220 \text{ N/mm}^2 = 2200 \text{ kg/cm}^2$ zu rechnen.

2.4 Die Schnittkräfte im Gebrauchszustand sind nach Art. 3.01 der Norm SIA 162 zu ermitteln. Umlagerungen dieser Schnittkräfte infolge unelastischer Verformungen dürfen nicht berücksichtigt werden.

Für den Ermüdungsnachweis von Eisenbahnbrücken dürfen die nominellen Verkehrslasten gemäss Norm SIA 160 (einschliesslich Stosszuschlag) um den Reduktionsfaktor α_p reduziert werden.

Eingleisige Brücken:

$$\alpha_{p1} = 0,40 + \frac{3,30}{L [\text{m}]} \leq 0,80$$

Zweigleisige Brücken:

$$\alpha_{p2} = \alpha_{p1} \cdot [\psi^3 + (1 - \psi)^3]^{1/3} \leq \alpha_{p1}$$

Es bedeuten:

L = Spannweite des betrachteten Bauteils entsprechend Art. 18.2 der Norm SIA 160.

ψ = Verhältnis der grösseren Stahlspannung infolge der Verkehrsbelastung auf einem Geleise zur Stahlspannung infolge der Belastung beider Geleise.

2.5 Für die Bestimmung der nominellen Stahlspannungen infolge Querkraft und Torsion ist ein Fachwerkmodell mit variabler Neigung der Betondruckdiagonalen zu verwenden.

Die nominellen Bügelspannungen σ_{eB}^E infolge Querkraft und Torsion sind unter Annahme einer Diagonalen- neigung entsprechend $(\tan \gamma)^{1/3}$ zu ermitteln, wobei γ den bei der statischen Bemessung, Ziffer 1, verwendeten Neigungswinkel der Betondruckdiagonalen im Bruchzustand bezeichnet. Sie betragen:²⁾

$$\sigma_{eB}^E = \frac{S_B}{F_{eB}} \cdot \left| \frac{Q_{eff}^E}{h_o} \pm \frac{T^E}{2 F_o} \right| \cdot (\tan \gamma)^{1/3}$$

Der Rechenwert T^E ist das um den Faktor 1,3 vergrösserte Torsionsmoment des Gebrauchszustandes und mit Q_{eff}^E ist folgende Grösse bezeichnet:²⁾

$$Q_{eff}^E = 1,3 \cdot \left(Q - \frac{M}{y} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) - V_\infty \cdot \sin \alpha$$

Die nominellen Stahlspannungen σ_{eL}^E in der schlaffen Längsbewehrung sind nach Art. 3.03 der Norm SIA 162 zu ermitteln. Dabei ist zur Berücksichtigung der infolge Querkraft und Torsion entstehenden Zugbeanspruchung folgende nominelle Normalkraft N_{nom}^E für die Berechnung dieser Stahlspannungen anzunehmen:^{2) 3)}

²⁾ Die hier verwendeten Bezeichnungen entsprechen sinngemäss denen der Richtlinie 34 der Norm SIA 162.

³⁾ Der Anteil infolge Querkraft entfällt im Bereich von Momentenspitzen (z.B. bei Zwischenaufslagern von Durchlaufträgern). Vergleiche dazu Ziffer 4.8 der Richtlinie 34 der Norm SIA 162.

¹⁾ Überschreiten die Beton-Randzugspannungen unter rechnerischer Bruchlast infolge der Wirkung einer Vorspannkraft den Wert $3/4 \cdot 2 \tau_r = 1,5 \tau_r$ nicht, so darf die untere Schubspannungsgrenze entsprechend Fussnote 4 der Richtlinie 34 der Norm SIA 162 um den Faktor α erhöht werden.

$$N_{nom}^E = N^E + \left[\left| Q_{eff}^E \right| + \frac{|T^E| \cdot u_o}{2 F_o} \right] \cdot \cot \gamma$$

Die resultierende Zugkraft infolge Querkraft greift in der Steg-Mittelaxe und die aus Torsion im Schwerpunkt des Umfanges u_o der Fläche F_o an (vgl. Ziffer 4.6 und 5.6 der Richtlinie 34 der Norm SIA 162).

3. Konstruktive Hinweise:

3.1 Tragende Bewehrung darf im allgemeinen nicht geschweisst werden. Sollte jedoch in Ausnahmefällen eine Schweissung der tragenden Bewehrung nötig sein, so ist eine entsprechend verminderte, durch Versuche nachgewiesene Ermüdungsfestigkeit anzunehmen.

3.2 Bei Verwendung der in Ziffer 2.3 angegebenen Ermüdungsfestigkeit dürfen die Krümmungsdurchmesser von Abbiegungen in der tragenden Bewehrung folgende Werte (vgl. Art. 3.30 der Norm SIA 162) nicht unterschreiten:

$$D_1 = 20 d / D_2 = 8 d / D_3 = 8 d$$

Rechnerische Materialfestigkeiten

Der Ermüdungswiderstand eines Stahlbetonträgers hängt im wesentlichen von den Ermüdungsfestigkeiten des Stahls (Zug) und des Betons (Druck) sowie dem Zusammenwirken dieser beiden Baustoffe ab.

Bewehrungsstahl

Für Bewehrungsstähle der Gruppe III wird die in Bild 1 dargestellte rechnerische Ermüdungsfestigkeit σ_r^E angenommen. Die Rechenwerte σ_r^E entsprechen der 95-Prozent-Vertrauensgrenze der Ermüdungsfestigkeit bezüglich 2 Mio. Lastwechseln von nicht einbetonierten Bewehrungsstählen der Gruppe III mit Durchmessern von 20 mm bis 30 mm. Als Grundlage dienten einstufige Ermüdungsversuche der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf an sämtlichen in der Schweiz hergestellten Sorten der Stahlgruppe III.

Eine Schweissung der Bewehrung wirkt sich sehr ungünstig auf die Ermüdungsfestigkeit des Stahls aus. Wegen der schlechten Materialausnutzung sollte bei wechselbeanspruchten Tragwerken grundsätzlich auf eine Schweissung der tragenden Bewehrung verzichtet werden.

Die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung wird durch vorhandene Abbiegungen zum Teil spürbar herabgesetzt. Biegeversuche an Stahlbetonbalken mit abgebogener Längsarmierung (z. B. [6, 9, 11]) ergaben folgende Festigkeitsverhältnisse gegenüber geraden Stählen in Abhängigkeit des Krümmungsdurchmessers D zum Stabdurchmesser d des Stahls.

Für $\frac{D}{d} \geq 20$ bis 25:	90% bis 100%
$\frac{D}{d} = 10$:	70% bis 80%
$\frac{D}{d} = 5$:	40% bis 50%.

Für die Bügelbewehrung fehlen weitgehend entsprechende Untersuchungen. Zudem muss festgehalten werden, dass die vor-

her aufgeführten Biegeversuche kaum zur Beurteilung des Ermüdungswiderstandes der Bügelbewehrung herangezogen werden können, weil die in den Abbiegestellen auftretenden lokalen Zugkräfte nur schlecht erfassbar sind. Die Bügelzugkräfte werden in den Abbiegestellen durch die Reibungskräfte infolge der lokalen Betonpressungen und durch die Verbundwirkung des Betons vermindert.

Im vorliegenden Bemessungsvorschlag wird hinsichtlich der rechnerischen Ermüdungsfestigkeit nicht zwischen gerader und abgebogener Bewehrung unterschieden. Um trotzdem vergleichbare Ermüdungsfestigkeiten in Abbiegungen und geraden Bewehrungsstäben zu erhalten, werden gegenüber Art. 3.30 der Norm SIA 162 teilweise grössere minimale Krümmungsdurchmesser ($D_1 = 20 d$ und $D_2 = D_3 = 8 d$) vorgeschrieben.

Spannstahl

Wichtig für die Beurteilung des Ermüdungswiderstandes vorgespannter Stahlbetontragwerke ist unter anderem die oberhalb einer Grundspannung (Vorspannung) ertragene Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ des Spannstahls. Sie übersteigt bei den handelsüblichen Spannstählen den entsprechenden, in Bild 1 angegebenen, maximalen Rechenwert $\Delta\sigma_{s,max}$ für Bewehrungsstähle der Gruppe III. Eine abweichende Situation ergibt sich hingegen für die Verankerungs- und Kupplungsstellen der Spannbewehrung. Sie sind als ermüdungsempfindlich zu betrachten und deshalb möglichst versetzt anzuordnen und unbedingt in Zonen geringer Wechselbeanspruchung zu verlegen, wie dies für ungerissene Bereiche in voll oder teilweise vorgespannten Tragwerken zutrifft. In besonderen Fällen dürfte es ratsam sein, die Kupplungs- und Verankerungsstellen durch Anordnung einer zusätzlichen Spannbewehrung zu überdrücken. Werden diese wichtigen konstruktiven Hinweise betreffend die Kupplungs- und Verankerungsstellen der Spannbewehrung beachtet, so wird auch im Fall teilweise vorgespannter Tragwerke die Ermüdung der schlaffen Bewehrung massgebend.

Können diese Krümmungsdurchmesser aus konstruktiven Gründen nicht eingehalten werden, so sind die rechnerischen Festigkeiten auf drei Viertel der in Ziffer 2.3 angegebenen Werte abzumindern.⁴⁾

3.3 Übergreifungsstösse der Bewehrung sind möglichst versetzt anzuordnen und in Zonen geringer Beanspruchung zu verlegen.

Kupplungs- und Verankerungsstellen der Spannbewehrung müssen wegen ihrem gegenüber der Spannbewehrung geringen Ermüdungswiderstand unbedingt in Zonen kleiner Wechselbeanspruchung (ungerissene Bereiche) verlegt werden.

3.4 Für die konstruktive Durchbildung der Bauwerke und Bauteile sind die entsprechenden Artikel der Norm SIA 162 und der Anhang zur Richtlinie 3 der Norm SIA 160 zu beachten.

⁴⁾ Die in Art. 3.30 der Norm SIA 162 angegebenen minimalen Krümmungsdurchmesser müssen unter allen Umständen eingehalten werden.

Beton

Die Ermüdungsfestigkeit des Betons kann dem in Bild 2 dargestellten Diagramm entnommen werden. Es stammt aus der Veröffentlichung [7] und wurde auf die rechnerischen statischen Festigkeiten gemäss Richtlinie 34 der Norm SIA 162 umgerechnet.

Rechenwert für statische Prismendruckfestigkeit:

$$\beta_r = 0,60 \cdot \beta_{w28}$$

Rechenwert für statische Zugfestigkeit:

$$\beta_z = \tau_r \cong 0,60 \cdot \sqrt{\beta_{w28} \text{ [kg/cm}^2\text{]}}$$

Die Bezugsgrösse β_{w28} entspricht dabei einer 16-Prozent-Fraktile der Würfeldruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen.

Die Darstellung gemäss Bild 2 kann für die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit des Betons im Druck- und im Zugbereich verwendet werden. Für die Ermüdungsfestigkeit auf Druck hat nur der in Bild 2 angegebene Bereich D eine physikalische Bedeutung. Der ungünstigste Wert ergibt sich für den Fall $\sigma_{b,min} = 0$:

$$\sigma_{b,max} (\sigma_{b,min} = 0) = 0,65 \cdot \beta_r$$

Die kleinste Ermüdungsfestigkeit im Zugbereich erhält man für eine Wechselbeanspruchung $\sigma_{b,min} = -\sigma_{b,max}$:

$$\sigma_{b,max} (\sigma_{b,min} = -\sigma_{b,max}) = 0,48 \cdot \tau_r$$

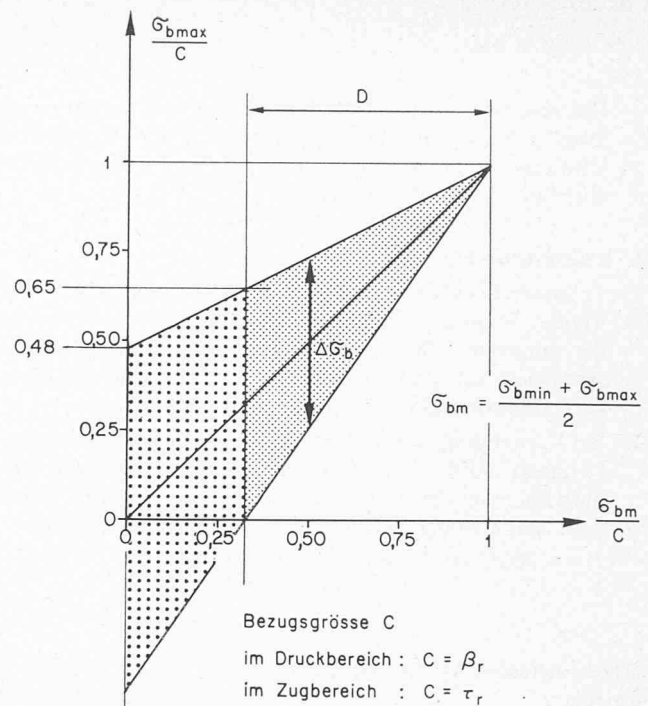
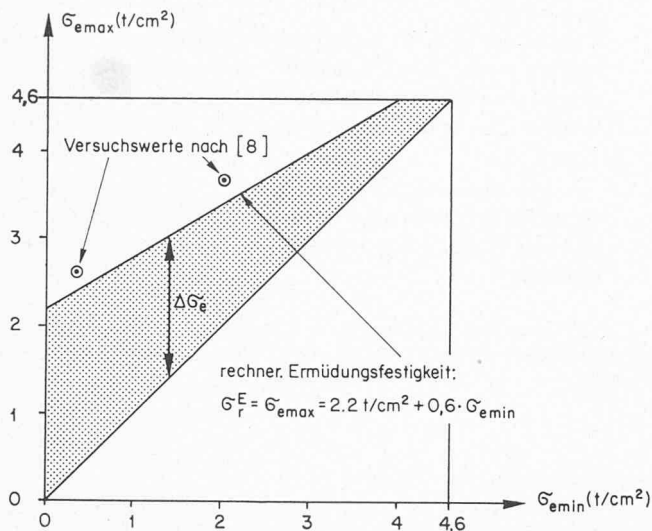
Selbstverständlich geben diese Zahlenwerte lediglich einen mehr oder weniger ausreichenden Anhaltspunkt über die Ermüdungsfestigkeit des Betons. Versuche über die Zugfestigkeit des Betons unter Wechselbeanspruchung oder die Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der Betonqualität stehen zu einem grossen Teil noch aus.

Statische Bemessung

Die statische Bemessung eines Tragwerks hat die Sicherstellung seiner Nutzung und seiner Tragfähigkeit zum Ziel. Dabei kommt dem Nachweis der Bruchsicherheit eine zentrale Bedeutung zu. Weil die Belastung

Bild 1 (unten). Rechnerische Ermüdungsfestigkeit für Bewehrungsstähle der Gruppe III

Bild 2 (rechts). Rechnerische Ermüdungsfestigkeit des Betons nach [7]



und der Bruchwiderstand nur mit mehr oder weniger grossen Unsicherheiten erfasst werden können, werden auf der Last- und Widerstandseite Sicherheitsbeiwerte eingeführt. Nach den gültigen SIA-Vorschriften [14] und [15] ist eine ausreichende Bruch-sicherheit vorhanden, wenn der um den Widerstandsfaktor 1,3 verminderte rechnerische Bruchwiderstand die um die Lastfaktoren vergrösserten Normlasten des Gebrauchszustandes übersteigt. Für Hauptlasten wird im Normalfall der Lastfaktor 1,4 massgebend, so dass sich im allgemeinen folgende rechnerische Gesamtsicherheit s gegen einen statischen Bruch ergibt.

$$(1) \quad s = 1,3 \cdot 1,4 = 1,8$$

Daraus ist ersichtlich, dass bei der statischen Bemessung eines Tragwerks vereinzelt auftretende Überbelastungen berücksichtigt werden, welche die betreffenden Normlasten erheblich übersteigen.

Die statische Bemessung von wechselbeanspruchten Tragwerken kann mit geringfügigen Anpassungen nach Richtlinie 34 der Norm SIA 162 durchgeführt werden. Die wichtigste Änderung ergibt sich für die Bemessung auf Querkraft und Torsion durch den Abfall des Beton-Schubwiderstandes in wechselbeanspruchten Tragwerken.

Schubwiderstand des Betons

Für die statische Bemessung der Bügelbewehrung dürfen nach Richtlinie 34 der Norm SIA 162 die nominellen Abzüge Q_b bzw. T_b in Rechnung gestellt werden. Diese Abzüge resultieren aus der Zugfestigkeit des Betons. Treten keine Risse auf, so genügt die Betonzugfestigkeit allein zur Aufnahme der Schubbeanspruchung. Wie in [2] und [15] beschrieben, wird der ursprüngliche Schubwiderstand des ungerissenen Betons durch die Entwicklung der Risse sukzessive abgebaut. Lastwechsel fördern die Entwicklung von Rissen, sie wirken sich ungünstig auf den

nach Auftreten der ersten Risse vorhandenen Schubwiderstand Q_b bzw. T_b des Betons aus. Aus den Schubversuchen [5] und [10] geht deutlich hervor, dass dieser Schubwiderstand durch Lastwechsel sehr stark vermindert wird. Dieser Tatsache wird im Bemessungsvorschlag dadurch Rechnung getragen, dass bei wechselbeanspruchten Tragwerken der Schubwiderstand des Betons nicht berücksichtigt werden darf.

$$(2) \quad Q_b = T_b = 0$$

In Wirklichkeit ist vor allem bei kleiner nomineller Schubbeanspruchung infolge des Reibungswiderstandes an den Rissufern immer noch ein gewisser Schubwiderstand des Betons vorhanden. Er ist zahlenmässig jedoch nicht erfassbar, weil entsprechende systematische Untersuchungen bis heute fehlen.

Festlegung der Betonabmessungen

Für eine zügige Bemessung ist es wünschenswert, wenn die Betonabmessungen allein durch die statische Bemessung gegeben sind. Dies verlangt eine teilweise Berücksichtigung des Ermüdungseinflusses schon bei der statischen Bemessung, wobei die rechnerischen Betonfestigkeiten derart angesetzt werden müssen, dass neben der erforderlichen statischen Bruch-sicherheit auch eine genügende Sicherheit gegen einen Ermüdungsbruch des Betons vorhanden ist. Die Festlegung der entsprechenden Rechenwerte der Betonfestigkeit wird im folgenden Abschnitt behandelt, da es sich im Grunde genommen um einen Ermüdungsnachweis für den Beton handelt.

Bemessung auf Ermüdung

Wechselbeanspruchte Tragwerke müssen eine genügende Ermüdungssicherheit aufweisen, es darf unter den tatsächlich auftretenden Lasten vor Ablauf der vor-

gesehenen Betriebsdauer kein Ermüdungsbruch eintreten. Die Ermüdung eines Baustoffes wird durch eine grosse Anzahl Spannungswechsel hervorgerufen, sie hängt von der tatsächlich auftretenden Beanspruchung im Gebrauchszustand ab. Massgebend für die Ermittlung dieser Beanspruchung sind die über einen bestimmten Zeitraum tatsächlich auftretenden ermüdungswirksamen Lasten, die später in einem besonderen Abschnitt behandelt werden, und die aus diesen Lasten resultierenden Schnittkräfte im Gebrauchszustand. Eine Berücksichtigung von Schnittkräfteumlagerungen infolge unelastischer Verformungen, wie dies für den Bruch-sicherheitsnachweis erlaubt ist, kommt deshalb für den Ermüdungsnachweis nicht in Frage.

Beim Ermüdungsnachweis wird auf der Widerstandsseite wie bei der statischen Bemessung ein Widerstandsfaktor eingeführt, die Lastfaktoren entfallen dagegen, weil für die Ermüdung im Gebrauchszustand das gesamte Belastungskollektiv und nicht einzelne Überbelastungen massgebend sind. Nach dem vorliegenden Bemessungsvorschlag ist dieser Widerstandsfaktor mit dem der statischen Bemessung identisch. Es ergibt sich somit folgende rechnerische Sicherheit s^E gegen einen Ermüdungsbruch:

$$(3) \quad s^E = 1,3$$

Bei Stahlbetontragwerken erfordert der Ermüdungsnachweis grundsätzlich die Kontrolle der Beton- und der Stahlbeanspruchung.

Anpassung der statischen Betonfestigkeiten

Damit die Festlegung der Betonabmessungen allein durch die statische Bemessung erfolgen kann, wird der Ermüdungsnachweis für den Beton durch eine Anpassung der statischen Betonfestigkeiten ersetzt. Sie werden im folgenden so festgelegt, dass eine

ausreichende Bruchsicherheit auf Grundlage dieser Festigkeitswerte immer auch eine genügende Ermüdungssicherheit des Betons beinhaltet.

Gemäss Bild 2 beträgt die Ursprungsfestigkeit des Betons auf *Druck* 65 Prozent der statischen Druckfestigkeit β_r . Selbst in diesem ungünstigsten Fall braucht bei der statischen Bemessung zur Berücksichtigung des Ermüdungseinflusses keine Abminderung der Betondruckfestigkeit vorgenommen zu werden. Es gilt:

$$(4) \quad \beta_r^E = \beta_r$$

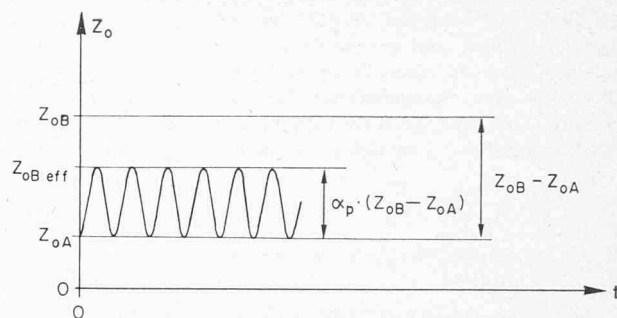
Dieser Zusammenhang wird deutlich, wenn man an die unterschiedlichen Sicherheiten gegen einen statischen (1) und gegen einen Ermüdungsbruch (3) denkt und ausserdem beachtet, dass die ermüdungswirksamen Lasten (vgl. Abschnitt «Ermüdungswirksame Verkehrslasten für Eisenbahnbrücken») kleiner sind als die Normlasten des Gebrauchszustandes. Gleichung (4) gilt naturgemäss auch für die *obere Schubspannungsgrenze*, durch welche die Betondruckspannungen in den Druckdiagonalen schubbeanspruchter Bauteile beschränkt werden.

$$(5) \quad \tau_{\max}^E = \tau_{\max}$$

Der Ermüdungseinfluss auf den *Schubwiderstand* des ungerissenen Betons ist für wechselbeanspruchte Stahlbetonträger ohne Schubbewehrung wichtig. Da auf diesem Gebiet Versuche zum grössten Teil fehlen, müssen vorsichtige Annahmen getroffen werden.

Unterhalb einer bestimmten Schubbeanspruchung, der *unteren Schubspannungsgrenze*, bilden sich keine Schubrisse aus, d. h. die Betonzugfestigkeit allein genügt zur Aufnahme der Schubbeanspruchung. Entwickelt sich ein vorhandener Biegeanriss zu einem kleinen Biegeschubriss, so kann sich dieser nicht mehr senkrecht zu den Rissufern öffnen. Folglich sind die Rissufer in diesem Stadium auch bei gleichgerichteter Belastung einer Wechselbeanspruchung unterworfen.

Bild 3. Ermüdungswirksame Beanspruchung



Betrachtet man diese Wechselbeanspruchung als massgebend, so muss für die weitere Rissausbreitung die Wechselzugfestigkeit des Betons überwunden werden. Sie beträgt gemäss Bild 2 nur 48 Prozent der statischen Betonzugfestigkeit, so dass sich folgender abgeminderte Rechenwert τ_r^E ergibt:

$$(6) \quad \tau_r^E = 3/4 \cdot \tau_r$$

Das heisst, die untere Schubspannungsgrenze muss bei der statischen Bemessung von wechselbeanspruchten Tragwerken auf 75 Prozent der für statisch beanspruchte Bauwerke gültigen Werte abgemindert werden. Eine Vorspannkraft beeinflusst das Risseverhalten durch Vergrösserung des Beton-Schubwiderstandes, dies vor allem dann, wenn infolge der Wirkung einer Vorspannkraft selbst unter rechnerischer Bruchlast keine Biegerisse auftreten. Wenn die Biegerandzugsspannungen unter rechnerischer Bruchlast den Wert $3/2 \cdot \tau_r$ nicht überschreiten, gestattet der vorliegende Bemessungsvorschlag eine Erhöhung der unteren Schubspannungsgrenze. Der betreffende Vergrösserungsfaktor $\times$ ist in Fussnote 4 der Richtlinie 34 festgelegt.

Zur Erreichung einer ausreichenden Ermüdungssicherheit des Betons muss bei der statischen Bemessung nur die untere Schubspannungsgrenze abgemindert werden. Die obere Schubspannungsgrenze und die Druckfestigkeit des Betons können wie bei

statisch beanspruchten Bauwerken angenommen werden. Mit dieser einzigen Anpassung, die vorsichtig angesetzt ist, ergibt die statische Bemessung wechselbeanspruchter Tragwerke immer auch eine ausreichende Ermüdungssicherheit des Betons. Ein Ermüdungsnachweis muss somit nur noch für die Bewehrung erbracht werden.

Ermüdungsnachweis für die Bewehrung

Bei wechselbeanspruchten Stahlbetontragwerken beschränkt sich der Ermüdungsnachweis auf die schlaffe Bewehrung, während bei Spannbetonträgern im Prinzip die schlaffe und die Spannbewehrung kontrolliert werden müssen. Werden handelsübliche Spannstähle mit guten Ermüdungseigenschaften und deren Kuppelungs- und Verankerungsstellen fachgerecht in Zonen geringer Beanspruchungswechsel verlegt, so wird unter diesen Voraussetzungen auch bei teilweise vorgespannten Tragwerken die Ermüdung der schlaffen und nicht der Spannbewehrung massgebend. Somit verbleibt für den *Ermüdungsnachweis* noch die Kontrolle der Stahlspannungen in der schlaffen Bewehrung.

Im Gebrauchszustand dürfen die Stahlspannungen in der *schlaffen Bewehrung* nicht über der um den Widerstandsfaktor 1,3 verminderten rechnerischen Ermüdungsfestigkeit σ_r^E liegen. Eine vorhandene Vorspannkraft vermindert im allgemeinen die Bean-

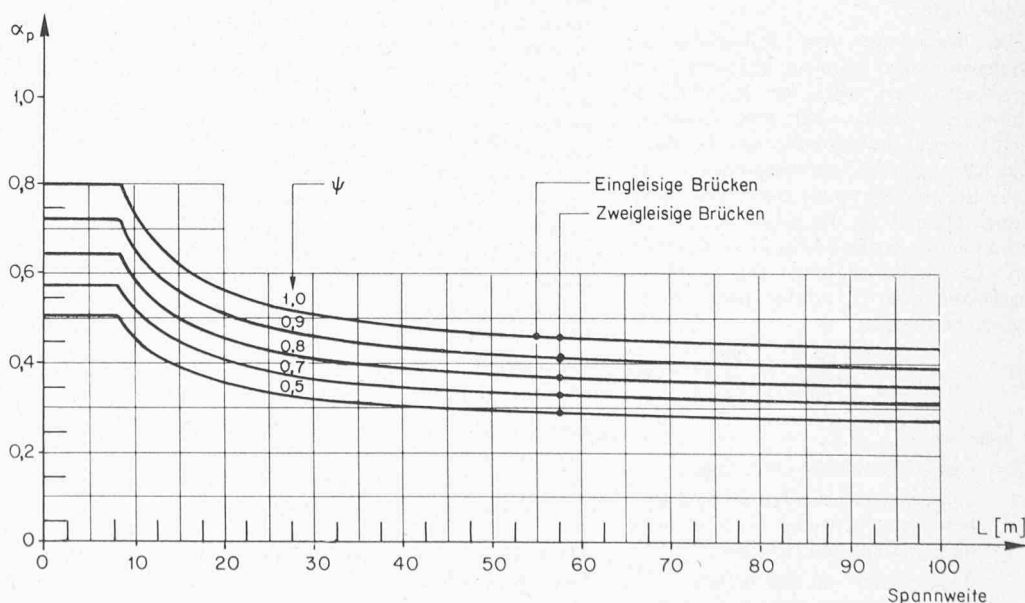


Bild 4. Reduktionsfaktor α_p zur Bestimmung der ermüdungswirksamen Verkehrslast auf Eisenbahnbrücken

ψ = Verhältnis der grösseren Stahlspannung infolge der Verkehrsbelastung auf einem Geleise zur Stahlspannung infolge der Belastung beider Geleise

sprachung der schlaffen Bewehrung im Gebrauchszustand und erhöht so den Ermüdungswiderstand eines Tragwerks. Deshalb muss eine Vorspannkraft bei der Bemessung konsequenterweise auch um den Widerstandsfaktor 1,3 verkleinert werden.

$$(7) \quad \sigma_e \left(S, \frac{V_\infty}{1,3} \right) \leq \frac{\sigma_r^E}{1,3}$$

mit: S = Schnittgrößen im Gebrauchszustand

V_∞ = Vorspannkraft nach Abklingen der Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste.

Für die praktische Anwendung ist es zweckmässig, die Beziehung (7) folgendermassen umzuformen:

$$(8) \quad \sigma_e^E(1,3 \cdot S, V_\infty) \leq \sigma_r^E$$

Danach dürfen in der schlaffen Bewehrung die nominellen Stahlspannungen σ_e^E aus den um den Sicherheitsfaktor 1,3 vergrösserten Schnittkräften des Gebrauchszustandes die rechnerische Ermüdungsfestigkeit σ_r^E nicht übersteigen.

Für Bewehrungsstähle der Gruppe III ist folgende rechnerische Ermüdungsfestigkeit σ_r^E anzunehmen:

$$(9) \quad \sigma_r^E = \frac{2,2 \text{ t/cm}^2}{1 - 0,6 \cdot \frac{\sigma_e^E \min}{\sigma_e^E \max}}$$

mit $2,2 \text{ t/cm}^2 \leq \sigma_r^E \leq 4,6 \text{ t/cm}^2$

Die Beziehung (9) erhält man durch Umformung aus der in Bild 1 angegebenen rechnerischen Ermüdungsfestigkeit. Ergibt sich für $\sigma_e^E \min$ rechnerisch eine Druckspannung, so kann infolge der Mitwirkung des Betons mit der Ursprungsfestigkeit von $2,2 \text{ t/cm}^2$ gerechnet werden.

Für die Bestimmung der *nominellen Stahlspannungen* infolge Querkraft und Torsion wird ein Fachwerkmodell mit variabler Neigung der Betondruckdiagonalen verwendet. Es ist im wesentlichen mit dem in [2] beschriebenen Rechenmodell identisch, das der Richtlinie 34 der Norm SIA 162 zugrunde liegt.

Die Beziehungen zur Ermittlung der Bügelspannungen können, abgesehen von zwei Ausnahmen, direkt der Richtlinie 34 entnommen werden. Die eine Änderung betrifft die Diagonalenneigung, die durch diejenige des Gebrauchszustandes zu ersetzen ist, und die zweite die rechnerischen Abzüge Q_b und T_b , die wegen der starken Verminderung des Beton-Schubwiderstandes durch Lastwechsel entfallen. Die nominellen Bügelspannungen σ_{eB}^E infolge Querkraft und Torsion betragen:

$$(10) \quad \sigma_{eB}^E = \frac{s_B}{F_{eB}} \cdot \left| \frac{Q_{\text{eff}}^E}{h_0} \pm \frac{T^E}{2 F_0} \right| \cdot \tan \gamma^E$$

Es bedeuten:

F_{eB} = Querschnittsfläche eines Bügels

F_0 = von der durch die Torsions-Längsbewehrung gehenden Verbindungslinie umschlossene Fläche

h_0 = Abstand der von den Bügeln umfassten oberen und unteren Längsbewehrung

s_B = Bügelabstand

γ^E = Neigungswinkel der Betondruckdiagonalen im Fachwerkmodell unter Gebrauchslast.

Mit T^E ist das um den Faktor 1,3 vergrösserte Torsionsmoment des Gebrauchszustandes und mit Q_{eff}^E ist entsprechend Gleichung (8) folgende Grösse bezeichnet:

$$(11) \quad Q_{\text{eff}}^E = 1,3 \cdot \left(Q - \frac{M}{y} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) - V_\infty \cdot \sin \alpha$$

Q bedeutet die Querkraft im Gebrauchszustand, M ist das zusammen mit Q auftretende Biegemoment, y der dazugehörige innere Hebelarm und δ der Winkel des Voutenanzuges. Mit V_∞ ist die nach Abklingen der Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste vorhandene Vorspannkraft und mit α der Winkel zwischen Spannbewehrung und Träger-Mittelaxe bezeichnet.

Die nominellen Stahlspannungen σ_{eL}^E in der schlaffen Längsbewehrung können unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte ermittelt werden.

$$\sigma_{eL}^E = \sigma_{eL}^E(M^E, N_{\text{nom}}^E, V_\infty)$$

Dabei ist zur Berücksichtigung der infolge Querkraft und Torsion entstehenden Zugbeanspruchung folgende nominelle Normalkraft N_{nom}^E für die Berechnung dieser Stahlspannungen anzunehmen:

$$(12) \quad N_{\text{nom}}^E = N^E + \left[|Q_{\text{eff}}^E| + \frac{|T^E| \cdot u_0}{2 F_0} \right] \cdot \cot \gamma$$

Die resultierende Zugkraft infolge Querkraft greift in der Steg-Mittelaxe und die aus Torsion im Schwerpunkt des Umfanges u_0 der Fläche F_0 an. Zu erwähnen ist noch, dass der Anteil infolge Querkraft in Gleichung (12) bei Momentenspitzen (z.B. bei Zwischenauflagern von Durchlaufträgern) entfällt. Der Grund dafür ist, wie in [2] beschrieben, die Ausbildung fächerförmiger Druckfelder im Bereich dieser Krafteinleitungen.

In Wirklichkeit ist die im Gebrauchszustand auftretende Zugbeanspruchung infolge Querkraft und Torsion eine Funktion der Diagonalenneigung im Gebrauchszustand. Sie hängt von $\cot \gamma^E$ und nicht, wie in Gleichung (12) angegeben, von $\cot \gamma$ ab. Für den praktisch vorkommenden Bereich der Diagonalenneigung, $3/5 \leq \tan \gamma \leq 1$, ist in Gleichung (12) absichtlich eine Reserve $\cot \gamma / \cot \gamma^E \geq 1$ eingebaut, um bei der Bemessung schubbeanspruchter Bauteile eine grössere Steifigkeit der Längsbewehrung zu erhalten. Dies führt zu einer entsprechend flacheren Diagonalenneigung im Gebrauchszustand, was sich auf das gesamte Bewehrungsvolumen günstig auswirkt. Diese Diagonalenneigung beträgt:

$$(13) \quad \tan \gamma^E = [\tan \gamma]^{1/3}$$

Darin bedeutet γ den bei der statischen Bemessung verwendeten Neigungswinkel der Betondruckdiagonalen im Bruchzustand. Die Herleitung von Gleichung (13) kann der Veröffentlichung [1] entnommen werden.

Ermüdungswirksame Verkehrslasten für Eisenbahnbrücken

Das Ermüdungsverhalten eines Tragwerks hängt von den über einen bestimmten Zeitraum *tatsächlich auftretenden* Lasten ab.

Diese setzen sich im wesentlichen aus dem Eigengewicht, den ständigen Lasten und den Betriebslasten zusammen, die bei Eisenbahnbrücken durch den Zugverkehr gegeben sind. Die Betriebslasten erreichen nur selten die Normlast nach Norm SIA 160. Deshalb können dem Ermüdungsnachweis reduzierte Lasten, die sogenannten ermüdungswirksamen Verkehrslasten, zugrunde gelegt werden. Um die auftretenden Stahlspannungen mit der aus Einstufenversuchen erhaltenen Ermüdungsfestigkeit vergleichen zu können, muss das Belastungskollektiv auf einen einstufigen Ermüdungsversuch zurückgeführt werden, wie dies beispielsweise durch Anwendung der *Rain-Flow-Methode* zur Auszählung der Lastwechsel und der Schädigungshypothese von *Palmgren-Miner* geschehen kann. Nähere Angaben über das genannte Verfahren sind in der Veröffentlichung [3] enthalten.

Nimmt man an, dass die Entfestigungsgeraden im doppel-logarithmischen Spannungs-Lastwechselzahl-Diagramm (Wöhlerkurven) für Stahl und Betonstahl ungefähr dieselbe Neigung ($\sim 3:1$) haben, so können die Reduktionsfaktoren zur Bestimmung der ermüdungswirksamen Verkehrslast aus dem Vernehmlassungsentwurf zur Norm SIA 161 für Stahlbauten [13] übernommen werden. Der Reduktionsfaktor α_{p1} beträgt für einleisige Strecken:

$$(14) \quad \alpha_{p1} = 0,40 + \frac{3,30}{L [\text{m}]} \leq 0,80$$

Er ist eine Funktion der Spannweite bzw. Einflusslänge L . Aus Gleichung (14) wird deutlich, dass die ermüdungswirksamen Verkehrslasten mit zunehmender Spannweite abfallen. Im Falle von zweigleisigen Brücken ist, wie im vorliegenden Bemessungsvorschlag vorgesehen, eine weitere Abmilderung möglich, weil Vollbelastungen auf einer zweigleisigen Brücke, bedingt durch Zugsbegegnungen, relativ selten vorkommen.

Bemessungsdiagramme

Die Bemessung auf Ermüdung kann direkt nach den Gleichungen (9) bis (14) durchgeführt werden. Im folgenden wird ein anderer Weg beschritten, der eine von vielen Möglichkeiten darstellt. Sofern bei der statischen Bemessung keine Umlagerungen infolge unelastischer Verformungen berücksichtigt werden, können auf der Basis des vorliegenden Bemessungsvorschlages einfach zu handhabende Bemessungshilfen ausgearbeitet werden. Sie sind auf folgendes Vorgehen ausgerichtet:

Man beginnt mit der statischen Bemessung. Dabei werden die Betonabmessungen festgelegt und die statisch erforderliche Bewehrung ermittelt. Dann vergrössert man diese Bewehrung derart, dass das Bauwerk neben einer ausreichenden Bruchsicherheit auch eine genügende Ermüdungssicherheit aufweist. Die Ermüdungswirkung im Gebrauchszustand wird also in einen Zuschlag zur statisch bemessenen Bewehrung umgewandelt. Zur Bestimmung der entsprechenden Vergrösserungsfaktoren können die im folgenden angegebenen Diagramme benützt werden.

Die statisch notwendige Längsbewehrung F_{eL} (schlaff) bzw. F_{sL} (vorgespannt) ist zur Erreichung einer ausreichenden Ermüdungssicherheit wie folgt zu vergrössern:

$$(15) \quad F_{eL}^E = F_{eL} \cdot \eta_L \cdot \xi_L \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{fo}}$$

$$F_{sL}^E = F_{sL} \cdot \eta_L \cdot \xi_L \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{fo}}$$

$$\text{mit } \eta_L \cdot \xi_L \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{fo}} \geq 1$$

Die statisch erforderliche Bügelbewehrung muss ebenfalls vergrössert werden. Dabei ist die statisch notwendige Bügelbewehrung F_{eB1} nach einem 45°-Fachwerkmodell mit folgenden Faktoren zu multiplizieren:

$$(16) \quad F_{eB}^E = F_{eB1} \cdot \eta_B \cdot \xi_B \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{fo}}$$

$$\text{mit } \eta_B \cdot \xi_B \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{fo}} \geq \tan \gamma$$

Es bedeuten:

η_L, η_B = Vergrößerungsfaktoren

ξ_L, ξ_B = Korrekturglieder zur Berücksichtigung von Zwängungen

σ_f = rechnerische Fließ- bzw. Streckgrenze der schlaffen Bewehrung

$$\sigma_{fo} = \text{Bezugsgrösse für } \sigma_f: \\ \sigma_{fo} = 4,6 \text{ t/cm}^2$$

Die Vergrößerungsfaktoren η_L bzw. η_B können den in den Bildern 5 bis 10 dargestellten Diagrammen entnommen werden. Jedes dieser Diagramme bezieht sich auf einen bestimmten Reduktionsfaktor α_p , der in Bild 4 in Abhängigkeit der Spannweite L des Tragwerks aufgetragen ist.

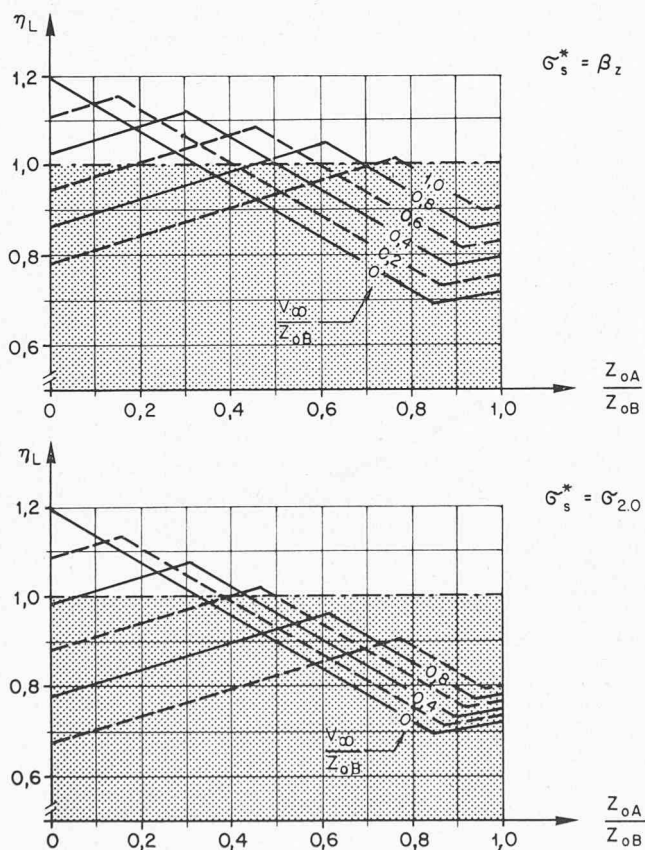
In den Bemessungsdiagrammen der Bilder 5 bis 10 steigen die Vergrößerungsfaktoren η_L bzw. η_B teilweise mit zunehmendem Verhältnis der unteren zur oberen Grenze der Beanspruchung an. Dies erstaunt auf den ersten Blick, ist jedoch richtig, weil die Vergrößerungsfaktoren in Bild 5 beispielsweise in Funktion der Rechenwerte Z_{oA}/Z_{oB} und nicht der effektiven Verhältnisse $Z_{oA}/Z_{oB \text{ eff}}$ dargestellt sind. Die tatsächlich auftretenden ermüdungswirksamen Verkehrslasten entsprechen den um den Reduktionsfaktor α_p verminderten Normlasten des Gebrauchszustandes. Dies führt, falls die Gleichgewichtsbedingungen am unverformten System aufgestellt werden dürfen, zu einer gleich grossen Reduktion der durch die Verkehrslasten bedingten Kräfte ($Z_{oB} - Z_{oA}$) im Zuggurt.

Wie aus Bild 3 hervorgeht, erhält man folgendes Verhältnis der effektiven oberen Grenze $Z_{oB \text{ eff}}$ der Beanspruchung zum betreffenden Normwert Z_{oB} :

$$(17) \quad \frac{Z_{oB \text{ eff}}}{Z_{oB}} = \alpha_p + (1 - \alpha_p) \cdot \frac{Z_{oA}}{Z_{oB}}$$

Dass die Vergrößerungsfaktoren auch mit zunehmendem Verhältnis Z_{oA}/Z_{oB} ansteigen können, ist damit erklärt. Die auf den Zuggurt wirkende Kraft Z_{oB} wird nämlich für $Z_{oA}/Z_{oB} = 0$ (nur Nutzlast) um den vollen Betrag des Reduktionsfaktors α_p abgemindert, für das Verhältnis $Z_{oA}/Z_{oB} = 1$ (keine Nutzlast) hingegen nicht.

Die in den Gleichungen (15) und (16) vorkommenden Korrekturglieder ξ_L bzw. ξ_B resultieren aus der Tatsache, dass die Zwängungen bei der statischen Bemessung und bei der Bemessung auf Ermüdung unterschiedlich behandelt werden. Gemäss Richtlinie 34 der Norm SIA 162 werden bei der statischen Bemessung auf Hauptlasten nur die Zwängungen aus Vorspannung berücksichtigt, die zudem gegenüber den Hauptlasten mit einem kleineren Sicherheitsfaktor behaftet sind. Bei der Bemessung auf Ermüdung sind neben den Hauptlasten sämtliche Zwängungen mitzunehmen. Die

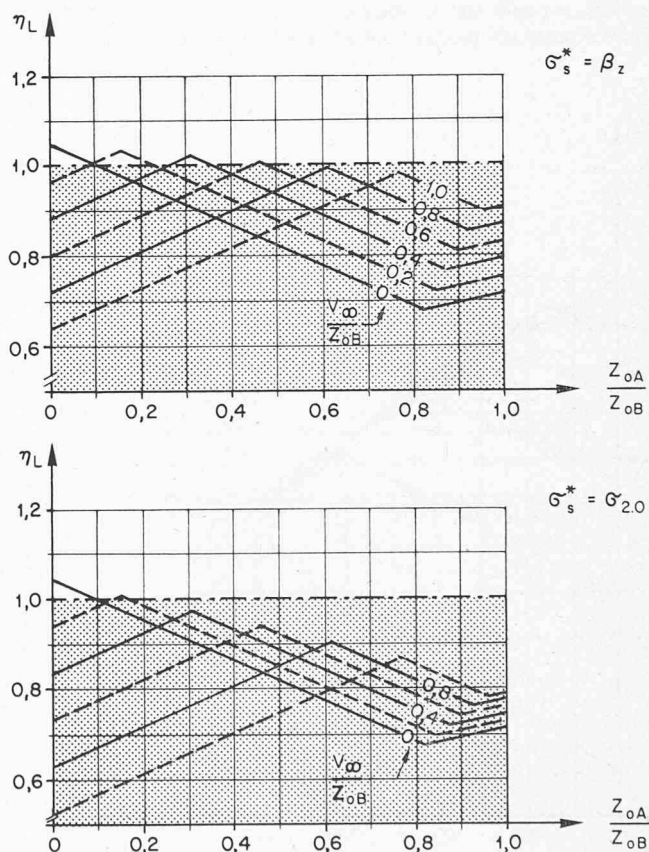


G_s^* = Beanspruchung der Spannbewehrung unter rechner. statischer Bruchlast

Z_{oA}, Z_{oB} = untere bzw. obere Grenze der Zugbeanspruchung unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$Z_o = \frac{M}{0,9h} + \frac{1}{2} \cdot \left[N + (I Q_{eff} + \frac{I T I \cdot u_o}{2 F_o}) \cdot \cot \gamma \right]$$

Bild 5. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Zuggurtbewehrung für $\alpha_p = 0,80$



G_s^* = Beanspruchung der Spannbewehrung unter rechner. statischer Bruchlast

Z_{oA}, Z_{oB} = untere bzw. obere Grenze der Zugbeanspruchung unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$Z_o = \frac{M}{0,9h} + \frac{1}{2} \cdot \left[N + (I Q_{eff} + \frac{I T I \cdot u_o}{2 F_o}) \cdot \cot \gamma \right]$$

Bild 6. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Zuggurtbewehrung für $\alpha_p = 0,70$

entsprechenden Korrekturglieder zur Erfassung der Zwängungen betragen für die Vergrößerung der Längsbewehrung

$$(18) \quad \xi_L = \frac{1}{1 - \frac{0,29 \cdot Z_o(V) + Z_o(\Delta)}{Z_{oB}}}$$

und für die Vergrößerung der Bügel:

$$(19) \quad \xi_B = \frac{1}{1 - \frac{0,29 \cdot S_o(V) + S_o(\Delta)}{S_{oB} - 0,55 \cdot S_v}}$$

Es bedeuten:

Z_{oB} = obere Grenze der Zugkraft im Zuggurt

$Z_o(V)$ = Zugkraft infolge Zwängungen aus Vorspannung

$Z_o(\Delta)$ = Zugkraft infolge Zwängungen aus Auflagerverschiebungen, Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen

S_{oB} = obere Grenze des resultierenden Schubflusses ohne Berücksichtigung geneigter Spannglieder

$S_o(V)$ = Schubfluss infolge Zwängungen aus Vorspannung

$S_o(\Delta)$ = Schubfluss infolge Zwängungen aus Auflagerverschiebungen, Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen

S_v = Schubfluss infolge geneigter Spannglieder

$$S_v = \frac{V_{\infty} \cdot \sin \alpha}{h_o}$$

Zusammenfassung

Das Ermüdungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken unter Biegung, Schub und Torsion ist mit Hilfe eines Fachwerkmodells mit variabler Neigung der Betondruckdiagonalen untersucht worden. Die Bestimmung der Beanspruchung im Gebrauchszustand erfolgt nach der Elastizitätstheorie. Aufgrund der beschriebenen Theorie wurde ein neuer Bemessungsvorschlag ausgearbeitet, der bereits auf Eisenbahnbrücken angewendet wird. Es wurden Bemessungshilfen entwickelt, um die Bemessung auf Ermüdung zu erleichtern.

Résumé

Le comportement à la fatigue des ouvrages en béton armé et précontraint soumis à la flexion, à l'effort tranchant et à la torsion a été analysé au moyen d'un modèle de treillis avec inclinaison variable des bielles. La déduction des contraintes sous les charges effectives s'appuie sur la théorie d'élasticité. Sur la base de la théorie exposée des propositions nouvelles ont été développées pour

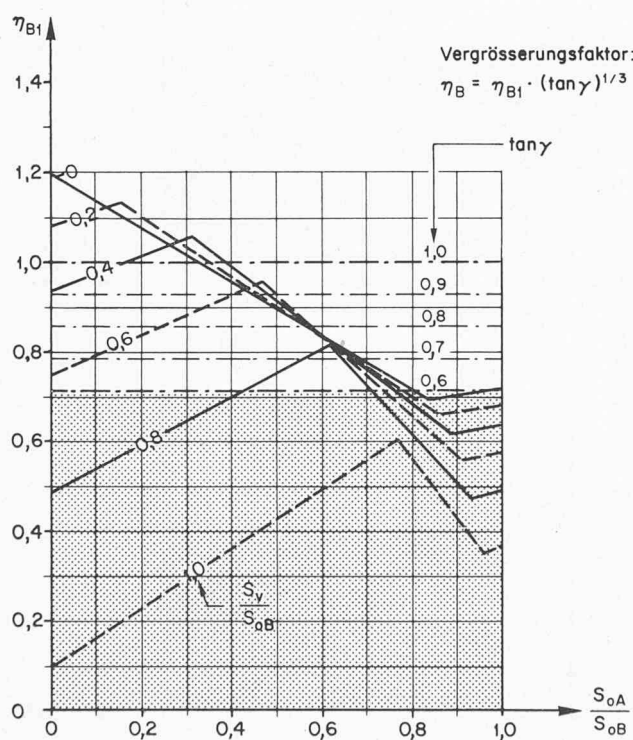
le dimensionnement pratique. Celles-ci sont déjà appliquées à la construction des ponts de chemins de fer. En plus, des diagrammes sont donnés pour faciliter le dimensionnement à la fatigue.

Summary

A theoretical analysis on the fatigue behavior of reinforced and prestressed concrete beams subjected to combined bending, torsion and shear has been investigated on the basis of a truss model with variable inclination of the concrete diagonals forming a continuous compression field. The stresses due to the actual loads are computed by using the theory of elasticity. Based on the new approach, recommendations for the analysis and design have been made which are already introduced in the design of railway bridges. Special diagrams are given in order to facilitate the design against fatigue failure.

Verdankungen

Die beschriebenen Untersuchungen wurden am *Institut für Bau- und Konstruktionslehre* an der *ETH Zürich* begonnen und im

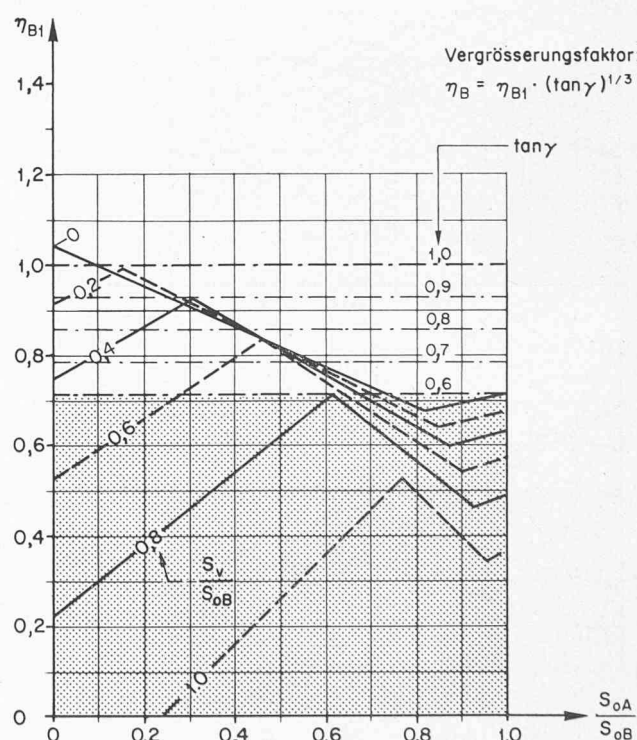


S_{oA}, S_{oB} = untere bzw. obere Grenze des Schubflusses unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$S_o = \frac{1}{h_o} \cdot \left(Q - \frac{M}{0,9h} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) \pm \frac{T}{2F_o}$$

$$S_v = \frac{1}{h_o} \cdot V_{\infty} \cdot \sin \alpha$$

Bild 7. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Bügelbewehrung für $\alpha_p = 0,80$



S_{oA}, S_{oB} = untere bzw. obere Grenze des Schubflusses unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$S_o = \frac{1}{h_o} \cdot \left(Q - \frac{M}{0,9h} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) \pm \frac{T}{2F_o}$$

$$S_v = \frac{1}{h_o} \cdot V_{\infty} \cdot \sin \alpha$$

Bild 8. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Bügelbewehrung für $\alpha_p = 0,70$

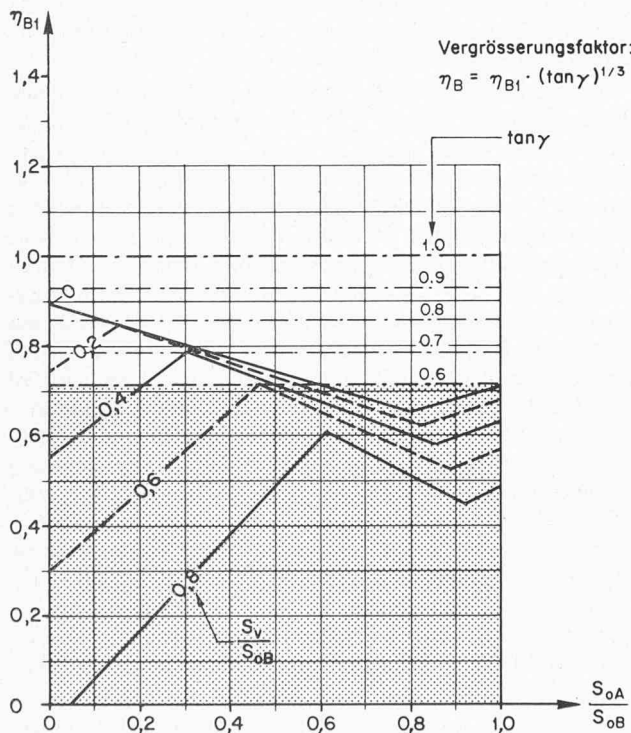
Ingenieurbüro Schneller, Schmidhalter und Ritz (Brig) im Zusammenhang mit den Projektierungsarbeiten für den Ausbau der Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn (BLS) auf Doppelspur zum Abschluss gebracht. Besonderer Dank gebührt Prof. Dr. B. Thürlimann (ETHZ) für die wohlwollende Förderung der Arbeit und seine wertvollen Ratschläge sowie der Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn (BLS) und dem Eidgenössischen Amt für Verkehr (EAV) für ihre tatkräftige Unterstützung. Die Ausarbeitung des neuen Bemessungsvorschlages erfolgte im Rahmen der von K. Zimmermann (EAV) einberufenen Kommission mit den Mitgliedern H. Bosshart (SBB), R. Cafilisch (ETHZ), U. Graber (BLS), M. A. Hirt (EPFL), P. Marti (ETHZ), M. Tschumi (SBB), F. Walther (Emch und Berger) und R. Walther (EPFL). Ihnen allen sei an dieser Stelle für ihre Mitarbeit und meinen Arbeitgebern für das entgegengebrachte Verständnis herzlich gedankt.

Literaturverzeichnis

- [1] Grob J.: «Ermüdung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken». Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, 1977.
- [2] Grob J., Thürlimann B.: «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (Erläuterungen zu Richtlinie 34 der Norm SIA 162)». Schweizerische Bauzeitung, Heft 40, 1976. Bericht Nr. 66, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, 1976.
- [3] Hirt M. A.: «Ermüdungsprobleme bei Stahlbauverbindungen». Referate der Studientagung «Neue SIA-Normen im Dienste des Ingenieurs», Seite 111ff., Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1976.
- [4] Hanson J. M., Somes N. F., Helgason T., Corley W. G., Hognestad E.: «Fatigue Strength of High Yield Reinforcing Bars». Interim Report, National Co-operative Highway Research Program, Project 4-7, 1970.
- [5] Kupfer H., Ruhmann J.: «Schubversuche an Stahlbetonbalken unter wiederholter Belastung». Technische Universität München, Bericht Nr. 826, 1975.
- [6] Rehm G.: «Contribution to the Problem of the Fatigue Strength of Steel Bars for Concrete Reinforcement». Vorbericht, 6. IVBH-Kongress, Stockholm, 1960.
- [7] Soretz S.: «Ermüdungseinfluss im Stahlbeton». Zement und Beton, Heft 31, Wien, 1965. Sonderdruck aus «Betonstahl in Entwicklung», Heft 24, Luxemburg, 1965.
- [8] Soretz S.: «Beitrag zur Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton». «Betonstahl in Entwicklung», Heft 57, Luxemburg, 1974.
- [9] Spitzner J.: «Zur Prüfung von Betonrippenstahl unter schwingender Beanspruchung im freien und einbetonierten Zustand». Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1971.
- [10] von Moos Stahl AG: «Interne Versuchsberichte der Balken B12-2 A, B14-2 und B20-2. von Moos Stahl AG, Luzern.
- [11] Wascheidt H.: «Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 200, Berlin, 1968.
- [12] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: «Norm SIA 160 für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten». Zürich, 1970.
- [13] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: «Vernehmlassungsentwurf zur Norm SIA 161 für Stahlbauten». Zürich, 1976.
- [14] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: «Norm SIA 162 für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton». Zürich, 1968.
- [15] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken». Richtlinie 34 zu Norm SIA 162. Zürich, 1976.

Adressen der Verfasser: K. Zimmermann, Brückeningenieur, Eidg. Amt für Verkehr, Bundeshaus Nord, 3003 Bern.

Dr. J. Grob, c/o Ingenieurbüro Schneller, Schmidhalter und Ritz, Nordstrasse 11a, 3900 Brig.

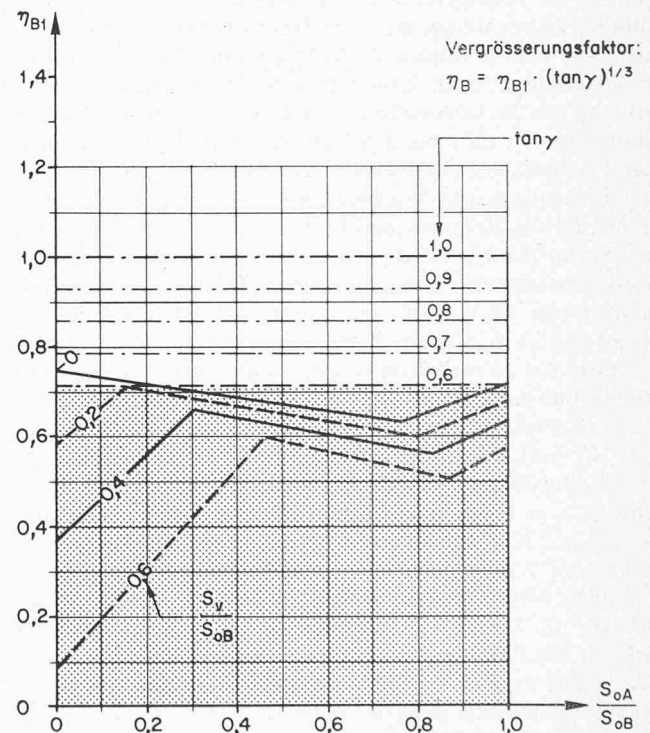


S_{0A}, S_{0B} = untere bzw. obere Grenze des Schubflusses unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$S_0 = \frac{1}{h_0} \cdot \left(Q - \frac{M}{0,9h} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) \pm \frac{T}{2F_0}$$

$$S_v = \frac{1}{h_0} \cdot V_{\infty} \cdot \sin \alpha$$

Bild 9. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Bügelbewehrung für $\alpha_p = 0,60$



S_{0A}, S_{0B} = untere bzw. obere Grenze des Schubflusses unter den Normlasten des Gebrauchszustandes

$$S_0 = \frac{1}{h_0} \cdot \left(Q - \frac{M}{0,9h} \cdot 2 \tan \frac{\delta}{2} \right) \pm \frac{T}{2F_0}$$

$$S_v = \frac{1}{h_0} \cdot V_{\infty} \cdot \sin \alpha$$

Bild 10. Vergrößerungsfaktor η_L zur Bemessung der Bügelbewehrung für $\alpha_p = 0,50$