

Spannungsumlagerungen in Aufbauquerschnitten infolge Kriechen und Schwinden des Betons

Autor(en): **Herzog, Max**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 38

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74862>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Spannungsumlagerungen in Aufbauquerschnitten infolge Kriechen und Schwinden des Betons

Von Max Herzog, Aarau

Einleitung

Wegen möglicher Kosteneinsparungen bei den Lehr- und Schalungsgerüsten erfreuen sich die Aufbauquerschnitte sowohl im Hochbau (1. Unterzüge, 2. Deckenplatte) als auch im Brückenbau (1. Kastenboden und -stege, 2. Kasten-decke, 3. Fahrbahnauskragungen, 4. Brüstungen) zunehmender Beliebtheit. An zwei Fällen aus der Praxis sollen die statischen Besonderheiten dieses Herstellungsverfahrens aufgezeigt werden.

Unterzugsdecke

Diese aus einer *einachsigen gespannten Massivplatte* über den in der anderen Richtung liegenden Unterzügen (Bild 1) bestehende Deckenkonstruktion ist im Industriebau auch heute noch die am weitesten verbreitete Bauform. Durch die Anwendung der teilweisen Vorspannung können die Abstände der Unterzüge auch bei hoher Nutzlast gross gehalten werden, weil die Durchbiegungen der verhältnismässig dünnen Platten ($L/d = 35$ bis 55) klein bleiben ($L/f = 700$ bis 1200).

Bauvorgang

Bei der im Bild 1 dargestellten Decke werden die Unterzüge mit höchstens 7 Kalendertagen Vorlauf auf die Platte erstellt und nach Erreichen der Betondruckfestigkeit von $R_c = 20 \text{ MN/m}^2$ im Durchschnitt nach 3 Tagen ausgeschalt. Die vorhandene schlaffe Bewehrung der Unterzüge gewährleistet die ausreichende Tragfähigkeit im Bauzustand, weil die Unterzüge in den Viertelpunkten der Stützweite eine Notspreissung erhalten. Anschliessend wird die Massivplatte nach dem Schubladenprinzip eingeschalt und nach dem Verlegen der Spannfitzen sowie der schlaffen Bewehrung im Durchschnitt 5 Tage nach den Unterzügen betoniert. Nach Erreichen der Betondruckfestigkeit von $R_c = 25 \text{ MN/m}^2$ (im Durchschnitt nach 5 Tagen) kann vorgespannt und ausgeschalt werden, so dass ein *Herstellungsrhythmus von 14 Kalendertagen* je Deckenabschnitt einhaltbar ist. Die Unterzugschalung wird bereits während der Ausführung der Deckenplatte umgesetzt. Da die Pressen zum Spannen der Unterzugsspannglieder in die Unterzugschalung eingeführt werden müssen, kann vor dem Spannen nur die schlaffe Bewehrung des nächsten Unterzugsabschnittes verlegt werden, während mit

dem Ankuppeln der Spannglieder zugewartet werden muss.

Statische Verhältnisse

Ein Aufbauquerschnitt aus Beton ist grundsätzlich einem Verbundquerschnitt (Betonplatte auf Stahlträger) vergleichbar. Als Folge der Notspreissung der Unterzüge ist die Beanspruchung des Grundquerschnitts der Unterzüge (Bild 1: $b/d = 50/80 \text{ cm}$) jedoch so klein, dass sie praktisch vernachlässigt werden kann. Statische Auswirkungen haben der Schwindunterschied zwischen Unterzug und Platte (wobei der Dickenunterschied den Altersunterschied weitgehend kompensiert), der Temperaturunterschied aus der unterschiedlich schnellen Abstrahlung der Abbindewärme des Zements (auch hier kompensiert der Dickenunterschied den Altersunterschied) sowie der Unterschied der Elastizitätsmoduln von Unterzug und Platte (wird mit zunehmendem Alter ebenfalls ausgeglichen). *Eine rechnerische Verfolgung dieser Einflüsse auf den Spannungs- und Formänderungszustand ist im allgemeinen überhaupt nicht erforderlich.* Wird der Grundquerschnitt des Unterzuges ausnahmsweise bereits vor dem Betonieren der Deckenplatte zu 100% vorgespannt, so ist der Einfluss des Betonkriechens gemäss den Angaben im folgenden Abschnitt rechnerisch zu verfolgen. Die Tragfähigkeit der Unterzugsdecke wird durch die phasenweise Herstellung nicht beeinflusst.

Kasträgerbrücke

Bei Aufbauquerschnitten von Brücken liegen die Verhältnisse im allgemeinen ungünstiger als im Hochbau, weil die einzelnen Phasen eine *längere Ausführungszeit* erfordern.

Bauvorgang

Um das Lehrgerüst so schmal und leicht als möglich zu halten [1], wird in der 1. Phase nur der Trogquerschnitt (bestehend aus Kastenboden und -steigen) betoniert. Seine schlaffe Bewehrung reicht aus, um ihn auf Jochabstand selbsttragend zu machen (Bild 2). In der 2. Phase wird die Kastendecke mit kurzen Auskragungen erstellt und der nunmehr geschlossene Kasträger nach Schliessen der Schwindgassen über den Lehrgerüstjochen durch Teilvorspannen der Längsspannglieder vom Lehrgerüst abgehoben. Nach Umsetzen des Lehrgerüsts (oder Vorfahren des Schalungsgerüsts bei feldweiser Herstellung) werden in der 3. Phase die Fahrbahnauskragungen mit einer auf dem Kasträger fahrenden Nach-

Bild 1. Phasenweise Herstellung einer Unterzugsdecke. a) Grundquerschnitt des Unterzuges, b) Platte

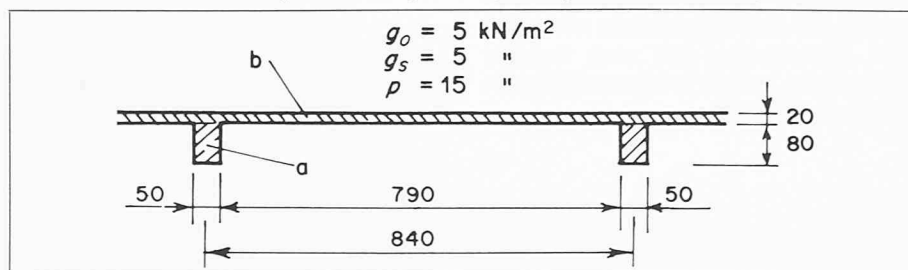


Bild 2. Phasenweise Herstellung einer Kasträgerbrücke. a) Trogquerschnitt, b) geschlossener Kasten, c) Fahrbahnauskragungen, d) massive Brüstungen

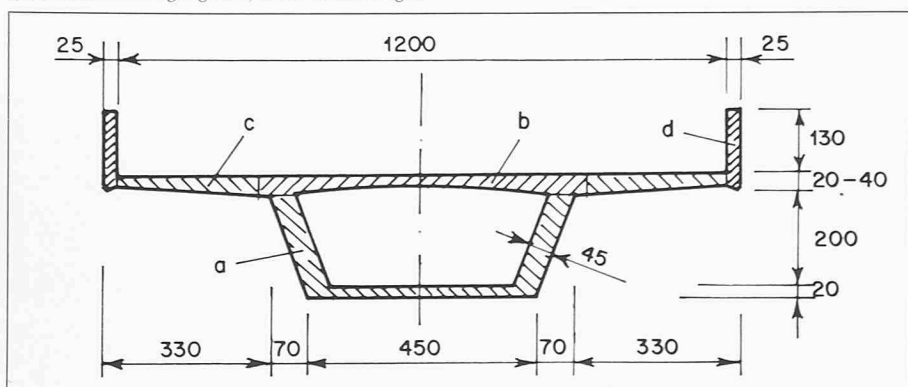




Bild 3. Bauzustand der Aarebrücke Ruppoldingen der SBB im Jahr 1978 mit allen 3 Bauphasen (nach [1])

laufschalung betoniert und anschliessend die restliche Längsvorspannung aufgebracht (Bild 3). Massive Brüstungen können allenfalls in einer 4. Phase ausgeführt und auch vorgespannt werden, da Quertugen wegen ihrer Kerbwirkung unerwünscht sind.

Statische Verhältnisse

Die aus dem üblichen Jochabstand von etwa 20 m herrührenden Spannungen des Trogquerschnitts unter Eigengewicht (1. Bauphase) sind so klein, dass sie näherungsweise vernachlässigt werden dürfen. Die Vorspannung des Kastenträgers in der 2. Phase (bei feldweiser Herstellung des Kastenträgers mit einer Vorfahrrüstung fallen die 1. und 2. Bauphase zusammen) ist nur so hoch zu wählen, als zur Beherrschung der Zugspannungen in den kritischen Querschnitten bei der Herstellung der Fahrbahnauskragungen erforderlich ist. In den meisten Fällen werden etwa $\frac{2}{3}$ der endgültigen Spannkraft genügen. Der Rest der Längsvorspannung ist erst zum Abschluss der 3. Phase nach dem Betonieren der Fahrbahnauskragungen aufzubringen.

Beim Spannungsnachweis für den Gebrauchszustand werden die unterschiedlichen Elastizitätsmoduln (E_1 und E_2) der verschiedenen Querschnittsteile (F_1 und F_2) bereits bei der Berechnung der Querschnittswerte berücksichtigt ($E_1 F_1$ und $E_2 F_2$). Durch das Kriechen des Betons kommt es zu einer Umlagerung der Längsvorspannung aus dem Ka-

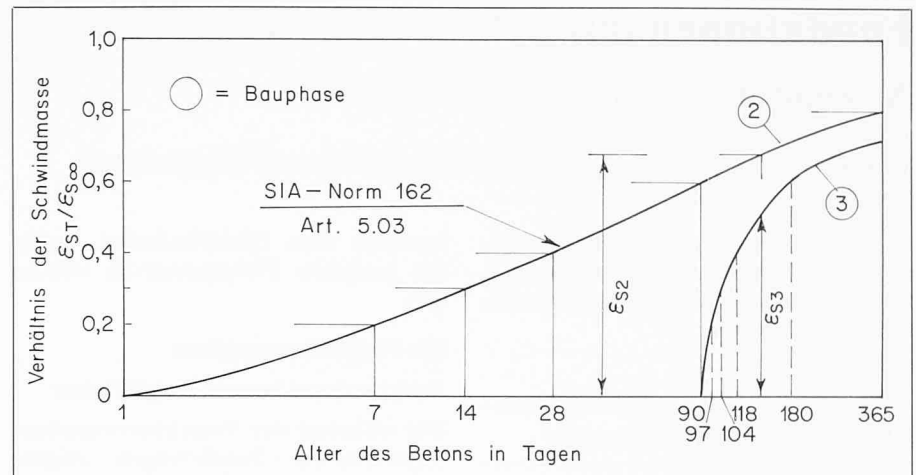


Bild 4. Schwindverlauf des Betons nach Norm SIA 162 (ϵ_{s2} = 2. Bauphase, ϵ_{s3} = 3. Bauphase)

stenquerschnitt F_2 der 2. Bauphase in die Fahrbahnauskragungen ($F_3 - F_2$) der 3. Bauphase. Da die elastische Verkürzung des Betons ϵ_e durch das Kriechen auf $\epsilon_k = \epsilon_e(1 + \varphi)$ anwächst, kann nur der Anteil

$$V_2 \cdot \frac{\varphi}{1 + \varphi}$$

der Vorspannkraft von dieser Umlagerung betroffen werden. Im Verhältnis der Querschnittsflächen wird daher die Längsvorspannung des Kastenquerschnitts F_2 der 2. Bauphase um

$$(1) \quad \max \Delta V_k = V_2 \cdot \frac{\varphi}{1 + \varphi} \cdot \frac{F_3 - F_2}{F_3}$$

verkleinert, während derselbe Betrag durch das Kriechen des Betons in den Querschnitt der Fahrbahnauskragungen ($F_3 - F_2$) der 3. Bauphase umgelagert wird.

Während im Hochbau der Altersunterschied zwischen dem Beton der 2. und 3. Bauphase kaum mehr als 7 Tage beträgt, kann er im Brückenbau je nach Organisation des Bauvorganges auch einige Monate betragen. Der ältere Beton der 2. Bauphase (Hohlkasten) ist bei Ausführung der Fahrbahnauskragungen bereits um ein beträchtliches Mass abgeschwunden, während beim jüngeren Beton der 3. Bauphase dieser Prozess gerade erst einsetzt (Bild 4). Durch die Schwindverkürzung der Fahrbahnauskragungen, die anfänglich wesentlich grösser ist als die Restkriechverkürzung des Hohlkastens, kommt es zu einer vorübergehenden Entlastung der Fahrbahnauskragungen, da die umgelagerte Längsvorspannung vom Kleinstwert

$$(2) \quad \min \Delta V_k = \max \Delta V_k \cdot \frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_{s2}}$$

erst im Laufe der Zeit auf den Grösstwert gemäss G1.(1) anwächst.

Bei den üblichen Ausführungen von Kastenträgerbrücken liegt $\max \Delta V_k$ stets unter 10% der gesamten Längsvorspannung. Aus dieser Grössenordnung wird sofort erkennbar, dass selbst grosse Fehler in der Annahme der Elastizitätsmoduln und Kriechzahlen nur geringe Auswirkungen auf die ausgewiesenen Spannungen haben.

Der Tragfähigkeitsnachweis darf im Sinne der Plastizitätstheorie ohne Beachtung der elastischen Formänderungen und daher auch ohne Beachtung der mehrphasigen Herstellung des Kastenträgers und ohne Beachtung der Spannungsumlagerungen infolge des Betonkriechens und -schwindens geführt werden.

Folgerungen

Die Spannungsumlagerungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons bei der phasenweisen Herstellung sogenannter Aufbauquerschnitte sind im allgemeinen so klein, dass sie zumindest bei Vorberechnungen vernachlässigt werden können. Bei den üblichen Konstruktionsformen des Brücken- und Hochbaues liegen sie innerhalb der Genauigkeitstoleranz statischer Berechnungen [2].

Literatur

- [1] Herzog M.: «Die Aarebrücke Ruppoldingen der Schweizerischen Bundesbahnen». Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980) H. 8, S. 186-191
- [2] Herzog M.: «Die erforderliche Grösse des Sicherheitskoeffizienten». Die Bautechnik 47 (1970) H. 4, S. 135-137

Adresse des Verfassers: Dr. M. Herzog, dipl. Bauing., Rohrerstr. 3, 5000 Aarau.