

Querkraftversuche an ausgebauten und über 50 Jahren alten Brückenträgern aus Spannbeton

Patrick Huber ¹, Anton Schweighofer ²

¹ Technische Universität Wien
 Institut für Tragkonstruktionen

² Amt der Niederösterreichischen Landesregierung
 Abteilung Brückenbau

Einleitung

Der Anstieg in den Verkehrslasten sowie die im Laufe der Jahre überarbeiteten Bemessungsnormen führen dazu, dass im Zuge einer statisch-konstruktiven Nachrechnung entsprechend der Regelungen des Eurocode 2 Defizite in Bezug auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit auftreten können [1]. Da Österreich bis 1975 über keine eigene Spannbetonnorm verfügte, wurden auch hier zu Lande Spannbetonbrücken gemäß DIN 4227:1953 bemessen. Darin erfolgte die Querkraftbemessung auf Basis der Berechnung von schiefen Hauptzugspannungen, welche mit zulässigen Spannungen verglichen wurden. Bei Erfüllung des Kriteriums konnte auf einen genaueren Nachweis verzichtet werden. Eine Mindestquerkraftbewehrung wurde zwar gefordert, deren Höhe jedoch nicht verbindlich festgelegt. Dies führte dazu, dass in der Vergangenheit deutlich weniger Schubbewehrung eingebaut wurde, wie dies heute normativ gefordert wird.

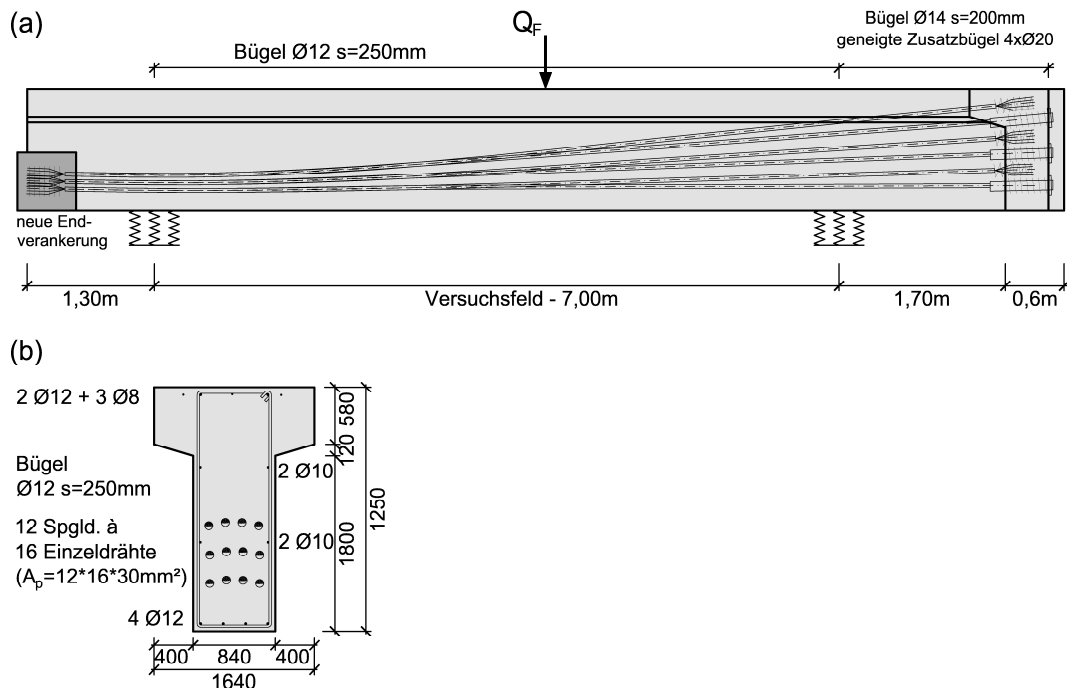


Abbildung 1. Versuchsaufbau der Querkraftversuche – (a) Längsansicht mit Darstellung der Spanngliedachsen (b) Querschnitt

Querkraftversuche

Im Zuge des Tragwerktauses der Brücke B3a.00a über die ÖBB bei Melk wurde dem Institut für Tragkonstruktionen die Möglichkeit eröffnet, Großversuche im Maßstab 1:1 an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton durchzuführen. Die im Jahre 1959 errichtete mehrste-

gige Plattenbalkenbrücke wurde in Längsrichtung mit Spannstählen der Güte St 145/160 „sigma oval“ vorgespannt, welche bekanntlich eine hohe Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrissskorrosion (SpRK) aufweisen. Abbildung 1 zeigt den Versuchsaufbau der Querkraftversuche inklusive der wesentlichsten Versuchsparameter. Der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w beträgt dabei im Versuchsfeld 0,22 % und liegt somit knapp oberhalb der Mindestquerkraftbewehrung $\rho_{w, \min} = 0,11\%$ gemäß Eurocode 2.

Ziel der Versuche

Wie bereits durchgeführte Belastungsversuche zeigten [2,3], weisen insbesondere stark vorgespannte Brückenträger gegenüber der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 immense Tragreserven auf. Ziel dieser Versuche war daher die Untersuchung des Einflusses einer unterschiedlichen Spanngliedneigung auf die Querkrafttragfähigkeit. Darüber hinaus sollten weitere Erkenntnisse über das komplexe Zusammenwirken der unterschiedlichen Tragmechanismen bei der Abtragung von Querkraften gesammelt werden.

Versuchsergebnisse

Abbildung 2 links zeigt das Querkraft – Durchbiegungsdiagramm des Brückenträgers. Bei einer Querkraft von $Q=850\text{kN}$ kam es zur Erstrissbildung. Ab einer Belastung von $Q=1250\text{kN}$ setzte an der Seite mit den flach geneigten Spanngliedern die Schubrisssbildung ein. Die in den Schubrisse frei werdende Kraft konnte von den Bügeln aufgenommen werden (siehe Abbildung 2 rechts). Obwohl die Schubbewehrung sofort zum Fließen begann, konnte die Last noch erheblich gesteigert werden. Kurz vor dem Erreichen der Maximallast von $Q_{\max} = 1827\text{ kN}$ war ein deutliches Abreißen der Bügelbewehrung hörbar (siehe Abbildung 3). Die damit verbundene Fortschreitung der Risse in die Druckzone führte somit zum schlagartigen Versagen des Brückenträgers. Wie zu erwarten war, trat das Versagen auf der Seite mit den flach geneigten Spanngliedern auf, was auf den positiven Effekt der Vertikalkomponente der Vorspannkraft zurückzuführen ist.

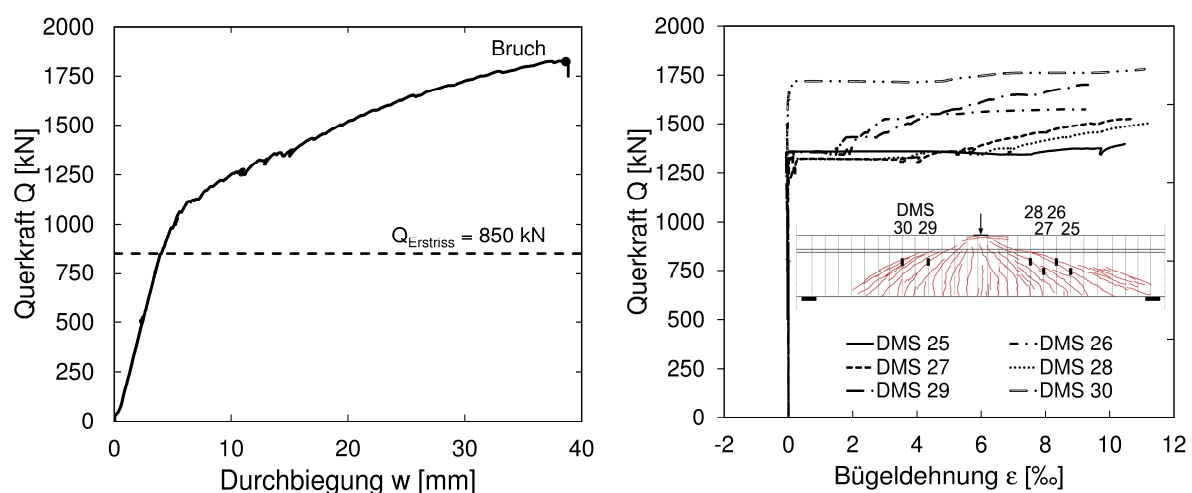


Abbildung 2. Versuchsergebnisse – links: Querkraft – Verformungsdiagramm; rechts: Querkraft – Bügeldehnungsbeziehung



Abbildung 3. Versagensbild

Diskussion der Versuchsergebnisse

Ein Vergleich der Nachrechnung nach dem aktuellen Normenstand (EC2) mit den Versuchsergebnissen zeigt erhebliche Differenzen. Die Abtragung von Querkräften allein mit der Tragwirkung der Bügelbewehrung zu erklären, ist ein zu konservativer Ansatz. Wie Abbildung 4 zeigt, muss es neben der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung weitere Tragmechanismen geben, welche mit dem Eurocode 2 derzeit noch nicht erfasst werden können. Die Anwendung des neuen fib Model Code 2010 erlaubt hingegen die Berücksichtigung eines Betontraganteiles, weshalb die in den Versuchen ermittelte Traglast deutlich besser vorhergesagt werden konnte. Die beste Übereinstimmung wies die nichtlineare Finite-Elemente Berechnung auf, welche jedoch deutlich aufwendiger als eine analytische Berechnung ist und somit nur bedingt für eine Nachrechnung geeignet.

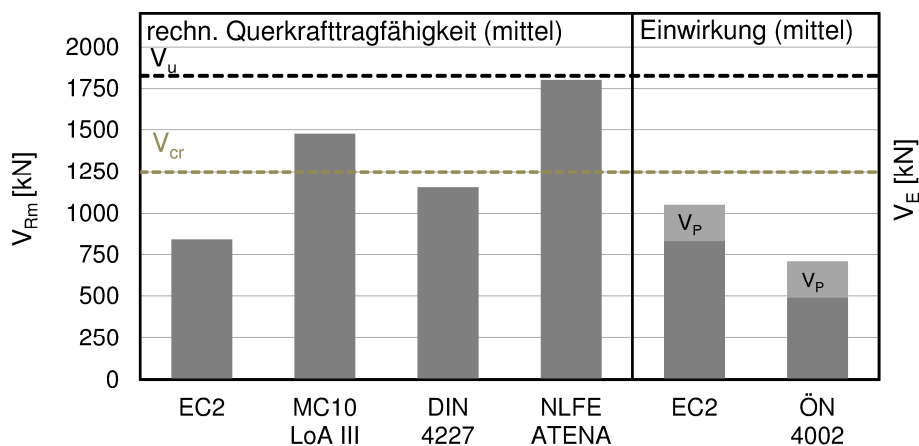


Abbildung 4. Vergleich der Nachrechnung nach aktuellem Normenstand mit den Versuchslasten

Danksagung

Für die gute Zusammenarbeit und die finanzielle Unterstützung gebührt der ÖBB-Infrastruktur AG und dem Amt der Niederösterreichischen Landesregierung – Abteilung Brückenbau ein herzlicher Dank.

Literaturverzeichnis

- [1] Huber, P.; Schweighofer, A.; Kollegger, J.; Brunner, H.; Karigl, W.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010, Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 7, S. 451-462, 2012

- [2] Vill, M., Schweighofer, A., Kollegger, J.: Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens, Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 2, S. 86-95, 2012
- [3] Vill, M., Torghele, H., Brunner, H.; Kollegger, J.: Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke, Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 4, S. 241-249, 2011