

Ankerschienen unter räumlicher Beanspruchung – Experimente zur Horizontallastinteraktion

Dustin Konertz¹, Christoph Mahrenholtz², Peter Mark¹

¹Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Massivbau, Bochum

²Jordahl GmbH, Forschung und Entwicklung, Berlin

Kurzfassung

Ankerschienen mit gezahnten Schienenlippen können bei Verwendung von speziellen Zahnschrauben neben Zug- und Querlasten auch Belastungen in Schienenlängsrichtung aufnehmen und diese über die Anker auf der Schienenrückseite in den Beton einleiten. Infolge der räumlichen Beanspruchungssituation bei gleichzeitiger Einwirkung in alle drei Hauptachsenrichtungen können vielfältige Versagensmechanismen auftreten, die sich je nach betrachteter Belastungsrichtung unterscheiden. So kann zum Beispiel bei senkrecht zum Bauteilrand eingebauten Ankerschienen, die in Längsrichtung zum Rand belastet werden, ein Betonkantenbruch auftreten. Experimentelle Untersuchungen dieser Konfiguration an Schienen mit zwei Ankern zeigen, dass die nach aktuellen Bemessungsvorschriften [1, 2] ermittelten Tragfähigkeiten konservativ sind. Dies gilt sowohl für unbewehrte Einbausituationen als auch für den Einsatz in bewehrten Betonbauteilen mit minimaler Oberflächenbewehrung. Im Versuch ermittelte Traglaststeigerungen bei schon geringen Bewehrungsmengen werden durch derzeitige Bemessungsvorschriften nicht erfasst. Ein wesentlicher Einfluss auf die Berechnungsergebnisse resultiert aus der Annahme, dass sämtliche Lasten vom randnahen Anker aufgenommen werden, wobei die Gesamtzahl der Anker pro Schiene auf drei begrenzt ist. Da sich der Betonausbruchkörper im Versuch ausgehend vom vorderen Anker, bzw. dem Schienenende ausbildet, ist dieser zwar in Übereinstimmung mit [2] der kritische Anker, allerdings wird die Mitwirkung der/des hinteren Anker(s) an der Lasteinleitung in den Beton vernachlässigt.

Vor dem Hintergrund räumlicher Beanspruchungen und Interaktionsbeziehungen wird die Belastung in Längsrichtung der Schiene als ein wesentliches Element im Detail analysiert und in den Gesamtkontext eingeordnet. Vorgestellt wird neben der Versuchsdurchführung auch ein Vergleich experimentell ermittelter Tragfähigkeiten mit den Widerständen einschlägiger Bemessungsvorschriften.

1. Einleitung und Problemstellung

Ankerschienen sind ein weit verbreitetes Befestigungsmittel zur Einleitung von Lasten in Betonelemente. Verwendet werden sie unter anderem im Fassadenbau, im Tunnelbau oder bei der Verankerung von Maschinen. Ein großer Vorteil gegenüber anderen Befestigungsmitteln ist die Justierbarkeit der Befestigung. Die Schrauben können nach dem Einsetzen in die Schiene je nach Anwendungsfall beliebig entlang der einbetonierten Ankerschiene verschoben werden, um zum Beispiel Toleranzen auszugleichen. Zudem sind Umnutzungen der Verankerungselemente mit geänderten Schraubenabständen jederzeit möglich.

Durch gezielte Planung und den Einsatz von Bewehrung können vergleichsweise hohe Lasten in den Beton eingeleitet werden. Ankerschienen werden vor der Betonage an der Schalung befestigt und können so auch in hoch bewehrten Bereichen mit engmaschiger Bewehrung einfach eingebaut werden. Mögliche Beschädigungen der Bewehrung, die häufig bei nachträglich hergestellten Befestigungen durch Bohren auftreten, können ausgeschlossen werden.

Ankerschienen mit gezahnten Schienenlippen können Lasten in beliebiger Raumrichtung aufnehmen. Neben Zuglasten (z) und Querlasten (y) können mittels spezieller Zahnschrauben auch Belastungen in Schienenlängsrichtung (x) eingeleitet werden (Abbildung 1). Die Zahnschrauben

werden vorgespannt und verhindern durch die Verzahnung zwischen Schraube und Schienenlippe ein Rutschen entlang der Schiene.

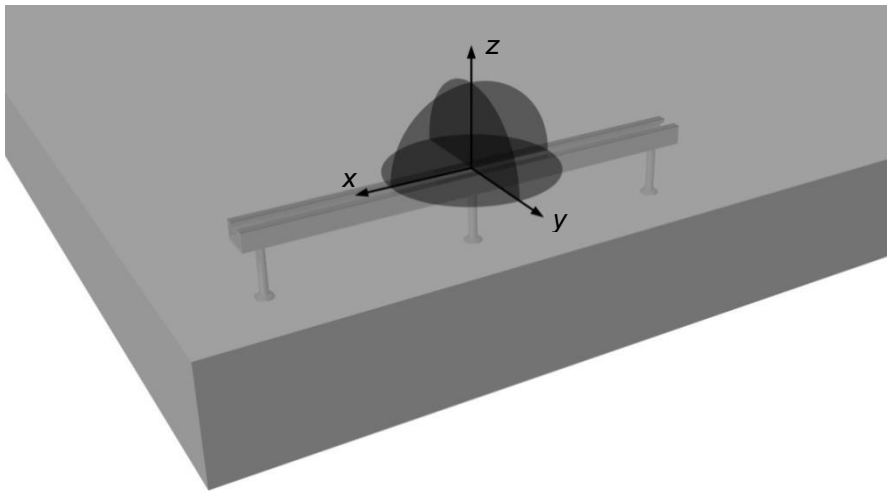


Abbildung 1: Mögliche Belastungsrichtungen von gezahnten Ankerschienen

Infolge der dreidimensionalen Belastung können vielfältige Versagensmechanismen auftreten, die die aufnehmbaren Lasten begrenzen. Diese unterscheiden sich je nach Lastrichtung und lassen sich entweder der Schraube, der Schiene oder dem Betonbauteil als Verankerungsgrund zuordnen. So kann das Schienenprofil selbst durch Lippenversagen, Biegen oder dem Versagen der Verzahnung maßgebend werden. Außerdem ist bei der Bemessung die Verbindung zum Anker und der Anker selbst zu berücksichtigen. Bezogen auf das Betonbauteil ist gegen Spalten, Betonausbruch, Betonkantenbruch oder rückwärtigen Betonausbruch („Pry-Out“) abzusichern. Wird Bewehrung verwendet, so kann diese durch Stahlversagen oder Verbundversagen maßgebend werden.

Die Ermittlung der rechnerischen Widerstände wird in Europa zukünftig im vierten Teil des Eurocode 2 geregelt. Die entsprechende Vornorm FprEN 1992-4 [1] befindet sich derzeit im „Formal Vote“ Prozess. Dort sind Bemessungsgleichungen für Zuglasten und Querlasten senkrecht zur Schienenlängsrichtung angegeben. Das Bemessungskonzept erfordert, dass bestimmte Eigenschaften von Ankerschienen in einer europäisch technischen Bewertung (ETA: European Technical Assessment) dokumentiert sind. In diesen ETAs sind sowohl produktspezifische Beiwerte als auch Widerstände gegenüber bestimmten Versagensarten angegeben, die experimentell bestimmt wurden. Belastungen in Schienenlängsrichtung sind in FprEN 1992-4 hingegen nicht geregelt. Das Nachweiskonzept für diese Belastungsrichtung wird im derzeit noch nicht veröffentlichten technischen Bericht FprCEN/TR 17080 [2] enthalten sein, in dem an einigen Stellen wiederum auf Regelungen in FprEN 1992-4 zurückverwiesen wird.

FprCEN/TR 17080 beinhaltet zudem versagensspezifische Interaktionsgleichungen für dreidimensionale Beanspruchungssituationen. Gleichung (1) zeigt exemplarisch diejenige für Betonversagen.

$$\left(\frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed,x}^a}{V_{Rd,x}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed,y}^a}{V_{Rd,y}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad (1)$$

Der Wert des Exponenten für Betonversagen wurde auf der Grundlage durchgeführter Schrägzugversuche [5,6] zu 1,5 bestimmt. Abbildung 2 stellt Gleichung (1) bildlich dar. Reduziert auf die positiven Achsenabschnitte jeder Hauptachse ergibt sich ein Achtel eines Ellipsoids.

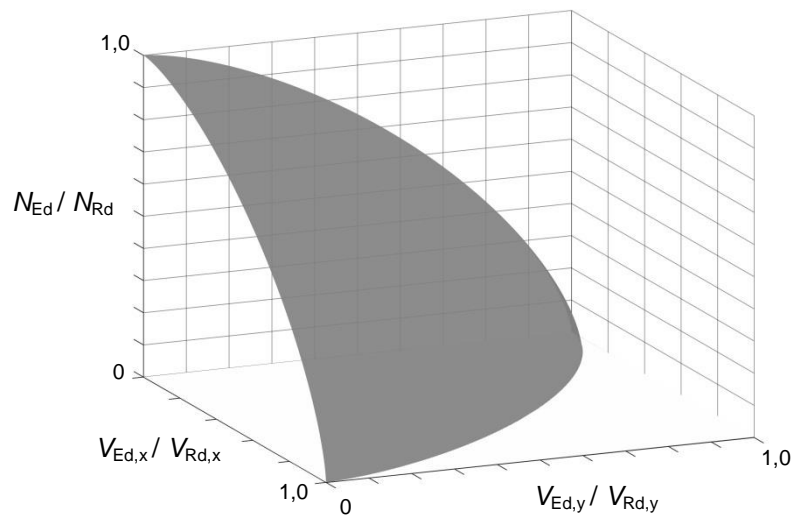


Abbildung 2: 3D-Interaktionsbeziehung für Betonversagen nach FprCEN/TR 17080

Durch Projektion auf den ebenen Belastungsfall (z.B. N_{Rd} und $V_{Rd,x}$) zeigt sich die Interaktionsbeziehung für Betonversagen als Ellipsenviertel (Abbildung 3). Zum Vergleich sind die Interaktionsbeziehungen angegeben, die für Schrauben- (Exponent = 2,0) oder Bewehrungsversagen (Exponent = 1,0) gelten. Bei einem Exponenten von 2,0 und der Annahme identischer Tragfähigkeiten in Zug- und Querrichtung ($N_{Rd} = V_{Rd,x}$) ist die Tragfähigkeit unter allen Winkeln gleich groß. Dem hingegen nimmt sie im Vergleich zu einachsiger Belastung mit kleinerem Exponenten und zunehmender Abweichung von einer der Hauptachsen beständig ab. Das Minimum der Tragfähigkeit wird bei Exponenten kleiner 2,0 bei einem Winkel von 45° erreicht. Die Schräglast R entspricht der Resultierenden der Belastungen in Richtung der Koordinatenachsen.

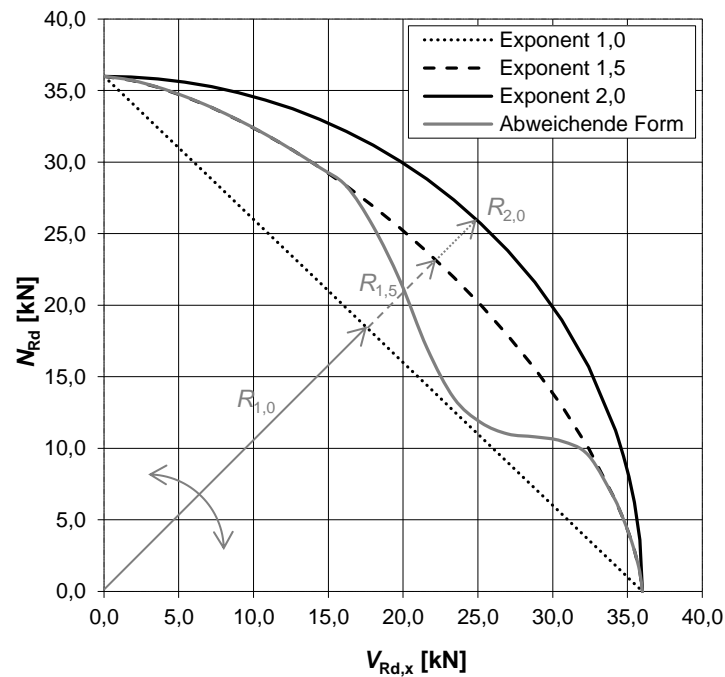


Abbildung 3: Interaktionsbeziehungen für den ebenen Fall (Beispiel)

Mithilfe von Abbildung 3 lässt sich der Forschungsbedarf bei dreidimensionaler Beanspruchung aufzeigen. Durch Versuche unter schräger Belastung besteht die Möglichkeit die angenommenen

Interaktionsbeziehungen unter ausgewählten Raumwinkeln auf Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Verhalten zu prüfen. Vorstellbar ist zum Beispiel eine veränderte Annahme des Exponenten oder auch eine Beziehung, die auf Grund von gegenseitigen Beeinflussungen nicht vereinfacht in einer solchen Form beschreibbar ist (Abbildung 3: „Abweichende Form“). Zwar liegen einige Ergebnisse von Schrägzugversuchen zum Stahlversagen von Schienen [3, 4] und auch zum Tragverhalten des Betons vor [5, 6], allerdings sind die Interaktionsbeziehungen im Raum mit Berücksichtigung der Längsrichtung und der Betonversagensmechanismen nicht abschließend geklärt und werden daher derzeit konservativ berücksichtigt [2].

Maßgeblich für eine korrekte Beschreibung des Tragverhaltens bei Schräglasten sind neben der Annahme des Verlaufs der Interaktionskurve auch die Tragfähigkeiten in den Hauptachsenrichtungen. Diese können auf Grund von Forschungsergebnissen [u.a. 6, 7, 8] für die Zugrichtung und Querrichtung senkrecht zur Schiene als hinreichend geklärt betrachtet werden. Die Belastung in Längsrichtung der Schiene und im Detail die Lastverteilung auf mehrere Anker war in der Vergangenheit hingegen seltener Bestandteil von Untersuchungen [9], weshalb im Vergleich zu den anderen Richtungen hier noch Forschungsbedarf besteht. Die Ermittlung der Einwirkungen für randnahe Verankerungen bei Belastung in Schienenlängsrichtung erfolgt aktuell gemäß [2] unter der Annahme, dass lediglich der randnahe Anker Lasten aufnimmt. Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass diese Annahme sehr konservativ und somit unwirtschaftlich ist. Die Vernachlässigung der hinteren Anker bei der Mitwirkung am Lastabtrag ist demnach nicht sinnvoll.

Für eine Untersuchung der Wechselwirkungen bei Schräglasten ist es zunächst notwendig den prinzipiellen Lastabtrag jeder einzelnen Richtung zu kennen. In diesem Beitrag liegt der Fokus auf Belastungen in Schienenlängsrichtung. Die Versuchsergebnisse werden im Hinblick auf die Lastverteilung ausgewertet. Dazu wurden an der Ruhr-Universität Bochum, Bereich Konstruktionsteilprüfung (KIBKON) Versuche an senkrecht zum Rand einbetonierten Ankerschienen durchgeführt. Aufgrund des geringen Randabstandes des vorderen Ankers ist ein Betonausbruch zum Rand ausgehend von diesem Anker zu erwarten. Andere Versagensarten wurden nicht untersucht. Um den Einfluss von Bewehrung auf die Tragfähigkeit zu überprüfen, wurden neben unbewehrten Versuchskörpern auch solche mit einer netzartigen Mindestbewehrung ($\varnothing 6/200$ mm) mit geraden Stabenden getestet.

2. Versuchsprogramm

Die experimentellen Untersuchungen wurden an einbetonierten Ankerschienen mit zwei Ankern durchgeführt. Die verwendeten Zahnschienen vom Typ 53/34 verfügen über gezahnte Schienenlippen, die in Kombination mit vorgespannten Zahnschrauben auch Querlasten in Längsrichtung der Schiene ($V_{Ed,x}$) aufnehmen können. Informationen zur Geometrie dieses Schienenprofils sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Untersucher Profiltyp 53/34

Profil	Anzahl der Anker	Breite	Höhe	Länge	Ankerabstand s	Endabstand	Ankerdurchmesser d_{nom}	Einbindetiefe des Ankers h_{ef}
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
53/34	2	53	34	320	250	35	11,5	155

Die Ankerschienen wurden sowohl in unbewehrte Betonplatten (Versuchskörper B1) als auch in Platten mit einer Oberflächenbewehrung (Versuchskörper B2) gemäß Tabelle 2 einbetoniert, um den Einfluss der Bewehrung auf die Maximallasten zu ermitteln (Abbildung 4). Alle Schienen wurden senkrecht zum Bauteilrand angeordnet. Der Randabstand c_1 beschreibt den Achsabstand des vorderen, randnahen Ankers zum Betonrand.

Tabelle 2: Versuchsprogramm

Versuchskörper	Anzahl der Versuche	Plattendicke h	Randabstand c_1	Oberflächenbewehrung im Bereich der Schiene
		[mm]	[mm]	
B1	4	250	210	-
B2	4	250	210	Ø6/200

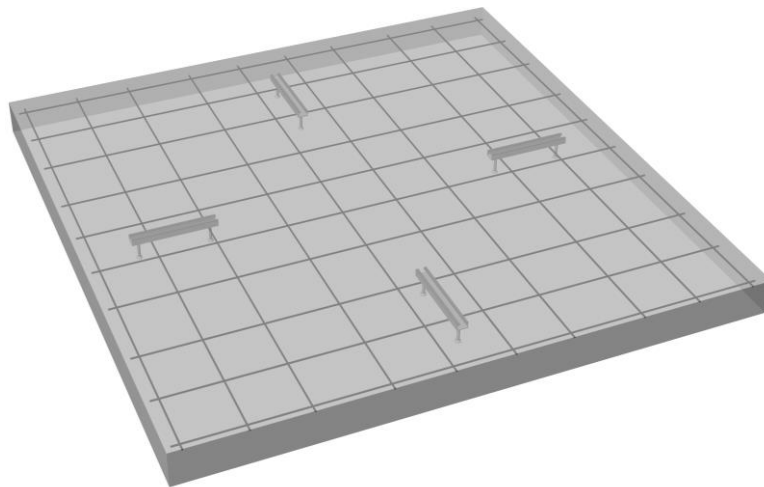


Abbildung 4: Versuchskörper B2 mit Oberflächenbewehrung

Je Versuchskörper wurden vier Ankerschienen eingebaut und nacheinander getestet (Abbildung 5). Im Versuchsstand wurden zwei horizontale Lager an der Stirnseite der Betonplatte angeordnet, um die einwirkende Kraft aufzunehmen. Der Abstand zwischen Lager und Achse der Anker betrug das Dreifache des Randabstandes c_1 , um die Ausbildung des erwarteten Betonausbruchkörpers nicht zu beeinflussen. Zur Sicherung gegen Abheben wurde auf der Rückseite der Platte eine Abspannung angebracht, die aus Gründen der Übersichtlichkeit in Abbildung 5 nicht dargestellt ist.

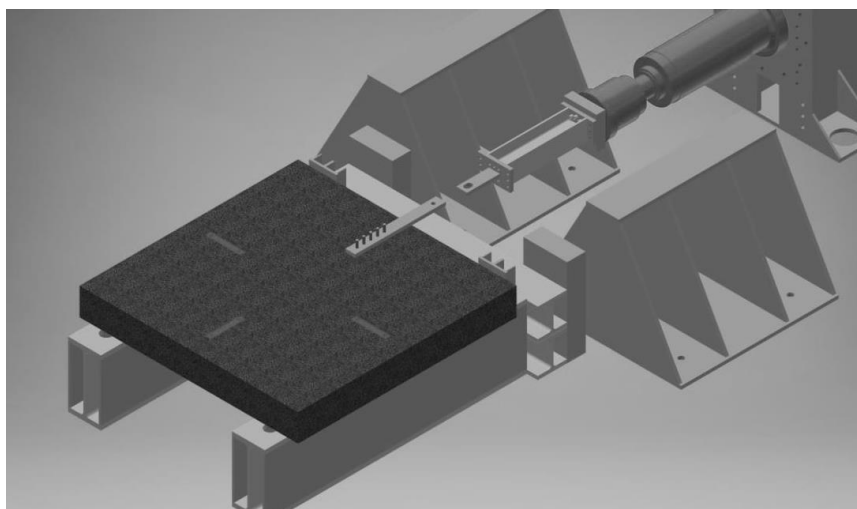


Abbildung 5: Versuchsstand [Winkler, KIBKON]

Um ein Versagen der Verzahnung zwischen Schienenlippe und Schraube zu vermeiden, wurde die Belastung über fünf Zahnschrauben in die Schiene eingeleitet. Die Schrauben wurden in einer Lasteinleitungslasche äquidistant hintereinander eingesetzt. Zusätzlich zur Versuchslast wurde die Verschiebung der Lasteinleitung am hinteren Ende der Lasche gemessen.

3. Versuchsergebnisse

Folgend werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargestellt. In Tabelle 3 sind die vier Einzelergebnisse jeder Konfiguration (Versuchskörper B1 und B2) statistisch aufbereitet und die charakteristische Versagenslast F_k (5%-Fraktilwert) ermittelt worden [10]. Die charakteristische Versagenslast wird dabei unter der Annahme einer Normalverteilung berechnet. Der Einfluss der Mindestbewehrung in Versuchskörper B2 wird im Vergleich mit dem unbewehrten, aber sonst identischen Versuchskörper B1 deutlich. Bezogen auf die charakteristische Versagenslast (F_k) beträgt die Steigerung im Versuch etwa 24 %. Inwieweit die Versuchsergebnisse mit den Berechnungen nach FprEN 1992-4 übereinstimmen wird in Abschnitt 4 analysiert.

Tabelle 3: Zusammenfassung und Auswertung der Versuchsergebnisse B1 und B2

Versuch	F_{max} [kN]	Versuch	
B1-T1	134,8	B2-T1	146,5
B1-T2	151,8	B2-T2	157,5
B1-T3	139,0	B2-T3	155,4
B1-T4	133,5	B2-T4	159,1
Mittelwert	139,8	Mittelwert	154,6
Variationskoeffizient	5,98 %	Variationskoeffizient	3,62 %
F_k	106,7	F_k	132,5

Kurz vor Erreichen der Maximallast bildete sich bei allen Versuchen ein einzelner Ausbruchkörper ausgehend vom vorderen Anker, bzw. dem Schienenende mit schräg zum Rand verlaufenden Rissen (Abbildung 6). In der Folge wurde bei Versuchskörper B2 die Bewehrung aktiviert.

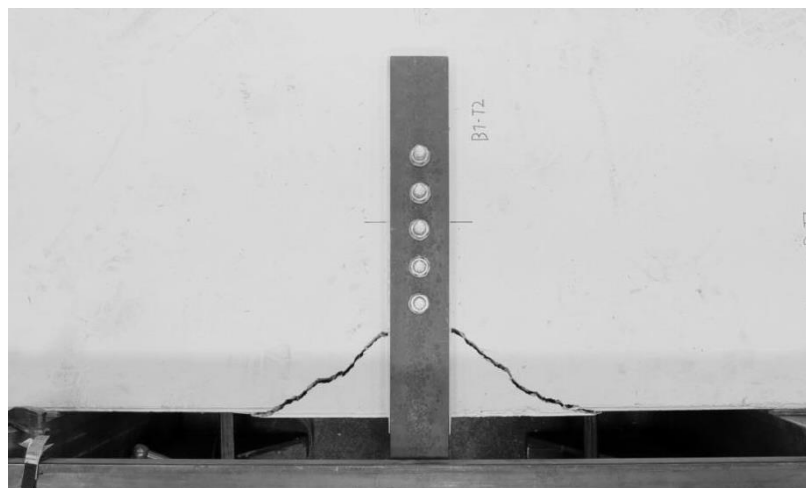


Abbildung 6: Typisches Bruchbild

Die Last-Verformungskurven (Abbildungen 7 und 8) zeigen bei allen Versuchen (B1 und B2), dass das System nicht durch einen spröden Betonkantenbruch des randnahen Ankers versagt, sondern die Last über die Schiene zu dem hinteren Anker verlagert wird. Dies wird durch das Plateau in den Last-Verformungskurven verdeutlicht. Die Systemtragfähigkeit wird nach dem Erreichen der Maximallast durch ein duktilen Stahlversagen des randfernen Ankers erreicht. Nach dem Versagen des Ankers

wurde der Versuch beendet. Einige Versuche wurden vorzeitig abgebrochen, um Beschädigungen des Versuchsaufbaus zu vermeiden.

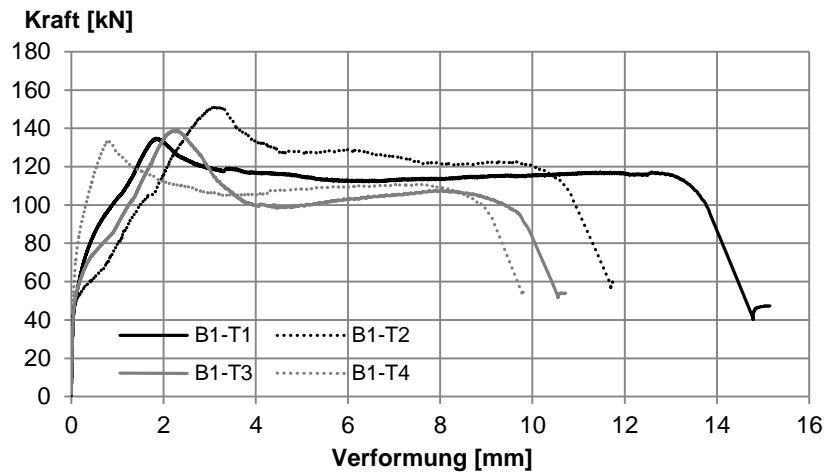


Abbildung 7: Kraft als Funktion der Verformung, Versuchskörper B1

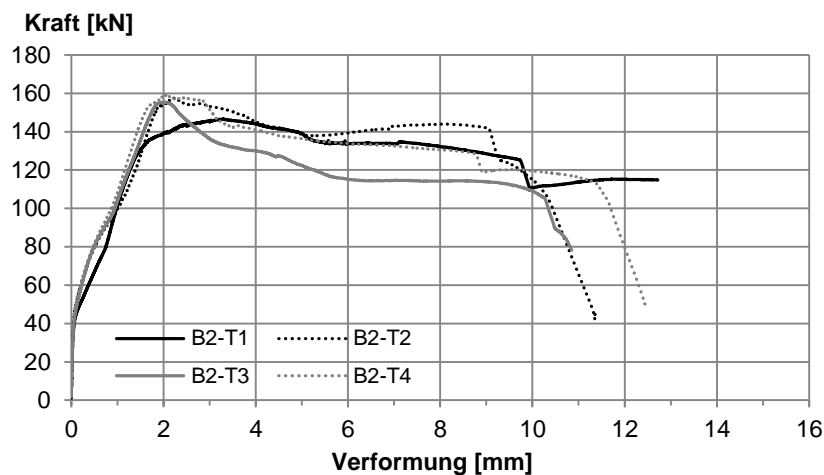


Abbildung 8: Kraft als Funktion der Verformung, Versuchskörper B2

Nach den Versuchen wurden die Versuchskörper in einigen Fällen aufgestemmt, um Versagensdetails zu untersuchen. In Abbildung 9 (rechts) ist das Versagen des hinteren Ankers im Bereich der Verbindung Anker-Schiene zu erkennen. Abbildung 9 (links) zeigt anhand vom bewehrten Versuch B2-T4 exemplarisch, dass im Falle von Mindestbewehrung Stahlversagen aufgetreten ist. In zeitlicher Reihenfolge ist dieses Versagen nach der Rissbildung des Betons und vor dem Versagen des hinteren Ankers einzuordnen. Im Last-Verformungsdiagramm (Abbildung 8) ist das Versagen der Bewehrung am Abfall der Prüflast bei etwa 9 bis 10 mm Verformung zu erkennen. Ab diesem Zeitpunkt ist davon auszugehen, dass der vordere Anker nicht mehr am Lastabtrag beteiligt war. Der hintere Anker, der dann die gesamte Prüflast aufnehmen muss, versagte kurz darauf.

Trotz der geringen Verankerungslänge der Oberflächenbewehrung im Ausbruchkörper, die abhängig von der Neigung des Risses zum Rand zwischen 9 und 16 cm lag, konnte in keinem Fall ein Verbundversagen der Bewehrung beobachtet werden. Die Länge der Bewehrungsstäbe im Ausbruchkörper wurde nach dem Aufstemmen der Probekörper gemessen. Entsprechend des nach FprEN 1992-4 anzunehmenden Ausbruchkörpers beträgt die Verankerungslänge 14,3 cm. Bis auf wenige, sehr geringe Werte im Versuch (sehr steiler Riss zum Rand) zeigt sich eine gute Übereinstimmung von Modell und Versuch. Gemäß FprEN 1992-4 können alle Stäbe zur Mitwirkung

am Lastabtrag angesetzt werden, deren Abstand zum Anker kleiner ist als $0,75 \cdot c_1$. Dies betrifft im vorliegenden Fall zwei Stäbe ($\varnothing 6$). Ebendiese haben auch im Versuch versagt und sind in Abbildung 9 (links) markiert. Weitere Stäbe oberhalb, die zwar innerhalb des Ausbruchkörpers liegen, aber auf Grund eines zu großen Abstandes zum Anker nach FprEN 1992-4 nicht berücksichtigt werden, wurden bei der Analyse nicht betrachtet.

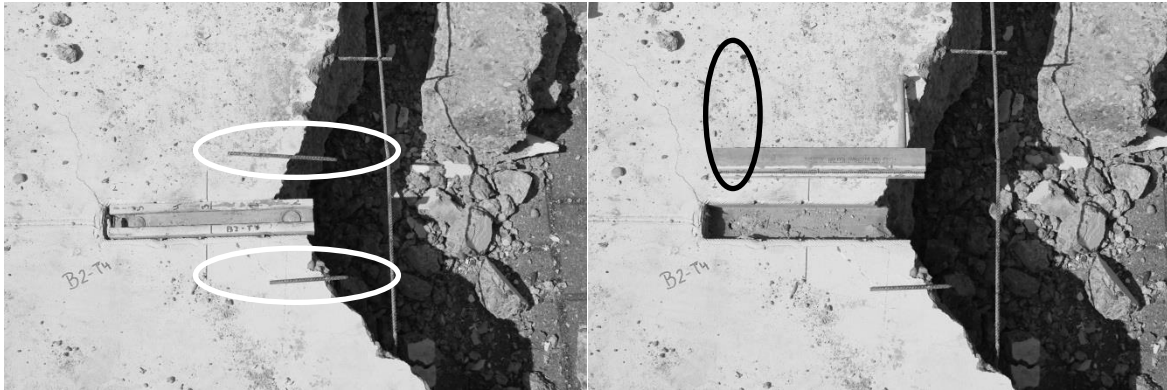


Abbildung 9: Versagensbild Versuch B2-T4: Versagen der Bewehrung (links) und Ankerversagen (rechts)

4. Vergleich mit Ansätzen von Vorschriften

4.1 Berechnung des Widerstandes

Die Ermittlung des rechnerischen Widerstandes erfolgt hier für FprEN 1992-4 und FprCEN/TR 17080. Da Ankerschienen mit Belastung in Längsrichtung in FprEN 1992-4 nicht behandelt werden, wird dort auf die ergänzenden Regelungen in FprCEN/TR 17080 verwiesen. Das dort beschriebene Nachweisverfahren entspricht grundsätzlich dem Nachweis eines einzelnen Kopfbolzens, bzw. eines nachträglich installierten Befestigungsmittels (Gleichung (2)). Unterschiede gibt es lediglich bei den zu berücksichtigenden Einflussfaktoren. Da die Berechnungsformeln zur Ermittlung der Widerstände und Einflussfaktoren eines Kopfbolzens unter Querlast bereits in FprEN 1992-4 angegeben sind, verweist FprCEN/TR 17080 dorthin zurück.

Der charakteristische Widerstand gegen Betonkantenbruch $V_{Rk,c,x}$ kann für den Anker einer in Längsrichtung beanspruchten Schiene in Übereinstimmung mit FprCEN/TR 17080 nach Gleichung (2) ermittelt werden:

$$V_{Rk,c,x} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (2)$$

Der charakteristische Widerstand eines unbeeinflussten Ankers $V_{Rk,c}^0$ wird hierbei mit verschiedenen Einflussfaktoren multipliziert. So berücksichtigt z. B. das Verhältnis von $A_{c,V}$ zu $A_{c,V}^0$ den geometrischen Einfluss eines idealisierten Betonausbruchkörpers, der infolge von benachbarten Ankern, geringen Eckabständen oder Bauteilhöhen kleiner anzunehmen ist als die Referenzfläche. Zudem wird die Störung der Spannungsverteilung infolge von Bauteilrändern ($\psi_{s,V} \leq 1,0$), sowie der Einfluss von Bewehrung ($\psi_{re,V} \leq 1,0$) berücksichtigt. Da der positive Einfluss der Bauteilhöhe durch den Quotienten von $A_{c,V}$ zu $A_{c,V}^0$ unterschätzt wird [1], wurde zudem der Korrekturfaktor der Bauteilhöhe $\psi_{h,V} (\geq 1,0)$ eingeführt.

Der charakteristische Widerstand eines unbeeinflussten Ankers $V_{Rk,c}^0$ nach Gleichung (3) ist eine Funktion des Randabstandes c_1 sowie abhängig von der Betondruckfestigkeit f_{ck} , dem Ankerdurchmesser d_{nom} und der Einbindetiefe des Ankers ($l_f = h_{ef}$ bei konstantem Ankerdurchmesser). Der Faktor k_9 berücksichtigt den Zustand des Betons (gerissen = 1,7; ungerissen = 2,4). Die Exponenten

α sowie β nach Gleichung (4) und (5) sind abhängig von Randabstand c_1 und Einbindetiefe, bzw. dem Ankerdurchmesser.

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad (3)$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad (4)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad (5)$$

Gemäß FprCEN/TR 17080 ist der randnahe Anker als maßgebend nachzuweisen (Abbildung 10). Der hierbei angenommene Betonausbruchkörper stimmt mit dem im Versuch beobachteten abgeschlossenen Rissbild überein (vgl. Abbildung 6).

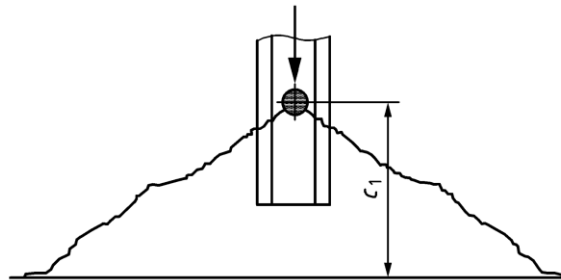


Abbildung 10: Definition des Ausbruchkörpers des randnahen Ankers [FprCEN/TR 17080, Figure 7]

Wird im Bereich der Schiene Bewehrung eingebaut, so sind nach FprCEN/TR 17080 die Versagensarten der Bewehrung nachzuweisen. Statt Betonversagen wird in diesem Fall der Mindestwert aus Stahlversagen oder Verbundversagen maßgebend. Der Betontraganteil wird dabei vernachlässigt. In Übereinstimmung mit FprCEN/TR 17080 (Abschnitt 7.2.2.5.1, Punkt (2)) sind allerdings lediglich Steckbügel und Randbewehrung ansetzbar. Die im Versuch eingelegte Oberflächenbewehrung ist demnach rechnerisch nicht ansetzbar. Die ermittelte Traglaststeigerung von 24 % infolge der in Versuchskörper B2 verwendeten Mindestbewehrung wird daher von Berechnungen nach FprCEN/TR 17080 nicht erfasst.

Für die Versuchskörper B1 und B2 wird daher nach den Gleichungen (2) bis (5) und den Eingangswerten nach Tabelle 1 und 2 für die Versagensart Betonkantenbruch ein identischer Widerstand ermittelt:

$$V_{Rk,c,x} = 51,1 \text{ kN}$$

Dieser Widerstand gilt für den vorderen, randnahen Anker. Bei der Ermittlung wurde der Faktor k_9 für ungerissenen Beton (= 2,4) angenommen, da die Versuche in ungerissenen Versuchskörpern durchgeführt wurden. Um vergleichbare Werte mit der charakteristischen Versagenslast der Versuche zu erhalten, wurde die tatsächliche Druckfestigkeit des Betons ($f_{cm} = 23,9 \text{ N/mm}^2$), die begleitend zu den Versuchen ermittelt wurde, angesetzt.

Setzt man entgegen der Regeln in [2] auch gerade Stäbe als wirksam an und nimmt wie im Versuch beobachtet ein Stahlversagen der Bewehrung an, so wäre die Tragfähigkeit der Bewehrung nach Gleichung (6) zu ermitteln.

$$N_{Rk,re} = A_s \cdot f_{tk} \quad (6)$$

Mit der Zugfestigkeit des Stahls $f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$ ergäbe sich für die beiden ansetzbaren Stäbe ($A_s = 0,56 \text{ cm}^2 \cong 2 \text{ } \varnothing 6$) ein Widerstand von 31,1 kN. Diese Zugtragfähigkeit der Bewehrung müsste nach Gleichung (7) noch in eine Querkrafttragfähigkeit bezogen auf die Schiene umgerechnet werden.

$$V_{Rk} = \frac{N_{Rk}}{\left(\frac{e_s}{z} + 1\right)} \quad (7)$$

Abbildung 11: Oberflächenbewehrung zur Aufnahme von Querlasten [Modifiziert nach 1]

Mit einem inneren Hebelarm $z = 178$ mm und dem Abstand zwischen der Achse der Lasteinleitung und der Bewehrung $e_s = 55$ mm wäre der Widerstand noch auf 23,8 kN zu reduzieren. Dieser Wert wäre sogar geringer als der Widerstand gegen Betonkantenbruch, wohingegen im Versuch eine Traglaststeigerung durch die Bewehrung beobachtet werden konnte. Nachfolgend wird daher ein Widerstand des Betons angenommen.

4.2 Vergleich mit Einwirkungen

Die Frage, inwieweit die Berechnungsergebnisse der Widerstände mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, ist im Grunde eine Frage der angenommenen Lastverteilung. Zur Ermittlung der anzunehmenden Einwirkungen wird in FprCEN/TR 17080 zwischen zwei Einbausituationen unterschieden. Bei Ankerschienen, die nach Definition randfern eingebaut sind, darf die einwirkende Gesamtlast gleichmäßig auf alle vorhandenen Anker verteilt werden. Die Gesamtankerzahl je Schiene ist dabei nach FprCEN/TR 17080 generell auf drei Anker begrenzt. Ankerschienen werden gemäß FprCEN/TR 17080 als randfern angenommen, wenn der Randabstand c in allen Richtungen den Angaben in Gleichung (8) entspricht:

$$c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 10 h_{ef} \\ 60 d_a \end{array} \right. \quad (8)$$

Darin steht h_{ef} für die effektive Einbindetiefe des Ankers und d_a für den Durchmesser des Rundankers der Ankerschiene. Wird eine Ankerschiene jedoch randnah eingebaut, so ist gemäß FprCEN/TR 17080 anzunehmen, dass die gesamte Last vom vorderen, randnahen Anker aufgenommen wird. Im Vergleich zur randfernen Situation folgen daraus konservative Nachweise für den maßgebenden, randnahen Anker und somit reduzierte Gesamttragfähigkeiten für die Schiene. Je mehr Anker vorhanden sind deren Mitwirkung am Lastabtrag nicht berücksichtigt wird, desto konservativer wird die Abschätzung, vorausgesetzt die Lastweiterleitung in der Schiene ist gesichert.

Beim unbewehrten Versuchskörper B1 wird die gemessene Maximallast von 106,7 kN nach diesem Modell vollständig vom vorderen Anker aufgenommen. Dieser hat rechnerisch allerdings nur eine Tragfähigkeit von 51,5 kN (Abschnitt 4.1). Der Nachweis der Tragfähigkeit kann demzufolge nicht erbracht werden, obwohl die entsprechende Last im Versuch aufgenommen werden konnte. Nimmt man allerdings entgegen der genannten Regel auch für randnahe Schienen die Lastverteilung für randferne Schienen an und verteilt die Gesamtbelastung gleichmäßig auf die beiden vorhandenen Anker, so stimmt die Hälfte der gemessenen Maximallast von 53,3 kN deutlich besser mit dem rechnerisch ermittelten charakteristischen Widerstand von 51,1 kN überein.

Beim bewehrten Versuchskörper B2 ist das Verhältnis zwischen dem rechnerisch ermittelten charakteristischen Widerstand und der halben Versuchslast ($62,2 \text{ kN} = 0,5 \cdot 132,5$) auf Grund der rechnerisch nicht berücksichtigten Traglaststeigerung durch die Bewehrung ungünstiger.

Um eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen nach FprCEN/TR 17080 zu erreichen, wäre die Gesamteinwirkung auf beide Anker zu verteilen. Diese Annahme stimmt neben den Regelungen für randferne Ankerschienen in FprCEN/TR 17080 auch mit den Regelungen in den USA überein, die gemäß AC232 [11] (Acceptance Criteria for anchor channels in concrete elements) gültig sind. Dort sind auch Ankerschienen mit mehr als drei Ankern zugelassen, wobei sämtliche Lasten bei senkrecht zum Rand eingebauten und in Längsrichtung belasteten Schienen auf die drei vorderen (randnahen) Anker gleichmäßig zu verteilen sind. Für eine Schiene mit maximal drei Ankern wie im vorliegenden Fall (zwei Anker) bedeutet dies eine Verteilung auf alle Anker. Eine Unterscheidung zwischen randnahen und randfernen Einbausituationen ist nach AC232 grundsätzlich nicht vorgesehen. In Übereinstimmung mit den vorliegenden Versuchsergebnissen sind diese Annahmen als sinnvoll zu bewerten. Voraussetzung ist dabei immer, dass das Schienenprofil die Längsverteilung der Last auf die einzelnen Anker gewährleistet, also wie ein longitudinaler Verteilbalken mit ausreichend Axialtragfähigkeit wirkt. Die genannten Regelungen zur Lastverteilung gelten für den Betonkantenbruch. Für andere Versagensformen gelten abweichende Annahmen [2].

5. Zusammenfassung und Ausblick

Anhand eines Vergleichs von Versuchs- und Berechnungsergebnissen wird eine sinnvolle Lastverteilung auf die Anker einer in Längsrichtung belasteten Ankerschiene ermittelt. Es können gute Übereinstimmungen erzielt werden, wenn hierbei eine gleichmäßige Verteilung auf beide Anker angenommen wird. Ferner kann gezeigt werden, dass sich der Betonausbruchkörper wie angenommen vom randnahen Anker ausgehend entwickelt. Selbst ohne Bewehrung kommt es nach dem Erreichen der Maximallast nicht zu einem schlagartigen Abfall des Bauteilwiderstandes, da die Last zum randfernen Anker umgelagert wird, der bei Erreichen der Stahltragfähigkeit duktil versagt.

Außerdem zeigen die Versuchsergebnisse eine reduzierte Streuung und Steigerungen der Traglasten bereits bei Verwendung einer flächig eingelegten Mindestbewehrung, die anhand von Berechnungen nach [2] nicht nachvollzogen werden können. Da hierin Zusatzbewehrung lediglich in Form von Steckbügeln und Randbewehrung als wirksam angenommen wird, bietet sich dem Anwender keine Möglichkeit, die Tragfähigkeit durch Bewehrung mit geraden Stabenden zu erhöhen.

Weitere Untersuchungen von parallel zum Rand eingebauten und in Längsrichtung belasteten Schienen in Rand- und Ecksituationen sind geplant. Dabei sollen faseroptische Messsysteme eingesetzt werden, um bei Ankerschienen mit beliebig vielen Ankern die Lastverteilung innerhalb der Schiene zu untersuchen. Gerade die Messung von Querkräften in den Ankern während des Versuchs stellt eine messtechnische Herausforderung dar.

Forschungsbedarf besteht zudem bei der Interaktion von Betonversagensarten infolge schräger Lasten mit Anteilen in Schienenlängsrichtung. Durch Modifikation des Versuchsaufbaus kann zum Beispiel das Aufbringen schräger Lasten in der Horizontalebene ermöglicht werden. Durch speziell zu entwickelnde Lagerkonstruktionen kann der Probekörper dabei um bestimmte Winkel verdreht im Versuchsstand positioniert und eine schräge Belastung durch den Prüfzylinder aufgebracht werden. In einem weiteren Schritt sind zudem dreidimensionale Interaktionen zu untersuchen, die durch weitere Zugkomponenten gekennzeichnet sind.

Danksagung

Die Autoren danken Dr. Alawieh, Dr. Winkler und dem gesamten Team der Konstruktionsteilprüfung (KIBKON) an der Ruhr-Universität Bochum für die Durchführung und Unterstützung bei den experimentellen Untersuchungen.

Literatur

- [1] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete, European Committee for Standardization (CEN), Brussels. FprEN 1992-4, 2015
- [2] FprCEN/TR 17080: Design of fastenings for use in concrete – Anchor channels – Supplementary Rules, Draft (2013)
- [3] Potthoff, M: Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter Querbelastung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2008
- [4] Güres, S: Zum Tragverhalten von Ankerschienenbefestigungen unter nichtruhenden Beanspruchungen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2005
- [5] Oluokon, F; Burdette, E.: Behavior of channel anchors in thin slabs under combined shear and tension (pullout) loads. ACI Structural Journal, July-August 1993, Vol. 90. No.4, 407-413, 1993
- [6] Wohlfahrt, R.: Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung. Dissertation, Universität Stuttgart, 1996
- [7] Kraus, J: Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2002
- [8] Schmid, K: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand. Dissertation, Universität Stuttgart, 2010
- [9] Schmidt, T: Tragverhalten von Ankerschienen unter Querlast in Schienenlängsrichtung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2017
- [10] Heek, P.; Roik, M.; Brede, P. & Mark, P: Zur versuchsgestützten Tragfähigkeitsermittlung von Transportankern. In: BetonWerk International, Ausgabe 4, 2013, S. 168 – 173
- [11] AC232. Acceptance Criteria for anchor channels in concrete elements. International Code Council Evaluation Service, Inc. (ICC-ES), Whittier, California, 2016