

7. Tragverhalten von Ankerschienenmeterware

In Abschnitt 5 wurde $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ sowie ein Einflussmodell abgeleitet. Folglich ist die Belastung von Einzelankern von Ankerschienen mit Achsabstand $s \geq s_{cr,N}$ und Belastung über allen Ankern bekannt. Allerdings werden derzeit die meisten Ankerschienen mit Achsabständen $s < s_{cr,N}$ produziert. Basierend auf dieser Tatsache werden in den folgenden Abschnitten Ankerschienenmeterware mit Achsabständen $s < s_{cr,N}$ und Laststellung über allen Ankern im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit untersucht. Bei den folgenden Untersuchungen wurde das aus Abschnitt 6 bekannte Modell zur Lastumlagerung zugrundegelegt.

7.1 Vergleich Meterware mit Einzelbefestigung

Von Kraus/Eligehausen (2001/4) wurden Finite Element Rechnungen mit Ankerschienenmeterware Profil 50/30 mit Achsabstand $s = 300$ mm und Belastung über allen Ankern durchgeführt. Um die Ergebnisse mit den Ergebnissen der Kurzstücke aus Tabelle 5.2 und 5.7 (1 Anker) vergleichen zu können, wurde für die Berechnungen die gleiche Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm gewählt. Der Schienenüberstand betrug $\ddot{u} = 400$ mm. Der Randabstand wurde zwischen $c_2 = c_3 = 75$ mm und 400 mm variiert. Die Parameter sind in der Tabelle 7.1 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
H75	50/30	85	5	300	400	400/75/75	300	152,9
H100	50/30	85	5	300	400	400/100/100	300	162,2
H127,5	50/30	85	5	300	400	400/127,5/127,5	300	192,9
H150	50/30	85	5	300	400	400/150/150	300	192,6
H200	50/30	85	5	300	400	400/200/200	300	214,8
H300	50/30	85	5	300	400	400/300/300	300	213,4
H400	50/30	85	5	300	400	400/400/400	300	224,7

Tabelle 7.1: Parameter der Berechnungen mit Ankerschienenmeterware

Es wurden die gleichen Materialparameter für den Beton wie in Abschnitt 5 gewählt. Auch bei diesen Berechnungen wurde für die Ankerschiene ein linearelastisches Verhalten des Stahls angenommen (vgl. Abschnitt 6), um Betonausbruch zu gewährleisten. Für den Stahl wurde ein E-Modul von 210000 N/mm² und eine Querdehnzahl von 0,33 eingesetzt. Die Verschiebungen wurden inkrementell am Schienenprofil aufgebracht. Die Schrittweite der Verschiebungen betrug 0,03 mm.

Der Vergleich der Dehnungen im Beton bei Höchstlast bzw. nach Überschreiten der Höchstlast zeigen bei Ankerschienen mit einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 75$ mm (Bilder 7.1 und 7.2) sowohl beim Kurzstück, als auch bei der Meterware eine Rissentwicklung in Richtung des Ankerschienenkörpers. In Richtung des freien Randes ist ein sehr flacher Riss zu erkennen, der annähernd waagrecht zum freien Rand verläuft.

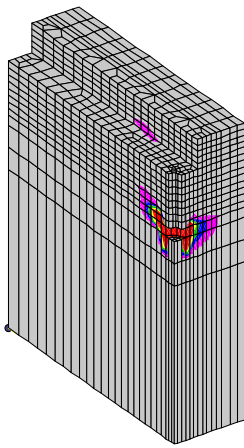


Bild 7.1: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 75 \text{ mm}$ bei N_u

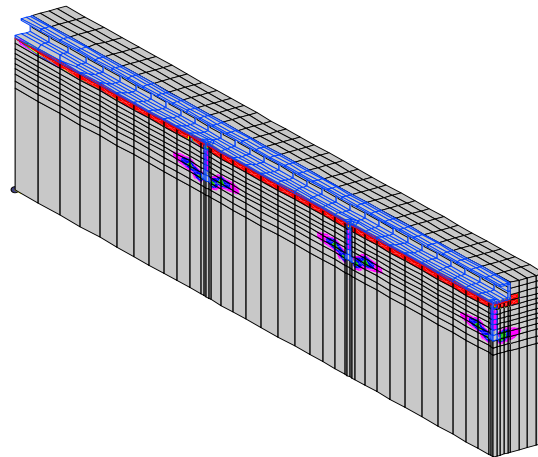


Bild 7.2: Profil 50/30 Meterware, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 75 \text{ mm}$ bei N_u

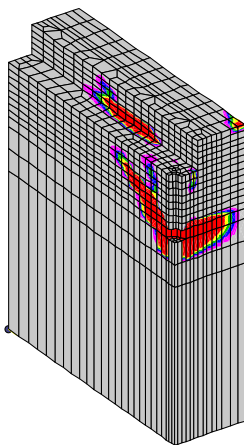


Bild 7.3: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 75 \text{ mm}$, Nachbruch

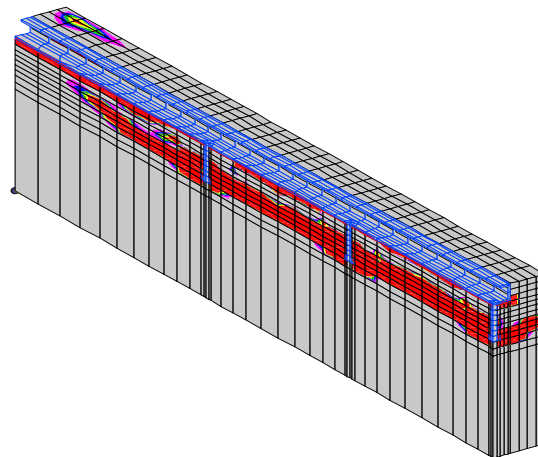


Bild 7.4: Profil 50/30 Meterware, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 75 \text{ mm}$, Nachbruch

Die Bilder 7.3 und 7.4 zeigen die Hauptdehnungen im Beton nach Überschreiten der Höchstlast. Bei beiden Ankerschienen entwickelt sich der flache Rissverlauf weiter in Richtung des freien Randes und der Riss trifft wenige Millimeter oberhalb des Ankerkopfes auf den Bauteilrand. In Ankerschienenlängsrichtung ist bei der Einzelbefestigung ein wesentlich steilerer Rissverlauf in Richtung der Ankerschienenausparung zu erkennen, als bei der Meterware. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich Risse zwischen den Ankern bei der Meterware überschneiden und sich mit den Ausbruchkegeln der benachbarten Anker überlagern. Dies deutet darauf hin, dass sich die Anker bei einem Achsabstand von $s = 3,52 h_{ef} = 300 \text{ mm}$ noch gegenseitig beeinflussen. Die gleichen Ergebnisse wurden bereits bei Ankerschienenkurzstücken mit 2 und 3 Ankern beobachtet.

Die Bilder 7.5 und 7.6 zeigen die beiden Ankerschienen in der Bauteilfläche mit einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$ bei Höchstlast.

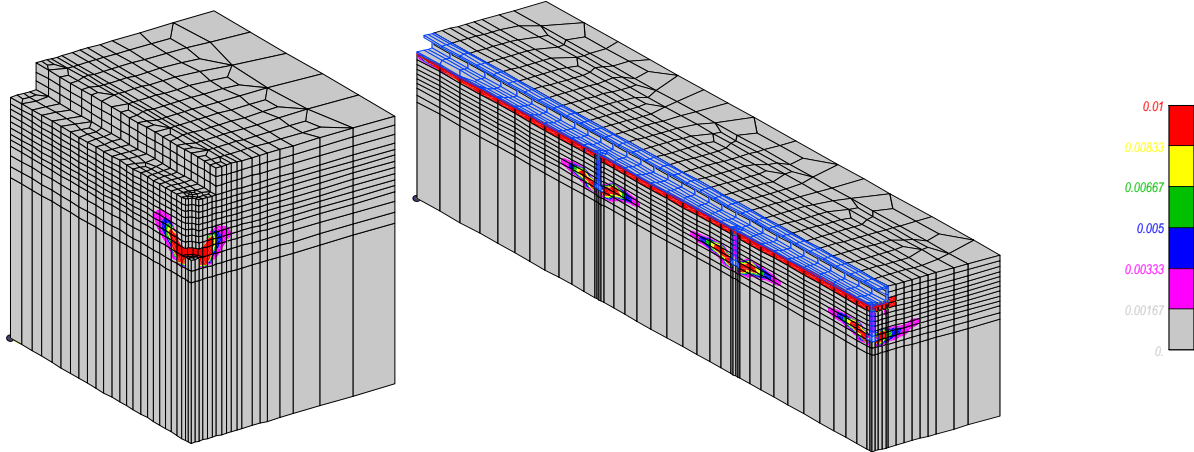


Bild 7.5: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$ bei N_u

Bild 7.6: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$ bei N_u

Sowohl beim Kurzstück als auch bei der Meterware bilden sich zum Rand hin Kegel aus. Auffällig ist, dass sich bei der Einzelverankerung bis zur Höchstlast ein radial-symmetrischer Riss ausbildet. Bei der Meterware bildet sich der Riss, aufgrund der gegenseitigen Ankerbeeinflussung, nicht symmetrisch aus. Deshalb kann auch hier von einer Überschneidung der einzelnen Ausbruchkegel ausgegangen werden.

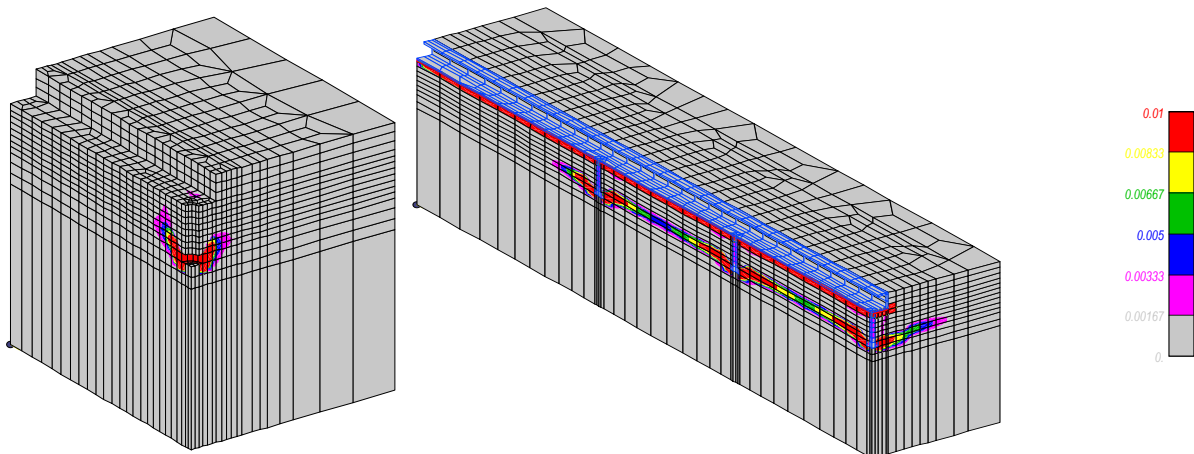


Bild 7.7: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, Nachbruch

Bild 7.8: Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, Nachbruch

Die Bilder 7.7 und 7.8 zeigen die Ankerschienen in der Bauteilfläche im Nachbruch. Hierbei kann beim Kurzstück ein Riss beobachtet werden, der vom Ankerkopf bis unter den Schienenkörper verläuft.

In Bild 7.9 wird die Gesamttragfähigkeit der Ankerschienenmeterware mit 5 Ankern ($N_{u,25}$) mit der 5-fachen Maximallast der Ankerschienen mit einem Anker aus Abschnitt 5.4.2 verglichen. Weiterhin sind die nach dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen ermittelten Tragfähigkeiten eingetragen. Die nach dem CC-Verfahren für 5 gegenseitig nicht beeinflusste Kopfbolzen ermittelte Tragfähigkeit ist zum Vergleich ebenfalls aufgeführt. Im Vergleich mit dem originalen CC-Verfahren ist zu erkennen, dass bei kleinen Randabständen eine ausreichende Übereinstimmung der erzielten Lasten gegeben wäre. Je größer allerdings der Randabstand wird, umso

weniger stimmen die Werte nach dem CC-Verfahren mit den hier ermittelten Ergebnissen überein. Die Gründe hierfür wurden in Abschnitt 5 erläutert. Besonders bei großen Randabständen, bei denen gemäß dem CC-Verfahren kein Randeinfluss und keine gegenseitige Beeinflussung der Anker mehr vorliegt, wird die Traglast von Ankerschienenmeterware mit dem CC-Verfahren für Kopfbolzen um bis zu 30 % überschätzt.

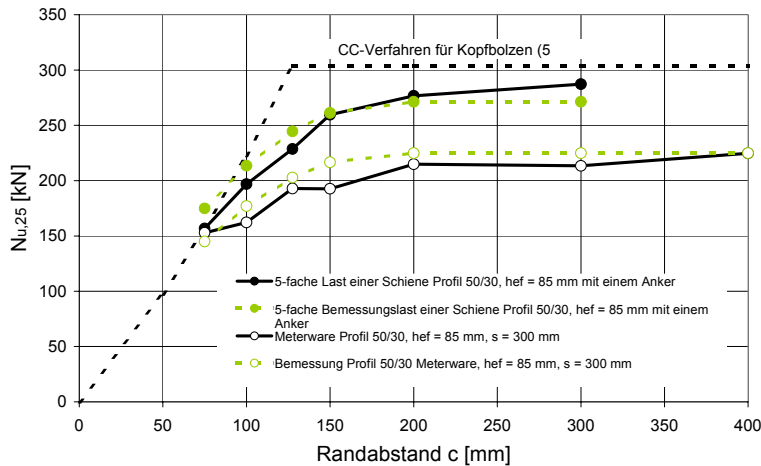


Bild 7.9: Numerische Ergebnisse der Einzelbefestigung im Vergleich mit Meterware

Mit dem Bemessungsverfahren (vgl. Abschnitte 5 und 6) wird eine gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse mit den berechneten Ergebnissen erzielt. Der kritische Achs- bzw. Randabstand beträgt $s_{cr,N} = 4,4 h_{ef}$ bzw. $c_{cr,N} = 2,2 h_{ef}$ (vgl. Gleichungen 5.2, 5.4 und 5.5). Die deutliche Unterschreitung der nach dem ursprünglichen CC-Verfahren erwarteten Tragfähigkeiten von Ankerschienenmeterware ist folglich auf die in Wirklichkeit größeren kritischen Achsabstände und die verringerte Grundtragfähigkeit der Schienen zurückzuführen.

7.2 Einfluss der Verankerungstiefe auf das Tragverhalten bei Meterware

Im folgenden Abschnitt wird der Einfluss des Ankerschienenkörpers auf das Tragverhalten von Ankerschienenmeterware untersucht. Es wurden von Kraus/Eligehausen (2001/4) Untersuchungen mit den Profilen 28/15 ($h_{ef} = 45$ mm) und 72/48 ($h_{ef} = 215$ mm) durchgeführt. Die Ergebnisse werden mit den Ergebnissen von Profil 50/30 ($h_{ef} = 85$ mm) verglichen. Bei Profil 72/48 wurde ein Achsabstand von $s = 460$ mm $= 2,1 h_{ef}$ gewählt, da dieser Achsabstand die Obergrenze für Achsabstände bei allen derzeit auf dem Markt erhältlichen Schienen darstellt. Dieser Achsabstand hat allerdings zur Folge, dass eine gegenseitige Beeinflussung der Einzelanker vorhanden ist. Die Parameter der Berechnungen sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (C_1, C_2, C_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
28-45-40	28/15	45	5	200	200	200/40/40	160	60,4
28-45-70	28/15	45	5	200	200	200/70/70	160	69,4
28-45-115	28/15	45	5	200	200	200/115/115	160	73,3
28-45-160	28/15	45	5	200	200	200/160/160	160	75,1
72-215-190	72/48	215	5	460	750	750/190/190	1500	689,8
72-215-320	72/48	215	5	460	750	750/320/320	1500	686,1
72-215-540	72/48	215	5	460	750	750/540/540	1500	772,3
72-215-750	72/48	215	5	460	750	750/750/750	1500	760,2

Tabelle 7.2: Einfluss Schienengröße bei Ankerschienenmeterware

In Bild 7.10 werden die Tragfähigkeiten der verschiedenen Schienenprofile mit den Tragfähigkeiten nach dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen verglichen. Für das Profil 72/48 mit $h_{ef} = 215$ mm ergibt sich gemäß den Gleichungen 5.2 und 5.5 kritische Rand- und Achsabstände von $1,5 h_{ef}$ und $3,0 h_{ef}$ und ein Vorfaktor von 15,5. Die Werte bei diesem Profil entsprechen somit den Werten von Kopfbolzen. Bei Profil 28/15 ergeben sich Werte von $c_{cr,N} = 2,5 h_{ef}$ und $s_{cr,N} = 5,0 h_{ef}$ und 12,6 als Vorfaktor.

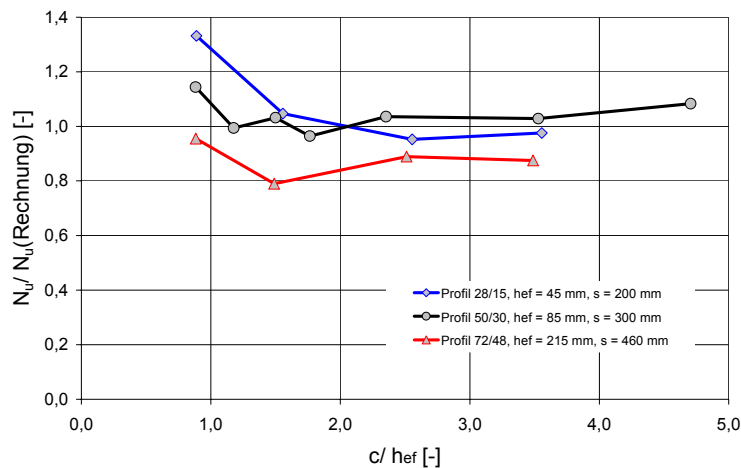


Bild 7.10: Tragverhalten von verschiedenen Schienenprofilen (Meterware) im Vergleich zum Bemessungsverfahren für Ankerschienen

Der Einfluss der Verankerungstiefe wird durch das vorgeschlagene Modell ausreichend genau erfasst.

7.3 Wirksamkeit der Vergrößerung der Verankerungstiefe

In den vorausgegangenen Kapiteln wurde das Tragverhalten von Ankerschienenmeterware am Bauteilrand und in der Bauteilfläche untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass größere als im CC-Verfahren angenommene kritische Achsabstände zu Tragfähigkeitsabminderungen im Vergleich zum CC-Verfahren für Kopfbolzen mit den entsprechenden Verankerungstiefen führen. Deshalb soll im folgenden Abschnitt untersucht werden, ob durch eine Ankerverlängerung die verminderte Tragfähigkeit der Schiene ausgeglichen werden kann. Hierzu wurden die Berechnungen mit Anker-

schienenmeterware Profil 50/30 und Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm (Tabelle 7.1) von Kraus/Eligehausen (2001/4) um weitere Berechnungen mit den Verankerungstiefen $h_{ef} = 100$ mm und $h_{ef} = 115$ mm bei gleicher Profilgröße ergänzt. Die Randabstände wurden zwischen $c_2 = c_3 = 75$ mm und 400 mm variiert. Der Achsabstand beträgt bei allen Berechnungen $s = 300$ mm. Die Zugbelastung wird über allen 5 Anker aufgebracht. Die Parameter der Berechnungen sind in der Tabelle 7.3 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
I75	50/30	100	5	300	400	400/75/75	300	190,9
I100	50/30	100	5	300	400	400/100/100	300	197,0
I127,5	50/30	100	5	300	400	400/127,5/127,5	300	228,5
I150	50/30	100	5	300	400	400/150/150	300	225,2
I200	50/30	100	5	300	400	400/200/200	300	250,0
I300	50/30	100	5	300	400	400/300/300	300	244,5
I400	50/30	100	5	300	400	400/400/400	300	251,2
50-115-75	50/30	115	5	300	400	400/75/75	300	227,4
50-115-100	50/30	115	5	300	400	400/100/100	300	228,8
50-115-127,5	50/30	115	5	300	400	400/127,5/127,5	300	261,1
50-115-150	50/30	115	5	300	400	400/150/150	300	255,1
50-115-200	50/30	115	5	300	400	400/200/200	300	285,3
50-115-300	50/30	115	5	300	400	400/300/300	300	283,6
50-115-400	50/30	115	5	300	400	400/400/400	300	296,5

Tabelle 7.3: Parameter der Berechnungen

Trotz der Ankerverlängerung auf 115 mm bewirkt die Ankerschienen-aussparung für das Bauteil eine Schwächung des Betonquerschnittes durch das Schienenprofil (vgl. Gleichung (5.4)). Auf eine explizite Darstellung der Bilder mit den entsprechenden Betondehnungen wird verzichtet und auf Kraus/Eligehausen (2001/4) verwiesen.

Aus den Rissbildern konnte bei allen drei Verankerungstiefen abgeleitet werden, dass die Risse bei einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 75$ mm vom Bolzenkopf horizontal zum freien Rand verlaufen. Der Rissverlauf in Schienenlängsrichtung war bei allen Verankerungstiefen ähnlich. Bei allen Schienen entstand durch den Achsabstand von $s = 300$ mm $\leq s_{cr,N}$ eine Überlagerung der Ausbruchkegel der Einzelanker. Nach Überschreiten der Höchstlast war jeweils eine deutliche Überschneidung der einzelnen Ausbruchkegel zu erkennen.

Bei großen Randabständen wie bei $c_2 = c_3 = 400$ mm wurde bei allen Schienen ein annähernd symmetrischer Rissverlauf deutlich. Randeinfluss war nicht mehr erkennbar. Bei allen Schienen entstand durch den gegenseitigen Einfluss der Betonausbruchkegel wiederum ein sehr flacher Verlauf der Ausbruchkegel mit gegenseitiger Überschneidung.

In Bild 7.11 werden die Tragfähigkeiten der Schienen mit verschiedenen Verankerungstiefen mit dem CC-Verfahren für Kopfbolzen bei $h_{ef} = 85$ mm verglichen.

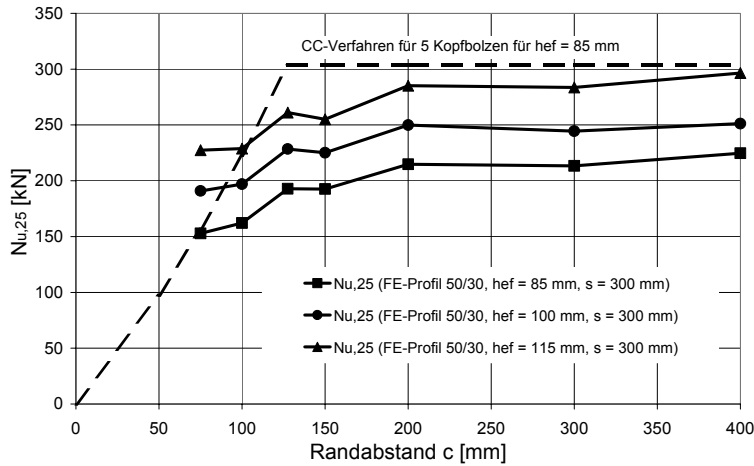


Bild 7.11: Wirksamkeit einer Ankerverlängerung bei Ankerschienenmeterware

Der Vergleich der Höchstlasten zeigt zunächst, dass mit einer Verlängerung der Anker eine Traglaststeigerung erreicht wird. Die Vergrößerung der Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 100$ mm führt bei kleinen Randabständen zwischen $c_2 = c_3 = 75$ mm und 200 mm zu einer Traglaststeigerung von etwa 20 %. Mit der Vergrößerung der Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 115$ mm kann eine Traglaststeigerung von durchschnittlich 40% gegenüber der Ausgangsverankerung erzielt werden. Bei großem Randabstand von über 200 mm kann durch eine Vergrößerung der Verankerungstiefe auf $h_{ef} = 100$ mm eine Traglaststeigerung von etwa 16% erzielt werden. Mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 115$ mm beträgt die Traglaststeigerung etwa 58% gegenüber $h_{ef} = 85$ mm. In Bild 7.12 sind die nach dem Berechnungsverfahren für Ankerschienen ermittelten Werte im Vergleich zu den in den FE- Berechnungen ermittelten Höchstlasten aufgetragen.

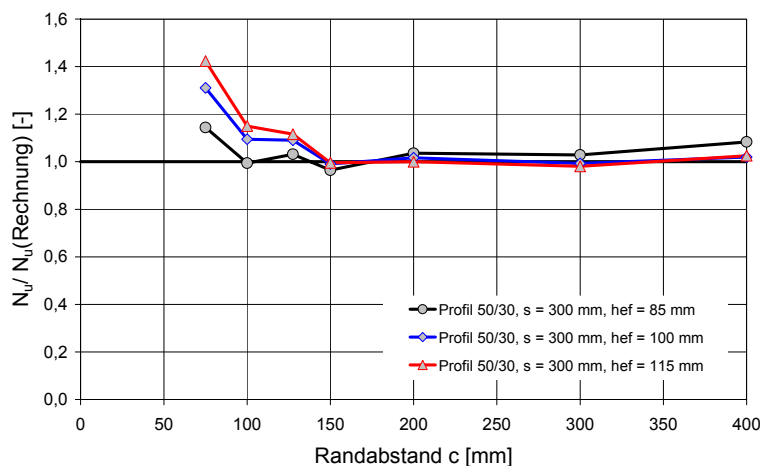


Bild 7.12: Vergleich der in FE-Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm bis $h_{ef} = 115$ mm

Es konnte gezeigt werden, dass das vorgeschlagene Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Ankerschienen die Wirksamkeit einer Vergrößerung der Verankerungstiefe bei Profil 50/30 mit ausreichender Genauigkeit widerspiegelt.

Entsprechende Untersuchungen wurden auch mit Profil 28/15 und Verankerungstiefe $h_{ef} = 60$ mm durchgeführt. Der Achsabstand beträgt $s = 200$ mm. Die Randabstände wurden zwischen $c_2 = c_3 = 40$ mm und 160 mm variiert. Die Untersuchungen sind in Kraus/Eligehausen (2001/4) ausführlich dokumentiert. Die Berechnungsparameter sind in der Tabelle 7.4 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
28-60-40	28/15	60	5	200	200	200/40/40	300	84,1
28-60-70	28/15	60	5	200	200	200/70/70	300	92,8
28-60-115	28/15	60	5	200	200	200/115/115	300	107,0
28-60-160	28/15	60	5	200	200	200/160/160	300	118,1

Tabelle 7.4: Parameter der Berechnungen

Die Ergebnisse können mit den Ergebnissen aus Tabelle 7.2 mit Profil 28/15 und $h_{ef} = 45$ mm verglichen werden. Beim Vergleich der Bruchfiguren der Schienen mit Verankerungstiefen $h_{ef} = 45$ mm und 60 mm bei einem Randabstand $c_2 = c_3 = 40$ mm wurden bei beiden Schienen annähernd horizontal verlaufende Risse zum Rand hin beobachtet. Bei Verankerungstiefe $h_{ef} = 45$ mm wurden Risse bis unter den Schienenkörper sichtbar. Bei der vergrößerten Verankerungstiefe von $h_{ef} = 60$ mm erreichten die Risse die Unterseite der Schienen bei Höchstlast noch nicht. Insgesamt war ein ähnlicher Rissverlauf in Schienenlängsrichtung bei beiden Verankerungstiefen zu beobachten. Zwischen den einzelnen Ankerköpfen waren optisch keine Überschneidungen der Betonausbruchkegel, wie bei Profil 50/30 zu beobachten. Offensichtlich kann jeder Anker einen separaten Ausbruchkegel ausbilden, rechnerisch bleibt allerdings eine gegenseitige Beeinflussung vorhanden.

Bild 7.13 zeigt die Ausbruchlasten des Profils 28/15 mit Verankerungstiefe $h_{ef} = 45$ mm und mit Verankerungstiefe $h_{ef} = 60$ mm. Weiterhin sind die Werte nach dem CC-Verfahren für 5 Kopfbolzen in einer Reihe mit einer Verankerungstiefe von 45 mm eingetragen.

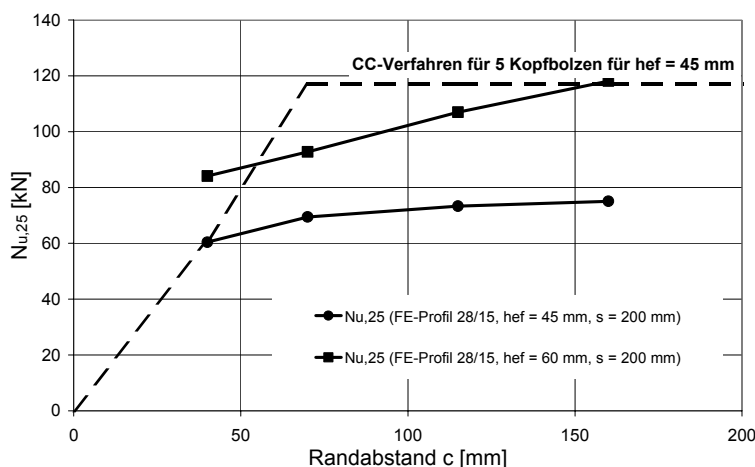


Bild 7.13: Betonausbruchlast von Ankerschienenmeterware Profil 28/15 in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe $h_{ef} = 45$ mm und $h_{ef} = 60$ mm

Durch eine Vergrößerung der Verankerungstiefe $h_{ef} = 45$ mm um ca. 33 % auf $h_{ef} = 60$ mm kann die Tragfähigkeit bei kleinen Randabständen um etwa 40 % und bei großen Randabständen um etwa 60 % gesteigert werden.

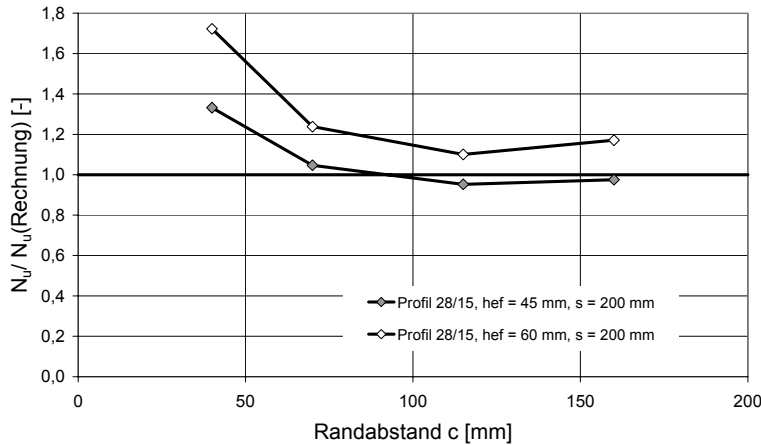


Bild 7.14: Vergleich der in FE-Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 28/15 mit $h_{ef} = 45$ mm und $h_{ef} = 60$ mm

Die Tragfähigkeit der Schiene mit vergrößerter Verankerungstiefe kann mit dem Bemessungsverfahren mit einem kritischen Achsabstand von $5,0 h_{ef}$ für eine Verankerungstiefe von 45 mm und mit $4,7 h_{ef}$ bei Verankerungstiefe von 60 mm gut beschrieben werden. Nur bei Randabstand 40 mm werden die Bruchlasten der FE-Rechnungen unterschätzt (Bild 7.14).

7.4 Wirksamkeit einer Vergrößerung des Ankerabstandes bei Ankerschienenmeterware

Eine weitere mögliche Alternative zur Steigerung der Tragfähigkeit von Ankerschienen ist die Vergrößerung des Ankerabstandes, da die derzeit produzierten Schienen Ankerabstände von zum Teil deutlich unter $s_{cr,N}$ aufweisen. Exemplarisch wird dies im folgenden Abschnitt bei Profil 50/30 dargestellt.

Von Kraus/Eligehausen (2001/4) wurden 14 Finite-Element-Berechnungen mit dem Profil 50/30, Achsabstand $s = 400$ mm und den Verankerungstiefen $h_{ef} = 85$ mm und 100 mm durchgeführt. Die Ergebnisse können mit den Werten der entsprechenden Schienen mit Achsabstand $s = 300$ mm aus den Tabellen 7.1 und 7.3 verglichen werden. Die Parameter sind in der Tabelle 7.5 aufgeführt. Auf einen ausführlichen Vergleich der Bruchfiguren wird verzichtet und auf die Ausführungen in Kraus/Eligehausen (2001/4) verwiesen.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{umittel,25}$ [kN]
J75	50/30	85	5	400	400	400/75/75	300	157,8
J100	50/30	85	5	400	400	400/100/100	300	175,3
J127,5	50/30	85	5	400	400	400/127,5/127,5	300	215,5
J150	50/30	85	5	400	400	400/150/150	300	217,3
J200	50/30	85	5	400	400	400/200/200	300	245,3
J300	50/30	85	5	400	400	400/300/300	300	250,6
J400	50/30	85	5	400	400	400/400/400	300	250,9
K75	50/30	100	5	400	400	400/75/75	300	195,0
K100	50/30	100	5	400	400	400/100/100	300	209,8
K127,5	50/30	100	5	400	400	400/127,5/127,5	300	252,3
K150	50/30	100	5	400	400	400/150/150	300	250,9
K200	50/30	100	5	400	400	400/200/200	300	283,9
K300	50/30	100	5	400	400	400/300/300	300	293,9
K400	50/30	100	5	400	400	400/400/400	300	301,0

Tabelle 7.5: Parameter der Berechnungen

In Bild 7.15 sind die Bruchlasten der Schienen zusammengefasst.

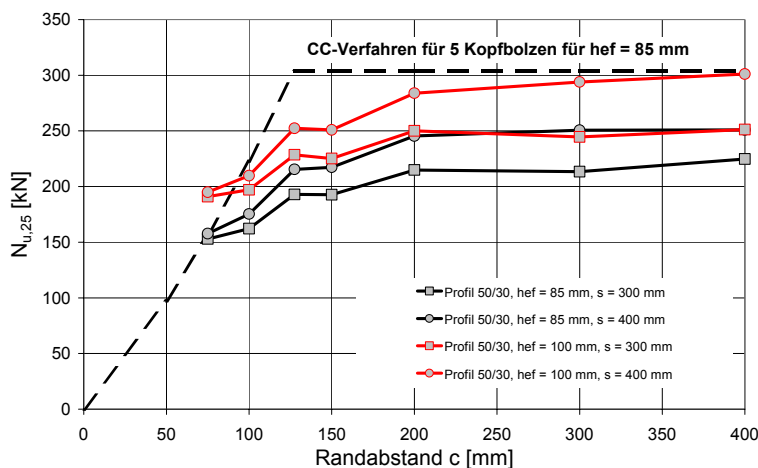


Bild 7.15: Traglaststeigerung durch die Vergrößerung des Achsabstandes

Eine Vergrößerung des Achsabstandes der Anker von $s = 300$ mm auf $s = 400$ mm würde bei den untersuchten Verankerungstiefen nach den Annahmen des CC-Verfahrens für Kopfbolzen, keine Tragfähigkeitssteigerung bewirken. Der Vergleich der Bruchlasten zeigt allerdings, dass sowohl bei $h_{ef} = 85$ mm als auch bei 100 mm, eine Steigerung der Last durch das Vergrößern des Achsabstandes möglich ist. Folglich kann sowohl aus den beobachteten Rissverläufen, als auch aus den Tragfähigkeiten der Schienen abgeleitet werden, dass die Annahmen des CC-Verfahrens nicht auf Ankerschienen übertragen werden können.

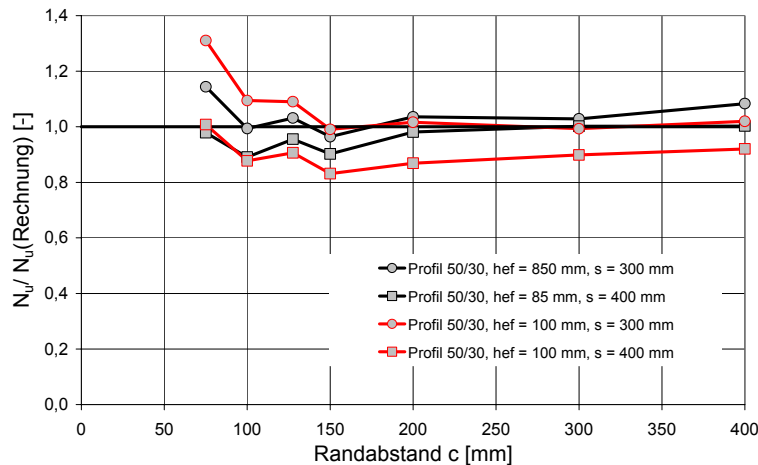


Bild 7.16: Tragfähigkeit der Ankerschienen mit vergrößerten Achsabständen im Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen

Die Tragfähigkeit der Ankerschienen mit vergrößerten Achsabständen, wird mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen ausreichend genau abgebildet (Bild 7.16).

In der praktischen Umsetzung einer Tragfähigkeitssteigerung durch Vergrößerung des Achsabstandes muss berücksichtigt werden, dass die Biegetragfähigkeit der Schienen überschritten werden kann.

7.5 Versuche mit Ankerschienenmeterware

7.5.1 Belastungseinrichtung

Zur Überprüfung der Finite Element Untersuchungen, wurden Versuche mit Ankerschienenmeterware (4 Anker) unter zentrischer Zugbelastung in gerissenem und ungerissenem Beton von Kraus/Eligehausen (1999/3), (1999/6), (1999/8), (2000/2) und von FMPA (1996), (1997) durchgeführt. In diesen Berichten werden die Versuche mit Ankerschienenmeterware (je Reihe 3 Einzelversuche) ausführlich beschrieben. Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die Versuchsdurchführung gegeben.

Die Belastungseinrichtung für die Versuche bestand aus einem Spannboden mit einem servohydraulisch betriebenen 650 kN Zylinder, der auf dem Spannboden mit einem dafür vorgesehenen Winkel horizontal befestigt war. Die Zugkräfte wurden auf der gegenüberliegenden Seite in einen weiteren Winkel eingeleitet. Auf das Gewinde der Anker wurden die Halterungen für je zwei Wegaufnehmer und Gabelköpfe für Zugstangen aufgeschraubt. Die Zugstangen bestanden aus Flachstahl und waren mittels Bolzen gelenkig mit den Gabelköpfen verbunden. Die Querträger zum Verteilen der Kolbenkraft auf die vier Anker bestanden aus einem doppelten U-Profil. Das Zuggerüst bestand auf jeder Seite aus einem langen Querträger (U 260) und je zwei kleineren Querträgern (U 140). Die Hauptträger wurden mittels Gewindestangen mit den kleinen Nebenträgern gelenkig verbunden. Von diesen Nebenträgern wurde die Zuglast über die Zugstangen direkt in die Anker eingeleitet. (Bilder 7.17 und 7.18).

Die Hauptträger wurden mit einer Gewindestange (M30) an den Zylinder bzw. an den Winkel angeschossen.

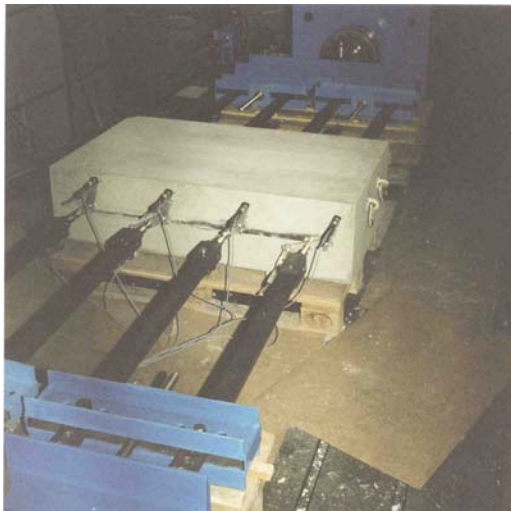


Bild 7.17: Belastungseinrichtung

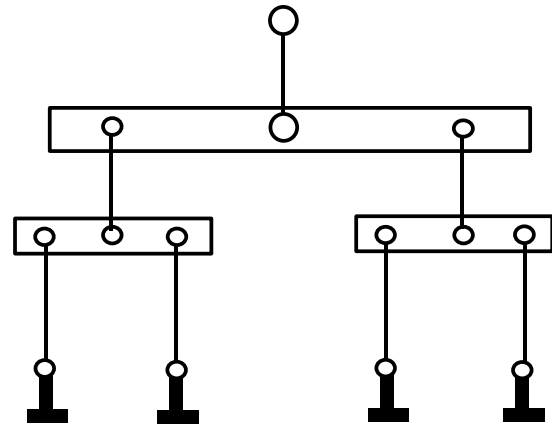


Bild 7.18: Lastverteilereinrichtung

In den Bildern 7.19 und 7.20 ist der vollständige Versuchsaufbau sowohl schematisch, als auch im Foto dargestellt.

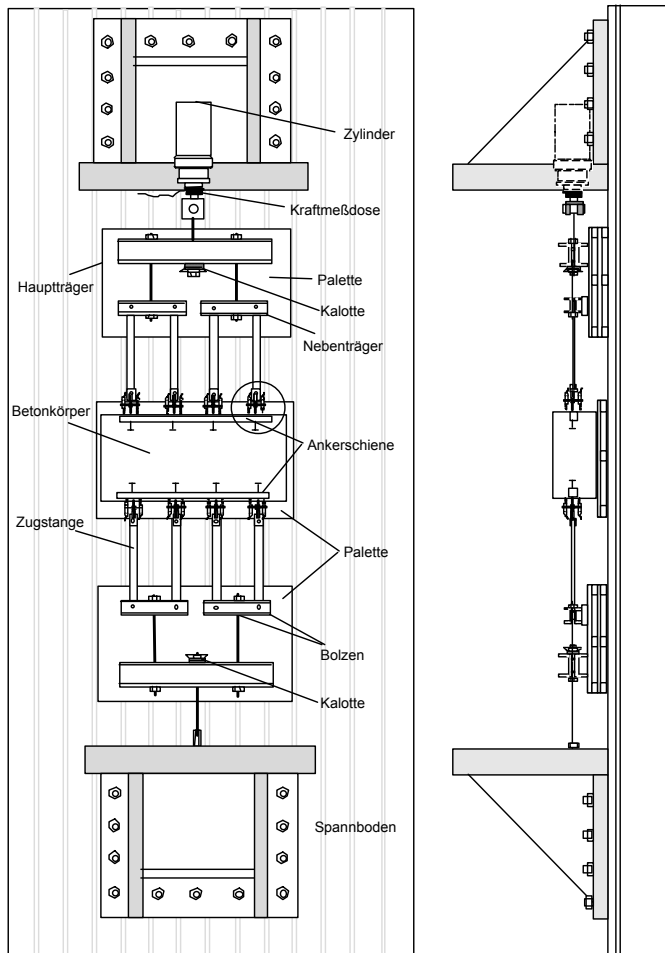


Bild 7.19: Belastungseinrichtung schematisch



Bild 7.20: Belastungseinrichtung (Foto)

7.5.2 Messeinrichtung

Die Belastung der Ankerschiene wurde durch eine Kraftmessdose am Prüfzylinder gemessen. Die Verschiebungen und Rissöffnungen wurden paarweise durch ohmsche Wegaufnehmer bestimmt, die direkt mit Halterungen an den Ankern befestigt waren. Die Wegaufnehmer für die Rissmessung wurden auf Höhe der Ankerköpfe direkt auf der Seiten- bzw. Oberfläche der Betonplatte mittels Heißkleber befestigt. Die Messeinrichtung ist schematisch in Bild 7.21 und im Foto in Bild 7.22 abgebildet. Angaben über die eingesetzten Wegaufnehmer sowie die zugehörige Messgenauigkeit sind in den einzelnen Versuchsberichten aufgeführt.

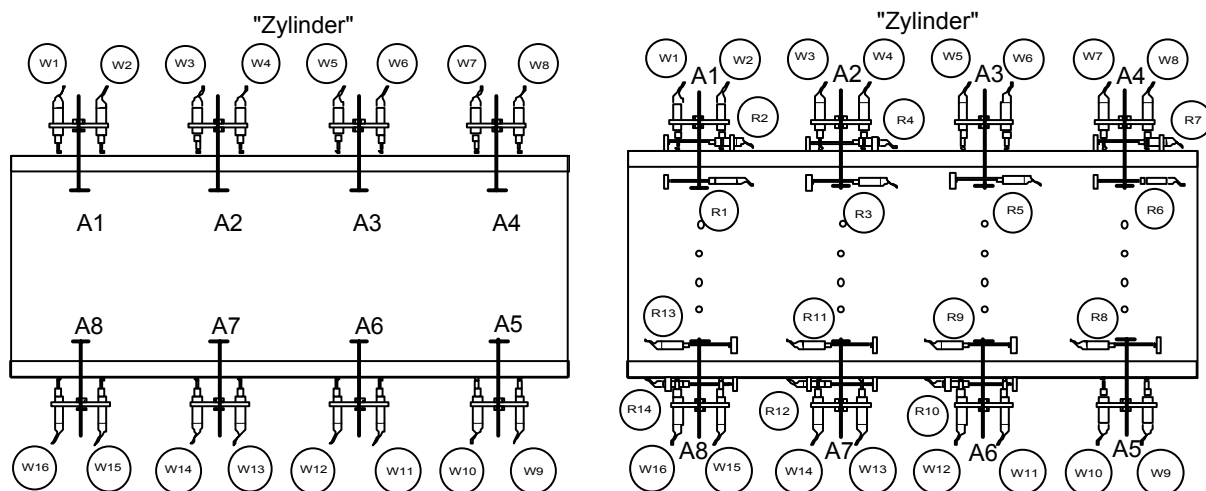


Bild 7.21: Anordnung der Wegaufnehmer bei Versuchsreihen in ungerissenem (links) und gerissenem Beton (rechts) (schematisch)

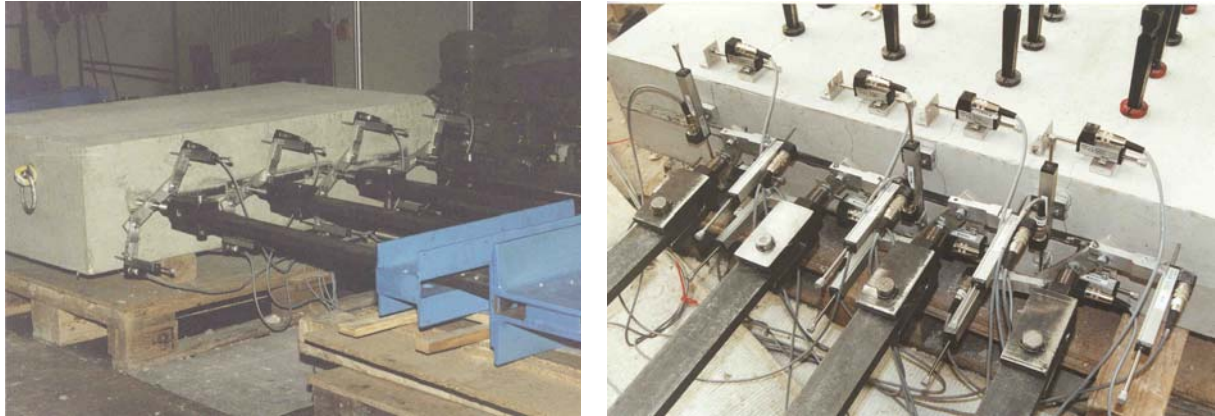


Bild 7.22: Anordnung der Wegaufnehmer bei Versuchsreihen in ungerissenem (links) und gerissenem Beton (rechts) (Fotos)

Die Messsignale der Kraftmessdose und der Wegaufnehmer wurden mittels Messwertverstärker und Messprogramm DIADEM im 3 Hz Takt erfasst und in einem PC abgespeichert.

7.5.3 Versuchsdurchführung

7.5.3.1 Versuchsdurchführung im ungerissenen Beton

Der Versuchsaufbau wurde so gestaltet, dass die Probekörper einfach ausgetauscht werden konnten. Das Zugerüst wurde komplett auf dem Spannboden belassen. Nachdem die Zugstangen, Gabelhalterungen und die Halterungen für die Wegaufnehmer demontiert waren, wurde der Probekörper mit dem Hallenkran vom Spannboden genommen und ein neuer Probekörper auf die Palette gelegt. Die gesamte andere Einrichtung blieb während einer Versuchsreihe nach dem erstmaligen Aufbau auf dem Spannboden installiert. Um diesen Versuchsablauf realisieren zu können, wurde die Zugeinrichtung in der erforderlichen Höhe auf Holzpaletten aufgelagert. Damit sich die Querträger und aufliegenden Teile mit wenig Reibung bewegen konnten, wurde zweilagig Teflon unterlegt. Nachdem je Anker 2 Wegaufnehmer montiert waren (der Abstand der Wegaufnehmer vom Anker war $1,5 h_{ef}$), wurden die Muffen für die Zugstangen auf die Anker geschraubt. Die Zugstäbe wurden sowohl an den Trägern, als auch an den Muffen gelenkig mit Bolzen befestigt. Danach wurde der Betonkörper ausgerichtet und zentriert. Nachdem der Zylinder in Ausgangsstellung gefahren war, wurde die Versuchsanordnung mit dem Zylinder mittels Zugstange (M 30, 7.9), einer Kalotte und einer Mutter handfest verbunden. Der Zylinder wurde weggesteuert mit 1 mm/min gefahren, so dass der Bruch nach ca. 15-20 min auftrat. Bei allen Versuchen versagte jeweils nur eine der beiden gegenüberliegend eingebauten Schienen. Bei einigen Versuchsreihen wurde ein Versagen von mehreren Ankern nacheinander beobachtet, dies wurde in den Ergebnisprotokollen durch Aufzählen der Ankernummern in Versagensreihenfolge aufgenommen.

7.5.3.2 Versuchsdurchführung im gerissenen Beton

Bei den Probekörpern für Versuchsreihen, die im gerissenen Beton durchgeführt werden sollten, wurden zuerst die Risse geöffnet. Hierzu wurden in den Betonplatten in regelmäßigem Abstand Löcher ausgespart. Das Öffnen der Risse erfolgte indem in die Löcher Keilführungen aus gehärtetem Stahl eingeführt und dann in diese Keile mit einem Vorschlaghammer (5 kg) eingetrieben wurden. Nachdem die Risse geöffnet waren, wurde der Rissverlauf nachgezeichnet. Anschließend wurde der Probekörper wie im ungerissenen Zustand eingebaut. Zusätzlich zu den Wegaufnehmern zur Messung der Ankerverschiebungen wurden weitere Wegaufnehmer zur Rissmessung angebracht. Die Wegaufnehmer wurden in Höhe der Verankerungstiefe über dem Riss angeordnet. Nach dem Starten der Messung wurden die Risse nacheinander durch Einschlagen der Keile auf $\Delta w = 0,3$ mm geöffnet. Anschließend wurden die Schienen belastet.

7.5.4 Auswertung der Versuchsergebnisse

7.5.4.1 Vergleich Ankerschienenmeterware und Kopfbolzen in Reihenanordnung

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Ankerschienenmeterware und Kopfbolzen in Reihenanordnung wurden von Kraus/Eligehausen (1999/3) und (1999/8) Versuche durchgeführt. In den Versuchen wurden Ankerschienen des Profils 50/30 mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm und einem Achsabstand von $s = 300$ mm geprüft. Bei den Vergleichsversuchen mit Kopfbolzen wurden Kopfbolzen mit der gleichen Verankerungstiefe und der gleichen Form verwendet. Die Kopfbolzen waren an den gleichen Positionen in den Betonplatten eingebaut wie die Anker der Schienen. Der Randabstand betrug bei allen Versuchsreihen $c_2 = c_3 = 150$ mm. Ein Einfluss eines dritten Randes sollte mit $c_1 = 300$ mm ausgeschlossen werden. Die wichtigsten Parameter der Versuche sind in der Tabelle 7.6 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{U, mittel, 25}$ [kN]
42	50/30	85	4	300	300	300/150/150	700	163,2
105	50/30	85	4	300	300	300/150/150	700	173,6
106	KB	85	4	300	-	300/150/150	700	209,3

Tabelle 7.6: Parameter der Reihen 42, 105 und 106

In den Bildern 7.23 und 7.24 sind Ausbruchfiguren von Einzelversuchen aus den Reihen 105 und 106 dargestellt.



Bild 7.23: Ausbruchkegel der Ankerschiene (Versuch 105-1)



Bild 7.24: Ausbruchkegel der Kopfbolzen (Versuch 106-2)

Bild 7.23 zeigt ein Versagensbild der Ankerschiene, bei dem sich die Bruchkegel der Einzelanker deutlich überlagern. Bei der gezeigten Ankerschiene versagen alle Anker, es wurden allerdings auch Versuche beobachtet, bei denen nur 2 oder 3 Anker versagten. Das Versagen eines einzelnen Ankers wurde nicht beobachtet. Bei den Versuchen mit Kopfbolzen versagten jeweils 1 bzw. 2 Kopfbolzen. Eine Überlagerung der Ausbruchkegel war zu beobachten. Bei allen Versuchsreihen wurde ein Randabstand von $c_2 = c_3 = 1,75 h_{ef} = 150 \text{ mm}$ gewählt.

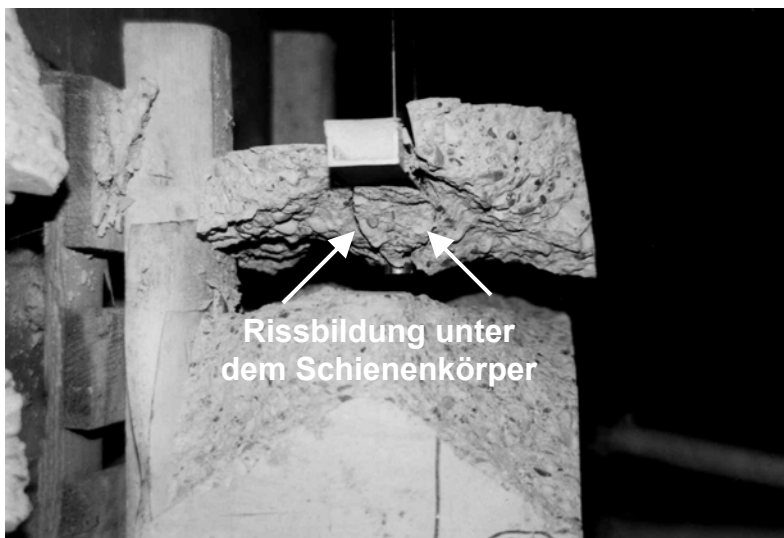


Bild 7.25: Schnitt eines Bruchkegels einer Ankerschiene (Meterware)

Wie bereits beschrieben, verursacht der Schienenkörper Risse unter der Ankerschiene (Bild 7.25), die die Tragfähigkeit von Ankerschienen gegenüber Kopfbolzen reduzieren. Weiterhin wurde gezeigt, dass die kritischen Abstände bei Ankerschienen größer sind als bei Kopfbolzen. Bei den vorliegenden Untersuchungen ergibt

sich ein Tragfähigkeitsunterschied von etwa 20 % zwischen Kopfbolzen und Ankerschienenmeterware. Bei den FE-Untersuchungen mit Ankerschienenkurzstücken mit $s = 300$ mm (Abschnitt 5.3.5.2) wurde bei gleichem Randabstand ein Unterschied von etwa 17 % festgestellt. Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass sich die in den FE-Untersuchungen aufgezeigten Unterschiede zwischen Kopfbolzen und Ankerschienen auch auf Versuche mit Meterware bzw. Kopfbolzen in Reihenanordnung übertragen lassen.

7.5.4.2 Kritische Rand- und Achsabstände

Die FE-Untersuchungen haben gezeigt, dass die kritischen Abstände bei Ankerschienen mit $h_{ef} = 85$ mm größer sind, als im CC-Verfahren angenommen. Daher wurde exemplarisch für Versuchsreihe 48-3 aus Kraus/Elgehausen (1999/3) von Hofmann (1999) eine Ausbruchfigur dreidimensional vermessen.

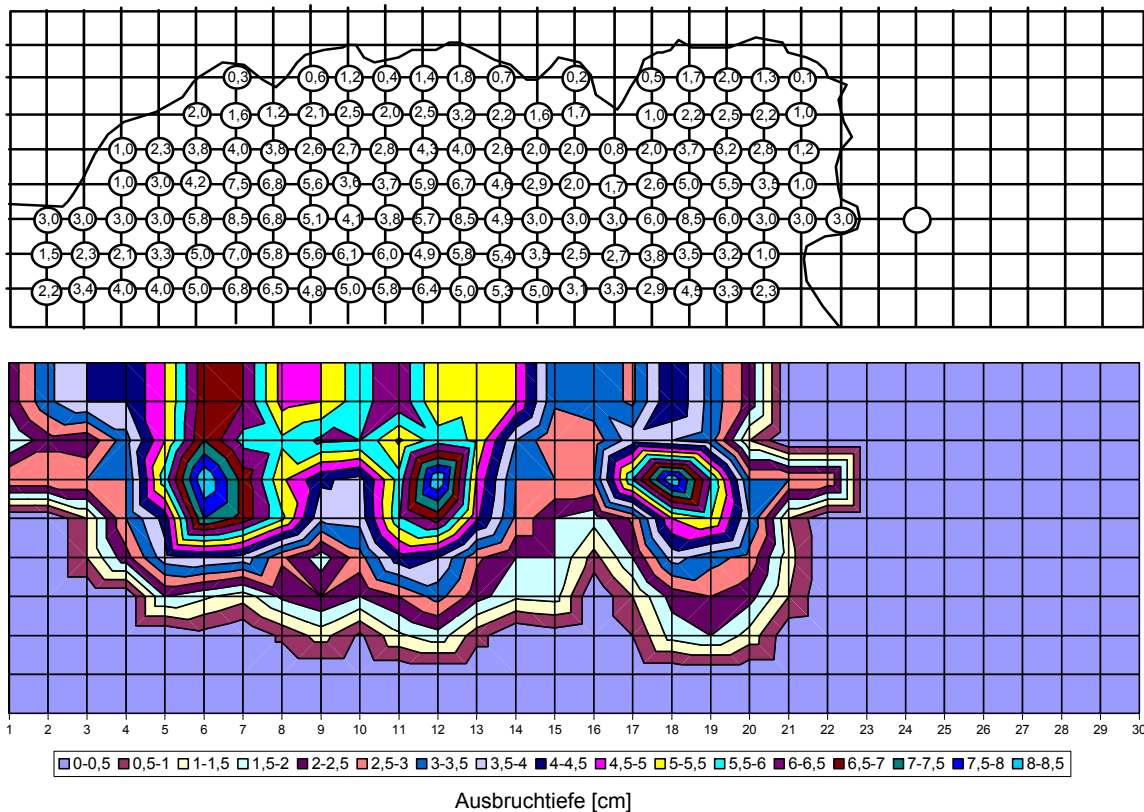


Bild 7.26: Bruchkegel 48/3 (Rasterweite 5 cm)

Die Aufnahme ergab einen durchschnittlichen Durchmesser der Bruchkegel der Einzelanker von 440 mm = $5,2 h_{ef}$. Zhao (1994) hat gezeigt, dass der Neigungswinkel eine maßgebende Größe für die gegenseitige Beeinflussung von Kopfbolzen ist. Der Neigungswinkel ergibt sich gemäß Abschnitt 4 aus der Entfernung l zum Bolzen von dem Punkt aus, bei dem der Ausbruchkegel eine Höhe von $0,5 h_{ef}$ erreicht. Aus Bild 7.26 kann für l im Mittel $7,5$ cm bei $0,5 h_{ef} = 42,5$ mm (Bereich 4 – 4,5) abgelesen werden. Für die Bruchkegel ergibt sich $\alpha = \arctan(4,25/7,5) = 29,5^\circ$. Nach Zhao ergibt sich nach Gleichung (3.11) ein Winkel $\alpha = \arctan(0,2 h_{ef}^{0,25}) = 31,26^\circ$. Es bestätigt sich somit die in Abschnitt 5.3 gezeigte Tendenz, dass die Bruchkegel bei der vorliegenden Verankerungstiefe deutlich größer, als nach dem CC-Verfahren

sind und sogar noch größer als von Zhao angenommen. Der vermessene Bruchkegel spiegelt die Annahmen für die Neigung des Bruchkegels von 25° bei $h_{ef} = 85$ mm nach Abschnitt 5 ausreichend genau wider.

7.5.4.3 Ankerschienenmeterware am Bauteilrand und in der Bauteilfläche

Zur Absicherung der FE-Untersuchungen mit Ankerschienenmeterware, wurden von Kraus/Eligehausen (2000/2) und FMPA (1997) Vergleichsversuche durchgeführt. Bei den Versuchen mit Ankerschienen, Profil 50/30 und $h_{ef} = 85$ mm wurden die Randabstände bei konstantem Achsabstand $s = 300$ mm variiert. Der Schienenüberstand betrug außer bei Reihe 260 mit $\ddot{u} = 150$ mm $\ddot{u} = 300$ mm. Weitere Versuche wurden mit Profil 28/15 von Kraus/Eligehausen (2000/2) durchgeführt. Der Randabstand wurde zwischen $c_2 = c_3 = 50$ mm und 110 mm variiert. Die Verankerungstiefe bei Profil 28/15 beträgt $h_{ef} = 45$ mm und der Achsabstand $s = 200$ mm. Die Versuche mit Schienen des Profils 28/15 wurden in gerissenem Beton $\Delta w = 0,3$ mm und die Versuche mit Profil 50/30 in ungerissenem Beton durchgeführt. Die wichtigsten Versuchsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 7.7 zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u, \text{mittel}, 25}$ [kN]
260	50/30	87	4	300	150	150/75/75	700	122,5
140	50/30	85	4	300	300	300/210/210	700	193,1
141	50/30	85	4	300	300	300/300/300	700	188,2
131	28/15	45	4	300	300	50/50/300	700	29,6
133	28/15	45	4	300	300	80/80/300	700	36,2
135	28/15	45	4	300	300	110/110/300	700	45,2

Tabelle 7.7: Parameter der Reihen 260, 140, 141 und 131, 133 und 135

In den Bildern 7.27 und 7.28 sind exemplarisch die Ausbruchfiguren von Versuchen der Reihen 140 und 141 dargestellt.



Bild 7.27: Ausbruchkegel des Versuchs 140-1 ($c_2 = c_3 = 210$ mm)



Bild 7.28: Ausbruchkegel des Versuchs 141-3 ($c_2 = c_3 = 300$ mm)

Bei einem Randabstand von $c/h_{ef} = 2,19 = 186$ mm ist gemäß Gleichung 5.2 mit keinem Randeinfluss mehr zu rechnen. Der Ausbruchkegel in Bild 7.27 zeigt am Bauteilrand zwar noch Abplatzungen des Betons an der Betonoberfläche, mit einem Einfluss dieser Abplatzungen auf N_u ist allerdings nicht zu rechnen. Der Randabstand in Bild 7.28 ist mit $c/h_{ef} = 3,5 = 300$ mm so groß, dass auch die oberflächennahen Abplatzungen meist nicht mehr auftreten.

In Bild 7.29 sind die Ergebnisse der Versuche über c/h_{ef} aufgetragen. Weiterhin sind die rechnerischen Bruchlasten für die entsprechenden Schienen nach dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren für Ankerschienen zum Vergleich dargestellt.

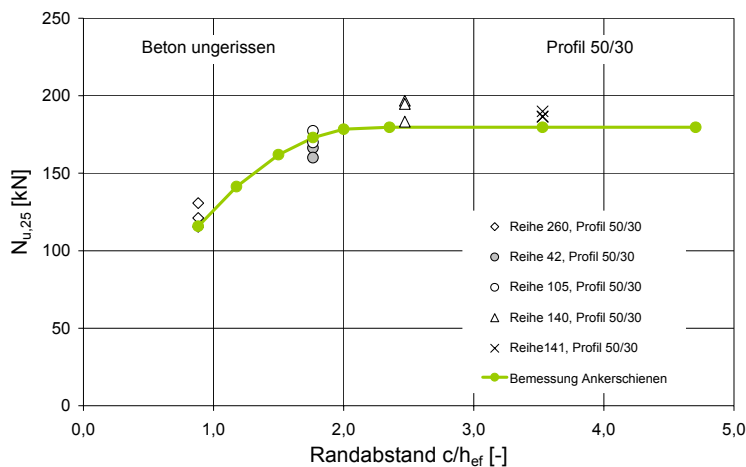
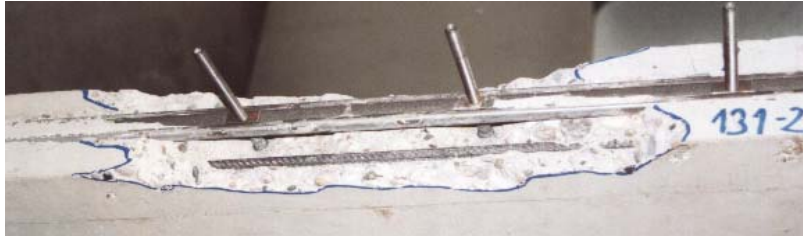


Bild 7.29: Höchstlasten der Versuchsreihen 42, 105, 140, 141 und 260 im Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Bemessungsergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung. Die in den vorliegenden FE- Berechnungen erkannten Tendenzen konnten somit durch die Versuche bestätigt werden.

In den Bildern 7.30 a bis c sind die Bruchfiguren der Reihen 131, 133 und 135 dargestellt.



a) 131-2 ($c_2 = c_3 = 50 \text{ mm}$)



b) 133-1 ($c_2 = c_3 = 80 \text{ mm}$)



c) 135-1 ($c_2 = c_3 = 110 \text{ mm}$)

Bilder 7.30 a bis c: Ausbruchkegel der Versuche 131-2, 133-1 und 135-1

In Bild 7.31 sind die Ergebnisse der Versuche und die rechnerischen Bruchlasten für die entsprechenden Schienen über c/h_{ef} aufgetragen. Bei der Ermittlung der rechnerischen Bruchlasten wurde der Rissfaktor 0,7 berücksichtigt, um einen Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen.

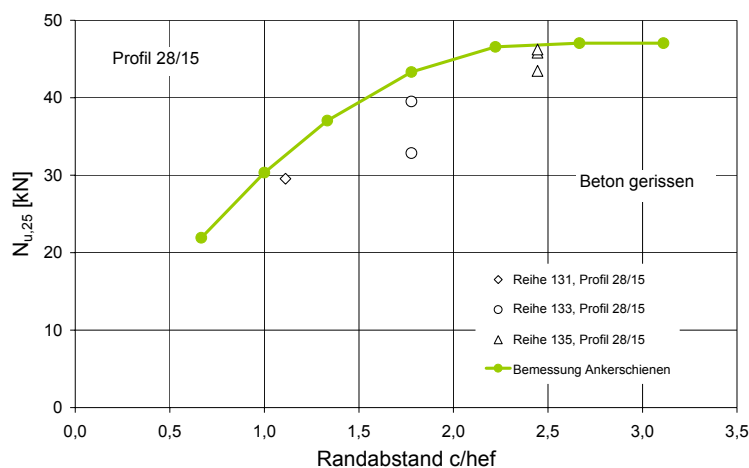


Bild 7.31: Höchstlasten der Versuchsreihen 131, 133 und 135 im Vergleich mit dem Berechnungsverfahren für Ankerschienen

In Bild 7.31 ist eine ausreichende Übereinstimmung der rechnerischen Bruchlasten mit den gemessenen Werten festzustellen.

7.5.4.4 Tragverhalten von Ankerschienenmeterware in Bauteilen mit unsymmetrischen Rändern und in Bauteilecken

Im Vergleich zum CC-Verfahren wurde in Abschnitt 5.4 gezeigt, dass das Tragverhalten von Ankerschienen am Bauteilrand durch einen zweiten symmetrischen Rand nahezu nicht beeinträchtigt wird. Von Kraus/Eligehausen (1993/3) und FMPA (1997) wurden Versuche mit Ankerschienenmeterware Profil 50/30 durchgeführt, bei denen je eine Versuchsreihe mit symmetrischen Rändern $c_2 = c_3$ und einer Reihe mit unsymmetrischen Rändern $c_2 = c_3/2$ ausgeführt war. Weiterhin wurde in Kraus/Eligehausen (1993/3) in einer Versuchsreihe (Reihe 41) der Einfluss einer Bauteilecke $c_1 = c_2 = c_3$ untersucht. Die wichtigsten Versuchsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 7.8 zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl der Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{U, mittel, 25}$ [kN]	$\frac{N_{U, (2c_2=c_3)}}{N_{U, (c_2=c_3)}}$ [-]
261	50/30	87	4	300	150	150/75/150	700	110,8	0,91
260	50/30	87	4	300	150	150/75/75	700	122,5	
40	50/30	85	4	300	300	300/150/300	700	166,7	1,02
42	50/30	85	4	300	300	300/150/150	700	163,2	
41	50/30	85	4	300	150	150/150/150	700	146,1	-

Tabelle 7.8: Parameter der Reihen 260, 261 und 40 bis 42

Der Vergleich der Tragfähigkeiten sowohl der Reihen 260 und 261, als auch der Reihen 40 und 42 zeigt, dass die Tragfähigkeit einer Ankerschiene maßgeblich durch den geringsten Randabstand c_2 bestimmt wird. Ankerschienen, die nur einen Rand einfluss haben, weisen keine bzw. nur geringfügig höhere Tragfähigkeiten als Ankerschienen, die in schmalen Bauteilen mit $c_2 = c_3$ eingebaut werden, auf. Die in den FE-Berechnungen gezeigten Tendenzen aus Abschnitt 5.4.2 werden somit bestätigt. Weiterhin zeigt der Vergleich der Ergebnisse der Reihen 41 und 42, dass durch Vergrößerung des Randabstandes c_1 von $1,75 h_{ef}$ auf $3,5 h_{ef}$ eine um 12 % höhere Traglast erzielt werden kann. Dieses Resultat belegt die Ergebnisse der Untersuchungen in Abschnitt 5.3.

7.5.4.5 Wirksamkeit einer Ankerverlängerung bei Ankerschienenmeterware

In Abschnitt 7.3.1 wurde die Wirksamkeit einer Ankerverlängerung bei Profil 50/30 diskutiert. Es wurde festgestellt, dass bei einem Achsabstand $s = 300$ mm durch eine Ankerverlängerung von $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 100$ mm eine Traglaststeigerung um 17 % möglich ist. Zur Absicherung der Ergebnisse wurden von Kraus/Eligehausen (1999/6) Tastversuche mit der gleichen Schiene und entsprechendem Achsabstand der Anker durchgeführt. Der Randabstand wurde $c_2 = c_3 = 150$ mm gewählt. Die Belastung wurde über allen 4 Ankern aufgebracht. Die Versuche wurden in gerissenem Beton $\Delta w = 0,3$ mm durchgeführt. Die Ergebnisse der Reihe 107 können mit den Ergebnissen der Reihen 50 und 100 aus Kraus/Eligehausen (1999/3) und (1999/6) verglichen werden. Die Parameter und Höchstlasten sind in Tabelle 7.9 angegeben.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl der Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (C_1, C_2, C_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{U, \text{mittel}, 25}$ [kN]
50	50/30	85	4	300	150	150/150/150	700	122,9
100	50/30	85	4	300	300	300/150/150	700	123,6
107	50/30	100	4	300	300	300/150/150	730	140,3

Tabelle 7.9: Parameter der Reihe 107 ($\Delta w = 0,3$ mm)

In den Bildern 7.32 und 7.33 sind exemplarisch die Bruchkegel der Versuche 100-1 und 107-2 dargestellt.

Bild 7.32: Betonausbruchkegel des Versuchs 100-1 mit $h_{ef} = 85$ mmBild 7.33: Betonausbruchkegel des Versuchs 107-2 mit $h_{ef} = 100$ mm

Wie in den FE- Berechnungen wurde auch in den Versuchen ein Versagen durch Betonausbruch mit einer gegenseitigen Beeinflussung der Ausbruchkegel beobachtet. Durch die Verlängerung der Anker konnte eine Traglaststeigerung von 14 % erzielt werden. Nach dem Bemessungsverfahren ergibt sich eine rechnerische Traglaststeigerung von ebenfalls 14 %.

7.5.4.6 Tragverhalten von Ankerschienenmeterware in gerissenem Beton

Zum grundsätzlichen Tragverhalten von Befestigungsmitteln in gerissenem Beton werden in Eligehausen/Mallée (2000) zahlreiche Ergebnisse vorgestellt. Risse im Beton beeinflussen das Last- Verschiebungsverhalten von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung wie bei Kopfbolzen. Nach Wohlfahrt (1996) beträgt bei Ankerschienen der, aus Tastversuchen mit Rissen senkrecht zur Schiene, ermittelte Rissfaktor bei zentrischer Zugbeanspruchung und Betonausbruch $\psi_w = 0,74$. Um die Ergebnisse abzusichern wurden von Kraus/Eligehausen (1999/3) und (1999/6) drei Versuchsreihen mit Ankerschienen Profil 50/30 in gerissenem Beton $\Delta w = 0,3$ mm durchgeführt. Die Ergebnisse können mit den Versuchsreihen 40 bzw. 42 und 105 aus Kraus/Eligehausen (1999/3) und (1999/8) in ungerissenem Beton verglichen werden. Die wichtigsten Versuchsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 7.10 zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand $ü$ [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{U, \text{mittel}, 25}$ [kN]
48	50/30	85	4	300	300	300/150/300	700	134,3
50	50/30	85	4	300	150	150/150/150	700	122,9
100	50/30	85	4	300	300	300/150/150	700	123,6

Tabelle 7.10: Parameter der Reihen 48, 50 und 100 ($\Delta w = 0,3$ mm)

Aus den Versuchsreihen 40 und 48 ergibt sich ein Rissfaktor $\psi_w = 0,81$ und aus den Reihen 42 und 105 bzw. 50 und 100 $\psi_w = 0,73$. Die Rissfaktoren entsprechen somit etwa dem von Wohlfahrt (1996) und Eligehausen (1995) ermittelten Werten.

7.6 Zusammenfassung zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware

Die Untersuchungen mit Ankerschienenmeterware haben gezeigt, dass das Tragverhalten von Ankerschienenmeterware gut mit dem in Abschnitt 5 vorgestellten Bemessungsverfahren beschrieben werden kann. Auch bei Meterware wird durch den Ankerschienenkörper eine Kerbe im Beton erzeugt und auch dort die Entstehung von Längsrissen unter dem Schienenkörper begünstigt. Diese Risse sind für eine Abminderung der Grundtragfähigkeit bei Ankerschienen im Vergleich zu Kopfbolzen verantwortlich. Die Abminderung wird im Vorfaktor bei der Bestimmung der Grundtragfähigkeit nach Gleichung (5.4) berücksichtigt.

Für Ankerschienenmeterware wurden Rissfaktoren zwischen 0,73 und 0,81 ermittelt, der von Eligehausen (1995) vorgeschlagene Rissfaktor von 0,7 kann folglich beibehalten werden.

8. Einfluss von Schwindverformungen auf das Tragverhalten von Ankerschienen

8.1 Allgemeines

Im Folgenden wird diskutiert, ob und ggf. wie sich hygrische Verformungen des Betons auf die Betonausbruchlast von Ankerschienen auswirken. Da Beton bei Austrocknung schwindet, können Schwindverformungen durch die Schiene bzw. die Anker behindert werden, was zu Zwangsspannungen im Ankergrund führt (Bild 8.1). Ebenso ist denkbar, dass die Ankerschiene durch den schwindenden Beton gestaucht wird. Dadurch können lokale Spannungen und Risse im Ankergrund entstehen. Möglicherweise wird die übertragbare Zugspannung im Beton durch die dann vorhandenen Zwangszugspannungen abgemindert. Ziel ist es zu klären, ob die Ankerschiene die Rissentwicklung im Beton ungünstig beeinflusst.

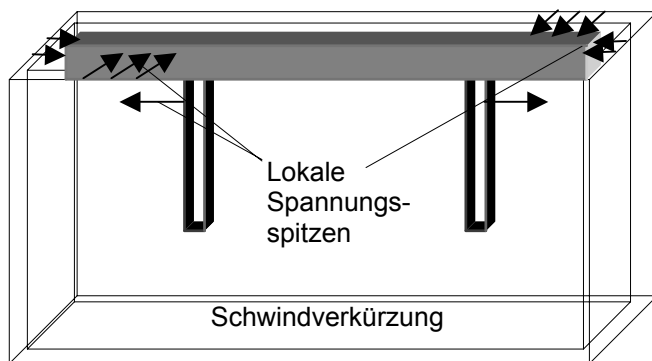


Bild 8.1: Darstellung der möglichen lokalen Spannungsspitzen infolge Dehnungsbehinderung an den Bolzen

Besonderen Wert wurde auf die Untersuchung des Einflusses der Ankerschiene auf die Entwicklung von Zwangsspannungen durch teilweise Behinderung des Schwindvorganges gelegt. Hierzu wurden sowohl Schwindmessungen als auch Finite Element Analysen durchgeführt, um Aussagen über evtl. Tragfähigkeitsverluste der Schienen machen zu können. Die Ergebnisse werden anschließend mit Versuchsergebnissen verglichen.

In Bild 8.2 wird die Problematik anhand einer Ankerschiene dargestellt, die etwa 2 Jahre im Freien unter Dach gelagert wurde. Die Schiene war daher unbelastet. Nach 2 Jahren wurde ein Riss (an der unteren linken Kante der Schiene) im Beton festgestellt, der möglicherweise aus behinderter Betonverformung durch die Ankerschiene entstand.

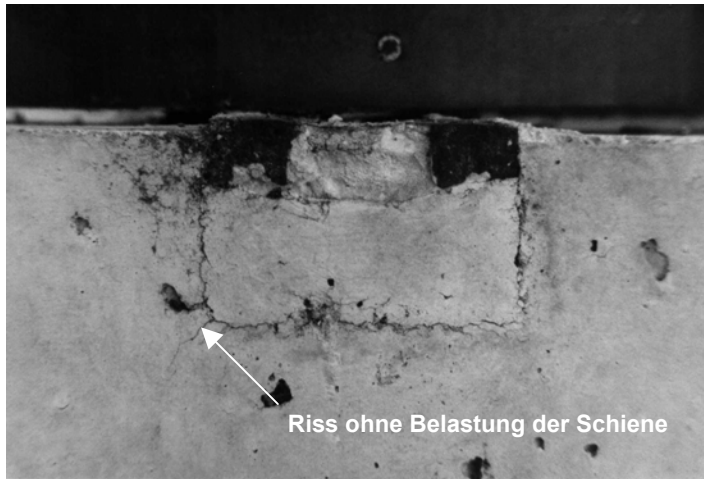


Bild 8.2: Rissentwicklung bei einbetonierten Ankerschienen

Um den Einfluss von Schwindverformungen auf die Tragfähigkeit der Schienen zu beschreiben, sind einige theoretische Grundlagen notwendig.

8.2 Definition des Schwindens

Als Schwinden und Quellen werden von Grube (1991) Volumenänderungen des porösen Baustoffs Beton bezeichnet, die ohne den Einfluss äußerer Lasten durch Veränderung des Wasserhaushalts stattfinden. Dabei bedeutet Schwinden eine Verringerung und Quellen eine Vergrößerung des äußeren Volumens.

Volumenänderungen, die durch Änderungen der Temperatur (Wärmedehnung) verursacht werden, fallen nicht unter den Begriff des Schwindens und Quellens. Dementsprechend, werden die durch entstehende und abfließende Hydrationswärme, bei verformungsbehinderten Bauteilen entstehenden Spannungen, als Temperaturspannungen bezeichnet. Sie werden oft fälschlich als Schwindspannungen bezeichnet, da sie ein ähnliches Spannungsfeld und eine oft zeitgleiche Entwicklung aufweisen, sowie gegebenenfalls ein ähnliches Rissbild hervorrufen.

Für baupraktische Belange geht man meist von einem eindimensionalen (linearen) Schwindmaß ε_s aus, das durch Gleichung (8.1) beschrieben wird:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{l_t - l_0}{l_0} = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (8.1)$$

l_0 = Ausgangslänge

l_t = Länge zur Zeit t

Die Schwindverformungen sind mit der Zeit veränderlich und streben bei konstanten Umgebungsbedingungen einem Endzustand (Endschwindmaß $\varepsilon_{s,\infty}$) zu. Das Schwindmaß des Betons hängt vor allem von der Zusammensetzung des Betons ab. Bei Wasserlagerung ist mit einem positiven Schwindmaß (Quellen) zu rechnen.

8.3. Schwindarten

Man unterscheidet bei Beton vier verschiedene Arten des Schwindens, und zwar nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach der Ursache für die Veränderung des Wasserhaushalts:

- Schwinden durch Kapillarkräfte im frischen, noch verarbeitbaren (plastisch verformbaren) Beton. Diese Art von Schwinden wird auch als "Kapillarschwinden", "Frühschwinden" oder "Plastisches Schwinden" bezeichnet
- Schwinden durch Austrocknung, "Trocknungsschwinden" des Festbetons
- Schwinden des erhärtenden Betons in Verbindung mit dem "chemischen Schrumpfen" bei der Hydratation, als „chemisches Schwinden“ bezeichnet
- Schwinden durch Carbonatisierung, "Carbonatisierungsschwinden" des Festbetons

Im Folgenden werden die Ursachen der genannten vier Schwindarten näher erläutert.

8.3.1 Kapillarschwinden, Frühschwinden oder plastisches Schwinden

Wenn einer plastisch verformbaren Dispersion fein verteilter Feststoffe in Wasser (Suspension) ein Teil des Wassers durch Verdampfen entzogen wird, so verringert sich das Volumen der Suspension. Diese Volumenverminderung, bezogen auf frischen noch verarbeitungsfähigen Beton innerhalb der "Ruheperiode" des Zements vor dem Erstarrungs- und Erhärtungsbeginn, bezeichnet man als Kapillarschwinden, Frühschwinden oder plastisches Schwinden.

Besitzt der Beton ein geringes Wasserrückhaltvermögen (geringer Mehlkorngesamtgehalt) kann während und nach dem Verarbeiten eine Sedimentation der Feststoffe auftreten, bei der ein Teil des Wassers abgestoßen wird. Dieser Vorgang wird als "Bluten" bezeichnet.

Bild 8.3 zeigt im oberen Teil die Volumenminderung durch Bluten und Verdampfen des abgestoßenen Wassers sowie die weitere Austrocknung des noch verarbeitbaren Betons vor dem Erhärtungsbeginn. Bei einem Beton mit ausreichendem Wasserrückhaltevermögen, entfällt die erste Phase der Volumenverminderung durch Absetzen und Bluten. Nach dem Bluten, also bei fehlender Nachbehandlung, tritt sofort Kapillarschwinden ein.

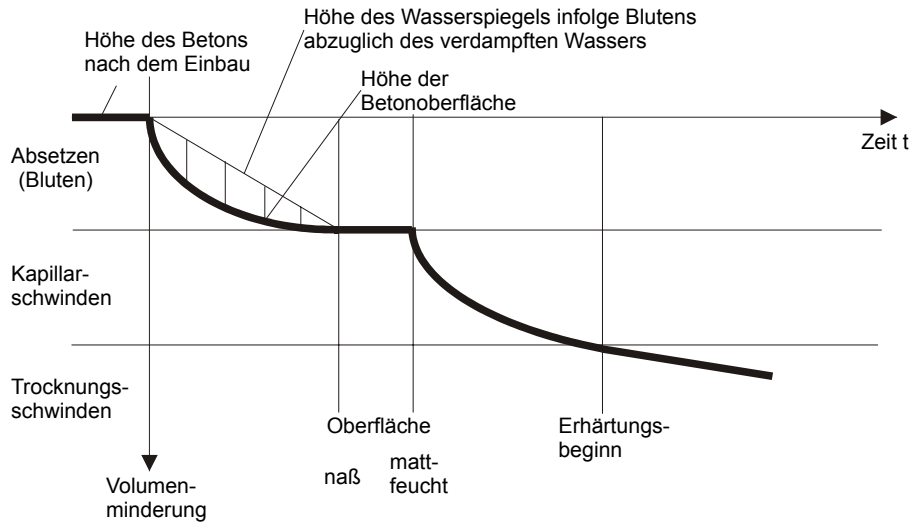


Bild 8.3: Schematische Darstellung von Bluten, Kapillarschwinden und Schwinden, aus Grube (1991)

In der praktischen Bedeutung kann der Wasserverlust durch das „Bluten“ des Betons zu einem Volumenverlust des Betons führen. Das ermittelbare Frühschwindmaß beträgt bei Beton unter ungünstigen klimatischen Bedingungen bis zu rd. 4 mm/m. Die Breite der einzelnen Risse beträgt erfahrungsgemäß rd. 0,5 bis 2 mm. Die Risse reichen bei dicken Betonbauteilen bis zu rd. 10 cm Tiefe.

Der Zeitraum, in dem Kapillarschwinden und die beschriebene Rissbildung auftreten, erstreckt sich auf die Stunden nach Verdichtung und Oberflächenschluss des Betons bis zum Erhärtungsbeginn. Im allgemeinen umfasst dieser Zeitraum 2 bis 8 Stunden.

Das „Bluten“ des Betons hat ungünstige Folgen für das Gefüge des Betons, da sich durch das aufsteigende Wasser unter den flächigen Zuschlägen oder Bewehrung im Beton Wasser ansammelt und dort die Haftung zwischen Grobzuschlag und Zementleim verhindert (Bild 8.4). Die Festigkeit und Dichtigkeit, sowie der Verbund mit der Bewehrung werden dadurch ungünstig beeinflusst.

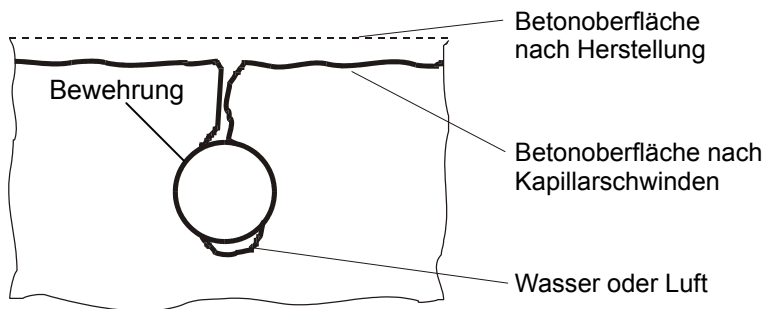


Bild 8.4: Rissbildung über einem Bewehrungsstahl infolge Blutens und Kapillarschwindens, aus Grube (1991)

Auch bei horizontal eingebauten Ankerschienen wurde festgestellt, dass sich aufsteigendes Wasser unter der Schiene sammelt und zu Wasser und Lufteinschlüssen führt (Bild 8.5).



Bild 8.5: Wasser und Lufteinschlüsse unter Ankerschienen

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sowohl das Bluten, als auch das Kapillarschwinden vermieden werden sollten und auch vermieden werden können. Das Bluten verhindert man durch geeignete Betonzusammensetzung. Das Kapillarschwinden des Betons mit ausreichendem Wasserrückhaltevermögen verhindert man durch wasserrückhaltende Nachbehandlung sofort nach Oberflächenschluss, z.B. durch Abdecken des Bauteils mit einer Folie.

8.3.2 Trocknungsschwinden des Festbetons

Die Hydrationsprodukte des Zements entwickeln sich nur in der wässrigen Phase. Ihre Hauptkennzeichen sind eine große Oberfläche und die Existenz von sogenannten primären und sekundären Bindungen. Die primären Bindungen sorgen dafür, dass Zementstein auch bei dauernder Wasserlagerung fest bleibt. Die sekundären Bindungen nehmen mit zunehmendem Feuchtgehalt ab, wodurch das Gefüge quillt und die Festigkeit der Struktur abnimmt.

In der praktischen Anwendung gibt es Anhaltswerte für das Trocknungsschwinden. Bei einer eintägigen Schalzeit und Austrocknung im Klima 20°C/ 65 % r.F. beträgt das Schwindmaß für den Zementstein mit Wasserzementwerten zwischen 0,4 und 0,6 rd. $\varepsilon_s \approx 3 \cdot 10^{-3}$. Für praxisnahe Betone mit nicht schwindenden Zuschlägen sind Werte von rd. $\frac{1}{6}$, d.h. $\varepsilon_s \approx 0,5 \cdot 10^{-3}$ zu erwarten. Da die Zugbruchdehnung von erhärtetem Beton nur $\varepsilon_{zu} \approx 0,1 \text{ bis } 0,2 \cdot 10^{-3}$ beträgt, kann ein Bauteil unter vollständiger Behinderung der Verformung die dabei entstehenden Spannungen nicht rissfrei aufnehmen.

Lage des Bauteils	mittlere rel. Luftfeuchte [%]	Grundschwindmaß ε_{s0} [-]
im Wasser	-	$10 \cdot 10^{-5}$
in sehr feuchter Luft, z.B. unmittelbar über dem Wasser	90	$-13 \cdot 10^{-5}$
allgemein im Freien	70	$-32 \cdot 10^{-5}$
in trockener Luft, z.B. in trockenen Innenräumen	50	$-46 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 8.1: Grundschwindmaß in Abhängigkeit von der Lage des Bauteils, aus Grube (1991)

In Tabelle 8.1 ist das Grundswindmaß für Beton in Abhängigkeit von der Lage des Bauteils (Grube (1991)) aufgeführt. Es bleibt festzuhalten, dass Schwinden des Festbetons unvermeidbar auftritt, wobei die Formänderungen von der Zeit, von den Bauteilabmessungen, von den Lagerungsbedingungen und von der Betonzusammensetzung abhängen.

8.3.3 „Chemisches Schwinden“ des Festbetons

Das chemische Schwinden entsteht, da das Volumen der Ausgangsmaterialien Zement und Wasser größer ist, als das der Reaktionsprodukte. Sobald der Beton eine ausreichende Festigkeit hat, führt das chemische Schwinden zu keinen äußeren Formänderungen mehr. Es bewirkt dann vielmehr das innere Austrocknen des Betons. Der durch „Selbstaustrocknung“ geschaffene Porenraum ist außerordentlich vorteilhaft, weil er Schäden an jungem Beton durch Frost oder Warmbehandlung vermeiden hilft. Das chemische Schwinden ist in der Regel im Trocknungsschwinden enthalten.

Das lineare Schwindmaß infolge chemischen Schwindens beträgt z.B. bei einem Zementstein mit einem w/z-Wert von 0,4 im Alter von 28 Tagen rd. $\varepsilon_s \approx 0,7 \cdot 10^{-3}$. Für praxisnahe Betone mit nicht schwindenden Zuschlägen beträgt der Wert rd. $\varepsilon_s \approx 0,12 \cdot 10^{-3}$. Er liegt somit im Bereich der Zugbruchdehnung des Betons.

8.3.4 „Carbonatisierungsschwinden“ des Festbetons

Die Einwirkung von Kohlenstoffdioxid (CO_2) aus der Luft führt zu chemischen und physikalischen Veränderungen des Zementsteins.

In der praktischen Bedeutung vergrößert die Carbonatisierung das Schwindmaß um rd. 50% des reinen Austrocknungsschwindens. Optimale Bedingungen für die Carbonatisierung und das Carbonatisierungsschwinden herrschen bei rd. 50% bis 70% relativer Luftfeuchte.

Für das Schwindmaß ganzer Bauteile, das z.B. bei der Berechnung von Formänderungen berücksichtigt werden müsste, ist das Carbonatisierungsschwinden ohne Bedeutung, da es sich im allgemeinen nur auf einen sehr geringen Anteil des Gesamtquerschnitts bezieht.

8.4 Vorhersageverfahren für das Schwinden von Beton

Die Schwindverformungen von Beton nach langer Trocknungsdauer, liegen etwa im Bereich von 0,1 bis 1 mm/m. Der wichtigste Einflussparameter für das Schwindmaß, ist der Feuchteverlust des Betons nach einer gegebenen Trocknungsdauer. Das Schwinden nimmt daher mit steigendem Anmachwassergehalt und sinkender rel. Feuchte der umgebenden Luft zu. Mit sinkender Kapillarporosität und daher mit sinkendem Wasserzementwert, wird vor allem die Geschwindigkeit einer Austrocknung und damit auch einer zeitlichen Entwicklung des Schwindens reduziert.

Von besonderer Bedeutung für die Größe des Schwindens, ist der Einfluss des Zementleimgehalts. In erster Näherung ist das Schwinden dem Zementleimgehalt pro-

portional. Unter dieser Annahme kann das Schwinden durch eine Exponentialfunktion (Gleichung 8.2) in folgender Form erfasst werden (Reinhardt (1999)):

$$\varepsilon_s = \varepsilon_\infty \left(1 - e^{-\alpha(t/d_{ef}^2)^{0,33}} \right) \quad (8.2)$$

Der Koeffizient α berücksichtigt dabei den Einfluss der relativen Luftfeuchte, bei der die Austrocknung erfolgt, sowie die Porositätskenngrößen. Als sogenannte Vergleichsdicke geht d_{ef} in die Exponentialfunktion ein. Sie ist als Verhältnis von zweifacher Betonquerschnittsfläche zum Umfang u der zur Austrocknung im Querschnitt wirkenden Begrenzungsfläche A definiert, siehe Gleichung (8.3).

$$d_{ef} = 2A / u \quad (8.3)$$

u : Umfang
 A : Begrenzungsfläche für die Austrocknung
 d_{ef} : Vergleichsdicke

Zur praktischen Berechnung und zur Abschätzung der Schwindverformungen wird in der DIN 4227 ein Diagramm angegeben, das die Diffusionsmodelle und Gesetze berücksichtigt.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} (k_{s,t} - k_{s,t0}) \quad (8.4)$$

$k_{s,t0}$: Beiwerte nach DIN 4227

Mit Gleichung 8.4 kann dann die Schwindverformung ab einem Zeitpunkt (Beiwert $k_{s,t0}$) und bis zu einem beliebigen Zeitpunkt (Beiwert $k_{s,t}$) berechnet werden. Das Grundswindmaß ε_{s0} ist dabei von der relativen Lagerungsart abhängig und ist Tabelle 8.1 aufgeführt.

Im EC 2 bzw. im MC 90 ist das Schwindmaß von Beton in Abhängigkeit von der Zeit und den Umwelteinflüssen formuliert. Die Schwindverformung eines Beton $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ bei einem Alter t , der ab einem Alter t_s austrocknen konnte, ergibt sich nach Gl. 8.5 aus dem Produkt des Grundwerts des Schwindens ε_{cs0} und einer Zeitfunktion $\beta_s(t - t_s)$.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (8.5)$$

Der Grundwert des Schwindens hängt ab von der charakteristischen Festigkeit des Betons, von der relativen Feuchte der umgebenden Luft und von der Zementart nach Gleichung (8.6) bis (8.9):

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (8.6)$$

mit:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - f_{cm} / f_{cm0} \right) \right] \cdot 10^{-6} \quad (8.7)$$

f_{cm} : Mittlere Druckfestigkeit des Betons, $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$

f_{cm0} : Bezugswert $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$

β_{sc} : Beiwert der von der Festigkeitsklasse des Betons abhängt

Festigkeitsklasse des Zements	32,5	32,5 R 42,5	42,5 R 52,5
Beiwert β_{sc}	4	5	8

Für den Beiwert β_{RH} gilt:

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \beta_{sRH} & \text{für } 40\% \leq RH < 99\% \\ +0,25 & \text{für } RH \geq 99\% \end{cases} \quad (8.8)$$

mit:

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (8.9)$$

RH : rel. Luftfeuchte in %

RH_0 : Bezugswert, $RH_0 = 100\%$

Der zeitliche Ablauf des Schwindens wird durch Gleichung (8.10) beschrieben:

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1} \right]^{-0,5} \quad (8.10)$$

mit:

t_1 : $t_1 = 1$ Tag

h_0 : $h_0 = 100$ mm

$$h = 2 A / u \quad (8.11)$$

A : Querschnittsfläche die einer Trocknung ausgesetzt wird

u : Querschnittsumfang die einer Trocknung ausgesetzt wird

Einsetzen der Gleichungen (8.6) bis (8.10) in Gleichung (8.5) ergibt:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \left[\left(-1,55 \cdot \left(1 - (RH/100)^3 \right) \right) \cdot \left[160 + 10 \cdot \beta_{sc} (f_{cm}/10) \right] \cdot 10^{-6} \right] \cdot \left[\frac{(t-t_s)/1}{350(h/100)^2 + (t-t_s)/1} \right]^{-0,5} \quad (8.12)$$

t, t_s : Alter in Tagen

Auf Basis der beschriebenen Schwindvorgänge im Beton werden im Folgenden die Vorgänge in Betonkörpern ohne Schienen, mit den Vorgängen in Beton mit eingebauten Schienen verglichen und ausgewertet.

8.5 Numerische Untersuchungen zum Einfluss des Schwindens auf das Tragverhalten von Ankerschienen

Zunächst wurden FE- Berechnungen durchgeführt, mit denen der Einfluss von Schwindverformungen des Betons auf die Rissbildung bei eingebauten Ankerschienen untersucht wird. Diese Vorgänge wurden simuliert, indem der als Ankergrund dienende Beton mit einer vorgegebenen Verschiebung in Stufen parallel oder senkrecht zur Schiene beaufschlagt wurde. Um Unterschiede in der Traglast zu bestimmen, wurde nach der Schwindverformung eine zentrische Zugbelastung aufgebracht. Hieraus können Veränderungen im Rissbild und im Versagensmechanismus ermittelt werden, die ggf. eine Traglastabminderung durch die Schiene begründen. Die Parameter der Untersuchungen sind in Tabelle 8.2 angegeben.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl der Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Betongüte $\beta_{w,200}$ [N/mm ²]
19	50/30	85	1	-	250	250/250/250	300	18,8
20	50/30	85	1	-	250	250/250/250	300	29,4
21	50/30	85	3	100	25	250/250/250	300	18,8
22	50/30	85	3*	100	25	250/250/250	300	29,4

* Belastung über allen Ankern

Tabelle 8.2: Parameterstudie FE- Rechnungen

Die Netze der FE- Studien sind in Kraus/Eligehausen (1999/5) schematisch dargestellt. Bei allen Berechnungen wurde immer eine weite Abstützung gewählt, d.h. bei den Berechnungen mit Belastung der Anker wurden die letzten Knoten auf der Oberfläche vor dem Bauteilrand in allen drei Koordinatenrichtungen festgehalten, d.h. der lichte Abstand der Abstützung betrug $450 \text{ mm} \cong 5,3 h_{ef}$.

Bei den Berechnungen 19 und 21 wurde nur der Schwindvorgang ohne eine zusätzliche Belastung der Ankerschiene simuliert. Dabei wurde bei Reihe 19 Schwinden senkrecht und bei Reihe 21 parallel zur Schiene simuliert. Mit diesen Berechnungen soll die Riss- bzw. Spannungsentwicklung im jungen Beton untersucht werden. Zur Simulation von jungem Beton wurden bei diesen Berechnungen eine Betonzugfestigkeit von $f_t = 1,5 \text{ N/mm}^2$ und eine Druckfestigkeit von $\beta_w = 18,8 \text{ N/mm}^2$ gewählt.

Ziel der Simulation war die Untersuchung der Auswirkung des Schwindvorgangs auf das Tragverhalten von Ankerschienen. Hierzu schien es sinnvoll, die Auswirkungen des Schwindens parallel und senkrecht zur Schiene getrennt voneinander zu untersuchen.

Das zu erwartende Schwindmaß wird gemäß Gleichung 8.5 berechnet. Der Wert $h = 2 \cdot A/u = 2 \cdot (50 \cdot 30) / (2 \cdot 50 + 2 \cdot 30) = 18,75$ (Gleichung (8.11)) eingesetzt in Gleichung 8.10 ergibt $\beta_s = 0,151$. Für das Schwindmaß nach 28 Tagen ε_s errechnet sich nach Gleichung 8.12 unter der Annahme einer normalen Lagerung nach Tabelle 8.2 ein Wert von $\varepsilon_s = 4,83 \cdot 10^{-5}$. Umgerechnet auf die Größe der untersuchten Probekörper ergibt sich je Viertel des Körpers eine Schwindverkürzung von $250 \text{ mm} \cdot \varepsilon_s = 0,0121 \text{ mm}$ nach 28 Tagen. Aufgrund dieser Abschätzung wurden die einzelnen Berechnungsschritte des Schwindens $0,001 \text{ mm}$ gewählt. D.h. nach etwa 12 Rechen-

schritten ist die nach 28 Tagen erwartete Schwindverformung des Probekörpers erreicht.

Da mit dem verfügbaren Finite Element Programm Schwindvorgänge in Abhängigkeit von der Umgebungsfeuchte oder der Temperatur nicht simuliert werden können, wurde das Schwinden vereinfacht durch Aufbringen von Verschiebungen des Betons an der Bauteiloberfläche simuliert. Bild 8.6 zeigt die auf den Beton aufgetragenen Verschiebungen zur Simulation von Schwinden senkrecht zur Schiene.

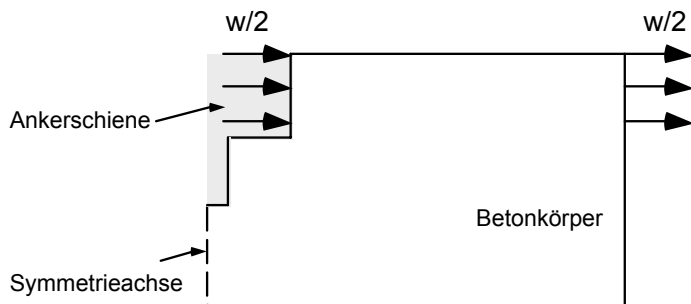


Bild 8.6: Schwindsimulation senkrecht zur Schiene

In Berechnung 19 wurde nur der Schwindvorgang simuliert. Dabei wurden Verschiebungen auf die zwei obersten Elementschichten, welche der Schienenhöhe von $h = 30 \text{ mm}$ (Profil 50/30) entsprechen, in Schritten von $0,001 \text{ mm}$ aufgebracht

Bei Berechnung 20 wurde zusätzlich die Ankerschiene belastet, wobei bei dieser Berechnung Beton der Klasse C 20/25 modelliert wurde. Zusätzlich zu der bereits bei Berechnung 19 beschriebenen Abstützung wurden bei dieser Berechnung die letzten Knoten vor dem Bauteilrand auf der Bauteiloberfläche in z-Richtung festgehalten. D.h. der Abstützabstand war weit und betrug in paralleler Richtung zur Schiene $225 \text{ mm} \cong 2,6 h_{\text{ef}}$. Die Verschiebung der Ankerschiene, welche die Belastung simulierte und die Verschiebung des Betons in y-Richtung, welche das Betonschwinden simulierte, erfolgte in einem Verhältnis der Verschiebungen von 1:100. D.h. die Verschiebung der Schiene in z-Richtung (Belastung) wurde je Schritt mit $0,1 \text{ mm}$ und die Verschiebung des Betons in y-Richtung wurde mit $0,001 \text{ mm}$ aufgebracht.

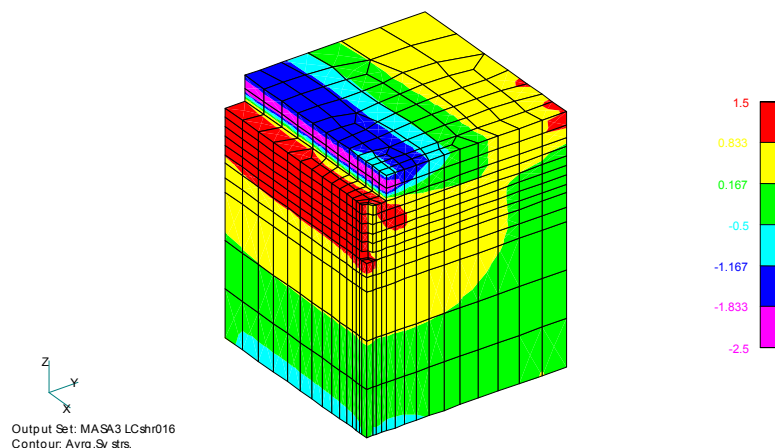


Bild 8.7: Rissbildung durch Schwinden

Zur Untersuchung der Fragestellung, ob der Schienenkörper einer Ankerschiene einen Einfluss auf die Rissbildung im Beton hat, kann zunächst die Rissbildung von Berechnung 19 (Bild 8.7) mit Bild 8.2 verglichen werden. Bild 8.7 zeigt einen Riss ausgehend von der Schienenkante, der mit einem Winkel von etwa 56° in Richtung Bauteilinneren läuft. Die ermittelte Risslänge beträgt etwa 40 mm bei einer Horizontalverschiebung von 0,016 mm. Die große Risslänge ist auf die geringe Betonzugfestigkeit von $f_t = 1,5 \text{ N/mm}^2$ zurückzuführen, welche gewählt wurde um jungen Beton zu simulieren. Allerdings sind bei jungem Beton keine Schwindverkürzungen dieser Größenordnung zu erwarten. Trotzdem wurden die angegebenen großen Verschiebungen gewählt, um den Rissverlauf eindeutig abbilden zu können. Bild 8.2 zeigt eine unbelastete originale Ankerschiene der Profilgröße 50/30 mit einem Riss ebenfalls von der im Bauteil liegenden Schienenkante ausgehend. Der Riss verläuft wie in der Simulation in Richtung Bauteilinneren. Der Winkel zur Bauteiloberfläche ist mit ca. 50° etwas flacher als in der Simulation ausgeprägt. Die Risslänge beträgt etwa 12 mm und ist aus den genannten Gründen kürzer als in der Berechnung. Weiterhin ist in der Simulation eine Rissebene mittig unter der Ankerschiene bis in die Tiefe des Ankerkopfs zu erkennen. Diese Rissebene ist auf die in der Simulation gewählte Abstützung zurückzuführen.

Im Vergleich zur Höchstlast von Berechnung 6 (Abschnitt 5.3.4) mit $N_{u,25} = 63,0 \text{ kN}$ ergibt sich bei Berechnung 20 mit $N_{u,25} = 57,7 \text{ kN}$ unter sonst identischen Randbedingungen eine Traglastreduzierung um etwa 9 % durch die angenommenen Schwindvorgänge im Beton.

Schwinden parallel zur Ankerschiene hat nur dann einen Einfluss auf das Tragverhalten, wenn mehrere Anker (>1) an einer Schiene befestigt sind, was bei Schienen immer der Fall ist. Es entsteht dadurch eine Verzahnung der Ankerschiene mit dem Beton durch die Anker. Die Folge ist eine Behinderung der Schwindverformung durch die Schiene, wobei Betonzugspannungen, sowie Druckbeanspruchungen der Schiene auftreten können.

In den durchgeführten Berechnungen wurde eine Ankerschiene mit drei Ankern gewählt. Unter der Annahme eines gleichmäßigen Schwindvorgangs an der Betonoberfläche liegt der mittlere Anker im Verschiebungsnullpunkt. Folglich wurden Verschiebungen auf den Beton nur an den Randankern simuliert. Die aufgebrachten Verschiebungen sind in Bild 8.8 dargestellt.

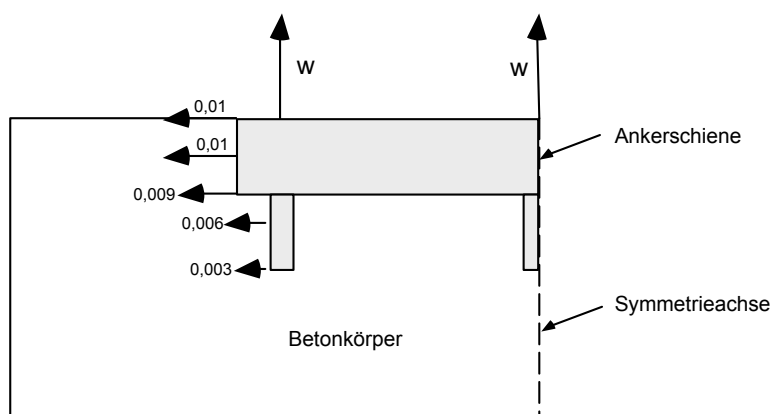


Bild 8.8: Schwindsimulation parallel zur Schiene

In Berechnung 21 wurde nur der Schwindvorgang simuliert, dabei wurden Verschiebungen auf den Beton in Schritten von 0,15 mm multipliziert und mit den in Bild 8.8 gezeigten Werten aufgebracht. Es wurden zur Abstützung alle Elemente der Symmetrieachse in x-Richtung festgehalten.

Bei Berechnung 22 wurde die Ankerschiene zusätzlich zu den Schwindverformungen durch Ankerlasten w (Bild 8.8) belastet. Die Auswahl der Betondaten erfolgte entsprechend den Berechnungen mit Schwinden senkrecht zur Schiene. Die Verschiebung der Ankerschiene, welche die Belastung simulierte und die Verschiebung des Betons in x-Richtung, welche das Betonschwinden simulierte, erfolgte in Verhältnissen der Verschiebungen zwischen 1:100 und 1:333, abnehmend von der Betonoberfläche zum Bauteilinneren. D.h. die Verschiebung der Schiene in z-Richtung (Belastung) wurde je Schritt mit 0,15 mm und die des Betons in x-Richtung mit Verschiebungen zwischen 0,0015 und 0,00045 mm ($0,15 \text{ mm} \cdot \text{Wert aus Bild 8.8}$) aufgebracht.

Die Rissbilder zeigen eine aus den aufgebrachten Verschiebungen resultierende Rissbildung an den Ecken der Ankerschienen. Aufgrund der geringen Betonzugfestigkeit (junger Beton) und den großen aufgebrachten Verschiebungen muss in Wirklichkeit kein derart ausgeprägtes Rissbild erwartet werden. Dennoch ist tendenziell eine Spannungskonzentration an den Schienenecken zu erkennen.

Derzeit liegen keine Aufzeichnungen über die Beobachtung von derartigen Rissbildern vor, die bis an die Betonoberfläche sichtbar wären.

Die Höchstlast von Berechnung 22 mit Schwindeinfluss in Schienenlängsrichtung weicht von der Höchstlast von Berechnung 8 (Tabelle 8.2) unter sonst gleichen Randbedingungen um 1 % ab. Folglich kann aus den Berechnungen 21 und 22 kein Einfluss des Schwindens auf die Tragfähigkeit der Ankerschiene abgeleitet werden.

8.6 Zwangsspannungen durch Schwindverformungen, experimentelle Untersuchungen

8.6.1 Grundlagen

Zunächst wurde mit den Versuchsreihen 45 und 41 aus Kraus/Eligehausen (1999/3) der mögliche Einfluss eines Schwindens des Betons auf das Tragverhalten von Ankerschienen untersucht. Bei diesen Versuchen wurde davon ausgegangen, dass die Schwindverkürzungen des Betons wesentlich durch die Schiene bzw. die Anker behindert werden. Infolgedessen wurden Zwangszugspannungen im Beton erwartet, die die Betonausbruchlast abmindern können. Experimentell sollten die Schwindverformungen des Betons durch optimale Nachbehandlung verringert werden, um dadurch die möglicherweise vorhandenen Zwangsspannungen abzumindern. Bei den Versuchen wurden die Versuchskörper der Reihe 45 ($b/l/h = 1200/700/300 \text{ mm}$) bis zum Ausschalen und auch nach dem Ausschalen vollständig in Folie eingepackt. Diese Versuchsreihe konnte daraufhin mit Versuchsreihe 41 mit einer normalen Nachbehandlung (1 Tag unter Folie, dann Luftlagerung) verglichen werden. Es wurde festgestellt, dass bei verbesserter Nachbehandlung des Betons (28 Tage in Folie) im Vergleich zu einer Lagerung an der Luft um 16 % (normiert auf $\beta_{w,200} = 25 \text{ N/mm}^2$) höhere Traglasten erzielt wurden. Da durch die verbesserte Nachbehandlung aller-

dings nicht nur das Schwinden reduziert wird, sondern auch andere Betonparameter verändert werden, wurden weitere Versuche durchgeführt.

Die im Folgenden beschriebenen Versuche dienen zur Abschätzung der Zwangsspannungen im Beton, die aus der Behinderung durch die einbetonierten Schienen entstehen. Hierzu wurden Dehnungsmessungen auf der Betonoberfläche von Betonkörpern und auf einbetonierten Ankerschienen durchgeführt. Aus den Dehnungsdifferenzen können Spannungen im Beton und in der Schiene ermittelt werden. Die Ergebnisse werden anschließend mit den Ergebnissen der Finite Element Studien verglichen bzw. ergänzen diese Untersuchungen.

Es wurden Messungen an jeweils 2 Körpern ohne Bewehrung mit eingebauten Ankerschienen bzw. als Referenzversuche mit Kopfbolzen vorgenommen. Je Körper wurden 18 Messstrecken über einen Zeitraum von 55 Tagen gemessen.

Die Messungen wurden an Probekörpern mit Ankerschienen (4 Anker) und mit Kopfbolzen in Reihe (4 Anker) in niederfestem Beton durchgeführt. Für alle Versuchsreihen wurden zwei Ankerschienen bzw. 8 Kopfbolzen gegenüberliegend (Ankerköpfe zeigen zueinander) in die Stirnflächen von Betonquadern parallel zum Bauteilrand eingebaut. Die Stirnflächen, in die die Schienen eingebaut wurden, hatten einen Abstand von 700 mm. Bei den Untersuchungen wurden Profile 50/30, $h_{ef} = 85$ mm und Kopfbolzen $h_{ef} = 85$ mm verwendet.

Mit diesen Versuchen können die Veränderungen im Beton schrittweise nachvollzogen werden. Um einen Vergleich der Schwindvorgänge ohne Einfluss der Ankerschiene zu erhalten wurden auch Versuche mit Kopfbolzen durchgeführt.

Die allgemeinen Versuchsparameter der Versuchsreihen sind in Tabelle 8.3 angegeben.

Lfd. Nr.	Profil (Schiene)	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Nachbehandlung	Betongüte f_c	Randabstände ($c_1/c_2/c_3$) [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Anzahl der Versuche
105	50/30	85	4	Luft	C 20/25	300/150/150	300	3
106	Kopfb.	85	4	Luft	C 20/25	300/150/150	-	3

Tabelle 8.3: Versuchsparameter

8.6.2 Messeinrichtung

Zum Aufkleben der Messmarken wurden die Betonplatten auf eine Stirnseite gestellt. Unter die unten liegende Stirnseite wurde doppellagig Teflon gelegt, um Verformungen der Platten an den Auflagern möglichst nicht zu behindern (Bild 8.9).

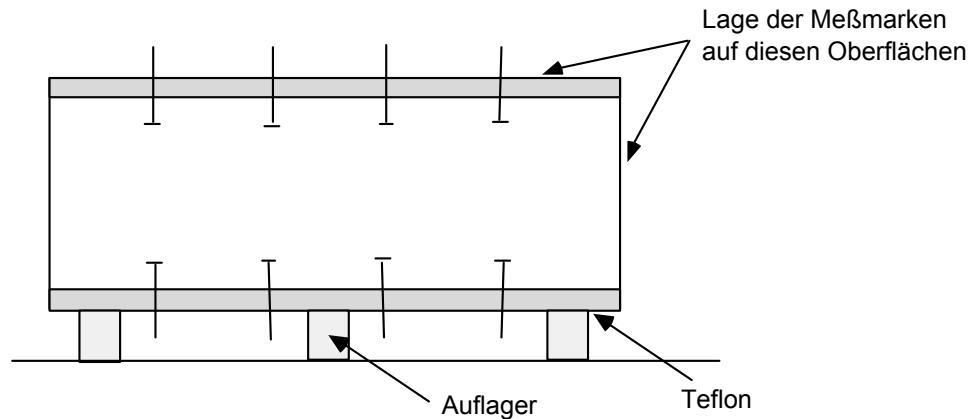


Bild 8.9: Lage der Betonplatte während der Schwindmessungen

Die Messmarken wurden bei Reihe 106 auf der Betonoberfläche (Achsabstand vom Anker 25 mm und 50 mm) bzw. bei Reihe 105 auf der Schiene und im Abstand von 50 mm auf die Betonplatte aufgeklebt. Die Lage der Messmarken ist in Bild 8.10 dargestellt.

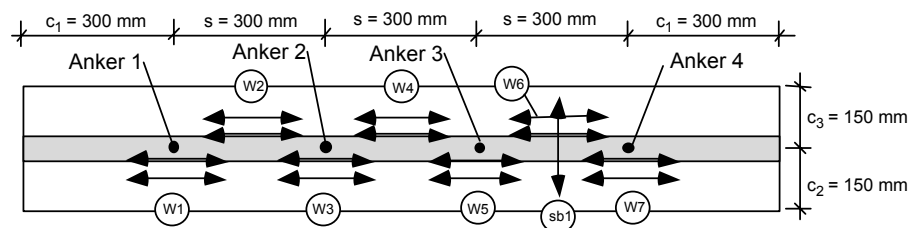


Bild 8.10: Lage der Messpunkte bei Versuchsreihe 105, Messlänge 200 mm

Die Schwindmessungen wurden mit einem mechanischen Messgerät mit einer Genauigkeit von $1/1000$ mm gemessen. Mit dem Dehnmessgerät wird eine Messstrecke von 200 mm überspannt und die Längenänderungen gemessen.

8.6.3 Berechnung des Schwindmaßes für die Platten 105/ 106

Die Betonplatten hatten Abmessungen von $l/b/h = 1200/300/700$ mm. Somit ergibt sich $A = 210000$ mm², $u = 2000$ mm und $h = 420000/2000 = 210$ mm. Es kann von folgenden Annahmen ausgegangen werden: Die Platten wurden nach einem Tag $t_1 = 24$ h ausgeschalt. Der Beginn des Schwindens wird ebenfalls einen Tag $\cong 24$ h $t_s = 24$ h nach dem Betonieren angenommen. Die relative Luftfeuchtigkeit liegt im Durchschnitt bei ca. 50 %.

Für das Schwindmaß nach $t = 195$ h wurde mit Gleichung 8.12 ein Wert $e_{cs}(195,24) = -4,3 \cdot 10^{-5}$ ermittelt.

Die rechnerisch ermittelten Schwinddaten sind in den Versuchsauswertungen eingetragen.

8.6.4 Versuchsergebnisse und Auswertung der Messergebnisse

8.6.4.1 Schwindmessungen parallel zur Ankerschiene

Die hier untersuchten Betonplatten wurden sofort nach dem Betonieren mit einer Folie abgedeckt und dadurch vor einer Austrocknung geschützt. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass nahezu keine Volumenverminderung infolge plastischen Schwindens auftritt. Unter den gegebenen Voraussetzungen ist mit einem Beginn der Erstarrung des Betons nach etwa 2 bis 4 Stunden nach der Wasserzugabe zu rechnen.

Die Ergebnisse der Messungen zeigen nach Beginn der Messung etwa 24 Stunden nach dem Betonieren einen sehr raschen Anstieg des Schwindmaßes (Bild 8.11). Etwa 48 Stunden nach dem Betonieren wurde ein plötzlicher Abfall des Schwindmaßes auf ca. $\frac{1}{4}$ des bisherigen Höchstwertes dokumentiert. Dies ist auf den hier verwendeten Zement CEM I 32,5 R zurückzuführen. Dieser Zement besteht nur aus Portlandzement mit hoher Anfangsfestigkeit ($R = \text{rapid}$). Die Anfangsfestigkeit wird bei diesem Zement nach ca. 2 Tagen erreicht (Schäffler/Bruy/Schelling (1996)). Die hohe Mahlfineinheit dieses Zements hat eine Zunahme der Hydrationsgeschwindigkeit zur Folge. Aus diesem Grund ist schon in jungem Alter der Gelporenanteil des Zementsteins sehr hoch. Ein Wasserverlust führt daher zu großen Schwindverformungen.

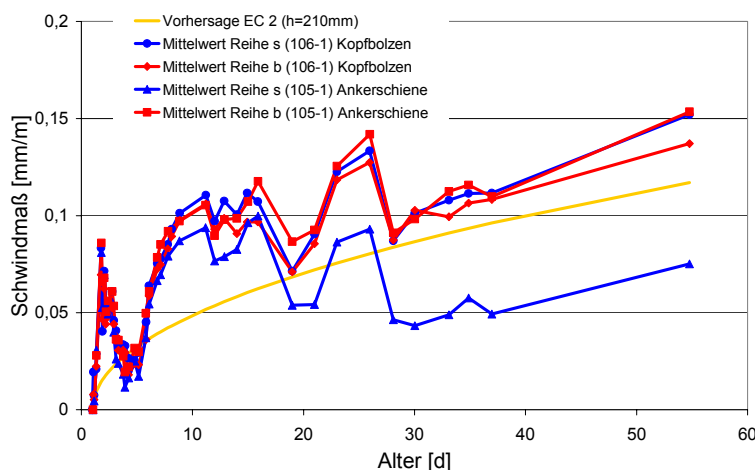


Bild 8.11: Vergleich der Reihen s und b aus den Versuchen 105-1 und 106-1

Nach einem Wasserschaden im Laborgebäude, der am 14. Tag nach Messbeginn stattfand, kann man einen deutlichen Abfall des Schwindmaßes feststellen. Dieses Quellen des Betons hielt etwa 4 bis 5 Tage an. Danach war wieder ein deutlicher Anstieg des Schwindmaßes zu verzeichnen, welcher auf die Trocknung des zuvor bewässerten Betons zurückzuführen ist.

In Bild 8.11 ist zusätzlich das erwartete Schwindmaß nach dem Vorhersageverfahren im EC 2 für die verwendeten Betonplatten mit eingetragen. In dieser Berechnung wurde ein Standardwert für eine rel. Luftfeuchte von 70 % angenommen.

Die gemessenen Werte b (Messpunkte auf dem Beton) liegen sowohl beim Körper mit Ankerschiene als auch bei dem mit Kopfbolzen zu Beginn der Messungen höher als die berechneten Punkte. Nach etwa 4 Wochen ist eine gute Annäherung der gemessenen mit den berechneten Werten festzustellen. Die Werte s wurden an Messpunkten auf der Ankerschiene, bzw. bei der Platte mit Kopfbolzen an der entsprechenden Position auf dem Beton gemessen. Die ermittelten Schwindverformungen s stimmen sowohl bei der Schiene, als auch bei den Kopfbolzen in den ersten 10 Tagen vollständig mit den Werten der Reihe b überein. Folglich wird die Ankerschiene in der Größenordnung des Betonschwindens um bis zu 0,1 ‰ gestaucht. Nach dem 10. Messtag nimmt das Schwindmaß des Betons weiter zu, die Stauchung der Ankerschiene nimmt allerdings wieder ab und nähert sich asymptotisch einer bleibenden Stauchung von ca. 0,075 ‰ an. Bei Versuchsreihe 105-2 werden etwa gleiche Ergebnisse erzielt.

In den folgenden Abschnitten werden zwei mögliche Sichtweisen zur Auswertung der Schwindmessdaten vorgestellt. Zunächst wird der Einfluss von Dehnungsunterschieden zwischen Ankerschiene und umgebenden Beton auf die Zugtragfähigkeit des Betons untersucht. Im Anschluss werden die Dehnungen der Ankerschiene in Spannungen umgerechnet und als Vorbelastung des Betons betrachtet. Eine evt. Verminderung der Betonausbruchlast durch Spannungen aus Schwindbehinderung können dabei wie folgt beschrieben werden:

Die Betonausbruchlast von Kopfbolzen lässt sich theoretisch als Integral der Spannungen über die Bruchkegelmantelfläche berechnen. Die durch die Dehnungsunterschiede entstehenden Spannungen mindern die Zugtragfähigkeit des Betons in Schienenlängsrichtung ab. Senkrecht zur Schiene wird die Zugtragfähigkeit des Betons theoretisch nicht beeinflusst.

In den folgenden Herleitungen wird zunächst die Abhängigkeit der Ankertragfähigkeit von der Betonzugfestigkeit dargestellt. Dann werden die in den Versuchen gemessenen Dehnungen auf Spannungen umgerechnet und die übertragbaren Zugspannungen des Betons in Schienenlängsrichtung um diese Komponenten reduziert.

Nach Zhao (1994) kann mit Gleichung 8.13 theoretisch die Traglast einer zugbeanspruchten Einzelbefestigung durch Integration der Betonzugspannungsverteilung beim Versagen über die Ausbruchmantelfläche berechnet werden.

Zur Durchführung dieser Rechnung ist eine genaue Kenntnis der Funktionen $\sigma(h_{ef})$ und dA von den Materialkennwerten des Betons und den geometrischen Größen des Ausbruchkegels notwendig.

$$N_{u,E} = \iint_{A_{p0}} \sigma(h_{ef}) dA \quad (8.13)$$

In idealisierter Form wird der Ausbruchkörper einer Einzelbefestigung als Kegel betrachtet. Der idealisierte Ausbruchkegel ist in Abbildung 8.12 dargestellt.

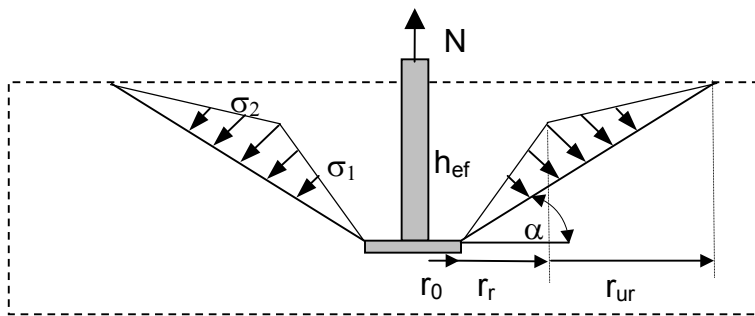


Bild 8.12 : Vereinfachung des Spannungsverlaufs entlang der Kegelmantelfläche

Der Durchmesser des Ausbruchkegels ist $s_k = 2r_k = 2 \cdot (h_{ef} / \tan(\alpha))$ und mit $\alpha = \arctan(0,2 h_{ef}^{0,25})$ ergibt sich :

$$s_k = 10 \cdot h_{ef}^{0,75} \quad (8.14)$$

Zhao (1994) hat nachgewiesen, dass der Spannungsverlauf über die Mantelfläche mit einer dreiecksförmigen Verteilung angenähert werden kann. Auf eine detaillierte Beschreibung wird verzichtet und auf Hofmann (1999) verwiesen.

Zhao (1994) ermittelt für einen Kopfbolzen unter zentrischer Zugbelastung im Mittel eine Traglast von:

$$N_{u,c}^0 = 15 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \quad (8.15)$$

Folglich ergibt sich mit den Gleichungen von (Zhao (1994)) für Kopfbolzen mit $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ und $\alpha = 32^\circ$ eine Bruchlast von $N_{u,c}^0 = 55,44 \text{ kN}$

Durch Verformungsbehinderung des Betons als Folge der Ankerschiene kann es zu Eigenspannungen im Bereich der Verankerungstiefe kommen. Diese könnten die übertragbare Zugkraft bis zur Rissbildung des Betons abmindern.

Gemäß der theoretischen Herleitung nach Zhao ist die Bruchlast $N_{u,c}$ proportional zu der auf der Mantelfläche des Bruchkegels übertragbaren Zugkraft. In der Herleitung wurden alle Zugspannungen auf die Betonoberfläche projiziert. Folglich können Zugspannungen einfach subtrahiert werden.

Der Vergleich der Messwerte auf der Schiene mit den Messwerten auf dem umgebenden Beton neben der Schiene zeigt eine Stauchung der Schiene um etwa 0,075 ‰ und ein Schwindmaß des umgebenden Betons von etwa 0,15 ‰. Die Differenz der Dehnungen von 0,075 ‰ kann bei Annahme eines E-Moduls von $E = 28000 \text{ N/mm}^2$ in eine Betonzugspannung $\sigma = \varepsilon \cdot E = 2,10 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet werden.

Bei einer angenommenen Betonzugfestigkeit von $2,5 \text{ N/mm}^2$ (C 20/25) sind für die Kraftübertragung bis zum Riss dann noch $0,4 \text{ N/mm}^2$ vorhanden, die ausgenutzt werden können.

Die Abminderung der übertragbaren Zugspannung kann berechnet werden, indem die Zwangszugspannungen vektoriell von der übertragbaren Zugspannung subtrahiert werden (Bild 8.13). Bei $\alpha = 0^\circ$ ergibt als Resultierende $R = (2,5 - 2,1)$ N/mm² ein Wert von 0,4 N/mm².

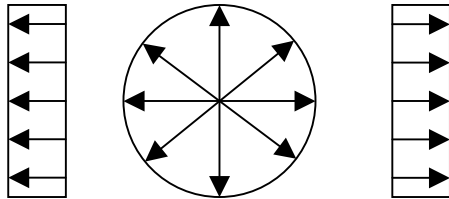
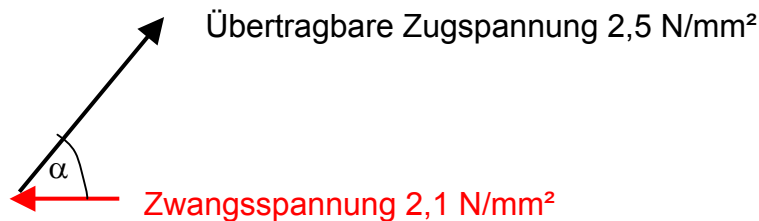


Bild 8.13: Überlagerung der auftretenden Spannungen

Damit ergibt sich eine übertragbare Spannung in Abhängigkeit des Winkels α mit $R = 2,5 - 2,1 \cos(\alpha)$ für alle α :



$$\sigma_R = 2,5 \text{ N/mm}^2 - 2,1 \cdot \cos(\alpha) \text{ N/mm}^2 \quad (8.16)$$

und ein Spannungspotential über die projizierte Fläche integriert :

$$\Pi = 4 \cdot \int_0^{90} (2,5 - 2,1 \cdot \cos(\alpha)) \, d\alpha = 13,6 \quad (8.17)$$

Dieses Spannungspotential kann auf eine mittlere übertragbare Spannung umgerechnet werden. Es gilt :

$$\sigma_{R, \text{Mittel}} = (13,6/\pi)^{0,5} = 2,08 \text{ N/mm}^2 \quad (8.18)$$

Im Vergleich zu einer übertragbaren Zugspannung von 2,5 N/mm² ergibt dies ein Verhältnis von 0,83. Es ist also eine Traglastabminderung von 17 % durch vorhandene Zwangsspannungen zu erwarten.

Dieses Ergebnis liegt in der Größenordnung der Versuchswerte von Versuchsreihe 41 und 45, bei denen der Einfluss des Schwindens durch verbesserte Nachbehandlung minimiert werden sollte. Die Auswertung des Einflussfaktors „optimale Nachbehandlung“ ergab im Mittel eine Laststeigerung von ca. 16 %.

Eine weitere Auswirkung der Spannungen in der Ankerschiene kann eine Vorbelastung des Betons sein. Im Folgenden wird die Stauchung der Ankerschiene infolge des Betonschwindens auf eine Vorbelastung des Betons umgerechnet.

In den Versuchsreihen 105-1 und 105-2 zeigt sich eine Stauchung der Schiene in einem Bereich von 0,025 bis 0,11 ‰, welche im Mittel etwa bei 0,075 ‰ liegt. Die in den Versuchen eingesetzten Ankerschienen der Profilreihe 50/30 haben einen Schienenstahlquerschnitt von $A_s = 4,14 \text{ cm}^2$. Diese Querschnittsfläche wird durch die Schwindverformungen gestaucht.

Bereits in früheren Versuchsreihen wurden die Stahlkennwerte der Ankerschienen ermittelt. Deshalb wurde auf eine erneute Untersuchung verzichtet. Die in Tabelle 8.4 angegebenen Daten wurden Kraus/Eligehausen (1999/5) entnommen. Dabei wurde aus dem Rücken der Ankerschiene eine Flachprobe herausgearbeitet und im Zugversuch getestet.

Profil	Probenabmessung [mm]	Querschnitt A_s [mm ²]	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung A_{10} [%]
50/30	2,95 · 16,0	47,2	302	386	39,8

Tabelle 8.4: Mechanische Eigenschaften der Ankerschiene

Unter der Annahme einer linearen Dehnung des Stahls bis zur Dehngrenze $R_{p0,2}$ ergibt sich für die gemessene Dehnung von 0,075 ‰ eine Spannung von $11,3 \text{ N/mm}^2$ in der Schiene. Mit dem oben angegebenen Schienenquerschnitt $A_s = 4,14 \text{ cm}^2$ ergibt sich eine Vorlast auf den Beton von $F = \sigma \cdot A_s = 11,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 414 \text{ mm}^2 = 4,7 \text{ kN}$. Da die Ankerschienen vor dem Betonieren eingölt wurden, muss die gesamte Vorlast durch die angeschweißten Anker auf den Beton übertragen werden, was zu einer konzentrierten Lasteinleitung führt.

Derzeit liegen keine Versuchsergebnisse vor, bei denen diese Art der Belastung systematisch untersucht wurde. Folglich muss bei der Auswertung des Einflusses der Vorlast auf die mit Finite Element Untersuchungen gezeigten Ergebnisse in Abschnitt 6 zurückgegriffen werden. Dort konnte keine Traglastabminderung durch eine Vorlast festgestellt werden.

8.6.4.2 Schwindmessungen senkrecht zur Ankerschiene

Die Schwindverformung senkrecht zur Ankerschiene wurde durch die Messmarken 1sb erfasst (Bild 8.14).

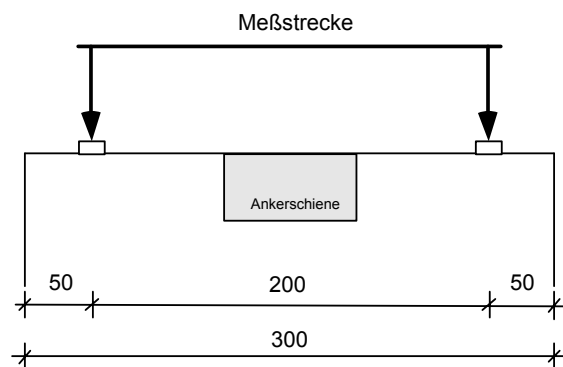


Bild 8.14: Messstrecke für die Untersuchung des Schwindens senkrecht zur Schiene

In Bild 8.14 wird deutlich, dass die Messmarken auf der Betonstirnfläche nicht in den Viertelpunkten dieser Fläche lagen. Dies hat bei den Messungen mit Ankerschiene zur Folge, dass die Messmarken nicht in der Mitte der Strecke zwischen Ankerschiene und Bauteilrand liegen und somit auch nicht den Nullpunkt des Schwindens für diesen Abschnitt darstellen.

Die Ergebnisse der Messung für die Reihe 105-1 mit Ankerschiene ist in Bild 8.15 aufgetragen. Die Schwindverformung der entsprechenden Messstrecke der Versuchsreihe 106-1 mit Kopfbolzen ist zum Vergleich ebenfalls in Bild 8.15 mit aufgetragen.

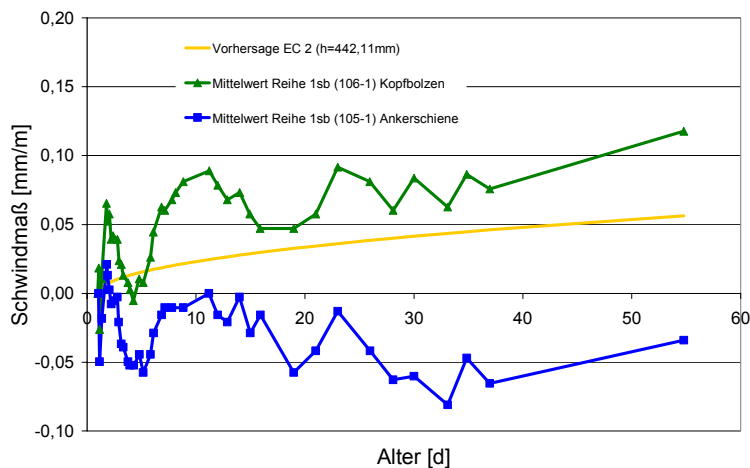


Bild 8.15: Vergleich der Reihe 1sb (senkrecht zu den Ankern) aus den Versuchen 105-1 und 106-1

Bei den Messungen der Reihen 105-1 und 105-2 mit Ankerschiene wurde beobachtet, dass sich die Messpunkte infolge des Schwindens voneinander entfernen. Bei einer Lage der Marken in der Mitte zwischen Rand und Schiene wäre wahrscheinlich keine Schwindverformung messbar gewesen.

Bei den Versuchsreihen 106 ohne Ankerschiene, konnte eine Schwindverkürzung des Betons um etwa 0,10 ‰ nach 55 Tagen beobachtet werden.

Die durch die eingebaute Ankerschiene behinderte Schwindverkürzung des Betons senkrecht zur Schiene führte zu Rissen unter der Schiene. Die Risse entsprechen in der Art und Lage dem Riss, der in Bild 8.2 dargestellt ist.

Die Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Schiene wurde in Abschnitt 6 mittels Finite Element Analysen untersucht. Es ergab sich dort eine um 9 % verminderte Traglast der Schiene durch die genannten Einflüsse.

8.6.5 Zusammenfassung

Sowohl durch Messungen als auch durch Finite Element Studien konnte senkrecht zur Schiene tendenziell eine Rissentwicklung als Folge von hygri-schen Betonverformungen nachgewiesen werden. Es konnte ein Rissbild nachvollzogen werden, bei dem der Riss von der einbetonierten Schienenkante in Richtung Bauteilinneren verläuft. Die Berechnungen zeigten eine Tragfähigkeitsabnahme um etwa 9 % durch Schwindeinflüsse senkrecht zur Schiene.

Die Messungen auf den Ankerschienen haben eine Stauchung der Schienen um etwa 0,075 ‰ durch das Schwinden des umgebenden Betons gezeigt. Dies entspricht einer Vorlast von 4,7 kN auf den Beton durch die Ankerschiene. Die Finite Element Studien mit Schwindverformungen parallel zur Schiene, zeigten allerdings keine Traglastabminderungen durch die aufgebrachte Vorverformung bzw. Vorlast im Vergleich zur Analyse ohne Schwindverformung.

Es wurden die Schwindmessungen im Hinblick auf die Differenz zwischen Beton- und Schienenverformung ausgewertet. Die durch Dehnungsunterschiede entstehenden Spannungen mindern die Zugtragfähigkeit des Betons in Schienenlängsrichtung ab. Senkrecht zur Schiene wird die Zugtragfähigkeit des Betons nicht beeinflusst. Es wurde die Abhängigkeit der Ankertragfähigkeit von der Betonzugfestigkeit hergeleitet und die in den Versuchen gemessenen Dehnungen auf Spannungen umgerechnet und die Zugspannungen des Betons in Schienenlängsrichtung um diese Komponenten reduziert. Im Vergleich zur übertragbaren Ausgangszugspannung von 2,5 N/mm² ergab sich ein Verhältnis von 0,83. Es ist somit eine Traglastabminderung von 17 % durch vorhandene Zwangsspannungen zu erwarten. Dieses Ergebnis liegt in der Größenordnung der Versuchswerte von Versuchen, bei denen der Einfluss des Schwindens durch verbesserte Nachbehandlung minimiert werden sollte.

Die Probekörper der in den Abschnitten 5 und 7 beschriebenen Versuche wurden nach dem Betonieren stets ca. eine Woche nachbehandelt. Der Einfluss des Schwindens ist folglich in den gemessenen Bruchlasten weitestgehend enthalten. Somit ergeben sich aus den vorliegenden Ergebnissen keine weiteren Traglastabminderungen bei der praktischen Bemessung von Ankerschienen.

9. Einfluss von Witterungsbedingungen und der Betonnachbehandlung auf das Tragverhalten von Ankerschienen

9.1 Grundlagen und Ziel der Untersuchungen

Im Anschluss an den Betoniervorgang muss Beton ausreichend lange nachbehandelt werden, um in den oberflächennahen Schichten die Eigenschaften zu erreichen, die aufgrund seiner Zusammensetzung zu erwarten sind. Unter Nachbehandlung werden deshalb alle Maßnahmen verstanden, die den frisch verarbeiteten und jungen Beton bis zur ausreichenden Erhärtung gegen vorzeitiges Austrocknen, extreme Temperaturen, mechanische Beanspruchung, chemische Erschütterung und gegen Witterungseinflüsse wie Regen, schützen. Die Folgen von mangelnder Nachbehandlung sind geringere Festigkeiten der oberflächennahen Schichten, Neigung zum Absanden, größere Wasserdurchlässigkeit, verminderte Witterungsbeständigkeit, geringere Widerstandskraft gegen chemische Angriffe, Entstehung von Fröhschwindrissen und die Gefahr späterer Schwindrissbildungen. Primär wird bei der Nachbehandlung darauf eingegangen, dass schädliche Einflüsse für den Beton im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit vermieden werden (Tegelaar et al (1991)).

Allerdings liegen bisher keine systematischen Untersuchungen vor, welche die Auswirkung von mangelhafter Nachbehandlung oder extremen Witterungsbedingungen auf das Tragverhalten von Befestigungsmitteln aufzeigen. Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen wurden mit Ankerschienen Profil 50/30 durchgeführt.

9.2 Austrocknen von Beton und Frosteinwirkung

Der Beton trocknet um so schneller aus, je niedriger die relative Luftfeuchtigkeit und je größer die Windgeschwindigkeit ist.

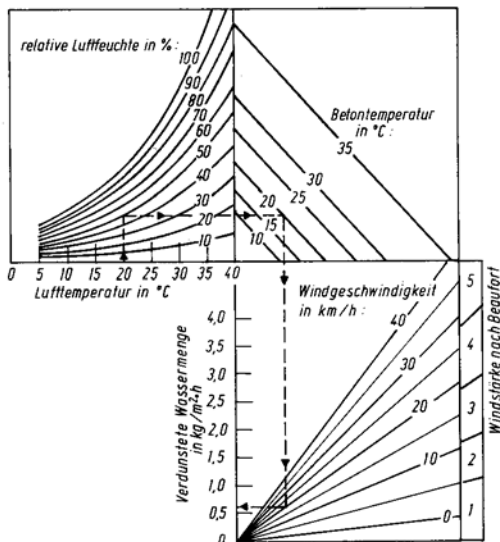


Bild 9.1: Austrocknungsverhalten von Beton in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatur, (Tegelaar et al (1991))

Einzelumgebungsbedingungen			Maßgebende Umgebungsbedingung = ungünstigste Umgebungsbedingung
Sonneneinstrahlung	Wind	relat. Luftfeuchtigkeit	
stark (wolkenlos) III	stark III	< 50% III	III
mittel (bewölkt) II	mittel II	50%...80% II	
schwach (bedeckt) I	schwach I	> 80% I	

Betonzusammensetzung		Betonfestigkeitsentwicklung	Mindestnachbehandlung in Tagen (24 h)		
Zementfestigkeitsklasse	Wasserzementwert				
≥ 42,5 R	< 0,50	schnell	1	1	2
32,5	< 0,50	mittel	2	3	4
≥ 32,5 R	0,50...0,60	langsam	2	4	5
32,5-NW/HS	< 0,50				
32,5	0,50...0,60				

Bild 9.2: Mindestnachbehandlungsdauer in Tagen für Außenbauteile bei Betontemperaturen über +10°C, (Batan et al (1995))

Ferner spielen die Frischbeton- und die Außentemperatur eine wichtige Rolle. In Bild 9.1 ist die Wasserverdunstung je m^2 Betonoberfläche in Abhängigkeit von den genannten Einflussfaktoren aufgetragen. Das in Bild 9.1 eingezeichnete Beispiel ergibt unter den genannten Bedingungen eine Wasserverdunstung von 0,6 l pro Stunde und m^2 Betonfläche. Folgende Arten der Nachbehandlung wie Abdecken mit Folie oder wasserhaltender Abdeckung, Aufbringen flüssiger Nachbehandlungsmittel oder Besprühen mit Wasser, Belassen in der Schalung oder die Kombination dieser Maßnahmen, sind geeignete Maßnahmen zur Verhinderung von Betonaustrocknung. Die Mindestnachbehandlungsdauer ist in den Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton festgelegt. In Bild 9.2 ist die Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit von der Zusammensetzung und der Festigkeitsentwicklung des Betons und den Umgebungsbedingungen aufgetragen.

Beispielhaft ergibt sich nach Bild 9.2 für die Bedingungen wolkenlos (III), schwacher Wind (I), relative Luftfeuchte 60 % und w/z- Wert 0,55 eine Nachbehandlungsdauer von 5 Tagen. Die in Bild 9.2 angegebenen Nachbehandlungszeiten sind bei Temperaturen unter $+10^\circ\text{C}$ zu verdoppeln. Weiterhin sind geeignete Maßnahmen gegen Frostschäden zu treffen, wie den Beton wärmedämmend abzudecken bzw. nötigenfalls Wärme zuzuführen.

9.3 Einfluss der bruchmechanischen Eigenschaften des Betons auf die Ausbruchlast von Befestigungsmitteln

Um gezielte Aussagen über den Einfluss von Witterungsbedingungen auf das Tragverhalten von Befestigungsmitteln machen zu können, werden zunächst die bruchmechanischen Einflussparameter des Betons aufgezeigt, von denen die Betonausbruchlast von Befestigungsmitteln abhängt.

In Ozbolt (1995) wurden numerische Untersuchungen mit Kopfbolzen $h_{ef} = 450$ mm in Bauteilen ohne Randeinfluss mit dem Ziel durchgeführt die Betonparameter, welche die Betonausbruchlast maßgeblich beeinflussen, aufzuzeigen. Bei der ersten Serie wurde die Bruchenergie $G_F = 80$ N/m konstant gehalten und die Betonzugfestigkeit f_t zwischen 2,4 und 3,6 N/mm^2 variiert. Bei der zweiten Serie wurde die Bruchenergie G_F zwischen 80 und 140 N/m variiert und die Betonzugfestigkeit $f_t = 2,8$ N/mm^2 konstant gehalten. Die ermittelten Betonausbruchlasten werden in den Bildern 9.3 und 9.4 normiert über die Betonzugfestigkeit und über die Bruchenergie aufgetragen.

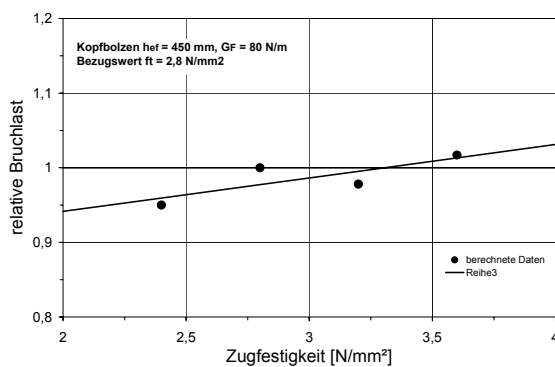


Bild 9.3: Berechnete bezogene Ausbruchlast für $h_{ef} = 450$ mm in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit ($f_t = \text{konst.}$)

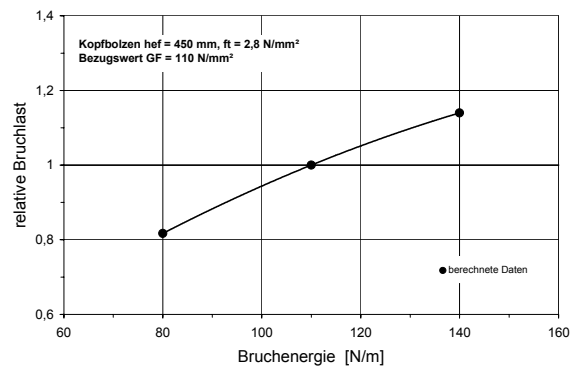


Bild 9.4: Berechnete bezogene Ausbruchlast für $h_{ef} = 450$ mm in Abhängigkeit von der Bruchenergie ($G_F = \text{konst.}$)

Nach Bild 9.3 ist für eine Verankerungstiefe von $h_{ef} = 450$ mm die Betonausbruchlast praktisch unabhängig von der Betonzugfestigkeit. Hingegen nimmt die Betonausbruchlast proportional zu $G_F^{0,5}$ zu (Bild 9.4). Die gleichen Ergebnisse wurden bereits von Eligehausen und Sawade (1989) durch theoretische Untersuchungen auf der Grundlage der LEBM ermittelt.

Im Gegensatz zu vielen anderen Strukturen, die nur von der Zugfestigkeit des Materials abhängen, ist in der Befestigungstechnik die Kenntnis der Energieaufnahmefähigkeit des Betons unverzichtbar. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln in Abhängigkeit von der Witterung bzw. Nachbehandlung die Betonbruchenergie zusätzlich zu den Kennwerten Betondruck- und -zugfestigkeit ermittelt werden muss.

9.4 Experimentelle Untersuchungen

Es wurden Versuche mit Sonderankerschienen (1 Anker, Schienenüberstand $\bar{u} = 200$ mm) mit runden Ankerköpfen (Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm) in schmalen Bauteilen (Randabstand 200/75/75 mm) in ungerissenem Beton durchgeführt. Für alle Versuchsreihen wurden gegenüberliegend je eine Schiene (beide Ankerköpfe zeigen zueinander) in die Stirnflächen (400/150 mm) von Betonquadern (400/700/150 mm), parallel zum Bauteilrand eingebaut. Einzelheiten über die Ausbildung der Ankerschienen sind Kraus/Eligehausen (2000/3) zu entnehmen. Die Zusammensetzung des Betons für die Probekörper ist in Tabelle 9.1 angegeben.

Probekörper (Bez./ Dat.)	Zement		Zuschlag (feucht)				Wasser		VZ
	Art [-]	Menge [kg/m ³]	0-2 mm [kg/m ³]	2-8 mm [kg/m ³]	8-16 mm [kg/m ³]	16-32 mm [kg/m ³]	Menge [kg/m ³]	w/z [-]	Menge [kg/m ³]
KRA 150 bis 159 (d = 15 cm) 12.04.2000	CEM I 32,5 R	240	775	481	755	-	166,7	0,69	-

Tabelle 9.1: Zusammensetzung des Betons für die Probekörper

Alle Probekörper wurden aus einer Betoncharge hergestellt. Die Zuschläge aus natürlichen Sanden und Kiesen stammten aus der Oberrheingegend. Sie lagerten auf dem Gelände des Betonwerks in Boxen im Freien. Das Zuschlaggemisch war so projiziert, dass die Sieblinie zwischen den Regelsieblinien A 16 und B 16 in der Nähe der Sieblinie A 16 nach DIN 1045 lag. Um die Wirkung der klimatischen Bedingungen zu verdeutlichen wurde ein Beton mit einem hohen w/z- Wert von 0,67 gewählt.

Nach dem Betonieren wurden die Betonplatten mit Folie vollständig abgedeckt. Sie wurden 24 Stunden nach dem Betonieren bei verschiedenen klimatischen Bedingungen für etwa 6 Wochen eingelagert. Bei den klimatischen Lagerbedingungen wurde zwischen südeuropäischem Klima 50°C/ 15 % relative Luftfeuchtigkeit, nordeuropäischem Klima mit leichten Frost-Tau-Wechseln zwischen -5°C und +10°C und starkem Wind mit extremer Austrocknung der Betonoberfläche unterschieden. Als Referenzklima wurde ein Normklima mit 23°C und 50 % relativer Luftfeuchtigkeit gewählt. Im Normklimaraum wurde eine Windgeschwindigkeit, durch die Lüftung von 0,5 m/s gemessen. Die Platten der Reihe 154 (Nordeuropäische Verhältnisse) wurden im Klimaschrank zunächst für 2 Tage bei +10°C eingelagert. Nach 2 Tagen wurden 41 Frost-Tau-Wechsel zwischen -5°C und +10°C aufgebracht, wobei ein vollständiger

Frost-Tau-Zyklus 24 Stunden dauerte. Insgesamt wurden 41 Zyklen gefahren. Bei den Platten 155 mit extremer Austrocknung wurde durch zwei leistungsstarke Ventilatoren die Klimabedingung „Starker Wind“ simuliert, die Windgeschwindigkeit betrug 5 m/s. Die Ventilatoren waren genau auf die Stirnseiten der Betonplatten gerichtet. Die Umgebungstemperatur betrug etwa 25°C bei einer Luftfeuchtigkeit zwischen 50 % und 60 %. Für alle Lagerarten wurden parallel Würfel hergestellt. Sie wurden 24 Stunden nach der Herstellung feucht gelagert und dann bei den jeweiligen Klimabedingungen neben die Betonplatten gestellt.

Die Belastungseinrichtung für gegenüberliegend angeordnete Ankerschienen bestand aus einem handgeregelten 100 kN- Prüfzylinder, der an einem Stahlwinkel aufgeschraubt war. Ein zweiter Winkel diente als Widerlager für die angreifende zentrische Zugkraft und somit zum Schließen des Kraftsystems. Die Stahlwinkel waren mit Durchgangsbohrungen zur Aufnahme der Zugstangen versehen. Die Ankerschienen bzw. Kopfbolzen wurden mittels Muffen mit Zugstangen verlängert und durch die Durchgangsbohrungen der beiden Stahlwinkel geführt. Die eine Schiene wurde mittels Kalotte und Zugstange mit dem Widerlager verbunden. Am zweiten Winkel wurde der Prüfzylinder mit Kalotte und Kraftmessdose befestigt und die zweite Zugstange durchgeführt. Die Kraft des Prüfzylinders konnte somit gelenkig in die beiden Anker eingeleitet werden. Bild 9.5 zeigt die Belastungseinrichtung schematisch und Bild 9.6 als Foto.

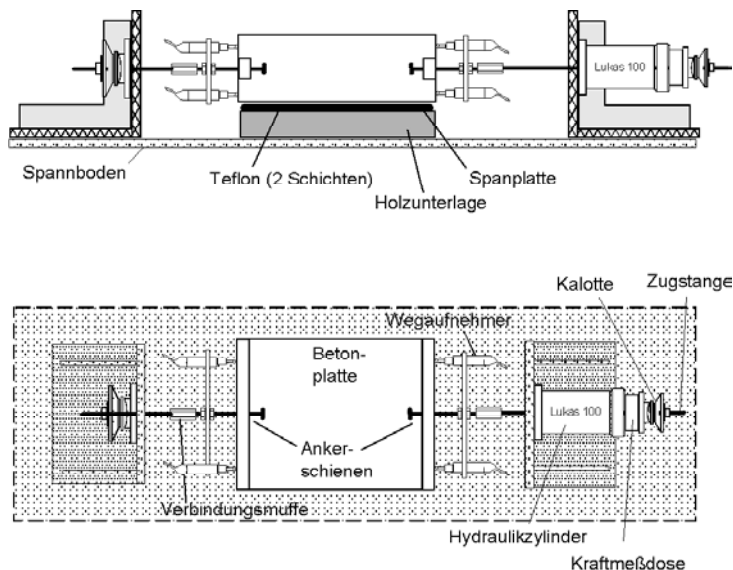


Bild 9.5: Belastungseinrichtung (schematisch)

Bild 9.6: Belastungseinrichtung

Als Festbetoneigenschaften wurden die Betondruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und die Bruchenergie ermittelt. Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit erfolgte an je 3 Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm. Die Betonprüfung erfolgte am Tag der Versuchsdurchführung. Die Betonbruchenergie wurde an Bohrkernen \varnothing 100 mm und Höhe 150 mm geprüft, welche aus der Mitte der geprüften Betonplatten (ein Bohrkern je Versuchsreihe) entnommen wurden (Bilder 9.7 und 9.8). Die beiden Stirnseiten der Kerne wurden plan geschliffen. Auf halber Höhe der Zylinder wurde über die gesamte Mantelfläche eine 1 cm tiefe Kerbe eingeschnitten.

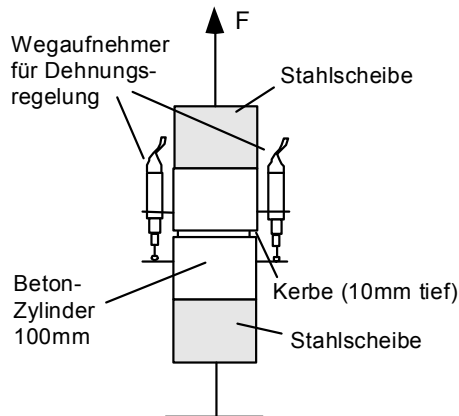


Bild 9.7: Versuchseinrichtung (schematisch) Bild 9.8: Versuchseinrichtung (Foto)

Mit Zweikomponentenkleber wurden auf die beiden Stirnseiten 5 cm dicke Stahlscheiben geklebt. In den Stahlscheiben wurde zuvor zentrisch ein Innengewinde M 16 eingeschnitten. Die Innengewinde dienten zur Aufnahme von zwei Gewindestangen, die gelenkig in eine 100 kN Prüfmaschine eingespannt wurden. Die Prüfmaschine wurde dehnungsgeregelt über zwei gegenüberliegende Wegaufnehmer gesteuert, die senkrecht über der Kerbe im Zylinder angeordnet waren. Die Bruchenergie wurde aus dem Integral der Last-Dehnungs-Linie der Betonproben ermittelt. Die Ergebnisse der Festbetonuntersuchungen sind in Tabelle 9.2 zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Profil (Schiene)	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Klimaparameter	Lagerungsbedingungen	Betondruckfestigkeit β_w [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchenergie G_F [N/m]	Versagenslast N_u [kN]
150	50/30	85	Normbedingungen	23°C / 50% rel. Luftfeuchte	27,4	4,8	130	29,9
152	50/30	85	Südeuropäische Verhältnisse	50°C / 15% rel. Luftfeuchte	26,3	3,1	148	36,3
154	50/30	85	Nordeuropäische Verhältnisse	Frost - Tau - Wechsel	22,5	2,6	90	26,9
155	50/30	85	Starker Wind	Ventilatoren	24,7	3,2	166	36,7

Tabelle 9.2: Versuchsergebnisse

In den Bildern 9.9 und 9.10 werden die Betonausbruchlasten der Ankerschienen in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit und von der Betonbruchenergie dargestellt.

Das Tragverhalten der Ankerschiene zeigt bei den durchgeführten Untersuchungen eine Abhängigkeit der Ausbruchlast von der Betonbruchenergie. Eine Abhängigkeit der Ausbruchlast von der Betonzugfestigkeit bzw. von der Betondruckfestigkeit konnte nicht nachgewiesen werden. Die Ergebnisse stimmen mit den in Abschnitt 9.2 beschriebenen Ergebnissen von numerischen Untersuchungen mit Kopfbolzen (Ozbolt (1995)) tendenziell überein.

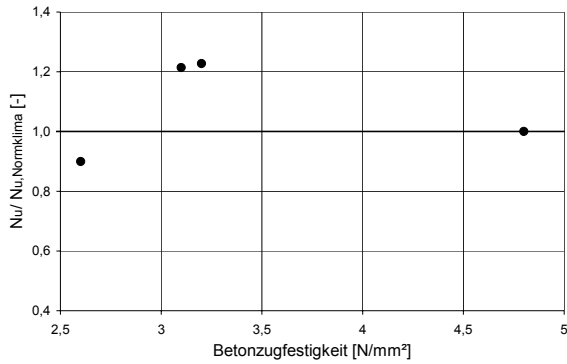


Bild 9.9: Ausbruchlast für Profil 50/30 $h_{ef} = 85$ mm in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit ($G_f = \text{konst.}$)

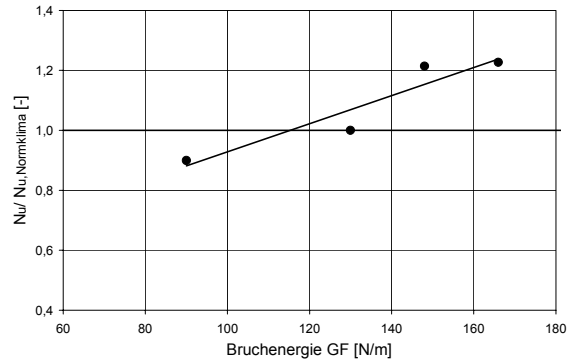


Bild 9.10: Ausbruchlast für Profil 50/30 $h_{ef} = 85$ mm in Abhängigkeit von der Bruchenergie ($f_t = \text{konst.}$)

In den Bildern 9.11 und 9.12 werden die ermittelten Bruchenergiewerte über die variierten Klimaparameter (Windgeschwindigkeit, Temperatur) aufgetragen.

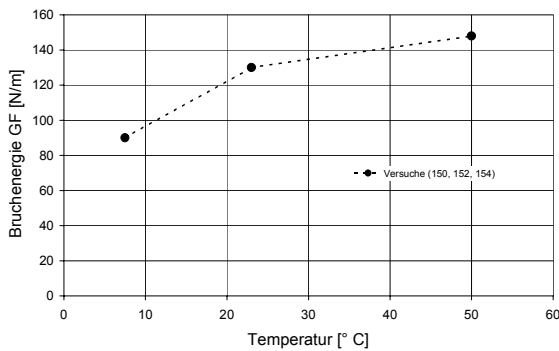


Bild 9.11: Bruchenergie in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur

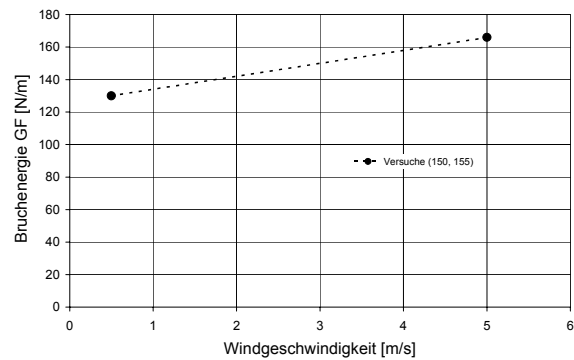


Bild 9.12: Bruchenergie in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit

Aus den Bildern kann eine zunehmende Bruchenergie in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur bzw. von der beaufschlagten Windgeschwindigkeit abgeleitet werden.

9.5 Zusammenfassung

Mit den vorliegenden Untersuchungen wurde die Auswirkung von mangelhafter Nachbehandlung oder extremen Witterungsbedingungen auf das Tragverhalten von Ankerschienen untersucht. Hierzu wurden zunächst Ergebnisse von numerischen Untersuchungen vorgestellt, die eine Abhängigkeit der Betonausbruchlast von Befestigungsmitteln von der Betonbruchenergie nachweisen.

Anhand von Versuchen mit Ankerschienen wurde diese Abhängigkeit bestätigt. Aus Versuchsergebnissen und analytischen Untersuchungen konnte weiterhin gefolgert werden, dass mangelnde Nachbehandlung oder extreme Austrocknung des Betons zwar negative Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit des Betons hat, allerdings die Betonausbruchlast der Ankerschiene, außer bei Frosteinwirkung, positiv beeinflusst wird. Dies ist damit zu begründen, dass die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln

primär von der Betonbruchenergie abhängt und diese durch die genannten Witterungsbedingungen, außer bei Frosteinwirkung, ansteigt. Bei der für Beton extrem ungünstigen Frosteinwirkung ist eine Traglastabnahme der Schiene von etwa 10 % feststellbar.

10. Bemessung von Ankerschienen

10.1 Bemessungskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

Die zulässigen Lasten von Befestigungsmitteln wurden bisher aus der 5%-Fraktile von Versuchsergebnissen unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors abgeleitet. Für Betonversagen wurde ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 3$ zugrundegelegt. In modernen Bemessungskonzepten wie z.B. dem Eurocode wird demgegenüber ein System von Teilsicherheitsbeiwerten verwendet. Dadurch wird das Sicherheitsniveau zum einen durchschaubarer und zum anderen kann den einzelnen Einflüssen, im Hinblick auf die Sicherheit, gezielt Rechnung getragen werden.

In Eligehausen/Mallée (2000) wird das Sicherheitskonzept für die Bemessung von Befestigungen ausführlich erläutert. Daher wird im Folgenden nur auf Sicherheitsüberlegungen bzw. Sicherheitsfaktoren eingegangen, bei denen nach Ansicht des Verfassers noch Diskussionsbedarf im Hinblick auf Ankerschienen besteht. Ziel ist es, das für Dübel geltende Bemessungskonzept prinzipiell auf Ankerschienen zu übertragen.

Bei der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten muss mit Gleichung (10.1) eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit nachgewiesen werden.

$$S_d \leq R_d \quad (10.1)$$

mit:

S_d = Entwurfsschnittgrößen

R_d = Entwurfswiderstand

Beim Nachweis der Tragfähigkeit gilt für die Entwurfsschnittgrößen im einfachsten Fall (Eigengewicht und eine in gleicher Richtung wirkende Verkehrslast):

$$S_d = \gamma_G \cdot S_G + \gamma_Q \cdot S_Q \quad (10.2)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_g für Eigenlasten und γ_q für Verkehrslasten sind allgemein anerkannt. Sie betragen:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

Für den Entwurfswiderstand gilt:

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (10.3)$$

mit:

R_k = charakteristischer Widerstand (z.B. 5 %-Fraktile von Ausbruchlasten)

γ_M = Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand

Bei der Versagensart Betonversagen wird in Eligehausen/Mallée (2000) ein Sicherheitsbeiwert angegeben, der sich aus vier Teilssicherheitsfaktoren zusammensetzt.

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \quad (10.4)$$

mit :

γ_c = Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck
= 1,5

γ_1 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der größeren Streuung der Zugfestigkeit von Baustellenbeton gegenüber der Streuung der Druckfestigkeit
= 1,0 bei sehr sorgfältig hergestelltem und nachbehandeltem Beton
= 1,2 bei normaler Sorgfalt

γ_2 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit eines Systems
= 1,0 bei Systemen hoher Montagesicherheit
= 1,2 bei Systemen normaler Montagesicherheit
= 1,4 bei Systemen niedriger, jedoch noch akzeptabler Montagesicherheit

γ_3 = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Bruchlasten
= 1,0 bei Variationskoeffizienten $v < 15 \%$
= $1,0 + (V [\%] - 15) \cdot 0,03$ bei Variationskoeffizienten $15 \% > v > 30 \%$

In Bezug auf den Sicherheitsfaktor γ_2 schreibt Wohlfahrt (1996), dass Einlegeteile generell eine hohe Montagesicherheit aufweisen, da sie verlegungsfertig auf die Baustelle geliefert werden und die Kennwerte für die Verankerungstiefe und der Ankerabstand mit der Genauigkeit einer Werkstattfertigung eingehalten werden. Zur Klärung der Frage, ob bei Ankerschienen wie bei Einlegeteilen von Systemen mit hoher Montagesicherheit ausgegangen werden kann, wurden von Wüstner (2000) Einbausituationen von Ankerschienen in der Praxis dokumentiert.

10.2 Probleme bei der Verwendung von Ankerschienen

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass beim Einbau von Ankerschienen eine Reihe von Fehlern bei der Ausführung gemacht werden können. Im folgenden Abschnitt werden anhand von Bildern aus der Praxis einige Ausführungsfehler erläutert.

In hochbelasteten Bauteilen, in die Ankerschienen eingebaut werden sollen, ist eine sorgfältige Planung zwingend erforderlich, da die Bauteile so hoch bewehrt sein können, dass der Einbau der Schienen schwierig ist. An der Stelle an der die Ankerschiene eingebaut werden soll liegt oft die Bewehrung so dicht, dass kein Platz für die Schiene vorhanden ist. Infolgedessen kann die Schiene nicht mehr passgenau eingebaut werden. Ein grundsätzlicher Vorteil von Ankerschienen ist, dass meist ein in Schienenlängsrichtung versetzter Einbau der Schiene möglich und dadurch ein ordnungsgemäßes Tragverhalten gewährleistet ist. Allerdings ist der variable Einbau besonders bei sehr langen Schienen und in Bauteilecken begrenzt. In Bild 10.1 ist eine Ankerschiene dargestellt, die bei einem Stützenanschluss eingebaut wurde.

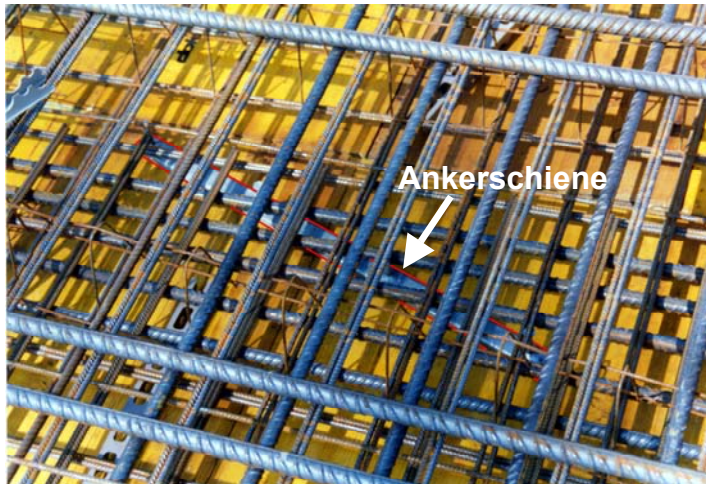


Bild 10.1: Ankerschiene bei einem Stützenanschluss

In Bild 10.1 wird die Einbauproblematik von Ankerschienen in Bauteilen mit hohem Bewehrungsgrad deutlich erkennbar. Verständlicherweise gestaltet sich der Einbau in dichtbewehrte Bauteile von oben besonders schwierig. Positiv zu bewerten ist, dass ein hoher Bewehrungsgrad z.B. in Form von Bügeln, das Tragverhalten der Schiene ähnlich wie eine Rückhängebewehrung begünstigen kann. Negativ ist, dass ggf. der Beton nur schlecht verdichtet werden kann.

Eine weitere Einbauproblematik stellt die Lagesicherung der Schienen beim Einbau dar. Dies bedeutet, dass Schienen nicht mit der Oberfläche bündig, sondern zu hoch bzw. zu tief eingebaut werden können. Ein zu tiefer Sitz der Schiene tritt meist dann auf, wenn die Schiene von oben in ein Bauteil eingebaut wird und nicht ausreichend bis zur Betonerhärtung fixiert ist. Die spätere Benutzung wird durch eindringenden Beton erschwert (Bilder 10.2 und 10.3).



Bild 10.2: Von oben eingebaute Schiene 40/25 mit zu tiefer Einbauposition



Bild 10.3: Fertig montierte Fassadenbefestigung an der Schiene aus Bild 10.2

Da allerdings bei zu tiefem Einbau die effektive Verankerungstiefe der Schiene ansteigt, ist kein Abfall der Betonausbruchlast zu erwarten. Allerdings wird dadurch die Befestigung des vorgesehenen Anbauteils erschwert. Weiterhin muß bei der Bemessung berücksichtigt werden, dass Querkräfte über Biegung der Schrauben in die Schiene eingeleitet werden müssen. Die Biegebeanspruchung der Schraube wird jedoch in der Regel bei der Bemessung nicht beachtet.

Weiterhin ist ein zu hoher Einbau der Schienen auf Baustellen zu beobachten. Der zu hohe Einbau erfolgt auf der Oberseite von Bauteilen, wenn die Höhe des Schienenkörpers h_{Pr} größer ist als die vorgesehene Betondeckung der Bewehrung und die Schiene auf der Bewehrung aufliegt (Regelfall). Dadurch verringert sich die effektive Verankerungstiefe der Anker und es resultiert eine reduzierte Tragfähigkeit der Schiene. In den Bildern 10.4 und 10.5 ist der zu hohe Einbau einer Ankerschiene bei einer Fassadenbefestigung dargestellt.



Bild 10.4: Von oben eingebaute Schiene 40/25 mit zu hoher Einbauposition

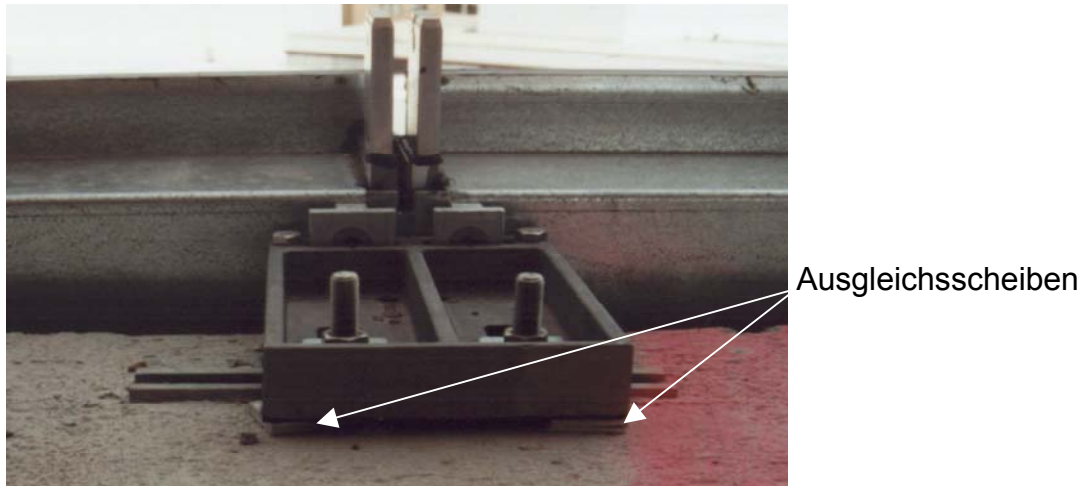


Bild 10.5: Fertig montierte Fassadenbefestigung mit zu hoch eingebauter Schiene

Der zu hohe Einbau der Ankerschiene wurde auf der Baustelle durch Ausgleichsscheiben ausgeglichen, gegen die das Anbauteil gespannt wird. Es bleibt festzuhalten, dass ein zu hoher Einbau der Schiene eine Abminderung der Tragfähigkeit und folglich auch der Sicherheit zur Folge hat.

Insgesamt wurde bei den Beobachtungen auf Baustellen und in Fertigteilwerken festgestellt, dass bei der stationären Fertigung im Fertigteilwerk der genauen Einbauposition eine wesentlich größere Rolle beigemessen wird als auf der Baustelle. Durch ein vorheriges Einmessen der Ankerschienen wird im Fertigteilwerk vermieden, dass bei dem späteren Einbau von oben die Bewehrung in diesem Bereich liegt. Hierdurch werden Fehler beim Setzen der Schiene auf ein Minimum reduziert.

Bei der Ortbetonfertigung können zusätzlich zum fehlerhaften Einbau der Schienen noch Probleme durch unzureichende Verdichtungsmaßnahmen auftreten (Bilder 10.6 und 10.7). Dabei sammeln sich bei einer waagerechten Montage einer Schiene an der vertikalen Schalungsfläche unter der Schiene Luftblasen oder Wassereinschlüsse (vgl. Abschnitt 8). Ein geringer Randabstand bzw. geringe Bauteildicken scheinen das verstärkte Auftreten dieser Effekte zu begünstigen.



Bild 10.6: Horizontaler Einbau einer Schiene mit geringem Randabstand



Bild 10.7: Horizontaler Einbau einer Schiene in einem schmalen Bauteil

Infolge der Luft- und Wassereinschlüsse wird die Breite des Schienenkörpers künstlich vergrößert und die Verdichtung des Betons im Verankerungsbereich schlechter. Die negativen Folgen für die Tragfähigkeit der Schienen bei Vergrößerung des Schienenkörpers wurden bereits in Abschnitt 5 erläutert. In Abschnitt 10.4 werden Versuche beschrieben, bei denen durch künstliche Schienenverbreiterung die Luft- und Wassereinschlüsse simuliert wurden.

10.3 Grobe Fahrlässigkeit bei der Ausführung

Ein schwerwiegender Fehler bei der Montage von oben ist der zu beobachtende Einbau der Schiene von Hand, ohne späteres Verdichten des Betons. Die Schiene wurde aus Kosten- und Zeitgründen an der dafür vorgesehenen Stelle in den frischen Beton eingedrückt (Bild 10.8). Auf eine Nachverdichtung wurde verzichtet. In diesen Fällen wurde die Schiene nicht in ihrer Lage fixiert. Dieses Vorgehen wurde damit begründet, dass bei einem Nachverdichten der Schiene (ohne Fixierung), die Ankerschiene im Beton versinken würde.



Bild 10.8: Einbau einer Ankerschiene von Hand ohne Nachverdichtung und Fixierung

Es ist davon auszugehen, dass ein Einbau der Schiene von oben ohne Nachverdichtung des Betons eine erhebliche Tragfähigkeitsabnahme zur Folge hat.

In der Praxis treten auch Fehler auf, die auf ein geringes Verständnis der Monteure im Hinblick auf die Anwendung von Ankerschienen schließen lassen. In Bild 10.9 ist eine Ankerschiene abgebildet, die in eine 50 mm starke Dämmung eingebaut wurde. Dies widerspricht den Einbauvorschriften gemäß der Zulassung, die besagt, dass die Ankerschiene bündig mit der Betonoberfläche abschließen muss. Ob das Beispiel in Bild 10.9 ein Planungs- oder ein Ausführungsfehler war, konnte nicht mehr nachvollzogen werden. Es konnte auch nicht nachgewiesen werden, dass längere Anker zum Einsatz kamen, um die durch die Dämmung verringerte Verankerungstiefe auszugleichen. Die Sicherheit dieser Befestigung ist entscheidend gefährdet.

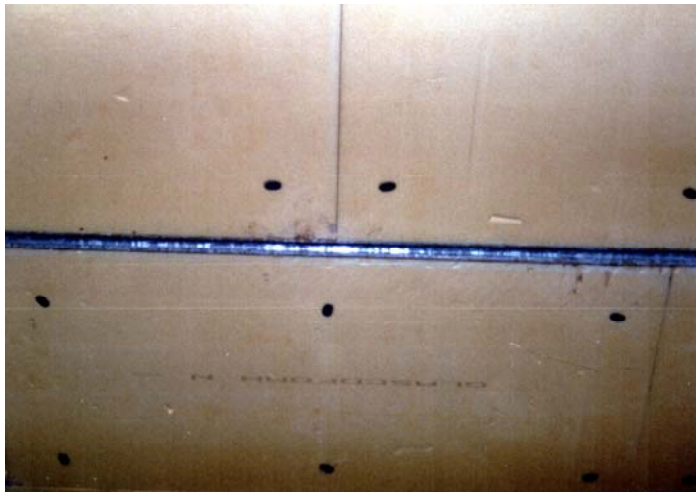


Bild 10.9: Eine Ankerschiene wurde bündig in eine Dämmung eingebaut

Im vorliegenden Fall ist der Fehler besonders gefährlich, da er nach der Montage einer Verkleidung nicht mehr sichtbar ist.

Probleme ergeben sich auch aus der Möglichkeit, Meterware bauseits auf jede gewünschte Länge zu kürzen und mit Endankern zu versehen. Bei einem Kürzen von Ankerschienen ist ein Endanker bei einem Schienenüberstand \bar{u} von mehr als 25 mm anzuordnen. Bei Beobachtungen auf Baustellen musste festgestellt werden, dass dieser Endanker zum Teil nicht eingebaut wurde (Bild 10.10). Es konnte nicht nachvollzogen werden, ob das Fehlen des Endankers auf Unkenntnis des Einbaupersonals oder auf das Nichtvorhandensein der entsprechenden Endanker zurückzuführen war. Durch das Fehlen des Endankers kommt es am Ende der Schiene zu einer erheblichen Abminderung der Traglast, da die aufgebrachte Last über Biegung in den nächsten Anker abgetragen werden muss. Die Sicherheit der Befestigung ist in jedem Fall erheblich reduziert, da es zu einem Versagen der Schiene durch Verbiegen bzw. Herausgleiten der Schrauben kommen kann.



Bild 10.10: Fehlender Endanker

Das Vergessen des Endankers an der dafür vorgesehenen Stelle ist als schwerer Fehler zu betrachten, der allerdings bei einer gewissenhaften Überprüfung nach dem Betonieren festgestellt werden kann. Eine Korrektur ist dann aber nicht mehr möglich und der betreffende Teil der Schiene muss als unbenutzbar gekennzeichnet werden.

Auch bei ordnungsgemäß eingebauten Ankerschienen können nach dem Erhärten des Betons noch Fehler auftreten. Wenn Schienen an eine vertikale Schalung genagelt werden (vgl. Abschnitt 2), muss die Schalung nach dem Erhärten des Betons senkrecht zur Betonoberfläche abgezogen werden, um die Befestigungsnägel aus der Schalung zu ziehen, ohne den Beton im Bereich der Schiene zu beschädigen. Sollte die Schalung in eine andere als die senkrechte Richtung gezogen werden, kann dies dazu führen, dass die Schiene mit der Schalung aus dem Beton gerissen wird (Bild 10.11).



Bild 10.11: Ausbruch einer Ankerschiene durch falsches Entfernen der Schalung

Der hier aufgezeigte Fehler bei der Entfernung der Schalung ist so schwerwiegend, dass die Tragfähigkeit der Schiene gegen Null geht. Somit ist die gezeigte Schiene zur Befestigung der geplanten Fassade nicht mehr brauchbar. Die Problematik wurde vom ausführenden Personal erkannt und es wurden Korrekturmaßnahmen einge-

leitet, die die Tragfähigkeit der Schiene sichern sollten. Im vorliegenden Fall wurde die Betonoberfläche mit Mörtel verspachtelt (Bild 10.12).



Bild 10.12: Versuch einer Korrektur durch Aufbringen von Mörtel

Da allerdings der Mörtel den ausgebrochenen Kegel nicht wieder mit dem Betonkörper verbinden kann, ist die gewählte Maßnahme ohne Wirkung. Folglich ist keine wesentliche Tragfähigkeit der Schiene gegeben.

Eine ähnliche Korrekturmaßnahme konnte in einem Fall beobachtet werden, bei dem eine Ankerschiene falsch eingebaut war, so dass eine Befestigung der geplanten Halteplatte einer Fassade nicht möglich war. Daher wurde in den Beton ein Loch für die Schiene gestemmt, in die Öffnung eine Schiene eingesetzt (Bild 10.13) und der Zwischenraum mit Quellmörtel gefüllt. Ob die erforderliche Last eingeleitet werden kann, wurde nicht nachgeprüft. Die aufnehmbare Last dürfte jedoch wesentlich reduziert sein, da Zugkräfte über die Fuge zwischen Mörtel und Beton in den Ankergrund eingeleitet werden müssen und die Tragfähigkeit der Fuge i.a. geringer ist als die eines homogenen Betons.



Bild 10.13: Ankerschiene eingebaut mit Quellmörtel

Die beschriebenen Untersuchungen wurden auf insgesamt 4 Baustellen und in 2 Fertigteilverwerken durchgeführt. Aus den Untersuchungen können keine statistischen Aussagen über die Häufigkeit von Einbaufehlern getroffen werden, aber die Beispiele zeigen deutlich, dass die Hersteller dringend das Verständnis für das Bauprodukt Ankerschiene schärfen und auf mögliche Fehlerquellen, idealerweise durch Schulungen bei den Anwendern, hinweisen sollten.

10.4 Versuche zur Klärung des Einflusses von Einbaufehlern auf die Betonausbruchlast

Mit den durchgeführten Versuchen sollte der Einfluss eines zu hohen und zu tiefen Einbaus der Schiene, der Einbau ohne nachzurütteln, Lufteinschlüsse neben der Schiene und der Einfluss einer dichten Bewehrung unter der Schiene geprüft werden. Die Versuche wurden mit Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm in schmalen Bauteilen mit $c_2 = c_3 = 75$ mm durchgeführt. Bei der Einbauvariante:

- Zu hoher oder zu tiefer Einbau: Die Schienen wurden jeweils 10 mm versetzt gegen die normale Einbausituation eingebaut. Bei der 10 mm zu hoch eingebauten Schiene ergibt sich somit eine Verankerungstiefe von $h_{ef} = 75$ mm und bei der zu tief eingebauten Schiene $h_{ef} = 95$ mm.
- Lufteinschlüsse: Sie wurden durch 10 mm dicke Schaumstoffstreifen simuliert, die links und rechts vollflächig an den Schienenkörper geklebt wurden. Durch diese Maßnahme wird der Schienenkörper von $b_{Pr} = 50$ mm auf 70 mm verbreitert.
- Dichte Bewehrung: Eine dichte Bewehrung wurde durch einen Stabstahl $\varnothing 20$ mm und einen Bügel $\varnothing 20$ mm simuliert. Der Stab $\varnothing 20$ mm wurde parallel zum Schienenkörper unterhalb dem senkrecht zur Schiene eingebauten Bügel angeordnet. Der Bügel wurde unmittelbar am Anker der Schiene befestigt.
- Ohne Nachverdichtung: Die Schiene wurde in den Beton eingedrückt und der überschüssige Beton mit einer Kelle abgezogen. Weitere Verdichtungsmaßnahmen wurden nicht durchgeführt. Weitere Detailangaben zu den Versuchen sind in Kraus/Eligehausen (2001/4) enthalten.

Weiterhin wurden Referenzversuche mit einwandfrei eingebauten Schienen und guter Nachverdichtung zum Vergleich geprüft. Die Versuchsparameter der Versuchsreihen sind in Tabelle 10.1 zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Einbauvariante	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände $c_1/c_2/c_3$ [mm]	Anzahl der Versuche	β_w [N/mm ²]	Versagenslast $N_{u \text{ mittel, 25}}$ [kN]
160	50/30	85	1	Referenz	200	200/75/75	3	27,6	34,90
161	50/30	85	1	10 mm zu hoch	200	200/75/75	3	27,6	30,33
162	50/30	85	1	10 mm zu tief	200	200/75/75	3	27,6	34,35
163	50/30	85	1	dichte Bewehrung	200	200/75/75	3	27,6	36,98
164	50/30	85	1	Lufteinschluss (10 mm li. und re.)	200	200/75/75	3	27,6	30,61
165	50/30	85	1	ohne Nachverdichtung	200	200/75/75	3	27,6	28,86

Tabelle 10.1: Parameter der Versuchsreihen 160 bis 165

In Bild 10.14 sind die Bruchlasten der Versuche der Reihen 161 bis 165 im Verhältnis zu den Referenzversuchen der Reihe 160 aufgetragen.

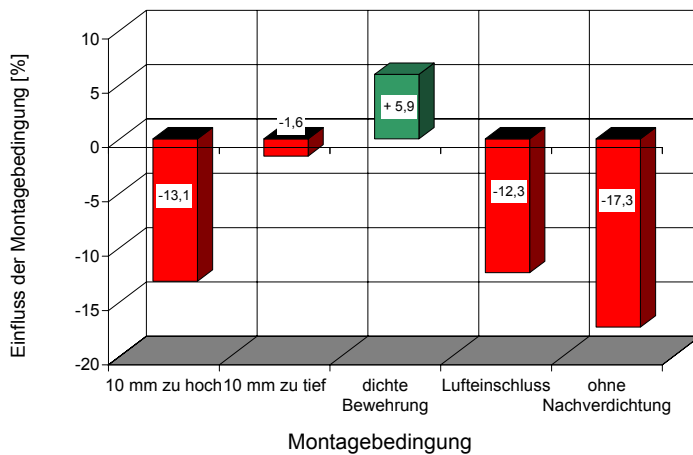


Bild 10.14: Einfluss der Montagebedingung auf die relative Tragfähigkeit der Schienen

Bild 10.14 zeigt, dass ein um 10 mm zu hoher Einbau der Schiene einen Tragfähigkeitsverlust von 13 % ergibt. Diese Traglastabminderung ist auch nach dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren zu erwarten. Bei Ankerschienen mit großem Randabstand ist mit einer Tragfähigkeitsminderung um ca. 17 % zu rechnen. Bei kleineren Verankerungstiefen ist bei einem um 10 mm zu hohen Einbau der Schiene mit noch höheren Tragfähigkeitsverlusten zu rechnen. Eine durch das zu tiefe Setzen der Schiene erwartete Tragfähigkeitssteigerung konnte nicht nachgewiesen werden.

Bei einer dichten Bewehrung wurde die Tragfähigkeit der Schiene zum Zeitpunkt der ersten Rissbildung als maßgebend betrachtet. Nach dem Erstriss konnte die Bruchlast durch den eingebauten Bügel noch weiter gesteigert werden. Durch die dichte Bewehrung lag die Erstrisslast nicht unter der Bruchlast der Referenzversuche. Somit konnte im vorliegenden Fall keine negative Beeinflussung der Bruchlast durch eine dichte Bewehrung aufgezeigt werden.

Durch die Simulation der Luftpfeinschlüsse in Form einer Schienenverbreiterung wurde eine Traglastabnahme von ca. 12 % verzeichnet. Die größte Traglastabnahme wurde allerdings durch den Verzicht auf Nachverdichtung beobachtet. Die Abnahme betrug ca. 17 %. Die beobachtete Tragfähigkeitsabnahme gilt nur für den hier verwendeten Beton mit plastischer Konsistenz. Bei Fließbetonen ist eine geringere, bei steiferen Betonen eine stärkere Abnahme der Bruchlasten zu erwarten.

Die Versuche haben Tragfähigkeitsabweichungen im Vergleich zur optimalen Montage gezeigt. Zur Berücksichtigung wird ein Sicherheitsbeiwert für die Montagesicherheit von $\gamma_2 = 1,2$ vorgeschlagen (vgl. Abschnitt 10.1). Ein Montagesicherheitsbeiwert $\gamma_2 = 1,0$ kann nur dann eingesetzt werden, wenn von einer optimalen Montage ausgegangen werden kann (z.B. Montage in gut organisierten Fertigteilverwerken).

10.5 Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung

Für die Bemessung von Ankerschienen wird ein Verfahren vorgeschlagen, bei dem die Belastung eines Ankers mit seinem Widerstand gegenüber Betonausbruch verglichen wird. Im Folgenden wird dieses Verfahren differenziert nach der Lasteinwirkung und dem Widerstand zusammengefasst.

10.5.1 Lastverteilung auf die Anker S_d

Aus den in Abschnitt 6 dargestellten Ergebnissen wurde abgeleitet, dass es für Ankerschienen sinnvoll ist, die Lastabtragung durch „Dreiecke“ anzunähern, welche die Lastausbreitung von Einzellasten über die Schiene beschreiben. Hierzu wurde die Einflusslänge l eingeführt, die den Bereich einer Ankerschiene beschreibt, in dem die von einer Einzellast aktivierbaren Anker liegen. Die Ergebnisse zeigten, dass sich die Einflusslänge l in der Bauteilfläche und am Bauteilrand nur unwesentlich unterscheiden. Für die Einflusslänge l wird Gleichung (10.5) vorgeschlagen.

$$l = 24 \cdot \sqrt{s} \quad \text{für } l \geq s \quad (10.5)$$

Anhand eines Beispiels wird in Abschnitt 6 die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Ankerlasten einer Ankerschiene bei Belastung mit einer beliebigen Einzellast ausführlich erläutert.

Ein Vergleich des vorgeschlagenen Modells zur Berechnung der Ankerlasten mit den Ergebnissen von ca. 200 nicht linearen FE-Rechnungen zeigt, dass die Beanspruchung des höchstbelasteten Ankers mit ausreichender Genauigkeit abgebildet wird. Das Verhältnis $N_u(\text{FE-Rechnung})/N_u(\text{Modell})$ beträgt im Mittel 1,07 mit einem Variationskoeffizienten von 18 %. Das Modell gilt für beliebige Lastangriffspunkte auch bei Angriff mehrerer Lasten an einer Schiene.

10.5.2 Widerstand der Ankerschiene R_d

Das vorgeschlagene Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit der einzelnen Anker einer Ankerschiene berücksichtigt, dass ggf. vorhandene Nachbaranker die Tragfähigkeit des betrachteten Ankers beeinträchtigen. Das Ausmaß der Beeinträchtigung wird dabei sowohl durch den Abstand s , als auch durch die Höhe der Belastung der benachbarten Anker $N_{\text{Nachbaranker}}/N_{\text{betrachteter Anker}}$ beeinflusst. Der mittlere Widerstand $N_{u,c}$ eines Ankers einer Schiene gegenüber Betonausbruch ergibt sich nach Gleichung (10.6).

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \alpha_{g,N} \cdot \alpha_{e,N} \cdot \alpha_{c,N} \cdot \alpha_{re,N} \quad (10.6)$$

mit: $N_{u,c}^0 =$ Mittlere Betonausbruchlast eines Einzelankers mit großem Achsabstand

$\alpha_{g,N} =$ Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses benachbarter Anker

$\alpha_{e,N} =$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Bauteilrändern
$\alpha_{c,N} =$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Bauteilecke
$\alpha_{re,N} =$	Faktor zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrung

Im Folgenden werden die einzelnen Faktoren erläutert.

Die mittlere Betonausbruchlast eines Einzelankers mit großem Achsabstand von ungerissenem Beton ergibt sich nach Gleichung (10.7)

$$N_{u,c}^0 = \text{Betonausbruchlast eines Einzelankers mit großem Achs- und Randabstand} \\ = 15,5 \cdot \alpha_{ch} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \beta_w^{0,5} \quad (10.7)$$

mit: $\alpha_{ch} =$ Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses des Schienenprofils auf die Betonausbruchlast

$$= \left(\frac{h_{ef}}{180} \right)^{0,15} \leq 1,0 \quad (\text{vgl. Abschnitt 5.3.2}) \quad (10.8)$$

Der Faktor $\alpha_{g,N}$ berücksichtigt den Einfluss benachbarter Anker auf die Betonausbruchlast des betrachteten Ankers. Er hängt vom Achsabstand der Anker sowie der relativen Belastung der Nachbaranker $N_{S,Nachbaranker}/N_{S,betr. Anker}$ ab. Der Faktor $\alpha_{g,N}$ wird nach Gleichung (10.9) berechnet.

$$\alpha_{g,N} = \text{Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von vorhandenen Nachbarankern auf die Betonausbruchlast} \\ = \frac{1}{1 + \sum_1^i \left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,N}} \right)^{1,5} \cdot \frac{N_i}{N_1}} \quad (10.9)$$

$N_i =$ Belastung des benachbarten Ankers

$N_1 =$ Belastung des betrachteten Ankers

mit: $s_{cr,N} = 2 c_{cr,N} =$ Charakteristischer Achsabstand (vgl. Abschnitt 5)

$$= 2 \cdot \left(2,8 - \frac{2,8 - 1,5}{180} h_{ef} \right) \cdot h_{ef} \geq 3,0 h_{ef} \quad (10.10)$$

Aus Gleichung (10.10) wird deutlich, dass bei Ankerschienen die kritischen Randabstände abweichend vom CC-Verfahren für Kopfbolzen bei Verankerungstiefen $h_{ef} < 180$ mm größer als $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ sind.

In Bild 10.15 wird anhand einer Ankerschiene mit 4 Ankern die Anwendung von Gleichung (10.6) verdeutlicht. Das Beispiel gilt für Ankerschienen mit großen Randabständen. Es wird angenommen, dass der Anker N_1 der höchstbelastete Anker der Schiene ist. Die Bestimmung der Lastverteilung erfolgt gemäß Abschnitt 10.5.1. Der Achsabstand der Schiene s sei kleiner als der ermittelte kritische Achsabstand $s_{cr,N}$. Gemäß Gleichung (10.6) werden alle Anker bei der Bemessung berücksichtigt, die einen Abstand kleiner $s_{cr,N}$ zum betrachteten Anker N_1 haben.

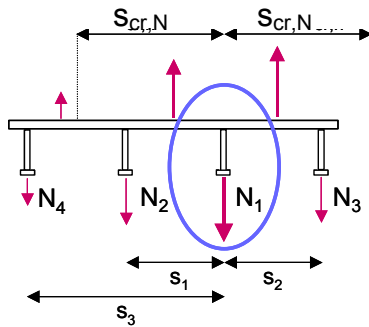


Bild 10.15: Anwendungsbeispiel für Gleichung (10.6)

Damit ergibt sich die Tragfähigkeit $N_{uc,1}$ des betrachteten Ankers aus dem Beispiel in Bild 10.15 zu:

$$N_{uc,1} = \frac{N_{u,c}(\text{Einzelanker})}{1 + \left(1 - \frac{s_1}{s_{cr,N}}\right)^{1,5} \cdot \frac{N_2}{N_1} + \left(1 - \frac{s_2}{s_{cr,N}}\right)^{1,5} \cdot \frac{N_3}{N_1}} \quad (10.11)$$

In Gleichung (10.11) wurde berücksichtigt, dass der Anker N_4 keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Anker N_1 hat.

$\alpha_{e,N}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Randabstandes auf die Betonausbruchlast. Er ergibt sich aus dem Verhältnis der projizierten Fläche des betrachteten Ankers $A_{c,N}$ (ohne Berücksichtigung von Nachbarankern, da dieser Einfluss durch den Faktor $\alpha_{g,N}$ erfasst wird) zur projizierten Fläche eines Ankers $A_{c,N}^0$ mit großem Randabstand und dem Randeinflussfaktor $\left(2 - c/c_{cr,N}\right)$ (vgl. Abschnitt 5.3.1). Bei Ankerschienen am Bauteilrand ist bei der Berechnung der projizierten Flächen $A_{c,N}$ der doppelte Randabstand einzusetzen (vgl. Bild 10.16), da durch den Schienenkörper eine volle Aktivierung des Betons verhindert wird (vgl. Abschnitt 5.4). Das Verhältnis $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ entspricht damit dem Faktor $c/c_{cr,N}$. Damit erhält man:

$$= \frac{c}{c_{cr,N}} \cdot \left(2 - \frac{c}{c_{cr,N}}\right) \leq 1,0 \quad (10.12)$$

$c_{cr,N}$ $c_{cr,N}$ nach Gleichung (10.10)

Bei Ankerschienen in schmalen Bauteilen (Bild 10.17) ist der kleinere der beiden Randabstände c_2 und c_3 in Gleichung (10.12) einzusetzen (vgl. Abschnitt 5.4). Damit erhält man Gleichung 10.13):

$$\alpha_{e,N} = \frac{c \min(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \cdot \left(2 - \frac{c \min(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \right) \leq 1,0 \quad (10.13)$$

Gleichung (10.13) kann auch durch eine Potenzialfunktion angenähert werden.

$$\alpha_{e,N} = \left(\frac{c \min(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \right)^{0,5} \quad (10.14)$$

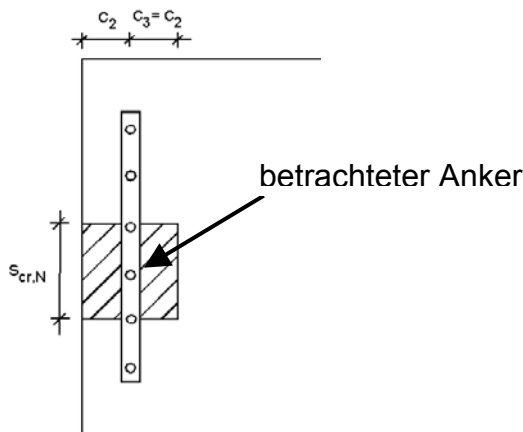


Bild 10.16: Aktivierbare projizierte Fläche eines Ankers einer Ankerschiene am Bauteilrand. Der Einfluss benachbarter Anker wird vernachlässigt, weil er mit dem Faktor $\alpha_{g,N}$ erfasst wird.

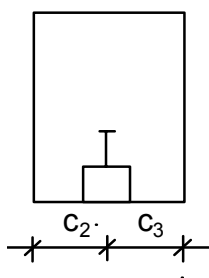


Bild 10.17: Ankerschiene in einem schmalen Bauteil

$\alpha_{c,N}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Eckabstandes des betrachteten Ankers. Er ergibt sich aus dem Verhältnis der projizierten Fläche $A_{c,N}$ des Eckankers (Bild 10.18) zur projizierten Fläche $A_{c,N}^0$ und dem Randeinflussfaktor $(2 - c/c_{cr,N})$ (vgl. Abschnitt 5.3.1). Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass ein Teil dieser Einflüsse bereits im Faktor $\alpha_{e,N}$ erfasst ist.

$$\begin{aligned}\alpha'_{c,N} &= \frac{2 \cdot c_{\min}(c_2, c_3) \cdot (c_1 + c_{cr,N})}{s_{cr,N}^2} \cdot \left(2 - \frac{c_{\min}(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \right) \\ &= \underbrace{\frac{2 \cdot c_{\min}(c_2, c_3)}{2 \cdot c_{cr,N}} \cdot \left(2 - \frac{c_{\min}(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \right)}_{\alpha_{e,N}} \cdot \underbrace{\frac{(c_1 + c_{cr,N})}{s_{cr,N}}}_{\alpha_{c,N}}\end{aligned}$$

Damit ergibt sich:

$$\alpha_{c,N} = \frac{(c_1 + c_{cr,N})}{s_{cr,N}} \quad (10.15)$$

$s_{cr,N} = 2 c_{cr,N}$ nach Gleichung (10.10)

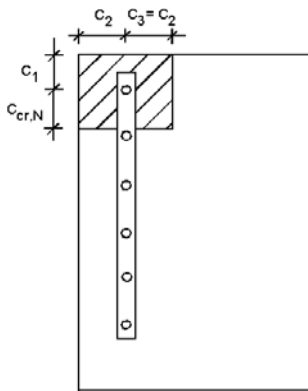


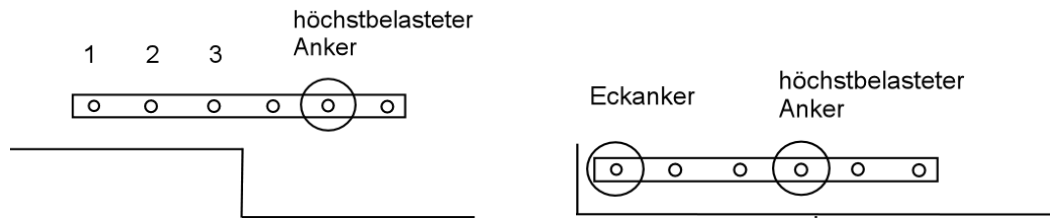
Bild 10.18: Aktivierbare projizierte Ausbruchfläche des Eckankers einer Ankerschiene in einer Bauteilecke

$$\begin{aligned}\alpha_{re,N} &= \text{Einfluss einer dichten Bewehrung. Er wird wie bei Kopf-} \\ &\quad \text{bolzen und Dübel angenommen und beträgt nach Ab-} \\ &\quad \text{schnitt 3.2.3.2} \\ &= 0,5 + h_{ef} / 200 \leq 1,0 \quad (\text{Achsabstand der Bewehrung} \\ &\quad < 150 \text{ mm}) \quad (10.16) \\ &= 1,0 \quad (\text{Achsabstand der Bewehrung} \geq 150 \text{ mm}) \quad (10.17)\end{aligned}$$

Bisher wurde vorausgesetzt, dass der Anker mit der ungünstigsten Lage (z.B. Eckanker) auch der höchstbelastete Anker ist. Es kann jedoch vorkommen, dass der Anker mit der ungünstigsten Lage nicht der höchstbelastete Anker ist. Beispiele sind in Bild 10.19 dargestellt. Maßgebend für die Tragfähigkeit der Ankerschiene ist der Anker mit dem höchsten Verhältnis angreifende Last N zur Betonausbruchlast dieses Ankers $N_{u,c}$. Daher sind in dem Beispiel in Bild 10.19 a der höchstbelastete Anker der Schiene sowie der ungünstigste Anker der Anker Nr. 1 bis 3 und in Bild 10.19 b der höchstbelastete Anker sowie der Eckanker zu untersuchen.

Der Widerstand eines Ankers hängt von der Belastung der Nachbaranker ab. Daher ist auch bei Ankerschienen mit konstantem Randabstand für alle Anker und Fehlen eines Eckenflusses u.U. nicht der höchstbelastete Anker für die Bemessung maßgebend (z.B. wenn die Nachbaranker nur gering belastet sind), sondern ein Anker mit zwar geringerer Belastung jedoch relativ hoch belasteten Nachbarankern (ein Bei-

spiel zeigt Bild 10.19 c). Daher sind u.U. weitere Anker zu untersuchen, um den Anker mit dem höchsten Verhältnis $N/N_{u,c}$ zu finden.



a) b)
Bilder 10.19 a und b: Bestimmung des kritischen Ankers einer Ankerschiene

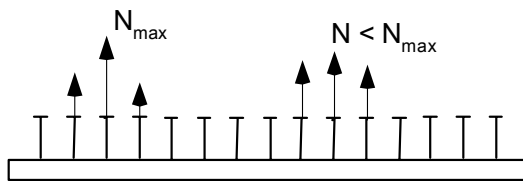


Bild 10.19 c): Bestimmung des kritischen Ankers einer Ankerschiene

In Bild 10.20 und Bild 10.21 werden die rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (10.6) mit den in 86 FE-Rechnungen (Bild 10.20) bzw. in 201 Versuchen (Bild 10.21) mit Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung ermittelten Bruchlasten verglichen. Bei den ausgewerteten Versuchen war immer der höchstbelastete Anker auch der maßgebende Anker. Dabei wurde der Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.13) verwendet.

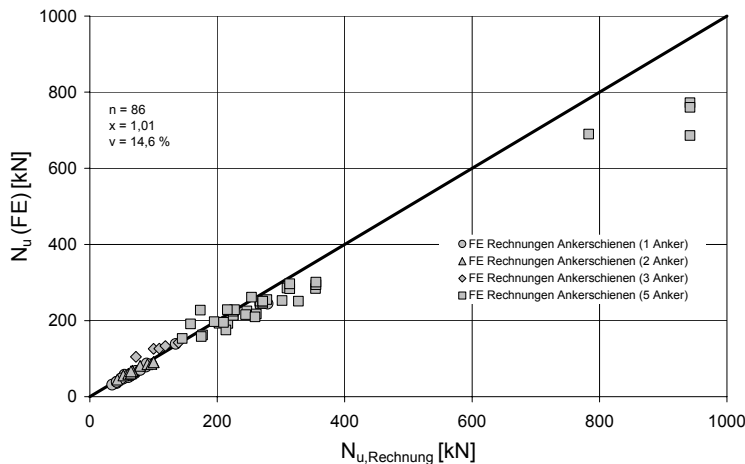


Bild 10.20: Vergleich zwischen den in FE Rechnungen ermittelten Bruchlasten von Ankerschienen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell (Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.13)) ermittelten Werten

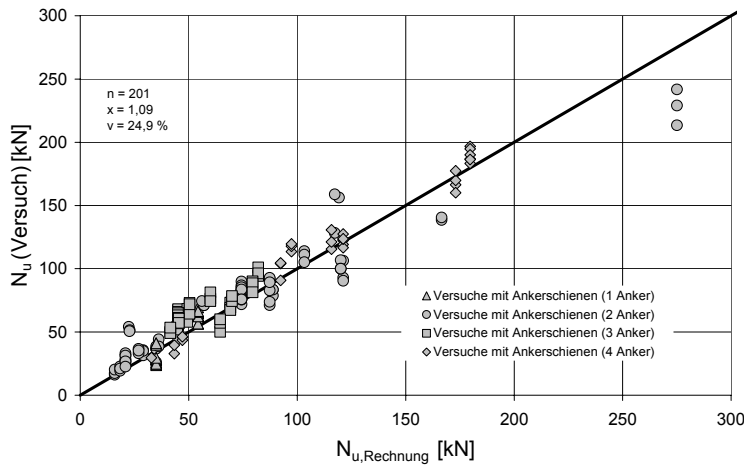


Bild 10.21: Vergleich zwischen den in Versuchen gemessenen Bruchlasten von Ankerschienen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell (Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.13)) ermittelten Werten

Der Vergleich zwischen den sowohl in Versuchen gemessenen als auch mit FE-Rechnungen ermittelten Bruchlasten von Ankerschienen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell berechneten Werten zeigt eine gute Übereinstimmung (Bilder 10.20 und 10.21). Das Verhältnis $N_u (FE)/N_{u, \text{Rechnung}}$ beträgt im Mittel 1,01 mit einem Variationskoeffizient von 14,6 % und das Verhältnis $N_u (\text{Versuch})/N_{u, \text{Rechnung}}$ im Mittel 1,09 mit einem Variationskoeffizient von 24,9 %

In Bild 10.22 und Bild 10.23 sind die Ergebnisse der gleichen FE-Rechnungen bzw. Versuche ausgewertet, allerdings wurde der Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.14) eingesetzt.

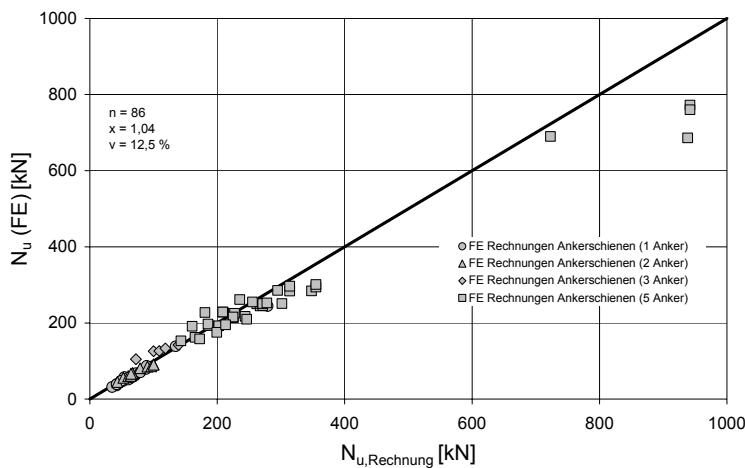


Bild 10.22: Vergleich zwischen den in FE Rechnungen ermittelten Bruchlasten von Ankerschienen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell (Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.14)) ermittelten Werten

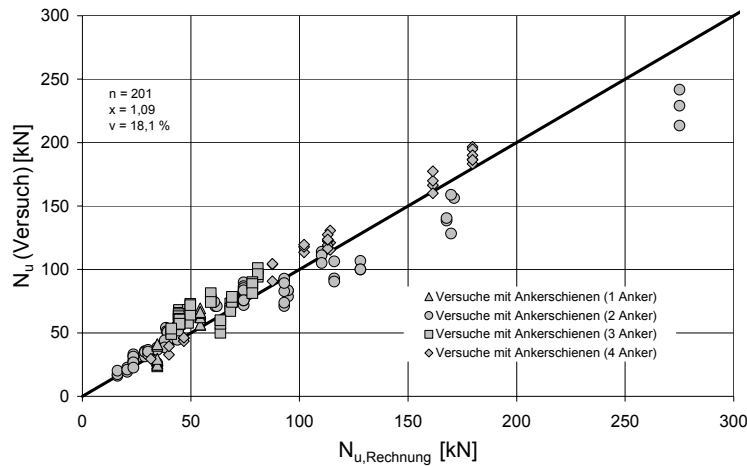


Bild 10.23: Vergleich zwischen den in Versuchen gemessenen Bruchlasten von Ankerschienen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell (Faktor $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.14)) ermittelten Werten

Der Vergleich zwischen den gleichen Ergebnissen und den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell berechneten Werten, allerdings unter der Berücksichtigung des Faktors $\alpha_{e,N}$ nach Gleichung (10.14) statt nach Gleichung (10.13), zeigt eine ähnlich gute Übereinstimmung (Bilder 10.22 und 10.23).

Für die Bemessung von Ankerschienen wird der charakteristische Widerstand benötigt. Dabei wird berücksichtigt, dass Ankerschienen in der Regel im gerissenen Beton eingesetzt werden.

Zur Bestimmung des charakteristischen Widerstandes des untersuchten Ankers im gerissenen Beton wird auf die Regelungen für Kopfbolzen zurückgegriffen. Es wird angenommen, dass die 5 %-Fraktile der Bruchlasten das 0,75-fache des Mittelwertes beträgt und der Einfluss von Rissen im Beton mit dem Faktor $\alpha_w = 0,7$ erfasst werden kann.

Damit erhält man:

$$N_{Rk,c}^0 = \text{= charakteristischer Widerstand eines Einzelankers mit großem Achs- und Randabstand im gerissenen Beton} \\ = 0,7 \cdot 0,75 \cdot 15,5 \cdot \alpha_{ch} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \beta_{w,N}^{0,5} \quad (10.18)$$

$$= 8,1 \cdot \alpha_{ch} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \beta_{w,N}^{0,5} \quad (10.19)$$

$$\alpha_{ch} = \left(\frac{h_{ef}}{180} \right)^{0,15} \leq 1,0 \quad (10.20)$$

$$\beta_{w,N} = \text{= Nenndruckfestigkeit des Betons nach DIN 1045}$$

Bei Bauteilen nach DIN1045-1 (2002) wird die Betondruckfestigkeit an Zylindern bzw. Würfeln mit 150 mm Kantenlänge bestimmt. Setzt man die Würfeldruckfestigkeit an ergibt sich mit $f_{cc,150} = 1,05 f_{cc,200}$:

$$N_{Rk,c}^0 = 8,0 \cdot \alpha_{ch} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck,150}^{0,5} \quad (10.21)$$

$f_{ck,150}$ = charakteristische Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge

Zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes des betrachteten Ankers im gerissenen Beton ist in Gleichung (10.6) anstatt $N_{u,c}^0$ nach Gleichung (10.7) der Wert $N_{Rk,c}^0$ nach Gleichung (10.19) bzw. (10.21) einzusetzen.

Bild 10.24 zeigt einen Vergleich der nach Gleichung (10.6) in Verbindung mit Gleichung (10.19) berechneten Bruchlasten von Ankerschienen im gerissenen Beton mit in Versuchen gemessenen Werten.

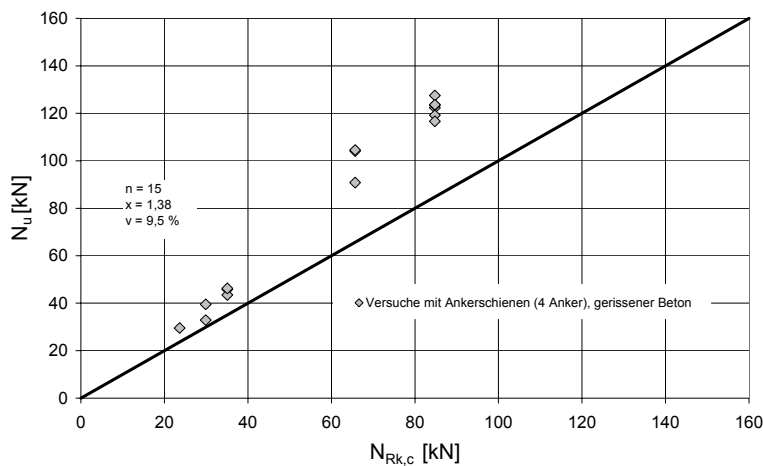


Bild 10.24: Vergleich der in Versuchen im gerissenen Beton gemessenen Bruchlasten von Ankerschienen mit den nach Gleichung (10.6) in Verbindung mit Gleichung (10.19) berechneten Werten

Der Vergleich zeigt, dass alle in den Versuchen ermittelten Bruchlasten über den rechnerisch ermittelten charakteristischen Bruchlasten der Ankerschienen liegen.

Es sei darauf hingewiesen, dass selbstverständlich auch eine Bemessung gegen Stahlversagen der Ankerschiene (Aufbiegen der Schienenschenkel, Versagen der Schiene auf Biegung, Versagen des Ankers, Ab- bzw. Herausreißen des Ankers vom Schienenrücken) und Herausziehen des Ankers erforderlich ist. Auf diese Versagensarten wird in dieser Arbeit nicht eingegangen. Weiterhin sind minimale Randabstände einzuhalten, um eine Schädigung des Betons durch Spaltrissbildung bei der Montage zu verhindern. Darauf wird in dieser Arbeit ebenfalls nicht eingegangen.

10.6 Bewertung der Ergebnisse

Die Auswertungen der Versuche zeigen, dass innerhalb einer Versuchsreihe die Streuungen meist $V \leq 15\%$ betragen. Damit ergibt sich $\gamma_3 = 1,0$. Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass bei der Montage von Ankerschienen nicht grundsätzlich von einem System mit hoher Montagesicherheit ausgegangen werden

kann. Aufgrund der Tragfähigkeitsabweichungen im Vergleich zur optimalen Montage wird ein Sicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit von $\gamma_2 = 1,2$ vorgeschlagen. Ein Montagesicherheitsbeiwert $\gamma_2 = 1,0$ kann nur dann eingesetzt werden, wenn eine optimale Montage auf der Baustelle zu erwarten ist bzw. nachgewiesen werden kann. Dazu müsste entweder das Personal für die Montage der Schienen entsprechend geschult und überwacht werden, oder der einwandfreie Einbau sollte durch eine sachgerechte und dokumentierte Abnahme der Schienen nachgewiesen werden.

11. Zusammenfassung

Die Ankerschiene ist ein Bauprodukt, das bereits seit der Patentierung im Jahr 1913 im Stahlbetonbau verwendet wird. Sie lässt sich in die Gruppe der Einlegeteile einordnen und leitet die am Schienenprofil angreifenden Lasten über Anker in den umgebenden Beton ab. In Deutschland unterliegen alle Bauausführungen, von denen im Versagensfall eine Gefährdung von Personen und Sachen ausgehen kann, der bauaufsichtlichen Genehmigung. In den aktuellen Zulassungen für Ankerschienen sind zulässige Lasten, Grenzwerte für die beim Einbau einzuhaltenen Randabstände, für die gegenseitigen Abstände der angreifenden Lasten und für die minimalen Bauteilabmessungen angegeben. Die Regelungen in diesen Zulassungen bieten nicht die Möglichkeiten einer variablen Bemessung der Ankerschienen wie sie für Dübel und Kopfbolzen bekannt ist, sondern sie spiegeln lediglich ein starres Gerüst von Forderungen wider, welche die möglichen Anwendungsfälle und Einbausituationen eingrenzen.

Es war Ziel der vorliegenden Arbeit den Kenntnisstand über das Tragverhalten von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung zu erweitern, um sie in jeder beliebigen Einbausituation, unter Berücksichtigung der angreifenden Last, der Schienenlänge und der Ankeranzahl, bemessen zu können. Hierzu wurden umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, die zu folgenden Ergebnissen führten:

Geometrische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Ankerschienen:

Die Beanspruchung des Ankergrundes durch Ankerschienen unterscheidet sich von der Beanspruchung durch Kopfbolzen, da die einbetonierte Schiene eine Störstelle im Beton darstellt, die sich bei der meist auftretenden Versagensart Betonausbruch ungünstig auf die Tragfähigkeit auswirkt. Die Verminderung der Betonausbruchlast im Vergleich zu Kopfbolzen ist auf eine Längsrissbildung unter dem Schienenkörper zurückzuführen, die durch die Aussparung im Beton begünstigt wird. Sie hängt vom Verhältnis Höhe der Schiene h_{Profil} zur Verankerungstiefe h_{ef} ab. Ab einer Verankerungstiefe von $h_{\text{ef}} > 180 \text{ mm}$ und einem für diese Schienen üblichen Verhältnis $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} < 0,23$ ist der Einfluss vernachlässigbar gering. Die Längsrissbildung unter dem Schienenkörper führt bei Schienen am Bauteilrand zu einem im Vergleich zu Kopfbolzen veränderten Bruchmechanismus. Auf diese Längsrissbildung ist zurückzuführen, dass bei Ankerschienenmeterware am Bauteilrand die Tragfähigkeit der Schiene unabhängig davon ist, ob sie einen Rand c_2 oder zwei Ränder $c_3 \geq c_2$ parallel zur Schiene aufweist. Eine Weiterführung von Untersuchungen von Zhao (1994) zeigte, dass auch bei Ankerschienen der kritische Ankerabstand $s_{\text{cr,N}}$ von der Verankerungstiefe der Anker abhängt.

Bei der Beschreibung des Tragverhaltens von Ankerschienen, konnte nicht auf das CC-Verfahren für Kopfbolzen zurückgegriffen werden, da dieses Verfahren davon ausgeht, dass alle Anker einer Gruppe gleichmäßig beansprucht werden bzw. die Beanspruchung der einzelnen Anker nach der Elastizitätstheorie unter Ansatz einer unendlich steifen Ankerplatte berechnet werden kann. Diese Voraussetzung ist bei Ankerschienen nicht gegeben, da der Lastangriff an der Schiene und damit die Belastung der Anker prinzipiell beliebig ist.

Deshalb wurde ein Modell zur Bemessung von Ankerschienen vorgeschlagen, das zunächst die Verteilung einer an der Ankerschiene angreifenden Last auf die Anker der Schiene beschreibt. Die Lastabtragung wird durch „Dreiecke“ angenähert, die die Lastausbreitung von Einzellasten über die Schiene beschreiben. Hierzu wurde die Einflusslänge l eingeführt, die den Bereich einer Ankerschiene definiert, in dem die von einer Einzellast aktivierbaren Anker liegen. Bei bekannter Belastung der einzelnen Anker einer Schiene wird der Widerstand des kritischen Ankers der Schiene bestimmt. Im Vergleich zum CC-Verfahren für Kopfbolzen wird bei dem vorgeschlagenen Verfahren mit Einflussfaktoren nicht die Bruchlast einer Gruppe, sondern die Bruchlast des untersuchten Ankers bestimmt. Das Modell berücksichtigt, dass die Tragfähigkeit des betrachteten Ankers durch den Abstand und die Belastung ggf. vorhandener Nachbaranker sowie durch Rand- und Eckabstände beeinflusst wird. Es beruht im wesentlichen auf den gleichen mechanischen Vorstellungen wie das CC-Verfahren.

Weitere Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Ankerschienen:

Weiterhin wurde untersucht, ob und ggf. wie sich hygrische Verformungen des Betons auf die Betonausbruchlast von Ankerschienen auswirken. Sowohl durch Messungen, als auch durch Finite Element Studien konnte senkrecht zur Schienenlängsachse tendenziell eine Rissentwicklung als Folge von hygrischen Betonverformungen nachgewiesen werden. Da die traglastmindernden Einflüsse aus hygrischen Betonverformungen automatisch in den Versuchsergebnissen zu den geometrischen Einflüssen des Schienenkörpers beinhaltet sind, ergeben sich aus den hygrischen Einflüssen keine weiteren Traglastabminderungen für die Bemessung von Ankerschienen.

In weiteren Versuchen wurde die Auswirkung einer mangelhaften Nachbehandlung des Betons oder extremer Witterungsbedingungen auf das Tragverhalten von Ankerschienen untersucht. Aus den Ergebnissen der Versuche und von numerischen Untersuchungen konnte gefolgert werden, dass mangelnde Nachbehandlung oder extreme Austrocknung des Betons zwar eine negative Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit des Betons haben, die Betonausbruchlast der Ankerschiene jedoch nicht reduziert wird. Dies ist damit zu begründen, dass die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln primär von der Betonbruchenergie abhängt und diese durch die o.g. Parameter nicht wesentlich beeinflusst wird. Wurden die Versuchskörper ($w/z = 0,69$) 41 Frost-Tau-Wechseln unterworfen, nahm die Betonausbruchlast um ca. 10 % ab. Bei Verwendung von frostbeständigem Beton ist eine geringere Abnahme zu erwarten.

Bemessung von Ankerschienen

In Abschnitt 10 wird ein Verfahren zur Bemessung von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung bei der Versagensart Betonausbruch vorgeschlagen, das auf dem Sicherheitskonzept der Teilsicherheitsbeiwerte beruht. Dieses Sicherheitskonzept weist einen Teilsicherheitswert γ_{Montage} auf. Zur Bestimmung dieses Teilsicherheitsbeiwertes wurden Untersuchungen auf der Baustelle und Versuche im Labor durchgeführt.

Die Untersuchungen auf der Baustelle (Abschnitte 10.2 und 10.3) haben gezeigt, dass beim Einbau von Ankerschienen eine Reihe von Fehlern auftreten können (An-

kerschiene zu hoch oder zu tief eingebaut, Ansammeln von Wasser und Luft unterhalb der Schiene, Schienen in frischen Beton eingedrückt ohne Nachrütteln des Betons). In Versuchen wurde der Einfluss von Montageungenauigkeiten auf die Betonbruchlast untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass im Vergleich zur optimalen Montage durch die genannten Einbaufehler Tragfähigkeitsdefizite entstehen können. Basierend hierauf wird ein Sicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit von $\gamma_2 = 1,2$ vorgeschlagen. Ein Montagesicherheitsbeiwert $\gamma_2 = 1,0$ kann nur dann eingesetzt werden, wenn eine optimale Montage auf der Baustelle zu erwarten ist bzw. nachgewiesen werden kann. Dazu müsste entweder das Personal für die Montage der Schienen entsprechend geschult und überwacht werden, oder der einwandfreie Einbau sollte durch eine sachgerechte und dokumentierte Abnahme der Schienen nachgewiesen werden.

Da auch grob fahrlässige Ausführungen von Ankerschienen in der Praxis beobachtet wurden, weist der Verfasser auf die Einhaltung der Montagevorschriften der Hersteller ausdrücklich hin.

Ausblick:

In der vorliegenden Arbeit wurde ausschließlich das Tragverhalten von Ankerschienen unter vorwiegend ruhender zentrischer Zugbelastung behandelt. Sowohl das Tragverhalten von Ankerschienen unter anderen Lastrichtungen, wie Quer- und Schrägzug, als auch unter nicht ruhender Belastung sollte weiter untersucht werden. Ebenso sollte das Tragverhalten von diversen Sonderankerschienen (z.B. Eckschienen) überprüft werden.

Literaturverzeichnis:

- Asmus, J. (1997): Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons, Dissertation, Mitteilung Nr. 1994/1 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
- Batran, B.; Bläsi, H.; et. al. (1995): Fachwissen Bau, Verlag Handwerk und Technik, Stuttgart, 1995
- Bauingenieur 67, (1992): Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung
- Bazant, Z. P. (1984): Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock Metal. Journal of Engineering Mechanics, ACSE, 110, No. 4, April 1984, S. 518-535
- CEB-Comite (1993): Euro-International du Beton- EB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information No. 213/214, Lausanne, 1993
- Deutsches Institut für Bautechnik (1976): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Halfeneisen- Ankerschienen HTA- Q, Zulassungsnummer Z-21.4-34, Berlin, 24.Mai 1976
- Deutsches Institut für Bautechnik (1996): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Halfen- Ankerschienen HZA, Zulassungsnummer Z-21.4-145, Berlin, 01.Januar 1996
- Deutsches Institut für Bautechnik(1998/1): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Halfen-Ankerschienen HTA, Zulassungsnummer Z-21.4-34, Berlin, 1. Januar 1998
- Deutsches Institut für Bautechnik (1998/2): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Jordahl-Ankerschiene Typ JTA und JTA-R, Zulassungsnummer Z-21.4-151, Berlin, 1. Januar 1998
- Deutsches Institut für Bautechnik (1998/3): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für DEHA- Ankerschiene DBA, Zulassungsnummer Z-21.4-1540, Berlin 01. Januar 1998
- Eligehausen, R. Sawade, G. (1989): A Fracture Mechanics based of headed Studs embedmended in Concrete. Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications. In: Elfgren, L., Chapman und Hall (Herausgeber), London, New York, 1989, S. 281-299
- Eligehausen, R.; Bouska, P.; Cervenka, V.; Puckl, R. (1992): Size Effect of Concrete Cone Failure Load of Anchor Bolt. In: Bazant, Z. P. (Herausgeber), Fracture Mechanics of Concrcte Structures. S. 517-525, Elsevier Applied Science, London, New York
- Eligehausen, R. (1995): Gutachtliche Stellungnahme zur Bemessung von Ankerschienen im ungerissenen und gerissenen Beton, Teil 1: Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung unter vorwiegend ruhender Belastung, Stuttgart, 1995
- Eligehausen, R. (1995): Gutachtliche Stellungnahme zur Bemessung von Ankerschienen im ungerissenen und gerissenen Normalbeton, Teil 2 Ankerschienen mit Rückhängebewehrung unter vorwiegend ruhender Belastung, Stuttgart, 1995
- Eligehausen, R. (1998): Nachtrag 4 zur Gutachtlichen Stellungnahme vom 12.04.1995 zur Bemessung von Ankerschienen im ungerissenen und gerisse-

- nen Beton, Teil 1: Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung unter vorwiegend ruhender Belastung - Tragfähigkeit bei Beanspruchung durch beliebig angreifende zentrische Zuglasten, Stuttgart, 1998
- Eligehausen, R. (2002): Mündliches Interview, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002
- Eligehausen, R.; Mallée, R. (2000): Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, Ernst & Sohn, Berlin, 2000
- Falkner, H.: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen, Heft 208, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau
- Fleischer, W.(1992): Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton, Bericht aus dem Baustoffinstitut, 1992
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1993/1): Zentrische Zugversuche mit Ankerschienen zur Untersuchung des Spaltens und des lokalen Betonausbruchs. Prüfungsbericht 28.04.1993 – 25-10659-1
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1993/2): Zentrische Zugversuche mit Ankerschienen zur Untersuchung des Spaltens und des lokalen Betonausbruchs. Prüfungsbericht 28.04.1993 – 25-10659-1
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1993/3): Zentrische Zugversuche mit Ankerschienen im gerissenen Beton. Prüfungsbericht vom 12.05.93
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1993/4): Zentrische Zugversuche mit Ankerschienen im ungerissenen, bewehrten Beton. Prüfungsbericht vom 16.06.93
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1995): Versuche mit Ankerschienen im ungerissenen und gerissenen Beton. Prüfungsbericht vom 18.12.95
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1996): Zentrische Zugversuche mit langen Ankerschienen (Meterware) zur Untersuchung des Spaltens und des lokalen Betonausbruchs. Prüfungsbericht vom 02.09.96
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1997): Zentrische Zugversuche mit langen Ankerschienen (Meterware) im ungerissenen Beton zur Untersuchung des Spaltens und des lokalen Betonausbruchs. Prüfungsbericht vom 04.04.97
- Furche, J. (1994): Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation, Mitteilung Nr. 1994/2 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994
- Grube, H. (1991): Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile, Verein Deutscher Zementwerke e. V., Beton – Verlag GmbH, Düsseldorf, 1991
- Hasenjäger, S. (1965): Stahl- Tafel der Handelsprofile, Beton-Kalender Taschenbuch für den Beton und Eisen Betonbau, T. 1 S. 121, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1965
- Hofmann, J. (1999): Tragverhalten von Ankerschienen, Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999

-
- Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.E. (1976): Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research 6, 773-782, 1976
- Jänicke, B. (1997): Diplomarbeit „Historische Entwicklung der Befestigungstechnik im Bauwesen“, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 15.05.1997
- Jankowski, D.: Zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen in Beton. Dissertation, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 88-8 des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1988
- Kleinlogel, A. (1928): Versuche mit Wema- Ankerschienen, Beton und Eisen 1928, S.379ff
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1998/1): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30, Einfluß der Ankerkopfform auf das Tragverhalten von Ankerschienen, Bericht Nr. AF 98/9 – H/D 110800/2 , Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 25.11.1998
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1998/2): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30 und Einzelbolzen am Bauteilrand in niederfestem Beton, Vergleich Kopfbolzen – Ankerschienen, Bericht Nr. AF 98/10 – H/D 110800/3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 08.12.1998
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1998/3): Zentrische und exzentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen, Einfluss einer exzentrischen Belastung auf das Tragverhalten von Ankerschienen, bei Einbau senkrecht zum Bauteilrand, Bericht Nr. AF 98/11 – H/D 110800/4, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 14.12.1998
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/1): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30, Einfluss der Prüfmethode „gegenüberliegende Ankerschienen“, Bericht Nr. AF 98/12 – H/D 110800/5, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 18.01.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/2): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30, Näherungsmodell „Einzelbolzenmethode“, Bericht AF 99/1 – H/D 110800/6, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 20.01.1998
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/3): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30, Tragverhalten von Ankerschienen Meterware bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 99/02 – H/D 110800/7, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 15.04.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/4): Zentrische Zugversuche mit Halben Sonderschienen Profil 50/30 im Riss $\Delta w=0,3\text{mm}$, Näherungsmodell „Einzelbolzenmethode“, Bericht Nr. AF 99/3 – H/D 110800/8, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 28.06.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/5): Bericht über die Untersuchung des Einflusses von hygri-schen Betonverformungen auf das Tragverhalten von Ankerschienen, Bericht Nr. AF 99/06 – H/D 110800/11, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 24.11.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/6): Zentrische Zugversuche an Meterware Sonderschienen Profil 50/30, Kopfbolzen, Kopfbolzenleisten, Hinterschnitt- und

- Spreizdübel in Reihenordnung, Bericht Nr. AF 99/07 – H/D 110800/12, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 18.11.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/7): Zentrische Zugversuche in der Bauteilfläche an Sonderschienen Profil 50/30 sowie Kopfbolzen mit und ohne Ankerplatten, Bericht AF 99/08 – H/D 110800/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 16.11.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (1999/8): Zentrische Zugversuche in ungerissenem Beton an Meterware Sonderschienen Profil 50/30 und Kopfbolzen in Reihenordnung, Bericht Nr. AF 99/09 – H/D 110800/14, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 30.11.1999
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/1): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienen bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 99/05 - H/D 110800/10, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 08.08.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/2): Zentrische Zugversuche an Meterware Sonderschienen Profil 28/15 und Profil 50/30 in Reihenordnung bei verschiedenen Randabständen, z.T. mit Mattenbewehrung, Bericht Nr. AF 00/12 – H/D 110800/15, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 26.10.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/3): Untersuchung des Einflusses von verschiedenen Betonparametern auf das Tragverhalten von Ankerschienen und Kopfbolzen bei zentrischer Zugbelastung, Bericht Nr. AF 00/13 – H/D 110800/16, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 21.11.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/4): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 28/15 (Schiene linear-elastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/19 - H/D 110800/19 , Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 10.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/5): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 28/15 (Schiene elastisch-plastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/20 - H/D 110800/20, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 10.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/6): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 28/15 (Schiene linear-elastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/17 - H/D 110800/17, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 11.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/7): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 28/15 (Schiene elastisch-plastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/18 - H/D 110800/18, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 11.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/8): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 50/30 (Schiene linear-elastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/21 - H/D 110800/21, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 14.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/9): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 50/30 (Schiene elastisch-plastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/22 - H/D

- 110800/22, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 14.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/10): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 50/30 (Schiene linear-elastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/23 - H/D 110800/23, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 15.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/11): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 50/30 (Schiene elastisch-plastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/24 - H/D 110800/24, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 18.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/12): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 72/48 (Schiene linear-elastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/25 - H/D 110800/25, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 12.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/13): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 72/48 (Schiene elastisch-plastisch) am Bauteilrand bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/26 - H/D 110800/26, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 12.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/14): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 72/48 (Schiene linear-elastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/27 - H/D 110800/27, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 18.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2000/15): Bericht über Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profil 72/48 (Schiene elastisch-plastisch) in der Bauteilfläche bei zentrischem Zug, Bericht Nr. AF 00/28 - H/D 110800/28, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 18.12.2000
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2001/1): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienen am Bauteilrand bei zentrischem Zug im Vergleich mit Kopfbolzen, Bericht Nr. AF 00/01 – H/D 110800/15, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 14.02.2001
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2001/2): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenkurzstücken bei zentrischer Zugbelastung, Bericht Nr. AF 01/12 - H/D 110800/29, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 19.12.2001
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2001/3): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Profil 50/30 mit verschiedenen Verankerungstiefen, Bericht Nr. AF 01/13 – H/D 110800/30, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 19.12.2001
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2001/4): Finite Element Studien zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware Profile 28/15, 50/30 und 72/48 unter zentrischer Zugbelastung, Bericht Nr. AF 01/14 – H/D 110800/31, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 21.12.2001

-
- Kraus, J.; Eligehausen, R., (2002/1): Bericht über die Untersuchung des Einflusses von Einbaumängeln bzw. Einbauproblemen auf das Tragverhalten von Ankerschienen, Bericht Nr. AF 02/07 – H/D 110800/32, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 21.12.2001
- Kraus, J.; Potthoff, M., Eligehausen, R., (2002/2): Tragverhalten von Kopfbolzengruppen unter zentrischer Zugbelastung, Bericht Nr. AF 02/xx – H/D 110800/33, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Bericht in Vorbereitung
- Krüger, M. (2000): Mündliches Interview, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 15.12.2000
- Lohmeyer, G.(1989): Beton – Technik, Betonverlag 1989
- Lotze, D. (2000): Brief von Dr. Lotze (Fa. Halfen) an das Institut für Werkstoffe bezüglich eines Bemessungsvorschlages zur Berechnung von Mehrfachverankerungen vom 15. Juni 2000
- Mangold, M.(1994): Die Entwicklung von Zwangs- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Dissertation, Bericht aus dem Baustoffinstitut Nr. 1/1994, Technische Universität München, 1994
- Owen, D. B. (1962): Handbook of Statistical Tables. Addison-Wesley Publishing-Company, 1962
- Ozbolt, J. (1995): Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen, Habilitationsschrift, Mitteilung Nr. 1995/2 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1995
- Ozbolt, J., Eligehausen, R., Reinhardt, H. W. (1999): Size effect on the concrete cone pull-out load, 1999
- Petersson, P.-E. (1981): Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Report TVBM-1006, 1981
- Ramm, W. (1990): Gutachten zur Bemessung von Kopfbolzenverankerungen, Teil 2: Verankerungen mit Rückhängebewehrungen, Universität Kaiserslautern Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, 1990
- Rehm, G. (1975): Gutachtliche Stellungnahme zur Frage der Eignung der HTA-Halfenschienen als Verbindungs- oder Befestigungsmittel für tragende Konstruktionen, Stuttgart, 1975
- Rehm, G. (1989): Gutachtliche Stellungnahme vom 28.08.1989 zur Frage der Anwendungsbedingung von Ankerschienen als Verbindungs- oder Befestigungsmittel in der Druck- und Zugzone von Stahlbetonbauteilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung, Stuttgart, 1989
- Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R. (1992): Befestigungstechnik. Betonkalender 1992, Teil II, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1992
- Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R. (1997): Befestigungstechnik, Betonkalender 1997, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997
- Reinhardt, H.W.; Cornelissen, H.A.W.; Hordijk, D. A. (1996): Tensile tests and failure analysis of concrete. Journal of Structural Engineering, 112 (11), 2462-2477, 1996

- Reinhardt, H.W. (2000): Vorlesungsumdruck an der Universität Stuttgart, Werkstoffe im Bauwesen I, Kapitel Beton
- Sawade, G. (1994): Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, Dissertation, Mitteilung Nr. 1994/4 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994
- Schöppel, K. (1993): Entwicklung der Zwangsspannungen in Beton während der Hydratation, Dissertation, Bericht aus dem Baustoffinstitut Nr. 1/1993, Technische Universität München, 1993
- Schumacher, W. (1974): Stahl im Bauwesen, Beton-Kalender Taschenbuch für den Beton und Eisen Betonbau, T. 1 S. 51, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1974
- Smeets, W. (1991): Entwicklung der Befestigungstechnik mit Ankerschienen, Bauwirtschaftliche Information
- Tegelaar, R.; Moritz, H.; et al (1991): Betonfertigteile Betonwerkstein Terrazzo, Betonverlag, Düsseldorf, 1991
- Wohlfahrt, R. (1996): Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung. Dissertation, Mitteilung Nr. 1996/4 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1996
- Wüstner, J. (2000): Technischer Fortschritt bei Ankerschienen. Seminararbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2000
- Zhao, G. (1994): Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Dissertation, Mitteilung Nr. 1994/1 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994
- Xu, S.; Reinhardt, H. W. (1998): Analytical Solution of the Fictitious Crack and Evaluation of the Crack Extension Resistance for a Griffith Crack. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-3 (ed. H. Mihashi and K. Rokugo), Aedificatio Publishers, 409-420, 1998
- Xu, S. (1999): Determination of parameters in the bilinear, Reinhardt's nonlinear and exponentially nonlinear softening curves and their physical meanings. Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen, Hamburg, Libri BOD, 1999. - 15 pages (410-424), 1999

Produktinformationen:

- P1 Produktkatalog der Firma Halfen GmbH & Co . KG(D-75446 Wiernsheim, Wurmbergerstr. 30-34) und Deutsche Kahneisen Gesellschaft mbH (D-12057 Berlin, Nobelstr. 51-55)
- P2 Jordahl – Geländerbefestigung JGB, Deutsche Kahneisen Gesellschaft mbH Berlin, Stand 10.1998
- P3 Produktkatalog der Firma Halfen GmbH & Co . KG(D-75446 Wiernsheim, Wurmbergerstr. 30-34), Geländerbefestigung HGB, Katalog Nr. HGB 97
- P4 Montageanleitung für Halfenschienen HTA und HZA der Firma Halfen GmbH & Co . KG, HTA – 1 – 05/97

P5 Jordahl - Ankerschienen und Zubehör, Deutsche Kahneisen Gesellschaft mbH
Berlin, Stand 10.1998/1

P6 Ankerschienen – Systeme, Deha Ankersysteme GmbH & Co. KG, Katalog Nr.
09-R00-99-E

P7 Produktkatalog der Firma Halfen GmbH & Co. KG(D-75446 Wiernsheim, Wurm-
bergerstr. 30-34), Produktpalette, Katalog Nr. PG 98

Dt. Patent Nr. 292751 v. 1913, in Beton und Eisen 1916, S. 110-112

Halfen GmbH & Co. KG: Bilder –CD, unveröffentlicht

Lebenslauf:

Persönliche Daten:	Geburtsdatum:	13.11.1969
	Geburtsort:	München
	Familienstand:	Verheiratet, 1 Kind
Schulbildung:	1976 – 1980	Grundschule Oberpframmern
	1980 – 1990	Gymnasium Grafing
	1990	Abitur
Berufsausbildung:	1988 – 1992	Berufsausbildung zum Rettungsassistent
	1990 – 1995	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität in München (Dipl.-Ing. (Univ.))
	1996 – 2002	Studium des Wirtschaftsingenieurwesens an der Fern Universität in Hagen (Dipl.-Wirt. Ing.)
Anstellung:	07/1996 – 02/2002	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

Abstract: Design of Channel Bars under Centric Tension Loads

A channel bar is a construction product used in reinforced concrete construction already since the grant of a patent in the year of 1913. It can be classified into the group of casted into concrete fasteners and transfers the loads applied to the channel profile by means of anchors into the surrounding concrete. In Germany, all construction works representing a potential danger for persons or objects in case of failure are subject to technical approvals by building authorities. In current technical approvals for channel bars, there are defined admissible loads, critical values for edge distances and mutual distances of the applied loads during installation as well as minimum dimensions of the anchoring ground. The rules in these technical approvals do not provide a variable design of channel bars as it is known for fasteners and headed studs, but merely represent a rigid framework of requirements limiting the available fields of application and options of installation.

The object of the present thesis was to extend the knowledge of the load bearing behaviour of channel bars under centric tensile loading in order to allow a design of channel bars under all circumstances of installation and under consideration of the applied loads, the length of the channel bar and the number of anchors. For this purpose, extensive theoretical and experimental investigations were carried out leading to the following results:

Geometrical influences on the load capacity of channel bars:

The loading of the anchoring ground by channel bars is different from the loading by headed studs, since the cast in channel represents a weak spot in the concrete which has an adverse effect on the ultimate load capacity under the prevailing failure mode of concrete cone failure. The decrease of the concrete cone failure load as compared to headed studs is due to the formation of longitudinal cracks under the channel body which is induced by the recess in the concrete. The formation of cracks depends on the relation of height of the channel h_{Profil} to the embedment depth h_{ef} . For embedment depths of $h_{\text{ef}} > 180$ mm and a commonly used relation $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} < 0,23$ this influence is negligible. For channel bars near the edge of the anchoring ground, the formation of longitudinal cracks under the channel body leads to a modified fracture mechanism as compared to headed studs. With channel bars near the edge of the anchoring ground, due to this formation of longitudinal cracks, the load capacity of the channel bar does not depend on whether there are one edge c_2 or two edges $c_2 \geq c_2$ parallel to the channel bar. A continuation of the investigation of Zhao (1994) showed that also with channel bars the critical anchor distance $s_{\text{cr,N}}$ depends on the effective depths of the anchors.

A description of the load bearing behaviour of channel bars cannot be based on the CC-method for headed studs since this method assumes that all anchors of a group are loaded uniformly and that the loading of the individual anchors can be calculated based on the theory of elasticity with the assumption of an anchor-plate having infinite stiffness. These conditions, however, do not apply to channel bars since the load application along the channel bar and, therefore, the loading of the anchors is basically arbitrary.

In view of this situation, a model for the design of channel bars has been proposed which at first describes the distribution of an applied load on the anchors of a channel bar. The load transfer is approximated by means of “triangles” which describe the load dispersion of individual loads along the channel bar. For this purpose, the influence length l has been introduced which defines the area of a channel bar in which anchors receive loading from an individual applied load. Based on a known loading of the individual anchors of a channel bar, the resistance of the critical anchor of the channel bar is determined. Compared to the CC-method for head studs, the proposed method of influence factors does not determine the ultimate load of a group but the ultimate load of an individual anchor. The model takes into account that the load capacity of the individual anchor is influenced by the mutual distance and the loading of possible adjacent anchors as well as edge and corner distances. The method, however, is essentially based on the same mechanical concepts like the CC-method.

Further influences on the load capacity of channel bars:

Furthermore, it was investigated whether and, where applicable, how hygric deformations of the concrete may influence the concrete cone failure load of channel bars. By means of both measurements and finite element studies, the formation of cracks perpendicular to the longitudinal axis of the channel bar resulting from hygric deformations of concrete could be proven. Since, however, the load-reducing influences due to hygric deformations of concrete are automatically included in test results regarding geometrical influences of the channel body, the hygric influences will not induce further reductions of the load capacity for the design of channel bars.

In further experiments the consequences of an insufficient curing of the concrete or extreme weather conditions on the load bearing behaviour of channel bars was investigated. Based on experimental results as well as numerical investigations could be concluded that insufficient curing or extreme drying of the concrete may have negative consequences of the durability of the concrete whereas the concrete cone failure load of the channel bar is not reduced. This can be explained by the fact that the load capacity of fastening elements primarily depends on the fracture energy of concrete which is not significantly influenced by the parameters mentioned above. With test specimen ($w/c = 0,69$) which have been subjected to 41 cycles of frost and thaw, the concrete cone failure load decreased by approximately 10 %. With the use of frost-resistant concrete, a lower decrease can be expected.

Design of channel bars

In section 10 of the present thesis a method for the design of channel bars without anchoring reinforcement under the failure mode concrete cone failure is proposed, the method being based on the concept of partial safety factors. This safety concept comprises a partial safety factor γ_{mountage} . Further investigations on the construction site and in the laboratory were conducted in order to determine this partial safety factor.

The investigations on the construction site (sections 10.2 and 10.3) have shown that the installation of channel bars may involve a number of imperfections (channel bar installed too high or too deep, accumulation of water and air below the channel bar,

channel bars being pressed into fresh vibrated concrete without vibrating the concrete a second time. The influence of imperfections during installation on the concrete cone failure load were investigated in further experiments. The experimental results show that due to the mentioned imperfections during installation a significant decrease of the load capacity as compared to a perfect installation may arise. Based on these results, a partial safety factor of $\gamma_2 = 1,2$ is proposed in order to take into account the installation safety. A partial safety factor $\gamma_2 = 1,0$ only applies when a perfect installation on the construction site can be expected or proven. For this purpose, either the personal for the installation of the channel bar has to be trained and supervised accordingly or the perfect installation has to be proven by inspection and documentation of the installed channel bars.

Since practical applications also showed grossly negligent installations of channel bars, the author expressly points to a compliance with the regulations for installation.

Resume:

In the present thesis, the load bearing behaviour of channel bars under predominantly static loading was investigated. The load bearing behaviour of channel bars under other directions of loading as well as under non-static loading should be further investigated. Likewise, the load bearing behaviour of various special channel bars should be verified.