

# **Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung**

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwesen  
der Universität Stuttgart  
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)  
genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Josef Kraus

aus München

Hauptberichter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen  
Mitberichter: o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing.  
Dr. techn. Dr. phil. K. Bergmeister MSc

Tag der mündlichen Prüfung: 08.07.2002

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart  
2003



## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit sowie seine wertvollen Ratschläge, Anregungen und die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. phil. K. Bergmeister MSc danke ich sehr für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichts.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die Hilfsbereitschaft und die Unterstützung meiner wissenschaftlichen Hilfskräfte und zahlreicher Kollegen des Instituts bei. Besonderer Dank gilt Herrn PD Dr.-Ing. habil J. Ozbolt für die fruchtbaren Diskussionen und die gewährte Unterstützung bei den numerischen Untersuchungen.

Bei den Firmen Halfen und Deutsche Kahneisen Gesellschaft möchte ich mich für die finanzielle und insbesondere bei Herrn Dr.-Ing. Lotze für die fachliche Unterstützung bedanken.

Schließlich danke ich meiner Familie vor allem meiner Frau Petra für das Verständnis und die moralische Unterstützung während meiner Arbeit.

Stuttgart, im November 2001

Josef Kraus



## Inhaltsverzeichnis

### Abkürzungsverzeichnis

<b>1. Problemstellung</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Ankerschienen</b> .....	<b>2</b>
2.1 Geschichte.....	2
2.2 Herstellung, Ausbildung und Montage von Ankerschienen.....	7
2.2.1 Ankerschienenkörper.....	7
2.2.1.1 Warmgewalzte Schienen.....	7
2.2.1.2 Kaltgewalzte Schienen.....	7
2.2.2 Bolzenarten.....	8
2.2.3 Montageanleitung.....	9
2.3 Bauaufsichtliche Zulassung für Ankerschienen .....	11
2.4 Weiterentwicklungen und Sonderanwendungsfälle.....	12
<b>3. Kenntnisstand zum Tragverhalten von formschlüssigen Befestigungen</b> .....	<b>15</b>
3.1 Allgemeines .....	15
3.2 Tragverhalten von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbelastung .....	15
3.2.1 Versagensarten .....	15
3.2.2 Herausziehen und Stahlversagen .....	16
3.2.3 Versagen des Ankergrundes .....	16
3.2.3.1 Tragverhalten von zugbeanspruchtem Beton .....	16
3.2.3.2 Bruchmechanismus und Bruchvorgang .....	18
<b>4. Tragverhalten von Ankerschienen bei zentrischer Zugbelastung</b> .....	<b>29</b>
4.1 Allgemeiner Lastabtragungsmechanismus .....	29
4.2 Schienen- und Ankerwerkstoff .....	32
4.3 Lastumlagerung auf einen unbelasteten Anker .....	33
4.4 Durchlaufwirkung bei Ankerschienen mit mehr als zwei Ankern .....	36
4.5 Beanspruchung des Ankergrundes .....	39
4.6 Zusammenfassung .....	40
<b>5. Tragverhalten von Ankerschienen mit einer konstanten Last über allen Ankern</b> .....	<b>41</b>
5.1 Allgemeines .....	41
5.2 FEM-Programme.....	41
5.2.1 Modellierung .....	41
5.2.2 Modellannahmen für den Beton .....	42
5.2.2.1 Allgemeines .....	42
5.2.2.2 Konstitutives Gesetz- „Microplane“- Modell .....	43
5.2.2.3 Rissband- Methode .....	44
5.2.2.4 Aktuelle Betonparameter .....	45
5.3 Ankerschienen in der Bauteilfläche .....	45
5.3.1 Kritische Randabstände $c_{cr,N}$ .....	45
5.3.2 Einfluss des Schienenkörpers auf das Tragverhalten von Ankerschienen .....	50
5.3.3 Einfluss von Profilhöhe zu Verankerungstiefe .....	53
5.3.4 Einfluss des Schienenüberstandes in der Bauteilfläche (1 Anker) .....	54
5.3.5 Bemessung von Ankerschienen mit 2 Ankern in der Bauteilfläche.....	57

5.3.5.1	Ankerschienen mit Achsabstand $s = 100$ mm (2 Anker) .....	61
5.3.5.2	Ankerschienen mit Achsabstand $s = 300$ mm (2 Anker) .....	64
5.3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse in der Bauteilfläche .....	66
5.4	Ankerschienen am Bauteilrand .....	67
5.4.1	Ankerschienen in Bauteilen mit zwei Rändern .....	67
5.4.2	Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand .....	72
5.4.3	Ankerschienen mit 2 Ankern in Bauteilen mit zwei Rändern .....	75
5.4.3.1	Ankerschienen mit Achsabstand $s = 100$ mm .....	76
5.4.3.2	Ankerschienen mit Achsabstand $s = 300$ mm .....	78
5.5	Maßnahmen zur Traglaststeigerung von Ankerschienen.....	80
5.6	Ankerschienen in Bauteilecken .....	83
5.7	Tragfähigkeit von Ankerschienen mit 3 Ankern.....	85
5.8	Einfluss der Abstützart .....	88
5.9	Experimentelle Untersuchungen mit Ankerschienen in der Bauteilfläche .....	89
5.9.1	Einfluss des Schienenkörpers in der Bauteilfläche (1 Anker) .....	89
5.9.2	Einfluss des Schienenkörpers in der Bauteilfläche (2 Anker) .....	92
5.9.3	Einfluss der Ankerkopfform bei Ankerschienen auf die Tragfähigkeit .....	93
5.10	Experimentelle Untersuchungen mit Ankerschienen am Bauteilrand .....	95
5.10.1	Ankerschienen in Bauteilen mit zwei Rändern .....	95
5.10.2	Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand .....	98
5.10.3	Einfluss des Profils .....	100
5.11	Ankerschienen in Bauteilecken .....	101
5.12	Zusammenfassung .....	102
<b>6.</b>	<b>Belastung der Anker bei Ankerschienenmeterware mit beliebiger Belastung .....</b>	<b>104</b>
6.1	Allgemeines .....	104
6.2	Lastumlagerungsverhalten .....	104
6.2.1	Lastverteilung bei Laststellung über einem Anker .....	108
6.2.2	Bestimmung der Lastverteilung bei beliebiger Laststellung .....	119
6.2.3	Überlagerung von Lastverteilungen bei beliebiger Laststellung .....	125
6.2.4	Tragfähigkeit von Ankerschienen mit 3 Ankern .....	128
6.3	Zusammenfassung .....	130
<b>7.</b>	<b>Tragverhalten von Ankerschienenmeterware .....</b>	<b>131</b>
7.1	Vergleich Meterware mit Einzelbefestigung .....	131
7.2	Einfluss der Verankerungstiefe auf das Tragverhalten bei Meterware .....	134
7.3	Wirksamkeit der Vergrößerung der Verankerungstiefe .....	135
7.4	Wirksamkeit einer Vergrößerung des Ankerabstandes bei Ankerschienenmeterware .....	139
7.5	Versuche mit Ankerschienenmeterware .....	141
7.5.1	Belastungseinrichtung .....	141
7.5.2	Messeinrichtung .....	143
7.5.3	Versuchsdurchführung .....	144
7.5.3.1	Versuchsdurchführung im ungerissenen Beton .....	144
7.5.3.2	Versuchsdurchführung im gerissenen Beton .....	145
7.5.4	Auswertung der Versuchsergebnisse .....	145
7.5.4.1	Vergleich Ankerschienenmeterware und Kopfbolzen in Reihenanordnung .....	145
7.5.4.2	Kritische Rand- und Achsabstände .....	147
7.5.4.3	Ankerschienenmeterware am Bauteilrand und in der Bauteilfläche .....	148

---

7.5.4.4	Tragverhalten von Ankerschienenmeterware in Bauteilen mit unsymmetrischen Rändern und in Bauteilecken .....	151
7.5.4.5	Wirksamkeit einer Ankerverlängerung bei Ankerschienenmeterware ....	151
7.5.4.6	Tragverhalten von Ankerschienenmeterware in gerissenem Beton .....	152
7.6	Zusammenfassung zum Tragverhalten von Ankerschienenmeterware ..	153
<b>8.</b>	<b>Einfluss von Schwindverformungen auf das Tragverhalten von Ankerschienen .....</b>	<b>154</b>
8.1	Allgemeines .....	154
8.2	Definition des Schwindens .....	155
8.3	Schwindarten .....	156
8.3.1	Kapillarschwinden, Frühschwinden oder plastisches Schwinden .....	156
8.3.2	Trocknungsschwinden des Festbetons .....	158
8.3.3	„Chemisches Schwinden“ des Festbetons .....	159
8.3.4	„Carbonatisierungsschwinden“ des Festbetons .....	159
8.4	Vorhersageverfahren für das Schwinden von Beton.....	159
8.5	Numerische Untersuchungen zum Einfluss des Schwindens auf das Tragverhalten von Ankerschienen .....	162
8.6	Zwangsspannungen durch Schwindverformungen, experimentelle Untersuchungen .....	165
8.6.1	Grundlagen .....	165
8.6.2	Messeinrichtung .....	167
8.6.3	Berechnung des Schwindmaßes für die Platten 105/ 106 .....	167
8.6.4	Versuchsergebnisse und Auswertung der Messergebnisse .....	168
8.6.4.1	Schwindmessungen parallel zur Ankerschiene .....	168
8.6.4.2	Schwindmessungen senkrecht zur Ankerschiene .....	172
8.6.5	Zusammenfassung .....	174
<b>9.</b>	<b>Einfluss von Witterungsbedingungen und der Betonnachbehandlung auf das Tragverhalten von Ankerschienen .....</b>	<b>175</b>
9.1	Grundlagen und Ziel der Untersuchungen .....	175
9.2	Austrocknen von Beton und Frosteinwirkung .....	175
9.3	Einfluss der bruchmechanischen Eigenschaften des Betons auf die Ausbruchlast von Befestigungsmitteln .....	176
9.4	Experimentelle Untersuchungen .....	177
9.5	Zusammenfassung .....	180
<b>10.</b>	<b>Bemessung von Ankerschienen .....</b>	<b>182</b>
10.1	Bemessungskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten .....	182
10.2	Probleme bei der Verwendung von Ankerschienen .....	183
10.3	Grobe Fahrlässigkeit bei der Ausführung .....	187
10.4	Versuche zur Klärung des Einflusses von Einbaufehlern auf die Betonausbruchlast .....	191
10.5	Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung .....	193
10.5.1	Lastverteilung auf die Anker $S_d$ .....	193
10.5.2	Widerstand der Ankerschiene $R_d$ .....	193
10.6	Bewertung der Ergebnisse .....	201
<b>11.</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>203</b>
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>206</b>

## Abkürzungsverzeichnis

Lateinische Buchstaben:

Symbol	Bezeichnung
<b>a</b>	Abstand
<b>A</b>	Begrenzungsfläche für die Austrocknung
<b>A<sub>b</sub></b>	Betonaufstandsfläche des Ankers
<b>A<sub>c,N</sub></b>	vorhandene Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche bei Zuglast
<b>A<sup>o</sup><sub>c,N</sub></b>	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche bei Zuglast
<b>A<sub>f</sub></b>	Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug
<b>A<sub>k</sub></b>	Aufstandsfläche eines Kopfbolzens
<b>A<sub>p0</sub></b>	projizierte Kegelfläche
<b>A<sub>s</sub></b>	Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung
<b>b<sub>profil</sub></b>	Breite des Profils einer Ankerschiene
<b>c</b>	Randabstand
<b>c<sub>1</sub></b>	Randabstand in Richtung 1
<b>c<sub>2</sub></b>	Randabstand in Richtung 2
<b>c<sub>3</sub></b>	Randabstand in Richtung 3
<b>c<sub>cr</sub></b>	charakteristischer Randabstand
<b>c<sub>cr,N</sub></b>	kritischer Randabstand
<b>d</b>	Bolzendurchmesser eines Kopfbolzens oder Gewindedurchmesser
<b>d<sub>ef</sub></b>	Vergleichsdicke
<b>e</b>	Versatzmaß bei Stahlmatten
<b>E<sub>c</sub></b>	E-Modul des Betons
<b>e<sub>N</sub></b>	Exzentrizität der Resultierenden der Zugkräfte in den Befestigungselementen in Bezug auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente
<b>E<sub>s</sub></b>	E-Modul des Stahls
<b>f</b>	Feuchtigkeitsgehalt bzw. Verformung
<b>F</b>	Kraft
<b>f<sub>cm</sub></b>	mittlere Druckfestigkeit des Betons
<b>f<sub>cm0</sub></b>	Beiwert $f_{cm0} = 10 \text{ N / mm}^2$
<b>f<sub>t</sub></b>	zentrische Zugfestigkeit
<b>f<sub>u</sub></b>	Zugfestigkeit des Stahls



---

$f_{uk}$	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls
$f_{yk}$	Nennstreckgrenze des Stahls
$f_{ys,A}$	charakteristische Streckgrenze des Stahls
$F_z$	zentrische Zuglast des Kopfbolzens
$G_c$	Bruchenergie für einachsige Beanspruchung
$G_f$	Bruchenergie
$h$	Bauteildicke bzw. angenommene Größe des Rissbandes
$h_{ef}$	Verankerungstiefe des Befestigungselements
$h_{min}$	Mindestbauteildicke
$h_{profil}$	Höhe des Profils einer Ankerschiene
$I_y$	Flächenträgheitsmoment
$k, k_1, k_2$	Konstante
$K_I, K_{II}$	Spannungsintensitätsfaktoren
$K_{s,t0}$	Beiwert nach DIN 4227
$l$	Einflusslänge/ Lastausbreitungslänge bei Ankerschienen
$l_0$	Ausgangslänge
$l_m$	Messlänge
$l_t$	Länge zur Zeit $t$
$M_{Sd}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
$M_{u,s}$	plastisches Biegemoment
$N$	Zuglast
$N_i$	einwirkende Ankerlast
$N_u^0$	Bruchlast eines Einzelbolzens bei Zuglast
$N_{u,1}$	Bruchlast eines Einzelankers einer Ankerschiene unter Berücksichtigung der Nachbaranker
$N_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlversagen
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rk,p}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Herausziehen
$N_{Rk,s}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Stahlversagen
$N_{Sd}$	Bemessungswert der einwirkenden Zuglast
$N_{u,c}$	Bruchlast
$N_{u,25}$	Bruchlast normiert auf eine Betondruckfestigkeit von 25 N/mm <sup>2</sup>

---

<b><math>N_{u,cc}</math></b>	Bruchlast nach dem CC- Verfahren
<b><math>N_{u,s}</math></b>	Bruchlast bei Stahlversagen
<b><math>p_{u,k}</math></b>	charakteristische Betonpressung
<b><math>r_0</math></b>	Unterkopfradius
<b><math>R_d</math></b>	Bemessungswert des charakteristischen Widerstands
<b>RH</b>	relative Luftfeuchte
<b><math>RH_0</math></b>	Bezugswert
<b><math>R_k</math></b>	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
<b><math>r_k</math></b>	Radius des idealisierten Ausbruchkegels
<b><math>r_r</math></b>	kritische Risslänge des Kegelmantels beim Bruch
<b><math>r_{ur}</math></b>	Radius des noch "aktiven" Bruchkegels
<b>S</b>	einwirkende Schnittgröße
<b>s</b>	Achsabstand
<b><math>s_c</math></b>	mittlere Kopfpressung
<b><math>s_{cr,N}</math></b>	kritischer Achsabstand
<b><math>S_d</math></b>	Bemessungswert der einwirkenden Schnittgröße
<b><math>S_d</math></b>	charakteristischer Achsabstand bei Zuglast
<b><math>s_k</math></b>	Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels
<b>u</b>	Umfang
<b>ü</b>	Schienenüberstand
<b>v</b>	Variationskoeffizient
<b>w</b>	Rissöffnung
<b><math>w_c</math></b>	kritische Rissöffnung
<b><math>W_{pl}</math></b>	plastisches Widerstandsmoment
<b>z</b>	Hebelarm der inneren Kräfte

## Griechische Buchstaben:

$\alpha$	Neigungswinkel, Beiwert
$\alpha_{ch}$	Einflussfaktor des Schienenkörpers auf die Betonausbruchlast
$\alpha_e$	Randeffluss bei Ankerschienen
$\alpha_c$	Eckeffluss bei Ankerschienen
$\alpha_{re,N}$	Schalenabplatzfaktor bei Ankerschienen
$\alpha_l$	Einflussfaktor für die Lastausbreitungslänge $l$ bei Ankerschienen
$\beta_s$	Zeitfunktion
$\beta_{sc}$	Beiwert der von der Festigkeitsklasse des Betons abhängig ist
$\beta_w$	Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm
$\Delta w$	Rissbreite
$\epsilon_{cs}$	Schwindverformung des Betons
$\epsilon_{cs0}$	Produkt des Grundwerts des Schwindens
$\epsilon_{zu}$	Zugbruchdehnung des Betons
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwerte
$\theta$	Weiterreißwinkel
$\sigma$	Spannung
$\tau_{lu}$	Bruchverbundspannung
$\psi$	Beiwert im Bemessungsverfahren



## 1. Problemstellung

Das Bauprodukt Ankerschiene wird in vielen Anwendungen im modernen Industrie- und Wohnungsbau z.B. zur Abfangung von Verblendmauerwerk, bei der Montage von Fassadenelementen, zur Befestigung von Rohrleitungssystemen oder bei Bodenverankerungen von Maschinen und Prüfständen eingesetzt.

In Deutschland unterliegen alle Bauausführungen, von denen im Versagensfall eine Gefährdung von Personen und Sachen ausgehen kann, der bauaufsichtlichen Genehmigung. Ankerschienen lassen sich bisher nicht mit den anerkannten Regeln der Bautechnik nachweisen. Daher sind die Bedingungen für ihre Verwendung in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.

Die aktuellen Zulassungen enthalten Grenzwerte für die Randabstände für den Einbau in Betonbauteilen, die gegenseitigen Abstände der angreifenden Lasten und die minimalen Bauteilabmessungen. Bei Einhaltung dieser Grenzwerte dürfen die Ankerschienen mit Einzellasten oder Lastpaaren bis zu einer festgelegten Höhe belastet werden. Die Regelungen der Zulassung bieten nicht die Möglichkeiten einer variablen Bemessung der Ankerschienen, sondern spiegeln lediglich ein starres Gerüst von Forderungen wider, das die möglichen Anwendungsfälle und Einbausituationen eingrenzt.

Demgegenüber sollen in Zukunft Ankerschienen unter Berücksichtigung der jeweils vorliegenden Verhältnisse bemessen werden. Dadurch wird eine bessere Ausnutzung der Schienen gegenüber bisher ermöglicht, ihre Wirtschaftlichkeit verbessert und es können neue Anwendungsgebiete erschlossen werden.

Bisher wird davon ausgegangen, dass sich bei zentrischer Zugbeanspruchung die Beanspruchung des Ankergrundes durch Ankerschienen nicht von der Beanspruchung durch Kopfbolzen unterscheidet (Wohlfahrt (1996)). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss des Schienenkörpers auf das Tragverhalten von Ankerschienen in Stahlbeton untersucht. Dabei ist zu klären, in wie weit die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes durch den Schienenkörper sich mit bereits bekannten Störeffekten im Beton (gerissener Beton, reduzierte Verankerungstiefe) überlagert. Zusätzlich werden die Auswirkungen von Umwelteinflüssen, wie hohe Temperaturen, Frost oder Wind, auf das Tragverhalten von einbetonierten Ankerschienen untersucht.

Weiterhin ist derzeit kein Modell bekannt, mit dem die Versagensursache Betonausbruch für Ankerschienen mit beliebigen Achs- und Randabständen unter zentrischem Zug beschrieben werden kann. Daher erfolgt die Bemessung von Befestigungen mit Ankerschienen nach dem CC- (Concrete Capacity) Verfahren für Kopfbolzen. Zur Klärung dieser Problemstellung sollen in dieser Arbeit Lösungen vorgestellt werden.

## 2. Ankerschienen

### 2.1 Geschichte

Die Entwicklung der Beton- und Eisenbetonbauweise zu der heutigen Stahlbeton-, Spannbeton- und Betonfertigteiltbauweise führte zu einer Reihe von Problemen, für die zunächst keine Lösungen vorlagen. Eines der größten Probleme war die Befestigung von Installationen, Konstruktionen bzw. die Einleitung von Lasten in Beton. Eine zu dieser Zeit vielfach verwandte Befestigungsart für Befestigungen von Holzdecken, Installationen, Fenster oder Türen war das Einlegen von Holz-Trapezleisten (Bild 2.1), deren Verankerung im Beton im Bedarfsfall durch abgewinkelte Nägel verbessert wurde. Sie wurden wie die heute bekannten Ankerschienen eingebaut, in dem sie vor dem Betonieren auf die Schalung genagelt wurden. Diese Befestigung war jedoch nicht für die Einleitung von hohen Lasten in Beton, z.B. von Kranbahnen, geeignet.

Dazu dienten z.B. klauenförmige Stahlteile (Bild 2.2) mit denen große Lasten an den Flanschen von ausbetonierten Stahlträgern befestigt wurden. Eine weitere Technik der Befestigung war es, die Bewehrung freizulegen um daran Haken einzuhängen (Smeets (1991)).

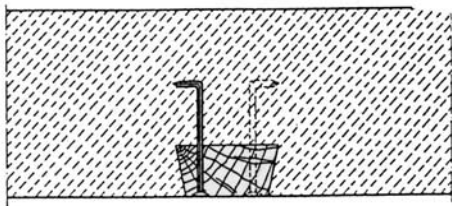


Bild 2.1: Holztrapezleiste mit Nägeln  
(Smeets (1991))

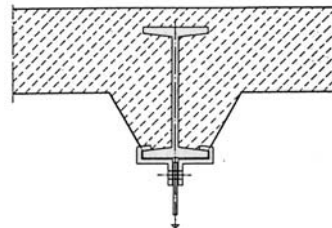


Bild 2.2: Stahlträger mit Befestigungsklaue (Smeets (1991))

Den Übergang zu den Ankerschienen stellte das System Manz, 1913 (Bild 2.3) dar, das aus einer S-förmigen Schiene bestand, welche aber zum Einhängen der Hakenschraube freigelegt werden musste. Die Bauer-Schiene hingegen war schon von unten zugänglich (Bild 2.4) (Jänicke (1997)).

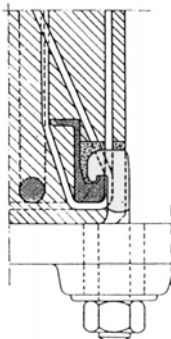


Bild 2.3: System Manz 1913

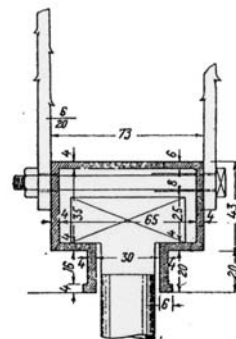


Bild 2.4: Bauer- Schiene 1913

Einen echten Fortschritt stellte aber erst die 1913 von Anders Jordahl (Bild 2.5) vorgestellte Schiene dar. Sie wurde vor dem Betonieren eingelegt und alle 25 cm wurde ein Bügel durch den Schienenrücken gesteckt und aufgebogen. Zur Befestigung von

Anbauteilen wurden Hakenkopfschrauben verwendet, die nach dem Einstecken durch den Längsschlitz um  $90^{\circ}$  gedreht wurden und dann hinter den aufgebogenen Schenkeln einrasteten. Der Vorteil gegenüber den vorher verwendeten Profilen mit geraden Schenkeln, war eine geringere Biegebeanspruchung im Profilquerschnitt, so dass Betonausbruch am Schienenrand infolge einer Schenkelverbiegung vermieden wurde.

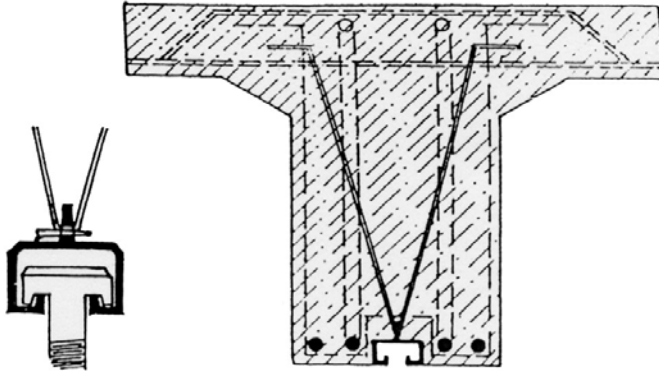


Bild 2.5: System Jordahl 1913 (Jänicke (1997))

Am 11. Dezember 1913 wurde diese Schiene unter der Bezeichnung „Geschlitztes hohles Bewehrungs Eisen für Eisenbetonbauten zur Aufnahme von Befestigungsbolzen für Lagerböcke u. dgl.“ zum Patent angemeldet (Bilder 2.6, 2.7). Das Patent wurde am 29. Juni 1916 erteilt. Das Produkt wurde dann von der Deutschen Kahneisen Gesellschaft hergestellt .

Schon aus der Namensgebung „hohles Bewehrungs Eisen“ ist ersichtlich, dass die Ankerschienen bei der Biegebemessung als Bewehrung berücksichtigt wurden. Dies war bis 1972 zulässig.

Der Name „Ankerschiene“ wurde erst ab etwa 1925 verwendet.



Bild 2.6: Erstes Patent aus dem Jahr 1913 (Patentschrift (1916))

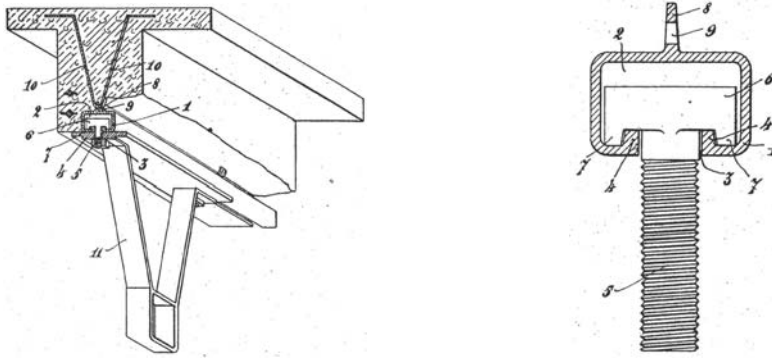


Bild 2.7: Zeichnungen zum ersten Patent (Patentschrift (1916))

Um 1927 gab es eine Schiene der Fa. Moenus (Bild 2.8), deren Bügel angenietet waren und welche mit einer normalen Sechskantschraube und einer Klemmplatte verwendet wurde (Jänicke (1997)).



Bild 2.8: System Moenus 1927 (Jänicke (1997))

Versuche mit einer Wema- Ankerschiene von 1928 bestätigten die Eignung für die Befestigung von Transmissionen (Kleinlogel (1928)). Ein weiterer Fortschritt wurde mit der Entwicklung der Halfen-Schiene 1929 (Bilder 2.9, 2.10) möglich. Die Biegebeanspruchung der Schenkel wurde durch eine Spannplatte (Ende der dreißiger Jahre durch Hakenkopfschrauben) minimiert. Die besondere geometrische Ausbildung des Profils sollte Abplatzungen verhindern. Dem Rostschutz der Bügel wurde besondere Aufmerksamkeit geschenkt: Die Flacheisen lagen entweder vollständig im Betonquerschnitt, oder wurden durch Hülzen aus nichtrostendem Metall geführt (Bild 2.11). Neu war auch ein Profil mit seitlichen Kragteilen, mit dem sich leichtere Teile ohne Benutzung von Bügel befestigen ließen. Die Tragkraft wurde bei einem Profil 54/34 mit 50 kN/lfm (mit Bügel) angegeben.

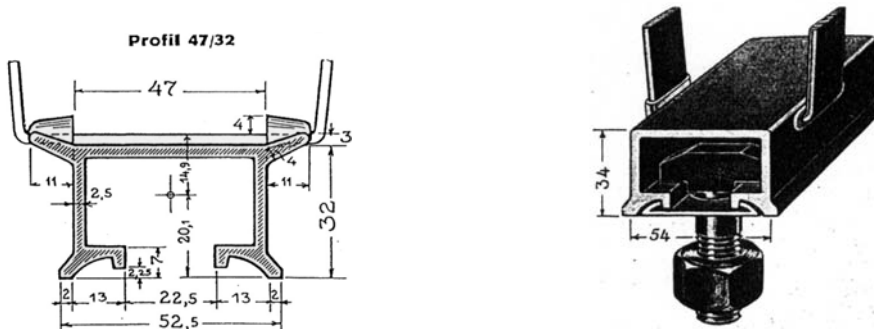


Bild 2.9: Halfen-Schiene 1929 (Jänicke (1997))



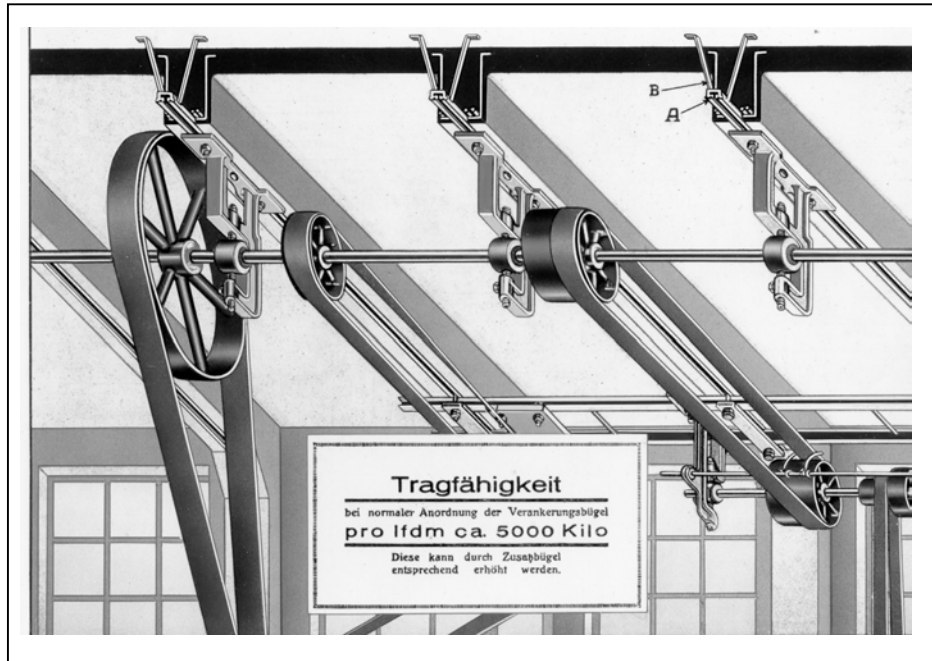


Bild 2.10: Ankerschienen, dargestellt in einem Prospekt aus dem Jahr 1931

Die Halfenschienen gab es in verschiedenen Ausführungen, mit oder ohne Kragteile. Nur die Profilform der Ankerschienen ohne Kragteile blieb fast unverändert erhalten. Alle anderen Formen wurden ab 1976 mit der Einführung einer Zulassungspflicht nicht mehr hergestellt. Ein weiterer Unterschied zu den ursprünglichen Schienen bestand darin, dass die Bügel nach und nach durch feste Rückverankerungen (I- und Bolzen-Anker) ersetzt wurden.

Für das Profil 50/30 wurden 1965 maximale Streckenlasten von 45 kN/m angegeben. Im Vergleich hierzu trägt eine Schiene 50/30 in aktueller Bauweise 40 kN/m.

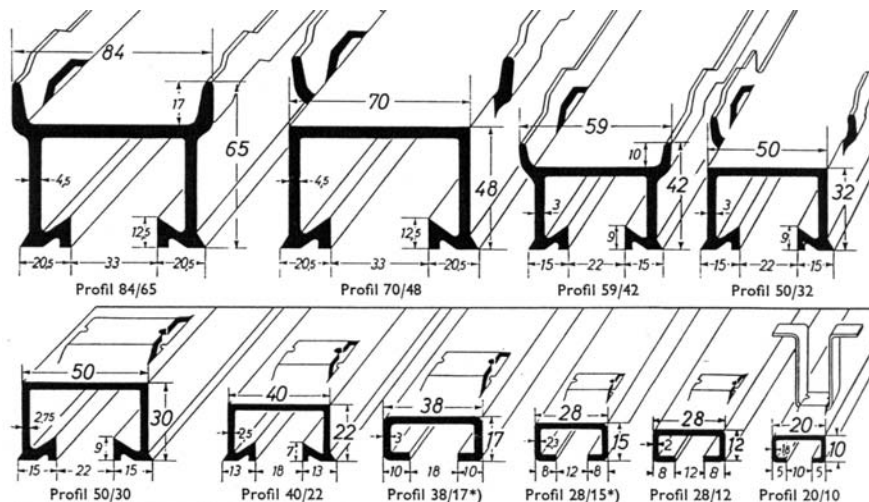


Bild 2.11: Halfen Produktpalette (Hasenjäger (1965))

1941 gab der Beton- Kalender Tragfähigkeiten von 8 kN/m bis 80 kN/m an. Alle Fabrikate sahen einen Bügelabstand von maximal 250 mm vor. Nach dem Krieg wurde

die Produktion der Schienen ohne konstruktive Veränderungen wieder aufgenommen. Die Produktion des Bauer- Profils wurde Ende der fünfziger Jahre eingestellt. Neuerungen gab es erst Anfang der sechziger Jahre, als einige Hersteller den Profilquerschnitt mit trapezförmigen oder rundlichen Ausbuchtungen der Seitenschenkel (Bild 2.12) ausbildeten, um den Formschluss der Schienen mit dem Beton zu verbessern. Der Sinn dieser Maßnahme war, für leichtere Befestigungen eine Verankerung ohne Bügel zu ermöglichen (Profile 24/14 und 25/25). Die Tragfähigkeiten betragen etwa die Hälfte der Werte für die Schienen mit Bügel. Maximal konnte nach Herstellerangaben eine Last von 20 kN/lfm bei einem Beton B 160 ohne Bügel befestigt werden. Bei einer Trapezschiene 50/22 mit Bügel konnten 25 kN/m und ohne Bügel 14 kN/m in den Beton eingeleitet werden (Hasenjäger (1965)).

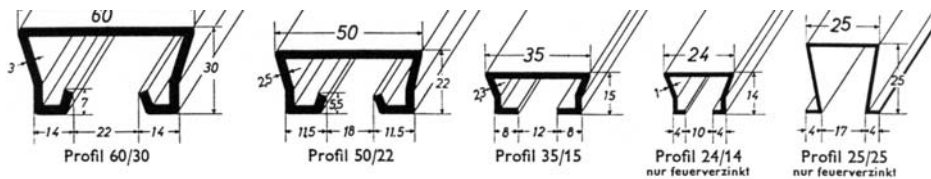


Bild 2.12: Halfen- Trapezschienen (Hasenjäger (1965))

Neu war auch das Füllen der Schienen mit Schaumstoff oder Styropor, um Verunreinigungen oder das Eindringen von Beton beim Betonieren zu vermeiden. Einige Profilgrößen wurden bereits aus nichtrostendem Stahl angeboten. Besonders häufig wurden Ankerschienen im Fertigteilebau eingesetzt, unter anderem zur Verbindung von Wänden und ab Ende der sechziger Jahre in Kombination mit Hängezugankern zur Befestigung von schweren Fassadenplatten, mit dem Vorteil der besseren Justierbarkeit. Ein weiterer Bereich war der Spannbetonbau und Verankerungen in der Zugzone von Balken. Hier konnten mit den Ankerschienen die strikten und einschränkenden Vorschriften für Dübel und Setzbolzen umgangen werden. Bis 1971 wurden größere Schienen mit einer Tragfähigkeit bis zu 120 kN/m angeboten. Mit der Einführung der neuen DIN 1045 im Jahr 1972 durften Ankerschienen allerdings nicht mehr bei der Biegebemessung berücksichtigt werden. Die Fa. Halfen brachte dann die erste Schiene mit aufgeschweißten Doppel- T-Ankern auf den Markt, die auch als erste 1976 die bauaufsichtliche Zulassung erhielt. Im Zuge der Zulassungsvorbereitungen wurde erkannt, dass die Tragfähigkeiten von Ankerschienen differenzierter nach Lastangriffspunkt, Länge der Schiene und den verwendeten Schrauben angegeben werden muss (Schumacher (1974)). Diese bauaufsichtliche Zulassung wurde in ihren Grundzügen nicht geändert, sie wurde jedoch ergänzt, z.B. durch Aufnahme neuer Profile, Ankerschienen mit anderen Ankerformen und Angabe von zulässigen Lasten bei nicht vorwiegend ruhender Belastung.

## 2.2 Herstellung, Ausbildung und Montage von Ankerschienen

### 2.2.1 Ankerschienenkörper

#### 2.2.1.1 Warmgewalzte Schienen

Grundsätzlich kann bei Ankerschienen zwischen warmgewalzten und kaltprofilierten Schienenkörpern unterschieden werden. Beide Schienenarten sind sowohl feuerverzinkt oder aus nichtrostendem Stahl und in Sonderfällen auch walzblank erhältlich.

Warmgewalzte Profile werden aus einem Stahlblock der Güte St. 37-2 nach DIN 17100 bzw. aus nichtrostendem Stahl nach DIN 17440 gewalzt. Der erhitzte Stahlblock durchläuft ca. 8 verschiedene Walzen, die jeweils mehrere sogenannte Stiche besitzen, die unterschiedlich oft durchlaufen werden. Dieses Durchlaufen der Stiche wird manuell gesteuert. Nach dem Erkalten werden die Anker angebracht und die Schienen auf die gewünschte Länge gekürzt. Für die unterschiedlichen Profile sind jeweils verschiedene Walzen notwendig.

Die Profilgeometrie ist bei allen untersuchten Herstellern identisch, nur die zulässigen Lasten und zulässigen Schwingbreiten bei nicht ruhender Belastung weichen teilweise geringfügig voneinander ab. Dies ist auf die unterschiedliche Verbindung der Anker mit dem Schienenrücken zurückzuführen.

Warmgewalzt - Tragfähigkeit 24 - 108 kN/m bei Beton  $\geq$  B 25, auch dynamisch belastbar

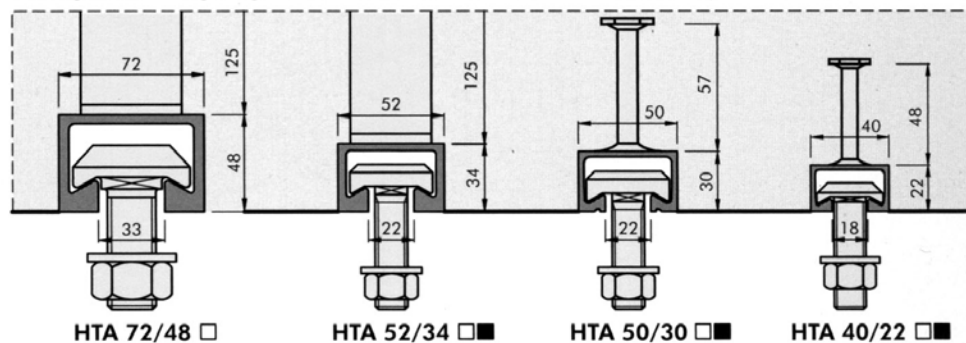


Bild 2.13: Warmgewalzte Profile (Deutsches Institut für Bautechnik (1998/1))

Warmgewalzte Profile (Bild 2.13) haben auch für nicht ruhende Belastungen eine bauaufsichtliche Zulassung (Deutsches Institut für Bautechnik (1998/1)). Eine speziell auf das Schienensystem abgestimmte Schraubenpalette und weitere Zubehörteile, haben sämtliche Hersteller im Programm. Erhältlich sind die Profile in Längen bis zu 6 m als Lagerware.

#### 2.2.1.2 Kaltgewalzte Schienen

Kaltprofilerte Schienen werden aus Bandstahl auf Rollen in einem Arbeitsgang hergestellt. Dabei werden die Anker angestaucht, die Befestigungslöcher ausgestanzt und die Schienen auf die gewünschte Länge gekürzt. Die Abstände der Anker können hier variabel gewählt werden. Die Walzen werden spezifisch für eine Schienengröße hergestellt. In Bild 2.14 ist die Schiene fertig profiliert und die Anker sind im gewünschten Abstand angepresst. Im nächsten Schritt wird die Endlosschiene noch auf die entsprechende Länge, hier Kurzstücke mit 2 Ankern, geschnitten.



Bild 2.14 Herstellung von kaltgewalzten Kurzstücken (vor dem Zerschneiden)

Die auf dem Markt erhältlichen Schienen der verschiedenen Hersteller unterscheiden sich nur geringfügig in Profilgeometrie und Größe (Bild 2.15). In der Tragfähigkeit unterscheiden sich kaltgewalzte Profile nur dadurch von den warmgewalzten, dass hier keine schwingenden Beanspruchungen zugelassen sind. Die Ausnahme bildet ein Hersteller, der auch für kaltprofilerte Schienen eine Zulassung für nicht vorwiegend ruhende Belastungen hat. In den Programmen der Hersteller sind Kurzstücke von 100 mm mit zwei Anker bis Schienenlängen von 6 m erhältlich.

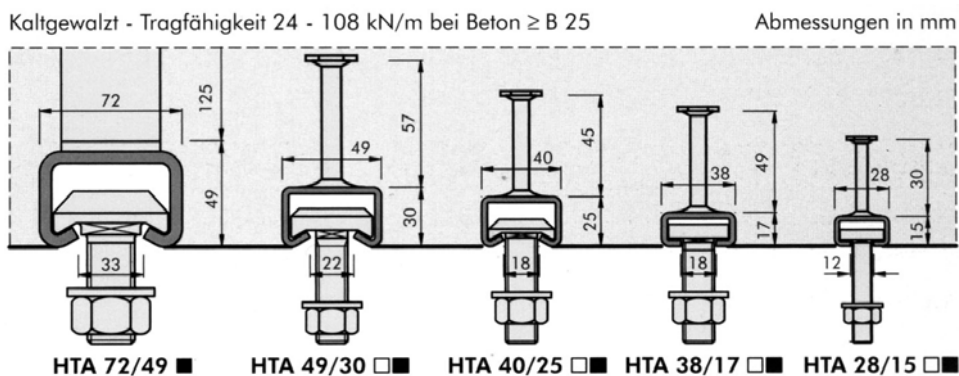


Bild 2.15: Kaltprofilerte Schienen (Deutsches Institut für Bautechnik (1998/1))

## 2.2.2 Bolzenarten

Zur Rückverankerung der Schienen gibt es profilabhängig verschiedene Ankertypen. Es werden I-Anker oder angestauchte Bolzenanker eingesetzt. Der zum Einsatz kommende Typ hängt von der Profilgröße und von der Profilart (warmgewalzt/ kaltprofilert ab).

I-Anker werden quer oder längs auf den Schienenrücken angeschweißt oder angestaucht, gekennzeichnet durch ein Q oder L bei der Bezeichnung der Schiene. Die Bolzenanker gibt es mit aufgestauchter Mutter oder direkt mit angestauchtem Kopf (Bild 2.16). Zum Teil werden Schweißmutter verwendet, die im Reibschweißverfahren auf dem Schienenrücken angebracht werden. Um ein bauseitiges Kürzen auf jede beliebige Länge zu ermöglichen, gibt es bei allen Herstellern noch einen sogenannten Endanker, der an Stelle eines vorhandenen Ankers bei einem Schienenüberstand von mehr als 25 mm angebracht werden muss.

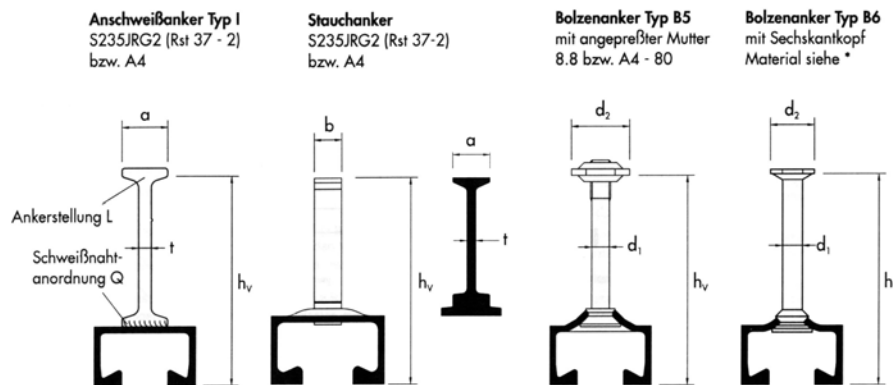


Bild 2.16: Verwendete Bolzenarten

### 2.2.3 Montageanleitung

Im allgemeinen werden die Ankerschienen verlegefertig mit Vollschaumfüllung oder Kombi-Streifenfüllung und Nagellöchern ausgeliefert. Damit sich die Schiene beim Betonieren nicht verschieben kann und nach dem Ausschalen bündig mit der Betonoberfläche abschließt, muss sie ausreichend an der Schalung befestigt werden. Je nach Schalungsart muss beachtet werden, dass die Schienen zur Fremdstromvermeidung separat von der Schalung gelagert werden müssen. Die Transportbänder müssen sofort nach der Lieferung entfernt werden.

Bei Kurzstücken bieten die Hersteller noch die Möglichkeit an, diese vor Ort aus Meterware zu schneiden. Dabei darf nur 25 mm hinter einer Verankerung eine Kürzung erfolgen. Bei größeren Überständen ab 25 mm muss ein Endanker montiert werden.

Wird die Ankerschiene auf dem Schalungsboden fixiert, kann die Bewehrung nach dem Befestigen der Schiene auf ihr aufgelegt werden.

Bei herkömmlicher Schalung erfolgt die Befestigung mit Heftkrampen oder Nägeln. Eine der wahrscheinlich häufigsten Befestigungsart ist die Schiene mit Nägel durch die Nagellöcher an der Schalung zu fixieren (Bild 2.17). Bei Edelstahlschienen wird empfohlen, auch Nägel in der entsprechenden Qualität zu verwenden. Bei Stahlschalungen kann die Schiene auch direkt mit einer Hakenkopfschraube (Bild 2.17) oder Nieten auf der Schalung befestigt werden. Die Fixierung direkt mit den Hakenkopfschrauben wird allerdings möglichst vermieden, da die notwendigen Löcher die Schalung stark beschädigt. Alternativ kann die Schiene auch mittels Heißkleber befestigt, oder mit doppelseitigem Klebeband an der Stahlschalung befestigt werden. In (P4) werden noch weitere Befestigungsarten genannt, wie Fixierung der Ankerschienen mittels Halteclips in Verbindung mit Schalungsabstandsrohren (Bild 2.18).

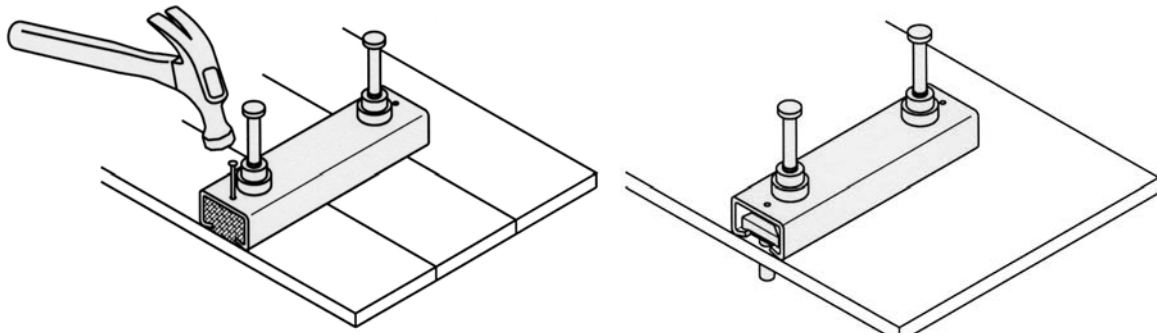


Bild 2.17: Schienenbefestigung durch Nageln oder mit Hakenschraube (P6)

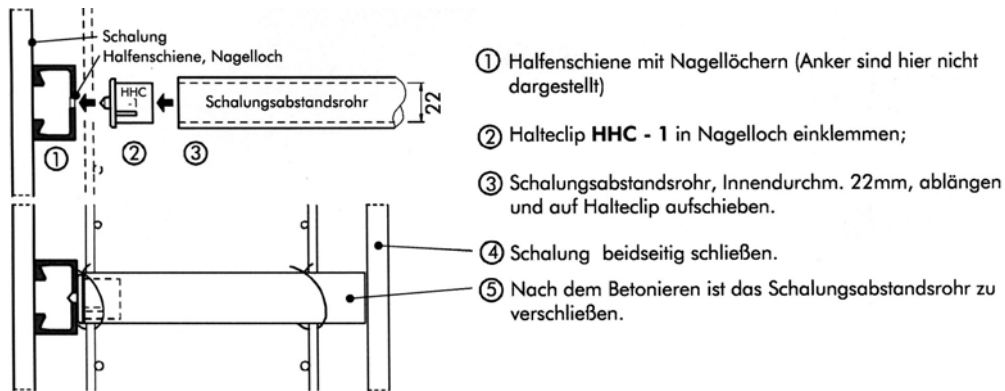


Bild 2.18: Befestigung mit Halteclips (P4)

Nach dem Ausschalen des Betons, muss die Füllung der Profile entfernt werden. Dies kann auf ganzer Länge erfolgen oder auch nur an den benötigten Stellen. Bei einer Vollschaumfüllung ist dies mit einem Hilfswerkzeug (Bild 2.20) oder z.B. einem Zimmermannshammer möglich. Die Kombi-Streifenfüllung lässt sich an einem Stück auch ohne Spezialwerkzeug entfernen (Bild 2.19). Eventuell von der Befestigung herausstehende Nägel werden wegen der Verletzungsgefahr abgeschnitten.



Bild 2.19: Kombi- Streifenfüllung



Bild 2.20: Vollschaumfüllung

### 2.3 Bauaufsichtliche Zulassung für Ankerschienen

In Deutschland unterliegen alle Bauausführungen, von denen im Versagensfall eine Gefährdung von Personen und Sachen ausgehen kann, der bauaufsichtlichen Genehmigung. Befestigungsmittel lassen sich bisher nicht mit den anerkannten Regeln der Bautechnik nachweisen. Daher sind die Bedingungen für die Verwendung von Ankerschienen in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.

Wohlfahrt (1996) erläutert die aktuellen Zulassungen für Ankerschienen, in denen Grenzwerte für die Randabstände für den Einbau in Betonbauteilen, die gegenseitigen Abstände der angreifenden Lasten und die minimalen Bauteilabmessungen enthalten sind. Bei Einhaltung dieser Grenzwerte dürfen die Ankerschienen mit Einzelasten oder Lastpaaren bis zu einer festgelegten Höhe belastet werden. Die Regelungen der Zulassung bieten nicht die Möglichkeiten einer variablen Bemessung der Ankerschienen, sondern spiegeln lediglich ein starres Gerüst von Forderungen wider, das die möglichen Anwendungsfälle und Einbausituationen eingrenzt.

In Tabelle 2.1 sind Grenzwerte für verschiedene Schienenprofile angegeben. Dabei wird zwischen zentrischem Zug und Querzug unterschieden. Eine durchgängige Interaktion zwischen beiden Beanspruchungsrichtungen wird nicht berücksichtigt.

Profil HTA	Mindestbetondeckung $a_{\text{min}}$ [cm]	Zulässige Lasten [kN]								Zugehörige Schrauben $\text{\textcircled{O}}$		Mindestabstände und Mindestbauteilabmessungen $\text{\textcircled{O}}$ [cm]								
		Zentrischer Zug und Schrägzug ab $\alpha = 15^\circ$				Querzug und Schrägzug bis $\alpha = 15^\circ$				Typ	Schrauben	Zug				Druck				
		Einzellasten	Lastpaare	Einzellasten	Lastp.	Einzellasten	Lastp.	$a_r$	$a_e$			$a_s$	$a_f$	$b$	$d$	$a_{\text{r1}}$	$a_{\text{r2}}$			
28/15	B 25	3,5	3,5	3,0	3,0	2,0	3,5	3,5	3,0	28/15	M 8 M 10 M 12	5	10	4	8	10			5	10
38/17	B 25	7,0	7,0	4,5	4,5	3,0	8,0	8,0	4,5	38/17	M 12 M 16	7,5	15	5	10	15			10	10
40/22 40/25	B 25	-	8,0	6,0	6,0	4,0	-	10,0	6,0	40/22	M 16	10	20	$\text{\textcircled{O}}$ 8 [7]	20	20			14	12,5
49/30 50/30	B 25	-	12,0	10,0	7,0	5,0	-	12,0	7,0	50/30	M 16 M 20	15	30	$\text{\textcircled{O}}$ 13 [10]	25	30			22,5	15
52/34 54/33	B 25 B 35 $\text{\textcircled{O}}$	-	22,0 25,0	22,0 25,0	11,0 12,5	11,0 12,5	-	22,0 25,0	11,0 12,5	50/30	M 20	20	40	17,5	35	40			-	-
55/42	B 25 B 35 $\text{\textcircled{O}}$	-	27,0 32,0	27,0 32,0	13,5 16,0	13,5 16,0	-	27,0 32,0	13,5 16,0	50/30	M 24	25	50	22,5	45	50			-	-
72/48 72/49	B 25 B 35 $\text{\textcircled{O}}$	-	27,0 32,0	27,0 32,0	13,5 16,0	13,5 16,0	-	27,0 32,0	13,5 16,0	72/48	M 24 M 27 M 30	25	50	22,5	45	50			-	-

- ① Beanspruchungsbereiche siehe Anlage 8.
- ② Bei Verwendung kleinerer Schrauben nach Anlage 5 darf die zulässige Last der Schrauben nach Anlage 8 nicht überschritten werden.
- ③ Die in der Tabelle angegebenen Mindestabstände gelten für bewehrten Beton. Bei Vergrößerung der Abstände um 30% werden an die Bewehrung keine Anforderungen gestellt.
- ④ Maße in Klammern gelten für vorh.  $a_r \geq 2 \times a_s$ .
- ⑤ Gilt bei Anordnung einer Schiene.
- ⑥ Ergibt sich aus der geringsten zulässigen Länge der Anker und der erforderlichen Betondeckung nach DIN 1045.
- ⑦ Nur zentrischer Zug zulässig.
- ⑧ Nur zulässig, wenn die Dehnung des Betons quer zur Schienenlängsachse durch Bewehrung (je ein Stab BSt 420 S/500 S,  $d_s \geq 8$  mm im Bereich der Anker) oder durch Querdruk behindert wird.
- ⑨ Bei Beanspruchung auf Querzug und Schrägzug darf zum unbelasteten Bauteilrand der Abstand  $a_r$  auf  $a_r/\sqrt{2}$  bzw. mind. 5 cm reduziert werden, wenn analog zur Anlage 10 eine Rückhängebewehrung zugeordnet wird.
- ⑩ Bei Verankerung im Beton mit der Festigkeitsklasse B 15 sind die zulässigen Lasten für B 25 mit dem Faktor 0,7, bei Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge  $\geq$  B 25 (Zuschlag aus Blähton, Blähschiefer oder Bims) mit dem Faktor 2/3 zu reduzieren.

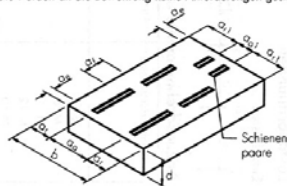


Tabelle 2.1: Auszug aus der Zulassung für Halben HTA Schienen, 1998 (Deutsches Institut für Bautechnik (1998/1))

In Bild 2.21 sind die verschiedenen zugelassenen Regellängen der Schienen aufgeführt. Die aufgeführten Schienen bieten die Möglichkeit, die Schienen auf die gewünschte Länge zu kürzen, und eventuell fehlende Anker durch anschraubbare Endanker zu ersetzen.

**Regellängen und Ankeranordnung**

Schienenlänge [mm]	Achsabstand der Anker	
	Ausführung A und B (Anschweiß- und Bolzenanker)	Ausführung S (Stauchanker)
100	25   50   25	
150	25   100   25	35   80   35
200	25   150   25	35   130   35
250	25   200   25	35   180   35
> 250	25   ≤ 250   25   35   ≤ 250   35   ≤ 250   35	35   ≤ 250   35   35   ≤ 250   35   ≤ 250   35

Bild 2.21: Regellängen und Ankeranordnungen, 1998  
(Deutsches Institut für Bautechnik (1998/1))

**2.4 Weiterentwicklungen und Sonderanwendungsfälle**

1980 wurden Ankerschienen für nicht ruhende Lasten zugelassen, wobei die in den Zulassungsbescheiden angegebenen Schwingbreiten einzuhalten sind. Dazu wurden die Doppel- T- Anker quer auf den Schienenrücken aufgeschweißt.

Seit 1982 können auch Querkuglasten parallel zur Schienenachse aufgenommen werden. Eine rillenförmige Ausbildung der Schenkelinnenseiten in Verbindung mit Hammerkopfschrauben mit Querrillen ließ eine Lastabtragung bis zu 5 kN in axialer Richtung zu (Deutsches Institut für Bautechnik (1996)) (Bild 2.22). Um ein bauseitiges Kürzen auf jede beliebige Länge zu ermöglichen, sind bei allen Herstellern Endanker erhältlich, die an Stelle eines werkseitigen Ankers bei einem Schienenüberstand von mehr als 25 mm angebracht werden müssen (Bild 2.23).

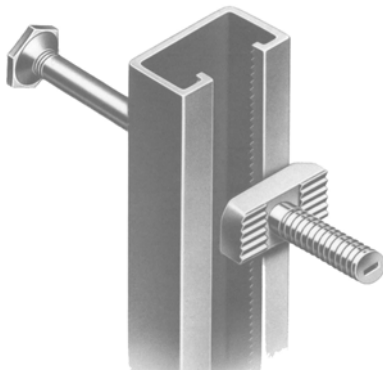


Bild 2.22: Schiene für Querlasten in axialer Richtung (Deutsches Institut für Bautechnik (1996))

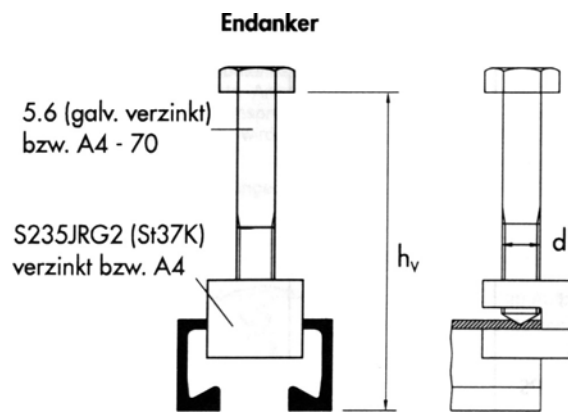


Bild 2.23: Endanker

Zusätzlich zu den in Abschnitt 2.2 dargestellten kalt- und warmgewalzten Ankerschienen sind noch weitere Sonderformen von Ankerschienen erhältlich. Z.B. gibt es Schienen für die Befestigung von Geländern an Balkone (Bild 2.24), mit extra langen Bolzen und für die Anwendung bei sehr kleinen Randabständen. Auch Schienen speziell für Ecklösungen in Form einer Eckschiene (Bild 2.25) sind erhältlich.





Bild 2.24: Geländerbefestigung (P3)

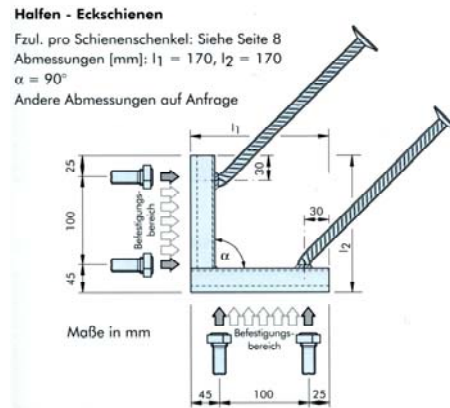


Bild 2.25: Eckschiene (P3)

Für einige Anwendungen wurden die Schienen speziell angepasst, wie für die technische Ausrüstung von Rohren oder in Tunneln. Hier werden gebogene Schienen, die speziell den Radien angepasst werden angeboten. Diese gibt es mit Spannschloss oder mit aufgeschweißten I-Ankern (Bild 2.26).



Bild 2.26: Gebogene Ankerschienen

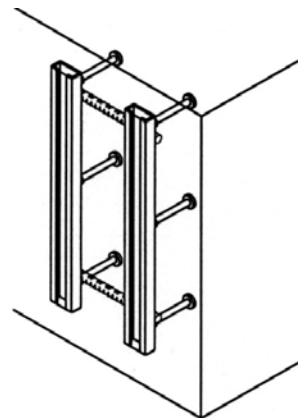


Bild 2.27: Schienenpaar (P6)

Die in Bild 2.27 dargestellten Schienenpaare haben den Vorteil des einfacheren Einbaus von dicht nebeneinander liegenden Kurzstücken z.B. bei der Montage von Verankerungen von Fußplatten, von Maschinen oder Stützen. Auch die Genauigkeit der Montage ist hier besser.

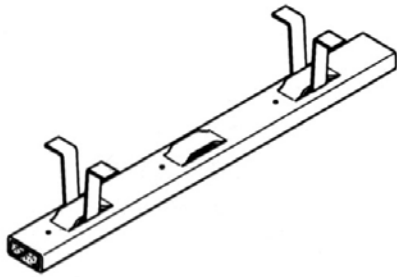


Bild 2.28: Schlaufenanker (P6)

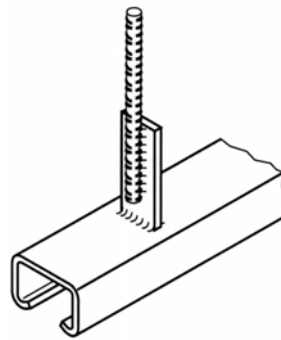


Bild 2.29: Sonderanker (P6)

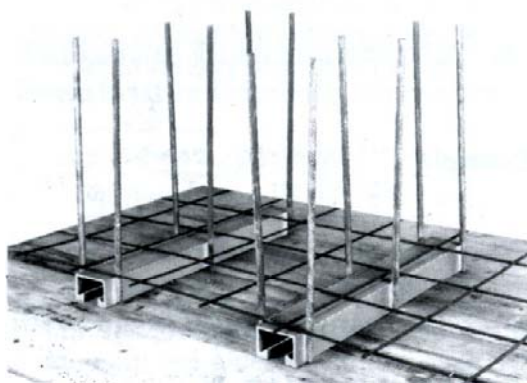


Bild 2.30: Seitlich angeschweißter Betonstabstahl (P5)

Rückverankerungen:


- Typ G  mit geradem Bewehrungsstahl
- Typ S  mit Bewehrungsstahl in Schlaufenform
- Typ W  mit Bewehrungsstahl in Form von Winkelhaken

Bild 2.31: Rückverankerungen, verschiedene Bewehrungsformen (P2)

Für geringe Lasten werden Schienen mit Schlaufenankern angeboten, die allerdings in Deutschland keine Zulassung besitzen (Bild 2.28). Für Bauteile mit sehr hohen nicht ruhenden Belastungen wurde die JRA- Ankerschiene der Firma Jordahl entwickelt. Die JRA- Konstruktion besteht aus einem Schienenprofil W 74/48 mit seitlich angeschweißten Betonstahlankern (Bild 2.30). Die verschiedenen Formen der angeschweißten Bewehrung sind in Bild 2.31 dargestellt. Weiterhin sind Sonderschienen mit mittig auf der Unterseite der Schiene angebrachten Stabstäben erhältlich (Bild 2.29).

### 3. Kenntnisstand zum Tragverhalten von formschlüssigen Befestigungen

#### 3.1 Allgemeines

Kopfbolzenverankerungen und Hinterschnittdübel leiten aufgebrachte Lasten über Formschluss in den Beton ein. Kopfbolzenverankerungen bestehen aus einer Stahlplatte und stumpf angeschweißten Kopfbolzen. Kopfbolzen sind in DIN 32500, Teil 3 (1979) genormt. Dort sind Kopfbolzen mit Verankerungstiefen zwischen minimal 75 mm und maximal 175 mm festgelegt. In der Praxis werden aber auch Kopfbolzen mit größeren Verankerungstiefen ( $h \leq 525$  mm) verwendet. Als Verhältnis von Kopf- zu Schaftdurchmesser ist mindestens 1,6 vorgeschrieben. Hinterschnittdübel leiten ähnlich wie Kopfbolzen die äußeren Kräfte durch Formschluss in den Untergrund ein. Dabei bieten verschiedene Hersteller unterschiedliche Systeme an, wie das Bohrloch zu erstellen und der Dübel ordnungsgemäß zu setzen ist.

Der Vorteil von einbetonierten formschlüssigen Befestigungsmitteln besteht in der Möglichkeit des Einbaus auch in stark bewehrte Bauteile. Außerdem können bei entsprechender Vorplanung die eingeleiteten Lasten bei der Bewehrungsführung berücksichtigt und spezielle Rückhänge- oder Schubbewehrungen eingebaut werden. Der Vorteil der Hinterschnittdübel liegt darin, dass das Tragverhalten genauso günstig ist wie das der Kopfbolzen, nur dass eine detaillierte Vorplanung nicht notwendig ist. Die folgenden Ausführungen betreffen nur Kopfbolzen und artverwandte Befestigungsmittel, jedoch nicht Dübel.

#### 3.2 Tragverhalten von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbelastung

##### 3.2.1 Versagensarten

Kopfbolzen können bei Zugbeanspruchung auf verschiedene Arten versagen. Einen Überblick über die Versagensarten mit zugehörigen Einflussparametern gibt Bild 3.1.

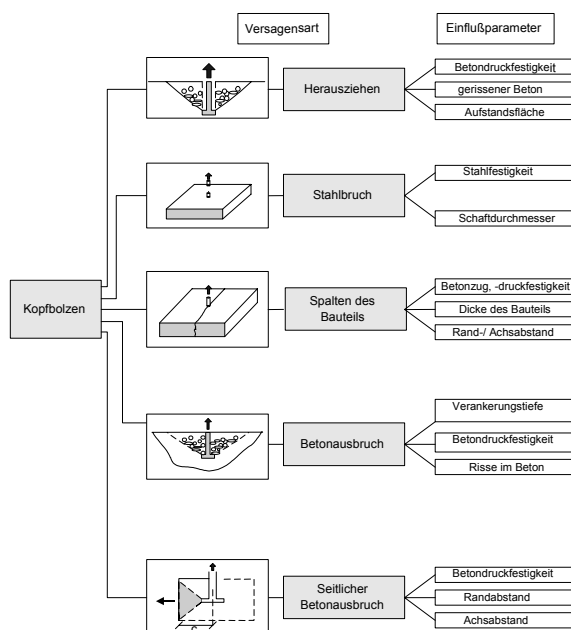


Bild 3.1: Versagensarten von Kopfbolzen bei zentrischer Zugbelastung

### 3.2.2 Herausziehen und Stahlversagen

Die Obergrenze der Tragfähigkeit von Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung stellt die Versagensart Stahlbruch dar (Bild 3.1). Die mittlere Höchstlast eines Kopfbolzens kann aus der Stahlzugfestigkeit und den Querschnittsabmessungen berechnet werden (Eligehausen/Mallée (2000)). Herausziehen (Bild 3.1) kann bei Kopfbolzen auftreten, wenn die Lasteinleitungsfläche und somit die mechanische Verzahnung zu gering ist. Nach Rehm/Eligehausen/Mallée (1992) soll die mittlere Pressung bei Verankerungen im ungerissenen Beton  $p_c = N_u/A_k \approx 12$  bis  $15 \beta_w$  nicht überschreiten. Das Last- Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen wird durch die Größe der Lasteinleitungsfläche bzw. der Betonpressung bestimmt und wurde detailliert von Furche (1994) untersucht. Danach ergibt sich ein kontinuierlicher Übergang von der Versagensart Herausziehen zu Betonausbruch.

### 3.2.3 Versagen des Ankergrundes

Mit dem Versagen des Betons wird die Zugtragfähigkeit des Ankergrundes überschritten. Bei ausreichend großen Bauteilabmessungen tritt das Versagen durch einen vom Ort der Lasteintragung ausgehenden kegelförmigen Betonausbruch (Bild 3.1) ein (Eligehausen/Mallée (2000)). Die Versagensart Spalten (Bild 3.1) kann bei geringen Bauteilabmessungen, Rand- und/ oder Achsabständen auftreten. Detaillierte Ausführungen zur Versagensart Spalten sind in Asmus (1999) enthalten.

Ferner kann bei Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und kleinen Randabständen ( $c < 0,5 h_{ef}$  bei Einzelbolzen) das Versagen durch seitlichen Betonausbruch (Bild 3.1) erfolgen. Dabei bricht der Beton im Bereich des Ankerkopfes seitlich aus. Ursache hierfür ist eine rechtwinklig zur Belastungsrichtung wirkende seitliche Abtriebskraft, die durch einen quasi hydrostatischen Druck hervorgerufen wird. Diese Versagensart wird ausführlich in Eligehausen/Furche (2000) behandelt.

In den folgenden Ausführungen wird primär auf die Versagensart Betonausbruch eingegangen.

#### 3.2.3.1 Tragverhalten von zugbeanspruchtem Beton

In Eligehausen/Mallée (2000) wird das Verhalten von zugbeanspruchtem Beton ausführlich erläutert. Der folgende Abschnitt dient dazu einen Einblick in die wichtigsten Bruchmechanismen und die zugehörigen Einflussparameter zu geben.

Ein mit zentrischem Zug belasteter Betonkörper verhält sich bis zum Erreichen der Höchstlast nahezu linear-elastisch. Beim Erreichen der Höchstlast bildet sich ein einzelner Riss. Er entsteht dort, wo der Beton die geringste Zugfestigkeit aufweist. Der Riss öffnet sich bis zur vollständigen Trennung, wobei die aufnehmbare Belastung kontinuierlich abnimmt. Dieses nichtlineare Verhalten ist auf Mikrorissbildung zurückzuführen. Über die Mikrorisse hinweg können allerdings Zugspannungen übertragen werden, die von der Rissbreite abhängen. Die Spannungsübertragung ist auf die Kornverzahnung der rauhen Rissoberflächen zurückzuführen. Das Spannungs- Verformungsverhalten von Beton wird durch die folgenden Parameter beeinflusst: E- Modul des Betons  $E_c$ , Betonzugfestigkeit  $f_t$ , Form des abfallenden Astes der Last-Verschiebungskurve, die Verschiebung, bei der keine Last mehr über den Beton übertragen werden kann, sowie die Bruchenergie  $G_f$ , die zur Bildung eines einzigen

Risses erforderlich ist. Die Form des abfallenden Astes der Last- Verschiebungskurve bzw. der Spannungs- Rissöffnungskurve beeinflusst wesentlich das Verhalten von zugbeanspruchtem Beton bei Vorhandensein einer Dehnungsgradiente, wie sie im Verankerungsbereich eines Befestigungsmittels vorhanden ist. Die Form der Zugspannungs- Rissöffnungs- Beziehung ist von der Betonzusammensetzung und der Geometrie des Versuchskörpers abhängig. Die Zugspannungs- Rissöffnungs- Beziehung für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von etwa 30 N/mm<sup>2</sup> mit Größtkorn von 8 bzw. 16 mm lässt sich mit Gleichung (3.1) annähern (Eligehausen/Mallée (2000)):

$$\sigma(w)/f_t = e^{-(f_t/G_f) \cdot w} \quad (3.1)$$

mit:  $w$  = Rissöffnung [mm]  
 $f_t$  = Zugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]  
 $G_f$  = Bruchenergie [N/mm]

Der Rissfortschritt in der Betonkonstruktion hängt wesentlich von der Bruchenergie ab. Je nach Betonfestigkeit, Größtkorn und Art des Zuschlags liegt sie zwischen 80 und 200 N/m.

Das Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung in Verbindung mit einer Dehnungsgradiente, welche im Lasteinleitungsbereich einer Verankerung vorhanden ist, kann durch das Modell eines fiktiven Risses beschrieben werden (Bild 3.2).

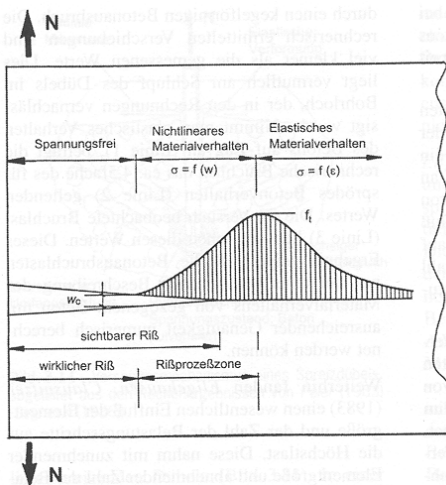


Bild 3.2: Spannungsverteilung im Beton an einer Risspitze bei Zugbeanspruchung mit Dehnungsgradiente, aus Eligehausen/ Mallée (2000)

Bis zu einer kritischen Rissöffnung  $w_c$  sind die Rissufer spannungsfrei, d.h. es existiert ein wirklicher Riss. Daran schließt sich eine Rissprozesszone mit nichtlinearem Materialverhalten an, in der die übertragbare Zugspannung von der Rissöffnung abhängt. Außerhalb dieser Zone verhält sich der Beton linear- elastisch und die Zugspannung ist von der Betondehnung abhängig. Sie kann höchstens der zentrischen Zugfestigkeit entsprechen. Bei Betrachtung mit dem bloßen Auge endet der sichtbare Riss in der Rissprozesszone. Die Verteilung der Spannungen in der Rissprozesszone hängt von der Beziehung zwischen übertragbarer Zugspannung und Rissbreite, sowie der Verteilung der Rissbreite über die Länge der Rissprozesszone ab. Dieses nichtlineare Verhalten von Beton im Riss ermöglicht bei einer Zugbeanspruchung mit Dehnungsgradienten eine Umlagerung von Spannungen von hochbeanspruchten in

weniger hoch beanspruchte Zonen. Dies wirkt sich günstig auf das Tragverhalten von Befestigungen in Beton aus.

### 3.2.3.2 Bruchmechanismus und Bruchvorgang

Die ersten theoretischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Befestigungen basierten auf der Annahme, dass sich der Beton bei Druck- und Zugbeanspruchung elastisch verhält. Bei diesem Ansatz sind die Hauptdruck- und Zugspannungen schon unter Gebrauchslast wesentlich höher als die einachsige Betondruck- und Zugfestigkeit. Dies ist darauf zurückzuführen, dass aufgrund der relativ kleinen Lasteinleitungsflächen lokal hohe Verformungsgradienten und Spannungen auftreten. Diese führen zu Mikrorissen im Beton. Eligehausen/Mallée (2000) folgern daraus, dass das Tragverhalten von Befestigungen nur bei Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens von Beton mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden kann. In Eligehausen/Mallée (2000) werden die Grundlagen für die numerischen und formalen Berechnungen der Bruchlasten von Befestigungsmitteln zusammengefasst:

Bei einer Befestigung bilden sich unter Gebrauchslast Umfangsrisse im Beton, die mit zunehmender Belastung vom Ankerkopf zur Betonoberfläche fortschreiten. Der Rissfortschritt ist bis zur Höchstlast stabil. Die Risslänge beträgt bei kleiner Verankerungstiefe ca. 40 % bis 50 % der Länge der Kegelmantelfläche und nähert sich für sehr große Verankerungstiefen einem konstanten Wert von ca. 25 % an. Nach Überschreiten der Höchstlast bildet sich der Betonausbruchkegel bei zunehmender Verformung und abnehmendem Ausbruchwiderstand völlig aus. Die Betonausbruchlast ist proportional zu  $h_{ef}^{1,5}$ . Der sehr starke Maßstabeffekt ist auf die hohe Dehnungsgradienten im Lasteinleitungsbereich zurückzuführen. Die Betonausbruchlast wird nicht wesentlich durch die Betonzugfestigkeit sondern durch den Faktor  $(E_c \cdot G_f)^{0,5}$  beeinflusst. Dieser Faktor kann mit ausreichender Genauigkeit durch  $\beta_w^{0,5}$  ersetzt werden, da sowohl  $E_c$  als auch  $G_f$  näherungsweise proportional zu  $\beta_w^{0,5}$  sind.

Zur experimentellen Untersuchung des Bruchmechanismus und Feststellung der Höchstlast von Kopfbolzen, die in großen Betonkörpern verankert sind, werden in Eligehausen/Mallée (2000) zahlreiche Versuche beschrieben und ausgewertet. Eligehausen/Sawade (1989) führten Versuche mit Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe  $h_{ef} = 130$  mm bis  $h_{ef} = 520$  mm durch. Dabei wurde die Verschiebung der Kopfbolzen kontinuierlich gesteigert. Die Betondehnungen wurden mit Dehnmessstreifen gemessen, die im Inneren des Prüfkörpers senkrecht, in Umfangsrichtung und parallel zur Oberfläche des Bruchkegels angeordnet waren. Sie waren so eingebaut, dass sie parallel zum erwarteten Bruchriss lagen oder diesen kreuzten. In Bild 3.3 sind für einen Kopfbolzen mit  $h_{ef} = 520$  mm die entlang des Bruchrisses senkrecht zu dessen mittlerer Neigung gemessenen Dehnungen für je eine Laststufe im Bereich der Gebrauchs- und Höchstlast ( $N/N_u = 0,3$  und  $N/N_u = 0,9$ ) aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass der Bereich mit hohen Dehnungen und hoher Dehnungsgradienten mit zunehmender Last vom Bolzenkopf zur Betonoberfläche wandert. Dies ist nach Eligehausen/Mallée (2000) auf die Bildung von Mikrorissen zurückzuführen. Aus den gemessenen Dehnungen wurden die Zugspannungen senkrecht zur Rissoberfläche berechnet. Es wurde angenommen, dass sich die gemessenen Dehnungen aus der elastischen Dehnung des Betons und der Dehnung in Folge Rissöffnung zusammensetzt (Gleichung 3.2).

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + (w/l_m) = \sigma(w)/E_c + w/l_m \quad (3.2)$$

mit:  $l_m$  = Messlänge

Mit der Rissöffnungsbeziehung  $\sigma(w)$  nach Gleichung (3.1) lassen sich die Rissbreite  $w$  und anschließend die Spannung  $\sigma(w)$  berechnen. Das Ergebnis der Berechnung ist in Bild 3.4 für den Kopfbolzen mit  $h_{ef} = 520$  mm (Bild 3.3) dargestellt.

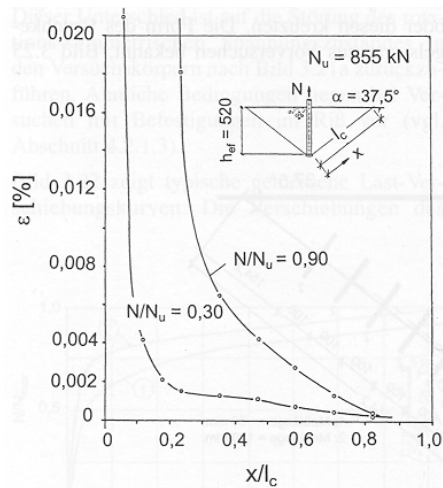


Bild 3.3: Verteilung der Dehnungen senkrecht zur Bruchkegeloberfläche entlang der Kegelmantelfläche für 2 Laststufen, aus Eligehausen/Sawade (1989)

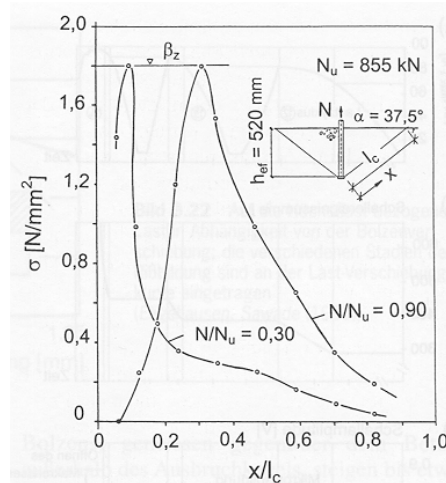


Bild 3.4: Verteilung der Spannungen senkrecht zur Bruchkegeloberfläche entlang der Kegelmantelfläche, berechnet aus den Dehnungen aus Bild 3.3, aus Eligehausen/Sawade (1989)

Bild 3.4 zeigt die berechnete Verteilung der Zugspannungen senkrecht zum Bruchriss entlang der Mantelfläche des Bruchkegels. Aus dem Bild ist deutlich die Umlagerung der Zugspannungen infolge Mikrorissbildung mit zunehmender Belastung zu erkennen. Im jeweils linken Bereich der Kurve gilt bis zum Erreichen der Zugfestigkeit das Rissöffnungsgesetz, der rechte Teil der Kurve gilt für elastisches Verhalten des Betons. Die Länge des Risses entspricht dem Abstand zwischen dem Bolzenkopf und der Stelle, an der die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Bei 90 % der Höchstlast entspricht die Risslänge etwa 30 % der Länge der Kegelmantelfläche. Eligehausen/Sawade (1998) integrierten die in Lastrichtung wirkende Komponente der Zugspannung senkrecht zum Riss über die Bruchoberfläche. Die so berechnete Zugkraft wich bei Höchstlast um maximal 15 % von der aufgetragenen Zugkraft ab. Daraus folgerten sie, dass die Höchstlast nur wenig durch Schubspannungen in der Bruchoberfläche beeinflusst wird. Während bei großer Verankerungstiefe nur ein kleiner Teil der aufgetragenen Zuglast in der Rissprozesszone übertragen wurde, war dieser Anteil bei kleiner Verankerungstiefe sehr hoch. Dies bedeutet, dass das Verhalten von Verankerungen bei kleiner Verankerungstiefe mit der nichtlinearen Bruchmechanik und bei großer Verankerungstiefe näherungsweise mit der linearen Bruchmechanik beschrieben werden kann.

In der Literatur sind zahlreiche analytische Ansätze zur Berechnung der Betonausbruchlast von Kopfbolzen angegeben, die auf verschiedenen Rechenannahmen be-

ruhen. Bei den Ansätzen in ACI 349 (1985) bzw. Utescher (1978) wird ein konstanter bzw. ein hyperbolischer Verlauf angenommen. Diese Annahmen der Zugspannungsverteilung über die Bruchfläche weichen allerdings stark von der Wirklichkeit ab, sie werden deshalb nicht weiter ausgeführt. Ansätze bei denen die Betonausbruchlast mit Hilfe der Plastizitätstheorie berechnet werden, werden ebenfalls nicht erläutert, da sie mit der Realität nicht übereinstimmen.

Eine gute Übereinstimmung von Versuchsergebnissen und berechneten Werten erzielt man mit dem Maßstabgesetz von Bazant (1984). Er nimmt an, dass die Bruchlast bei kleiner Bauteildicke nach der Plastizitätstheorie und bei dicken Bauteilen nach der linearen Bruchmechanik, berechnet werden kann. Zwischen diesen Grenzwerten wird ein kontinuierlicher Übergang angenommen. Überträgt man diesen Ansatz auf die Betonausbruchlast von Kopfbolzen, entspricht die Bauteildicke der Verankerungstiefe und man erhält Gleichung (3.3).

$$N_u = k_1 \cdot \beta_w^{0,5} \cdot h_{ef}^2 / (1 + h_{ef} / h_{ef}^0)^{0,5} \quad (3.3)$$

mit:  $k_1$  und  $h_{ef}^0$  als Konstanten

Dabei beträgt  $k_1 = 2,7$  und  $h_{ef}^0 = 50$  mm (Eligehausen/Mallée (2000)). Nach Gleichung (3.2) ist die Bruchlast für große Verankerungstiefen etwa proportional zu  $h_{ef}^{1,5}$ . Sawade (1994) stellte allerdings fest, dass die Betonausbruchlast von  $(E_c \cdot G_f)^{0,5}$  und nicht von der Zugfestigkeit abhängt.

In Eligehausen/Mallée (2000) wird das CC-Verfahren zur empirischen Ermittlung der Betonausbruchlast von Einzelkopfbolzen bzw. Kopfbolzensgruppen ausführlich erläutert. Die Tragfähigkeit von Einzelkopfbolzen wurde ursprünglich von Eligehausen/Fuchs/Ick/Mallée/Reuter/Schimmelpfennig/Schmal (1992) aus 318 Versuchen mit Einzelbolzen abgeleitet. Die Versuchsergebnisse wurden mit Gleichung (3.4) angenähert:

$$N_u^o = 15,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (3.4)$$

mit:

- $N_u^o$  Ausbruchlast eines Einzelkopfbolzens [N]
- $\beta_w$  Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]
- $h_{ef}$  effektive Verankerungstiefe [mm]

Obwohl die Mantelfläche des Betonausbruchkegels mit dem Quadrat der Verankerungstiefe anwächst, geht diese bei der Berechnung der Bruchlast nur mit dem Exponenten 1,5 ein. Ursache hierfür ist der bereits beschriebene Maßstabseinfluss, der die Abnahme der gemittelten Zugspannung mit zunehmender Bruchfläche berücksichtigt und generell bei zugbeanspruchtem Beton mit Dehnungsgradienten zu beobachten ist.

Auf Grundlage von Gleichung (3.4) können nach dem CC-Verfahren von Fuchs/Eligehausen (1995) die Betonausbruchlasten von Befestigungen unter Berücksichtigung des Einflusses des Bauteilrandes und Achsabstandes (Befestigungs-



gruppen) ermittelt werden. Das CC-Verfahren (Concrete Capacity) ist eine Weiterentwicklung des  $\kappa$ -Verfahrens von Fuchs/Eligehausen (1995) und Fuchs/Eligehausen/Breen (1995). Es liefert in der Regel die gleichen charakteristischen Werte für die Betonausbruchlast. Nur bei Bolzengruppen am Bauteilrand mit Anordnung der Bolzen senkrecht zum Rand liefert das CC-Verfahren höhere charakteristische Lasten, da im CC-Verfahren die Traglast des randnahen und randfernen Kopfbolzens gemittelt wird, während im  $\kappa$ -Verfahren der randnahe Kopfbolzen als maßgebend angesehen wird. Der Unterschied dieser Verfahren wird ab einem Randabstand  $c \geq 1,0 h_{ef}$  vernachlässigbar gering.

Die Betonausbruchlast einer Gruppenverankerung bzw. von Verankerungen am Bauteilrand wird nach Gleichung (3.5) ermittelt:

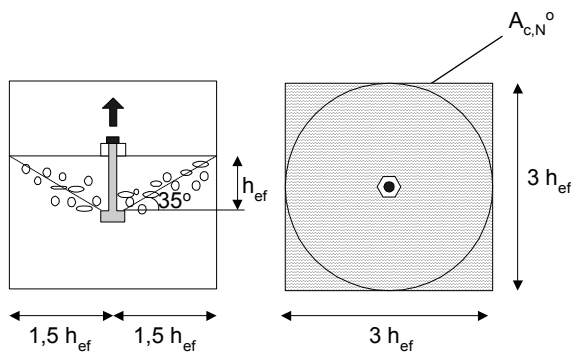
$$N_{u,c} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot N_u^0 \quad (3.5)$$

mit:

$N_u^0$  (nach Gleichung 3.4)

$A_{c,N}^0$  projizierte Fläche einer Einzelverankerung mit ausreichend Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als ein Kegel mit einer Neigung von  $35^\circ$  gegenüber der Betonoberfläche angenommen. Für den Ausbruchradius an der Betonoberfläche ergibt sich bei einer Verankerungstiefe  $h_{ef}$  somit ein Wert von  $1,5 \cdot h_{ef}$  (Bild 3.5) Die Fläche wird dabei idealisiert zu einem Quadrat mit den Seitenlängen  $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ .

$s_{cr,N}$  erforderlicher Achsabstand für die Ausbildung vollständiger Ausbruchkegel  
 $= 3 \cdot h_{ef}$



$$A_{c,N} = A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2 = 9 \cdot h_{ef}^2$$

Bild 3.5: Ausbruchfläche eines Einzelbolzens

$A_{c,N}$  vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers (Bild 3.6). Sie wird begrenzt durch Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ( $s < s_{cr,N}$ ) sowie durch Bauteilränder ( $c \leq c_{cr,N}$ )

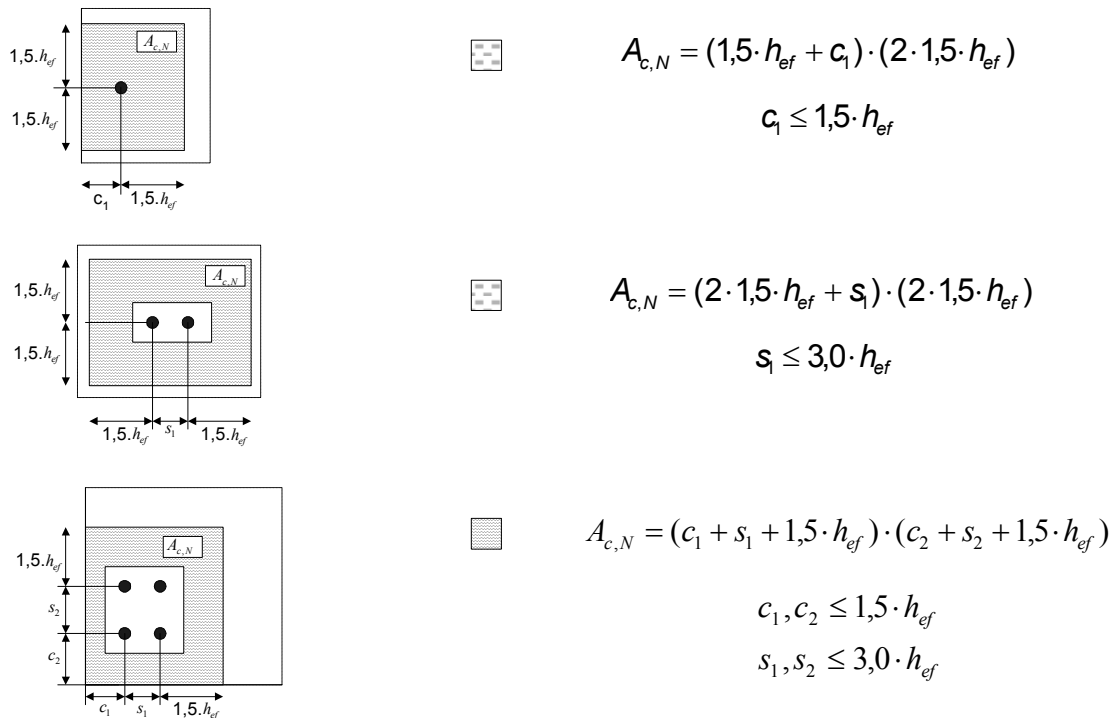


Bild 3.6: Beispiele zur Bestimmung der aktivierten Ausbruchfläche

$c_{cr,N}$  erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchkörpers und damit zur Übertragung der Zuglast  
 $= s_{cr,N}/2 = 1,5 h_{ef}$

$\psi_{s,N}$  Faktor zur Berücksichtigung der Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands durch Bauteilränder (Gleichung 3.6). Bei Verankerungen mit mehreren Randabständen (z.B. in der Bauteilecke), ist der kleinste Randabstand  $c$  einzusetzen. Für  $c \geq 1,5 h_{ef}$  ergibt sich  $\psi_{s,N} = 1,0$ . Es kommt somit zu keiner Spannungsstörung.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \quad (3.6)$$

Bei exzentrisch angreifenden Lasten wird Gleichung (3.5) um den Faktor  $\psi_{ec,N}$  erweitert. Dadurch werden jedem Bolzen unterschiedliche Lasten zugeordnet. Die Ausmitte  $e_N$  ist als Resultierende aus den Zugkräften der Kopfbolzen zu ermitteln. Werden durch diese Laststellung weitere Druckkräfte über die Ankerplatte in den Beton eingeleitet, unterscheidet sich die „innere“ Ausmitte  $e_N$  (Resultierende entsteht nur über die Kräfte der Kopfbolzen) von der „äußeren“ Ausmitte  $e'_N$ , da eine weitere Druckkraft die Stellung der Resultierenden verändert (Bild 3.7).

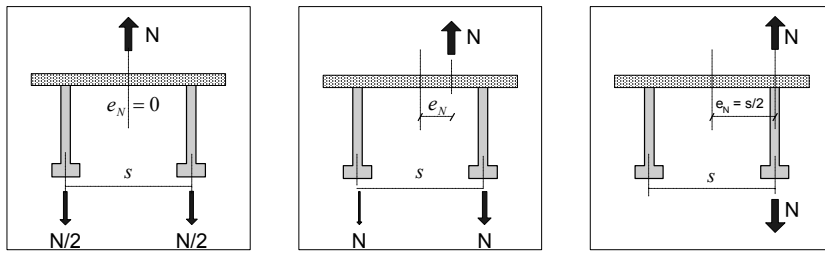


Bild 3.7: Exzentrische Lasteinleitung

$$\begin{aligned} \psi_{ec,N} & \text{ Einflussfaktor der exzentrischen Lasteinleitung} \\ & = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1 \end{aligned} \quad (3.7)$$

$e_N$  Ausmitte der resultierenden Zugkraft der Befestigungsmittel ( $\leq s/2$ )  
 $s$  Achsabstand der äußeren Verankerungsmittel

Bei Verankerungen mit Exzentrizitäten in zwei Richtungen sind  $\psi_{ec,N}$  Faktoren für beide Richtungen zu ermitteln. Ihr Produkt ist in Gleichung (3.5) einzusetzen.

Werden Kopfbolzen in der Betondeckung oder in der Nähe der Bewehrung verankert, überlagern sich die Zugspannungen aus der Verbundwirkung der Bewehrungsstäbe mit denen der Verankerung. Weiterhin vermindert die Bewehrung die zur Übertragung von Zugkräften zur Verfügung stehende Betonfläche in einem Bereich, in dem die Betonfestigkeit besonders bei dichter Bewehrung meist geringer ist, als im Querschnittsinneren. Diese Einflüsse können durch den Schalenabplatzfaktor berücksichtigt werden (Gleichungen 3.8 und 3.9).

$\psi_{re,N}$  Schalenabplatzfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer dichten Bewehrung.

$$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} / 200 \leq 1,0 \quad (\text{Achsabstand der Bewehrung} < 150 \text{ mm}) \quad (3.8)$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \quad (\text{Achsabstand der Bewehrung} \geq 150 \text{ mm}) \quad (3.9)$$

Untersuchungen zum Neigungswinkel des Betonausbruchkörpers von Eligehausen/Bouska/Cervenka/Pukl (1992) aus Eligehausen/Mallée (2000) zeigen, dass dieser Neigungswinkel nur wenig von der Verankerungstiefe abhängt und im Mittel ca.  $35^\circ$  beträgt. Der zwischen der Mantelfläche des Bruchkegels und der Bauteiloberfläche gemessene Winkel variierte über den Umfang und streut relativ stark.

Nach den Untersuchungen von Zhao (1993) ist jedoch ein Einfluss der Verankerungstiefe auf den Ausbruchwinkel vorhanden, wobei dieser mit zunehmender Verankerungstiefe ansteigt. Die Zunahme des Durchmessers des Ausbruchkegels mit kleiner werdender Verankerungstiefe lässt sich aus Sawade (1992) ableiten, nach dem die auf die Lasteinleitungsfläche wirkende Last als Punktlast behandelt werden kann. Weiterhin beträgt nach Shih (1965) für die in Bild 3.8 dargestellte Rissanord-

nung das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren (Gleichung 3.10) (Zhao (1993)):

$$K_{II}/K_I = h(a/h_{ef}) \cdot 0,5 \cdot (h_{ef} - 1) \quad (3.10)$$

Die Funktion  $h(a/h_{ef})$  aus Gleichung 3.10 kann bei festen Rissgeometrien als konstant angenommen werden. Daher nimmt der Verhältniswert  $K_{II}/K_I$  mit  $h_{ef}$  zu.

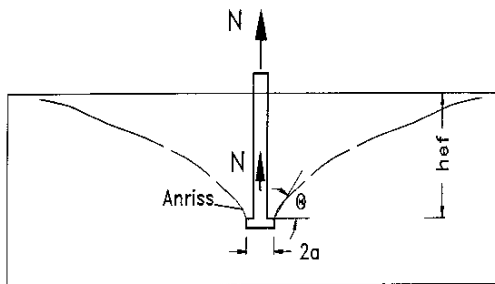


Bild 3.8: Idealisierung des Kopfbolzenproblems, aus Zhao (1993)

Zhao (1993) verweist auf zahlreiche weitere existierende Theorien, mit denen die Abhängigkeit des Weiterreißwinkels  $\Theta$  von der Bruchenergie gezeigt werden kann.

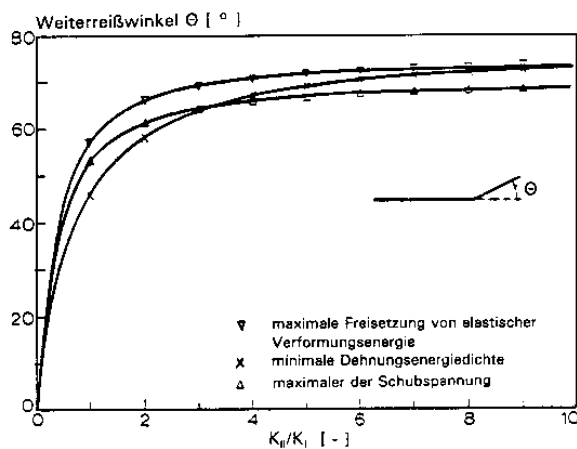


Bild 3.9: Weiterreißwinkel  $\Theta$  in Abhängigkeit von  $K_{II}/K_I$ , aus Zhao (1993)

Aus Bild 3.9 ist zu erkennen, dass der Weiterreißwinkel  $\Theta$  mit zunehmendem Verhältniswert  $K_{II}/K_I$  ansteigt. Überträgt man dies auf zugbeanspruchte Verankerungen, bedeutet das, dass der Neigungswinkel des Ausbruchkegels mit größer werdender Verankerungstiefe steiler wird. In weiteren Untersuchungen hat Zhao (1993) festgestellt, dass der Weiterreißwinkel vom Bolzenkopf bis zur Betonoberfläche einen asymptotischen Verlauf aufweist (Bild 3.9). Oft wird statt des veränderlichen Weiterreißwinkels  $\Theta$  der mittlere Neigungswinkel  $\alpha$  des gerissenen Ausbruchkegelmantels beim Erreichen der Höchstlast verwendet, da die Neigung im Bereich des gerissenen Ausbruchkegelmantels bei Erreichen der Höchstlast von besonderem Interesse ist. Um den mittleren Neigungswinkel  $\alpha$  zu bestimmen, muss die Länge des gerissenen Teils der Mantelfläche bei Höchstlast bekannt sein. Nach Versuchs- und numerischen Ergebnissen nimmt die auf die Ausbruchkegelmantellänge bezogene Länge

der gerissenen Fläche mit zunehmender Verankerungstiefe ab. Sie beträgt bei großer Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 520 \text{ mm}$ ) ca. 35 % und bei kleiner Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 130 \text{ mm}$ ) ca. 55 % der Ausbruchkegelmantellänge. In erster Näherung wird ein Wert von ca. 50 % der Mantellänge angesetzt. Dies bedeutet, dass der Beton bei Höchstlast bis zur halben Höhe der Verankerungstiefe als gerissen angenommen wird. Die Bestimmung des mittleren Neigungswinkels  $\alpha$  kann dann nach der in Bild 3.10 schematisch dargestellten Vorgehensweise erfolgen.

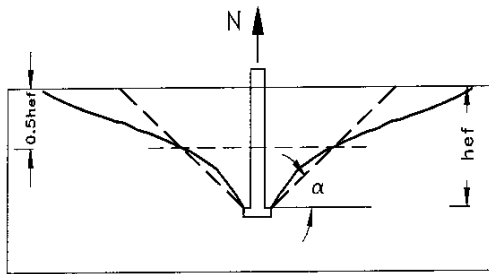


Bild 3.10: Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Bestimmung des mittleren Neigungswinkel  $\alpha$ , aus Zhao (1993)

Zhao (1993) weist nach, dass der Zusammenhang zwischen dem Neigungswinkel  $\alpha$  und der Verankerungstiefe mit ausreichender Genauigkeit mit Gleichung (3.11) beschrieben werden kann.

$$\tan \alpha = 0,2 \cdot h_{ef}^{0,25} \quad (3.11)$$

Die Versuchsauswertung von Zhao (1993) (Bild 3.11) zeigt allerdings im Bereich kleiner Verankerungstiefen zum Teil große Unterschreitungen der nach Gleichung (3.11) ermittelten Neigungswinkel.

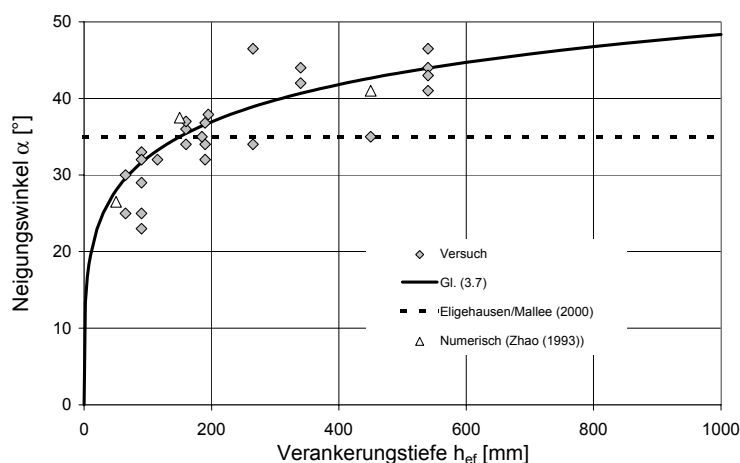


Bild 3.11: Neigungswinkel  $\alpha$  in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$ , aus Zhao (1993)

Die Auswertungen von Furche (1994) ergaben weiterhin eine Abhängigkeit der Größe eines Betonausbruchkegels von der Aufstandsfläche eines Kopfbolzens. In Bild

3.12 ist der Durchmesser eines Ausbruchkegels mit einer Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 80$  mm in Abhängigkeit von der Schulterbreite des Bolzenkopfes aufgetragen. Hieraus lässt sich ein Neigungswinkel  $\alpha \approx 26^\circ$  für eine Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 80$  mm ermitteln. Dieses Ergebnis von Furche (1994) stimmt gut mit den Ergebnissen von Zhao (1993) (Bild 3.12) für entsprechende Verankerungstiefen überein.

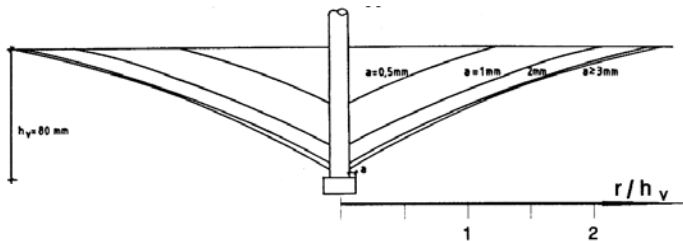


Bild 3.12: Ausdehnung der Ausbruchkegel in Abhängigkeit der Schulterbreite, aus Furche (1994)

Zur Einleitung großer Lasten werden in der Befestigungstechnik häufig Gruppenverankerungen eingesetzt. Gruppenverankerungen bestehen aus mehr als einem Verankerungselement, die miteinander durch ein Anbauteil oder z.B. mit einer Schiene verbunden sind. Wird eine Gruppenverankerung auf Axialzug belastet und ist die Tragfähigkeit des Bolzenmaterials größer als die Zugtragfähigkeit des Betons, kommt es zu einem Betonausbruch. In diesem Fall wird ein kegelförmiger Betonausbruchkörper aus der Betonplatte herausgelöst. Ist der Achsabstand bei Gruppenverankerungen kleiner als ein kritischer Achsabstand, kommt es zu einer Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper innerhalb der Gruppe. Daher wird die Tragfähigkeit der Gruppe im Vergleich zur Tragfähigkeit der unbeeinflussten Einzelanker abgemindert. Um die Betonausbruchlast von Gruppen bestimmen zu können, muss der Einfluss des Achsabstandes auf das Tragverhalten bekannt sein. Die bisher vorgestellten Verfahren zur Abschätzung der Traglast von Einzelkopfbolzen können nicht einfach auf eine Gruppenverankerung übertragen werden, da der Einfluss des Achsabstandes auf die Ausbildung des Ausbruchkörpers der Gruppe nicht berücksichtigt wird. In den Bildern 3.13 und 3.14 werden typische Querschnitte der Ausbruchkörper Vierfachkopfbolzenverankerungen in quadratischer Anordnung mit verschiedenen Achsabständen dargestellt.

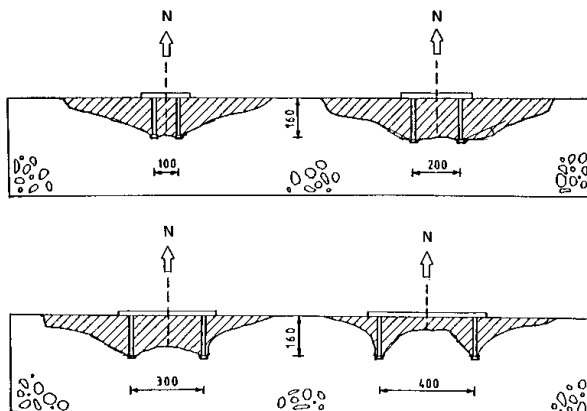


Bild 3.13: Einfluss des Achsabstandes auf die Form des Ausbruchkörpers bei einer Vierfachverankerung mit Kopfbolzen,  $h_{ef} = 160$  mm, aus Zhao (1993)

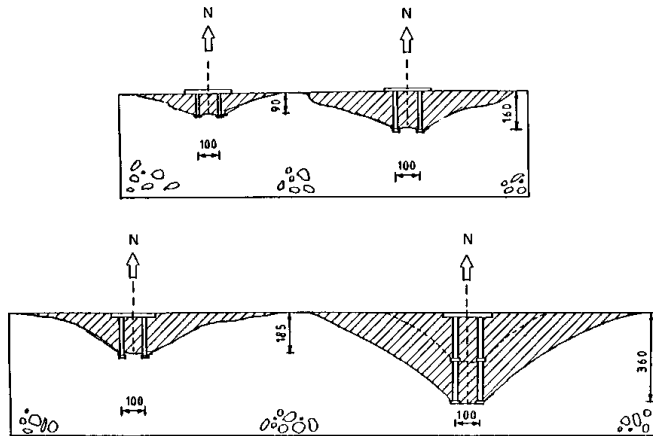


Bild 3.14: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Form des Ausbruchkörpers bei  $s = 100 \text{ mm}$ , aus Zhao (1993)

Im Hinblick auf die Form des Ausbruchkörpers stellte Zhao (1993) folgendes fest: Bei Gruppenbefestigungen mit kleinem Achsabstand verläuft die Ausbruchkegelmantellinie im Vergleich zur Betonoberfläche in den Außenbereichen flacher als diejenige einer Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe. Mit Vergrößerung des Achsabstandes nähert sich der Ausbruchkörper der Form eines Einzelankers an. Gruppenbefestigungen mit 4 Ankern in quadratischer Anordnung weisen im Bereich zwischen den Bolzen deutliche Abweichungen in der Form der Ausbruchkörper von denjenigen bei Einzelankern auf. Bei kleinen Achsabständen verlaufen die Risse zwischen den Bolzen nahezu horizontal. Mit Vergrößerung des Achsabstandes (Bild 3.13) nimmt der Neigungswinkel der Ausbruchkegelmantellinie gegen die Betonoberfläche zu und erreicht schließlich den Wert einer entsprechenden Einzelverankerung. Bei konstantem Achsabstand nimmt der mittlere Neigungswinkel gegen die Horizontale mit zunehmender Verankerungstiefe zu (Bild 3.14). Dieses Phänomen stimmt mit der für Einzelverankerungen festgestellten Neigungszunahme in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe gut überein.

Zusammenfassend stellte Zhao (1993) fest, dass bei Gruppenverankerungen mit einem relativen Achsabstand von  $s/s_k < 1,0$  (vgl. Gleichung 3.12) die maximale Betontragfähigkeit der einzelnen Verankerungselemente nicht mehr erreicht werden kann. Dementsprechend kann die beim Bruch für Einzelverankerungen geltende Länge der gerissenen Fläche des Ausbruchkegelmantels bei Gruppenverankerungen nicht erzielt werden. Bei kleinem  $s/s_k$  wird sich die Rissbildung im Innenbereich zwischen den Verankerungselementen infolge der Spannungsüberlagerung früher entwickeln als bei Einzelverankerungen. Dies führt dazu, dass dieser Bereich mit großer Wahrscheinlichkeit bereits vor Erreichen der Traglast der Gruppe gerissen ist und daher keinen Beitrag zur Lastübertragung leisten kann. Zhao (1993) erwartet, dass eine Gruppenverankerung als „Einzelverankerung mit einem vergrößerten Unterkopfdurchmesser“ behandelt werden kann. Mit zunehmendem Achsabstand wird die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper immer geringer und der gegenseitige Einfluss deshalb immer kleiner. Bei  $s/s_k \geq 1,0$  verhält sich die Gruppe wie eine Vielfach-Einzelverankerung. Die einzelnen Ausbruchkörper können sich dann ungestört und frei ausbilden. Mit der Neigung des Ausbruchkörpers nach Gleichung (3.12) ermittelt Zhao (1993) den Durchmesser des Ausbruchkegels  $s_k$  auf der Betonoberfläche zu:

---

$$s_k = 2 \cdot r_k = 2 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{\tan \alpha} \right) \quad (3.12)$$

Anhand von theoretischen Vorüberlegungen weist Zhao (1993) einen s-förmigen Verlauf für den Einfluss des Achsabstandes auf die Betonausbruchlast einer zentrisch belasteten Gruppenbefestigung nach. Dabei nimmt die Tragfähigkeit der Gruppe bis  $s/s_k = 0,5$  unterproportional und bis  $s/s_k = 1$  überproportional zur linearen Zunahme zu.



#### 4. Tragverhalten von Ankerschienen bei zentrischer Zugbelastung

Von Wohlfahrt (1996) wurde das Tragverhalten von Ankerschienenkurzstücken mit zwei und drei Anker beschrieben und die wichtigsten Einflussfaktoren aufgezeigt, die das Tragverhalten der Schienen beeinflussen. Dabei wurde der Achsabstand der Anker, die Werkstoffe der Schienenprofile und der Bolzen, der Schienenüberstand und die Lastposition untersucht. Die Untersuchungen wurden mit Hilfe von FE-Rechnungen mit dem Programm ANSYS durchgeführt und zum Teil mit Versuchen verglichen. Bei den FE-Untersuchungen wurde nur der Schienenkörper modelliert, Einflüsse durch den in Realität umgebenden Beton wurden vernachlässigt. Die Berechnungen wurden mit Verformungssinkrementen durchgeführt. Es wurden an den Lastangriffsknoten schrittweise Verschiebungen vorgegeben und die Kräfte in der Schiene und an den Bolzen ermittelt. Als Endwert der Verschiebungen für die einzelnen Profile werden Werte angenommen, die sich an Versuchsbeobachtungen orientieren, und die in den Schienenprofilen Dehnungen in der Größenordnung von 15 % hervorrufen. Der Stahl erreicht bei dieser Dehnung eine Spannung von etwa  $360 \text{ N/mm}^2$ . Höhere Dehnungen und damit auch höhere Spannungen wurden als unrealistisch angesehen und nicht weiter betrachtet. Im folgenden Abschnitt sind die wichtigsten Ergebnisse von Wohlfahrt (1996) zusammengestellt.

##### 4.1 Allgemeiner Lastabtragungsmechanismus

Um den Lastabtragungsmechanismus beschreiben zu können, werden die an der Ankerschiene angreifenden Kräfte und deren Veränderung betrachtet. Bild 4.1 zeigt schematisch die angreifenden äußeren Kräfte bei Laststellung zwischen zwei Anker. Aus Symmetriegründen werden in Bild 4.2 nur die Kräfte A, B; E und N in Abhängigkeit von der Verschiebung  $v$  dargestellt.

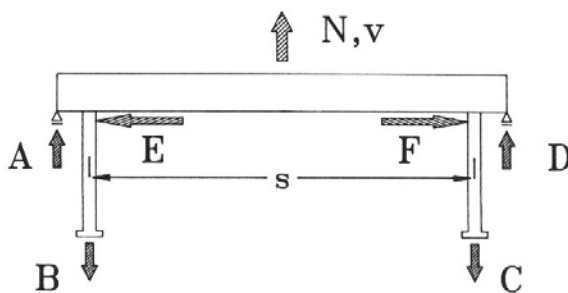


Bild 4.1: Schematische Darstellung der an der Ankerschiene angreifenden Kräfte (in Pfeilrichtung positiv), aus Wohlfahrt (1996)

Aus der Forderung nach einem Gleichgewicht der Kräfte lässt sich ableiten:

$$N = 2 * (B - A) \quad (4.1)$$

Die Kräfte E und F, die auf den Beton zwischen den Anker wirken, wurden nur bei diesem Grundmodell angegeben und nachfolgend nicht weiter betrachtet, da sie auf das Tragverhalten des Schienenprofils nur einen geringen Einfluss ausüben.

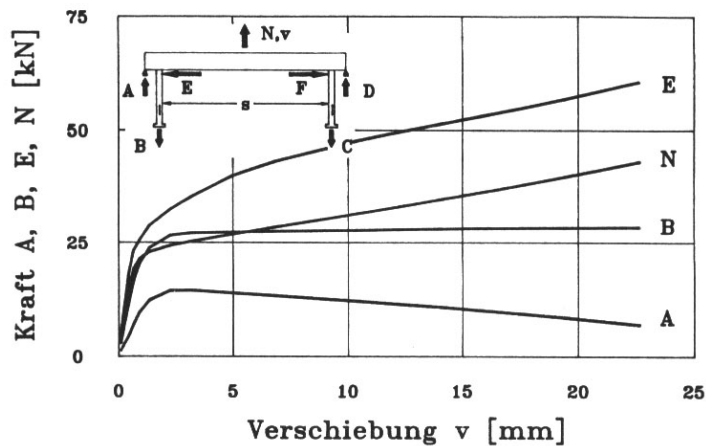


Bild 4.2: Verlauf der an der Ankerschiene angreifenden Kräfte,  $f_{ys,S} = 240 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ys,A} = 240 \text{ N/mm}^2$ , aus Wohlfahrt (1996)

In Bild 4.3 sind die rechnerisch ermittelten Biegelinien in ausgewählten Laststufen abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Verformungen nach dem Überschreiten der Streckgrenze beim Anker- und Schienenwerkstoff deutlich zunehmen.

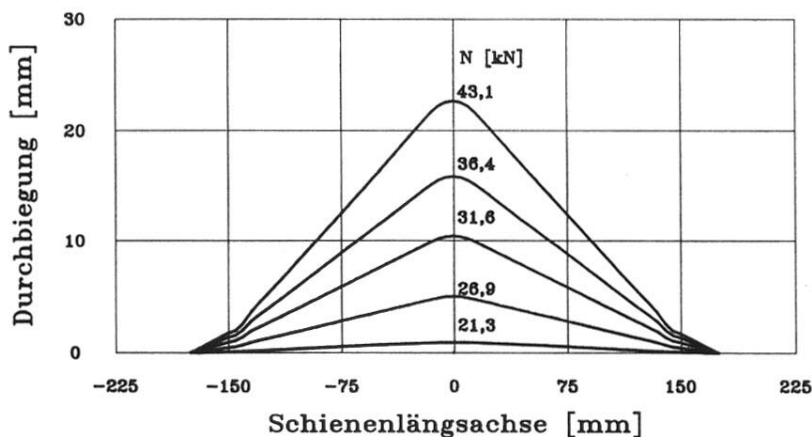


Bild 4.3: Form der Biegelinie in ausgewählten Laststufen, aus Wohlfahrt (1996)

Weiterhin wurde die Spannungs- und Dehnungsverteilung in der Ankerschiene im Bereich des Ankers und in Feldmitte im Bereich des Lastangriffspunktes untersucht. Die Verformungen konzentrieren sich hierbei auf die Feldmitte und den Bereich neben dem Anker.

Aus den Ergebnissen wurde folgender Lastabtragungsmechanismus konstruiert:

- Die anfängliche Belastungszunahme erfolgt im elastischen Bereich des Schienenprofils.
- Die Schiene erreicht in Feldmitte an der gezogenen Faser die Streckgrenze, bevor der Anker die Streckgrenze erreicht. Die Ankerkraft B ist nahezu gleich der angreifenden Last N und ist somit deutlich höher als der rechnerische Wert, der sich unter der Annahme eines Balkens auf zwei Stützen ergeben würde.

- Durch den Überstand der Schiene und die Auflagerkraft A wird eine Einspannung erzeugt, die bei einer weiteren Laststeigerung abnimmt.
- Durch die Verminderung der Auflagerkraft A am Schienenüberstand wird angedeutet, dass sich der Einspanngrad verringert. Die Kraft N steigt aber weiter an, obwohl das statische System für eine Laststeigerung immer ungünstiger wird und sich den Verhältnissen einer gelenkigen Lagerung annähert. Diese Laststeigerung ist auf die Ausbildung einer Seilzugtragwirkung (Bild 4.4) zurückzuführen, die bei größer werdenden Verformungen bedeutender wird.

Die Auflagerkraft A wird durch drei Mechanismen bestimmt:

- Die Seilzugkraft wirkt von der angreifenden Last zum Anker und erzeugt eine Längszugkraft im Schienenprofil. Dann wird diese Zugkraft über eine Scherbeanspruchung des Ankers in den umgebenden Beton eingeleitet. Durch die Weiterleitung der Kräfte wird das Schienenprofil im Bereich des Ankers exzentrisch beansprucht, wodurch ein Biegemoment entsteht, das auf die Auflagerkraft A entlastend wirkt.
- Durch die Belastung verlängert sich der Anker, was ebenfalls entlastend auf die Ankerkraft A wirkt.
- Die Auflagerkraft A steigt an, da sich die Schiene in Feldmitte durchbiegt und sich der Schienenquerschnitt darum über dem Anker verdreht.

Durch diese drei Mechanismen ergibt sich die Auflagerkraft A, die zunächst bewirkt, dass die Ankerkraft B rasch steigt. Die Auflagerkraft A sinkt bei weiterer Laststeigerung stetig, bis keine Kräfte mehr übertragen werden. Die Last N hängt dann nur noch von der Ankerkraft B ab. Von der Biegesteifigkeit des Ankers abgesehen, ist dann keine Einspannung mehr vorhanden.

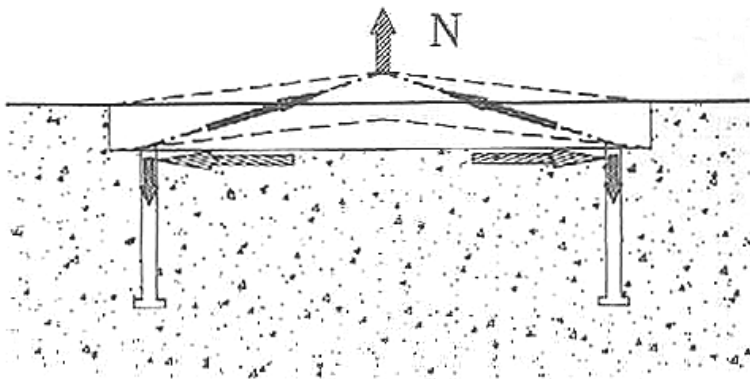


Bild 4.4: Schematische Darstellung der Seilzugtragwirkung, aus Wohlfahrt (1996)

Die Höchstlast kann näherungsweise durch Gleichung (4.2) beschrieben werden (Wohlfahrt (1996)).

$$N_{u,s} = k_2 \cdot M_{u,s} / s \quad (4.2)$$

mit:

$M_{u,s}$  = plastisches Biegemoment

=  $W_{pl} \cdot f_{yk}$

$W_{pl}$  = plastisches Widerstandsmoment der Schiene

- $s$  = Achsabstand  
 $k_2$  = 8 für Profile  $\leq 38/17$   
 = 6 für Profile  $\geq 40/22$

Bei kleinen Profilen wird die Last zu einem Großteil durch Seiltragwirkung übertragen. Dies wird durch Annahme einer Volleinspannung rechnerisch berücksichtigt. Bei größeren Profilen trat in Versuchen Versagen durch Aufbiegen der Schienenschenkel auf. Daher war die Seiltragwirkung wesentlich geringer als bei den kleinen Profilen. Dies wird rechnerisch durch Annahme einer Einspannung von 50 % berücksichtigt.

#### 4.2 Schienen- und Ankerwerkstoff

In der Regel bestehen die Schienenprofile und Anker aus der Stahlsorte St 37. Da Schienenprofil und Anker aus verschiedenen Herstellungsprozessen stammen, haben sie jedoch nicht die gleiche tatsächliche Festigkeit. In den folgenden Berechnungen werden die Mindeststreckgrenze sowie eine relativ hohe Streckgrenze sowohl für den Anker als auch für das Schienenprofil angenommen und die Tragfähigkeiten für verschiedene Streckgrenzenkombinationen von Ankern und Schienenkörper bestimmt (Tabelle 4.1).

Modell	Streckgrenze	
	Schiene $f_{ys,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anker $f_{ys,A}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	240	240
2	480	240
3	240	480
4	480	480

Tabelle 4.1: Untersuchte Streckgrenzenkombinationen, aus Wohlfahrt (1996)

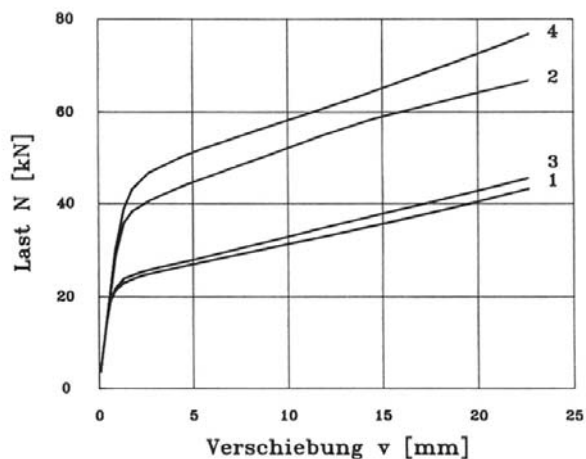


Bild 4.5: Last-Verschiebungsdiagramme der Modelle 1 bis 4, aus Wohlfahrt (1996)

Die Kurven in Bild 4.5 zeigen, dass die Streckgrenze des Schienenwerkstoffes einen maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten hat. Bei den Ergebnissen der Modelle 1 und 3 ist zu erkennen, dass eine Verdoppelung der Streckgrenze des Ankerwerkstoffes die Tragfähigkeit der gesamten Struktur nur geringfügig erhöht. Die Streck-

grenze des Schienenwerkstoffes ist dann dominierend, wenn eine ausreichende Ankertragfähigkeit vorhanden ist.

### 4.3 Lastumlagerung auf einen unbelasteten Anker

Einzelne Ankerschienenabschnitte bestehen aus dem Schienenprofil, an dem zwei oder mehr Anker befestigt sind. Somit können sich mehr als ein Anker an der Weiterleitung der eingetragenen Lasten in den umgebenden Beton beteiligen. Die Lage der Last bezüglich der Anker bestimmt die Aufteilung der angreifenden Last auf die Anker. Bei Laststellung genau zwischen zwei Ankern werden beide Anker gleichmäßig beansprucht. Wohlfahrt (1996) hat nur Berechnungen mit Profil 50/30 durchgeführt, da er erwartet, dass die Ergebnisse auch auf andere Schienenprofile übertragen werden können. In den Modellen wird die Streckgrenze des Ankers bei  $f_{ys,A} = 240 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Die Streckgrenze der Schiene wird  $f_{ys,S} = 240 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $f_{ys,S} = 480 \text{ N/mm}^2$  gewählt.

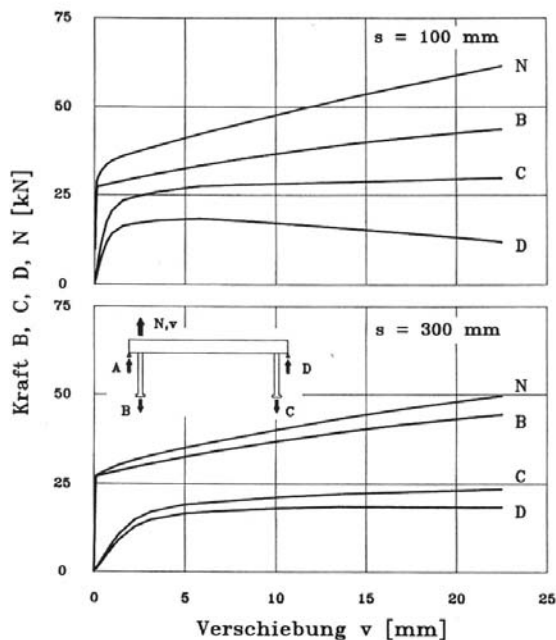


Bild 4.6: Darstellung der an der Ankerschiene angreifenden Kräfte in Abhängigkeit von der Verschiebung des Lastangriffspunktes für Achsabstand  $s = 100 \text{ mm}$  und  $300 \text{ mm}$ , aus Wohlfahrt (1996)

Der Vergleich der Ergebnisse mit den Modellen ( $f_{ys,A} = 240 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ys,S} = 240 \text{ N/mm}^2$ ) mit Ankerabstand  $s = 100 \text{ mm}$  und  $s = 300 \text{ mm}$  und Laststellung über einem Anker zeigt, dass bei kleinem Ankerabstand  $s = 100 \text{ mm}$  der unmittelbar belastete Anker B 71 % der angreifenden Last  $N$  aufnimmt, während die restlichen 29 % der angreifenden Last  $N$  über Hebelwirkung des Schienenprofils und durch Seilzugwirkung auf den zweiten Anker übertragen werden (Bild 4.6). Bei großem Ankerabstand  $s = 300 \text{ mm}$  und sonst gleichen Randbedingungen beträgt der Anteil der Ankerkraft B 90 % von  $N$  (Bild 4.6). Die angegebenen Prozentwerte werden bei den hier betrachteten rechnerischen Höchstlasten erreicht. Bei geringeren Lasten steigt der vom Anker B aufgenommene Lastanteil. Im elastischen Zustand erfolgt keine Lastumlagerung, sie beginnt erst mit dem Erreichen der Streckgrenze beim Anker B.

Der Einfluß der Streckgrenze des Schienen- und Ankerwerkstoffes wurde bei 4 Laststellungen untersucht, in Feldmitte ( $x/s = 150/300$ ), über einem Anker ( $x/s = 0/300$ ), sowie bei zwei Laststellungen dazwischen ( $x/s = 100/300$  und  $x/s = 50/300$ ).

Ausgehend von der Laststellung in Feldmitte, wird bei Annäherung des Lastangriffspunktes an den Anker bei niedriger Streckgrenze des Schienenwerkstoffes noch eine geringe Laststeigerung erzielt, bevor die Ankertragfähigkeit maßgebend wird und die Maximallast dadurch bestimmt wird. Die Spannung im unbelasteten Anker erreicht nicht die Streckgrenze. In diesem Zustand ist auch eine Seilzugtragwirkung vorhanden, welche jedoch wegen der geometrischen Verhältnisse (größere Spannweite) geringer ist als bei Laststellung in Feldmitte. Ist die Streckgrenze des Schienenwerkstoffes hoch, so erzielt die Laststellung in Feldmitte die höchste Maximallast. Bei Annäherung an den Anker wird die Maximallast wiederum von der Ankertragfähigkeit bestimmt. Somit ist die Streckgrenze des Schienenwerkstoffes von untergeordneter Bedeutung.

Besonders ungünstige Verhältnisse für die Lastumlagerung liegen vor, wenn der Schienenwerkstoff eine niedrige und der Ankerwerkstoff eine hohe Streckgrenze besitzen. Der Anteil der Ankerkraft  $B$  an der Last  $N$  beträgt dann 93 %, 7% werden auf den benachbarten Anker übertragen. Hierbei beziehen sich die angegebenen Prozentwerte wieder auf die rechnerische Höchstlast.

Zum Vergleich wurden von Wohlfahrt (1996) auch Versuche zum Lastumlagerungsverhalten durchgeführt. Es wurden Ankerschienen mit zwei Ankern, die mit maximalem und minimalem gegenseitigen Abstand angeordnet sind, mit Laststellung über einem Anker beansprucht.

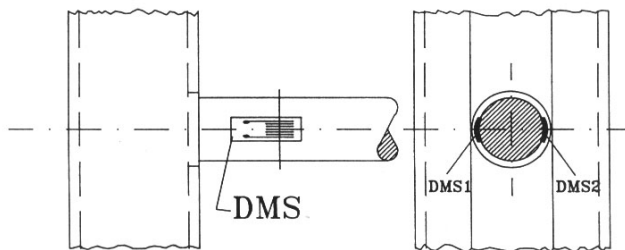


Bild 4.7: Lage der Dehnungsmessstreifen am Anker, nach Wohlfahrt (1996)

In der Versuchsreihe werden bei einzelnen Versuchen die Anker der Ankerschienen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) beklebt (Bild 4.7), um die Verteilung der im Versuch erzielten Bruchlasten auf die beiden Anker nachvollziehen zu können. Die Versuche a, b und c wurden mit Sonderankerschienen mit durchgehenden, verstärkten Bolzen ( $d_1 = 19,8$  mm) und der Versuch d mit originalen Ankern ( $d_1 = 11$  mm) durchgeführt. Das Versagen erfolgte bei den Sonderankerschienen durch Betonausbruch und durch Bruch des belasteten Ankers bei den originalen Ankerschienen. In der unteren Hälfte von Bild 4.8 sind die von dem unbelasteten („u“) und belasteten („b“) Anker aufgenommenen Kräfte aufgetragen. Die Lastverteilung der Schienen mit Ankerabstand  $s = 100$  mm und  $s = 250$  mm sind ebenfalls in Bild 4.8 zusammengestellt.

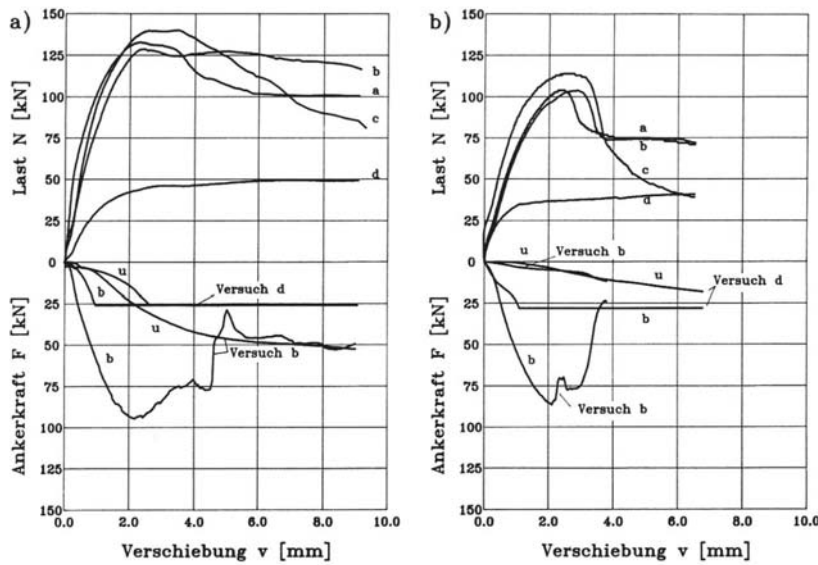


Bild 4.8: Ergebnisse der Versuche zur Untersuchung der Lastumlagerung  
 a) Profil 50/30 mit  $s = 100$  mm  
 b) Profil 50/30 mit  $s = 250$  mm, aus Wohlfahrt (1996)

Es ist zu erkennen, dass bei den Sonderankerschienen bei Höchstlast der nicht direkt belastete Anker bei kleinem Ankerabstand eine Kraft in Höhe von etwa 20 % der Gesamtkraft und von 6 % bei großem Ankerabstand aufnimmt. Bei den originalen Ankerschienen sind bei kleinem Ankerabstand beide Anker im Fließbereich und übernehmen jeweils die Hälfte der angreifenden Last. Bei großem Ankerabstand ist der direkt belastete Anker im Fließbereich, während beim indirekt belasteten Anker langsam der Lastanstieg erfolgt, bis das Versagen des belasteten Ankers eintritt. Mit den Profilen 38/17 und 72/48 werden von Wohlfahrt (1996) ähnliche Ergebnisse erzielt.

Die in diesen Versuchen gemessenen Betonausbruchlasten werden in Bild 4.9 mit den Rechenwerten nach Gleichung (3.4) verglichen.

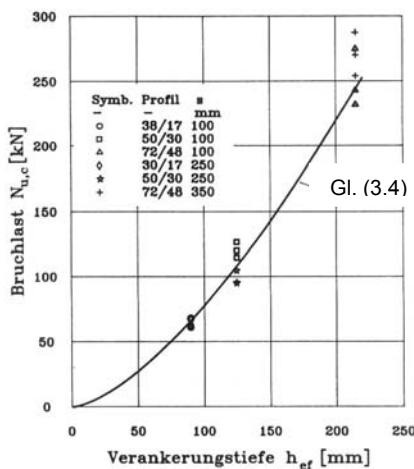


Bild 4.9: Bruchlasten von Ankerschienen mit Laststellung über einem Anker, aus Wohlfahrt (1996)

In Bild 4.10 sind die Bruchlasten  $N_{u,25}$  der Versuche mit Profil 50/30 über den Achsabstand aufgetragen.

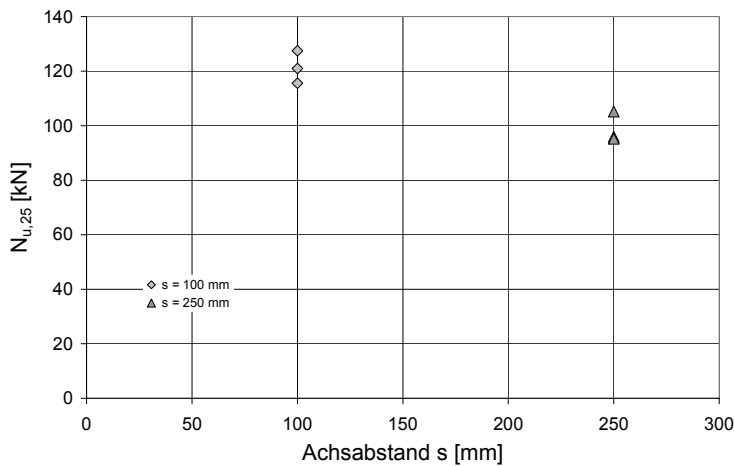


Bild 4.10: Bruchlast  $N_{u,c}$  über die Ankerabstände  $s = 100$  mm und  $s = 250$  mm aufgetragen

Es ist zu erkennen, dass die Betonausbruchlasten bei kleinem Achsabstand gegenüber dem großen Ankerabstand um etwa 22 % höher liegen. Bei den Versuchen mit den Profilen 38/17 und 72/48 konnte keine signifikante Tragfähigkeitssteigerung nachgewiesen werden.

#### 4.4 Durchlaufwirkung bei Ankerschienen mit mehr als zwei Ankern

In vielen Anwendungsfällen werden Ankerschienen mit mehr als 2 Ankern eingesetzt. Wohlfahrt (1996) vergleicht Ankerschienen mit 3 Ankern mit dem idealisierten statischen System von gelenkig gelagerten, aneinander gehängten Einfeldträgern. Der innere Anker muss bei gelenkiger Lagerung und gleichmäßiger Belastung der Schiene höhere Lasten abtragen als die äußeren Anker. Bei Betrachtung der Schiene als einen Durchlaufträger mit mindestens zwei Feldern ist die Belastung für den Mittelanker noch höher als bei Betrachtung mit gelenkiger Lagerung. Für den Fall einer Einzellast in Feldmitte ergibt sich wegen der Durchlaufwirkung eine Auflagerkraft am mittleren Anker, die um 37,5 % über der Ankerkraft liegt, die sich ohne Durchlaufwirkung, also mit einem Gelenk im Durchlaufträger über dem mittleren Anker, ergeben würde. Bei starrer Einspannung der Schiene an allen Ankern wäre keine Durchlaufwirkung vorhanden. Wohlfahrt (1996) hat hierzu FE- Berechnungen mit einem Kurzstück des Profils 50/30 mit 3 Ankern durchgeführt. Es wurden die Parameter Lage der Lastangriffspunkte (symmetrisch in beiden Feldern), Streckgrenze des Schienenwerkstoffes und Streckgrenze des Ankerwerkstoffes untersucht.

In Bild 4.11 sind schematisch die Lage und positive Wirkungsrichtung der an der Ankerschiene angreifenden Kräfte beschrieben. Der in Realität die Schiene umgebende Beton wurde nicht berücksichtigt.



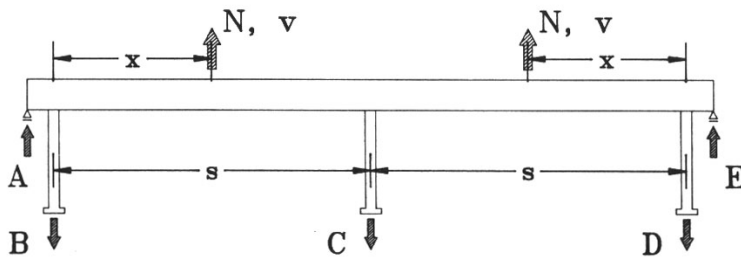


Bild 4.11: Schematische Darstellung der an der Ankerschiene angreifenden Kräfte (in Pfeilrichtung positiv) für eine Ankerschiene mit 3 Anker, aus Wohlfahrt (1996)

In Tabelle 4.2 sind die Parameter der einzelnen Modelle, sowie die wichtigsten Ergebnisse aufgeführt. Es wird die äußere Last N, die Kraft C am mittleren Anker und die Ankerkraft C<sub>1</sub>, die sich ergeben würde, wenn die Schiene aus zwei Einfeldträgern mit gemeinsamem Auflager am Anker C bestehen würde (vereinfachte statische Berechnung), angegeben:

Modell	x/s	f <sub>ys,S</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ys,A</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Kraft bei v = 22,5 mm (Höchstlast)		
				N [kN]	C [kN]	C <sub>1</sub> [kN]
7	0/300	240	240	49,7	10,7	0
8	50/300	240	240	52,6	25,0	17,5
9	100/300	240	240	46,4	31,0	30,9
10	150/300	240	240	38,6	37,2	38,6
11	200/300	240	240	36,4	42,7	48,6
12	250/300	240	240	34,0	44,3	56,7
13	250/300	240	480	44,0	64,0	73,3
14	300/300	240	240	63,2	44,0	63,2
15	150/300	240	480	45,7	46,9	45,7
16	150/300	480	480	67,5	62,0	67,5
17	150/300	480	240	54,9	43,7	54,9

Tabelle 4.2: Kennwerte der FE- Modelle und Ergebnisse der Berechnungen, nach Wohlfahrt (1996)

Bild 4.12 zeigt die Veränderung von C/C<sub>1</sub> in Abhängigkeit von der angreifenden Last N für verschiedene Laststellungen bei gleichen Streckgrenzen f<sub>ys,S</sub> = f<sub>ys,A</sub> = 240 N/mm<sup>2</sup> der Schienen und der Anker.

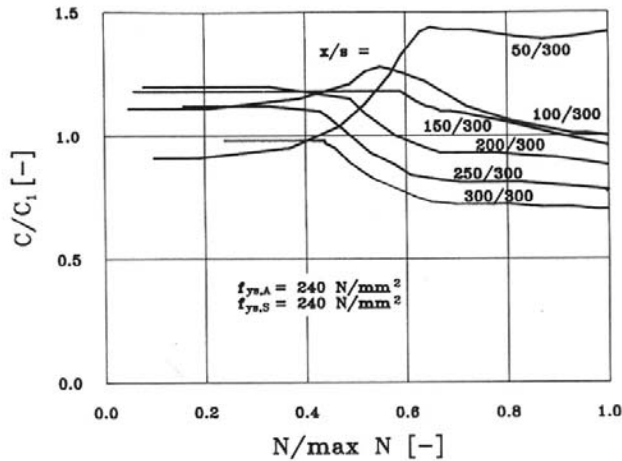


Bild 4.12: Lastabtragungsmechanismus einer Ankerschiene in Abhängigkeit von der Laststellung, aus Wohlfahrt (1996)

Bei einem Lastangriffspunkt in der Nähe der äußeren Anker ( $x/s = 50/300$ ) ist ein Anstieg des Verhältnisses  $C/C_1$  zu beobachten, da der äußere Anker sich durch große Verformungen der Last entzieht und steigende Lastanteile auf den Anker C übertragen werden. Bei Laststellung über den äußeren Anker ( $x/s = 0/300$ ) wird, nachdem der Anker B fließt, über Biegung des Schienenprofils und Seilzugtragwirkung eine Ankerkraft C geweckt. Durch die vereinfachte statische Berechnung mit Einfeldträgern ergibt sich in diesem Fall  $C_1 = 0$ , d.h. das Verhältnis  $C/C_1$  strebt gegen unendlich. Wenn der Lastangriffspunkt weiter in Richtung des mittleren Ankers wandert, nimmt das Verhältnis  $C/C_1$  ab. Liegt der Lastangriffspunkt in der Nähe des mittleren Ankers, entzieht sich der mittlere Anker der Belastung durch große Verformungen, die angreifende Last wird dann auf die äußeren Anker umgelagert. Die Verhältnismerte  $C/C_1$  steigen über den Wert 1, d.h. es liegt eine Durchlaufwirkung vor. Zur Berücksichtigung dieser Durchlaufwirkung schlägt Wohlfahrt (1996) den Faktor  $\psi_{D,N} = 0,85$  vor, der die Tragfähigkeit des Ankergrundes reduziert. Bei der Untersuchung des Einflusses der Schienenwerkstoffe stellte Wohlfahrt (1996) fest, dass eine höhere Streckgrenze des Ankerwerkstoffes die Umlagerungsfähigkeit vermindert und die Ankerkraft des Mittelankers erhöht. Eine höhere Streckgrenze des Schienenwerkstoffes führte zu höheren Lasten bei gleichen Verformungen und zu einem Anstieg der Umlagerung vom mittleren zu den äußeren Ankern. Eine gleiche Veränderung der Schienen- und Ankerwerkstoffe bleibt ohne Einfluss.

In Eligehausen (1998) wird ein Versuch mit einer zweifeldrigen Ankerschiene beschrieben, deren Anker mit Dehnungsmessstreifen beklebt waren, um die Ankerkräfte während der Belastung zu bestimmen. Es wurde ein Profil 50/30 mit einer Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 85$  mm mit Achsabstand  $s = 300$  mm verwendet. Das Schienenprofil war seitlich mit Klebeband beklebt, um die Haftung zum umgebenden Beton zu verhindern. Die Belastung erfolgte durch Einzellasten jeweils in Feldmitte. Details und die Ergebnisse des Versuchs sind in FMPA (1997) beschrieben. Das Versagen erfolgte durch Bruch des mittleren Ankers. Das Verhältnis der gemessenen Auflagerkraft C zum Rechenwert  $C_1$  für das vereinfachte statische System ist in Bild 4.13 in Abhängigkeit von der Belastung der Schiene bis zum Erreichen der Streckgrenze des Ankerwerkstoffes dargestellt.

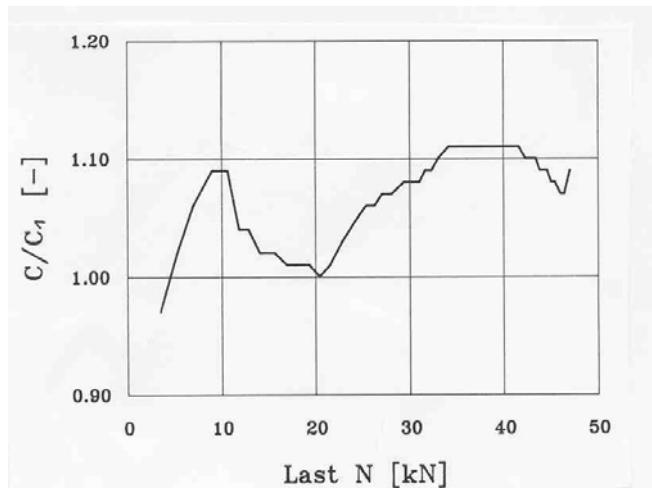


Bild 4.13: Durchlaufwirkung im Versuch in Abhängigkeit von der Lasthöhe, nach Eligehausen (1997)

Es wird deutlich, dass das Verhältnis  $C/C_1$  versuchsbedingt etwas variiert. Es beträgt maximal  $C/C_1 = 1,11$  und ist damit etwas niedriger als nach der FE- Rechnung ( $C/C_1 \leq 1,18$ ).

#### 4.5 Beanspruchung des Ankergrundes

Wohlfahrt (1996) und Eligehausen (1995) stellen fest, dass sich die Beanspruchung des Ankergrundes durch Ankerschienen nicht von der Beanspruchung durch Kopfbolzen unterscheidet. Die Aussage basiert auf Versuchen mit Kopfbolzen (ohne Schienenkörper) mit der gleichen Aufstandsfläche, wie sie die Anker von Ankerschienen besitzen. Systematische Versuche zum Einfluss des Schienenkörpers von Ankerschienen auf das Tragverhalten wurden nicht durchgeführt. Einzelne von Wohlfahrt durchgeführte Tastversuche mit Kurzstücken werden in den folgenden Abschnitten in die Auswertungen mit einbezogen.

Weiterhin hat Wohlfahrt (1996) theoretische Überlegungen zur Beanspruchung des Ankergrundes bei Ankerschienenkurzstücken angestellt. In Bild 4.14 ist die Beanspruchung des Ankergrundes nach Wohlfahrt (1996) schematisch dargestellt.

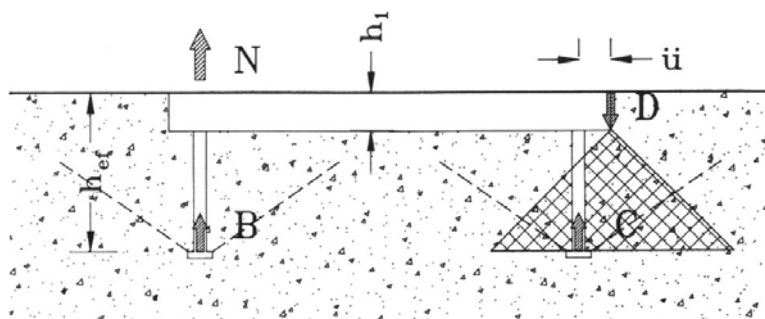


Bild 4.14: Schematische Darstellung der Beanspruchung des Ankergrundes bei Laststellung über einem Anker, nach Wohlfahrt (1996)

Die Beanspruchung des Ankergrundes setzt sich aus der Beanspruchung des direkt belasteten Ankers B sowie des indirekt belasteten Ankers C, in dessen unmittelbarer

Nähe die Druckkraft  $D$  am Schienenende wirkt, zusammen. Die Kraft  $D$  führt zu einer Verminderung der Ausbruchkraft  $C$ , wobei das Ausmaß der Verminderung vom gegenseitigen Abstand der Kraftwirkungslinien, also dem Schienenüberstand  $ü$ , abhängig ist. Es wurde angenommen, dass sich die Kraft  $D$  mit einem Winkel von  $45^\circ$  im Beton ausbreitet. Der Betonausbruchkegel, der durch die Ankerkraft  $C$  verursacht wird, hat einen Anstieg von ca.  $35^\circ$ . Auf Basis dieses Ansatzes stellte Wohlfahrt eine Tragfähigkeitszunahme des Ankergrundes um 14 % bis 19 % gegenüber der Tragfähigkeit eines Einzelankers fest.

#### 4.6 Zusammenfassung

Zum Tragverhalten von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung stellte Wohlfahrt (1996) fest, dass sich die Beanspruchung des Ankergrundes bei Ankerschienen nicht von der Beanspruchung durch Kopfbolzen unterscheidet. Daraufhin wurde die Bemessung der Tragfähigkeit der Versagensart Betonausbruch nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen empfohlen.

Zum Nachweis der Beanspruchung der einzelnen Anker bei beliebig angreifenden Lasten ist der Nachweis der Stahltragfähigkeit der Schienen erforderlich. Finite Element Untersuchungen von Wohlfahrt (1996) haben ergeben, dass bei Ankerschienen ein komplexer Lastabtragungsmechanismus vorliegt, der mit ansteigender Verformung von der Seilzugtragwirkung der Schiene maßgeblich bestimmt wird. Der maximal zulässige Ankerabstand wird durch die Darstellung der Ankerschiene als Balken auf 2 Stützen mit Einzellast in Feldmitte bestimmt. Bei den Profilen bis 38/17 sind die Endquerschnitte der Schienen voll eingespannt. Bei allen größeren Profilen beträgt der Einspanngrad 50 %. Eine Einzellast oder der Ankerabstand dürfen so weit ansteigen, bis das vollplastische Moment im Schienenprofil erreicht ist. Für Schienen mit mehr als einem Feld muss der Nachweis der Schienenbiegung getrennt für jedes Feld erfolgen. Es wird angenommen, dass eine Ankerschiene mit mehreren Feldern aus mehreren gelenkig aneinander gehängten Einfeldträgern besteht.

Zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung empfiehlt Wohlfahrt (1996) die Einführung des Abminderungsfaktors  $\psi_{D,N} = 0,85$ . In Eligehausen (1997) wird eine Berücksichtigung der Durchlaufwirkung für nicht notwendig gehalten.

Untersuchungen zum Lastumlagerungsverhalten von Ankerschienen zeigen, dass bei Höchstlast und bei einem kleinen Ankerabstand der nicht direkt belastete Anker eine Kraft in Höhe von etwa 20 % der Gesamtkraft und bei großem Ankerabstand von 6 % aufnimmt. In Versuchen wurde gezeigt, dass die Betonausbruchlasten bei Profil 50/30 und kleinem Achsabstand gegenüber einem großen Achsabstand um etwa 22 % höher liegen. Bei Versuchen mit den Profilen 38/17 und 72/48 konnte keine signifikante Tragfähigkeitssteigerung nachgewiesen werden.