

## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Allgemeines

Die Querkraftabtragung in Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung wurde im vergangenen Jahrhundert von zahlreichen Wissenschaftlern untersucht. Eine Vielzahl von Versuchen wurden durchgeführt und verschiedene mechanische Modelle entwickelt. Eine einheitliche Beschreibung des Mechanismus der Querkraftabtragung besteht bis heute nicht; der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit geschieht i.A. mit empirisch ermittelten Gleichungen.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Querkrafttragfähigkeit **zugbeanspruchter** Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Die Tragfähigkeit dieser Platten wurde bislang nur unzureichend untersucht. Einzelne Versuche zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit bei gleichzeitigem Längszug wurden zwar durchgeführt, doch waren die Versuchsprogramme nicht umfassend genug, um eine auf diesen Fall abgestimmte Bemessungsgleichung entwickeln zu können.

Bevor eigene Versuche (Kapitel 3) und ein eigenes Modell (Kapitel 6) vorgestellt werden, sollen in diesem Kapitel die Traganteile der Querkraftabtragung, die Versuche anderer Wissenschaftler und Modelle, die die Wirkung einer Zugnormalkraft berücksichtigen, vorgestellt werden. Dabei muss zwischen Bauteilen mit und ohne **Querkraftbewehrung** unterschieden werden. In Bauteilen ohne vertikale Bewehrung ist die Tragfähigkeit mit dem Auftreten der Schubrisse i.A. erreicht, während eine Schubbewehrung eine wesentliche Traglaststeigerung ermöglicht. Da hier nur die Tragfähigkeit von Platten ohne Schubbewehrung interessiert, wird auch nicht auf Versuche von schubbewehrten Balken mit Längszug eingegangen, wie sie zum Teil von Haddadin et al. /27/, Kaufmann und Marti /37/, Leonhardt et al. /49/ und Los /53/ durchgeführt wurden. Dementsprechend werden in Abschnitt 2.5.3 nur Modelle für Betonbauteile ohne Bügelbewehrung aufgeführt.

### 2.2 Traganteile

Die folgenden Komponenten, die sich an der Querkraftabtragung in Bauteilen ohne Schubbewehrung beteiligen, werden von Wissenschaftlern /4/, /21/, /24/, /53/, /63/, /85/ genannt:

- a) Querkraftabtragung im ungerissenen Beton der Biegedruckzone,
- b) Dübelwirkung der Längsbewehrung,
- c) Übertragung von Schubkräften im Biegeriss durch Rissreibung,
- d) Übertragung von Zugspannungen im Biegeriss.

Diese Komponenten werden im Bezug auf die Querkraftabtragung in Bauteilen ohne Längszugspannungen angegeben. Welche Rolle sie in zugbeanspruchten Bauteilen spielen, bleibt noch zu untersuchen.

## Druckzone

Die Druckzone wirkt in vielen Modellen der Querkraftabtragung mit. Diese Tragwirkung wird auf zwei unterschiedliche Weisen erfasst. In Fachwerk-, Sprengwerk- oder Bogen-Zugband-Modellen /23/, /73/ wird der Druckgurt häufig zur Horizontalen geneigt angenommen. Die Vertikalkomponente der Druckgurtkraft wird als Beitrag der Druckzone zur Querkraftabtragung angesehen. In anderen Modellen wiederum /21/, /62/, /85/ führt die Integration der Schubspannungen in der Druckzone zu einer vertikalen Kraftkomponente.

Der Traganteil der Druckzone wird manchmal als verantwortlich für den Einfluss der Betongüte auf das Bauteilversagen angesehen /85/. Er ist besonders bei ausgiebigen Fließerscheinungen in der Längsbewehrung von Bedeutung. Obwohl einige bruchmechanische Ansätze von der Annahme eines Bruchs der Druckzone ausgehen, zeigt die Versuchsbeobachtung, dass sich die Schubrisse in nicht schubbewehrten Balken häufig erst während des instabilen Risswachstums, also nach dem Erreichen der Maximallast, in den Druckbereich hinein ausweiten. Es gibt nur wenige Versuche, bei denen das Querkraftversagen als Druckbruch eingestuft werden kann.

Mit der Einleitung von Längszugspannungen verkleinert sich die Druckzone und damit auch ihre Beteiligung an der Querkraftabtragung. Bei großen Längsnormalkräften und im Momentennullpunkt verschwindet sie ganz; die Querkraft wird dann ausschließlich von den nachfolgend beschriebenen Traganteilen aufgenommen.

## Dübelwirkung

Das Versagen der Dübelwirkung der Längsbewehrung ist eine kinematische Voraussetzung für das Querkraftversagen: ein Schubriss kann sich erst öffnen, wenn die Längsbewehrung an der Stelle des Schubrisses aus dem sie umgebenden Beton herausbricht, siehe Bild 2.1. Der horizontale Riss entlang der Zugbewehrungslage weist darauf hin, dass die Dübelwirkung tatsächlich aktiviert wurde. Die maximale Dübelkraft ist stark durch die Zugfestigkeit der Betondeckung begrenzt. Ob die Dübelkraft überhaupt einen Beitrag zur Querkrafttragfähigkeit liefert, hängt damit zusammen, zu welchem Zeitpunkt im Versagensmechanismus die Dübelwirkung aktiviert wird: Bei hohen Bewehrungsgraden wird die Dübelwirkung in der Regel erst dann aktiviert, wenn Traganteile von Druckzone und Rissreibung bereits ausgefallen sind und die Maximallast überschritten wurde. Die Dübelkraft hängt vor allem von der Biegesteifigkeit der Bewehrungsstäbe und der Zugtragfähigkeit der Betonfläche zwischen den Bewehrungsstäben ab. Baumann und Rüschi /5/ geben die Gleichung (2-1) zur Bestimmung der Dübelwirkung mit

$$V_{d,cr} = \beta_z b_n d_s \frac{14,3}{\sqrt[3]{\beta_w}} \quad (2-1)$$

an. Unter der Bedingung, dass erstens die Bewehrungsstäbe nicht einzeln belastet werden und die Betondeckung eine Querbiegung erfährt, und dass zweitens der

Trennriss tatsächlich auf Bewehrungshöhe verläuft, hat die Dicke der Betondeckung keinen wesentlichen Einfluss. Der Anteil der Dübelwirkung an der Querkrafttragfähigkeit ist dann besonders bedeutend, wenn die Bewehrungsstäbe in mehreren Lagen angeordnet sind.

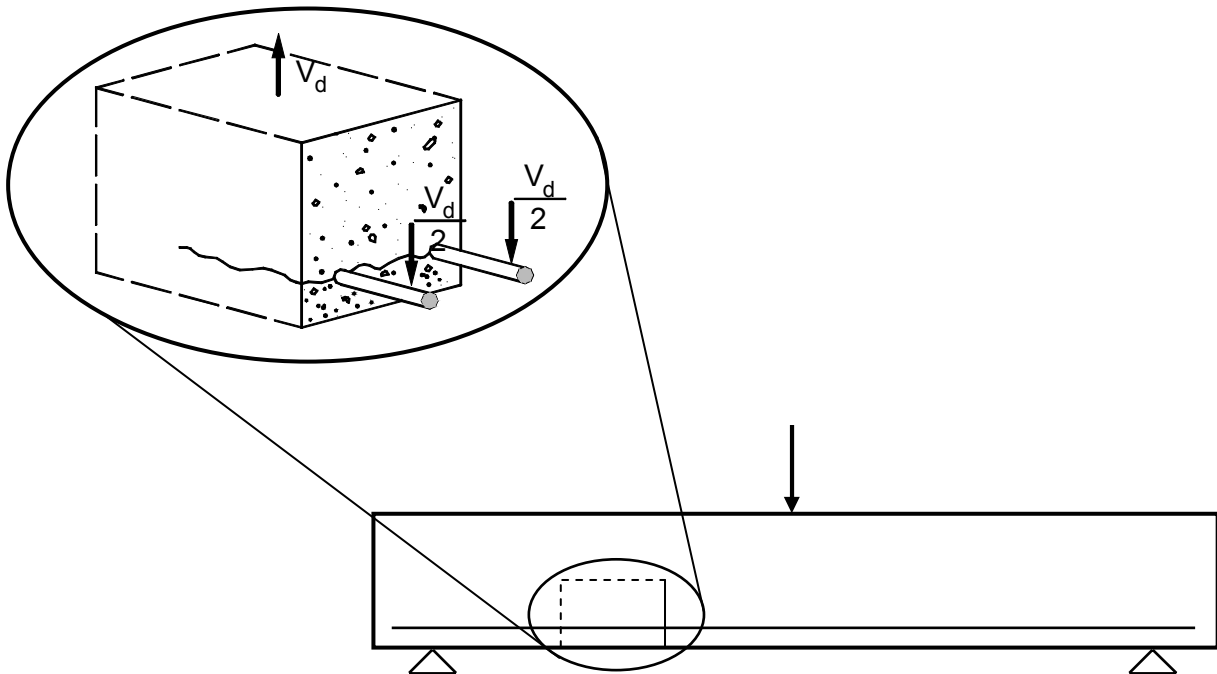
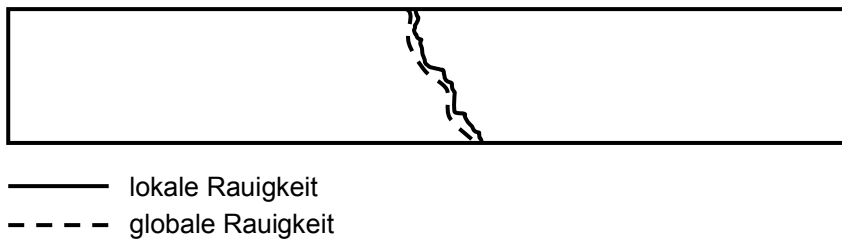


Bild 2.1: Prinzip der Dübelwirkung

### Rissreibung

Die Übertragung der Querkraft über die Rissreibung spielt bei vielen Modellen eine große Rolle. Der Effekt wurde zunächst als „Kornverzahnung“ bezeichnet und beschrieben. Doch da er auch bei gebrochenen Zuschlagskörnern in Leichtbeton oder Hochleistungsbeton auftritt, ist die Bezeichnung „Rissreibung“ eher angebracht. Laible /48/ unterscheidet zwischen lokaler und globaler Rissrauigkeit, siehe Bild 2.2. Die lokale Rauigkeit erfasst den Sachverhalt, dass der Riss entlang der Kontaktfläche von Zuschlagskorn und Zementstein verläuft. Bei Belastungsbeginn können hier Kräfte parallel zum Riss ohne nennenswerte Rissgleitungen übertragen werden. Wachsen die Kräfte weiter an oder wird der Riss dynamisch beansprucht, wird die feine (lokale) Oberflächenstruktur des Risses zerstört, es verbleibt nur noch die globale Unebenheit des Risses, die aus der Inhomogenität des Betons (Streuung der Festigkeit innerhalb des Querschnitts) resultiert. Die Mobilisierung der Rissreibungskraft der globalen Rauigkeit ist mit einer Verschiebung der Rissufer verbunden.

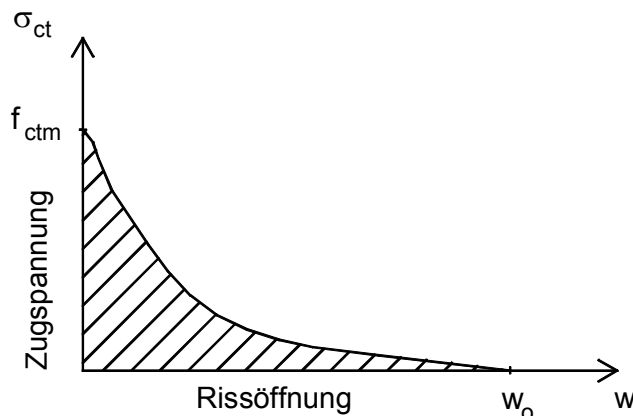


*Bild 2.2: Lokale und globale Rissrauigkeit*

Walraven /78/ und Fenwick und Paulay /23/ u.a. haben experimentelle Untersuchungen zur quantitativen Erfassung der Rissreibung durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass die übertragbare Schubkraft mit zunehmender Rissgleitung anwächst, jedoch stark mit zunehmender Rissöffnung abfällt. Der Ansatz der Rissreibung in Abhängigkeit von der Rissgleitung, wie er in diesen Versuchen an durchgehenden Trennrissen bestimmt wurde, kann jedoch nicht direkt auf ein Modell zur Beschreibung der Querkraftabtragung übertragen werden, da im Schubriss die Rissbreite und die Rissuferverschiebung nicht konstant sind, sondern an der Risswurzel auf den Wert Null zurückgehen.

### Zugspannung im Riss

Vor der Bildung der ersten Risse spielt die Zugfestigkeit des Betons die entscheidende Rolle bei der Querkraftabtragung. Auch nach dem Öffnen eines Risses im Beton verschwindet die Zugspannung im Riss nicht sofort, siehe Bild 2.3. Es bilden sich kleine Rissbrücken im Riss, die noch kleine Zugspannungen übertragen können. Erst bei einer Rissöffnung  $w_0$  von 0,15 bis 0,2 mm (je nach verwendetem Zuschlag) kann – unabhängig von der Betongüte – keine Zugspannung mehr im Riss übertragen werden. Bei sehr niedrigen Bauteilhöhen ist dieser Einfluss nicht vernachlässigbar.



*Bild 2.3: Zugspannung im Riss in Abhängigkeit von der Rissöffnung*

## 2.3 Querkraftversuche an Bauteilen unter Längszugbeanspruchung

### 2.3.1 Allgemeines

Im Folgenden sind die in der Literatur zu findenden Versuche zusammengestellt, bei denen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung bei gleichzeitigem Längszug untersucht wurde. Sie sind entsprechend den Erscheinungsdaten der Veröffentlichungen geordnet. Von Zilch und Jähring wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens des DAfStb /82/ geometrische Größen, Materialkennwerte und Versuchsergebnisse zusammengestellt und bereits in /46/ veröffentlicht. Eine gekürzte Version dieser Zusammenstellung in tabellarischer Form kann Anhang A1 entnommen werden. Die Werte der Tabelle wurden um die Versuchsergebnisse von Haddadin et al. /27/, siehe Abschnitt 2.3.4, ergänzt.

Neben den Schlussfolgerungen für die eigenen Versuche und die Entwicklung eines Modells gibt die folgende Zusammenstellung einen Überblick über die baupraktischen Fälle, in denen die Kombination von Querkraft und Zugnormalkraft auftritt.

### 2.3.2 Elstner und Hognestad (1957)

Die Untersuchungen von Elstner und Hognestad /20/ sind die ersten, die die Interaktion von Querkraft und Zugnormalkraft zum Inhalt haben. Sie gehen auf den Einsturz des AMC-Lagerhauses, Wilkins Air Force Depot in Ohio zurück. Die Gutachter des Schadensfalls vermuteten, dass im Beton durch Schwinden und aufgrund tiefer Temperaturen mit eingefrorenen Dehnungsfugen Zugspannungen auftraten, die die Querkrafttragfähigkeit herabsetzten.

Es wurden in diesem Forschungsprojekt 13 Versuchskörper hergestellt, die das zweite Feld des Durchlaufrahmenriegels der eingestürzten Lagerhalle im Maßstab 1:3 modellierten, siehe Bild 2.4. Die Querlasten wurden im Feld an acht Punkten angebracht, die Kragarme wurden mit einer Einzelkraft belastet.

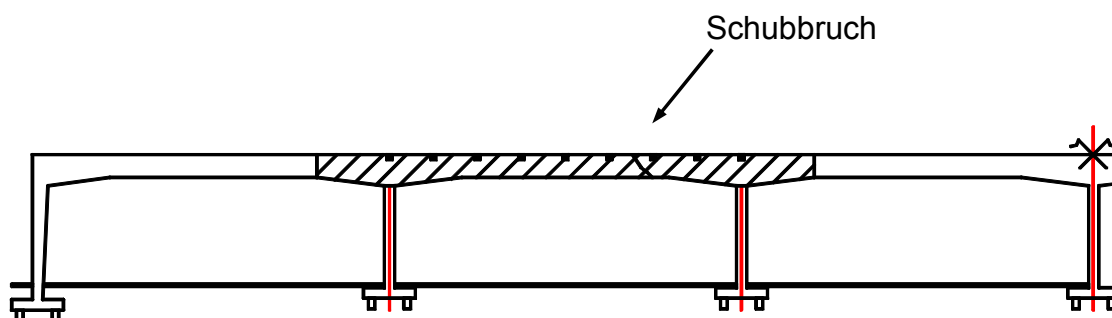


Bild 2.4: Schadensfall im Wilkins-Lagerhaus

Vier Träger wurden entsprechend denen des eingestürzten Lagerhauses ohne vertikale Bewehrung ausgeführt. Die Längsbewehrung über der Stütze endete direkt am **Momentennullpunkt** und wurde nicht außerhalb verankert. Bügel wurden nur im Stützbereich bis zum Momentennullpunkt vorgesehen. Bei zwei Versuchskörpern ohne Normalkraftbelastung öffnete sich ein Schubriss direkt am Ende der Längsbewehrung. Der Riss führte zum sofortigen Versagen des Prüfkörpers. Die Bruchlasten beider Träger waren doppelt so groß wie die Lasten, die das Lagerhaus Wilkins zum Einsturz brachten.

Unter der Annahme, dass **Zugnormalkräfte** aus Schwinden und Temperatureinwirkung zu dem Einsturz beigetragen haben, wurden weitere Versuche mit Zugnormalkraft durchgeführt. Zwei Träger mit der ursprünglichen Bewehrung der Wilkins-Konstruktion (ohne Bügel) wurden mit Längszug getestet. Die Normalkraft wurde über einbetonierte I-Profile eingeleitet und erzeugte im Bruchzustand Zugspannungen von  $1,25 \text{ N/mm}^2$  und  $1,59 \text{ N/mm}^2$ .

Elstner und Hognestad hielten folgende Ergebnisse fest:

- Bei gleichzeitigem Längszug ist die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken geringer und die **Risse** verlaufen steiler als bei denjenigen ohne Zugnormalkraft.
- Die **Biegezugbewehrung** muss außerhalb des Biegezugbereiches verankert werden.
- Das Phänomen der **Querkraftabtragung** in Balken mit Zugnormalkraft konnte mit den Versuchen nicht vollständig beschrieben werden.

Die Biegezugbewehrung außerhalb des Zugbereiches zu verankern ist inzwischen Stand der Technik. Bei Platten mit großen Zugnormalkräften wird die Längsbewehrung schon allein zur Aufnahme der Zugkraft über die gesamte Bauteillänge durchlaufend angeordnet, so auch bei den eigenen Versuchen (Kapitel 3).

### 2.3.3 Mattock (1969)

1969 berichtete Mattock /54/ von Versuchen an Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung an der University of Washington in Seattle. Anlass für die Versuche war die damalige amerikanische Regelung der Querkraftbemessung, die für schlaff bewehrte und für vorgespannte Träger unterschiedliche Bemessungsgleichungen enthielt. Die beiden Gleichungen kamen für normalkraftfreie Bauteile zu unterschiedlichen Ergebnissen.

Da Mattock praktisch keine Versuche von Stahlbetonbalken mit Längszugkraft vorgefunden hatte, stellte er eine eigene Versuchsreihe mit Normalspannungen zwischen  $1,72 \text{ N/mm}^2$  (Zug) und  $-2,76 \text{ N/mm}^2$  (Druck) zusammen. Auf die 31 Träger wurde zu Versuchsbeginn eine konstante Normalkraft aufgebracht, anschließend wurden die als Einfeldträger gelagerten Balken mittig in vertikaler Richtung bis zum Versagen be-

lastet. Die Bewehrungsgrade variierten zwischen 1 und 3 %. Sowohl die Normal- als auch die Auflagerkräfte wurden am Trägerende über Reibung von mit Schrauben vorgespannten Stahlplatten eingeleitet.

Folgende Beobachtungen und Ergebnisse wurden von Mattock angeführt:

- Die **Querkraftzunahme** vom ersten Biegeriss bis zum Querkraftversagen ist unabhängig von der Normalkraft.
- Die Querkrafttragfähigkeit ist vom **Längsbewehrungsgrad** und vom **Elastizitätsmodul** des Betons abhängig.
- Die Entwicklung der **Diagonalrisse** geschah unabhängig von den Biegezugrissen. Der Riss trat zuerst etwas oberhalb der Biegerisse auf und wuchs dann gleichzeitig zum Auflager und zur Lasteinleitung hin. Das Versagen trat – insbesondere bei den Balken mit gleichzeitigem Längszug – plötzlich auf und führte zu einem sofortigen Abfall der Last in der Vertikalpresse. Die Druckzone wurde dabei nicht eingeschnürt.

Die meisten Versuchskörper, die im Rahmen dieser Arbeit geprüft wurden (Kapitel 3), wurden vor dem eigentlichen Querkraftversuch mit einer Normalkraft bis zum Entstehen eines abgeschlossenen Rissbildes beansprucht. Wenn Mattocks Erkenntnis, dass die **Querkraftzunahme** nach der Entstehung des ersten Biegerisses nicht von der Normalkraft beeinflusst wird, auch in Bezug auf Trennrisse aus reiner Normalbeanspruchung Gültigkeit besitzt, ist zu folgern, dass die Versagensquerkraft aller Versuchsträger nicht von einer Änderung der Längsspannung beeinflusst wird. Tatsächlich wurde bei der Auswertung der Versuche dieser Arbeit festgestellt, dass ab einer Zugnormalspannung von ca. 2 N/mm<sup>2</sup> die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit bei Zunahme der Längsspannung sehr gering ist; nur im Bereich kleiner Zugnormalspannungen (< 2 N/mm<sup>2</sup>) nimmt die Tragfähigkeit merklich ab. Eine entsprechende Bemessungsgleichung wird in Abschnitt 4.3 vorgeschlagen.

Die Aussage, dass die Querkrafttragfähigkeit von dem **Elastizitätsmodul** des Betons abhängt, ist nur bei Mattock zu finden. Andere Forscher und die Regelungen der Normen berücksichtigen die Betongüte über die Druck- oder Zugfestigkeit des Betons. In dieser Arbeit wird der Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Versagensquerkraft und E-Modul keine weitere Beachtung geschenkt.

#### 2.3.4 Haddadin, Hong und Mattock (1971)

Die Autoren stellten fest /27/, dass ihnen nur eine geringe Zahl an Daten von Versuchen an **querkraftbewehrten** Betonteilen vorlagen. Insbesondere bei gleichzeitiger Beanspruchung mit Normalkräften gab es praktisch keine Versuchsergebnisse. Daher wurden 68 Träger mit Plattenbalkenquerschnitt auf ihre Querkrafttragfähigkeit hin getestet. Nur sechs Versuchskörper wurden ohne Bügelbewehrung ausgebildet und drei davon mit einer Längszugspannung von 1,72 N/mm<sup>2</sup> beansprucht.

Bei der Versuchsdurchführung wurde erst die Normalkraft aufgebracht, dann die Querlast stufenweise bis zum Bruch gesteigert. Die Auflager- und Normalkräfte wurden wie bei Mattock (vgl. Abschnitt 2.3.3) mittels vorgespannter kreisförmiger Lagerplatten über Reibung in den Steg eingeleitet; die Träger waren dadurch indirekt gelagert. Hauptsächlich wurden die Normalkraft, der Bügelbewehrungsgrad, die Betongüte und die Schubschlankheit (Abstand der Last vom Lager  $a$ , dividiert durch die statische Nutzhöhe  $d$ ) variiert. Durch die Verwendung von Längsbewehrungsstäben aus hochfestem Stahl wurde ein Biegeversagen vermieden. Vier der interessierenden Versuche ohne Bügelbewehrung wurden an Einfeldträgern durchgeführt, zwei Versuchskörper wurden so gelagert, dass ein Kragarm mit negativem Biegemoment entstand; dadurch sollte untersucht werden, ob der Bereich des Momentennullpunkts anfälliger für ein Schubversagen ist als ein Einfeldträger. In Bild 2.5 sind die Rissbilder für Plattenbalken mit Drucknormalkraft, ohne Normalkraft und mit Zugkraft dargestellt.

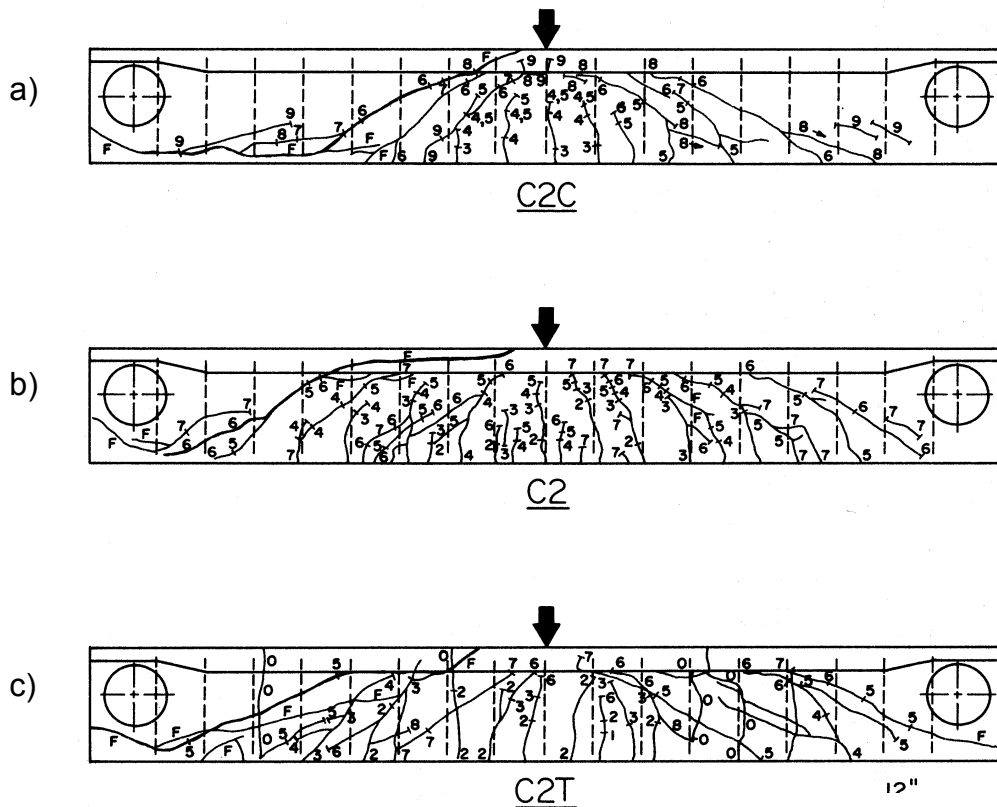


Bild 2.5: Rissbilder bei Haddadin et al. aus /27/, a) Druck, b)  $N=0$ , c) Zug

Die folgenden Ergebnisse der Versuche hielten die Autoren fest:

- Die Träger mit **Zugnormalkraft** wiesen aus reiner Zugbeanspruchung Risse auf. Gegenüber den Trägern ohne Normalkraft traten in den zugbeanspruchten Trägern die Schubrisse bereits bei geringerer Querlastbeanspruchung auf, die Risse wuchsen schneller und die Biegesteifigkeit wurde geringer.
- Die Neigung der **Schubrisse** war von der Größe und dem Vorzeichen der Normalkraft unabhängig. Der zuerst sichtbare Abschnitt des Versagensrisses war um  $45^\circ$



gegen die Horizontale geneigt, wuchs dann aber flacher in Richtung Druckzone und Längsbewehrung weiter, so dass die Gesamtneigung deutlich unter  $45^\circ$  lag.

- Mit zunehmender **Schubslankheit** nahm der Einfluss der Normalkraft deutlich ab.
- Die Diagonalrisse traten zuerst auf Höhe der **Nulllinie** auf und wuchsen von dort Richtung Lasteinleitungsstelle und Lager. Dabei kreuzten sie eventuell vorhandene Trenn- und Biegerisse. Bei Erreichen der Traglast versagte der Druckflansch ungefähr gleichzeitig mit dem Auftreten der Risse entlang der Zugbewehrung.

Auch bei den eigenen Versuchen wurde teilweise beobachtet, dass die Schubrisse zuerst in Höhe der **Nulllinie** sichtbar waren. Diese Beobachtung ist für die Entwicklung eines eigenen Modells wichtig, genauso wie die Tatsache, dass die Schubrisse vorhandene Trenn- oder Biegerisse kreuzten, denn dies lässt darauf schließen, dass nicht das Versagen der Dübelwirkung und der Rissreibung in den Trenn- oder Biegerissen zum Querkraftversagen führt.

### 2.3.5 Regan (1971)

Am Imperial College London wurden zwei Versuchsserien an Trägern mit Querkraft-, Momenten- und Normalkraftbeanspruchung durchgeführt [61]. Die Balken der ersten Versuchsserie enthielten keine Bügelbewehrung und wurden – zusätzlich zu den Querlasten – mit Zugnormalkraft beansprucht. Mit der zweiten Serie wurden Versuchsträger mit vertikaler Bewehrung auf ihre Querkrafttragfähigkeit hin bei gleichzeitiger Längsdruck- oder -zugkraft untersucht. Im Rahmen dieser Arbeit interessieren hauptsächlich die Versuche an den nicht schubbewehrten Balken.

Die Normalkraft wurde über anbetonierte Konsolen in die Versuchsträger mit Rechteckquerschnitten eingeleitet und erzeugte Zugspannungen von bis zu  $2,80 \text{ N/mm}^2$ . In der Regel wurden sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone drei Stäbe  $\varnothing 16 \text{ mm}$  eingelegt. Die Normalkraft wurde zuerst aufgebracht, dann wurde die Querlast bis zum Versagen gesteigert. Die Träger waren statisch bestimmt als Einfeldträger mit Kragarm gelagert. Durch die Belastung von Feld und Kragarm wurde ein Stützmoment erzeugt und das Feldmoment reduziert, so dass die Gefahr eines Biegeversagens verringert wurde.

Über die vertikalen Trennrisse aus den Zugspannungen der Normalkraftbelastung wurden die Querkräfte durch die Dübelwirkung und die Rissreibung übertragen. Auch Träger mit geringerer Zuschlagskorngröße versagten nicht an einem Trennrisse, selbst die vertikalen Risse im **Momentennullpunkt**, wo die positive Wirkung einer Druckzone fehlte, konnten die auftretenden Kräfte problemlos übertragen. Erst als in einem Versuchskörper die Rissreibung mittels einer Folie ausgeschaltet wurde, trat das Versagen an einem Trennrisse sehr früh mit einem eindeutigen Versagen der Dübelwirkung der Längsbewehrung ein.

Um den **Einfluss des Momentenverlaufs** zu untersuchen wurden drei Balken als Einfeldträger gelagert. Nachdem der erste dieser Reihe auf Biegung versagte, wurden für die weiteren zwei Versuchskörper Bewehrungsstäbe einer höheren Stahlgüte gewählt. Die Testergebnisse entsprachen denjenigen der Träger mit Stützmoment. Die Schubschlankheit lag bei  $a/d = 5,6$ . Vier weitere Einfeldträger wurden mit auflagernahen Lasten ( $a/d = 1,96$ ) belastet.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Der **Einfluss der Normalkraft** auf die Querkrafttragfähigkeit war bei großen Schubschlankheitsgraden ( $a/d = 5,6$ ) relativ gering. Nur bei kleinen Werten ( $a/d = 2$ ) war ein deutlicher Einfluss der Normalkraft zu erkennen.
- Die Wahl der maximalen **Korngröße** für den Zuschlag des Beton hatte keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit.
- Bei allen Versuchen war es ein einzelner **Diagonalriss**, der das Schubversagen einleitete. Seine Neigung war geringer als diejenige der zuvor vorhandenen Risse. Nach dem Auftreten dieses Diagonalrisses war eine weitere Laststeigerung – wenn überhaupt – nur in geringem Umfang möglich.

Zararis /80/ beschreibt in seinen Ausführungen zur Querkraftabtragung (siehe Abschnitt 2.5.3.2) dieses Phänomen, dass sich Versagensrisse flacher ausbilden als zuvor vorhandene Trenn- oder Schubrisse und dass sie diese Risse kreuzen. Unter der Betrachtung des Sachverhaltes kann daher in Kapitel 6 ein realitätsnahes eigenes Modell entwickelt werden.

### 2.3.6 Leonhardt, Rostásy, Mac Gregor und Patzak (1977)

Temperatur- und Schwinddehnungen führen in manchen Bauwerken zu Längszugkräften, die wiederum Trennrisse verursachen können. Vor diesem Hintergrund war das Ziel der Forschungsarbeit von Leonhardt et al. /49/ herauszufinden, ob Längszugspannungen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen abmindern.

Das Versuchsprogramm gliederte sich in zwei Teile. In einer ersten Versuchsreihe wurden vier Plattenbalken mit Längszug und Schubbewehrung untersucht. In der zweiten hier interessierenden Versuchsreihe wurden zwei Platten ohne Schubbewehrung mit Längskraft beansprucht und auf ihre Querkrafttragfähigkeit hin geprüft.

Aus den Versuchen mit den Plattenbalken (erste Versuchsreihe) war den Autoren bekannt, dass die Schrägrisse die Trennrisse kreuzten. Durch die Biegung schlossen sich die Trennrisse in der Druckzone wieder, so dass diese keine wesentliche Einschränkung für die Querkraftabtragung bedeuteten. Daher sollte mit den Versuchen an Plattenstreifen (zweite Versuchsreihe) die Schubübertragung an einen Trennriss im Momentennullpunkt untersucht werden.

Die **Plattenstreifen** wurden als Einfeldträger mit Kragarm gelagert und im Feld und am Kragarm belastet. Mit beidseitig eingelegten geschweißten Matten mit Stabdurchmessern von 10,5 mm bzw. 12 mm in Längsrichtung wurden Bewehrungsgrade von 0,73 % bzw. 0,91 % erreicht. Die bewusst hoch gewählte Streckgrenze des Betonstahls sorgte dafür, dass ein Schubbruch vor dem Biegeversagen erreicht wurde. Kerben erzeugten am Kragarm, am Momentennullpunkt und zwischen Feldmitte und gelenkig gelagertem Balkenende Trennrisse bei der Einleitung des Längszugs. Die Normalkraft wurde so gewählt, dass die Rissbreite ungefähr bei 0,15 mm lag. Die Zugspannungen aus Längszug lagen außerhalb der gekerbten Querschnitte bei 1,41 bzw. 1,88 N/mm<sup>2</sup> und damit unterhalb der Betonzugfestigkeit.

Zur Einleitung der Normalkraft wurden in die Versuchsplattenstreifen Stahlrohre einbetoniert, durch die Bolzen eingeführt wurden. Die Querlast wurde in Stufen von 20 kN bis zum Bruch bei 140 kN gesteigert. Das **Versagen** trat plötzlich und ohne Vorankündigung auf. Der Schubriss kreuzte die Trennrisse, die Trennfuge versagte nicht. Ein Schubriss lag im Momentennullpunkt, bei der anderen Platte trat das Versagen im Kragarm ein, obwohl dort 30% mehr Längsbewehrung vorhanden war.

Im **Trennriss** am Momentennullpunkt wird die Querkraft durch die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung übertragen. Fenwick und Paulay /23/ geben eine Gleichung zur Bestimmung der maximalen Schubspannung im Riss in Abhängigkeit von der Rissöffnung und der Betondruckfestigkeit an; Baumann und Rüschi /5/ ermittelten die Dübelkraft der Längsbewehrung nach Gleichung (2-1). Leonhardt et al. addierten diese beiden Querkraftanteile und stellten dabei fest, dass die im Trennriss übertragbare Kraft weit über der Bruchlast des Schubversagens lag.

Der Vergleich mit früheren Versuchen an Plattenstreifen derselben Abmessungen, jedoch ohne Normalkraftbeanspruchung, zeigte, dass die Längszugbeanspruchung zu einer Verringerung der Querkrafttragfähigkeit führte. Als Konsequenz schlugen die Autoren folgende **Abminderung  $\Delta\tau$  der Schubtragfähigkeit** für Längszug vor:

$$\Delta\tau = -0,067 \frac{N}{A_c} \quad \text{bzw.} \quad \Delta\tau = -0,10 \frac{N}{A_c} \quad \text{mit Sicherheitsbeiwerten} \quad (2-2)$$

Würde wie üblich die Bemessungsgleichung durch den Sicherheitsfaktor für Beton 2,1 dividiert, so wäre die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit bei gleichzeitiger Längszugbeanspruchung geringer als in den Versuchen festgestellt. Dies läge auf der unsicheren Seite. Daher führten Leonhardt et al. den in Gleichung (2-3) enthaltenen **Teilsicherheitsbeiwert** für den Normalkraftanteil von  $\gamma_N = 3$  ein.

$$\text{zul}\tau_0 = \frac{\tau_{0U}(N=0)}{2,1} - 0,067 \frac{N}{A_c} \frac{\gamma_N}{2,1} = \text{zul}\tau_0(N=0) - 0,10 \frac{N}{A_c} \quad (2-3)$$

Hierbei ist  $\text{zul}\tau_0$  die Bemessungsschubspannung,  $\text{zul}\tau_0(N=0)$  die zulässige Schubspannung für Träger ohne Normalkraftbeanspruchung,  $\tau_{0U}(N=0)$  die mittlere

Versagensschubspannung und 2,1 der Sicherheitsbeiwert für Beton. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_N$  berücksichtigt u.a. die Unsicherheit aufgrund der geringen Anzahl der Versuchsergebnisse mit Längszug und die Ungenauigkeit bei der Ermittlung der Zwangsnormalkraft  $N$ .

Folgende Beobachtungen und Ergebnisse können zusammengefasst werden:

- Mit zunehmender **Längszugbeanspruchung** nimmt die Querkrafttragfähigkeit ab.
- Da die im Trennriss übertragbare Kraft von der Rissreibungskraft und diese wiederum von der **Rissbreite** abhängt, muss die Rissbreite auf einen bestimmten Wert beschränkt werden, damit ein vorzeitiges Versagen der Trennrisse ausgeschlossen wird.

Der Gedanke von Leonhardt et al., die **Rissbreite** der Trennrisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu beschränken, wird weder bei den eigenen Versuchen, noch bei der Entwicklung einer Bemessungsgleichung weiter verfolgt, denn in keinem Versuch trat das Versagen im vertikalen Trennriss auf. Mehrere Wissenschaftler untersuchten die Querkrafttragfähigkeit im Momentennullpunkt und stellten dabei fest, dass das Querkraftversagen von die Trennrisse kreuzenden Schubrisse verursacht wurde, siehe auch die Zusammenfassung in Abschnitt 2.4.

### 2.3.7 Johnson und Arnaouti (1980)

Über der Stütze einer durchlaufenden Verbunddeckbrücke entstehen aus globaler Tragwirkung Längszugspannungen in der Betonplatte. Bei Belastung der Kragarme der Verbundquerträger durch Verkehrslasten entstehen auch in Querrichtung Zugspannungen, so dass die Fahrbahnplatte zweiachsigem Zug und den Radlasten des Verkehrs gleichzeitig unterworfen ist.

Johnson und Arnaouti /35/, University of Warwick, Großbritannien, berichten von drei Durchstanzversuchen an zweiachsig gezogenen Platten. Zwei sich kreuzende Stahlträger mit Längen von 5 und 6 m wurden über Dübel mit einer Stahlbetonplatte der Dicke 90 mm verbunden. Verstärkungen der Untergurte sorgten für die niedrige Lage der Dehnungsnulllinie, so dass die Betonplatte bei Belastung der Hauptträger vollständig durchgerissen war.

Die Aufstandsfläche der Presse zur Durchführung des Durchstanzversuchs hatte einen Durchmesser von 120 mm. Der Abstand der Lasteinleitung von den Stahlträgern war groß genug, so dass kein laststeigernder Einfluss durch auflagernahe Belastung anzunehmen war. Die Spannungen in der Bewehrung aus der Hauptträgerbelastung lagen in den drei Versuchen bei 0%, 42% und 86 % der Fließgrenze.

Die Versuche ergaben Folgendes:

- Der Bruch kam unangekündigt, das **Versagen** war plötzlich.
- Die **Tragfähigkeiten** der drei Versuche lagen dicht beieinander, ein Einfluss der Zugspannung auf die Traglast konnte nicht festgestellt werden.
- Die **Durchbiegung bei Bruch** war nicht von der Zugkraft beeinflusst.

Da es sich hierbei nicht um Versuche zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit handelte, können die Ergebnisse zwar nicht direkt auf das in dieser Arbeit behandelte Problem übertragen werden. Die Erkenntnisse und Beobachtungen während der Versuchsdurchführung sind jedoch auch für das Thema der Querkraftabtragung von Bedeutung. So haben beispielsweise Yamada und Kiyomiya /79/ ebenfalls festgestellt, dass die Durchbiegung bei Eintreten des Querkraftversagens von der Zugnormalspannung unabhängig ist.

### 2.3.8 Bhide und Collins (1989)

Im Zuge der Entwicklung der **Modifizierten Druckfeldtheorie** untersuchten die Autoren /8/ das Verhalten von Stahlbeton unter gleichzeitiger Zug- und Querkraftbeanspruchung. Bei der „modified compression field theory“ wird der gerissene Beton als ein kontinuierliches Material behandelt, indem die Berechnung mit Durchschnittsspannungen und -dehnungen geschieht. Zusätzlich werden die lokalen Spannungszustände an den Rissen berücksichtigt. Die Spannung im Riss selbst wird zu Null angenommen. Eine genauere Beschreibung der Theorie folgt in Abschnitt 2.5.3.1.

Zur Verifizierung der Modifizierten Druckfeldtheorie wurden **Versuche an Scheiben** (890 x 890 x 70 mm) mit Bewehrungsgraden von 1 und 2 % durchgeführt. Die Versuchsanordnung ist in Bild 2.6 gezeigt. Die Bewehrung lag parallel zum Scheibenrand in Richtung der Zugbeanspruchung, gleichmäßig über die Scheibenbreite verteilt. Bis zum Bruch wurde das vorgegebene Verhältnis der Normalkraft zur Querkraft konstant gehalten. Die Durchmesser der Bewehrungsstäbe betragen durchweg 6 mm. Die Zugspannungen im Beton lagen zwischen 0 und 7,2 N/mm<sup>2</sup>.

Folgende Ergebnisse können festgehalten werden:

- Während des Belastungsvorgangs bildeten sich zuerst **Risse** senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung, die aber über den ganzen Versuchsverlauf sehr klein blieben. Später bildeten sich neue Risse (Schubrisse), die sich weit öffneten. Bei großer Rissöffnung zeigten die Prüfkörper ein duktileres Verhalten, die Autoren vermuteten, dass die Querkraft dann nur noch über die Dübelwirkung der Längsbewehrung übertragen wurde.
- Bei einem höheren **Bewehrungsgrad** reduzierten die Längszugspannungen die Querkrafttragfähigkeit weniger als bei einem niedrigen Bewehrungsgrad.

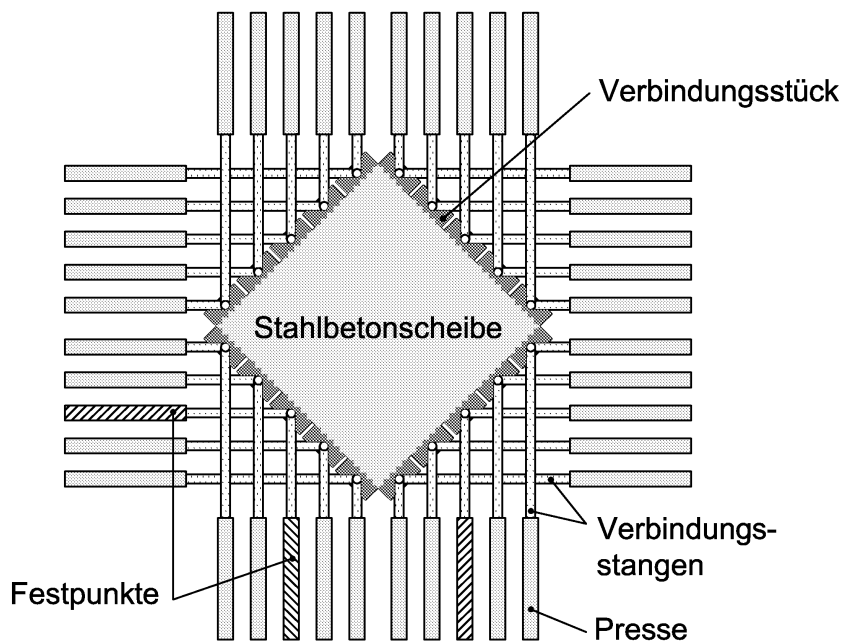


Bild 2.6: Stahlbetonscheibe und Versuchseinrichtung von Bhide und Collins

Die untersuchten Stahlbetonscheiben sind zur experimentellen Bestätigung und zur Weiterentwicklung der Modifizierten Druckfeldtheorie entworfen worden. Die direkte **Übertragbarkeit der Ergebniswerte** auf das Problem der Querkrafttragfähigkeit ist allerdings nicht gegeben. Zu diesem Schluss führen folgende Unterschiede der Scheibenversuche zu den Versuchen an Balken oder Platten:

- Die **Bewehrung** ist über die gesamte Bauteilhöhe gleichmäßig verteilt, es kann keine statische Nutzhöhe  $d$  als Abstand der Zugbewehrungslage zur Bauteiloberkante angeben und damit ist auch die Schubschlankheit  $a/d$  nicht bestimmbar.
- Die **Last** wird über die gesamte Länge eingeleitet, während andere Versuche Einzellasten aufbringen.

Inwiefern die Modifizierte Druckfeldtheorie, die im Zusammenhang mit den Versuchen entwickelt wurde, zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten geeignet ist, wird in Abschnitt 6.1.2. untersucht.

### 2.3.9 Sørensen, Løset und Olsen

Die Versuche von Sørensen, Løset und Olsen in Oslo sind in /8/ beschrieben, die Originalquelle /72/ liegt nicht vor und ist auch nicht mehr erhältlich. Daher können die Versuche hier nur kurz beschrieben werden.

Um die Querkraftbemessung von Offshore-Bauwerken zu verbessern wurden sechs Versuche an Stahlbetonbalken mit einer Länge von 1,8 m durchgeführt. Als statisches System wurde ein Einfeldträger mit Kragarm gewählt. Der Querschnitt war 300 mm hoch und 200 mm breit. Zur Bewehrung in Längsrichtung wurden oben und unten je drei Stäbe mit Durchmesser 20 mm eingelegt.

Bhide und Collins /8/ verwendeten die Ergebniswerte von Sørensen et al. zur Verifizierung ihres Bemessungsvorschlag nach der **Modifizierten Druckfeldtheorie** und stellten dabei fest, dass die Tendenz der Versuche gut mit den Angaben der Modifizierten Druckfeldtheorie übereinstimmte, die Versuchsergebnisse von Sørensen et al. aber um einiges höher lagen.

### 2.3.10 Saul und Koch (1989)

Anlass für die Versuche von Saul und Koch /68/ war der Bau der Brücke über den Rio Caroni in Venezuela. Dabei war die Fahrbahnplatte in Längsrichtung zwischen Querträgern gespannt worden, da die Stege des Hohlkastenquerschnitts so weit auseinander lagen, dass eine quer gespannte Platte zu dick und schwer geworden wäre. Auf eine Vorspannung wurde verzichtet, da sich die Vorspannkraft mit dem Kriechen des Betons allmählich in den Stahl umgelagert hätte. Für die hier aufgetretene Frage der Schubtragfähigkeit der im Bereich der Stützmente gerissenen Platte konnte von Saul und Koch in den Normen kein geeigneter Bemessungsansatz gefunden werden.

Deshalb wurde im Auftrag des Ingenieurbüros Leonhardt, Andrä und Partner GmbH am Otto-Graf-Institut (FMPA Baden-Württemberg) eine auf die erwähnte Brücke zugeschnittene Untersuchung durchgeführt. Zwei Versuchskörper wurden so ausgebildet, dass sie im Parameterbereich der Rio Caroni Brücke lagen und an die Versuchseinrichtungen angepasst waren, siehe Bild 2.7. Insgesamt wurden 14  $\varnothing$  25 eingelegt, das entspricht einem Bewehrungsgrad von 4,8 %. Wie auch in der ausgeführten Brücke wurde gebrochener Zuschlag verwendet. Die Zugnormalkräfte der beiden Versuche wurden so gewählt, dass in einem die Stahlspannung des Gebrauchszustandes und im andern die Spannung des rechnerischen Bruchzustandes erreicht war.

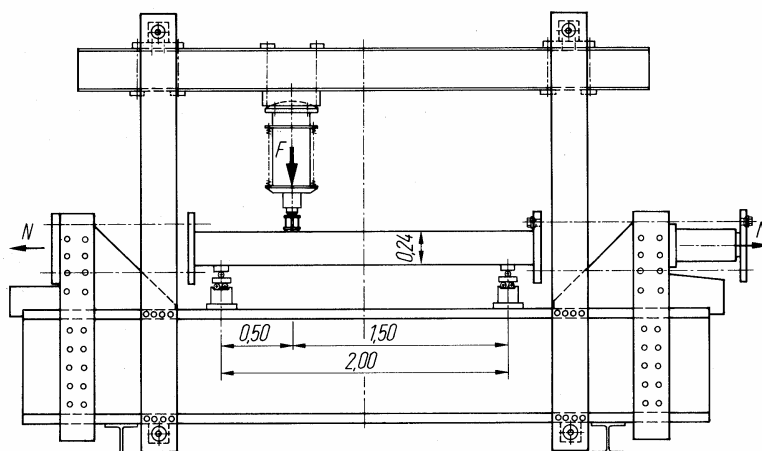


Bild 2.7: Versuchseinrichtung der Versuche von Saul und Koch /68/

Einer der beiden Traglastversuche wurde ohne **Normalkraft** durchgeführt, der Träger war jedoch aus vorheriger Längskraftbeanspruchung gerissen. Der zweite Träger wurde unter der Normalkraftbelastung des Gebrauchszustandes (zugehörige Betonspannung  $\sigma_c = 8,3 \text{ N/mm}^2$ ) zu Bruch gefahren. Dabei blieben die Risse auf der Oberseite bis zum Versagen geöffnet, es wurden auch keine Druckspannungen in der oberen Bewehrung gemessen.

Die ersten **Trennrisse** entstanden beim Aufbringen einer Betonzugspannung von  $\sigma_c = 2,5 \text{ N/mm}^2$ , die Rissbildung war ab  $\sigma_c = 5,7 \text{ N/mm}^2$  abgeschlossen. Der Rissabstand stellte sich entsprechend der Querbewehrung mit 150 mm ein. Die Rissuferverschiebung wurde an vier vertikalen Rissen in Höhe der Bewehrung gemessen. Die Messmarken wurden angebracht, nachdem der Balken bis zur vollständigen Risslast be- und wieder entlastet worden war.

Folgende Ergebnisse sind festzuhalten:

- Die Stahlbetonplatte war bereits im Gebrauchszustand vollständig **gerissen**.
- Die **Durchbiegung** nahm mit der Steigerung der Längsnormalkraft stark zu.
- **Dauerschwingversuche** vergrößerten die Schädigung des Trägers kaum.
- Beim Versagen bildeten sich **Diagonalschubrisse**, die die Risse aus Normalkraftbeanspruchung kreuzten.
- Die gemessene **Querkrafttragfähigkeit** lag weit über den von den Autoren aufgrund der Normung und anderer Versuche erwarteten Werten.

Für die relativ großen gemessenen **Traglasten** gibt es nach Auffassung des Autors drei mögliche Ursachen:

- Die **Schubschlankheit** war mit  $a/d = 3,05$  zu gering, um den Einfluss der Auflagenähe zu vernachlässigen. Bei den in Kapitel 3 vorgestellten Versuchen wurden bei der Schubschlankheit  $a/d = 3$  um 20 % größere Querkräfte übertragen als bei  $a/d = 5$ .
- Die in Kapitel 3 beschriebenen Versuche haben gezeigt, dass die Maximallast vor dem ersten Lastabfall als Traglast angesehen werden muss. In einigen Fällen ließ sich dort die Last nach dem ersten Lastabfall noch auf den 1,7-fachen Wert steigern, bevor die Träger endgültig versagten. Die Versuche von Saul und Koch wurden laut den Messprotokollen /69/ **kraftgesteuert** gefahren, so dass folglich ein Lastabfall nicht beobachtet werden konnte.
- Zudem kann die Verwendung von **gebrochenem Zuschlag** zum Erreichen der hohen Auflasten geführt haben. Im Allgemeinen weisen Betone mit gebrochenen Zuschlagskörnern bei gleicher Druckfestigkeit größere Zugfestigkeiten auf als Betone mit rundem Korn. Jedoch berücksichtigen konventionelle Bemessungsgleichungen die Zugfestigkeit nicht explizit.



### 2.3.11 Emrich (1993)

Das Ziel der fünf Versuche von Emrich /21/ war, die Querkrafttragfähigkeit bei gleichzeitigem Längszug im **Momentennullpunkt** zu untersuchen. Hintergrund der Versuche war, dass in den siebziger Jahren bei Silos mit rechteckigem Grundriss Schäden aus Schubversagen in den Momentennullpunkten der Wände aufgetreten waren.

Für die Versuche wurden 200-mm-dicke Plattenstreifen verwendet. Die Versuchskörper wurden mit geringen Längsbewehrungsgraden von 0,48 und 1,25 % und ohne Querkraftbewehrung ausgeführt und an beiden Enden eingespannt, siehe Bild 2.8. Bei Versuchskörper P1 bis P3 war die Bewehrung zur Einleitung der Normalkraft ( $\varnothing 12$ , BSt 500S) in Trägermitte – dem Momentennullpunkt – stumpf gestoßen. Damit wurde ein Trennriss in Trägermitte erzeugt, der nur von wenigen durchlaufenden Bewehrungsstäben  $\varnothing 8$ , BSt 460S gekreuzt wurde. Nur bei diesen durchlaufenden Stäben konnte die Dübelwirkung im Riss aktiviert werden. Emrich ging davon aus, dass sich das Versagen im Trennriss im Momentennullpunkt ereignen würde. P4 und P5 wurden ausschließlich mit durchlaufenden Stäben  $\varnothing 14$ , BSt 500S ausgeführt, ein Bewehrungsstoß in Trägermitte wurde nicht vorgesehen.

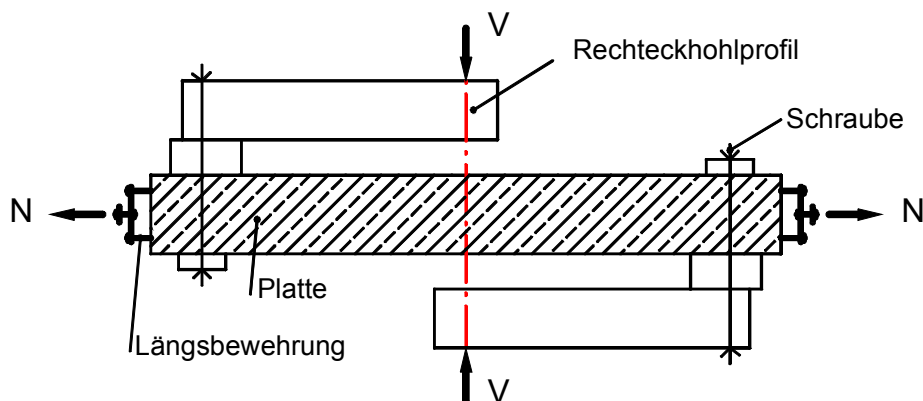


Bild 2.8: Versuchseinrichtung der Versuche von Emrich /21/

Bei drei Plattenstreifen wurde die Querkraft bei konstanter Normalkraft bis zum Bruch gesteigert, bei einem anderen Versuchskörper wurde die Querkraft konstant gehalten und die Zugkraft wurde bis zum Versagen erhöht, und ein weiterer erhielt eine Belastung mit einem konstanten Verhältnis  $N/V = 1,73$ .

Folgende Versuchsbeobachtungen können zusammengefasst werden:

- Schräge **Schubrisse** leiteten das plötzliche Versagen der Träger ein. Die Risse entstanden in der Plattenmitte und breiteten sich schnell in Richtung der Außenflächen aus. Der Schubriss lag wider Erwarten bei keinem Versuchskörper im Momentennullpunkt.
- Die **Neigung** der Schubrisse wurde kaum von der Belastungsgeschichte und der Längszugkraft beeinflusst.
- Die Plattenstreifen mit höherem **Bewehrungsgrad** wiesen deutlich größere Traglasten auf.

Bei zwei Plattenstreifen (P3 und P4) entstand der Versagensschubriss direkt an der Kante der Lasteinleitungsstruktur. Daraufhin wurde Plattenstreifen P5 mit einer Voute im Lasteinleitungsbereich ausgeführt. Emrich hatte die **Kantenpressung** der Lasteinleitung in Kauf genommen, da er ein Versagen des vertikalen Trennrisses im Bereich des Momentennullpunktes erwartete. Tatsächlich hat sie aber möglicherweise den Bruch ausgelöst und die Versagenslast reduziert.

Die Beobachtung, dass schräge Schubrisse das Versagen verursachen und dass diese Risse in Plattenmitte beginnen, wird bei der Bewertung mechanischer Modelle und bei der Entwicklung eines eigenen Modells (siehe Kapitel 6) eine wichtige Rolle spielen.

### 2.3.12 Tamura, Shigematsu und Hara (1994)

Die Autoren /75/ erforschten das Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken bei gleichzeitigem Längszug durch Zwang aus Schwinden oder Temperatureinwirkung. Sie untersuchten das Problem zunächst durch numerische Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente unter Verwendung von isoparametrischen, degenerierten Schalenelementen mit neun Knoten.

Die Berechnungen wurden von Versuchen begleitet. In zwei Versuchsreihen wurden 1,8-m-lange Träger mit Plattenbalken- und Rechteckquerschnitt geprüft. Die Schubschlankheiten der experimentell und numerisch untersuchten Körper lagen bei  $a/d = 1,7, 2,0$  und  $2,5$ . Der Bewehrungsgrad schwankte zwischen  $0,3$  und  $3\%$ . Die Längsspannungen in den Plattenbalken betragen maximal  $2,4\text{ N/mm}^2$ , in den Balken mit Rechteckquerschnitt max.  $2,0\text{ N/mm}^2$ . Die mittlere Betonzugfestigkeit lag bei  $3,3\text{ N/mm}^2$ . Die Träger waren also unter alleiniger Längszugbeanspruchung nicht gerissen. Die Längszug- und Auflagerkräfte wurden am Balkenende über Aussparungen eingeleitet.

Als Ergebnis konnte Folgendes festgehalten werden:

- Die Querlast, bei der sich die **ersten Risse** bildeten, nahm mit größer werdender Normalkraft ab, ebenso die Bruchlast.
- Mit steigenden **Längszugspannungen** wuchsen die Biegerisse weiter in die Druckzone hinein; die Schubrisse, die zwischen den Biegerissen entstanden waren, verliefen steiler.
- Bei größerer **Schubschlankheit**  $a/d$  wurden geringere Traglasten erreicht.

Laut Remmel /66/ ist ab einer Schubschlankheit von  $a/d$  größer  $3,5$  bis  $4$  kein Einfluss der Auflagnähe mehr festzustellen. In den eigenen Versuchen (siehe Kapitel 3) wurde bei einem Verhältnis von  $a/d = 3$  eine im Mittel  $20\%$  höhere Tragfähigkeit ermittelt als bei  $a/d = 5$ . Bei allen Versuchen von Tamura, Shigematsu und Hara lag die Vertikalkrafteinleitung im auflagnahen Bereich. Dies führte zu erhöhten Versagenslasten, so dass die Ergebnisse nicht verallgemeinert werden können.

### 2.3.13 Yamada und Kiyomiya (1995)

Das Institut für Hafenanlagen des japanischen Verkehrsministeriums /79/ führte ein Forschungsprojekt zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Betonbauteile durch. Grund dafür war das Problem, dass aufgrund von Schwindspannungen und Spannungen aus thermischer Belastung in Hafengebäuden oft Normalkräfte in Betonbauteilen auftraten.

An Balken mit Rechteckquerschnitten wurden Belastungsversuche durchgeführt. Von insgesamt 20 Versuchskörpern wurden fünf ohne Bügelbewehrung ausgebildet. Zur Bewehrung in Längsrichtung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 23 mm und einer Fließgrenze von  $1.050 \text{ N/mm}^2$  verwendet. Die hochfesten Stähle sollten verhindern, dass der Stahl im Biegezugbereich ins Fließen kommt, bevor der erwartete Schubbruch eintrat. Bei der Herstellung des Betons wurde gebrochener Zuschlag verwendet.

Bei den Versuchen wurde erst die **Normalkraft** aufgebracht und während der anschließenden Querbelastung konstant gehalten. Drei der fünf Träger wurden vorgezogen, d.h. es wurden Trennrisse mit einer Normalkraft von 330 kN erzeugt; bei der zugehörigen Normalspannung von  $2,75 \text{ N/mm}^2$  kann jedoch noch nicht von einem abgeschlossenen Rissbild ausgegangen werden, denn die Zugfestigkeit des Betons lag bei  $3,3 \text{ N/mm}^2$ . Dies bestätigt auch der gemessene Rissabstand von 400 mm.

Zwei mit einer Normalspannung von  $0,92 \text{ N/mm}^2$  beanspruchte Träger unterschieden sich dadurch, dass nur bei einem der beiden **Trennrisse** erzeugt wurden. Die Maximalwerte der Auflast lagen dicht beieinander, der Träger ohne Trennrisse wies eine leicht geringere Querkrafttragfähigkeit auf.

Wesentliche Versuchsergebnisse sind:

- Bei den vorgezogenen Trägern kreuzten die **Schubrisse** vorhandene Trennrisse aus der Normalzugbeanspruchung. Die Winkel der Schrägrisse zeigten keine Abhängigkeit von der Normalkraft.
- Die **Risse** erreichten beim Versagen der Plattenstreifen die Betonoberkante. Bei Trägern mit großen Normalkräften blieben die Trennrisse bis zum Schluss – auch in der Druckzone – geöffnet.
- Das **Vorziehen** der Träger hatte keinen wesentlichen Einfluss auf deren Querkrafttragfähigkeit.
- Sowohl für vorgezogene als auch für nicht vorgezogene Träger führten die Versuchswerte zu dem Ergebnis, dass die **Querkrafttragfähigkeit** bei hochbewehrten Bauteilen mit steigender Normalkraft zunimmt.

Der letztgenannte Punkt steht im **Widerspruch** zu den Untersuchungen anderer Forscher. Auf drei mögliche Ursachen führten Yamada und Kiyomiya ihr abweichendes Ergebnis zurück:

- a) Streuung der Betoneigenschaften,
- b) elastische Einspannung des Versuchsträgers auf einer Seite,
- c) Entlastung der Druckzone durch Zugnormalspannungen.

#### zu Punkt a)

Die **Streuung** der Ergebnisse von Versuchen mit Betonbauteilen ist in der Tat relativ groß, so dass viele Versuche notwendig sind, um eine gesicherte Aussage zu treffen. Die Versuchsergebnisse von Yamada und Kiyomiya, siehe Bild 2.10, weichen aber zu deutlich von denen anderer Wissenschaftler ab, als dass dieser Effekt allein der Streuung der Betoneigenschaften zugeordnet werden kann.

#### zu Punkt b)

Mit der Durchbiegung des Balkens bewegten sich die Kragarmenden nach oben. Auf der rechten Seite war diese Bewegung aufgrund der Gelenkkette möglich, auf der linken Seite jedoch wurde diese Bewegung durch die Befestigung am Reaktionsblock behindert, siehe Bild 2.9. Die dabei im Gelenk entstehende Kraft erzeugte über dem Auflager ein Moment. Angesichts dieser ungewollten **Einspannung** des Trägers auf der linken Seite entstand ein einfach statisch unbestimmtes System, so dass sich die Pressenkraft  $P$  unsymmetrisch verteilte; die Bruchquerkraft konnte nicht sicher bestimmt werden, entsprach aber sehr wahrscheinlich nicht der von den Autoren angegebenen halben Pressenkraft.

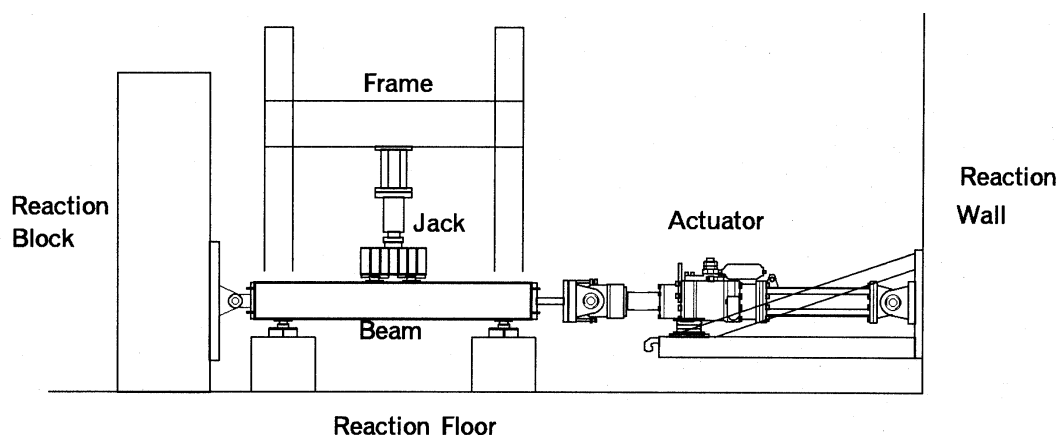


Bild 2.9: Versuchseinrichtung von Yamada/Kiyomiya /79/

Geht man von einer vollen Einspannung aus, so sind die Versagensquerkräfte auf der Einspannseite (links in Bild 2.9)  $11/16 P$  und auf der gelenkig gelagerten Seite  $5/16 P$ . Bei den Trägern mit großer Zugnormalkraft, bei denen relativ hohe Querkrafttragfähigkeiten gemessen wurden, trat der Schubriss auf der gelenkig gelagerten rechten Seite auf. Die Träger mit geringer und ohne Normalkraft versagten durch einen Schubbruch auf der Einspannseite. In Bild 2.10 sind die Querkräfte bei Versagen unter Annahme

einer vollen Einspannung (11/16 P bzw. 5/16 P) mit den Angaben von Yamada/Kiyomiya (8/16 P) verglichen. Der steigenden Tendenz bei Zunahme der Normalkraft entsprechend den Werten der Autoren steht die fallende Regressionsgerade beim einseitig voll eingespannten Versuchskörper gegenüber. In der Realität lag jedoch sicherlich keine volle sondern eine elastische Einspannung vor, so dass die tatsächliche Geradensteigung zwischen den beiden in Bild 2.10 gezeigten Geraden liegt.

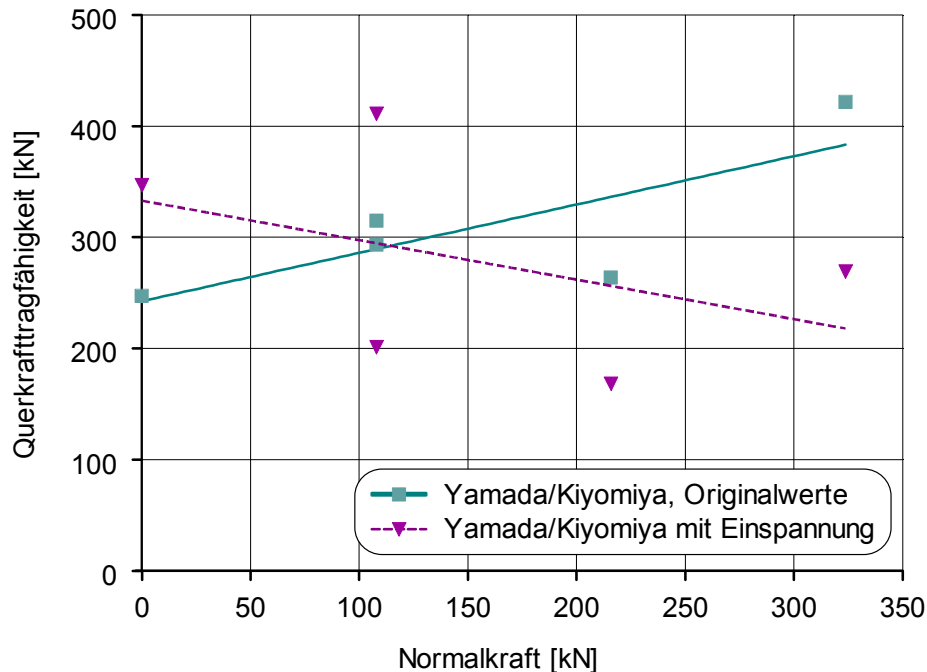


Bild 2.10: Ergebnisse von Yamada und Kiyomiya im Vergleich mit den Ergebnissen bei Annahme einer Einspannung

### zu Punkt c)

Eine andere mögliche Erklärung dafür, dass mit zunehmender Normalkraft eine steigende Tragfähigkeit beobachtet wurde, ist die **Entlastung der Druckzone** durch Zugnormalspannungen, denn für alle Versuche wurde Betonversagen auf Druck maßgebend. Durch den hochfesten Bewehrungsstahl war ein Fließen der Bewehrung ausgeschlossen worden. Es bleibt dann allerdings die Frage, ob hier überhaupt ein Schubversagen auftrat oder ob es sich um ein Biegeversagen – nämlich das Versagen der Druckzone – handelte.

### 2.3.14 Adebar und Collins (1996)

Im Rahmen der Schubbemessung von Offshore-Bauwerken wurden 27 Versuche an Balken mit und ohne Bügelbewehrung durchgeführt /2/. Die Träger waren symmetrisch bewehrt und zum Teil mit einer Zugnormalkraft beansprucht. Die Lasteinleitungsplatten für Quer- und Längskraft wurden an die Längsbewehrung angeschweißt, siehe Bild 2.11, so dass der 1,6-m-lange Balken auf beiden Seiten eingespannt war. Die Querkraft war über die Trägerlänge konstant, das Biegemoment zeigte einen linearen

Verlauf mit dem Nullpunkt in der Trägermitte. Querkraft und Normalkraft wurden in einem konstanten Verhältnis zueinander gesteigert. Die Längszugspannungen bei Bruch lagen zwischen 0 und 16,8 N/mm<sup>2</sup> und damit höher als in allen Versuchen der vorigen Kapitel.

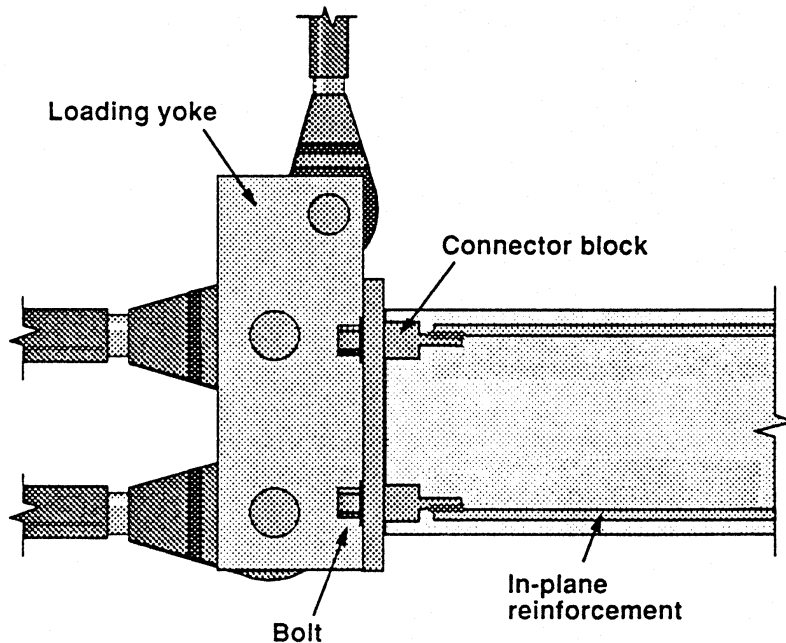


Bild 2.11: Lasteinleitungsblock bei Adebarr und Collins aus /2/

Insgesamt drei Versuchsserien wurden auf Querkraft und Längszug beansprucht. Als Versuchsergebnisse wurden die Last nach dem ersten Riss und die Traglast festgehalten. Eine Versuchsreihe wurde mit Schubbewehrung versehen, die anderen beiden unterschieden sich durch den Bewehrungsgrad (1,00 % und 1,95 %).

Die folgenden Beobachtungen und Ergebnisse können festgehalten werden:

- Bei geringem Längszug stellten sich erste steile **Schubrisse** ein, die nach weiterer Laststeigerung von flacheren gekreuzt wurden, entlang derer das Schubversagen auftrat. Bei großen Zugnormalkräften waren drei Stufen von Rissneigungen zu beobachten; das Versagen trat beim Entstehen der flachsten Risse ein.
- Es wurde beobachtet, dass Träger ohne vertikale Bewehrung kurz nach dem Auftreten der Schubrisse **versagten**.
- Die **Versuchsergebnisse** liegen teilweise deutlich unterhalb der Bemessungskurve der kanadischen Norm CSA 1994.

Als Begründung für den letzten Punkt geben die Autoren zwei mögliche Ursachen an:

- Die Träger wiesen vor Versuchsbeginn **Schwindrisse** auf. Die Versuchskörper wurden lange Zeit vor den Tests in trockener Umgebung gelagert.
- Es wird auf die **schlechten Verbundeigenschaften** der Längsbewehrung hingewiesen. Der enge Abstand der Stäbe von 30 mm führte dazu, dass bei jedem Träger vor dem Schubbruch ein Verbundversagen, erkennbar durch den horizontalen Riss entlang der Bewehrung, eingeleitet wurde.

Dem Schwinden ist ein eher geringer Einfluss beizumessen, da eventuelle Eigenspannungen mit dem Beginn der Rissbildung verschwinden. Schlechtere Verbundeigenschaften entlasten den Beton, da ein geringerer Anteil der Zugnormalkraft in den Beton eingeleitet werden kann. Sie können daher nicht der Grund für eine geringe Querkrafttragfähigkeit sein. Außerdem ist laut Zararis /80/ zu beobachten, dass während des Versuchsverlaufs vor dem Erreichen der Maximallast der Verbund zwischen den Längsbewehrungsstäben und dem Beton ohnehin zerstört wird.

Es ist vielmehr wahrscheinlicher, dass die Bemessungsgleichung der kanadischen Norm zu hohe Werte liefert, denn sie basiert auf Versuchen an Stahlbetonscheiben. Diese Versuche wurden von Bhide und Collins /8/, /12/ durchgeführt, die Problematik der Übertragung der Ergebnisse auf die Bemessung von Balken wurde in Abschnitt 2.3.8 erläutert.

## 2.4 Fazit der Versuche

In den angeführten Versuchsberichten werden folgende **Fälle** der Interaktion von Querkraft und Zugnormalkraft genannt:

- Zwang aus behinderter Schwinddehnung in Biegeträgern und Platten
- Zwang aus behinderter Temperaturdehnung in Biegeträgern und Platten
- Verkehrslasten auf gezogenen Fahrbahnplatten über der Stütze von durchlaufenden Verbunddeckbrücken
- Der Druck von Flüssigkeiten oder Schüttgütern auf die Außenwände von Behältern mit Recheckgrundriss, wie sie für Hafenanlagen, Offshore-Bauwerke und Silos verwendet werden, erzeugt Querkräfte und Zugnormalkräfte in den Wänden.

Hinzu kommen die bereits in der Einleitung erwähnten Fahrbahnplatten von Stabbogenbrücken, die Fahrbahnplatten in Querschnitten mit geneigten Stegen oder Fachwerkstäben und die Biegezugbereiche von Stahlbetonträgern unterhalb von Aussparungen in den Stegen. Die Summe der möglichen Anwendungsfälle unterstreicht die Notwendigkeit einer Bemessungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit bei gleichzeitigem Längszug.

Die bislang durchgeführten Versuche zur Ermittlung der **Querkrafttragfähigkeit** zugbeanspruchter Betonbauteile wiesen alle die einheitliche Tendenz auf, dass die Tragfähigkeit mit der Zunahme der Zugspannung in Längsrichtung abnimmt. Der Einfluss der Normalkraft wird allerdings unterschiedlich quantifiziert. Während bei Mattock /54/ und Johnson/Arnaouti /35/ kaum ein Einfluss der Längsspannungen erkannt wurde, sind nach den Versuchsergebnissen von Emrich /21/ 49 % des Wertes der Längszugspannung  $\sigma_N$  von der querschnittsbezogenen Bruchquerkraft  $v_u$  abzuziehen. Über alle Versuche gemittelt lag der Abzugswert bei 6,3 %. Diese Werte ermittelte Jähring aufgrund einer Regressionsanalyse in /46/. Die Versuche von Yamada/Kiyomiya /79/, die eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit mit Zunahme der Längsspannungen zeigten, wurden bereits in Abschnitt 2.3.13 kommentiert.

Alle Versuche stimmten darin überein, dass das Querkraftversagen nicht an einem vertikalen, durch Längszug hervorgerufenen **Trennriss**, sondern mit dem meist plötzlichen Auftreten geneigter Schubrisse eintrat. Die Diagonalrisse kreuzten nahezu immer vorhandene Biege- oder Trennrisse. Selbst die Trennrisse im Momentennullpunkt konnten bis zum Eintreten des Schubversagens die Querkraft übertragen /27/, /21/, /49/, /72/, /2/. Daher wurde in den eigenen Versuchen (Kapitel 3) die Querkrafttragfähigkeit nicht im Momentennullpunkt bestimmt, sondern die einfachere Konstruktion eines Einfeldträgers gewählt. Zusammen mit der Aussage von Mattock /54/, Haddadin et al. /27/ und Emrich /21/, dass die Versagensrisse auf Höhe der Spannungsnulllinie bzw. der Plattenmitte beginnen, werden diese Beobachtungen für die Entwicklung eines eigenen mechanischen Modells (siehe Kapitel 6) von großer Bedeutung sein.

Der Einfluss der Zugkraft auf die **Neigung der Schubrisse** wurde unterschiedlich bewertet. Während manche Versuchsreihen keinen Einfluss erkennen ließen /27/, /21/, /79/, wiesen andere Versuche steilere Schubrisse mit zunehmender Normalkraft auf /20/, /75/. In den eigenen Versuchen wurde festgestellt, dass die Neigung der Schubrisse zur Horizontalen mit den Längsspannungen leicht zunimmt, dass aber die Werte der Neigungswinkel sehr stark streuen. Daher ist gut nachvollziehbar, dass die aus der Literatur zusammengestellten Versuchsreihen, die häufig nur wenige Versuchskörper beinhalteten, zu unterschiedlichen Aussagen bezüglich der Neigung der Schubrisse führten.

In Anhang A1 sind alle Versuchsdaten der beschriebenen Versuche aufgeführt. Aus diesen Daten sollen diejenigen ausgewählt werden, die sich für die Entwicklung einer **Bemessungsgleichung** eignen. Es wird entsprechend dem in /84/ empfohlenen Verfahren vorgegangen. Demnach bleiben Versuchsreihen mit weniger als sechs Versuchen unberücksichtigt. Die dann noch verbleibenden Versuche werden aufgrund folgender ingenieurmäßiger Kriterien beurteilt:

- Versuchsergebnisse, die durch die Nähe der Lasteinleitungsstelle zum Auflager beeinflusst wurden, sollen nicht in die Bemessungsgleichung eingehen. In den dieser Arbeit zugrundeliegenden Versuchen wurde festgestellt, dass Träger mit **Schubschlankheit**  $a/d = 3$  noch zu den auflagernahe belasteten Trägern gehören. Ihre Querkrafttragfähigkeit lag im Mittel um 20 % über den Ergebnissen für Schubschlankheit  $a/d = 4$  und  $a/d = 5$  /46/. Aus diesem Grund werden nur Versuche mit einer Schubschlankheit  $a/d > 3$  für eine statistische Auswertung verwendet.
- Es werden nur Versuche an Balken oder Plattenstreifen, nicht aber an **Scheiben** (Abschnitt 2.3.8) berücksichtigt, denn Letztere sind den übrigen Versuchen geometrisch nicht ähnlich. Außerdem ist bei ihnen im Gegensatz zu Balken oder Platten die Längsbewehrung über den Schubriss gleichmäßig verteilt.



Bei der Anwendung dieser Kriterien verbleiben nur noch ein Teil der Versuche von Mattock /54/ und die Versuche von Adebar/Collins /2/ für die statistische Auswertung in Kapitel 4. In Tabelle 2.1 sind die Daten dieser Versuche zusammengefasst.

*Tabelle 2.1: Versuchsdaten von Mattock /54/ und Adebar/Collins /2/*

QUELLE		GEOMETRIE					MATERIAL						ERGEBNISSE	
Autor	Versuch-Nr.	Breite	Höhe	stat. Nutzhöhe	Spannweite	Schub schlankheit	Durchmesser (oben)	Bewehrungsgrad (oben)	Durchmesser (unten)	Bewehrungsgrad (unten)	Streckgrenze des Stahls	Zylinderdruckfestigkeit	Zugspannung	Bruchquerkraft
		b	h	d	l	a/d		$\rho_l$		$\rho_l$	$f_{y,m}$	$f_{c,cyl}$	$\sigma_N$	$V_u$
		[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
Mattock	15	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	1,03	399,90	25,9	0,00	31,14
	16	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	1,03	399,90	30,3	1,03	28,02
	18	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	1,03	399,90	18,1	0,00	35,59
	19	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	2,07	399,90	18,5	0,62	40,03
	20	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	2,07	399,90	48,3	0,62	57,83
	21	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	2,07	399,90	50,5	1,31	56,93
	22	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	2,07	399,90	16,1	0,00	40,03
	23	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	3,10	399,90	18,5	0,62	42,26
	24	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	3,10	399,90	29,2	0,00	52,49
	25	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	3,10	399,90	27,6	1,03	51,15
	26	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	3,10	399,90	28,8	1,72	42,26
	29	0,152	0,305	0,254	2,743	5,40			16	3,10	399,90	53,2	0,62	66,72
Adebar/Collins	ST1	0,360	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,57	20	1,57	536,00	52,5	0,00	124,00
	ST2	0,360	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,57	20	1,57	536,00	52,5	0,00	118,70
	ST3	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	49,3	0,00	107,70
	ST8	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	46,2	0,00	80,60
	ST9	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	46,2	3,11	69,90
	ST10	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	46,2	5,84	65,60
	ST11	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	46,2	8,63	48,50
	ST12	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	46,2	16,76	47,10
	ST13	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,95	20	1,95	536,00	51,5	11,68	65,60
	ST16	0,290	0,210	0,178	2,000	5,62	20	3,04	20	3,04	536,00	51,5	0,00	75,10
	ST23	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,00	20	1,00	484,00	58,9	0,00	89,90
	ST25	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,00	20	1,00	484,00	58,9	1,83	82,00
	ST26	0,290	0,310	0,278	2,000	3,60	20	1,00	20	1,00	484,00	58,9	2,67	59,90

Es ist festzustellen, dass trotz zahlreicher Versuchserien nur diese wenigen Versuchsergebnisse für die Ermittlung einer Bemessungsgleichung querkraft- und zugbeanspruchter Stahlbetonplatten zur Verfügung stehen. Dies unterstreicht die Notwendigkeit und Bedeutung der eigenen Versuche (Kapitel 3).

## 2.5 Mechanische Erklärung der Querkraftabtragung

### 2.5.1 Allgemeines

Fast alle Querkraftbemessungsansätze in Normen basieren auf Auswertungen von Versuchsergebnissen, da bislang keine allgemein anerkannte mechanische Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit vorliegt und viele Einflüsse die Tragfähigkeit mitbestimmen. Allerdings besteht bei ausschließlich experimenteller Bestimmung einer Bemessungsgleichung die Gefahr, dass geringe Abhängigkeiten von einem Parameter vernachlässigt werden. Diese Vernachlässigung kann in einem nicht experimentell untersuchten Randbereich zu einer unsicheren Bemessung führen. Deshalb gilt ein empirischer Ansatz nur in dem Bereich, in dem Versuche durchgeführt und ausgewertet wurden. Eine mechanische Absicherung der Ergebnisse ist also von Vorteil, siehe auch Zink in /85/.

Auch das ASCE-ACI Komitee sieht die Notwendigkeit, den Querkraftabtragungsmechanismus in Modellen zu erfassen. Die Autoren des Komitee-Berichts /4/ weisen auf die große **Streuung** der Vielzahl der empirischen Gleichungen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit hin, die aus folgenden Gründen besteht:

- Der Einfluss mancher Parameter auf die Querkrafttragfähigkeit ist zu komplex um ihn in einer einfachen Bemessungsformel richtig wiederzugeben.
- Nicht alle angegebenen Versagenslasten sind tatsächlich auf ein Querkraftversagen zurückzuführen.
- Manche Parameterbereiche sind unzureichend durch Versuche abgedeckt.
- Bei zahlreichen Versuchen wurde die Zugfestigkeit des Betons nicht gemessen.

Diese Punkte zeigen die Notwendigkeit von Modellen auf, die den Sachverhalt des Versagens vollständig abbilden.

### 2.5.2 Überblick über die Modellierung der Querkraftabtragung

Die Modelle für das Schubversagen von Stahlbetonbauteilen mit Rechteckquerschnitt ohne Schubbewehrung lassen sich grob in drei Gruppen einteilen:

- mechanische Modelle
- bruchmechanische Modelle
- numerische Modelle

Die mechanischen Modelle lassen sich noch weiter in Fachwerk- und Bogenmodelle, Kamm- und Zahnmodelle und plastische Modelle untergliedern.

**Fachwerkmodelle** haben eine lange Tradition in der Modellierung der Querkraftabtragung. Dies gilt insbesondere für Balken mit vertikaler Bügelbewehrung. Das Biegemoment kann bei der Modellierung nicht schubbewehrter Bauteile auf zwei Arten berücksichtigt werden: Bei der ersten Variante bleibt der Hebelarm zwischen Druck- und Zuggurt konstant, die Kraft in der Zuggewehrung ändert sich entsprechend dem

Momentenverlauf. Den geneigten Betonzugstreben werden dabei die diagonalen Zugkräfte des Fachwerks zugewiesen.

Die zweite Möglichkeit besteht darin, den inneren Hebelarm in Abhängigkeit vom äußeren Moment zu wählen und die Zugkraft in der Längsbewehrung konstant zu halten. Über die Neigung des Druckgurts wird zusätzlich zu den Diagonalen auch der Druckzone ein Teil der Querkraft zugewiesen. Die Neigung des Druckgurts erzeugt eine Art Bogentragwirkung. So wird aus dem Fachwerk ein **Bogenmodell**. Die Zugstrebenwirkung wird im Bogenmodell entweder dem Beton oder der Dübelwirkung der Längsbewehrung zugeschrieben.

Für geringe Schlankheitsgrade ( $a/d < 3$ ) wird aus dem Fachwerk meist ein Sprengwerk, da die Druckdiagonale direkt ins Auflager geht. Diese **Streben-Zugband-Modelle** beruhen auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie. Sie liefern aber nur bei Vorhandensein einer Mindestschubbewehrung realistische Werte. Für schlanke Bauteile ohne Bügelbewehrung liegen die Ergebnisse zu hoch. Nur mit abgeminderter Druckfestigkeit (verringerte Druckfestigkeit durch gleichzeitigen Querszug) oder der Berücksichtigung der Einschnürung der Druckkraft im Knotenbereich über dem Auflager können mit den Modellen realistische Ergebniswerte erzielt werden.

**Kamm- und Zahnmodelle** geben einen guten Einblick in den tatsächlichen Versagensablauf. Kani /36/, einer der ersten Verfechter dieser Modellierungsart, sah im diagonalen Schubbruch ein Versagen der Einspannung der aus Biegerissen entstandenen Zähne in die ungerissene Druckzone. Fenwick, Paulay /23/ und Taylor /76/ fügten zur reinen Einspannung noch die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung hinzu. Die Kamm- und Zahnmodelle gehen von einem angenommenen diskreten Rissbild aus. Die Kraftübertragung über die Risse hinweg hat für die Kamm- bzw. Zahnmodelle eine große Bedeutung. Die Modelle unterscheiden sich zum einen durch das angenommene Rissbild, zum anderen darin, wie sie die Schubspannung über den gerissenen Querschnitt verteilen. Während einfache Modelle von einer konstanten Verteilung ausgehen, beachten die genaueren Modelle, dass in der Risspitze keine Spannung zwischen den Rissufer übertragen werden kann, da dort die Rissgleitung gleich Null ist. Über eine kinematische Betrachtungsweise gelingt es Reineck /62/, /63/, die Anteile der einzelnen Tragwirkungen zu bestimmen. Dazu ist ein hochgradig unbestimmtes System und eine vollständige nichtlineare Berechnung erforderlich.

**Plastische Modelle** gehen nicht vom Gleichgewicht vor dem Bruch aus, sondern suchen das Gleichgewicht am Sprengwerksystem nach der Umlagerung der Kräfte vom gerissenen in den ungerissenen Querschnittsteil. Ein Versagensmechanismus wird angenommen, die innere Arbeit zur äußeren ins Gleichgewicht gesetzt und über den kinematischen Satz eine obere Grenze für das Querkraftversagen definiert. Bei schlanken Bauteilen stellt sich diese Umlagerung im Versuch allerdings nicht ein.

Andere stark vereinfachende Annahmen betreffen die Rissbildung, die Spannungsverteilung und die Modellierung des Betons als ideal plastisch. Häufig werden die Dübelwirkung der Längsbewehrung, die Betonzugfestigkeit und der Verbund von Bewehrung und Beton vernachlässigt. Wegen dieser Annahmen wird im Allgemeinen ein empirischer Anpassungsfaktor benötigt, der für eine Anpassung der Modelle an Versuchswerte sorgt /24/.

**Bruchmechanische Modelle** sind häufig zur Abbildung des Maßstabeffekts entstanden, so z.B. das Modell von Bažant /6/, /7/. Sie basieren auf der Beobachtung, dass häufig ein einziger Riss das Versagen des Bauteils verursacht /85/. Die Bruchmechanik baut auf der Erkenntnis auf, dass in der Nähe der Risspitze (außerhalb der Rissprozesszone) die Spannung ihren Maximalwert erreicht, der Beton sich jedoch in der Rissprozesszone entfestigt und die Spannung zur Risspitze hin stark abfällt. Die Modelle sind so hochkompliziert, dass sie für die Anwendung häufig in empirische Gleichung mit bruchmechanischen Parametern umgewandelt werden /4/. Diese unterscheiden sich kaum von den aus Versuchen bestimmten empirischen Bestimmungsgleichungen.

**Numerische Modelle** zu entwickeln, die zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit geeignet sind, beschreibt Zink /85/ als „kaum beherrschbare“ Aufgabe. Die numerische Beschreibung instabiler Bruchprozesse ist sehr empfindlich für numerische Ungenauigkeiten. Zu den Problemen der Modellierung gehören die Inhomogenität des Betons, die Rissreibung, das Erfassen der Dübelwirkung und die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Deshalb ist die Zahl der FE-Modelle gering, die für beliebige Anwendungsbereiche gelten und daher auch für die Modellierung des Querkraftversagens geeignet sind. Ožbolt /56/ gelingt es mit seinem Programm MASA /58/, in das er die nichtlokale Methode der Mikrorisswechselwirkung sowie das Microplane-Materialmodell für Beton eingearbeitet hat, das Querkraftversagen von Betonbalken realistisch abzubilden. Eine Alternative zu der Verwendung hochkomplizierter Materialmodelle für den Beton bildet die Modellierung mit diskreten Rissen. Mit dieser Vorgehensweise können z.B. Remmel /66/ und Fischer /24/ den Beton zwischen den Rissen linear elastisch annehmen. Die Herausforderung hierbei stellen die Beschreibung des Verhaltens im Riss und die korrekte Abbildung der Rissgeschichte (inklusive Biegerisse) dar.

Zusätzlich zu den genannten Modellen soll hier noch die **Modifizierte Druckfeldtheorie** /77/ erwähnt werden. Sie vermittelt zwischen den Modellkategorien, denn sie kann in unterschiedlichen Genauigkeitsstufen eingesetzt werden. Diese reichen vom nicht linearen finiten Element über die Mehrschichtanalyse bis zu dem Fall, dass nur die Rissbreite auf Bewehrungshöhe berücksichtigt wird; Letzteres entspricht dem Fachwerkmodell. Im Folgenden wird diese Theorie näher erläutert.

### 2.5.3 Mechanische Modelle mit Zugkomponente

#### 2.5.3.1 Modifizierte Druckfeldtheorie

Vor der Bildung der ersten Risse sind in Trägern mit reiner Schubbeanspruchung die Hauptspannungen (Druck und Zug) um  $45^\circ$  gegen die Horizontale geneigt. Nach dem Beginn der Rissbildung liefert das Fachwerkmodell mit Druckstreben von  $45^\circ$  Neigung zu große Zugkräfte in den Bügeln, wie Messungen ergeben haben. Deshalb wurde in Nordamerika für die Bemessung ein empirischer Betonanteil für die Abtragung der Zugkraft im Fachwerkmodell eingeführt. Alternativ dazu wurde ein Fachwerkmodell entwickelt, das die Neigung der Druckdiagonalen variabel hält. Die **Druckfeldtheorie** von Collins und Mitchell /11/ kann als solches eingesetzt werden. Dabei wird die Druckdiagonale flacher, wenn gleichzeitig Längsdruck auftritt, und steiler, wenn Zugspannungen wirken.

Für Bauteile ohne Schubbewehrung wird mit dieser Methode, die dem Beton keine Zugfestigkeit zuweist, die Querkrafttragfähigkeit zu Null ermittelt. Daher wurde die **Modifizierte Druckfeldtheorie** entwickelt, die zusätzlich Zugspannungen in den Schubrissen berücksichtigt.

Mit der Annahme, dass im Riss und in vertikaler Richtung (siehe Bild 2.12) keine Normalspannungen übertragen werden, kommt man zu der Erkenntnis, dass die **Schubspannungen** im vertikalen Schnitt gleich groß sind wie diejenigen im Schubriss. Daher kann die Querkrafttragfähigkeit über die Schubtragfähigkeit der Diagonalrisse bestimmt werden. Dabei werden im Gegensatz zum Zahnmodell der Rissneigungswinkel und der Rissabstand nicht a priori definiert sondern aus der Beanspruchung ermittelt. Die Schubspannung im Schubriss ist unabhängig von der Rissneigung und – wie erwähnt – gleich derjenigen im vertikalen Schnitt:  $v = V/(bd)$ .

Bei Bauteilen ohne vertikale Bewehrung stellen sich **Schubrisse** mit dem Winkel  $\theta$  zur Horizontalen ein. Das Modell von Collins und Mitchell (1980) /11/ geht von der Annahme aus, dass die Druckstreben dieselbe Neigung haben wie die Risse ( $\alpha = \theta$ ). Die Druckstreben in dem von Adebbar und Collins 1996 überarbeiteten Modell /2/ sind jedoch flacher geneigt ( $\alpha = \frac{1}{2} \theta$ ) und kreuzen die Risse. Da die Querkrafttragfähigkeit jedoch nicht von den Hauptspannungen sondern von der Schubspannung im Riss bestimmt wird, liefern beide Ansätze letztlich dasselbe Ergebnis.

Vecchio und Collins /77/ geben eine empirische Grenze für die Schubspannung im Riss an, in die auch die Rissweite eingeht. Diese Rissweite wird iterativ mit der Modifizierten Druckfeldtheorie bestimmt. Die Modifizierte Druckfeldtheorie ermittelt mit **Durchschnittsspannungen**  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und **-dehnungen**  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  (siehe Bild 2.12) in gerissenem Stahlbeton eine kompatible Dehnungsverteilung. Die Durchschnittsspannungen

werden bestimmt, indem die Restspannungen im Riss und die Spannungen im Beton zwischen den Rissen gemittelt werden.

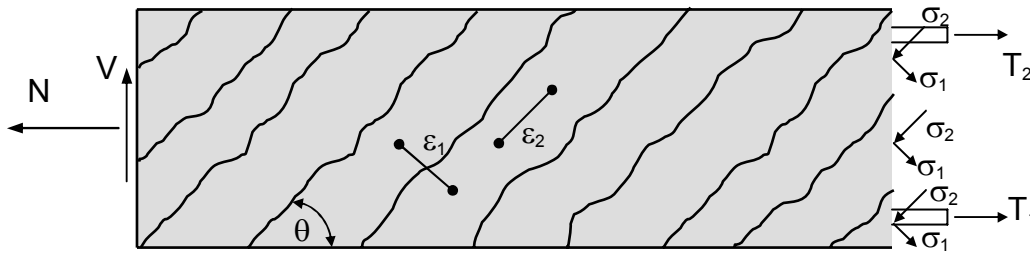


Bild 2.12: Hauptspannungen und -dehnungen bei der Modifizierten Druckfeldtheorie

Der erste Schubriss im Stahlbetonbalken richtet sich nach den Hauptzugspannungen im Beton. Er wird bei vorhandenem Längsdruck etwas flacher und bei Längszug steiler als in Balken ohne Normalkraftbeanspruchung verlaufen. Die Spannungen verteilen sich nach der ersten Rissbildung noch einmal um. In Versuchen wurde beobachtet, dass der **Versagensriss** dann häufig flacher verläuft als der erste Schubriss. Die Modifizierte Druckfeldtheorie berücksichtigt diese Änderung des Risswinkels  $\theta$ .

Die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ist nicht nur durch eine maximale Schubübertragung im Riss begrenzt, sondern auch durch eine Obergrenze der durchschnittlichen Zugspannungen orthogonal zum Riss.

Während der **Nachrechnung** von Versuchen zeigt sich folgendes Verhalten der Betonelemente: Kurz nach der Rissbildung bildet der Maximalwert der durchschnittlichen Zugspannung den kritischen Wert. Mit weiterer Laststeigerung lagern sich die Kräfte um, die Spannungsrichtungen ändern sich. Die vorhandenen Risse öffnen sich weiter, daher nimmt die übertragbare Schubspannung im Riss ab und bestimmt letztlich das Versagen.

Die **Querkrafttragfähigkeit** wird unter der Bedingung ermittelt, dass die (verschmierte) Zugfestigkeit und die Rissreibung gleichzeitig den jeweils maximal aufnehmbaren Wert erreichen. Dazu müssen der Risswinkel und die verschmierte Zugdehnung jeweils iterativ bestimmt werden. Da dies aufwendig ist, haben Collins und Mitchell /11/ Tabellen erstellt, die das Verfahren vereinfachen.

Die Modifizierte Druckfeldtheorie wurde im Zusammenhang mit Versuchen an Stahlbetonscheiben (siehe Abschnitt 2.3.8) entwickelt und beschreibt daher den Versagensmechanismus der Scheiben auf eine realistische Art und Weise. In wie weit sich dieses Modell auf die Untersuchung von Trägern mit Momentenbeanspruchung übertragen lässt, wird in Abschnitt 6.1.2 untersucht, indem dort eigene Versuche mit der Modifizierten Druckfeldtheorie nachgerechnet werden. Eine weitergehende Bewertung des Modells findet sich dort.

### 2.5.3.2 Theorie von Zararis

Zahlreiche Modelle ebenso wie einige Regelwerke /1/, /10/ gehen davon aus, dass mit dem Auftreten der Schubrisse die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils erreicht ist. In Versuchen konnte aber bei einigen Trägern die Last auch nach dem Auftreten des ersten Schubrisses noch deutlich erhöht werden. Diese Reserve wird von den Regelwerken nicht berücksichtigt. Grund dafür ist, dass kein Kriterium bekannt ist, das eine zuverlässige Vorhersage einer weiteren **Laststeigerung** ermöglicht.

Zararis /80/ stellt auf bruchmechanischen Grundlagen Gleichungen an einer **Beton-scheibe** auf, die nur in einer Richtung bewehrt ist. Die Risse entstehen senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung, die wiederum von der Bewehrungsrichtung abhängt. Zunächst entstehen Mikrorisse, die sich bei Zunahme der Zugspannungen zu sichtbaren Makrorissen zusammenschließen. Diese Risse werden der Richtung des geringsten Widerstandes folgen. Die Risse öffnen sich senkrecht zur Rissrichtung, es wirken daher im Gegensatz zur Modifizierten Druckfeldtheorie keine Rissverzahnungskräfte, einzig über den Betonstahl werden Kräfte über den Riss übertragen. Zararis weist ausdrücklich darauf hin, dass die Kraft im Betonstahl durch die Schubverformung verursacht wird und nicht durch eine Rissuferverschiebung. Es handelt sich daher nicht um eine Dübelwirkung der Bewehrung, wie sie in vielen anderen Modellen angesetzt wird, sondern um eine Querkraft im Bewehrungsstahl. Anders ausgedrückt ist die Formulierung der Spannungen im Bewehrungsstahl nur gültig, solange es keinen Schlupf im Schubriss gibt und der Stahl im elastischen Zustand bleibt. Die Verbundspannung zwischen Stahl und Beton in der Umgebung der Risse wird in den Ausführungen bewusst vernachlässigt; es ist davon auszugehen, dass mit wachsender Beanspruchung der Verbund immer mehr zerstört wird; dies haben Versuche bestätigt. Im Extremfall kann die Bewehrung als durch den Beton ungestört hindurchlaufend betrachtet werden.

Der Beton zwischen den Rissen wird nicht nur auf Druck, sondern auch auf Schub und Zug beansprucht. Die Schub- und Zugspannungen werden von der Querkraft des Betonstahls verursacht. Über die Gleichgewichtsbedingungen für die inneren und äußeren Kräfte findet Zararis eine Gleichung zur Bestimmung des Neigungswinkels der **ersten Schubrisse**. Auch wenn in den meisten Fällen diese Risse nicht die Versagensrisse darstellen, ist es doch wichtig, ihre Neigung zu bestimmen, denn die weiteren Vorgänge an der Rissoberfläche führen zur Bildung der Versagensrisse.

Der beschriebene **Spannungszustand** bleibt so lange erhalten, bis die Querkraft im Betonstahl nicht mehr übertragen werden kann. Dies hat zwei Dinge zur Folge: Zum einen überschreiten die Spannungen in der Bewehrung die Fließgrenze, zum anderen tritt ein Schlupf entlang des Risses auf. Der Verlust der Querkraft im Stahl wird durch die Mobilisierung der Dübelwirkung und der Rissverzahnungskräfte ausgeglichen. Zararis betont, dass es sich nicht um eine Reibung im Riss handelt, da keine Druckkräfte senkrecht zum Riss wirken. Da Kornverzahnung und Dübelwirkung in dieselbe

Richtung (parallel zum Riss) wirken und sich auf den Beton stützen, können die Kräfte addiert werden.

Mit dem Fließen der Bewehrung in den ersten Schubrisse entstehen in einer **zweiten** Richtung **Schubrisse**, die flacher als die ersten Risse verlaufen und i.A. zum endgültigen Versagen des Bauteils führen. Die Risse folgen wiederum dem Weg des geringsten Widerstands und stehen orthogonal zur Hauptzugspannungsrichtung.

Das **Versagen** entlang der neuen Risse tritt dann ein, wenn die Bewehrung auch in diesen Rissen zu fließen beginnt. Wenn dies nicht sofort beim Entstehen der Risse der Fall ist, kann das Bauteil eine größere Querkraft abtragen als zum Erreichen der Versagensrisse nötig.

Drei **Versagensmöglichkeiten** sind nach Zararis zu unterscheiden:

- sofortiges Versagen beim Entstehen der ersten Risse (bei geringem Bewehrungsgrad),
- sofortiges Versagen beim Entstehen des ersten flacheren Versagensrisses,
- weitere Auflastzunahme nach Entstehen der Versagensrisse, verzögertes Versagen (bei hohem Bewehrungsgrad).

Bei allen drei Versagensmodi ist das Fließen der Bewehrung im Riss die Voraussetzung für den Bruch. Diese Versagensarten wurden sowohl bei den Scheibenversuchen von Bhide und Collins /8/ als auch bei den Balkenversuchen von Adebar und Collins /2/ beobachtet.

Der Vergleich der analytischen Ergebnisse von Zararis mit den **Versuchen** an 24 Betonscheiben von Bhide und Collins zeigt eine bessere Übereinstimmung von Modell und Experiment (Standardabweichung 7,8 %) als es bei der Anwendung der Modifizierten Druckfeldtheorie (Standardabweichung 10 %) der Fall ist. Letztere geht davon aus, dass der Bruch sofort nach der Bildung des ersten Versagensrisses entsteht.

In Bild 2.13 ist die Schubspannung  $\tau$  über der zu  $\tau$  ins Verhältnis gesetzten Längsnormalspannung  $\sigma_x$  gezeigt. Die Querkrafttragfähigkeit (durchgezogene Linie) wächst nach Zararis mit der Zunahme der Längszugkraft zunächst etwas an. Da sie aber in diesem Bereich unterhalb der zur Erstrissbildung nötigen Schubspannung (gestrichelte Linie) liegt, wird diese Zunahme der Querkrafttragfähigkeit nicht bemerkbar.



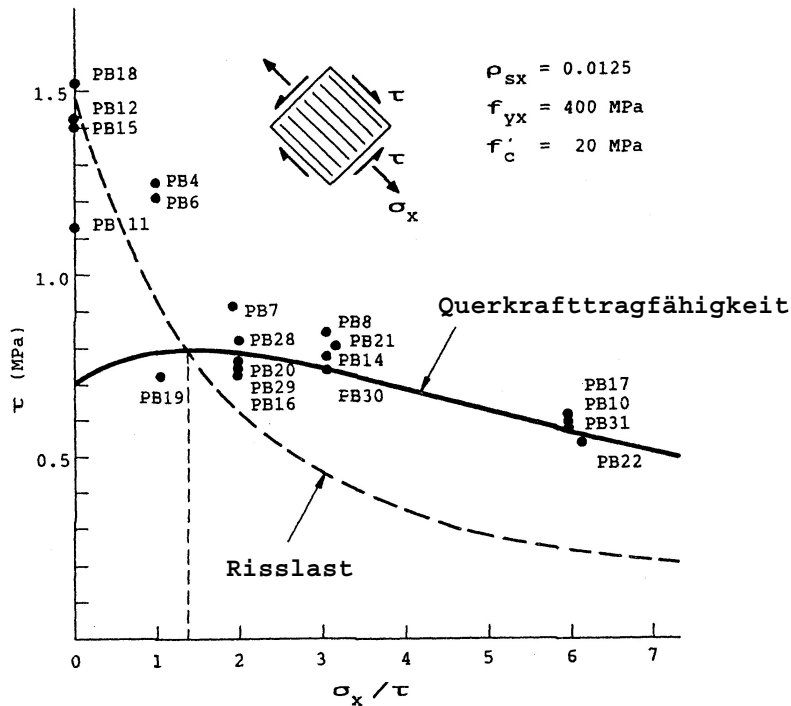


Bild 2.13: Einfluss der Normalzugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Betonscheiben nach /80/

Der analytische Ansatz von Zararis stimmt sehr gut mit den Beobachtungen und Ergebnissen der Versuche von Bhide und Collins /8/ an Stahlbetonscheiben überein. Die Übertragbarkeit des Modell auf die Querkraftabtragung in **Stahlbetonbalken** ist, wie schon bei den Versuchen an den Betonscheiben in Abschnitt 2.3.8 erwähnt, nur bedingt gegeben. Das für Scheiben entworfene Modell geht von in jedem Querschnitt konstanten Durchschnittsspannungen aus. Die Bewehrung ist in der Scheibe gleichmäßig verteilt und die Lasteinleitung geschieht entlang des gesamten Umfangs. Bei Balken entstehen im Gegensatz dazu aus Biegung ausgeprägte Druck- und Zugbereiche, die Bewehrung liegt i.A. in der Zugzone konzentriert. Die Last wird an wenigen Stellen eingeleitet. Auf der Grundlage der hier erläuterten Theorie entwickelte Zararis später zusammen mit Papadakis /81/ ein Modell für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit eines Balkens unter Einzellast, das die angesprochenen Unterschiede, nicht aber die Wirkung einer Längszugspannung berücksichtigt. Es wird in Kapitel 6 vorgestellt und um einen Normalkraftanteil erweitert.

### 2.5.3.3 Zahnmodell von Reineck

Reineck /63/ entwickelt aus den bereits von Kani /36/, Fenwick und Paulay /23/ und Taylor /76/ entworfenen Zahnmodellen ein eigenes mechanischen Modell. Der Zahn ist durch diskrete **Biegerisse** begrenzt und verbindet Druck- und Zugzone. Die Neigung der Risse nimmt Reineck mit  $60^\circ$  an. Die Rissverlängerung in die Druckzone hinein wird vereinfachend horizontal angesetzt. Für die Bestimmung des Rissabstandes wurde durch die Auswertung von Versuchen eine empirische Gleichung gefunden.

Die **Querkraftabtragung** setzt sich nach Reineck aus drei Anteilen zusammen, siehe auch Bild 2.14:

- Resultierende der Schubspannungen in der Biegedruckzone,  $Q_D$ ,
- Rissreibung im Biegeriss,  $Q_r$ ,
- Dübelwirkung der Längsbewehrung,  $Q_{Dü}$ .

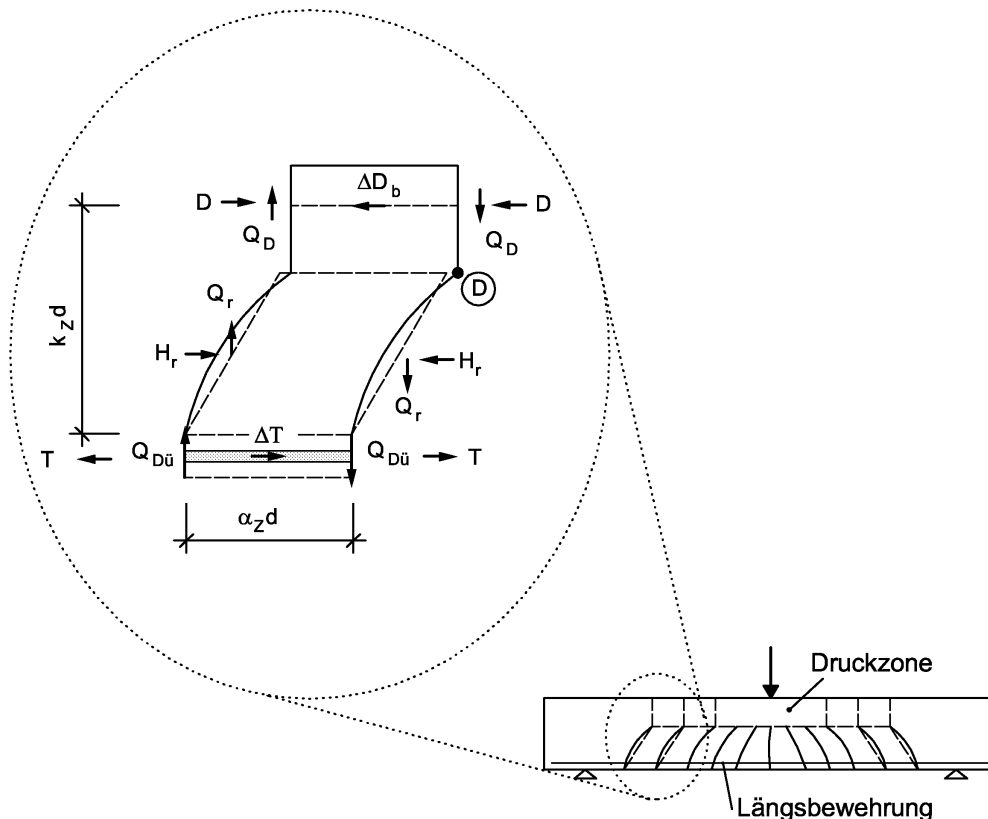


Bild 2.14: Gleichgewicht am Zahn nach Reineck /63/

Im Allgemeinen hat die Rissreibung – so haben Versuchsnachrechnungen ergeben – den größten Anteil an der Kraftabtragung. Der Einfluss der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung ist nur bei hoch bewehrten Trägern bedeutend. Die Schubspannungen der Druckzone tragen maximal ein Drittel der Querkraft ab; der Anteil der Druckzone ist laut diesem Modell nicht auf die Neigung der Druckstrebe im Obergurt zurückzuführen, wie dies andere Forscher festhalten, sondern resultiert aus Schubspannungen.

Vier **Beanspruchungsarten** wirken auf den Zahn:

- Rissreibung  $Q_r$ ,  $H_r$ ,
- Einspannung des Zahns in die Druckzone  $k_z \cdot d \cdot \Delta T$ ,
- Dübelwirkung der Längsbewehrung  $Q_{Dü}$ ,
- Längsbiegung  $D$ ,  $T$ .

Die Biegeinspannung des Zahns fällt deutlich vor Erreichen der Bruchlast aus. Daraufhin verdreht sich der Zahn und Rissreibung und Dübelwirkung werden aktiviert. Wegen der Dübelwirkung der Längsbewehrung nehmen die Schubspannungen im

Riss zur Zugbewehrungslage hin ab. Da der Zahn um die Risspitze (Punkt D in Bild 2.14) rotiert, nimmt die Rissreibung auch zur Nulllinie hin ab. Die im Riss übertragbare Zugspannung nimmt zur Risspitze hin jedoch zu, da bei kleiner Rissöffnung die Restzugfestigkeit noch ausgenutzt werden kann. Eine aufwendige iterative Berechnung wäre nötig, um den wirklichen Spannungs- und Verzerrungszustand zu finden. Hierauf verzichtet Reineck und setzt eine parabolische Spannungsverteilung im Riss ein.

Durch die Erfassung aller auf den Zahn wirkenden Anteile und durch die formulierten **Verträglichkeitsbedingungen** für Spannungen und Verzerrungen lässt sich mit dem Modell nicht nur der Bruchzustand abbilden, sondern es können die Beanspruchungen für jeden beliebigen Zustand bis zum Bruch bestimmt werden. Dabei werden für eine vorgegebene Querkraftbeanspruchung die Druckzonenhöhe, die Rissuferverschiebung auf Bewehrungshöhe und die horizontale Rissverlängerung iterativ ermittelt und über die Verträglichkeitsbedingungen kontrolliert. Mit den auf diese Weise gefundenen Werten lassen sich die Querkrafttraganteile und die Beanspruchungen des Zahns angeben.

Zur Bestimmung der **Bruchlast** ist hingegen keine Iteration erforderlich. Der hierfür kritische Riss, der realistische Bruchlasten liefert, liegt dabei im 3-fachen Rissabstand  $\alpha_2 \cdot d$  von der Lasteinleitungsstelle entfernt. Dies hat Reineck bei der Nachrechnung der Versuche an Einfeldträgern von Leonhardt und Walther /51/ festgestellt. In den Versuchen waren die Abstände der Schubrisse von der Lasteinleitungsstelle zwar größer, doch da eine Vergrößerung des Momentes die Querkrafttragfähigkeit absenkt, liefert die Annahme einer näher in Feldmitte liegenden Bruchstelle Traglasten, die bei einer Bemessung „auf der sicheren Seite“ liegen /63/.

Im Zahn selbst verlaufen die Hauptdruckspannungen unter halbem Risswinkel zur Horizontalen, die Hauptzugspannungen senkrecht dazu. Nur im Bereich der Längsbewehrung ist dieses Bild wegen der Dübelwirkung lokal gestört. Dieses Spannungsbild legt es nahe, das Zahnmodell in ein **Fachwerkmodell** zu transformieren. Dabei werden die Risse verschmiert, die Dübelwirkung und der Vertikalanteil der Druckzone werden über die Trägerhöhe verteilt. Das Fachwerkmodell ist laut Reineck nicht zur Ermittlung der Tragfähigkeit, sondern zur Veranschaulichung des Tragverhaltens bestimmt.

Für Träger mit großer **Längszugkraft** ist das angenommene Rissbild des Zahnmodells nicht mehr realistisch. Statt allmählich anwachsender Biegerisse entstehen schon allein aus der Normalkraftbeanspruchung durchgehende Trennrisse. Deshalb führt Reineck /62/ für diesen Fall einen modifizierten Ansatz, den „Ansatz 2“, ein. Das Gleichgewicht wird an einer durch Trennrisse abgegrenzten Scheibe aufgestellt. Die Verträglichkeitsbedingungen sind nun stark verändert und die Querkrafttraganteile setzen sich anders zusammen: Hinzu kommt die Dübelwirkung der „Druckbewehrung“,

dafür entfällt der Traganteil der Druckzone. Der Übergang von Ansatz 1 mit Druckzone zu Ansatz 2 ist unstetig, d.h. mit dem Entstehen der Trennrisse gibt es einen Sprung in der Kurve der Querkrafttragfähigkeit über der Normalspannung. Für symmetrisch angeordnete Längsbewehrung bleibt bei diesem Übergang die Tragfähigkeit von Platten üblicher Bauhöhe unabhängig von der Normalkraft konstant; dies führt Reineck auf die Aktivierung der Dübelwirkung der Druckbewehrung zurück. Bei großer Nutzhöhe und geringer oberer Bewehrung fällt die Querkrafttragfähigkeit mit dem Entstehen der Trennrisse stark ab.

Das Modell von Reineck führt zu Traglasten, die mit Versuchsergebnissen gut übereinstimmen. Von großem Vorteil ist, dass mit diesem Modell nicht nur der Bruchzustand, sondern jeder beliebige Belastungszustand beschrieben werden kann. Allerdings geht Reineck davon aus, dass das Schubversagen durch ein Versagen im Biegeriss ausgelöst wird, wohingegen in Versuchen häufig zu beobachten ist (siehe Abschnitt 2.3), dass mit Erreichen der Traglast neue Schubrisse entstehen, die vorhandene Biegerisse kreuzen. Auch liefert das Modell keine Erklärung für das Schubversagen im Momentennullpunkt. Inwiefern der Ansatz 2 mit durchgehenden Trennrissen das Querkraftversagen realistisch abbildet und wie die errechneten Versagenslasten mit Versuchswerten übereinstimmen, wird in Abschnitt 6.1.3 im Zusammenhang mit einem Vergleich des Modells mit den in Kapitel 3 vorgestellten Versuchsergebnissen erläutert.

#### 2.5.3.4 Dreigeteiltes Querkraft-Tragmodell von Specht

Specht beschreibt in /73/ und /74/ ein Modell, bei dem sich die **Tragwirkung** aus drei physikalisch anschaulichen Anteilen zusammensetzt: dem Fachwerk-Stützbogen-Modell, dem reinen Bogen-Zugband-Modell und dem reinen Fachwerk-Modell. Die Anteile der Querkrafttragfähigkeit sind:

$$Q_r = Q_b + Q_v + Q_s \quad (2-4)$$

Es bedeuten:

$Q_r$ : Widerstand eines Stahlbetonträgers gegenüber einer Querkraftbelastung

$Q_b$ : Widerstandsanteil des Betonquerschnitts

$Q_v$ : Widerstandsanteil einer vorgespannten Längsbewehrung

$Q_s$ : Widerstandsanteil einer Schubbewehrung

Dieses Ingenieurmodell ist in Bild 2.15 dargestellt.

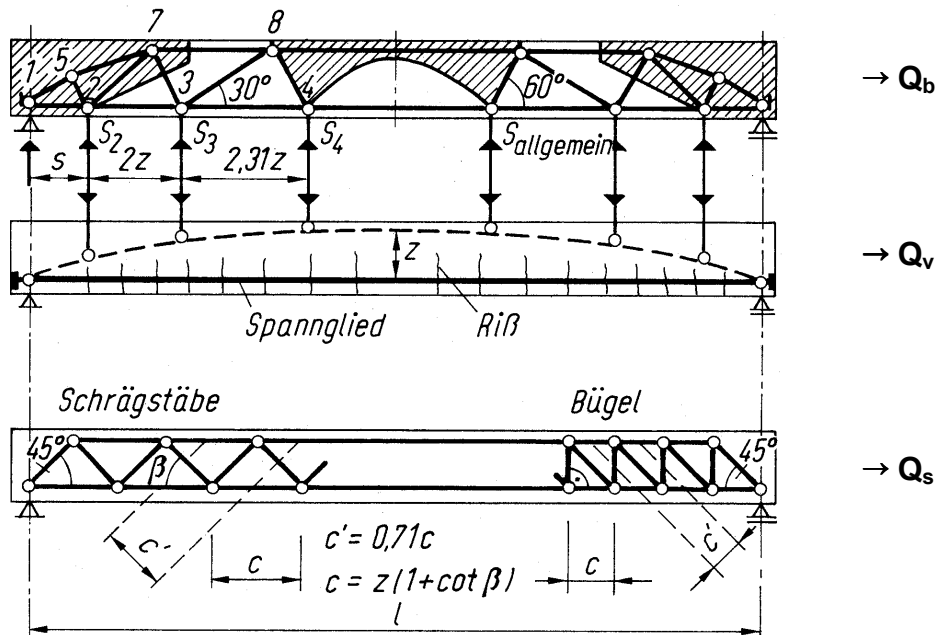


Bild 2.15: Modell von Specht /74/

Der Vorteil von Spechts dreigeteiltem Modell gegenüber den empirischen Verfahren anderer Wissenschaftler und der Normung ist, dass mit dem Spechtschen Modell das Tragverhalten anschaulich abgebildet werden kann und es sich zur durchgängigen Beschreibung der gesamten Betonbauart eignet, d.h. es werden Bauteile mit und ohne Vorspannung, mit und ohne Querkraftbewehrung mit **einem** Modell beschrieben.

Für Betonplatten **ohne Schubbewehrung** entfällt der reine Fachwerkanteil  $Q_S$  der Bügelbewehrung. Der Anteil der Betonschubspannungen lässt sich mit folgenden Gleichungen beschreiben:

$$f_F = 3,3 + 25 \frac{\sqrt[3]{\rho_l [\%]}}{d [\text{cm}]} \quad 0,3\% \leq \rho_l \leq 4\% \quad (2-5)$$

$$\left. \begin{aligned} a/d \leq 1,5: \quad Q_{bF} &= 0,25 b d \beta_R \sin \vartheta, \quad \vartheta = \arctan\left(\frac{0,87}{d}\right) \leq 60^\circ \\ 1,5 < a/d < f_F: \quad Q_{bF} &= \left[ 0,050 + 0,075 \left( \frac{f_F - a/d}{f_F - 1,5} \right)^3 \right] b d \beta_R \\ a/d \geq f_F: \quad Q_{bF} &= 0,050 b d \beta_R \end{aligned} \right\} (2-6)$$

Dabei sind  $d$  die statische Nutzhöhe,  $b$  die Querschnittsbreite,  $\rho_l$  der Längsbewehrungsgrad,  $f_F$  ein Hilfswert zur Einordnung der Schubschlankheit  $a/d$ ,  $\beta_R$  die Rechenfestigkeit des Betons und  $\vartheta$  die Druckstrebenneigung.

Bei Trägern mit **Längszugbeanspruchung** wird der Anteil der Vorspannung  $Q_v$  durch den Anteil  $Q_N$  zur Berücksichtigung der Längszugkraft ersetzt:

$$Q_N = -0,25 \frac{N}{A_c} b d \quad (2-7)$$

Specht bemerkt, dass für die Verifizierung dieses Anteils noch Versuchsdaten fehlen. In /73/ wird der Plattenversuch von Leonhardt mit dem Spechtschen Modell nachgerechnet:

$$Q_r = 0,055 b d \beta_R - 0,25 \frac{N}{A_c} b d \quad \text{mit } d = \frac{8}{7} z$$

$$\tau_{0r} = \frac{Q_r}{b z} = 0,063 \beta_R - 0,286 \frac{N}{A_c} \quad (2-8)$$

$$\text{zul. } \tau_0 = \frac{0,063}{2,1} \beta_R - \frac{0,286}{3} \frac{N}{A_c}$$

$$\text{zul. } \tau_0 = \tau_{011} - \frac{1}{10,5} \frac{N}{A_c} \quad (2-9)$$

Specht kommt scheinbar auf dasselbe Ergebnis wie Leonhardt /49/. Jedoch multipliziert er den Normalkraftanteil nicht mit dem Sicherheitsbeiwert von 3, den er von Leonhardt übernimmt (siehe Abschnitt 2.3.6), sondern dividiert ihn. Damit macht er den negativen Anteil der Querkrafttragfähigkeit kleiner, was also keine Sicherheit, sondern eine Vergrößerung der Beanspruchbarkeit bedeutet. Nach Leonhardt verringert sich die Bruchschubspannung durch zusätzlichen Längszug um  $1/15 = 6,7\%$  der Normalzugspannung (siehe Gleichung (2-2)), bei Specht beträgt der Abzugswert  $28,6\%$  (siehe Gleichung (2-8)), also das Vierfache.

Das Spechtsche Modell eignet sich daher nicht, um den Fall der Querkraftabtragung bei gleichzeitig wirkender Längszugkraft abzubilden. Außerdem entbehrt der Ansatz zur Berücksichtigung der Normalkraft eines mechanischen Hintergrundes. Ein Gewinn bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern bei gleichzeitigem Längszug mit dem Spechtschen Modell wird daher nicht erwartet.

### 2.5.3.5 Modelle von Emrich

Mit dem Ziel, den **Einfluss der Zugnormalkraft** auf die Querkrafttragfähigkeit mit Hilfe von Modellen beschreiben zu können, entwickelt Emrich /21/ ein Fachwerk- und ein Scheibenmodell. Beide Modelle eignen sich dafür, den Bruchzustand zu beschreiben, liefern nach eigenen Angaben jedoch nicht zu jeder Laststufe optimale Ergebnisse. Da Emrich nur die Traglast interessiert, genügt ihm die Beschreibung des Versagenszustandes. Beide erwähnte Modelle erreichen den Bruchzustand dann, wenn die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Das schließt Emrich aus seiner Versuchsbeobachtung von Balkenversuchen: Bei Versuchskörpern ohne Schubbewehrung tritt das Versagen schlagartig mit einem Diagonalriss auf, eine Umlagerung

ist – im Gegensatz zur Versuchen an Scheiben mit gleichmäßig verteilter Bewehrung – in der Regel nicht möglich.

Emrich selbst kommt zu der Erkenntnis, dass sich sein **Fachwerkmodell** nicht gut für die Beschreibung der Querkraftabtragung bei Längszug im Bereich des Momentennullpunkts eignet. Daher soll hier auf eine Darstellung dieses Modells verzichtet werden.

In Anlehnung an vorliegende Kamm- und Zahnmodelle /23/, /36/, /63/, /76/ wird ein eigenes **Scheibenmodell** mit Berücksichtigung einer Zugkraft entwickelt. Dabei geht Emrich von folgenden Eigenschaften aus:

- das System ist statisch unbestimmt,
- die Längsbewehrung ist im Querschnitt doppelsymmetrisch verteilt,
- es können Trennrisse aus Normalkraftbeanspruchung entstehen.

Ausschlaggebend für die Modellbildung ist zu unterscheiden, ob sich eine Druckzone ausbildet oder ob ein vollständig gezogener Querschnitt vorliegt. Die beiden unterschiedlichen Modelle mit und ohne Druckzone sind in Bild 2.16 dargestellt.

Drei Auswirkungen einer zunehmenden **Zugnormalkraftbeanspruchung** listet Emrich auf:

- die Biegerisse verlaufen steiler und werden länger,
- die benötigte Menge an Längsbewehrung erhöht sich,
- die Druckzone verkleinert sich.

Die Druckzonenhöhe wird besonders dann von der Normalkraft beeinflusst, wenn diese eine geringe Exzentrizität aufweist, d.h. im Verhältnis zum Moment recht groß ist.

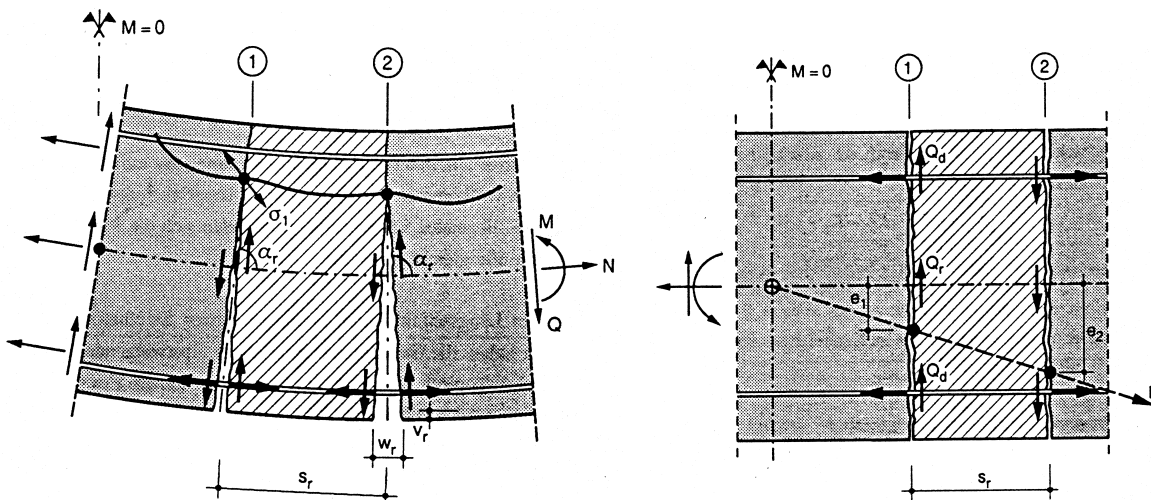


Bild 2.16: Scheibenmodelle von Emrich mit und ohne Druckzone aus /21/

Beim **Scheibenmodell mit Druckzone** sind einzelne Betonscheiben in die Druckzone eingespannt, siehe Bild 2.16. Biegezug- und Druckgurtversagen sollen durch ausreichend dimensionierte Gurte ausgeschlossen werden. Emrich nimmt an, dass in der

Nähe des Momentennullpunkts die Trennrisse senkrecht zur Systemachse verlaufen. Von einer Untersuchung mit geneigten Rissen erwartet er keine wesentlich größere Genauigkeit.

Durch die Bildung des Gleichgewichts am Trägerelement und in der Druckzone bestimmt er den Druckzonenanteil an der Abtragung der Gesamtquerkraft. Der Beitrag der Rissverzahnung muss aus der Integration der Rissreibung über die Risslänge ermittelt werden. Da die Rissbreite nicht konstant ist, die Relativverschiebung im Bereich der Längsbewehrung und der Risswurzel behindert ist und bei sehr kleinen Rissbreiten die Rissverzahnung nur schwer zu ermitteln ist, wird eine genaue Beschreibung der Rissreibungsspannung sehr aufwendig. Die vielen Annahmen und Unsicherheiten rechtfertigen den Aufwand einer genaueren Betrachtungsweise nicht. Deshalb setzt Emrich vereinfachend einen linearen Verlauf der Rissreibung an. Auch die Dübelwirkung der Längsbewehrung erfasst er mit einem vereinfachten linearen Verlauf der Dübelkraft über der Verschiebung.

Das Versagen der Träger wird in diesem Scheibenmodell so definiert, dass die Einspannung der Scheibe in die Druckzone nachgibt. Dies ist dann der Fall, wenn entweder die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten oder die Betondehnung über einen bestimmten Wert anwächst. Dabei wird der Versagensmechanismus so angenommen, dass der Riss in der Einspannstelle beginnt. Durch Umlagerung der Kräfte wird die Rissreibung aktiviert, die das Nachbarelement mit geringerer Momentenbeanspruchung belastet, so dass dort die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten und das Bauteil schlagartig versagt. Emrich selbst bezeichnet seine Annahmen als starke Vereinfachung, hält die Lösung aber für ausreichend genau.

Seine Berechnung ergibt bei zunehmender Normalkraft eine nahezu lineare Abnahme der Querkrafttragfähigkeit von maximal 5 %. Eine größere Abnahme wird aus dem Grund nicht erreicht, dass bei größerer werdender Normalkraft die Querschnitt über die gesamte Höhe reißt und das Modell mit Druckzone keine Anwendung mehr findet.

Emrich beschreibt daher ein **Scheibenmodell** für Träger **ohne Druckzone**, siehe Bild 2.16. Nur die Dübelwirkung der Längsbewehrungen oben und unten und die Rissreibung liefern einen Beitrag zur Abtragung der Querkraft. Vereinfachend geht er zur Ermittlung der Traglast davon aus, dass die Verdübelungswirkung bereits versagt hat. Zwischen den Trennrissen wird ein Spannungsfeld erzeugt, dessen Hauptspannungen um  $45^\circ$  geneigt sind. Die Rissreibungskraft ist laut Emrich in Wirklichkeit nicht vertikal sondern weicht von der Vertikalen um bis zu  $30^\circ$  ab. Die Berücksichtigung dieser Abweichung würde allerdings auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse liefern.

Der Vergleich der Rechenergebnisse der Modelle von Emrich mit **Versuchen** zeigt, dass die Modelle noch weiterentwickelt werden müssen, bevor sie die Versuchsergeb-



nisse zutreffend beschreiben. Die Nachrechnung der Versuche von Mattock liefert Ergebnisse, die 14 und 21 % unterhalb der tatsächlichen Tragfähigkeiten liegen. Seine eigenen Versuche zeigen eine deutlich größere Abnahme der Querkräfttragfähigkeit mit zunehmender Längskraft, als die Modelle angeben. Zudem geht das Modell davon aus, dass der Träger im Trennriss am Momentennullpunkt versagt, während Versuche von Emrich und anderen Forscher /27/, /49/, /72/, /2/ zeigten, dass immer ein schräger Schubriss zum Querkraftversagen führt. Daher werden die Modelle von Emrich nicht für die Auswertung der Versuche dieser Arbeit verwendet.

## 2.6 Fazit der Modellbildung

Bei den soeben beschriebenen und weiteren in der Literatur zu findenden mechanischen Modellen, die keine Normalkraft berücksichtigen, wurde untersucht, wie die einzelnen unter Abschnitt 2.2 beschriebenen Anteile der Querkraftabtragung berücksichtigt werden. In Tabelle 2.2 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung zusammengefasst. Es wurde dabei nicht differenziert, ob es sich bei den Spannungen im Riss um Schub- oder Zugspannungen handelt, da dies nicht alle Modelle unterscheiden. Beim Spechtschen Modell wird das Versagen des Bauteils durch die Überschreitung von zulässigen Zugspannungen beim Schubzugbruch oder von maximalen Druckspannungen beim Schubdruckbruch eingeleitet. Das Modell kann daher in diesen Vergleich der Traganteile nicht aufgenommen werden.

*Tabelle 2.2: Berücksichtigung der einzelnen Querkrafttraganteile bei verschiedenen Modellen*

Forscher	Druckzone	Dübelwirkung	Spannungen im Riss
Bhide / Collins /8/	-	-	++
Emrich /21/ (N klein)	++	o	++
Emrich /21/ (N groß)	-	+	+
Fenwick / Paulay /23/	+	o	++
Fischer /24/	++	+	+
Reineck /62/	+	+	++
Taylor /76/	+	o	++
Zararis /80/	-	+	+
Zink /85/	++	-	-

++ = sehr wichtig

+ = wichtig

o = von geringer Bedeutung

- = unberücksichtigt

Die Zusammenstellung in Tabelle 2.2 zeigt, dass zwischen den einzelnen Modellen deutliche **Unterschiede** bezüglich der Berücksichtigung der einzelnen Querkrafttraganteile bestehen. In Kamm- und Zahnmodellen spielt die Rissreibung die größte Rolle /21/, /23/, /62/, /76/, aber auch Druckzone und Dübelwirkung der Längsbewehrung werden berücksichtigt. Die Modifizierte Druckfeldtheorie /8/ und die Theorie von Zararis /80/ die auf der Grundlage von Scheibenversuchen entwickelt wurden, sehen ebenfalls in den Rissspannungen den bedeutendsten Anteil an der Querkraftabtragung. Zararis weist auch der Dübelwirkung einen Anteil zu, die Druckzone wird von beiden Ansätzen nicht berücksichtigt. Neuere Modelle schreiben jedoch gerade der Druckzone den größten /24/ oder gar alleinigen /85/ Anteil bei der Abtragung der Querkraft zu.

Obwohl sich die Ansätze und Annahmen der einzelnen Wissenschaftler deutlich voneinander unterscheiden, liefern doch die Modelle größtenteils realistische Ergebnisse für die Bruchquerkraft. Dies mag darin begründet sein, dass die Entwicklung eines Modells immer auf der Grundlage von Versuchsbeobachtungen und -ergebnissen geschieht. Dennoch existiert keine Modellierung, die das Versagen entlang eines vorhandene Biege- und Trennriss kreuzenden Schubrisses beschreibt, wie es in Versuchen an Stahlbetonträgern oder -platten beobachtet wurde, siehe Abschnitt 2.3. Nur Zararis /80/ berücksichtigt diese Risskreuzungen, doch sein an Scheiben hergeleitetes Modell kann nicht unmittelbar auf Stahlbetonträger oder -platten übertragen werden. In Kapitel 6 soll ein Modell vorgestellt werden, das auf den Überlegungen von Zararis aufbaut und das Querkraftversagen von Betonbauteilen bei gleichzeitigem Längszug realistisch darstellt.