

Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau

1 Einführung

Der Tunnelbau stellt für Stahlfaserbeton ein prädestiniertes Einsatzgebiet dar. Die Schnittgrößenkombination aus hohen Drucknormalkräften und relativ geringen Biegemomenten bietet eine gute Grundlage für die Anwendung von Stahlfaserbeton für tragende Bauteile, da im Gegensatz zu unbewehrtem Beton geringe Zugspannungen auch im gerissenen Zustand aufgenommen werden können. Darüber hinaus führt der Einsatz dieses Baustoffes im Tunnelbau zu bauverfahrenstechnischen Vorteilen und damit zur Verkürzung des Bauablaufes. Trotz dieser positiven Merkmale sind in Deutschland Referenzprojekte mit Stahlfaserbeton als dauerhaft tragende Tunnelschale noch selten. Dieser Zustand ist aus technischer Sicht völlig unbegründet, da sowohl theoretische Kenntnisse als auch praktische Erfahrungen vorliegen.

Der Einsatz von Stahlfaserbeton im Tunnelbau ist immer dann sinnvoll, wenn Kosten gegenüber einer Konstruktionslösung aus Stahlbeton eingespart werden können. Vor diesem Hintergrund kommt der Erfassung und rechnerischen Abbildung der Materialeigenschaften eine besondere Rolle zu. Für eine sichere und zugleich wirtschaftliche Bemessung müssen die Trageigenschaften von Stahlfaserbeton durch ein Berechnungsmodell entsprechend wiedergegeben werden können. Ein Bemessungskonzept für Stahlfaserbeton sollte aus diesem Grunde auf einem Rechenmodell basieren, mit dem eine weitgehend realitätsgetreue Abbildung des Tragverhaltens möglich ist.

Als Grundlage für die Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau dient das Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins E.V. (DBV) „Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau“. Dieses Merkblatt enthält ein geschlossenes Konzept von der Versuchsdurchführung und -auswertung über die Ermittlung von Kennwerten für die rechnerisch angesetzte Spannungsdehnungslinie bis hin zur Bemessung und Konstruktion. Nach Meinung der Verfasser werden mit diesem Konzept die Trageigenschaften von Stahlfaserbeton unter kombinierter Momenten- und Drucknormalkraftbeanspruchung jedoch nicht ausreichend genutzt. Aus oben genannten Gründen ist eine entsprechende Modifizierung des verwendeten Rechenmodells und Bemessungsverfahrens zur rechnerischen Erfassung vorhandener Tragreserven für die Dimensionierung von Tunnelschalen notwendig.

Bei der Bearbeitung des vom DBV über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft geförderten Forschungsvorhabens „Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau“ wurde ein modifiziertes Bemessungskonzept entwickelt, das mit diesem Bericht kurz vorgestellt wird.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsaufbau

Die Basis der theoretischen Untersuchungen bildet ein umfangreiches Versuchsprogramm mit Biegezugprüfungen, Prüfungen unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Druck (M/N-Prüfungen), sowie Prüfungen unter zentrischem Druck. Hierbei haben ausschließlich im Tunnelbau übliche Stahlfaserbetone mit ausgeprägt duktilem Materialverhalten Verwendung gefunden, da nur diese für eine Bemessung im gerissenen Zustand vorteilhaft sind. Der Schwerpunkt des Versuchsprogrammes liegt dabei im Bereich der für Tunnelschalen typischen kombinierten Beanspruchung aus Moment und Normalkraft unter Nutzung des M/N-Prüfstandes des Lehrstuhls für Bauverfahrenstechnik, Tunnelbau und Baubetrieb an der Ruhr-Universität Bochum (Bild 2-1).

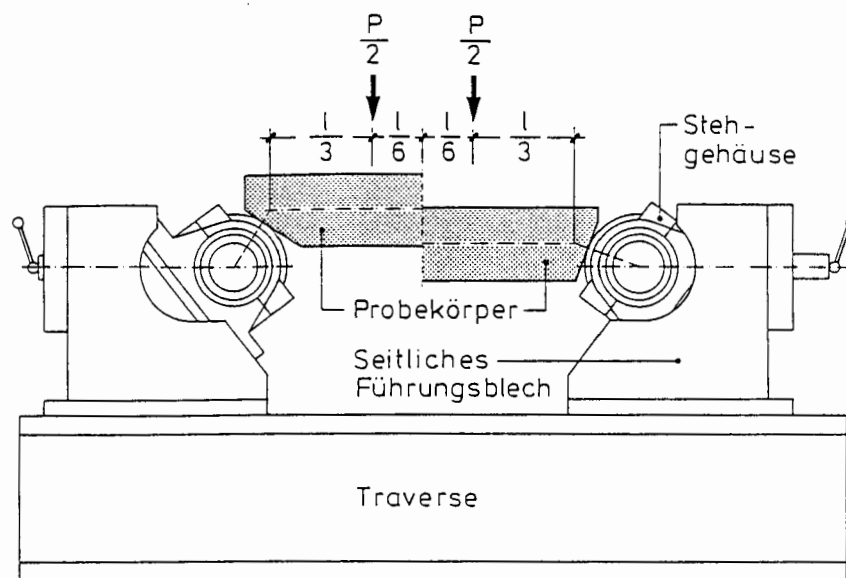


Abbildung 2-1: Der M/N-Prüfstand für unterschiedliche e/d-Verhältnisse

Die Lasteinleitung erfolgt in den Balkendrittelpunkten, um im mittleren Balkendrittel ein konstantes Biegemoment zu erzeugen. Zusätzlich zur Momenten- und Querkraftbeanspruchung wird an den abgeschrägten Balkenenden eine über die Balkenlänge konstante Normalkraft eingeleitet, so daß sich im mittleren Balkendrittel ein konstantes e/d-Verhältnis ergibt, dessen Betrag von der Probekörpergeometrie abhängig ist.

Während der Versuchsdurchführung wurden die Prüflast, die Durchbiegung in Balkenmitte, sowie die Stauchung am oberen und die Dehnung am unteren Balkenrand im mittleren Balkendrittel meßtechnisch erfaßt. Darüber hinaus wurde die Rißentstehung und -entwicklung im mittleren Balkendrittel fotooptisch festgehalten.

2.2 Versuchsergebnisse

Durch die Zugabe von Stahlfasern im Beton wird die maximale Druckspannung bei einer größeren Stauchung als bei Normalbeton erreicht. Der Betrag dieser Stauchung ist abhängig vom Fasertyp und Fasergehalt, jedoch konnte der Einfluß aufgrund der geringen Anzahl von Einzelversuchen an

Prismen unter zentrischer Druckbelastung nicht eindeutig quantifiziert werden. Eine Beeinflussung der Druckfestigkeit infolge unterschiedlicher Faserzugaben konnte anhand der Versuchsergebnisse nicht festgestellt werden.

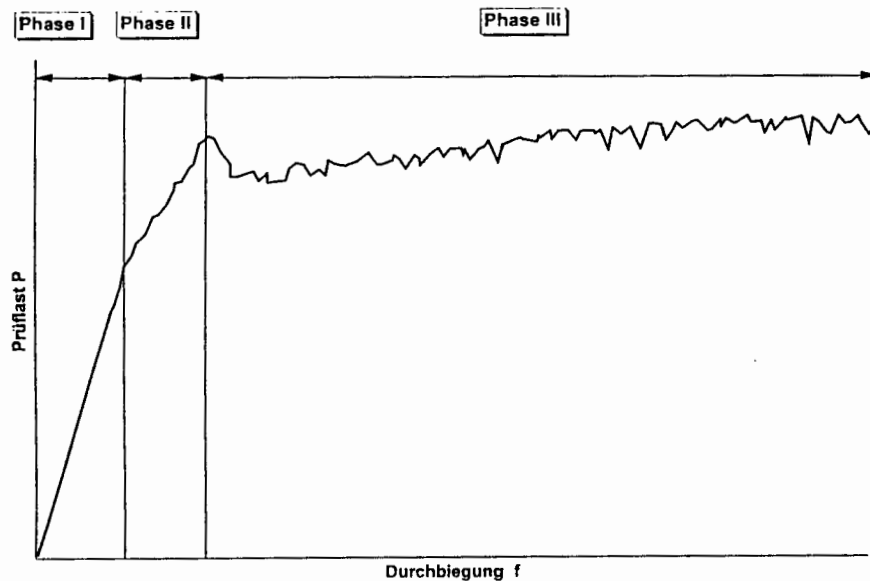


Abbildung 2-2: Drei Phasen des Zugtragverhaltens im M/N-Versuch

Unter Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung können drei Phasen des Tragverhaltens deutlich voneinander unterschieden werden (Bild 2-2). **Phase I** ist hierbei bis zum Erreichen der Zugfestigkeit in der unteren Randfaser durch linear-elastisches Materialverhalten gekennzeichnet. Der Betrag der Zugfestigkeit wird nicht durch die Stahlfasern beeinflusst, sondern ist eine Kenngröße des Betons. Die Dehnung des unteren Balkenrandes am Ende der Phase I kann im Mittel mit 0,12 ‰ angegeben werden. Im Last-Durchbiegungs-Diagramm eines Biegezugversuches ist das Erreichen der Zugfestigkeit durch ein Abweichen der Arbeitslinie vom ursprünglich linearen Verlauf zu erkennen. Ein Einfluß der Drucknormalkraft auf die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit konnte anhand der Versuche nicht festgestellt werden.

Zwischen dem Überschreiten der Zugfestigkeit und der Bildung eines Makrorisses befindet sich ein Betonquerschnitt in der **Phase II**. Diese ist durch örtlich begrenzte Rißbildungen, sog. Mikrorisse, gekennzeichnet. Im Last-Durchbiegungs-Verlauf eines Biegezugversuches ist der Beginn der Phase II am Abweichen der Arbeitslinie von dem linearen Verlauf zu erkennen. Erklärbar ist dieses Phänomen mit einer Querschnittsverringerung infolge Mikrorißbildung. Im Biegezugversuch kann die Prüflast weiter gesteigert werden bis zu der Stelle, an der sich die Mikrorisse zu einem Makroriß zusammenfinden, was häufig mit einem Lastabfall verbunden ist. Die erreichbare Dehnung am Ende der Phase II und damit auch das Maß der Laststeigerung innerhalb der Phase II ist von der Faserwirkung im Beton und damit vom Fasertyp und Fasergehalt abhängig. Soll die Zugfestigkeit aus der maximalen Prüflast bestimmt werden, wie dies im DBV-Merkblatt vorgesehen ist, muß hierzu ein faserspezifischer Abminderungsfaktor eingeführt werden. Ein weiteres Ergebnis der Untersuchungen ist der Einfluß einer Drucknormalkraft auf die erreichbare Dehnung vor Bildung eines Makrorisses. Mit abnehmendem e/d -Verhältnis wird die erreichbare Dehnung größer.

Die **Phase III** ist durch die Bildung von Makrorissen und deren Entwicklung gekennzeichnet. Neben der Rißtiefe sind hier vor allem die Rißbreiten und die Anzahl der Risse aus der risseverteilenden Wirkung der Stahlfasern zu nennen. Während bei den Versuchen mit faserfreiem Beton sich durchweg nur eine Rißprozeßzone im Balken bildet, nimmt bei den untersuchten Stahlfaserbetonen die Anzahl der Rißprozeßzonen mit abnehmenden e/d -Verhältnis zu. Hieraus resultieren insgesamt geringere Rißbreiten der Einzelrisse bei den Versuchen unter kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung.

3 Modifiziertes Konzept zur Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau

3.1 Rechenmodell zur Abbildung des Tragverhaltens

Die Grundlage des Rechenmodells für Stahlfaserbetonquerschnitte unter Biegedruckbeanspruchung bildet die in Abbildung 3-1 dargestellte Spannungsdehnungslinie.

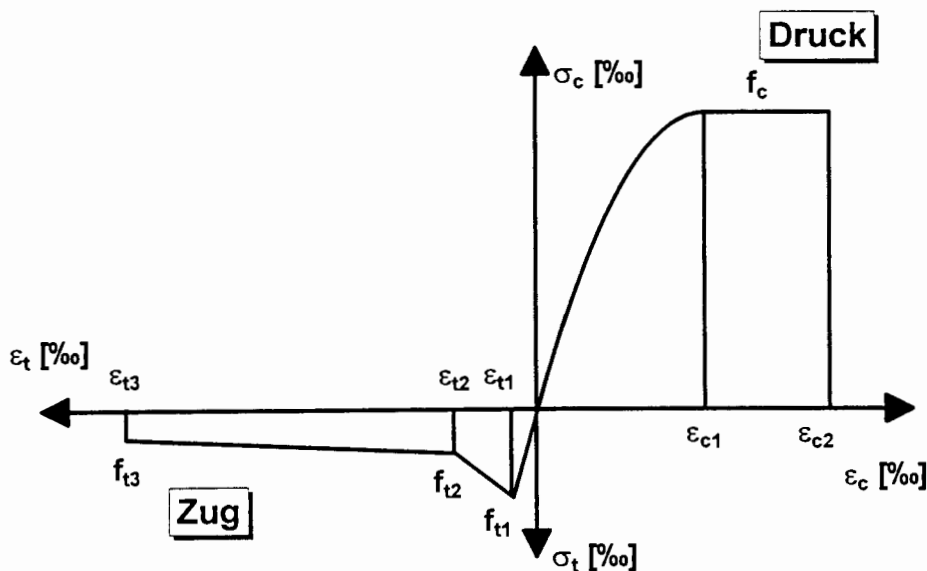


Abbildung 3-1: Spannungsdehnungslinie für Stahlfaserbeton

Zur Bestimmung der Materialkenngrößen dieser Spannungsdehnungslinie sind Biegezugversuche durchzuführen und auszuwerten. Die einzelnen Materialkenngrößen und die Vorgehensweise bei der Auswertung sollen nachfolgend beschrieben werden.

3.2 Bestimmung der Materialkenngrößen

3.2.1 Kenngrößen für Druckbeanspruchung

Der Ansatz der Druckfestigkeit f_c erfolgt analog zur DIN 1045. Die Stauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit ϵ_{c1} kann abweichend hiervon mit $-2,2\%$ festgelegt werden. Dies stellt eine Näherung auf der sicheren Seite dar, wie die zentrischen Druckversuche an Stahlfaserbetonprismen bestätigen. Die Stauchung im Bruchzustand ϵ_{c2} wird analog zur DIN 1045 mit $-3,5\%$ in Rechnung gebracht.

3.2.2 Kenngrößen für Zugbeanspruchung

Kennzeichnende Größen der **Phase I** sind die Zugfestigkeit f_{t1} und die dazugehörige Dehnung ε_{t1} . Die Auswertung der experimentellen Untersuchungen haben ergeben, daß die Zugfestigkeit im Mittel bei einer Biegezugdehnung von 0,12 ‰ erreicht wird. Da weder ein Einfluß durch den Fasertyp oder -gehalt erkennbar war, stellt dieser Wert in der Spannungsdehnungslinie eine konstante Größe für Stahlfaserbeton dar. Es gilt demnach $\varepsilon_{t1} = 0,12 \text{ ‰}$ für alle verwendeten Stahlfaserbetone.

Die Zugfestigkeit kann im Biegezugversuch aus der maximalen Prüflast bzw. dem maximalen Biegemoment im mittleren Balkendrittel (Abbildung 3-2) analog zum DBV-Merkblatt bestimmt werden (näheres siehe dort). Hierbei ist es jedoch notwendig, den Einfluß der Faserart und des Fasergehaltes auf die Laststeigerung innerhalb der Phase II zu berücksichtigen und bei der Bestimmung der Zugfestigkeit zu eliminieren (Abminderungsfaktor k), da sonst die Zugfestigkeit überschätzt wird. Bei den im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Stahlfaserbetonen wurden je nach Rezeptur Abminderungsfaktoren für die Berechnung der Zugfestigkeit aus der maximalen Prüflast im Biegezugversuch im Bereich von 0,75 bis 0,63 ermittelt.

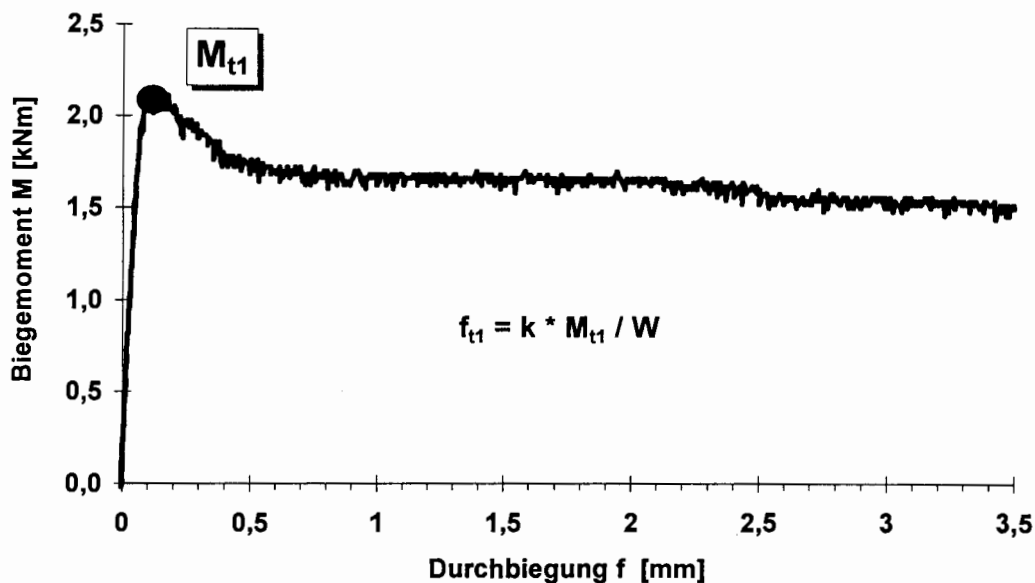


Abbildung 3-2: Biegemoment zur Bestimmung der Zugfestigkeit

Kennzeichnende Größe der **Phase II** ist die Dehnung ε_{t2} . Bei der Auswertung der Versuche konnte die Abhängigkeit von ε_{t2} sowohl vom Fasertyp und -gehalt als auch vom e/d -Verhältnis festgestellt werden. Je nach Fasertyp und -gehalt wurden bei den reinen Biegezugversuchen am Ende der Phase II Dehnungen im Bereich von 0,23 ‰ bis 0,33 ‰ erreicht. Eine eindeutige quantitative Ableitung der Dehnung ε_{t2} aus der Faserwirkung kann an dieser Stelle jedoch nicht angegeben werden. Hierzu sind weitergehende Untersuchungen notwendig. Für ein Berechnungsverfahren als Grundlage eines Bemessungskonzeptes muß daher eine auf der sicheren Seite liegende Näherung getroffen werden. Aus diesem Grund wird in der Spannungsdehnungslinie für das modifizierte Verfahren pauschal eine Dehnung von $\varepsilon_{t2} = 0,20 \text{ ‰}$ für reine Biegebeanspruchung angesetzt.

Mit abnehmendem e/d -Verhältnis, also zunehmendem Einfluß einer Druckkraft, liegt das Dehnungsniveau bei Makrorißbildung höher. Der positive Einfluß einer zusätzlichen Druckkraft wird in der Erhöhung von ε_{12} mit abnehmendem e/d -Verhältnis berücksichtigt (Abbildung 3-3).

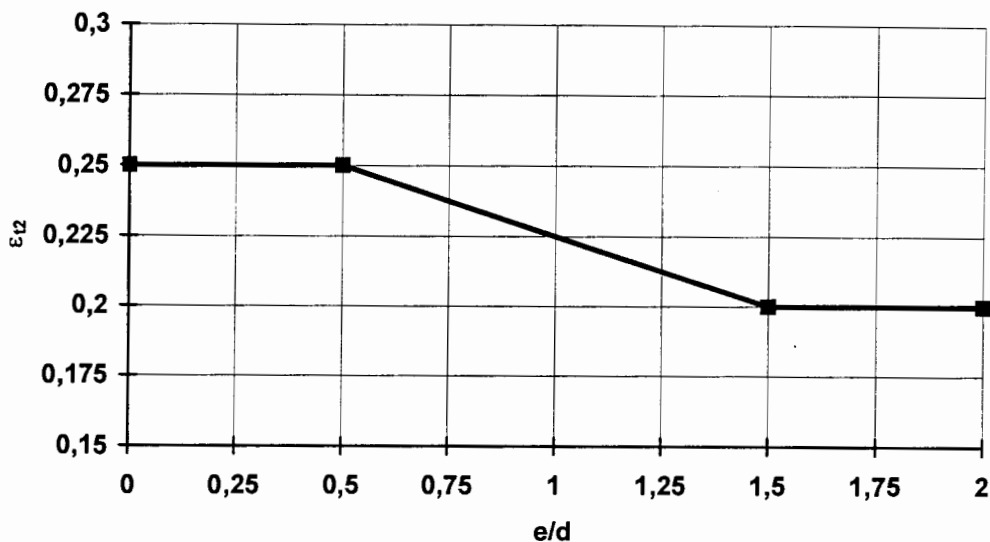


Abbildung 3-3: Bestimmung von ε_{12} in Abhängigkeit vom e/d -Verhältnis

Kennzeichnende Größen für die **Phase III** sind die äquivalenten Zugfestigkeiten f_{12} und f_{13} , sowie die Dehnung ε_{13} . Die Dehnung ε_{13} stellt im Rahmen der Versuchsauswertung die Dehnung am Versuchsende bei einer Balkendurchbiegung von $f = 3,5$ mm dar. Diese kann als Annäherung mit $\varepsilon_{13} = 20,0$ ‰ festgesetzt werden. Bei der Bemessung werden andere Überlegungen zur Bestimmung von ε_{13} maßgebend, wie in 3.4 erläutert wird.

Die Parameter f_{12} und f_{13} sind aufgrund der nichtlinearen Spannungsdehnungslinie nicht mit Formeln der linearen Balkenstatik aus den Versuchsergebnissen berechenbar. Im DBV-Merkblatt wurde aus diesem Grund der Faktor 0,37 eingeführt, der den Spannungsverlauf im gerissenen Querschnitt berücksichtigen soll. Diese Vorgehensweise stellt jedoch eine Näherung dar, die für weite Dehnungsbereiche stark von den sich tatsächlich einstellenden Spannungszuständen abweicht.

Das im Folgenden vorgestellte neue Verfahren zur Ermittlung der äquivalenten Zugfestigkeiten basiert auf den Ergebnissen einer Parameterstudie unter Berücksichtigung der realen Dehnungs- und Spannungszustände. Ausgangsgrößen stellen die Biegemomente M_{12} bei einer Durchbiegung von $f = 0,5$ mm und M_{13} bei $f = 3,5$ mm dar (Abbildung 3-4). Diese bilden nach Umrechnung in die dimensionslosen Größen m_{12} bzw. m_{13} die Eingangswerte für das Diagramm in Abbildung 3-5.

Man geht nun so vor, daß man von der y-Achse auf Höhe von m_{12} eine Parallele zur x-Achse zieht, welche die gestrichelte Linie schneidet. Eine Parallele zur y-Achse durch diesen Schnittpunkt schneidet wiederum die x-Achse bei der mit der Druckfestigkeit f_c normierten äquivalenten Zugfestigkeit f_{12} . In dem vorliegenden Beispiel ergibt sich ein Wert von f_{12}/f_c von 7,5%. Für die Bestimmung von f_{13} ist nun die Linie „b“ maßgebend, da diese für ein Verhältnis von $f_{12}/f_c = 7,5\%$ gültig ist. Bei einem anderen Ergebnis für f_{12} ist entsprechend eine andere Linie zu wählen bzw. muß zwischen den Linien interpoliert werden. Nun geht man mit m_{13} in das Diagramm hinein und bestimmt in analoger Weise mit der zugehörigen Linie „b“ die äquivalente Zugfestigkeit f_{13} . Auf diese Weise erfolgt mit relativ geringem Aufwand eine Versuchsauswertung für den Nachrißbereich.

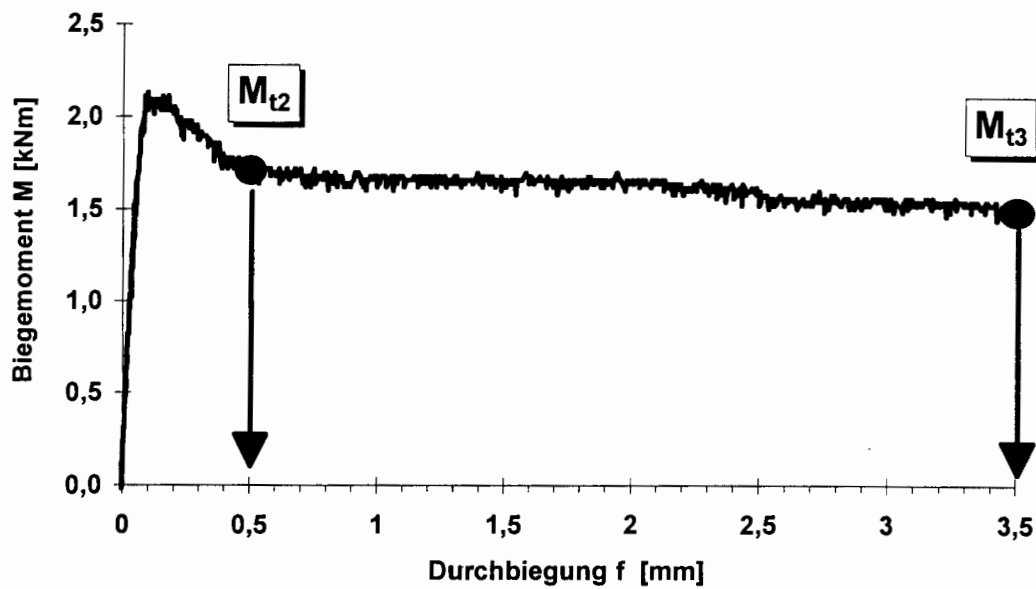


Abbildung 3-4: Biegemomente zur Versuchsauswertung im Nachrißbereich

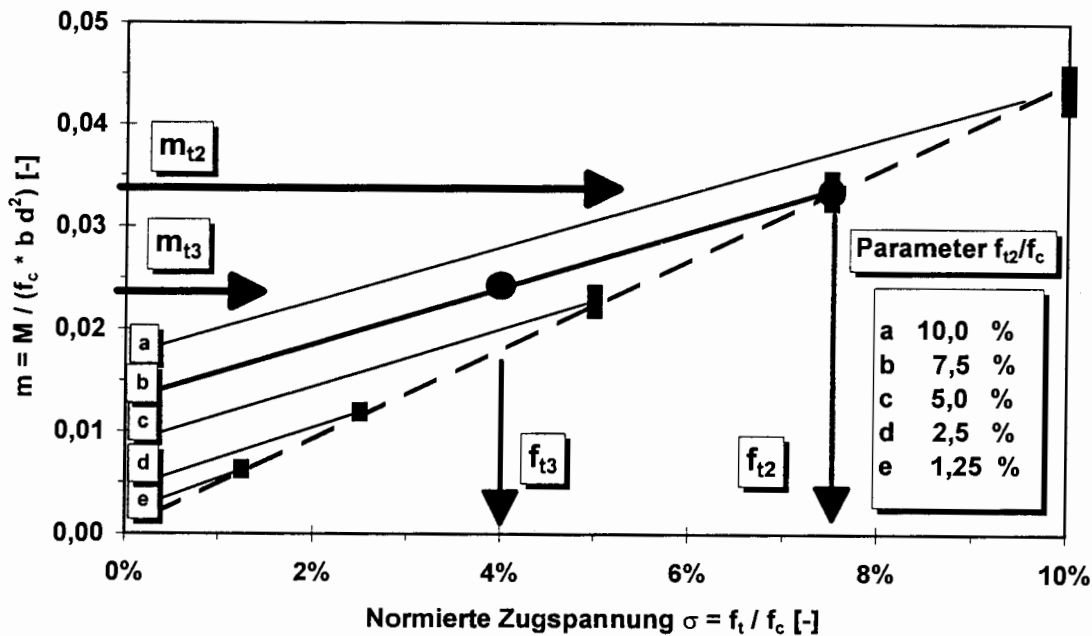


Abbildung 3-5: Bestimmung der äquivalenten Zugfestigkeiten

3.3 Rechnerische Simulation der Versuchsergebnisse

Die rechnerische Simulation der Versuchsergebnisse auf der Grundlage des erläuterten Berechnungsmodelles zeigen beispielhaft für eine Versuchsserie unter reiner Biegebeanspruchung, sowie für $e/d = 0,75$ Abbildungen 3-6 und 3-7. Deutlich wird, daß Versuch und Berechnung in allen Phasen des Tragverhaltens der Stahlfaserbeton-Versuchskörper gut übereinstimmen.

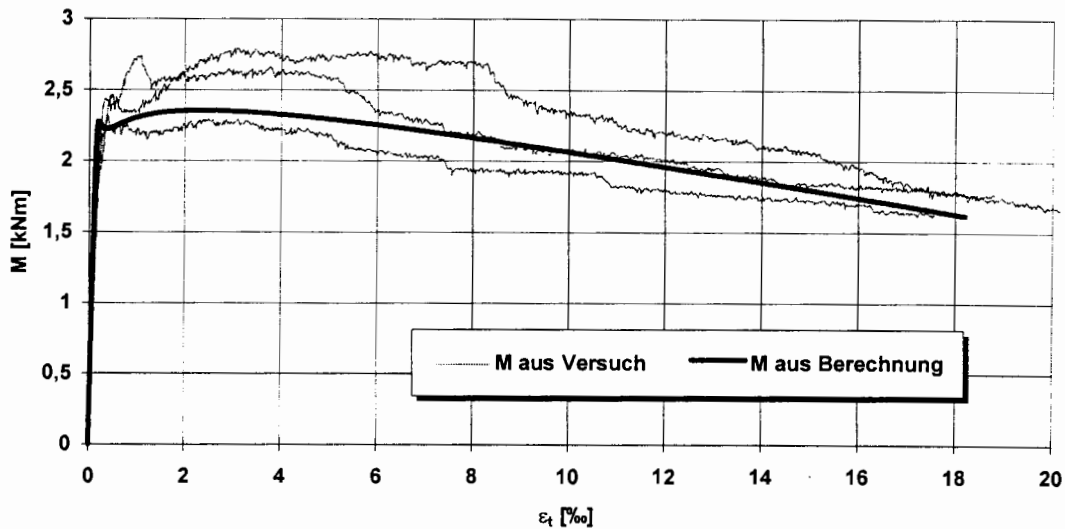


Abbildung 3-6: Versuch und Berechnung für reine Biegebeanspruchung

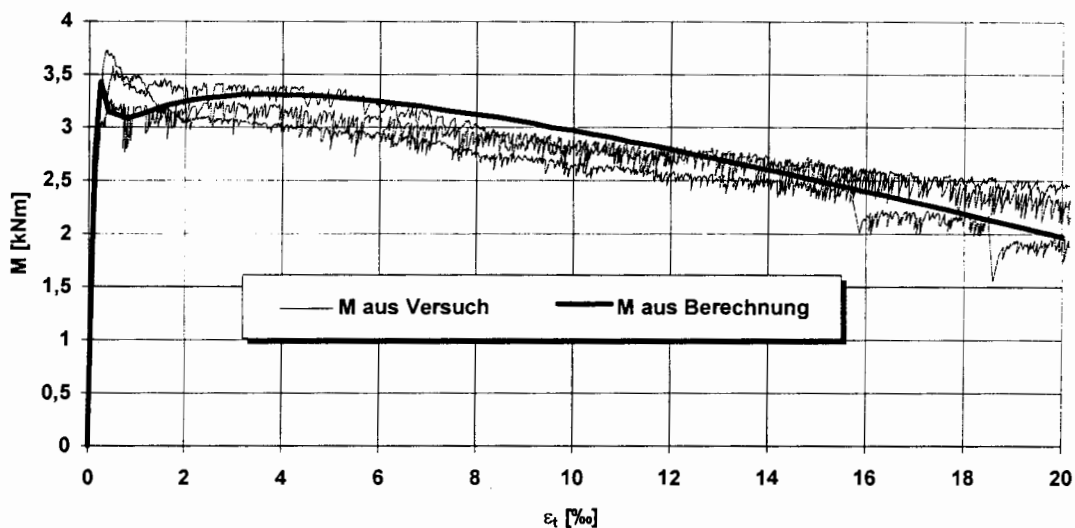


Abbildung 3-7: Versuch und Berechnung für Biegedruckbeanspruchung bei $e/d = 0,75$

3.4 Überführung der Ergebnisse in ein Bemessungsverfahren

Für die Entwicklung eines Bemessungsverfahrens müssen die Grenzen der rechnerischen Beanspruchbarkeit von Stahlbeton festgelegt werden. Hierbei sind der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gesondert zu betrachten.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird analog zum Stahlbeton über maximal zulässige Dehnungen bzw. Stauchungen definiert. Für Biegedruckbeanspruchung wird das Parabel-Rechteck-Diagramm zugrunde gelegt (Abbildung 3-1). Wie schon erläutert, erfolgt der Übergang der Spannungsverteilung von einer Parabel zu einem Rechteck bei einer Stauchung von $-2,2\text{‰}$. Die maximal zulässige Stauchung beträgt $-3,5\text{‰}$, jedoch nur für nicht vollständig überdrückte Querschnitte. Analog zur DIN 1045 erfolgt für den Dehnungsbereich 5 eine mit dem Maß der Überdrückung zunehmende

Reduzierung der zulässigen Stauchung. Die Grenze wird für zentrischen Druck mit einer zulässigen Stauchung von $-2,2 \text{ ‰}$ erreicht.

Die Definition zulässiger Zugdehnungen erfordert weitergehende Überlegungen. Da mit dem hier verfolgten Konzept der Spannungsdehnungslinie Stahlfaserbeton als homogener Baustoff idealisiert wird, kann die Betrachtung der Einzelfaser zur Definition des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, analog zur Bewehrung beim Stahlbetonbau, nicht herangezogen werden. Die direkte Ableitung zulässiger Dehnungen aus der Fließgrenze des Stahls oder dem Faserauszugsverhalten ist hier nicht sinnvoll. Eine Alternative bietet die Definition der Grenzzugdehnung ϵ_{t3} anhand zulässiger Rißbreiten. Aus der Rißauswertung im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sind die Beziehungen zwischen den Rißbreiten der Einzelrisse und den Randzugdehnungen bekannt. Bei der Auswertung wurden die großen Streuungen der sich einstellenden Rißbreiten deutlich. Dies machte es schwierig, einen Einfluß des Fasertyps und -gehaltes auf die Rißbreitenentwicklung zu quantifizieren. Die Definition zulässiger Zugdehnungen erfolgt demnach unabhängig von der verwendeten Faser. Die Wirksamkeit der verwendeten Fasern muß hierzu jedoch sichergestellt sein. Als zulässige Rißbreite im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird $w = 2,0 \text{ mm}$ angesetzt. Auf der sicheren Seite liegend entspricht dies für reine Biegebeanspruchung ($e/d = \infty$) einer Dehnung am gezogenen Querschnittsrand von $\epsilon_t = 10 \text{ ‰}$. Dieser Wert wurde in keiner Versuchsserie unterschritten.

Eine kombinierte Biege-Druck-Beanspruchung führt zur Mehrfachrißbildung und damit zu geringeren Rißbreiten. Aus diesem Grunde können für derartige Beanspruchungskombinationen größere Dehnungen zugelassen werden. Da auch hier die Streuungen nicht unerheblich sind, wird ebenfalls ein konservativer Ansatz gewählt. Deshalb wird bis zur Ausmittigkeit von $e/d = 1,0$ der für reine Biegebeanspruchung geltende Wert von $\epsilon_t = 10 \text{ ‰}$ angesetzt. Für eine bezogene Ausmittigkeit von $e/d \leq 0,5$ wird auf der sicheren Seite liegend eine Dehnung am gezogenen Querschnittsrand von $\epsilon_t = 15 \text{ ‰}$ zugelassen. Für dazwischen liegende e/d -Verhältnisse kann geradlinig interpoliert werden (Abbildung 3-8).

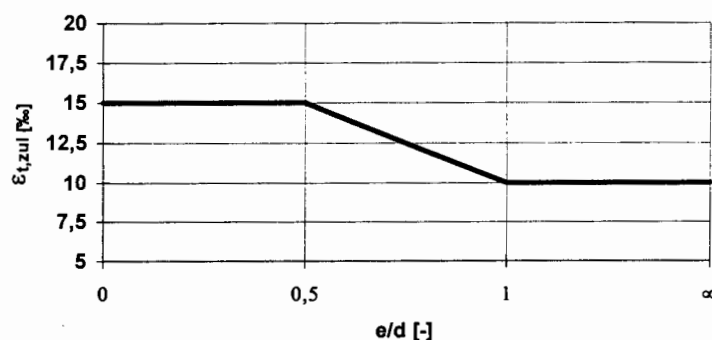


Abbildung 3-8: Zulässige Dehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Analog zur DIN 1045 wird der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit über zulässige Rißbreiten definiert. Wie in der Stahlbetonnorm wird hier für Stahlfaserbeton eine zulässige Rißbreite von $w = 0,2 \text{ mm}$ angesetzt. Entsprechend der Vorgehensweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird dies auf zulässige Dehnungen in Abhängigkeit von der Ausmittigkeit bezogen. Auf der sicheren Seite liegend beträgt die zulässige Dehnung am gezogenen Querschnittsrand im Grenzzustand der

Gebrauchstauglichkeit für $1,0 \leq e/d \leq \infty$ $\epsilon_t = 1,0 \text{ ‰}$ und für $e/d \leq 0,5$ $\epsilon_t = 1,5 \text{ ‰}$. Für dazwischen liegende e/d -Verhältnisse ist geradlinig zu interpolieren (Abbildung 3-9).

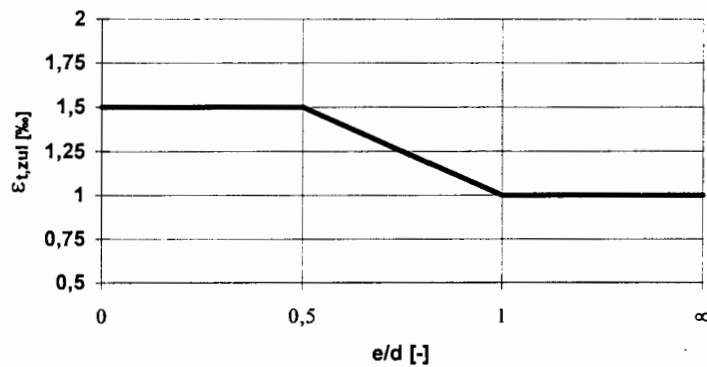


Abbildung 3-9: Zulässige Dehnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zur vereinfachten Nachweisführung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit können die folgenden Diagramme verwendet werden. Hierin ist der Einfluß der Drucknormalkraft auf die Materialkenngrößen bereits berücksichtigt.

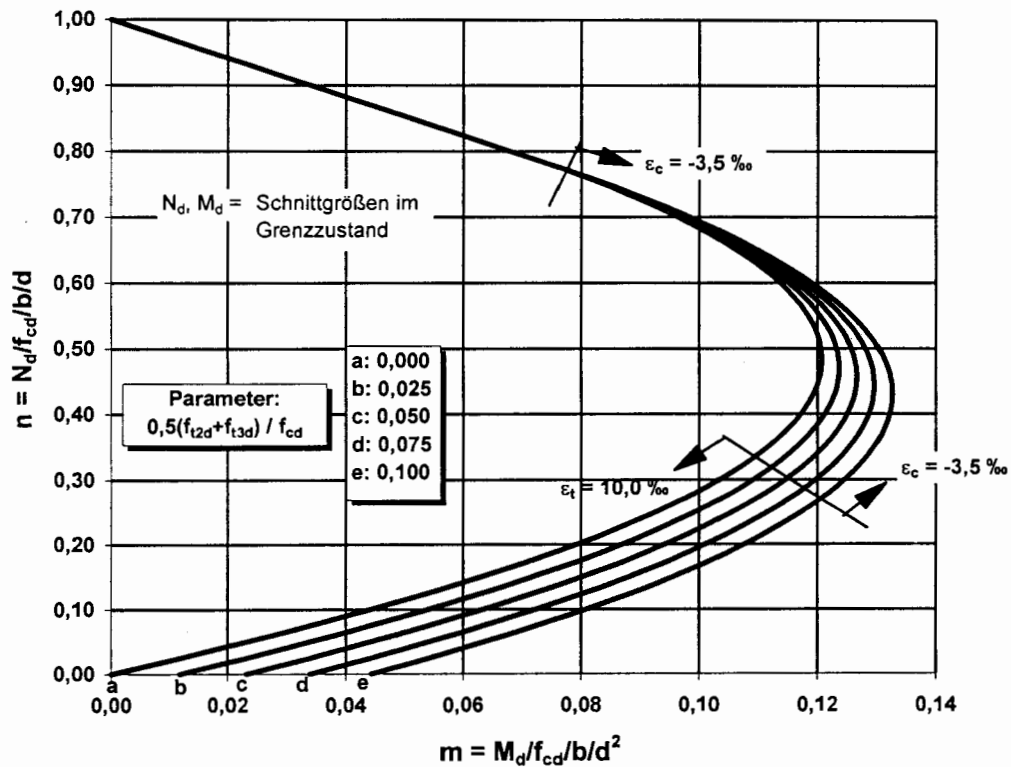


Abbildung 3-10: Bemessungsdiagramm für den Nachweis der Tragfähigkeit

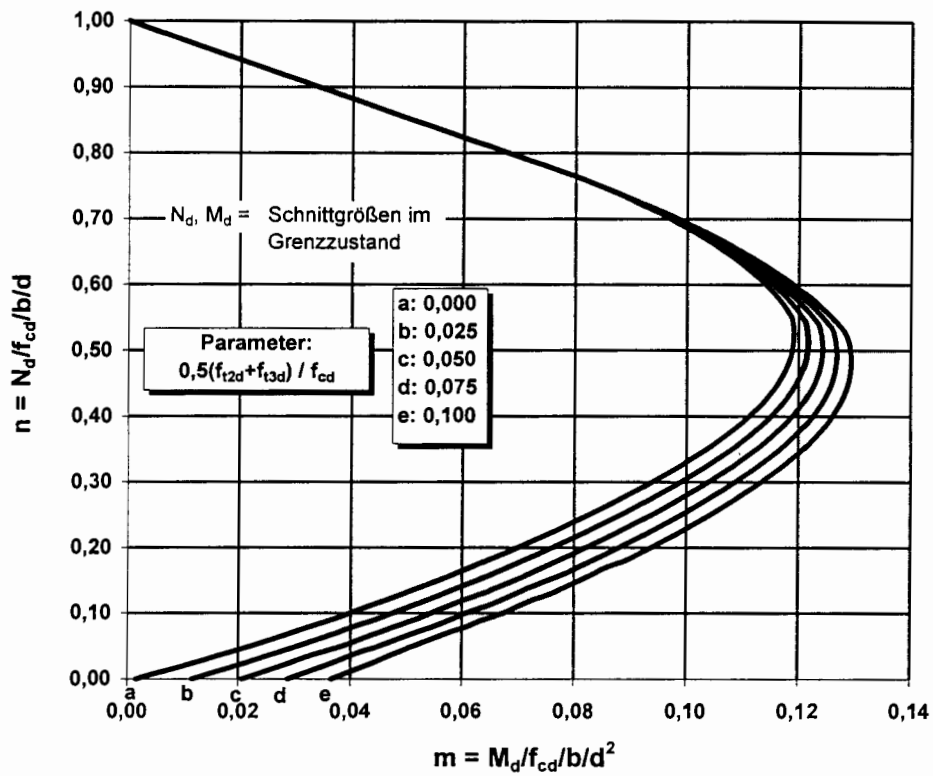


Abbildung 3-11: Bemessungsdiagramm für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

4 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Bericht wird als Ergebnis des Forschungsvorhabens „Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau“ ein geschlossenes Konzept zur Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau vorgestellt. Dieses Konzept umfasst die Auswertung von Versuchen, die eindeutige Festlegung eines Berechnungsmodells, die Definition von rechnerischen Grenzzuständen und die Bereitstellung einfacher Bemessungsdiagramme. Das modifizierte Konzept stellt gegenüber dem Konzept des DBV-Merkblattes eine Verbesserung hinsichtlich einer wirklichkeitsnäheren Erfassung und Abbildung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton und einer einfacheren Handhabung dar. Nach Meinung der Verfasser ist das modifizierte Konzept als Grundlage und Bestandteil für eine weitergehende Normung von Stahlfaserbeton geeignet.