IKT - Institut für
Unterirdische Infrastruktur
Gelsenkirchen
www.ikt.de

Stahlbetonrohre in offener Bauweise

Rohrprüfungen unter realitätsnahen Beanspruchungen

- Februar 2004 -

Bosseler, B.; Redmann, A.

Forschungsprojekt gefördert durch

Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirts-chaft und Verbraucherschutz des Landes NRW

Bearbeitung

IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur
Exterbruch 1
45886 Gelsenkirchen

Wissenschaftliche Leitung — Dr.-Ing. Bert Bosseler

Projektleitung und Bearbeitung — Dipl.-Ing. Andreas Redmann
Dipl.-Ing. (FH) Frank Bersuck
Dr.-Ing. Sherif El Shahid

Wir danken den Projektbeteiligten für die inhaltliche Unterstützung und angeregte Diskussion im Rahmen des Forschungsprojektes:

Dipl.-Ing. Heinrich Sommerhage	Emschergenossenschaft/Lippeverband
Dipl.-Ing. Franz Schröder	Emschergenossenschaft/Lippeverband
Dr.-Ing. Bernd Schnütgen	Lehrstuhl und Institut für Stahlbeton- und Spannbetonbau der Ruhr-Universität Bochum

Ein besonderer Dank gilt Frau cand.-Ing. Anette Jäger für die Auswertung der Versuchsdaten, Herrn cand.-Ing. Markus Gillar und Herrn Jan Shure für die Mitwirkung bei der messtechnischen Erfassung. Darüber hinaus danken wir Herrn Dr. Dirk Orlowsky, Deutsche Montan Technologie GmbH, Essen, für die Unterstützung im Rahmen besonderer messtechnischer Untersuchungen sowie Herrn Dr.-Ing. Ingo Spohr, Zerna Köpper & Partner Ingenieurgesellschaft für Bautechnik, Niederlassung Köln, für die anregende fachliche Diskussion.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

INHALTSVERZEICHNIS

1 VERANLASSUNG UND ZIELSTELLUNG 1

2 STAND DER TECHNIK 2

2.1 GESCHICHTLICHER RÜCKBLICK UND NORMENENTWICKLUNG 2
2.2 BEMESSUNG VON ROHREN AUS STAHLBETON 5
2.2.1 Bemessung im Zustand I 5
2.2.2 Bemessung im Zustand II 6
2.2.3 Bewehrungsführung und Mindestbewehrung 6
2.2.4 Sicherheiten 8
2.3 BEMESSUNG VON BAUTEILEN AUS STAHLBETON 8
2.4 BEMESSUNG UND PRÜFUNG VON TUNNELSCHALEN AUS FASERBETON 11
2.5 BEMESSUNG VON WASSERUNDURCHLÄSSIGEN BETONKONSTRUKTIONEN 12
2.6 HERSTELLUNG VON STAHLBETONROHREN 17

3 ANALYSE ABGESCHLOSSENER BAUMAßNAHMEN 26

3.1 ÜBERSICHT UND RANDBEDINGUNGEN 26
3.2 AUSWERTUNG DER PLANUNGS- UND BEMESSUNGSUNTERLAGEN 28

4 TECHNISCHE REALISIERUNG DER MODIFIZIERTEN SCHEITELDRUCKVERSUCHE 39

4.1 WAHL DES VERSUCHSAUFBAUS 39
4.1.1 Vorüberlegungen 39
4.1.2 Versuchsaufbau 50
4.1.3 Messtechnik 59
4.2 VERSUCHSABLAUF 61
4.3 RISSENTSTEHUNG UND RISSENTWICKLUNG 64
4.3.1 Rohrscheitel 64
4.3.2 Rohrsohle 67
4.3.3 Rohraußenseite 69
4.4 VERSUCHSERGEBNISSE 73
4.4.1 Rissbreitenmessung im Rohrscheitel 73
4.4.2 Rissentwicklung an der Rohraußenseite 81
4.4.3 Einfluss der Nachbehandlung 83
4.4.4 Schlussfolgerungen 93
4.5 ERGÄNZENDE BEOBACHTUNGEN 94
4.5.1 Herstellverfahren und Maßhaltigkeit 94
4.5.2 Transportanker und Korrosionsschutz 99
4.5.3 Betondeckung und Korrosionsschutz 101
4.5.4 Betonoberfläche und Dichtheit 105
4.5.5 Inspektionssysteme zur Rissdetektion 107

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

5 WIRTSCHAFTLICHE VOR- UND NACHTEILE DES LAGERUNGSFALLS „LINIENLAGERUNG“ 117

5.1 EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE ERFORDERLICHE RINGBEWEHRUNG 117

5.1.1 Auflagerwinkel und Wanddicke 117

5.1.2 Betondeckung 119

5.2 BEMESSUNG FÜR DEN LASTFALL LINIENLAGERUNG 121

5.3 SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE WIRTSCHAFTLICHKEIT 122

6 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN 126

7 FAZIT UND AUSBLICK 130

8 LITERATURVERZEICHNIS 132

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

1 Veranlassung und Zielstellung

Eine Voraussetzung für die Entwicklung und den Erhalt der modernen Industriegesellschaft ist eine funktionsfähige Infrastruktur mit zuverlässigen Ver- und Entsorgungsnetzen. Mit Blick auf den Gewässerschutz kommt dabei dem Zustand der Kanalisation eine herausragende Bedeutung zu. So wird die Länge des öffentlichen Kanalnetzes in der Bundesrepublik Deutschland auf 445.000 km geschätzt; ca.17 % davon werden als mittelfristig sanierungsbedürftig angesehen [1]. In vielen Fällen ist eine Erneuerung der Abwasserkanäle bei gleichzeitiger Querschnittsvergrößerung notwendig, da auch die hydraulische Kapazität nicht mehr ausreicht. So führen Netzerweiterungen und steigende Anforderungen an die zu reinigenden Abwässer zu erhöhten hydraulischen Belastungen. Darüber hinaus bietet sich gerade im innerstädtischen Bereich der Bau großformatiger Stauraumkanäle an, um platzsparend Kapazitäten für die Regenwasserbehandlung zu schaffen.

In der Vergangenheit zeigte sich beim Einsatz von Großrohren aus Stahlbeton allerdings, dass in einigen Fällen unmittelbar mit der Bauausführung oder wenige Jahre danach sogenannte "Anfangsschäden" in Form unerwartet großer Risse auftraten. **Die Folge können hohe Kosten für die Schadensbehebung oder sogar der komplette Neubau der entsprechenden Bauabschnitte sein.**

Vor diesem Hintergrund und mit Blick auf das beachtliche Investitionsvolumen beim Umbau des Emschersystems sah sich die Emschergenossenschaft zu weitergehenden Untersuchungen zum Trag- und Rissverhalten von Großrohren aus Stahlbeton für die offene Bauweise veranlasst. Das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen unterstützte diese Initiative durch Förderung des im Jahr 2000 abgeschlossenen Forschungsprojekts „Kosteneinsparung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle durch Optimierung des Bauverfahrens unter besonderer Betrachtung von Auflager und Bettung“ (Vorhaben I [2]). Im Rahmen dieses Vorhabens wurden grundlegende Erkenntnisse zu den Einflüssen aus Auflager, Einbettung und Bewehrungsführung auf das *Trag*verhalten von Stahlbetonrohren gewonnen. So zeigte sich u.a., dass durch einen veränderten Versuchsaufbau im Scheiteldruckversuch Traglasten erreicht werden können, die denen eines im Boden eingebetteten Rohres nahe kommen. Darüber hinaus ist es möglich, im Scheiteldruckversuch realitätsnahe Beanspruchungen zu erzeugen, die zu dem für eingeerdete Rohre typischen *Riss*verhalten führen. Die Entwicklung eines entsprechenden Prüfkonzeptes unterstützt damit eine an den tatsächlichen Belastungen des Einzelfalls orientierte Qualitätssicherung von Stahlbetonrohren. Risiken aus der Bemessung und Rohrherstellung können frühzeitig erkannt und gegebenenfalls Empfehlungen zur Qualitätssicherung künftiger Baumaßnahmen abgeleitet werden.

Vor diesem Hintergrund beauftragte das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen unter Beteiligung der Emschergenossenschaft das IKT- Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen mit einer Fortsetzung der Untersuchungen. Der vorliegende Endbericht stellt die Ergebnisse des Vorhabens „Qualitäts- und Kostensicherung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle aus Stahlbetonrohren“ (Vorhaben II) zusammen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

2 Stand der Technik

2.1 Geschichtlicher Rückblick und Normenentwicklung

Die Herstellung von Fertigteilen aus Beton und Stahlbeton basiert auf einer Vielzahl von Erkenntnissen, von denen einige bis in die Antike zurückreichen und bis heute nicht an Gültigkeit verloren haben. Seit der ersten zufälligen Verwendung von Kalkstein im Altertum führt der Weg über die gezielte Aufbereitung dieses Materials und die Kombination mit anderen Stoffen zu einem neuen Werkstoff, dem Kalkmörtel. Die Erkenntnisse zu den hydraulischen Eigenschaften bestimmter Materialkombinationen ermöglichen die Entwicklung des „Opus Caementitium", des römischen Betons, und dessen Anwendung in Bauwerken, die wir als Zeitzeugen und auch wegen ihrer hohen architektonischen Qualität noch heute bewundern können [7].

Im Mittelalter geht das Wissen um die richtige Mischung des Opus Caementitium verloren. Erst Anfang des 18. Jahrhunderts werden wieder erste Versuche zur Herstellung von „Cement“ unternommen. Während der römische Beton zunächst nur für Nutzbauten Anwendung fand, regte er jetzt zu völlig neuen Konstruktionen an und wurde zum wichtigsten Baustoff der Kaiserzeit; läßt er sich doch den unterschiedlichsten Bedürfnissen wirtschaftlich anpassen [7].

Mit der Erfindung des Zements beginnt die Geschichte der vorgefertigten Rohre aus Zementbeton. Die Herstellung von Betonrohren wurde in Deutschland um 1850 unmittelbar nach der Errichtung der ersten Zementfabriken aufgenommen [8]. Noch im Jahre 1860 erließ die Berliner Baubehörde die Verfügung: „Konstruktionen, deren Haltbarkeit allein auf der Festigkeit von Mörtel beruhen, sind nicht zugelassen“ [7]. Der Durchbruch für den neuartigen Baustoff gelang erst zu Beginn des 19. Jahrhunderts mit der Entwicklung von mit Drahtseilen und dünnen Eisenstäben verstärkten Betonteilen und –bauwerken, wodurch sich eine größere Haltbarkeit und Ersparnis an Zement und Arbeit nachweisen ließ [7].

Nach anfänglichen Unsicherheiten seitens der Berliner Baubehörde ging man hier dazu über, Kanäle und Rohrleitungen aus Beton herzustellen. So wurde im Jahre 1902 ein Leitfaden und Handbuch für Ingenieure und Architekten zur Ausführung von Städte-Kanalisationen herausgebracht, in dem genaue Angaben über Größe und Materialien zur Herstellung von Kanälen und Rohrleitungen aufgeführt sind. Auch wird zu hoher Qualität ermahnt „*denn sie sind im Untergrunde den verschiedensten Angriffen von außen und von innen der Kanäle ausgesetzt, und ihr Ersatz, sowie die dadurch veranlassten Ausbesserungen sind gewöhnlich mit großen Störungen und Kosten verbunden*“ [9].

Um höheren Beanspruchungen aus Innendruck und äußeren Lasten gerecht zu werden, begann lange vor der Jahrhundertwende die Entwicklung von Rohren aus Stahlbeton. Außerdem befassten sich die Hersteller von Betonrohren schon frühzeitig mit der Erarbeitung einer einheitlichen Prüfgrundlage für ihre Produkte. Das Königliche Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde – die heutige Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Berlin – veröffentlichte 1905 eine Zusammenstellung der Ergebnisse von Scheiteldruck- und Innendruckprüfungen aus den Jahren 1896 bis 1904. Hiermit waren die Grundlagen für die Aufstellung einheitlicher Güteanforderungen und Prüfbedingungen für Betonrohre geschaffen. Bereits im Jahr 1899 begann der Deutsche Beton-Verein e.V. damit, Vorschriften für die Prüfung von Betonrohren aufzustellen. Hierbei ging es in erster Linie um die Entwicklung eines Prüfverfahrens und einer Prüfmaschine für die Ermittlung der Tragfähigkeit. Im Jahr 1906 wurden vom „Röhrenausschuss“ des Deutschen Beton-Vereins die „*Leitsätze für Ausführung von Zementrohrleitungen*“ und drei Jahre darauf die „*Leitsätze für die Prüfung von Zementrohren*“

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

aufgestellt. Um vergleichbare Prüfergebnisse zu erhalten, wurde die „*Koenenpresse*“ (*Abbildung 2.1*) als Prüfungspresse eingeführt. [8]

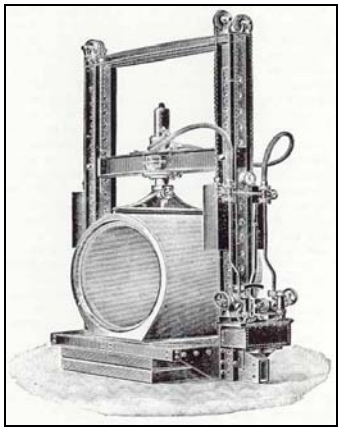


Abbildung 2.1:
Hydraulische Rohrprüfpresse
System „Koenen“ [8]

An diesem Prüfkonzept wurde im Grundsatz bis heute festgehalten. Durch die Harmonisierung der Technischen Regelwerke in der EU ergaben sich aber gerade in jüngster Zeit Neuerungen:

In den Mitgliedsstaaten der EU gilt seit April 2003 die EN 1916 (vgl. [23]), welche auch in die nationalen Regelwerke übernommen wird. Sie ersetzt spätestens ab Oktober 2004 die deutschen Normen DIN 4032 [13] und DIN 4035 [5].

Nicht Gegenstand der DIN EN 1916 [23] sind

- Rohre mit Kreisquerschnitt > DN 1750 bzw.
  Eiquerschnitt > 1200/1800,
- Bauteile mit anderen Querschnitten als kreis- oder eiförmig,
- Anforderungen an die Hochdruckspülfestigkeit,
- Definitionen der meisten Prüfgrenzwerte.

Die in der DIN EN 1916 [23] nicht enthaltenen Anforderungen werden in Deutschland durch die DIN V 1201 [14] erfasst. Die DIN V 1201 [14] gilt nennweitenübergreifend für Prüfungen und Anforderungen, welche nicht in der DIN EN 1916 [23] festgelegt wurden. Es werden folgende Rohrtypen unterschieden:

„Rohrtyp 1“: widerstandsfähig gegen chemisch schwach angreifende Umgebung,

„Rohrtyp 2“: widerstandsfähig gegen chemisch mäßig angreifende Umgebung und starke Verschleißbeanspruchung.

Die Normen DIN EN 1916 [23] und DIN V 1201 [14] enthalten zahlreiche Neuerungen gegenüber der DIN 4032 [13] bzw. DIN 4035 [5], so z.B. hinsichtlich der Durchführung und Auswertung des Scheiteldruckversuchs. Stellt man die Regelwerke einander gegenüber, so sind im Einzelnen die folgenden Punkte hervorzuheben:

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

DIN 4032 [13]**:**

- Die Angabe der Mindestwerte der Scheiteldruckkraft erfolgt für Kreis- und Eiquerschnitte in Abhängigkeit der Nennweite (siehe [13], Tabelle 8).
- Die Festigkeitsklasse des Betons beträgt mindestens B 45.
- Das Prüfrohr wird mindestens 24 Stunden lang allseitig feucht gehalten.
- Der Mindestwert der Scheiteldruckkraft soll nach ca. 2 Minuten erreicht sein.
- Das statische System geht aus von zwei senkrechten Auflagerpunkten.

DIN 4035 [5]**:**

- Es kann sowohl eine zerstörende als auch eine zerstörungsfreie Prüfung durchgeführt werden.
- Der zulässige Riss bei Aufbringung der Risskraft F_R darf max. 0,2 mm breit und muss min. 300 mm lang sein.
- Die Festigkeitsklasse des Betons beträgt mindestens B 45.
- Das Prüfrohr wird min. 24 Stunden lang allseitig feucht gehalten.
- Das statische System geht aus von zwei senkrechten Auflagerpunkten.

DIN EN 1916 [23]**:**

- Es ist zulässig, das Rohr bis max. 28 Stunden feucht zu halten.
- Es findet hier keine Angabe von Mindestwerten der Scheiteldruckkraft statt, auch kein Verweis auf die nationale Norm.
- Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt nennweitenunabhängig 20 – 25 kN/m pro Minute.
- Als statisches System können auch radial wirkende Auflagerpunkte zum Einsatz kommen.
- Der zulässige Riss bei Aufbringung der Risskraft F_c darf max. 0,3 mm breit und muss min. 300 mm lang sein.

DIN V 1201 [14]**:**

- Es erfolgt eine Einteilung in fünf Festigkeitsklassen.
- Eine Mindestscheiteldruckkraft für Kreis- und Eiquerschnitte (siehe [14] Tabellen 8 und 9) in Abhängigkeit von der Nennweite und der Festigkeitsklasse ist vorgegeben.
- Die Mindestscheiteldruckkräfte wurden wesentlich geändert.
- Als statisches System können auch radial wirkende Auflagerpunkte zum Einsatz kommen.

Weitere Neuerungen beziehen sich auf die Prüfung der Wasserdichtheit an einzelnen Rohren, die Maßtoleranzen, die Eigen- und Fremdüberwachung und die Kennzeichnung der Rohre [15].

Die **Belastung von Abwasserkanälen** kann für die Verlegung in offener Bauweise nach dem Arbeitsblatt A 127 [16] von ATV-DVWK berechnet werden. Es wird eine Erddruckverteilung am Rohrumfang ermittelt, die wesentlich vom Tragverhalten der Rohre abhängt. Unterschieden wird zwischen biegeweichen Rohren, d.h. Rohre, deren Verformung einen wesentlichen Einfluss auf ihre Belastung hat, und biegesteifen Rohren, bei denen keine signifi-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

kante Verformung auftritt, die die Belastung beeinflusst. Einflüsse aus der Bauausführung werden nur grob als Überschüttungs- und Einbettungsbedingungen berücksichtigt. Demgegenüber gewinnt die Herstellung des Auflagers aber gerade bei Stahlbetonrohren mit Kreisquerschnitt ohne Fuß und großer Nennweite (≥ DN 1800) an Bedeutung. Aufgrund der häufig beengten Platzverhältnisse im Rohrgraben ist ein vollständiges Unterstopfen großer Rohre kaum möglich, so dass der im Auflagerbereich geforderte Verdichtungsgrad nicht gewährleistet werden kann. Dies gilt auch bei einer Verlegung der Rohre auf ein vorgeformtes Auflager, da hier Abweichungen des Auflagers von der äußeren Rohrform zu ungleichmäßigen Belastungen führen können.

2.2 Bemessung von Rohren aus Stahlbeton

Stahlbeton ist ein Baustoff, bei dem der Einzelbaustoff mit geringer Zugfestigkeit (Beton) mit dem Werkstoff hoher Zugfestigkeit (Stahl) zu einem neuen Verbundwerkstoff Stahlbeton vereinigt wird. Dem Beton wird im Stahlbetonbau vorzugsweise die Aufnahme von Druckkräften zugewiesen, während der Stahl vor allem für die Aufnahme von Zugkräften eingesetzt wird.

Je nach Dehnungszustand, in dem sich der Querschnitt befindet, unterscheidet man:

Zustand I — Zustand I ist nach DIN 1045 [3] der Zustand des Stahlbetons bei Annahme voller Mitwirkung des Betons in der Zugzone. Dies bedeutet einen weitgehend rissefreien Zustand des Beton in der Zugzone des Querschnitts.

Zustand II — Zustand II ist nach DIN 1045 [3] der Zustand des Stahlbetons unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone. Dies bedeutet planmäßige Risse im Beton in der Zugzone des Querschnitts.

Zustand III — Bruchzustand mit plastischen Verformungen der Komponenten Beton und Stahl.

Die Bemessung des Rohres erfolgt im allgemeinen nur in Ringrichtung, da in Rohrlängsrichtung normgemäß eine gleichmäßige Bettung vorausgesetzt wird [17].

2.2.1 Bemessung im Zustand I

Für kreisförmige Rohre sowie Rohre mit Ei- oder Maulprofil aus Stahlbeton ist entsprechend DIN 4035 [5] ein Nachweis der Beschränkung der Rissbreite nicht erforderlich. Im Hinblick auf die notwendige Wasserdichtheit von Rohrleitungen wird gemäß DIN 4035 [5] die Verminderung der Rissbildung durch Nachweis im Zustand I erbracht. Zur Nachweisführung entsprechend DIN 4035 [5] darf die unter Gebrauchslast im Zustand I berechnete Rohr-Vergleichsspannung

$$\sigma_{VR} = f_R \, (\sigma_N + \sigma_M)$$

mit: f_R Beiwert abhängig von dem Spannungsverhältnis σ_N/σ_M und der Wanddicke s.

σ_N Spannungsanteil aus Normalkräften, als Druckspannung negativ.

σ_M Biegezugspannungsanteil aus Biegemomenten, d.h. es ist nur der positive Spannungswert anzusetzen.

die maximale Rohr-Vergleichsspannung

$$\sigma_{VR} = 6 \text{ N/mm}^2$$

für Festigkeitsklassen des Betons von mindestens B 45 nicht überschreiten.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

2.2.2 Bemessung im Zustand II

Die Bemessung im Zustand II dient der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte im gerissenen Betonquerschnitt unter Traglast. Der gerissene Betonquerschnitt ist rechnerisch nur noch in der Lage Druckkräfte aufzunehmen, so dass die auftretenden Zugkräfte allein durch den Stahlquerschnitt aufgenommen werden müssen. Als Grenztragfähigkeit werden in DIN 1045 [3] keine Messwerte, sondern daraus abgeleitete, auf der „sicheren Seite“ liegende Rechenwerte angegeben. Die Bemessung wird z.B. mittels des allgemeinen Bemessungsdiagramms (vgl. [3]) mit einem Gesamtmoment M_s im Gebrauchszustand durchgeführt.

Oft erhalten Stahlbetonrohre aus herstellungstechnischen Gründen eine größere Wanddicke als für den Zustand I erforderlich. Die für diese Rohre notwendige Bewehrung ist nach [5] mit der vorhandenen Wanddicke entsprechend dem Zustand II für die vorgegebene Belastung nach DIN 1045 [3] zu ermitteln.

2.2.3 Bewehrungsführung und Mindestbewehrung

Stahlbetonrohre können mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden hergestellt werden. Bei Stahlbetonrohren soll entsprechend DIN 4035 [5] und DIN 1045 [3] die Bewehrung alle in der Rohrwand auftretenden Zugspannungen allein aufnehmen können. Für kreisförmige Rohre finden sowohl einlagige als auch mehrlagige kreisförmige oder dem Momentenverlauf angepasste elliptische Bewehrungen aus profiliertem Bewehrungsdraht der Güte BSt 500 P oder gerippten Betonstabstahl BSt 500 S Verwendung. Um höhere Tragfähigkeiten zu erreichen ist es sinnvoll die Rohre nicht zu umbügeln sondern zu umschnüren. Als umschnürt werden Bereiche bezeichnet, deren Längsbewehrung durch eine kreisförmige Wendel umschlossen sind [21].

Abbildung 2.2 zeigt eine Ansicht eines umschnürten Stahlbetonrohres. Die Ganghöhe s_w einer Wendel darf höchstens 150 mm betragen. Als Ganghöhe wird der Achsabstand von einer Wendelung zur anderen bezeichnet. Je Bewehrungslage sind mindestens sechs Längsstäbe gleichmäßig über den Querschnitt zu verteilen, wobei der Abstand benachbarter Längsstäbe 450 mm nicht überschreiten soll. Bei Vortriebsrohren ist nach DIN 4035 [5] ein Wert von 333 mm nicht zu überschreiten. Bei mehrlagigen Bewehrungen sollen die Längsstäbe versetzt angeordnet werden. Die Ringbewehrung sowie die bis in die Muffen durchgehend ungestoßene Längsbewehrung sind vorzugsweise durch Punktschweißung miteinander verbunden. Eine Verbügelung des inneren Bewehrungskorbes ist nicht erforderlich. Diese Angaben entsprechen den Anforderungen nach DIN 4035 [5].

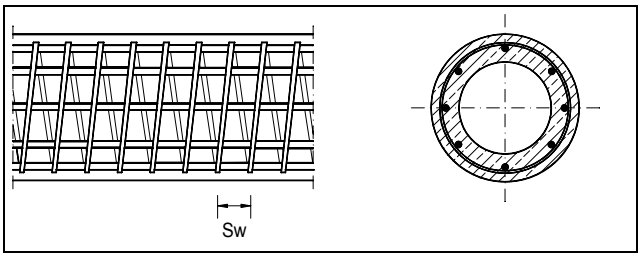


Abbildung 2.2:
Ansicht eines umschnürten Stahlbetonrohres

Werden die Rissschnittgrößen überschritten, so muss eine Mindestbewehrung min A_s in der Lage sein, die während des Entstehens des Risses auftretenden Stahlkräfte ohne Stahlflies-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

sen aufzunehmen und über Verbund in den Beton einzuleiten. Zusätzlich sollen an der Oberfläche der Bauteile die Risse möglichst fein verteilt werden, so dass die Risse gewünschte Breiten nicht überschreiten [25].

Eine grundsätzliche Mindestbewehrung wird allerdings in DIN 4035 [5] für Rohre aus Stahlbeton nicht gefordert. Demgegenüber existieren jedoch für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 [3] durchaus entsprechende Vorgaben. Auch wird z.B. in der österreichischen ÖNORM B 5071 [22], die explizit für die Bemessung von Rohren aus Stahlbeton entwickelt wurde und in vielen Punkten den Formulierungen der DIN 4035 [5] gleicht, die Berücksichtigung einer Mindestbewehrung verlangt.

Nach DIN 1045 [3] wird mit der Mindestbewehrung die Rissschnittgröße aufgenommen. In oberflächennahen Bereichen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen in denen Betonzugspannungen, besonders infolge von behinderten Verformungen (Zwang), auftreten können, ist im allgemeinen zur Vermeidung breiter Einzelrisse eine Mindestbewehrung einzulegen.

In der österreichischen ÖNORM B 5071 [22] werden die mindestens einzuhaltenden Bewehrungsgrade μ_0 für zweilagig bewehrte Stahlbetonrohre in Abhängigkeit der im Gebrauchszustand auftretenden Rohr-Vergleichsspannung wie folgt angegeben:

$$\sigma_{VR} \geq 3{,}6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \mu_0 = 2{,}3 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{VR} < 3{,}6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \mu_0 = 1{,}4 \text{ ‰}$$

Der Bewehrungsgrad μ_0 berechnet sich aus dem Verhältnis der Fläche der Bewehrung A_S [cm^2/m] zur Rohrwanddicke s [cm] nach der Formel:

$$\mu_0 = 10 \cdot A_S / s \quad [‰]$$

Auch die im April 2003 eingeführten DIN EN 1916 [23] *„Rohre und Formstücke aus Beton, Stahlfaserbeton und Stahlbeton*“ fordert für Rohre, die eine Nennweite von DN 1750 nicht überschreiten, eine Mindestbewehrung. Dieser Mindestbewehrungsanteil muss für glatten Bewehrungsstahl 0,4 % bzw. für vertieften, profilierten oder gerippten Bewehrungsstahl 0,25 % der Längsquerschnittsfläche betragen. Für Rohre ab einer Nennweite DN 1800 gilt ergänzend DIN V 1201 [14]. Diese Norm hat zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichtes den Status einer Vornorm. Die Forderung einer Mindestbewehrung entsprechend DIN EN 1916 [23] ist hier ebenfalls enthalten.

Die Vorgabe einer Mindestbewehrung gewinnt auch dadurch an Bedeutung, dass vor dem Hintergrund einer gleichzeitigen Bemessung für Zustand I (ungerissen) und Zustand II (gerissen) nach DIN 4035 von vielen Netzbetreibern rissfreie Rohre erwartet werden. Obwohl erst durch die Risse die eingelegte Bewehrung aktiviert und damit die Voraussetzung für das typische Tragverhalten des Stahlbetons geschaffen wird, werden diese häufig als Qualitätsmangel angesehen. Hinzu kommt, dass der o.a. Nachweis der Rohr-Vergleichsspannung keine Rissbreitenbeschränkung, sondern nur eine Festlegung des Rissbeginns darstellt. Eine Rissbreitenentwicklung weit über 0,2 mm kann somit nicht sicher ausgeschlossen werden. Nach DIN 4035 wird lediglich ein maximaler Stababstand der Ringbewehrung von 150 mm gefordert.

Die Schwierigkeiten, alle Einflüsse auf die Rissbildung zu erfassen, ergeben sich aus deren Vielfalt; denn außer von der Zugfestigkeit des Betons wird die Rissbildung wesentlich auch durch Verbundeigenschaften des Stahls, Auslastung und Größe der Betonzugzone sowie die Belastungsgeschichte des Bauteils bestimmt. Abgesehen von dem zentralen Zusammenhang zwischen Rissbreite und Stahlspannung ist der Auslastungsgrad des beanspruchten Betonquerschnitts von grundlegender Bedeutung für die zu erwartende Rissbreite [28].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

2.2.4 Sicherheiten

Für die verschiedenen Lastfälle und Lastfallkombinationen werden die Nachweise in den drei normalerweise ausschlaggebenden Schnitten im Scheitel, Kämpfer und Sohle geführt. Die Bemessung der Rohre erfolgt für die maßgebende Belastung.

Die Wanddicke s des Rohres und die erforderliche Bewehrung von Stahlbetonrohren wird nach den maßgebenden Schnittgrößen entsprechend den zulässigen Spannungen bzw. dem Bruchsicherheitsnachweis bemessen. Das Verhältnis der Bruchschnittkräfte zu den Schnittkräften im Gebrauchszustand ergibt einen Sicherheitsfaktor, für den i.d.R. Mindestwerte vorgegeben sind. Der Sicherheitsfaktor muß grundsätzlich abdecken [8]:

- Unsicherheiten der Belastungs- und Berechnungsannahmen,
- Rechenungenauigkeiten,
- Maßtoleranzen der Rohre,
- Schwankungen der Materialfestigkeiten,
- Einwirkungen bei Transport, Verlegung und im Betrieb,
- Unterschiede bei der Messung der Festigkeit und Festlegung der Grenztragfähigkeit.

Bei Stahlbetonrohren muss somit nach der in der Vergangenheit üblichen Bemessung nach DIN 4035 davon ausgegangen werden, dass die Risslasten und der Fließbeginn der Bewehrung etwa um den gewählten Sicherheitsfaktor voneinander abweichen. Ursächlich hierfür ist, dass die Wanddicke unter Gebrauchslast in Zustand I und die Bewehrung unter Bruchlast in Zustand II bemessen wird. Berechnungen in [2] für praxisnahe Einbettungs- und Belastungsfälle zeigten jedoch, dass hinsichtlich des erforderlichen Bewehrungsgrades in Ringrichtung, und hier insbesondere für die Außenbewehrung, auch die nach DIN 1045 [3] und EC 2 [4] geforderte Mindestbewehrung maßgeblich werden kann. In gleicher Weise wurde bezüglich der Bewehrung in Längsrichtung deutlich, dass in den untersuchten Fällen der in DIN 4035 [5] erlaubte Stababstand zu einem Unterschreiten des nach DIN 1045 [3] und EC 2 [4] geforderten Bewehrungsgrades führen kann.

2.3 Bemessung von Bauteilen aus Stahlbeton

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen ist im allgemeinen Stahlbetonbau die Rissbreite durch eine geeignete Wahl von Bewehrungsgrad, Stahlspannung und Bewehrungsanordnung dem Verwendungszweck entsprechend zu beschränken. Die Konstruktionsregeln unterscheiden zwischen Anforderungen an Innenbauteile und Bauteile in Umweltbedingungen. Die einzuhaltenden Maße der Betondeckung sind bezogen auf die Umweltbedingungen in Tabelle 10 der DIN 1045 [3] (vgl. *Tabelle 2.1*) angegeben.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 2.1: Maße der Betondeckung gemäß Tabelle 10 der DIN 1045 [3]

	1	2	3	4
	Umweltbedingungen	Stabdurch-messer d_S [mm]	Mindestmaße für ≥ B 25 min c [cm]	Nennmaße für ≥ B 25 nom c [cm]
1	Bauteile in geschlossenen Räumen, z.B. in Wohnungen (einschließlich Küche, Bad und Waschküche), Büroräume, Schulen, Krankenhäusern, Verkaufsstätten – soweit nicht im folgenden etwas anderes gesagt ist. Bauteile, die ständig trocken sind.	bis 12 14, 16 20 25 28	1,0 1,5 2,0 2,5 3,0	2,0 2,5 3,0 3,5 4,0
2	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z.B. offene Hallen und Garagen. Bauteile, die ständig unter Wasser oder im Boden verbleiben, soweit nicht Zeile 3 oder Zeile 4 oder andere Gründe maßgebend sind. Dächer mit einer wasserdichten Dachhaut für die Seite, auf der die Dachhaut liegt.	bis 20 25 28	2,0 2,5 3,0	3,0 3,5 4,0
3	Bauteile im Freien. Bauteile in geschlossenen Räumen mit oft auftretender, sehr hoher Luftfeuchte bei üblicher Raumtemperatur, z.B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen. Bauteile, die wechselnder Durchfeuchtung ausgesetzt sind, z.B. durch häufige starke Tauwasserbildung oder in der Wasserwechselzone. Bauteile, die „schwachem“ chemischen Angriff nach DIN 4030 ausgesetzt sind.	bis 25 28	2,5 3,0	3,5 4,0
4	Bauteile, die besonders korrosionsfördernden Einflüssen auf Stahl oder Beton ausgesetzt sind, z.B. durch häufige Einwirkungen angreifender Gase oder Tausalze (Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich) oder durch „starken“ chemischen Angriff nach DIN 4030).	bis 28	4,0	5,0

Darüber hinaus ist in den oberflächennahen Bereichen von Stahlbetonbauteilen, in denen Betonzugspannungen entstehen können, im allgemeinen eine Mindestbewehrung einzulegen.

Der Mindestbewehrungsgrad ist entsprechend der Gleichung:

$$\mu_Z = \frac{k_0 \cdot \beta_{bZ}}{\sigma_S}$$

festzulegen. Er entspricht dem auf die Zugzone A_{bZ} nach Zustand I bezogenen Bewehrungsgrad. Der Faktor k_0 wird als beanspruchungsabhängiger Beiwert zur Beschränkung von Erstrissen mit k_o = 0,4 bei Biegezwang bzw. k_o = 1,0 bei zentrischem Zwang festgelegt. Die Betonstahlspannung σ_s im Zustand II ist in Abhängigkeit des gewählten Stabdurchmessers gemäß Tabelle 14 der DIN 1045 [3] anzusetzen (vgl. *Tabelle 2.2*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 2.2: Tabelle 14 der DIN 1045 [3]

	1		2	3	4	5	6	7
1	Betonstahlspannung σ_s in N/mm^2		160	200	240	280	350	400
2	Grenzdurchmesser in mm bei Umweltbedingungen nach Tabelle 10, DIN 1045 [13]	Zeile 1	36	36	28	25	16	10
3		Zeile 2 bis 4	28	20	16	12	8	5

Mit dieser Mindestbewehrung wird die Rissschnittgröße aufgenommen. Dabei ist die Rissschnittgröße diejenige Schnittgröße, die zu einer Randspannung gleich der Betonzugfestigkeit

$$\beta_{bZ} = 0{,}25\ \beta_{WN}^{2/3}$$

führt.

Der Mindestbewehrungsgrad μ_z wird mit dem tatsächlichen Bewehrungsgrad verglichen, der sich berechnet zu

$$\mu_Z = \frac{A_S}{A_{bZ}}$$

In den oberflächennahen Bereichen von biegebeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, in denen Betonzugspannungen, besonders infolge von behinderten Verformungen (Zwang), auftreten können, ist im allgemeinen zur Vermeidung breiter Einzelrisse eine Mindestbewehrung einzulegen. Nach DIN 1045 [3] wird mit der Mindestbewehrung die Rissschnittgröße aufgenommen. Die Mindestbewehrung berechnet sich nach der Formel:

$$\mu_Z = k_0 \cdot \frac{\beta_{bz}}{\sigma_s}$$

Wobei μ_z der auf die Zugzone bezogene Bewehrungsgrad ist. Der Beiwert k_o zur Beschränkung der Breite von Erstrissen in Bauteilen wird bei Biegezwang gewählt zu k_o = 0,4 und bei zentrischem Zwang zu k_o = 1,0, $ß_{bz}$ beschreibt die Nennfestigkeit des Betons und σ_s die Betonstahlspannung.

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 [3] muss die Elastizitätstheorie angewendet werden. Der EC 2 [4] sieht für die Ermittlung der Schnittgrößen auch nichtlineare Berechnungsverfahren vor. Dies gilt sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Balken, Rahmen, Platten und wandartigen Trägern als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dieser Bauteile. Nach EC 2 [4] können die folgenden Methoden herangezogen werden um die Schnittgrößen für die Bemessung zu ermitteln:

- Lineare Elastizitätstheorie
- Lineare Elastizitätstheorie mit anschließender begrenzter Umlagerung der Biegemomente
- Verfahren unter Zugrundelegung nichtlinearen Formänderungsverhaltens der Baustoffe
- Plastizitätstheorie (Fließgelenktheorie, Bruchlinientheorie oder Streifenmethode).

Dabei sind die jeweils geltenden Anwendungsgrenzen zu beachten.

Die Steifigkeit eines Stahlbetonquerschnitts ist aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften des Betons und des Bewehrungsstahls sowie der Rissbildung auch eine lastabhängige Größe. Die Steifigkeit ist nicht über den gesamten Belastungsbereich konstant. Die

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Beschreibung des Last-Verformungs-Verhaltens eines Stahlbetonquerschnitts erfolgt daher in der Regel nicht anhand der Steifigkeit sondern unter Verwendung der Momenten-Krümmungs-Beziehung. Anhand dieser Beziehung können die Steifigkeitsänderungen bei zunehmender Belastung erfasst werden.

2.4 Bemessung und Prüfung von Tunnelschalen aus Faserbeton

Für die Qualitätssicherung von Stahlfaserbeton ist, entsprechend den Qualitätsanforderungen, eine realistische Bestimmung von Tragvermögen, Formänderung und Rissentwicklung notwendig. Insbesondere bei geringen Fasergehalten können die bestehenden Berechnungsansätze allein dieser Aufgabe nicht gerecht werden. Daher wurde an der Ruhr-Universität Bochum eine Prüfmethode entwickelt und erprobt, bei der die spezifische Momenten-Normalkraft-Beanspruchung von Tunnelschalen in der Prüfung berücksichtigt wird. Gleichzeitig ähnelt der Prüfaufbau dem bislang üblichen Biegeversuch (siehe *Abbildung 2.4a, b*). Dieses neue Konzept eines Momenten-Normalkraft-Prüfstandes erlaubt das realitätsbezogene Bemessen von stahlfaserbewehrten Tunnelschalen.

Die Prüfung ist kompatibel zum Biegezugversuch nach DIN 1048 [30], wobei die Konformität von vorhandenen Festbetoneigenschaften und Qualitätsforderungen auch im Bereich zwischen e/d = 0,33 und e/d = ∞ nachgewiesen werden kann (siehe *Abbildung 2.3*) [29]. Die Lastexzentrizität wird dabei mit e, die Bauteildicke mit d bezeichnet. Neben Versuchen unter reiner Biegebeanspruchung und zentrischer Druckbeanspruchung steht eine kombinierte Belastung aus Moment und Normalkraft im Mittelpunkt. Zusätzlich zur Biegebeanspruchung wird hierbei eine Normalkraft in den Prüfkörper eingeleitet [31]. Für den gesamten Lastbereich zwischen e/d = 0,33 und e/d = ∞ klaffte eine Lücke in der Prüftechnik. Mit dem neuen Prüfkonzept ist es möglich für e/d-Verhältnisse von 0,5 und größer, Last-Rissbreiten-Beziehungen anzugeben. Gerade diese Exzentrizitäten treten bei Tunnelinnenschalen erfahrungsgemäß auf [29].

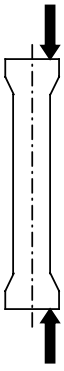
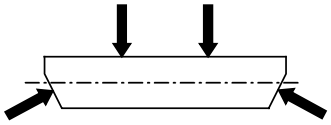
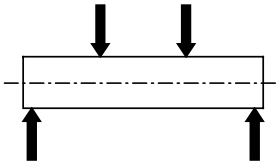
$e/d \leq 0{,}33$	$e/d \geq 0{,}50$	$e/d = \infty$
	 Momenten-Normalkraft-Prüfkonzept	
Grenzwertbetrachtung günstigster Fall bezüglich - Tragverhalten - Rissbreiten - Risseverteilung Druckversagen des Prüfkörpers ! Geringer Fasereinfluss	Erfassung von - Tragvermögen - Rissbreiten - Risseverteilung - Formänderung unter realer Momenten-Normalkraft-Belastung	Grenzwertbetrachtung ungünstigster Fall bezüglich - Tragverhalten - Rissbreiten - Risseverteilung Einfluss einer Normalkraft wird nicht experimentell quantifiziert

Abbildung 2.3:
Einsatzbereich des N-M-Prüfkonzeptes [29]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

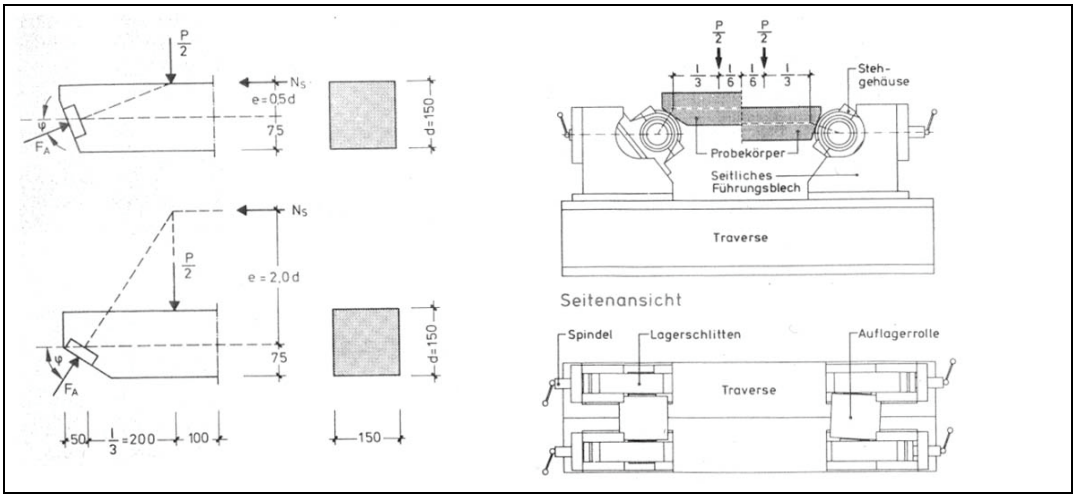


Abbildung 2.4a:
Einstellung der Lastexzentrizität über die Neigung der Balkenenden (links) und schematische Darstellung des Momenten-Normalkraft-Prüfstandes (rechts) [29]

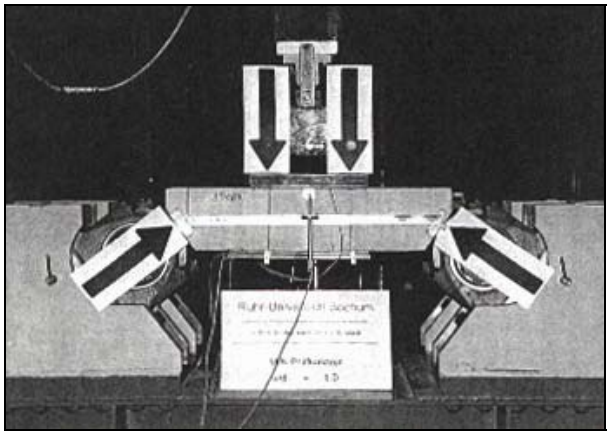


Abbildung 2.4b:
Prüfstand Stahlfaserbeton [32]

2.5 Bemessung von wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen

Wasserundurchlässige Betonbauwerke können mit Beton mit hohem Wassereindringwiderstand nach DIN EN 206-1 [33] als sogenannte „Weiße Wanne“ nach DIN 1045-2 [34] hergestellt werden. Bei der Konstruktion der „Weißen Wanne“ übernimmt der Beton ohne zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen sowohl die lastabtragende als auch die dichtende Funktion. Grundlage der Planung bei derartigen wasserundurchlässigen Betonbauwerken ist die Feststellung der Beanspruchungsart auf der Basis des Bemessungswasserstandes. Wasser kann in Form von Bodenfeuchte, als nichtstauendes Sickerwasser, als zeitweise aufstauendes Sickerwasser oder als drückendes Grundwasser auf die Außenflächen des Bauwerks einwirken. Maßgebend ist der aus langjährigen Beobachtungen ermittelte höchste Wasserstand. Entscheidend für die Planung ist die Anforderung hinsichtlich der späteren Nutzung im Gebrauchszustand [35].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Richtig zusammengesetzter und gut verarbeiteter Beton ist ohne besondere Zusätze und weitere Abdichtungen nach [36] von sich aus wasserundurchlässig. Die Wasserundurchlässigkeit des Betons kann jedoch durch Risse beeinträchtigt werden. Das Entstehen von Rissen wird einerseits durch Zugspannungen infolge von Lasten und Zwang bestimmt, andererseits aber auch durch das Verhalten des Betons beeinflusst. Das Rissverhalten einer Konstruktion ist also auch abhängig von den Eigenschaften des Betons.

Für mehrere rissbeeinflussende Eigenschaften des Betons werden in [36] die folgenden Kenngrößen genannt:

- Festigkeitsentwicklung und Zugfestigkeit
- Elastizitätsmodul und Bruchdehnung
- Wärmeentwicklung, Wärmeleitfähigkeit und Temperaturdehnzahl
- Schwinden, Kriechen und Relaxation.

Wasserundurchlässiger Beton muss ein möglichst dichtes Betongefüge aufweisen. Da der Beton im Prinzip aus Zementstein mit Zuschlag besteht, wird die Wasserundurchlässigkeit bei Normalbeton durch drei Voraussetzungen erreicht:

- möglichst dichtes Zementsteingefüge,
- Zuschlag mit dichtem Gefüge und
- innige Verbindung zwischen Zementstein und Zuschlag.

Für die Wasserundurchlässigkeit des Betons ist keine bestimmte Festigkeit erforderlich. Da die Wasserundurchlässigkeit jedoch vom Wasserzementwert abhängig ist und dadurch ebenfalls die Festigkeit beeinflusst wird, ergeben sich zwangsläufig Zusammenhänge zwischen Wasserundurchlässigkeit und Festigkeit des Betons.

Die Konstruktion ist möglichst zwangfrei auszubilden, ein WU-Beton entsprechend DIN 1045 [3] mit niedriger Hydratationswärme einzusetzen und der Rissbildung durch eine geeignete Bewehrung zu begegnen [37]. Dabei werden drei Bauweisen unterschieden (vgl. [35]):

I. Bauweisen mit zugelassenen Trennrissen

Bei der Bauweise mit zugelassenen Trennrissen kann auf umfangreiche rissverteilende Bewehrung und enge Fugenabstände verzichtet werden. **Risse werden in Kauf genommen**. Ihre Abdichtung ist Bestandteil der Baumaßnahme und muss bei der Planung bereits im Entwurf festgelegt werden. Diese Bauweise kann sinnvoll sein, wenn das Bauwerk noch im Rohbauzustand dem höchsten Wasserdruck ausgesetzt wird.

II. Bauweise mit Trennrissen beschränkter Rissbreite

Bei der Bauweise mit Trennrissen beschränkter Rissbreite wird davon ausgegangen, dass größere Zugspannungen durch Last und Zwang auftreten. **Die Zugspannungen werden durch engliegende, rissverteilende Bewehrungen aufgenommen**. Entstehende Risse müssen in ihrer Breite so gering gehalten werden, dass sowohl die festgelegte Form der Wasserundurchlässigkeit als auch die Dauerhaftigkeit des Bauwerks nicht beeinträchtigt sind. *Tabelle 2.3* enthält Anhaltswerte für rechnerische Trennrissbreiten.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 2.3: Rechnerische Trennrissbreite [35]

	Zulässiges Druckgefälle h_w/h_b [2)]	
Rechnerische Trennrissbreite [1)] in mm	Untersuchungen des DafStb nach [70] für eine Begrenzung des Wasserdurchtritts durch Selbstheilung	Beobachtungen nach [36] für eine Selbstheilung
≤ 0,20	≤ 10	≤ 2,5
≤ 0,15	≤ 15	≤ 5
≤ 0,10	≤ 25	> 5

[1)] Werte für Selbstheilung nicht anwendbar bei Rissen in Bewegung, chemisch angreifendem Druckwasser, großer Durchströmungsgeschwindigkeit im Riss

[2)] h_w = Druckhöhe des Wassers in m; h_b = Bauteildicke (siehe *Abbildung 2.9*)

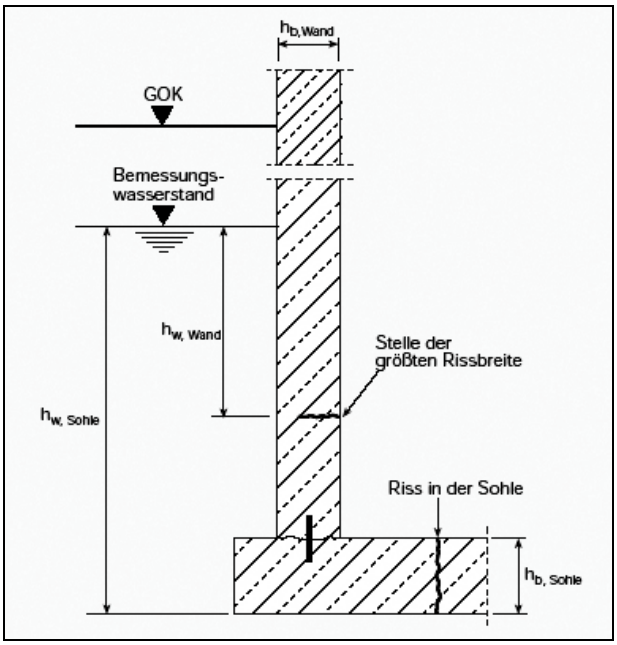


Abbildung 2.5:
Skizze zur Erläuterung der Tabelle [35]

III. Bauweisen ohne unkontrollierte Trennrisse

Die Bauweise ohne unkontrollierte Trennrisse ist gekennzeichnet durch ein Zusammenspiel von konstruktiven, betontechnologischen und bautechnischen Maßnahmen. **Ziel ist es, das Entstehen von ggf. wasserführenden Trennrissen durch die Vermeidung von Zugspannungen zu verhindern**. Risse im Beton entstehen, wenn die Zugbeanspruchung größer als die Zugfestigkeit des Betons wird. Zur Einschätzung ihres Einflusses auf die Gebrauchstauglichkeit einer WU-Beton-Konstruktion hilft eine Unterscheidung in drei Rissarten: Risse, die sich lediglich auf die Oberfläche beschränken, Risse durch die gesamte Bauteildicke und Risse in der Biegezugzone [37]. Die Vorgabe einer Mindestbewehrung soll dabei dazu dienen, die Bauteile im Falle einer unplanmäßigen Rissbildung vor zu großen Rissen zu schützen [38].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Bei der Bemessung nach DIN EN 206-18 [33] und DIN 1045 [3] wird eine Zuordnung der entsprechenden Betonbauteile zu Expositionsklassen (vgl. DIN 1045-2 Tabelle 1 [34]) verlangt. Um die der Norm zu Grunde liegenden Dauerhaftigkeitserwartungen zu erfüllen, ergeben sich hieraus eine Reihe technischer Anforderungen, z.B. an die Betonfestigkeit, den Wasserzementwert, den Zementgehalt oder die **Betondeckung** (vgl. *Tabelle 2.4*).

Tabelle 2.4: Maße der Betondeckung der Bewehrung für wasserundurchlässige Bauteile [35]

Expositionsklasse [1]	Stabdurchmesser [2] d_s [mm]	Mindestmaß c_{min} [mm]	Nennmaß c_{nom} [mm]
Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung in trockener oder ständig nasser Umgebung	bis 10	1,0	2,0
	12, 14	1,5	2,5
	16, 20	2,0	3,0
	25	2,5	3,5
	28	3,0	4,0
Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung in mäßig feuchter Umgebung	bis 20	2,0	3,5
	25	2,5	4,0
	28	3,0	4,5
Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung in wechselnd nasser und trockener Umgebung	bis 25	2,5	4,0
	28	3,0	4,5
Korrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser in salzhaltiger Luft, aber keinem unmittelbaren Kontakt mit Meerwasser; ständig unter Wasser; Tidebereichen, Spritzwasser– und Sprühnebelbereichen	bis 28	4,0	5,5
Korrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser in mäßig feuchter Umgebung; Nasser, selten trockener Umgebung; Wechselnd nasser und trockener Umgebung [3]	bis 28	4,0	5,5

[1] Bei mehreren zutreffenden Expositionsklassen ist jeweils die Expositionsklasse der höchsten Anforderung maßgebend.
[2] Bei Stabbündeln ist der Vergleichsdurchmesser d_{sv} maßgebend.
[3] Im Einzelfall können zusätzlich besondere Maßnahmen zum Korrosionsschutz der Bewehrung notwendig sein.

Bei der Festlegung der Bauteildicke eines als „Weiße Wanne“ ausgeführten wasserundurchlässigen Bauwerks sind die folgenden Punkte zu berücksichtigen:

- statische Erfordernisse;
- Zwangspannungen infolge Verbund mit anderen Bauteilen, z.B. Temperaturdifferenzen (Hydratationswärme, Wechsel Tag/Nacht bzw. Sommer/Winter), Schwinden, Kriechen;
- mit zunehmender Bauteildicke wächst die Zwangsbeanspruchung und der Anteil einer evtl. erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite;
- Ausbildung wasserundurchlässiger Fugen (z.B. in Abhängigkeit vom Druckgefälle).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Das Bestimmen der wirksamen Betonzugfestigkeit ist bei der Zwangbemessung schwierig. Entscheidend für die Bemessung bei Zwangbeanspruchung ist der Zeitpunkt der Rissentstehung. Dieser wird durch die Baustellenverhältnisse (z.B. Ausschaltermin) und die Witterungsbedingungen (z.B. Abkühlung während der ersten Nacht) stark beeinflusst. Da diese Einflussgrößen bei der Bemessung noch nicht bekannt sind, ist nur eine überschlägige Abschätzung der wirksamen Betonzugfestigkeit möglich [36]. Das Betonieren aller abdichtenden Bauteile muss durch genügende Bauteildicke und geeignete Bewehrungsanordnung einwandfrei möglich sein. Bei dünnen Bauteilen ergeben sich oft dicht liegende Bewehrungen, Fehlstellen im fertigen Beton können die Folge sein. Aus Gründen der Betonierbarkeit auf der Baustelle haben sich bei Druckwasser Bauteildicken für Stahlbetonsohlplatten von 25 cm und für Stahlbetonwände von 30 cm bewährt. Dicken von 24 cm bei Ortbeton- bzw. Dreifachwänden (Elementwänden bestehend aus zwei, durch einen Gitterträger verbundenen Betonschalen, bei denen nach dem Versetzten der Hohlraum mit Ortbeton gefüllt wird) stellen in der Regel die untere Grenze möglicher Querschnittsabmessungen dar, verlangen aber zusätzliche betontechnologische und bautechnische Maßnahmen [35].

Die *Tabelle 2.5* fasst die Maßnahmen zusammen, die konstruktiv, betontechnologisch und bautechnisch zur Verminderung der Rissbildung ergriffen werden können.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 2.5: Verminderung der Rissbildung bei Wannen aus WU-Beton [40]

Maßnahmen für verminderte Rissbildung		
konstruktiv	betontechnologisch	bautechnisch
- Bauwerk- oder Bauteilsetzungen vermeiden bzw. vergleichmäßigen - einspringende Ecken und Querschnittsänderungen vermeiden - Wahl der rechnerischen Rissbreite w_{cal} abhängig vom Druckgefälle: $h_D/d_B \leq 2{,}5$: $w_{cal} = 0{,}20$ mm $h_D/d_B \leq 5$: $w_{cal} = 0{,}15$ mm $h_D/d_B > 5$: $w_{cal} = 0{,}10$ mm mit h_D = Druckwasserhöhe und d_B = Bauteildicke - Sohlplatte mit ebener Unterseite und möglichst einheitlicher Höhenlage, auf zwei Lagen PE-Folie 2 x 0,2 mm, Ausführung in der Regel fugenlos - Rissbewehrung der Sohlplatte für Reibungskraft bemessen - Unterteilung der Wände durch Schein- oder Arbeitsfugen: $l_w \leq 2\ h_w$ bzw. $l_w \leq 9 - 2{,}5\ d_w$ mit Wandlänge l_w in [m] und Wandhöhe d_w in [m] - Rissbewehrung für die Wände: Hälfte der Mindestbewehrung nach DIN 1045. für $l_w \leq 1\ h_w$: keine Rissbewehrung erforderlich	- Besondere Eigenschaften des Betons nach DIN 1045: wasserundurchlässiger Beton, gegebenenfalls Beton mit hohem Widerstand gegen chemische Angriffe (bei starkem Angriff: Betonschutz erforderlich) - Betonfestigkeitsklasse nicht höher als statisch bzw. aus Gründen der Dauerhaftigkeit erforderlich - Beton mit niedriger Wärmeentwicklung: Zement CEM 32,5-NW, gegebenenfalls HS Zementgehalt $z \leq 320$ kg/m³ Frischbetontemperatur $T_b \leq 15$°C - Beton mit geringem Schwindmaß: Zuschlag A32/B32 Wasserzementwert $w/z \leq 0{,}55$ Wassergehalt $w \leq 165$ kg/m³ Zementleimgehalt zl ≤ 280 l/m³ (einschließlich anrechenbarer Flugasche (0,4 • f) zl ≤ 290 l/m³) Konsistenz KR durch Zugabe von Betonverflüssiger BV bzw. Fließmittel FM - Fallpolster für Fusspunkt günstig aus weichem, feinem Beton Konsistenz KF, Größtkorn 8 mm, Höhe h ≈ 15 cm	- BII-Baustelle mit Eigen- und Fremdüberwachung. Sonderregelung für WU-Beton bei Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde und des Bauherrn: bei Transportbeton B25 darf auf die BII-Überwachung verzichtet werden, wenn Güteprüfung nach DIN 1045 Abschnitt 7.4.3 erfolgt - Einsatz geschulten Personals - Betonierabschnitte auf Betonlieferung und Leistungsfähigkeit der Baustellentruppe abstimmen - freie Fallhöhe des Betons beim Einbringen ≤ 50 cm - Nachverdichten des Betons, insbesondere bei hohen Bauteilen - Schutz des Betons gegen: zu schnelles Abkühlen, insbesondere gegen zu schnelles Abfließen der Hydratationswärme. Dauer mindestens sechs Tage zu schnelles Austrocknen, insbesondere bei Wind und Sonne. Bei T< 10°C: Dauer mindestens sechs Tage

2.6 Herstellung von Stahlbetonrohren

In der Bundesrepublik Deutschland gibt es 137 Hersteller von Beton- bzw. Stahlbetonrohren für die Verlegung in offener oder geschlossener Bauweise (Stand 2002). Bei der Herstellung von Stahlbetonrohren handelt es sich um einen industriellen Vorgang, bei dem idealerweise die qualitätsüberwachten Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag und Bewehrungsstahl sowie Betonzusatzstoffe und –mittel unter definierten Randbedingungen zu einem Bauteil verar-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

beitet werden. Um bestimmte Eigenschaften zu erreichen, werden je nach Anwendungsbereich Zusatzmittel (Verflüssiger, Luftporenbildner oder Verzögerer) sowie Farbstoffe hinzugefügt.

Das Erhärten von Beton ist ein chemischer Vorgang. Als Nebenprodukt entsteht freies, wasserlösliches Calciumhydroxid, welches durch die Poren unter Einwirkung von Regen und Tau an die Betonoberfläche tritt. Mit der Kohlensäure der Luft bildet sich weißes, schwer lösliches Calciumcarbonat. Optisch erkennt man Kalkausblühungen als weiße Schleier und Krusten auf dem Betonprodukt. Es sind technisch nicht vermeidbare Eigenschaften des Betons, sie führen zu keiner Qualitätseinbuße des Produkts. Betonprodukte können oberflächlich Poren oder auch Haarrisse aufweisen. Auch dies ist werkstoffbedingt normal. Auf die Qualität der Betonelemente hat dies nach [41] keinen Einfluss. Wasserdichtheit und Festigkeit bleiben grundsätzlich erhalten. An die so produzierten Stahlbetonrohre werden Anforderungen hinsichtlich der Beschaffenheit, Maßhaltigkeit, Festigkeit, Wasserdichtheit und Beständigkeit gegen chemischen Angriff gestellt. Dabei ist neben den Ausgangsstoffen der Formgebungs- und Verdichtungsprozess maßgebend für die Qualität der Rohre [41].

Das Herstellungsverfahren und der Grad der Mechanisierung des Herstellungsprozesses kann sich von Rohrhersteller zu Rohrhersteller unterscheiden. Bei der Herstellung von Beton- und Stahlbetonrohren wird zwischen Verfahren mit Sofortentschalung und Verfahren mit Erhärtung in der Schalung (Formerhärtung) unterschieden. Die *Abbildungen 2.6* und *2.7* zeigen beispielhaft die unterschiedliche Oberflächenstruktur eines sofort entschalten Stahlbetonrohres und eines in der Schalung erhärteten Stahlbetonrohres.

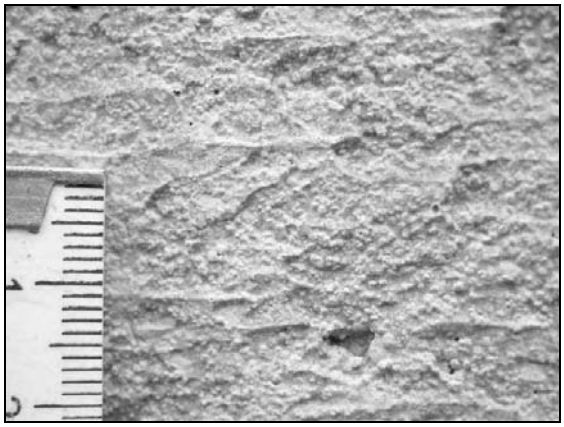


Abbildung 2.6:
Oberflächenstruktur eines sofort entschalten Stahlbetonrohres

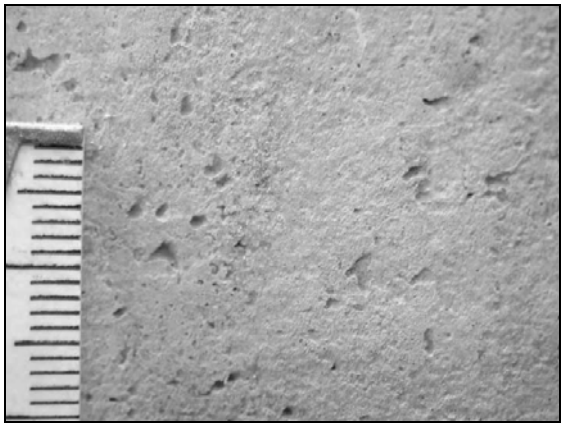


Abbildung 2.7:
Oberflächenstruktur eines Stahlbetonrohres, in der Form erhärtet mit Betonnachbehandlung (Klimahaube)

Sofort-Entschalung

Bei sofort entschalten Rohren wird unmittelbar nach Erreichen der „Grünstandfestigkeit“ des Betons die Schalung entfernt. Der sog. „grüne Beton“ setzt, durch die Adhäsion des Wasserfilms mit den festen Bestandteilen, sofort nach der Herstellung im entformten Zustand einer Belastung oder Verformung einen Widerstand, die „Grünstandfestigkeit“, entgegen. Diese ist vor allem vom Wasser- und Zementgehalt und von der Verdichtungsenergie abhängig und liegt bei steifen Rüttelbetonen im allgemeinen zwischen 0,1 und 0,3 N/mm². Bei hohem Zementgehalt, niedrigem Wassergehalt und Verdichtungszeiten über 60 s können nach [42]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

0,4 bis 0,5 N/mm² erreicht werden. Bei Wassergehalten unter 120 kg/m³ muss dann allerdings mit wesentlicher Beeinträchtigung der Festbetoneigenschaften gerechnet werden [42]. Die Verfahren zur Herstellung von **sofort entschalten Rohren** gliedern sich in:

- Radialpressverfahren / Rollenkopfverfahren
- Vibrationsverfahren / Rüttelverfahren
  - mit stehendem Kern
  - mit steigendem Kern
- Kombinierte Verfahren

Nachfolgend werden diese unterschiedlichen Herstellungsverfahren von **sofort entschalten Rohren** nach [43] beschrieben.

Radialpressverfahren / Rollenkopfverfahren

Das Radialpressverfahren (bzw. auch Rollenkopfverfahren genannt) ist ein vertikales Verfahren zur Herstellung von Beton- und Stahlbetonrohren mit kreisförmigem Innendurchmesser. Am Anfang des Fertigungsprozesses wird die untenliegende Muffe durch Außenrüttler oder Presswerkzeuge verdichtet. Das Rohr wird durch einen aufsteigenden Rollenkopf geformt. Der Rollenkopf besteht aus rotierenden Rollen, die den Beton gegen den Formmantel pressen. Ein zusätzlicher Verdichtungseffekt entsteht, wenn auf den Rollen angeordnete Platten das Betongemenge gegen den Mantel schleudern. Die Aufstiegsgeschwindigkeit kann druckabhängig gesteuert werden. Zur Vermeidung der Verdrillung des Bewehrungskorbes werden gegenläufige Rollenköpfe eingesetzt. Nach dem Entschalen verbleiben die Rohre auf dem sogenannten Unterring. Das Herstellverfahren bietet sich nach [43] zur rationellen Herstellung von überwiegend Stahlbetonrohren in hohen Stückzahlen an. Durch das Sofortentschalen ist eine kontinuierliche Produktion mit geringem Formenaufwand möglich. Da durch den Kern die Fertigungseinrichtung auf eine Durchmesser eingerichtet ist, ist kein ständiger Wechsel der Durchmesser möglich [43]. Die *Abbildung 2.8* zeigt den Querschnitte einer Radialpressmaschine der Fa. Baumgärtner [44] dargestellt.

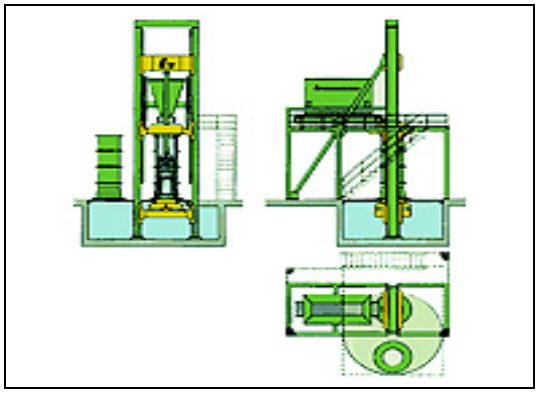


Abbildung 2.8:
Querschnitt einer Radialpressmaschine Typ „Souveraen“ [44]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Vibrationsverfahren / Rüttelverfahren mit stehendem Kern

Zwischen dem Schalungskern und dem Außenmantel wird das Betongemenge eingebracht und durch Vibration verdichtet. Neben der Vibrationserregung im Kern können zusätzlich Außenrüttler am Mantel verwendet werden. Nach dem Füllvorgang und Verdichten wird häufig eine Last aufgebracht, die durch einen Dreh-Press-Vorgang das Spitzende formt. Das Herstellungsverfahren wird auch Rüttelpressverfahren genannt. Anschließend werden die Rohre entschalt. Dabei kann die Reihenfolge der Entfernung von Kern und Mantel sowie die Entschalbewegung, z.B. Absenken des Kerns oder Abheben des Rohres mit Unterring und Mantel vom Kern, unterschiedlich sein. Das entschalte Rohr erhärtet auf dem Unterring stehend. Da die Fertigungsanlage auf die fortlaufende Produktion eines Durchmessers eingerichtet ist (bei Zwillingsfertigung mitunter auch zwei verschiedene Durchmesser, eignet sich das Verfahren nach [43] besonders zur Herstellung von Rohren in hohen Stückzahlen. Die *Abbildungen 2.9a – 2.9d* stellen die Herstellung von Rohren im Rüttelpressverfahren dar [45].

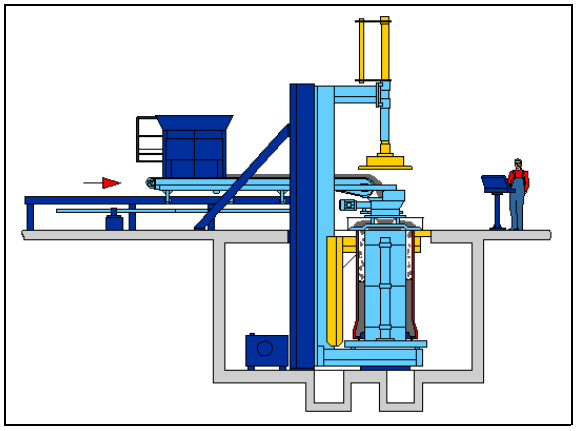


Abbildung 2.9a:
Befüllen der Formeinrichtung bei gleichzeitiger Verdichtung durch Vibration [45]

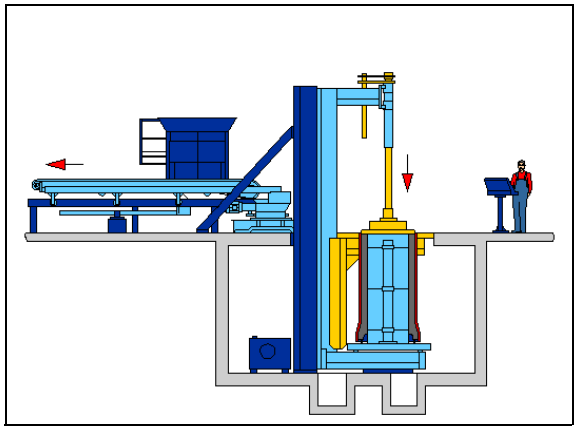


Abbildung 2.9b:
Ausformen des Spitzendes durch hydraulisches Pressen [45]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

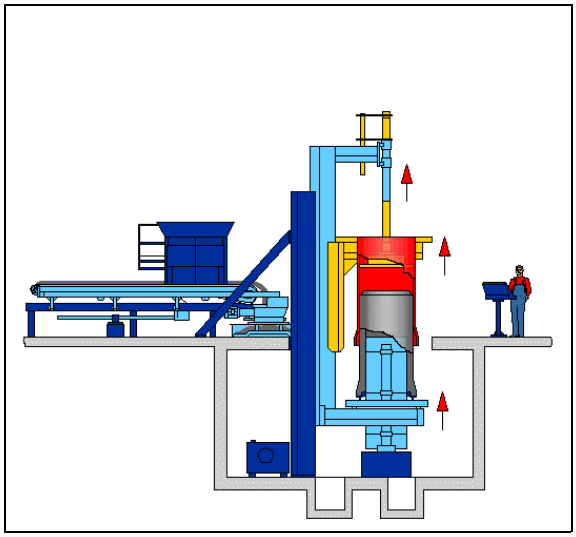


Abbildung 2.9c:
Entschalen des Fertigproduktes direkt in der Maschine [45].

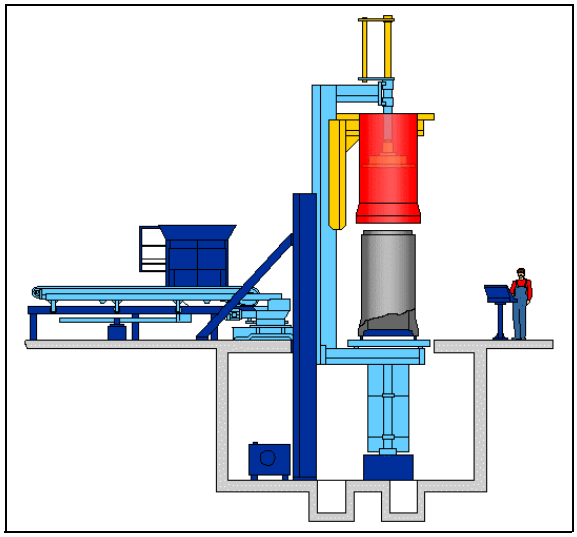


Abbildung 2.9d:
Ausstoßen und Abtransport des Fertigproduktes auf einer Stahluntermuffe.[45]

Vibrationsverfahren / Rüttelverfahren mit steigendem Kern

Der wesentliche Unterschied zum Herstellungsverfahren mit stehendem Kern besteht darin, dass im Rohrfertigungsprozess der Kern im Mantel aufsteigt. Das Verfahren wurde u.a. entwickelt um das Einfüllen des Betons zwischen Kern und Mantel über die gesamte Rohrlänge bei Stahlbetonrohren mit geringer Wanddicken zu vereinfachen. Vibrationsfertiger mit steigendem Kern werden nach [43] vor allem für die Fertigung von Stahlbetonrohren kleiner und mittlerer Durchmesser in hohen Stückzahlen verwendet. Die *Abbildung 2.10* zeigt exemplarisch das Fertigungssystem MISTRAL der Fa. Prinzing [45].

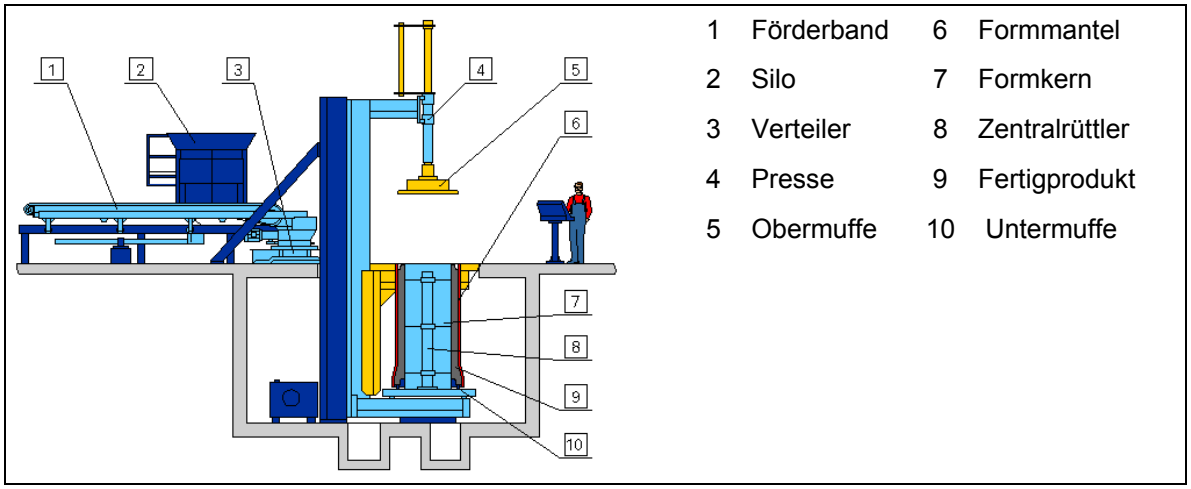


Abbildung 2.10:
Flexibles Fertigungssystem MISTRAL, Fa. Prinzing [45]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Kombinierte Verfahren

Das Rüttelverfahren mit steigendem Kern kann mit weiteren Verdichtungsmechanismen kombiniert werden. Dadurch werden deutliche Verkürzungen der Verdichtungszeit erreicht. Am oberen Ende des Kerns befinden sich dabei spezielle Köpfe, die zusätzlich zur Kernvibration walzen, pressen und/oder schleudern. Unter anderem werden die folgenden Kopfvarianten benutzt:

a) Verteilerrotor

Eine rotierende Scheibe mit entsprechenden Führungselementen verteilt das eingebrachte Betongemenge. Der Beton wird gegen die Wandung des Außenmantels geschleudert.

b) Rollenköpfe

Hier handelt es sich um die Verbindung von Rüttel- und Radialpressverfahren. Zuerst schleudern die auf Rollen befestigten Platten das Betongemenge gegen den Stahlmantel. Die Rollen formen das Rohr durch ihre Walzbewegung. Die nachfolgende Kernvibration verdichtet weiter und schafft eine homogene Verbindung zwischen Bewehrung und Beton. Durch die Verwendung von zwei gegenläufigen Rollenebenen wird die Verdrillung des Bewehrungskorbes vermieden.

c) Einscheibenverdichter

Bei diesem Herstellverfahren, das Zykloid-Rüttelverfahren, befindet sich am Kernkopf eine exzentrisch gelagerte Scheibe, deren Durchmesser etwas kleiner als der Kerndurchmesser selbst ist. Durch den Antrieb der Exzenterwelle entsteht eine umlaufende Anpressbewegung, ohne dass sich die Scheibe dreht und Reibung zwischen der Scheibe und dem Beton hervorruft.

Formerhärtung

Bei der Formerhärtung verbleiben die Rohre in der Regel einen Arbeitstag (ca. 7 bis 10 Stunden) nach dem Betoniervorgang in der Schalung. Die Erhärtung des Betons verläuft in den ersten Stunden sehr langsam, danach dann schneller. Der Wendepunkt und damit das Maximum der Erhärtungsgeschwindigkeit wird etwa nach 6 bis 12 Stunden erreicht. Nach [42] fällt der Wendepunkt der Erhärtungskurve mit einem Minimum der spannungsabhängigen Verformung zusammen. Bis zu diesem Zeitpunkt ist der Beton sehr verformungsfähig. Verformungsbehinderungen werden nur geringfügig in Spannungen umgesetzt. Im Bereich des Wendepunktes der Erhärtungskurve geht der Beton vom plastischen in den viskoelastischen Zustand über. Dieser Zeitpunkt kann als Erstarrungsende angesehen werden [42]. Die Verfahren zur Herstellung von **in der Schalung erhärteten Rohren** gliedern sich in:

- Vibrationsverfahren
  - in Formen mit Außenvibratoren und/oder Innenvibratoren
  - auf Vibrationstischen
- Horizontale Verfahren
  - Schleudern
  - Walzen
  - Vakuumverfahren

Nachfolgend werden diese Verfahren zur Herstellung **in der Schalung erhärteter Rohre** beschrieben.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Vibrationsverfahren in Formen mit Außenvibratoren und / oder Innenvibratoren

Hier werden zumeist Stahlschalungen sowie Stahlringe für Ober- und Untermuffe verwendet. Die Verdichtung des Betongemenges erfolgt durch Vibrationen, die durch Außenvibratoren an der Form eingetragen werden. Bei größeren Wanddicken können auch Innenvibratoren (Flaschenrüttler) zum Einsatz kommen. Nach dem Erhärten wird der Kern gezogen und entschalt. Nach [43] wird dieses Verfahren vor allem bei sehr großen Querschnitten und Sonderquerschnitten (maul-, eiförmig) verwendet. Die nach diesem Verfahren gefertigten Produkte zeichnen sich durch hohe Maßhaltigkeit, Parallelität der Stirnflächen und sehr glatte Oberflächen aus. Bei der Schalungshärtung kann, selbst bei Beheizen oder Bedampfen des Rohres, die Form nur zweimal pro Arbeitsschicht eingesetzt werden.

Vibrationsverfahren auf Vibrationstischen

Die Fertigung von Rohren auf Virationstischen ist mit dem zuvor beschriebenen Verfahren vergleichbar. Die erforderliche Verdichtungsenergie wird jedoch nicht über einen Außen- oder Innenvibrator aufgebracht sondern durch einen Vibrationstisch erzeugt, auf dem die Schalung steht. Nach [43] zeichnen sich Vibrationstische durch die Vielseitigkeit der fertigbaren Erzeugnisse aus, die weit über Rohre und deren zugehörige Formstücke reicht. Vibrationstische bieten sich danach vor allem dann an, wenn eine große Vielfalt an Produkten in begrenzten Mengen oder Sonderteile hergestellt werden. In *Abbildung 2.11 und 2.12* ist exemplarisch das Fertigungssystem ATLAS der Fa. Prinzing [45] dargestellt.

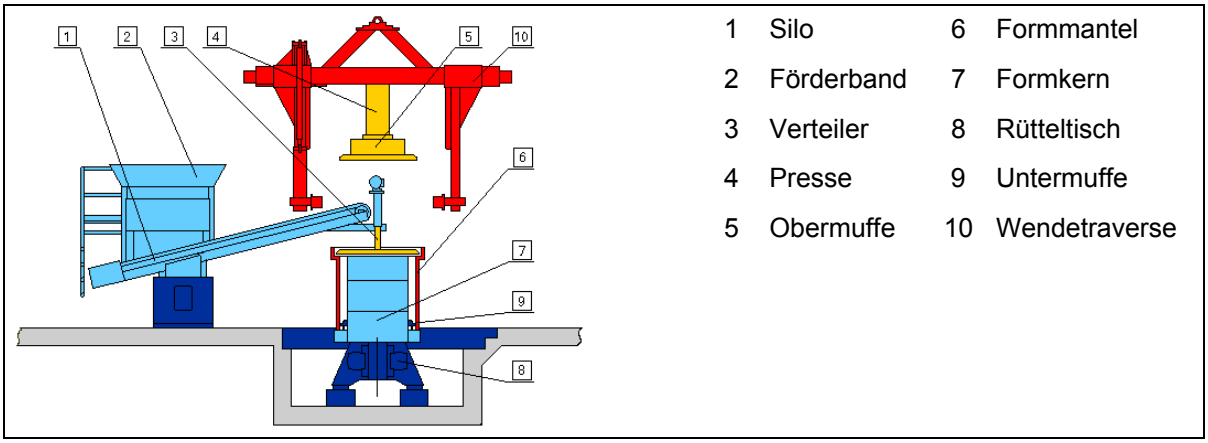


Abbildung 2.11:
Schematische Darstellung des Fertigungssystem ATLAS, Fa. Prinzing [45]

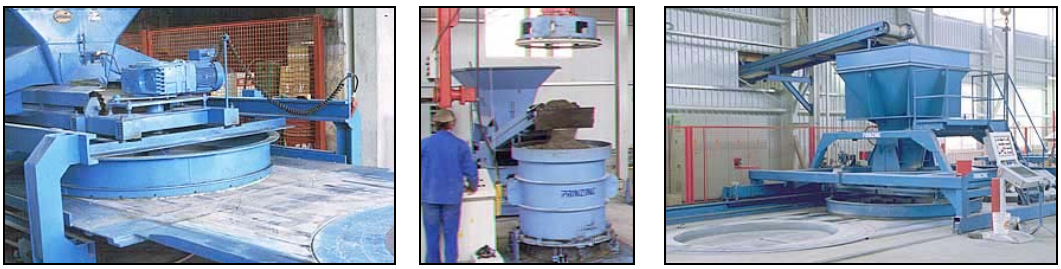


Abbildung 2.12:
Fertigungssystem ATLAS, Fa. Prinzing [45]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Schleuderverfahren

Beim Schleuderverfahren dreht sich ein meist zweiteiliger, verschraubbarer Formenmantel mit Laufringen in horizontaler Lage auf einer Rollenbank. Für Muffe und Spitzende werden Endringe vorgesehen. Die Rotationsgeschwindigkeit ist so hoch, dass das eingebrachte Betongemenge durch die Fliehkräfte an die Formwand gedrängt wird. Nach dem Füllvorgang kann zur Verdichtung die Drehzahl und damit die Anpresskraft erhöht werden. Die Wanddicke kann durch die eingebrachte Betonmenge beliebig variiert werden. Auf einer Fertigungsmaschine können nacheinander unterschiedliche Nennweiten gefertigt werden. Nach [43] haben die so hergestellten und in der Form erhärteten Rohre eine sehr glatte Oberfläche, bestehen aus dichtem, homogenen Beton und zeigen eine gute Maßhaltigkeit. Auch hier sind durch das Erhärten in der Schalung für die Herstellung eine große Anzahl an Formen erforderlich, die auch bei Beheizen oder Bedampfen nur zweimal pro Arbeitsschicht verwendet werden können. Aus Gründen der hohen Produktionskosten ist nach [43] die Herstellung von Abwasserrohren für die Verlegung in offener Bauweise im Schleuderverfahren heute nicht mehr üblich. Im Schleuderverfahren werden heute vor allem Spannbetonrohre, Druckrohre für Trinkwasser und Vortriebsrohre gefertigt. Die *Abbildung 2.13* zeigt beispielhaft eine Schleudermaschine der Fa. Züblin [46].

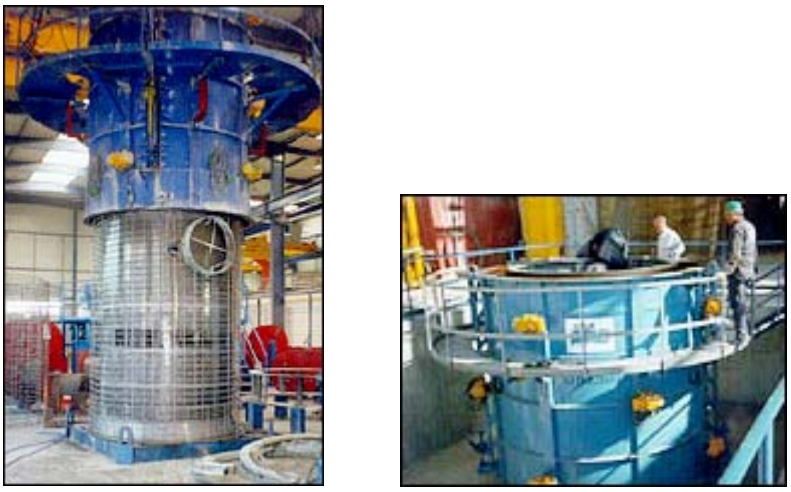


Abbildung 2.13:
Schleudermaschine Züblin [46]

Walzenverfahren

Das Walzverfahren weist Parallelen zum Schleuderverfahren auf. Die auf eine Walzwelle gehängte Rohrform rotiert dabei so schnell, dass das eingebrachte Betongemenge an der Formwand haften bleibt. Es wird soviel Betongemenge eingebracht, dass die Form nicht mehr über Laufringe, sondern direkt über den Beton aufgelagert ist. Das Walzverfahren wird nach [43] bei der Herstellung von Abwasserohren für die Verlegung in offener Bauweise nicht eingesetzt.

Vakuumverfahren

Bei der Verdichtung mit Vakuum handelt es sich um eine Sonderform der Herstellung. Dabei werden Stahlschalungen verwendet, deren Oberfläche porös und mit einem Filtertuch überzogen sind. Durch die poröse Schalung verlässt das Überschusswasser während der

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Vakuum-Behandlung den Beton. Feinstmaterial und Zementleim können die feine Filterperforation des Filtertuchs nicht passieren und bleiben dem Beton erhalten. Zum Teil ist auch eine Sofortentschalung nach dem Aufbringen des Vakuums möglich. Für die Betonrohrherstellung ist das Vakuumverfahren nach [43] fast bedeutungslos.

Nachbehandlung

Neben den verschiedenen Herstellungs- und Aushärteverfahren sind von Rohrhersteller zu Rohrhersteller auch Unterschiede bei der Nachbehandlung der Rohre möglich. Unter der Nachbehandlung versteht man alle Maßnahmen, die einen ungestörten Ablauf der Hydratation unterstützen. Aufgrund der bekannten Abhängigkeit der Hydratation von Temperatur und Feuchtigkeit wird im Betonbau gefordert, dass der Beton während der ersten Zeit des Erhärtens gegen schädigende Einflüsse von Hitze, Wind (Austrocknen), Kälte, chemischen Angriffen und Erschütterungen geschützt werden muss.

Eine Nachbehandlung der Rohre ist derzeit noch in keiner Norm vorgeschrieben, wird jedoch bereits von vielen Kanalnetzbetreibern gefordert. Bei der praktizierten Nachbehandlung der Rohre, kann zwischen dem „Abhauben“ und einem „in der Kammer erhärten“ unterschieden werden. Bei dem „Abhauben“ wird das Rohr vor schädlichen Umwelteinflüssen wie z.B. Sonneneinstrahlung oder Wind geschützt. Bei dem „in der Kammer erhärten“ werden zusätzlich definierte Klimabedingungen (Temperatur und Luftfeuchtigkeit) erzeugt. Die Nachbehandlung dauert ca. 3 – 5 Tage.

Bewehrung

Bei der maschinellen Herstellung von Rohren aus Stahlbeton kann vor dem Betoniervorgang auch ein maschinell geschweißter Bewehrungskorb (vgl. *Abbildung 2.14*) in die Rohrschalung gestellt werden. Für die Längsbewehrung wird Stabstahl, für die Wendelbewehrung Rundstahl auf Rollen verwendet. Die Lage des Bewehrungskorbes wird mit Abstandhaltern gesichert.

Abbildung 2.14:
Herstellung des Bewehrungskorbes mittels Bewehrungsschweißmaschine, Westrohr GmbH

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

3 Analyse abgeschlossener Baumaßnahmen

3.1 Übersicht und Randbedingungen

Ziel der Analyse abgeschlossener Baumaßnahmen war es, zu überprüfen, inwieweit die bisherige Bemessung von Großrohren hinsichtlich des zu erwartenden Rissverhaltens der Rohre nennenswerte Risiken aufweist. Ggf. sollten erste Empfehlungen zur Risikominimierung bei zukünftigen Baumaßnahmen abgeleitet werden. Darüber hinaus sollten charakteristische Randbedingungen für die im Rahmen des Projektes zu prüfenden Rohre ausgewählt werden.

Zur Erfassung und Bewertung von Rissrisiken wurden beispielhaft Planungs- und Bemessungsunterlagen von 10 Baumaßnahmen in offener Bauweise hinsichtlich der Bemessung und Ausführung von Stahlbetonrohren großer Nennweiten analysiert. In die Betrachtung wurden dabei 33 Rohrquerschnitte verschiedener Lose einbezogen. Die Verteilung der betrachteten Nennweiten ist in *Abbildung 3.1* dargestellt.

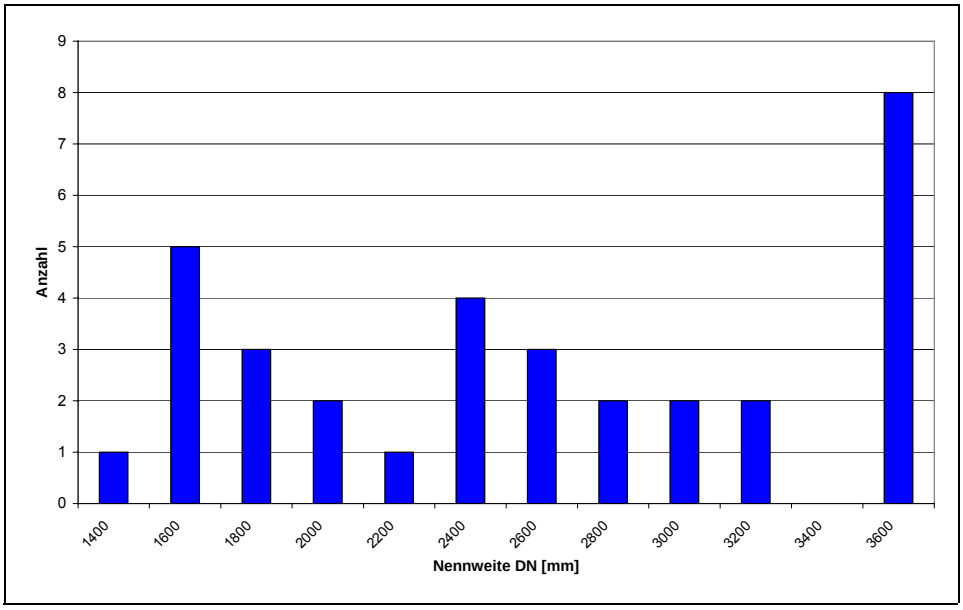


Abbildung 3.1:
Verteilung der betrachteten Nennweiten

Den Planungs- und Bemessungsunterlagen wurden die der Bemessung zugrundeliegenden Annahmen in Bezug auf die Überdeckungshöhe, Grabenbreite und –form entnommen. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass bei den betrachteten 10 Baumaßnahmen insgesamt 38 unterschiedliche Überdeckungshöhen in den statischen Berechnungen angesetzt wurden (*Abbildung 3.2)*. Die Überdeckungshöhen lagen dabei zwischen minimal 0,5 m und maximal 6,0 m. Bei 37 % der betrachteten statischen Berechnungen wurden dabei Überdeckungshöhen unterhalb von 1,5 m angesetzt. Die auf den Baustellen tatsächlich realisierten Überdeckungshöhen konnten anhand der Dokumentation der Baumaßnahmen kaum erkannt und daher auch nicht mit den in der statischen Berechnung angesetzten Überdeckungshöhen verglichen werden.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

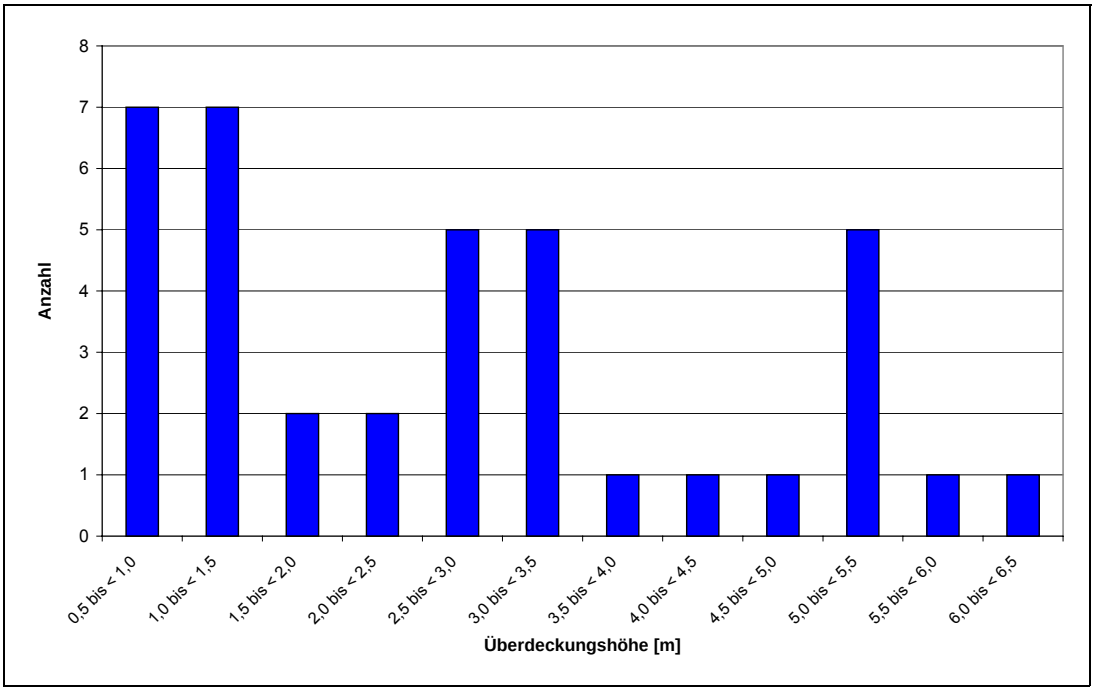


Abbildung 3.2:
Verteilung der Überdeckungshöhen, Angaben aus der statischen Bemessung

Sämtliche statischen Berechnungen wurden durch die Rohrhersteller vorgelegt. In diesen statischen Berechnungen wurden für die Grabenverfüllung oberhalb der Leitungszone die folgenden Überschüttungsbedingungen nach ATV-DVWK - A 127 [16] angesetzt:

A1: Lagenweise gegen den gewachsenen Boden verdichtete Grabenverfüllung (ohne Nachweis des Verdichtungsgrades); gilt auch für Trägerbohlwände (Berliner Verbau).

A2: Senkrechter Verbau des Rohrgrabens mit Kanaldielen, die erst nach dem Verfüllen gezogen werden.

Verbauplatten und –geräte, die bei der Verfüllung des Grabens schrittweise entfernt werden.

Unverdichtete Grabenverfüllung.

Einspülen der Verfüllung.

Die Auflagerausbildung, nach DIN EN 1610 [53] „Bettung“ genannt, wird heute nicht mehr mit dem (in der Statik rechnerisch angesetzten) Auflagerwinkel, sondern durch die auszubildende Dicke b der „oberen Bettungszone“ angegeben. Die Norm gibt vor, dass die Dicke mit den Planungsunterlagen (Vorgaben der statischen Berechnung) übereinstimmen muss [49]. Je besser die Rohre gelagert sind, desto geringer werden sie bei gleicher Belastung beansprucht. Die ungünstigsten Verhältnisse (große Biegemomente) ergeben sich, wenn das Rohr seitlich nicht gestützt ist, sondern linienförmig aufliegt (vgl. [50]).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Für den Bodeneinbau in der Leitungszone wurden in den statischen Berechnungen der Rohrhersteller die folgenden Einbettungsbedingungen nach ATV-DVWK - A 127 [16] angesetzt:

B1: Lagenweise gegen den gewachsenen Boden bzw. lagenweise in der Dammschüttung verdichtete Einbettung (ohne Nachweis des Verdichtungsgrades); gilt auch für Trägerbohlwände (Berliner Verbau).

B2: Senkrechter Verbau innerhalb der Leitungszone mit Kanaldielen, die bis zur Grabensohle reichen und erst nach der Verfüllung und Verdichtung gezogen werden.

Verbauplatten und –geräte unter der Voraussetzung, dass die Verdichtung des Bodens nach dem Ziehen des Verbaus erfolgt.

B3: Senkrechter Verbau innerhalb der Leitungszone mit Spundwänden oder Leichtspundprofilen und Verdichtung gegen den Verbau, der bis unter die Grabensohle reicht.

B4: Lagenweise gegen den gewachsenen Boden bzw. lagenweise in der Dammschüttung verdichtete Einbettung mit Nachweis des nach ZTVE-StB erforderlichen Verdichtungsgrades.

Die Unterlagen wurden zunächst durch das IKT in Bezug auf die Annahmen zur Belastungsermittlung nach ATV-DVWK - A 127 [16] und der danach folgenden Bemessung und Bewehrung nach DIN 4035 [5] geprüft. Anschließend wurden Abweichungen zu den nach ÖNORN B 5071 [22] sowie DIN 1045 [3] für den allgemeinen Stahlbetonbau geforderten Bewehrungsgraden herausgearbeitet und bewertet.

3.2 Auswertung der Planungs- und Bemessungsunterlagen

Erdverlegte Rohrleitungen sind technische Konstruktionen, bei denen das Tragsystem aus Rohr und Boden die Grundlage für eine ausreichende Standsicherheit bildet. Die zugelieferten Teile, wie Rohre, Formstücke und Dichtmittel, zusammen mit der vor Ort zu erbringenden Leistung, wie Bettung, Herstellung der Rohrverbindung, Seiten- und Hauptverfüllung stellen die bestimmungsgemäße Funktion des Bauwerks sicher. Vor Beginn der Bauausführung muss die Tragfähigkeit einer Rohrleitung in Übereinstimmung mit DIN EN 752 [51] und DIN EN 1295 [52] nachgewiesen werden. Die Übereinstimmung der Lastannahmen ist während der Ausführung durch die Bauüberwachung laufend zu kontrollieren bzw. abzusichern. Bei Änderung der Ausführung ist gegebenenfalls ein neuer statischer Nachweis mit geänderten Lastannahmen zu führen.

Die seit Oktober 1997 gültige DIN EN 1610 [53] beschreibt den europäischen Standard für die Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen außerhalb von Gebäuden. In der Neufassung des Arbeitsblattes ATV-DVWK - A 139 [54] werden die aus der Sicht der beteiligten Fachkreise für notwendig erachteten, in DIN EN 1610 [53] ausdrücklich vorgesehenen, ergänzenden Hinweise und weitergehenden Ausführungen zur DIN EN 1610 [53] beschrieben. Das Arbeitsblatt gilt für die Herstellung und Prüfung erdüberdeckter, in offener Baugrube und oberirdisch eingebauter Abwasserleitungen und –kanäle außerhalb von Gebäuden. Die Ergänzungen und Hinweise beziehen sich auf den Einbau der Rohre, deren Prüfung, auf die zu verwendenden Baustoffe sowie auf die Abnahme des Bauwerks. Auch die Anforderungen an die Qualifikation des ausführenden Unternehmens werden beschrie-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

ben. Durch die gemeinsame Anwendung von DIN EN 1610 [53] und ATV-DVWK - A 139 [54] soll eine qualitativ hochwertige Bauausführung erreicht werden. Die fachgerechte Herstellung von Abwasserleitungen und –kanälen ist dabei neben der Verwendung geeigneter und beständiger Bau- und Werkstoffe die Voraussetzung für ein langfristig funktionierendes, wirtschaftliches und Grundwasser schützendes Kanalnetz.

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurden die durch die Emschergenossenschaft zur Verfügung gestellten Unterlagen im Hinblick auf die Erfüllung der durch DIN EN 1610 [53] und ATV-DVWK - A 139 [54] gestellten Anforderungen geprüft. Dabei ist jedoch festzustellen, dass die Abwicklung der untersuchten Baumaßnahmen vor Einführung des ATV-DVWK - A 139 [54] erfolgte. Die vorliegenden Unterlagen wie Leistungsverzeichnisse, Lieferscheine und Bautagesberichte belegen nicht, inwieweit die bei der statischen Berechnung angesetzten Randbedingungen beim Einbau der Rohre tatsächlich eingehalten wurden. Die Qualität der ausgeführten Baumaßnahmen wird daher nur auf der Grundlage der statischen Berechnungen der verbauten Rohre beurteilt.

Nach Angaben der Rohrhersteller entsprach die Ausführung der Rohre bezüglich der Betondeckung und der Bewehrungsführung jeweils den Angaben der statischen Berechnung. Herstellungsbedingte Änderungen z.B. der Wanddicke oder der Stabdurchmesser bzw. Stababstände der eingelegten Bewehrung werden demnach ausgeschlossen. Die untersuchten Rohre wurden überwiegend mit einer Betondeckung von 4,0 cm hergestellt. Aktuell werden nach Angaben der Rohrhersteller Rohre mit einer Betondeckung von 5,0 cm gefertigt.

Abbildung 3.3 zeigt die Verteilung der in der statischen Berechnung der Rohrhersteller maßgebenden Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR}. Sämtliche Werte lagen zwischen 1,3 N/mm² und 6,4 N/mm². Es ist deutlich zu erkennen, dass die Rohre überwiegend auf eine Rohr-Vergleichsspannung von σ_{VR} = 2 bis 4 N/mm² bemessen sind. Lediglich $^1/_3$ der betrachteten Rohre wurden mit Rohr-Vergleichsspannungen zwischen σ_{VR} = 4 und 6 N/mm² bemessen. In einem Fall wurde allerdings ein Rohr mit einer Rohr-Vergleichsspannung oberhalb des zulässigen Wertes σ_{VR} = 6 N/mm² bemessen.

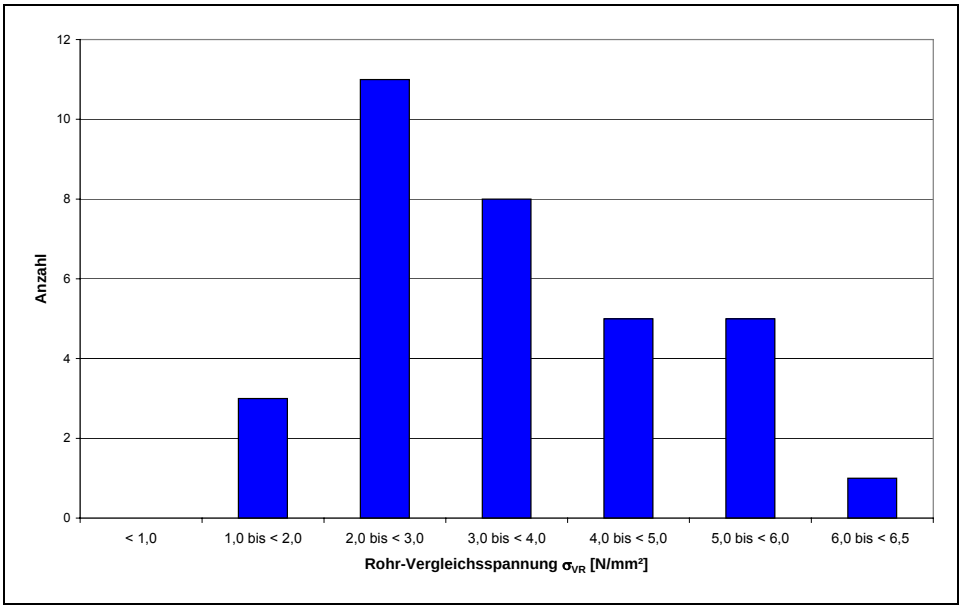


Abbildung 3.3:
Verteilung der Rohr-Vergleichsspannung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Bezüglich des Bewehrungsgrades konnte festgestellt werden, dass die gewählte Ringbewehrung der Rohre weitestgehend der für die Bemessung nach DIN 1045 [3] im Zustand II erforderlichen Bewehrung entspricht. Eine deutliche Unter- oder Überschreitung dieses Bewehrungsgrades konnte nicht festgestellt werden.

Bezüglich der Bewehrungsführung konnte festgestellt werden, dass die entsprechend DIN 4035 [5] erlaubten großen Stababstände bzw. Ganghöhen der Wendel weitestgehend nicht ausgenutzt wurden. Der Bewehrungsgrad der äußeren Bewehrungslage ist bei allen Rohren entsprechend den statischen Erfordernissen geringer ausgebildet als der Bewehrungsgrad der inneren Bewehrungslage. Die Längsbewehrung ist bei der überwiegenden Zahl der betrachteten Rohre sowohl innen als auch außen gleich ausgebildet. Die Stababstände der Längsbewehrung sind in der Regel geringer als nach DIN 4035 [5] möglich.

Da die DIN 4035 [5] keine Mindestbewehrung von Stahlbetonrohren fordert, wurde zur Beurteilung des Bewehrungsgrades mit Blick auf die Rissbreitenbeschränkung auf die entsprechenden Vorgaben der österreichischen ÖNORM B 5071 [22] zurückgegriffen. Nachfolgend sind die nach Herstellerangaben gewählten Bewehrungsgrade den bei Einhaltung der ÖNORM B 5071 [22] geforderten Bewehrungsgraden gegenübergestellt (siehe *Abbildung 3.4* und *3.5*).

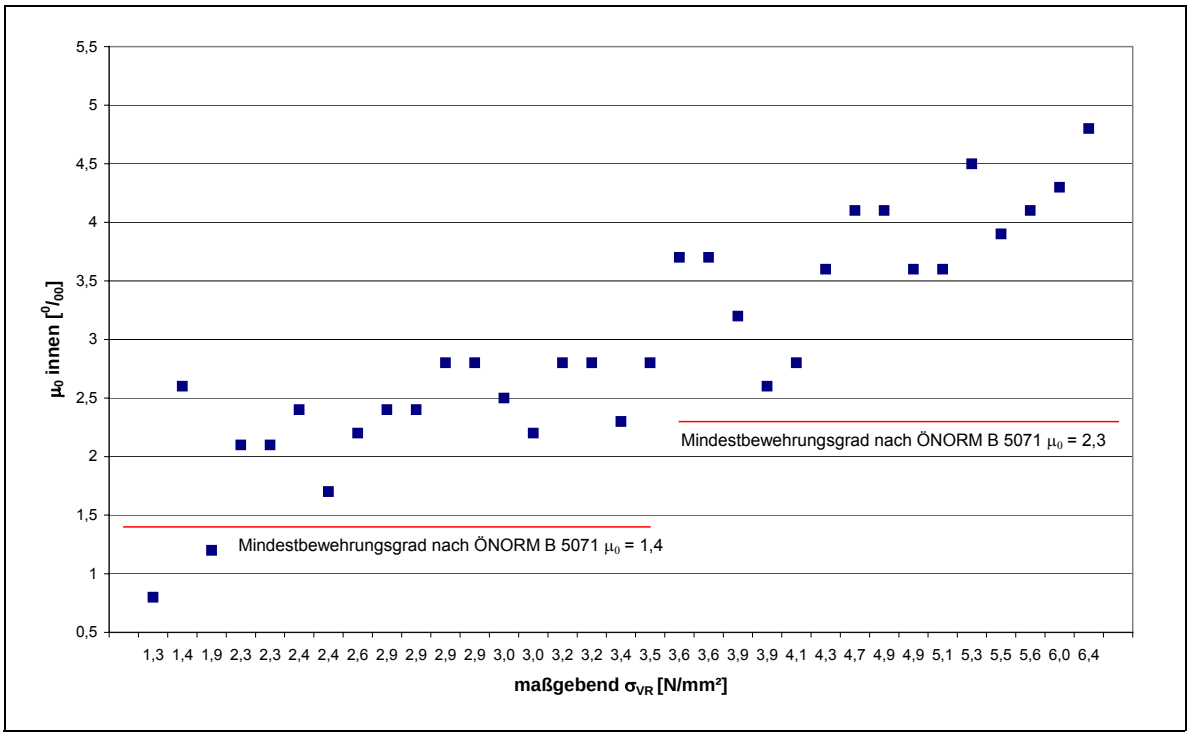


Abbildung 3.4:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade der inneren Bewehrungslage mit der nach ÖNORM B 5071 [22] erforderlichen Bewehrung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

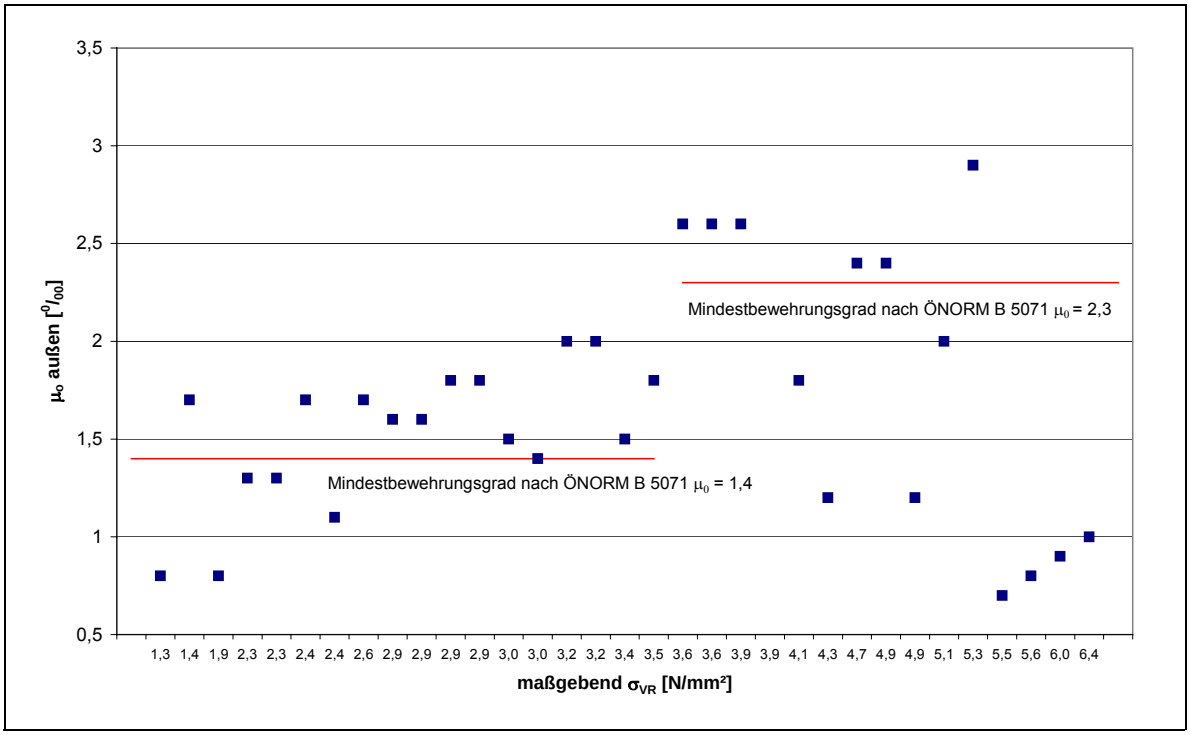


Abbildung 3.5:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade der äußeren Bewehrungslage mit der nach ÖNORM B 5071 [22] erforderlichen Bewehrung

Die Berechnung der Mindestbewehrungsgrade zeigt, dass der Bewehrungsgrad der inneren Bewehrungslage in der Regel dem geforderten Bewehrungsgrad entspricht bzw. diesen überschreitet. Nur in 2 von 33 Fällen wurde eine bedeutsame Unterschreitung der Mindestbewehrung festgestellt. Die äußere Bewehrungslage ist demgegenüber deutlich schwächer ausgebildet als die innere Bewehrungslage. Der geforderte Mindestbewehrungsgrad nach ÖNORM B 5071 [22] wird hier in ca. der Hälfte der Fälle deutlich unterschritten. Sollte eine solche Unterschreitung der Mindestbewehrung tatsächlich zu größeren Rissbreiten führen, so besteht vor diesem Hintergrund ein erheblicher Bedarf die bisherige Bemessungspraxis anzupassen und z.B. im Rahmen von Qualitätsstandards entsprechende Mindestbewehrungsgrade zu fordern.

Neben der Berechnung der Mindestbewehrung nach ÖNORM B 5071 [22] wurde für einzelne bei den betrachteten Baumaßnahmen verwendete Stahlbetonrohre die Mindestbewehrung nach DIN 1045 [3] ermittelt. Bei dieser Berechnung wurde das Rohr als „beliebiges“, wechselnder Durchfeuchtung ausgesetztes Stahlbetonbauteil betrachtet. Die bei dieser Berechnung ermittelten Bewehrungsgrade wurden mit der jeweils vorhandenen Bewehrung verglichen. Die Ergebnisse der Berechnungen sind nachfolgend dargestellt (siehe *Tabelle 3.1*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 3.1:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade mit einer nach DIN 1045 [3] *erforderlichen Bewehrung*

Bau-maß-nahme		Stab-durch-messer [mm]	Beton-nennfestigkeit β_{WN} [N/mm²]	Beton-zugfestigkeit β_{bZ} [N/mm²]	Bei-wert k_0	Betonstahl-spannung σ_S [N/mm²]	Mindest-bewehrungs-gehalt μ_z [‰]	vorh. As [cm²/m]	maßgebende Wanddicke [mm]	Beton-deckung [mm]	Beiwert k_x	Höhe der Betonzug-zone [mm]	vorh. Bewehrungs-gehalt μ_z [‰]	Unterschreitung der Mindest-bewehrung [%]
1	innen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	13,00	300	40	0,25	236,25	5,50	-
	außen	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30	2,80	250	40	0,175	213,775	1,31	**60,32**
2	innen	8	45	3,16	0,4	350	3,61	6,70	240	40	0,175	205,7	3,26	**9,89**
	außen	8	45	3,16	0,4	350	3,61	4,20	180	40	0,15	159,6	2,63	**27,20**
3	innen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	10,70	260	40	0,2	217	4,93	-
	außen	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30	2,10	200	40	0,2	168,6	1,25	**62,26**
4	innen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	7,85	360	40	0,125	320,625	2,45	**39,04**
	außen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	6,04	360	40	0,15	336,45	1,80	**55,30**
5	innen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	9,24	260	40	0,2	216	4,28	-
	außen	10	45	3,16	0,4	315	4,02	5,24	260	40	0,2	217,6	2,41	**40,04**
6	innen	9	45	3,16	0,4	332,5	3,80	7,60	290	40	0,175	248,875	3,05	**19,74**
	außen	7	45	3,16	0,4	366,7	3,45	0,96	240	40	0,15	212,1	0,45	**86,88**
7	innen	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30	2,60	250	40	0,09	232,27	1,12	**66,09**
	außen	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30	1,90	250	40	0,125	225,375	0,84	**74,46**
8	innen	10	55	3,62	0,4	315	4,59	8,73	360	40	0,15	312,75	2,79	**39,20**
	außen	10	55	3,62	0,4	315	4,59	6,04	360	40	0,175	311,525	1,94	**57,77**
9	innen	9	45	3,16	0,4	332,5	3,80	4,24	170	40	0,175	147,95	2,87	**24,68**
	außen	7	45	3,16	0,4	366,7	3,45	2,57	170	40	0,2	144,8	1,77	**48,56**
10	innen	9	45	3,16	0,4	332,5	3,80	12,70	330	40	0,175	276,45	4,59	-
	außen	9	45	3,16	0,4	332,5	3,80	4,30	250	40	0,175	213,95	2,01	**47,18**

In mehr als der Hälfte der hier betrachteten Fälle liegt der vorhandene Bewehrungsgrad der inneren Bewehrungslage unterhalb der nach DIN 1045 [3] für „beliebige“ Bauteile geforderten Mindestbewehrung (siehe *Abbildung 3.6*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

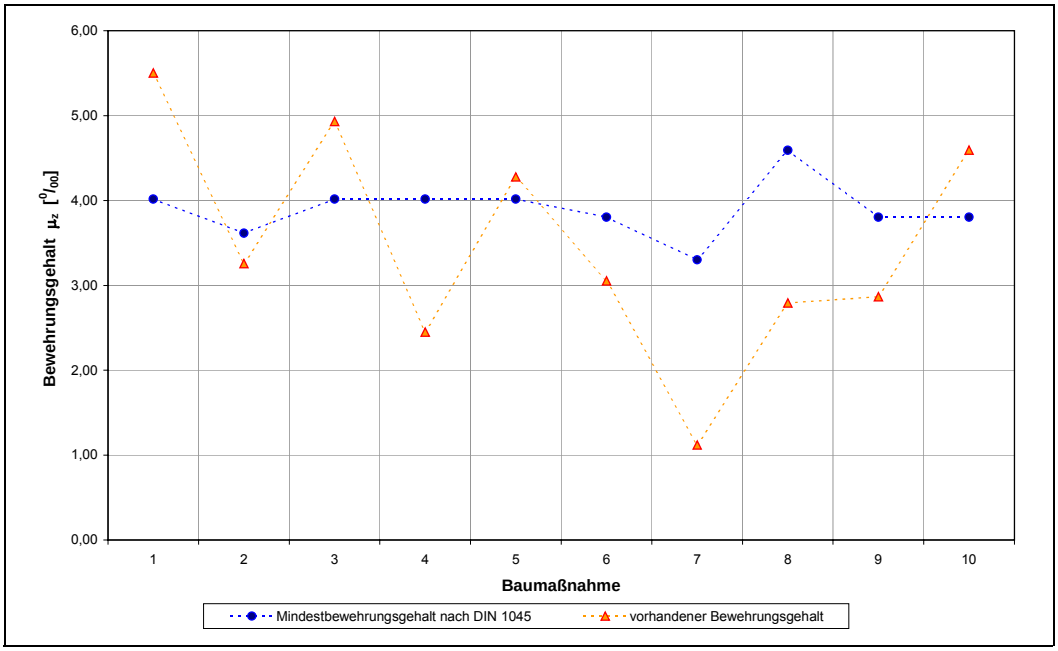


Abbildung 3.6:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade der inneren Bewehrungslage mit einer nach DIN 1045 [3] *erforderlichen Bewehrung*

Noch deutlicher ist das Bild mit Blick auf die äußere Bewehrungslage. Hier wird in allen betrachteten Fällen die nach DIN 1045 [3] erforderliche Mindestbewehrung deutlich unterschritten. Der Grad der Unterschreitung liegt bei Werten bis 86 % (siehe *Abbildung 3.7*).

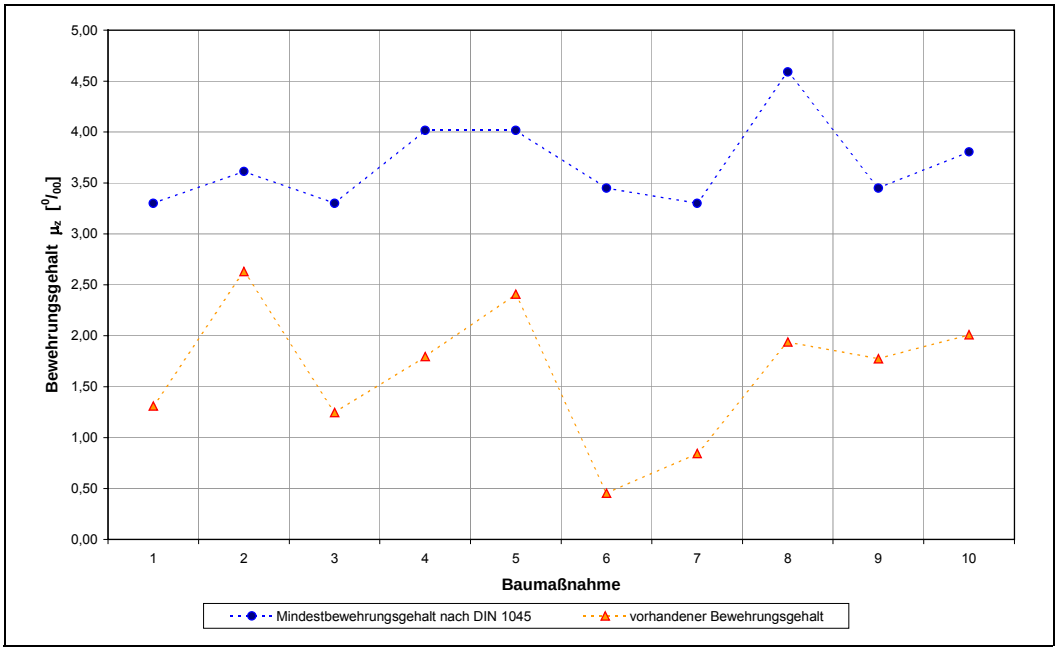


Abbildung 3.7:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade der äußeren Bewehrungslage mit einer nach DIN 1045 [3] *erforderlichen Bewehrung*

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Neben den Vergleichsrechnungen nach ÖNORM B 5071 [22] und DIN 1045 [3] wurden ebenfalls Berechnungen nach DIN V 1201 [14] erstellt und mit den statischen Berechnungen der Rohrhersteller verglichen. Der Mindestbewehrungsanteil muss nach DIN V 1201 [14] für vertieften, profilierten oder gerippten Bewehrungsstahl 0,25 % bzw. für glatten Bewehrungsstahl 0,4 % der Längsquerschnittsfläche betragen. In Ermangelung genauer Vorgaben in der Norm, wurde als Querschnittsfläche die maßgebende Höhe der Betonzugzone angesetzt. Die Gegenüberstellung der bei dieser Berechnung ermittelten Bewehrungsgrade mit der jeweils vorhandenen Bewehrung ist *Tabelle 3.2* zu entnehmen. Die nach DIN V 1201 [14] erforderliche Mindestbewehrung wurde dabei sowohl für glatte als auch vertiefte, profilierte oder gerippte Bewehrungsstäbe ermittelt.

Tabelle 3.2:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade mit einer nach DIN V 1201 [14] *erforderlichen Bewehrung (bezogen auf die Zugzone)*

Bau-maß-nahme		Stab-durch-messer [mm]	maßgebende Wanddicke [mm]	Längs-querschnitts-fläche gesamt [cm²/m]	Beton-deckung [mm]	Beiwert k_x	Höhe der Betonzug-zone [mm]	0,25 % der Längs-querschnitts-fläche bezogen auf die Höhe der Betonzugzone [cm²/m]	0,4 % der Längs-querschnitts-fläche bezogen auf die Höhe der Betonzugzone [cm²/m]	vorh. As [cm²/m]	Unterschreitung der Mindest-bewehrung bei profilierten Bewehrungs-stäben [%]	Unterschreitung der Mindest-bewehrung bei glatten Bewehrungs-stäben [%]
1	innen	10	300	3000	40	0,25	236,25	5,91	9,45	13,00	-	-
	außen	6	250	2500	40	0,175	213,775	5,34	8,55	2,80	**47,61**	**67,26**
2	innen	8	240	2400	40	0,175	205,7	5,14	8,23	6,70	-	**18,57**
	außen	8	180	1800	40	0,15	159,6	3,99	6,38	4,20	-	**34,21**
3	innen	10	260	2600	40	0,2	217	5,43	8,68	10,70	-	-
	außen	6	200	2000	40	0,2	168,6	4,22	6,74	2,10	**50,18**	**68,86**
4	innen	10	360	3600	40	0,125	320,625	8,02	12,83	7,85	**2,07**	**38,79**
	außen	10	360	3600	40	0,15	336,45	8,41	13,46	6,04	**28,19**	**55,12**
5	innen	10	260	2600	40	0,2	216	5,40	8,64	9,24	-	-
	außen	10	260	2600	40	0,2	217,6	5,44	8,70	5,24	**3,68**	**39,80**
6	innen	9	290	2900	40	0,175	248,875	6,22	9,96	7,60	-	**23,66**
	außen	7	240	2400	40	0,15	212,1	5,30	8,48	0,96	**81,90**	**88,68**
7	innen	6	250	2500	40	0,09	232,27	5,81	9,29	2,60	**55,22**	**72,02**
	außen	6	250	2500	40	0,125	225,375	5,63	9,02	1,90	**66,28**	**78,92**
8	innen	10	360	3600	40	0,15	312,75	7,82	12,51	8,73	-	**30,22**
	außen	10	360	3600	40	0,175	311,525	7,79	12,46	6,04	**22,45**	**51,53**
9	innen	9	170	1700	40	0,175	147,95	3,70	5,92	4,24	-	**28,35**
	außen	7	170	1700	40	0,2	144,8	3,62	5,79	2,57	**29,01**	**55,63**
10	innen	9	330	3300	40	0,175	276,45	6,91	11,06	12,70	-	-
	außen	9	250	2500	40	0,175	213,95	5,35	8,56	4,30	**19,61**	**49,75**

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

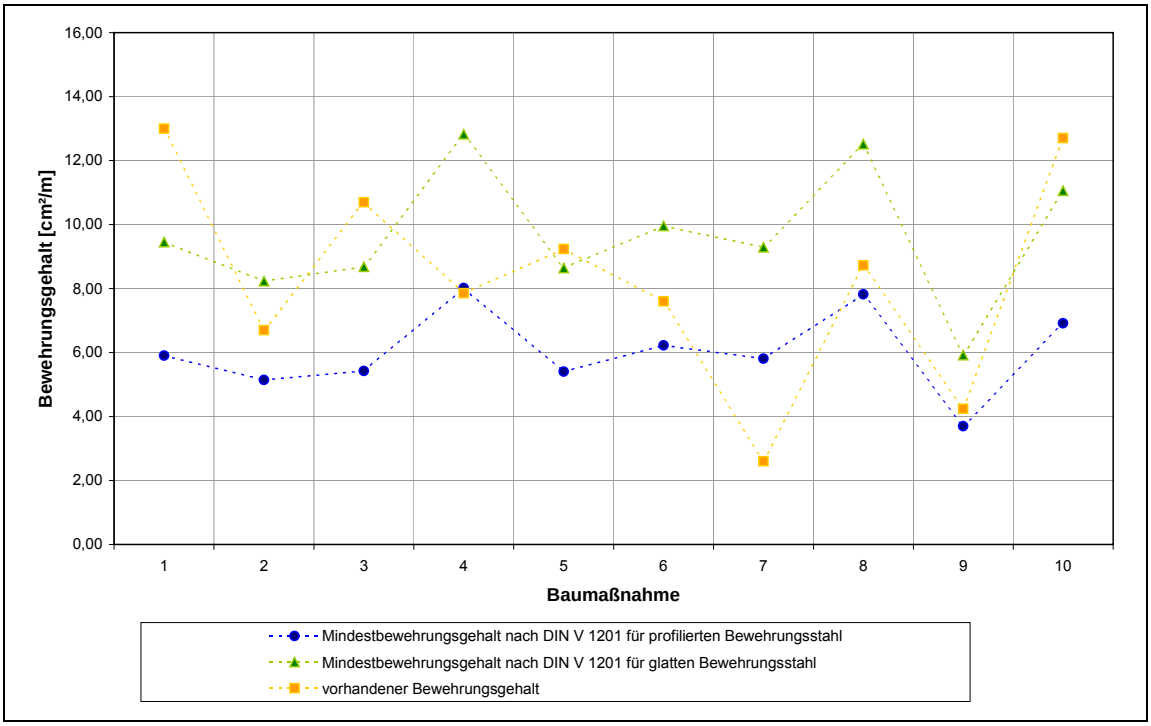


Abbildung 3.8:
Vergleich des vorhandenen Bewehrungsgehaltes der inneren Bewehrungslage mit einer nach DIN V 1201 [14] *erforderlichen Bewehrung (bezogen auf die Zugzone)*

In 2 von 10 Fällen der hier betrachteten Fälle liegt der vorhandene Bewehrungsgrad der inneren Bewehrungslage bei der Verwendung von vertieften, profilierten oder gerippten Bewehrungsstäben unterhalb der nach DIN V 1201 [14] geforderten Mindestbewehrung. Bei Ansatz glatter Bewehrungsstäbe erhöht sich die Zahl auf 6 von 10 Fällen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

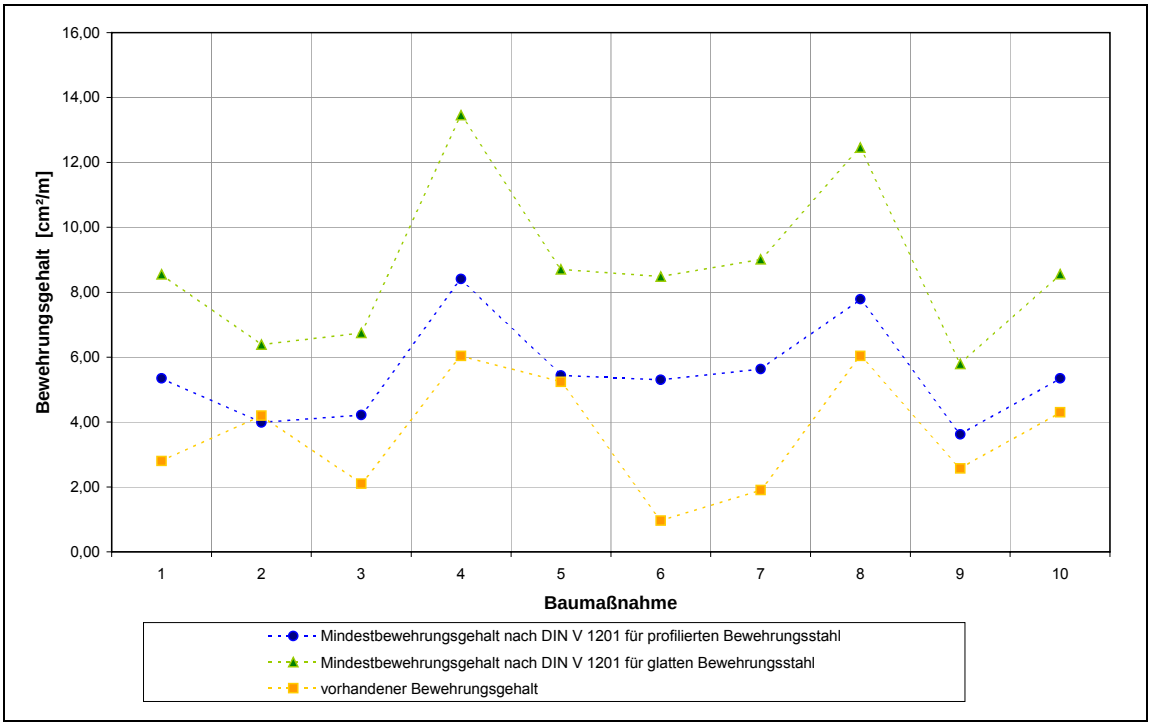


Abbildung 3.9:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgehaltes der äußeren Bewehrungslage mit einer nach DIN V 1201 [14] *erforderlichen Bewehrung (bezogen auf die Zugzone)*

Bezüglich der Bewehrung an der Rohraußenseite ist zu erkennen, dass unter der Annahme der Verwendung von vertieftem, geripptem oder profiliertem Bewehrungsstahl in nur einem Fall der vorhandene Bewehrungsgehalt über dem nach DIN V 1201 [14] geforderte Mindestbewehrungsgehalt liegt. Bei Ansatz glatter Bewehrungsstäbe wird in keinem Fall die nach DIN V 1201 [14] erforderliche Mindestbewehrung eingehalten.

Bei der Betrachtung der erforderlichen Mindestbewehrung nach DIN V 1201 [14] wirkt es sich zusätzlich negativ aus, wenn nicht die Höhe der Betonzugzone sondern die gesamte Querschnittsfläche angesetzt wird. Die Gegenüberstellung der bei dieser Berechnung ermittelten Bewehrungsgrade mit der jeweils vorhandenen Bewehrung ist *Tabelle 3.3* zu entnehmen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 3.3:
Vergleich der vorhandenen Bewehrungsgrade mit einer nach DIN V 1201 [14] *erforderlichen Bewehrung (bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche)*

Baumaßnahme		Stabdurchmesser [mm]	maßgebende Wanddicke [mm]	Längsquerschnittsfläche gesamt [cm²/m]	0,25 % der Längsquerschnittsfläche [cm²/m]	0,4 % der Längsquerschnittsfläche [cm²/m]	vorh. As [cm²/m]	Unterschreitung der Mindestbewehrung bei profilierten Bewehrungsstäben [%]	Unterschreitung der Mindestbewehrung bei glatten Bewehrungsstäben [%]
1	innen	10	300	3000	7,50	12,00	13,00		
	außen	6	250	2500	6,25	10,00	2,80	**55,20**	**72,00**
2	innen	8	240	2400	6,00	9,60	6,70	-	**30,21**
	außen	8	180	1800	4,50	7,20	4,20	**6,67**	**41,67**
3	innen	10	260	2600	6,50	10,40	10,70	-	-
	außen	6	200	2000	5,00	8,00	2,10	**58,00**	**73,75**
4	innen	10	360	3600	9,00	14,40	7,85	**12,78**	**45,49**
	außen	10	360	3600	9,00	14,40	6,04	**32,89**	**58,06**
5	innen	10	260	2600	6,50	10,40	9,24	-	-
	außen	10	260	2600	6,50	10,40	5,24	**19,38**	**49,62**
6	innen	9	290	2900	7,25	11,60	7,60	-	**34,48**
	außen	7	240	2400	6,00	9,60	0,96	**84,00**	**90,00**
7	innen	6	250	2500	6,25	10,00	2,60	**58,40**	**74,00**
	außen	6	250	2500	6,25	10,00	1,90	**69,60**	**81,00**
8	innen	10	360	3600	9,00	14,40	8,73	-	**39,38**
	außen	10	360	3600	9,00	14,40	6,04	**32,89**	**58,06**
9	innen	9	170	1700	4,25	6,80	4,24	**0,24**	**37,65**
	außen	7	170	1700	4,25	6,80	2,57	**39,53**	**62,21**
10	innen	9	330	3300	8,25	13,20	12,70	-	**3,79**
	außen	9	250	2500	6,25	10,00	4,30	**31,20**	**57,00**

Offen bleibt, in welchem Maße die Bemessung nach DIN 4035 [5], die für die betrachteten Rohre aus Stahlbeton maßgebend war und auf Vorgabe einer Mindestbewehrung verzichtet, das Risiko für die Entstehung großer Risse tatsächlich erhöht. Es liegt aber bereits jetzt nahe, den Mindestbewehrungsgrad mindestens entsprechend den Vorgaben der ÖNORM B 5071 [22] oder der DIN V 1201 [14] festzulegen. Insbesondere an der Rohraußenseite ist sonst von einer erheblichen Unsicherheit bei der Rissbreitenentwicklung auszugehen, da die derzeitigen Bewehrungsgrade der untersuchten Baumaßnahmen die ÖNORM-Vorgabe in einigen Fälle beträchtlich unterschreiten und dann eine Rissbreitenbeschränkung aufgrund der verbleibenden Bewehrungsanteile kaum noch zu erwarten ist. In der Konsequenz müsste bei der Hälfte der betrachteten Rohre der Bewehrungsgrad der äußeren Bewehrung um den Faktor 2 – 3 erhöht werden. Dies erscheint um so mehr vertretbar, als es sich um ohnehin geringe absolute Bewehrungsstahlmengen handelt und somit von vernachlässigbaren Mehrkosten bei der Rohrherstellung ausgegangen werden kann.

Die Analyse der abgeschlossenen Baumaßnahmen mit Großrohren zeigte darüber hinaus, dass in der Regel keine Angaben zu den tatsächlichen Bedingungen bei der Bauausführung mehr vorlagen. Um u.a. den Forderungen der ATV-DVWK – A 139 [54] nach Sicherstellung der Lastannahmen nachzukommen, empfiehlt sich die Vorgabe von Qualitätsstandards für die Dokumentation der Bauausführung. Besonders sollte dabei auf die Faktoren eingegangen werden, welche die in der statischen Berechnung angesetzten Lastannahmen maßgeblich beeinflussen. Zu nennen sind insbesondere:

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- Unterschiede zwischen der ausgeführten Grabenbreite und der Berechnungsgrabenbreite,
- Unterschiede zwischen der ausgeführten Grabentiefe und der Berechnungsgrabentiefe,
- die Art des Grabenverbaus und die Auswirkungen seines Rückbaus,
- der Verdichtungsgrad in der Leitungszone,
- der Verdichtungsgrad in der Hauptverfüllung,
- die Rohrbettung und die Ausführung der Grabensohle,
- der Baustellenverkehr und andere zeitweise Belastungen,
- Bodenarten und Bodenkennwerte,
- die Beschaffenheit des Untergrundes (z.B. durch Frost und Tau, Regen, Schnee, Überflutungen),
- die Grabenform und
- der Grundwasserstand.

Abschließend seien zwei besondere Einzelfälle erwähnt, die die Bandbreite der bei den untersuchten Baumaßnahmen angesetzten Sicherheiten widerspiegelt:

- Die Vergleichsrechnungen für eine Baumaßnahme haben gezeigt, dass hier selbst ein unbewehrtes Betonrohr mit einer geringeren Wanddicke als das ausgeführte Stahlbetonrohr die statischen Erfordernisse erfüllt hätte.
- Die Betrachtung einer anderen Baumaßnahme zeigte, dass hier die Bemessungsspielräume vollständig ausgenutzt worden sind und so bereits eine geringe Abweichung von den geplanten Baustellenrandbedingungen zu einer Überschreitung der zulässigen Rohr-Vergleichsspannung führen kann.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass für die Mehrzahl der betrachteten Baumaßnahmen die Rohre entsprechend den a.a.R.d.T. bemessen wurden und daher ein aus statischer Sicht tragfähiges Bauwerk zu erwarten ist. Voraussetzung ist dabei allerdings, dass die bei der Bemessung angesetzten Randbedingungen auch auf der Baustelle umgesetzt wurden. In zahlreichen Fällen wurden jedoch - in Einklang mit den a.a.R.d.T. - die im Stahlbetonbau sonst üblichen Mindestbewehrungsgrade deutlich unterschritten. Von entsprechenden Risiken in der Rissbreitenentwicklung ist auszugehen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

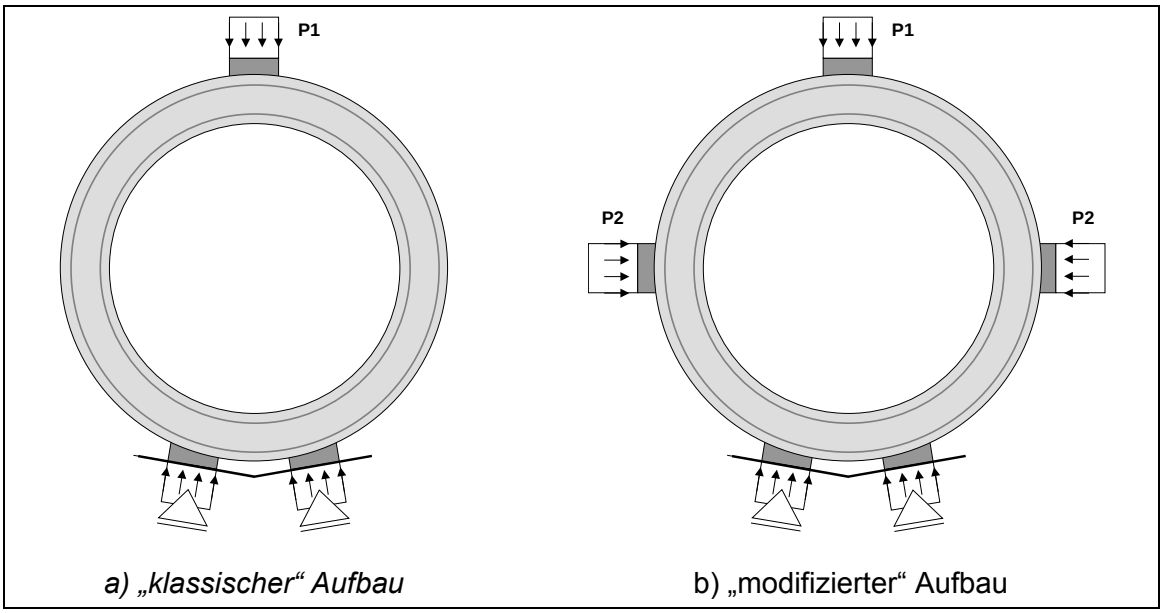
4 Technische Realisierung der modifizierten Scheiteldruckversuche

4.1 Wahl des Versuchsaufbaus

4.1.1 Vorüberlegungen

Der klassische Scheiteldruckversuch nach DIN 4035 [5] bzw. DIN EN 1916 [23] und DIN V 1201 [14] basiert auf einer Prüfung, die ursprünglich zur Tragfähigkeitsuntersuchung an Rohren aus Beton konzipiert wurde (vgl. *Abbildung 2.8 a*). Geprüft wird unter welchen Randfaserspannungen ein Riss im Betongefüge entsteht und wie sich die Breite dieses Risses bei Steigerung der Beanspruchungen entwickelt. Das besondere Trag- und Rissverhalten von Stahlbeton findet dabei keine Berücksichtigung. So werden die Wechselwirkungen zwischen Stahl- und Betonbeanspruchung (Verbund) ebensowenig berücksichtigt wie der Einfluss des Normalkraft-/Momentenverhältnisses auf die Rissentwicklung.

Bereits im Rahmen der Vorstudie [2] wurde gezeigt, dass durch Wahl einer modifizierten Versuchsanordnung die Spannungsverteilung in der Rohrwandung maßgeblich beeinflusst und auf die tatsächlichen Beanspruchungsbedingungen abgestimmt werden kann. In [10] wurde auf dieser Basis der in *Abbildung 4.1b* dargestellte grundsätzliche Versuchsaufbau als „modifizierter Scheiteldruckversuch“ vorgeschlagen. Durch die Einleitung von Horizontalkräften im Bereich des Kämpfers wächst insbesondere der Normalkraftanteil im Rohrscheitel, so dass dieser maßgebliche Prüfquerschnitt realitätsnahe Beanspruchungen erfahren kann. Offen blieb in diesem Zusammenhang allerdings, wie die Belastungsverhältnisse aus Vertikal- und Horizontalkraft im Einzelfall zur wirklichkeitsnahen Versuchsdurchführung zu ermitteln sind und wie die Versuchseinrichtung zu konstruieren und messtechnisch auszurüsten ist. Hier setzen die im Folgenden dargestellten IKT-Untersuchungen an.



a) „klassischer“ Aufbau b) „modifizierter“ Aufbau

Abbildung 4.1:
Varianten des Scheiteldruckversuchs, Skizze

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

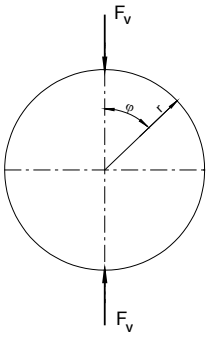
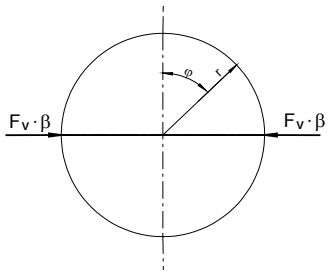
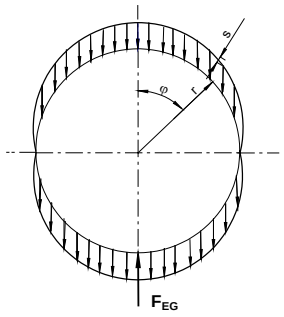
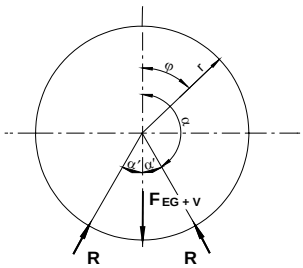
Im ersten Schritt wird für den modifizierten Scheiteldruckversuch die rechnerische Schnittgrößenverteilung bei ungerissenem Querschnitt nach den Ansätzen von Hornung und Kittel [18] ermittelt. Hierzu werden die Schnittgrößen am dreifach statisch unbestimmten linearelastischen Kreisring für Grundlastfälle berechnet. Ein Einfluss der Wanddicke wird dabei vernachlässigt. In *Tabelle 4.1* sind die Grundlastfälle, d.h. vertikale bzw. horizontale Zweilinienlast, Rohreigengewicht und Auflagerreaktion, sowie deren Schnittgrößengleichungen dargestellt. Die Schnittgrößenverteilung für den Lastfall „modifizierter Scheiteldruckversuch“ kann dann durch entsprechende Überlagerung der Grundlastfälle ermittelt werden zu:

$$M_{\varphi,Gesamt} = M_{\varphi,A} + M_{\varphi,B} + M_{\varphi,C} + M_{\varphi,D}$$

$$N_{\varphi,Gesamt} = N_{\varphi,A} + N_{\varphi,B} + N_{\varphi,C} + N_{\varphi,D}$$

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.1: Grundlastfälle zur Ermittlung der Schnittgrößenverteilung, nach [18]

Last-fall	Belastungsbild	Schnittgrößen
A		$M_{\varphi,A} = F_V \cdot r \cdot \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cdot \sin\varphi\right)$ $N_{\varphi,A} = F_V \cdot \left(-\frac{1}{2} \cdot \sin\varphi\right)$
B		Bereich $0 \le \varphi \le 90$ $M_{\varphi,B} = F_V \cdot \beta \cdot r \cdot \left(\frac{1}{\pi} - \frac{\sin\left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right)}{2}\right)$ $N_{\varphi,B} = \frac{F_V}{2} \cdot (-\beta) \cdot \left(\sin\left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right)\right)$ Bereich $90 \ge \varphi \ge 180$ $M_{\varphi,B} = F_V \cdot \beta \cdot r \cdot \left(\frac{1}{\pi} - \frac{\sin\left(\varphi - \frac{\pi}{2}\right)}{2}\right)$ $N_{\varphi,B} = \frac{F_V}{2} \cdot (-\beta) \cdot \left(\sin\left(\varphi - \frac{\pi}{2}\right)\right)$
C		$M_{\varphi,C} = \gamma_{Beton} \cdot s \cdot r^2 \cdot \left(+1 - \varphi \cdot \sin\varphi - \frac{\cos\varphi}{2}\right)$ $N_{\varphi,C} = \gamma_{Beton} \cdot s \cdot r \cdot \left(+\frac{\cos\varphi}{2} - \varphi \cdot \sin\varphi\right)$
D		Bereich $0 \le \varphi \le \alpha$ $M_{\varphi,D} = (F_{EG+V}) \cdot r \cdot \left(\frac{1}{2\pi \cdot \cos\alpha} \cdot [(\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha \cdot \cos\varphi - \cos\alpha - 1]\right)$ $N_{\varphi,D} = (F_{EG+V}) \cdot \left(\frac{1}{2\pi \cdot \cos\alpha} \cdot (\pi - \alpha) \cdot \sin\alpha \cdot \cos\varphi\right)$ Bereich $\alpha \le \varphi \le \pi$ $M_{\varphi,D} = (F_{EG+V}) \cdot r \cdot \left(-\frac{1}{2\pi \cdot \cos\alpha} \cdot [1 + \cos\alpha \cdot (1 - \pi \cdot \sin\varphi) + \alpha \cdot \sin\alpha \cdot \cos\varphi]\right)$ $N_{\varphi,D} = (F_{EG+V}) \cdot \left(\frac{1}{2\pi \cdot \cos\alpha} \cdot (\pi \cdot \cos\alpha \cdot \sin\varphi - \alpha \cdot \sin\alpha \cdot \cos\varphi)\right)$

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Für häufig anzutreffende In-situ-Belastungen kann die Schnittgrößenverteilung ebenfalls nach [18] durch Kombination von Grundlastfällen ermittelt werden. Beispielhaft ist in *Abbildung 4.2* eine In-situ-Belastung der offenen Bauweise dargestellt, die auch als Grundlage für Vergleichsrechnungen herangezogen wurde.

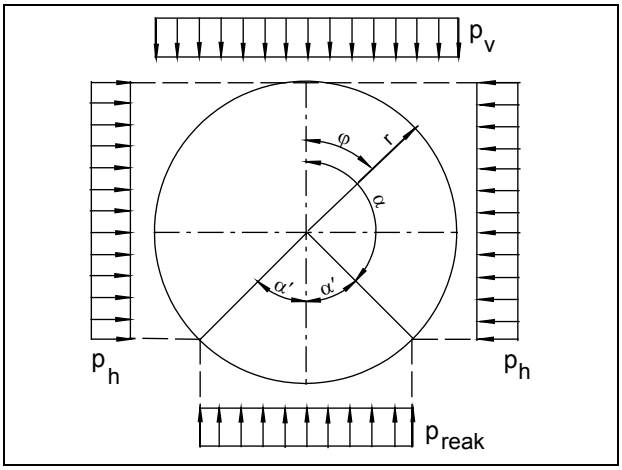


Abbildung 4.2:
In-situ-Belastung, Beispiel [18]

In den *Abbildungen 4.3* und 4.4 sind wiederum beispielhaft Schnittgrößenverteilungen für den modifizierten Scheiteldruckversuch dargestellt. Die Ergebnisse beziehen sich auf ein Rohr DN 2000 mit einer Wanddicke s = 200 mm bei einer vertikalen Kraft P1 = 1 kN (bezogen auf 1 m Rohrlänge) und unterschiedlichen Belastungsverhältnissen β, d.h. Verhältnissen der horizontalen Kraft P2 zur vertikalen Kraft P1. Der Auflagerwinkel wurde zu Winkel α‘ = 15° gewählt. Um nur die Schnittgrößen aus der vertikalen Kraft P1 und der horizontalen Kraft P2 zu ermitteln, wurde das Rohreigengewicht bei den durchgeführten Berechnungen vernachlässigt. Erwartungsgemäß wirken bei einem Belastungsverhältnis β = 0 im Rohrscheitel nahezu keine Normalkräfte.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

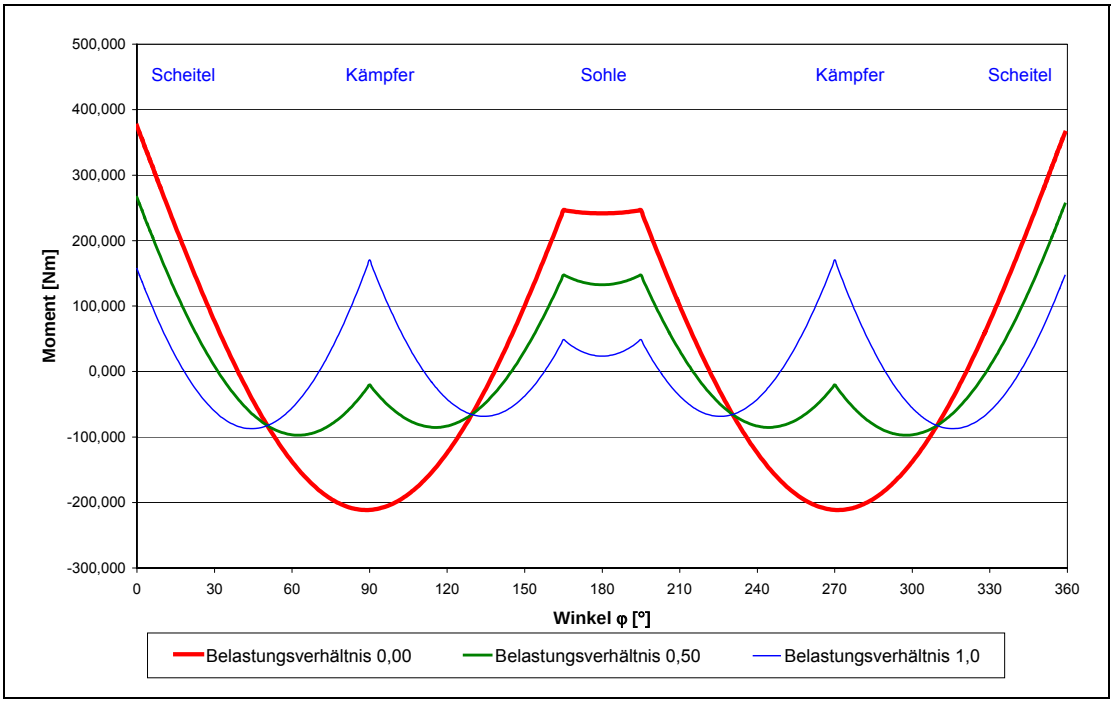


Abbildung 4.3 :
Moment berechnet für P1 = 1 kN, DN 2200, s = 200

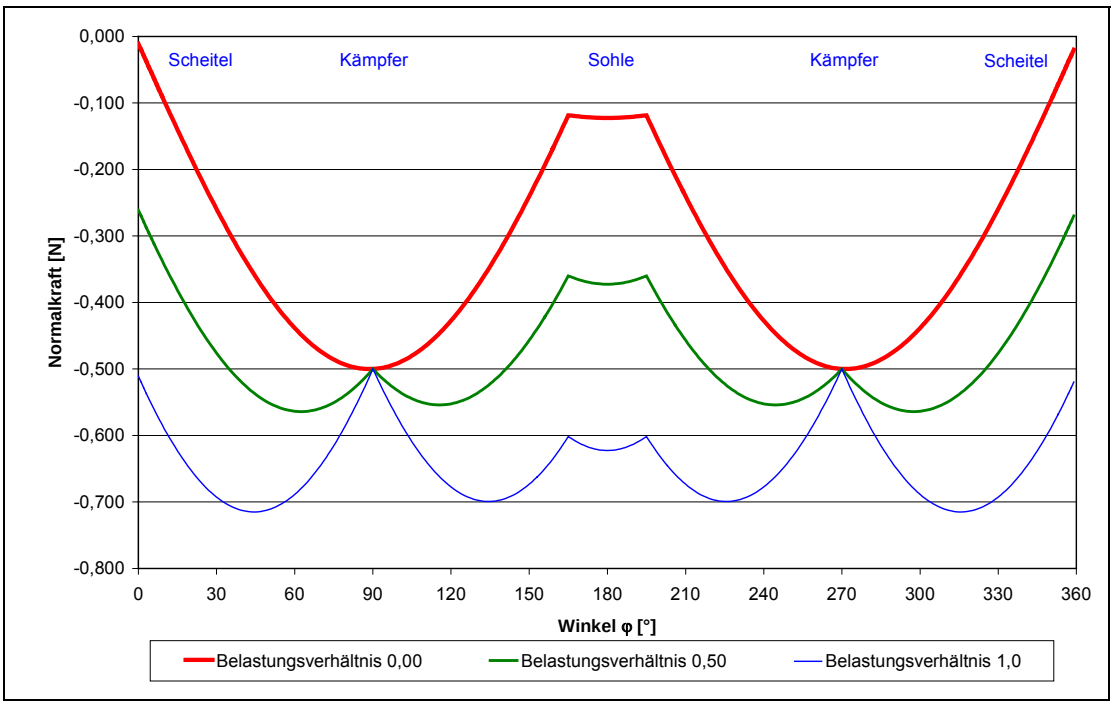


Abbildung 4.4:
Normalkraft berechnet für P1 = 1 kN, DN 2200, s = 200

Bei einem im Boden eingebetteten und überschütteten Rohr treten „normalkraftfreie“ Querschnittsbereiche grundsätzlich nicht auf. Damit ist auch die im Scheiteldruckversuch nach

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

DIN 4035 [5] bzw. DIN EN 1916 [23] ermittelte Rissbreite von 0,2 mm nicht mit der eines Rohres unter In-situ-Belastungen vergleichbar. Das für einen Beanspruchungsvergleich charakteristische Verhältnis zwischen Moment und Normalkraft kann durch die Exzentrizität $e(\varphi)$ beschrieben werden zu:

$$e(\varphi) = \frac{M}{N}.$$

Die *Abbildung 4.5* stellt das Ergebnis der Berechnung der Exzentrizität für den Beanspruchungszustand des Scheiteldruckversuchs mit seitlicher Stützung und unterschiedlichen Belastungsverhältnissen unter Vernachlässigung des Rohreigengewichtes dar. Erstrisse sind in den Querschnittsbereichen, in denen der Betrag der Exzentrizität ein Maximum hat, zu erwarten. Deutlich ist zu erkennen, dass der Betrag der Exzentrizität im Scheitel für $\beta = 0$ unendlich groß wird, da die Normalkraft gegen Null tendiert.

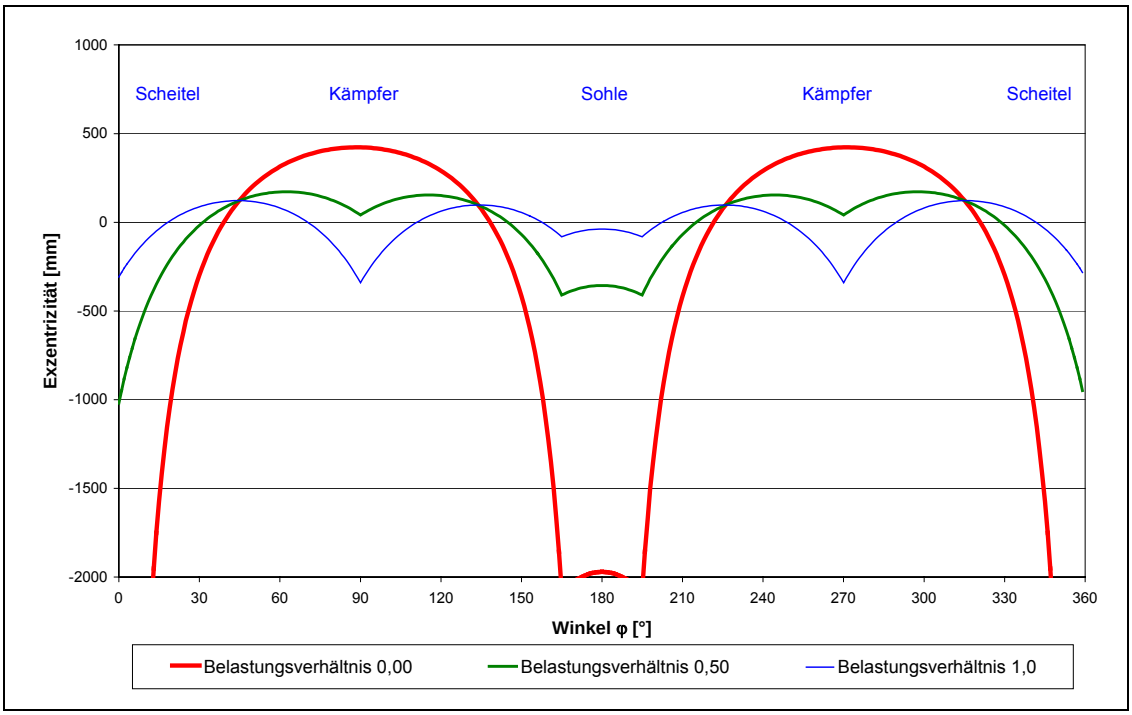


Abbildung 4.5:
Exzentrizität berechnet für P1 = 1 kN, DN 2200, s = 200

Abbildung 4.6 zeigt an einem Beispielquerschnitt die Spannungsverteilung im Grenzzustand der Rissbildung für unterschiedliche Exzentrizitäten der Normalkraft. Der Rissbeginn ist durch Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons gekennzeichnet. Die Betonbiegezugfestigkeit wurde im Beispiel mit f_{ct} = 3,0 MN/m² angesetzt. Die Zugkräfte F_s steigen erwartungsgemäß mit Zunahme der Exzentrizität. Bei gleich bleibender Bewehrung steigt somit auch die Kraftübertragungslänge von der Bewehrung auf den Beton nach Eintritt der Rissbildung, da die Verbundfestigkeit als konstant anzusehen ist. Das Produkt aus Dehnlänge und Stahldehnung (solange die Stahlspannung unter der Fließgrenze bleibt) ist proportional zur entstehenden Rissbreite. Somit ergibt sich mit wachsender Exzentrizität eine Zunahme der Rissbreite in Höhe der Bewehrung aus der Zunahme der Stahlspannung (und damit der maximalen Stahldehnung) und der zugehörigen Dehnlänge [81] [83].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

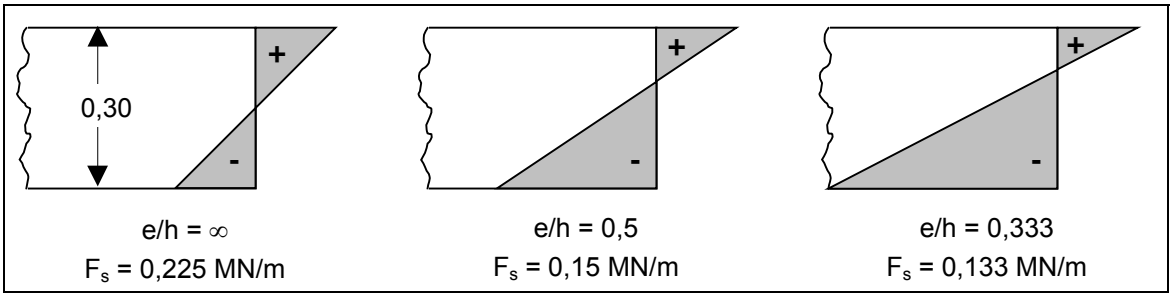


Abbildung 4.6:
Kraft im Zugkeil in Abhängigkeit von der Exzentrizität [81]

Der o.a. Zusammenhang leitet sich aus Überlegungen zum Zugkeil und der Zugkeildeckung ab. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Zugkraft im Stahl stets vom Hebelarm der inneren Kräfte nach Rissbildung abhängt. *Abbildung 4.7* stellt beide Zusammenhänge dar, die Abhängigkeit im Sinne der Zugkeildeckung vor Rissbeginn und die Entwicklung der Zugkraft nach Rissbildung. Wie man sieht, wird die Zugkraft zwar durch innere Umlagerung der Kräfte im gerissenen Querschnitt geringer, die Tendenz des vorher erläuterten Zusammenhanges bleibt jedoch erhalten [81].

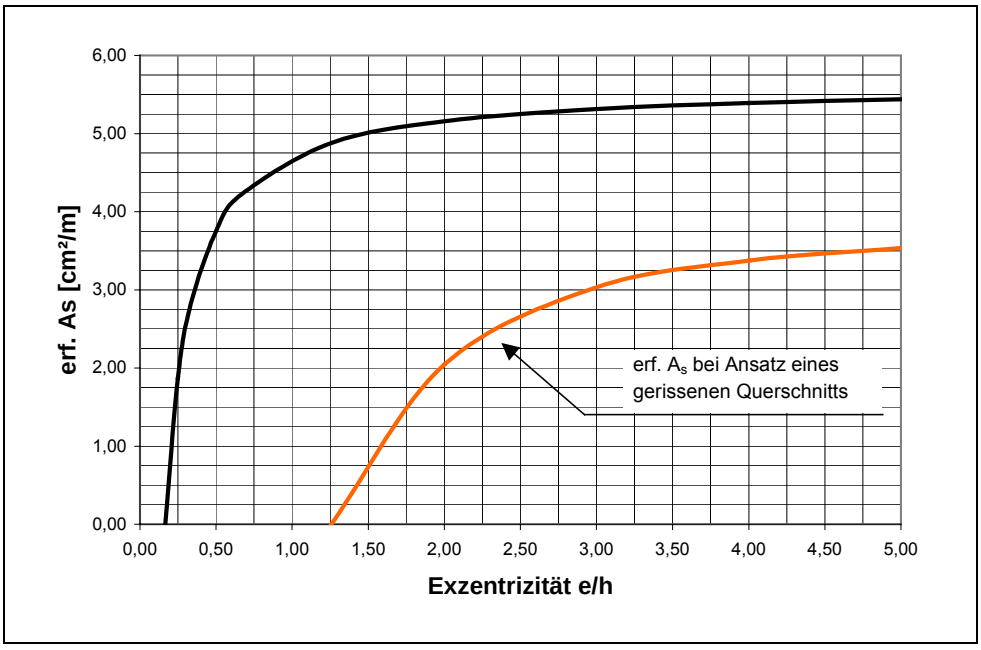


Abbildung 4.7:
Erf. Bewehrung zur Zugkeildeckung (h = 30 cm, f_{ct} = 3,0 MN/m²) [81]

Es wird somit deutlich, dass eine Beurteilung von Rissen bezüglich ihrer Rissweite in einem Scheiteldruckversuch nur realitätsnah erfolgen kann, wenn im betrachteten Rohrquerschnitt auch Normalkräfte wirken.

Die erforderliche Scheiteldruckkraft kann nun für eine „realitätsnahe“ Beanspruchung in 4 Schritten wie folgt ermittelt werden:

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

1. **Bestimmung der Exzentrizität für die In-situ-Beanspruchung.** Die In-situ-Beanspruchung (N/M-Verteilung) ergibt sich aus den im Einbaufall vorliegenden Belastungsverhältnissen. Für diese In-situ-Beanspruchung wird die Exzentrizität berechnet. Maßgebend ist der maximale Betrag der Exzentrizität über den Rohrumfang.

2. **Ermittlung des Belastungsverhältnisses β.** Das Belastungsverhältnis β gibt das Verhältnis zwischen horizontaler Stützkraft und vertikaler Scheiteldruckkraft im Scheiteldruckversuch an. Für den Lastfall „Scheiteldruckversuch" wird das Belastungsverhältnis β so gewählt, dass die maximale Exzentrizität im Versuch dem maximalen Wert unter In-situ-Beanspruchung entspricht. Im Falle einer Innenrissbetrachtung liegt der maßgebliche Querschnittsbereich im Scheitel, bei einer Außenrissbetrachtung im Kämpferbereich. Die *Abbildung 4.8* zeigt beispielhaft die Exzentrizitätsverteilung für eine In-situ-Beanspruchung gemäß *Abbildung 4.2* und die Exzentrizitätsverteilung für den gewählten β-Wert im Scheiteldruckversuch mit seitlicher Stützung bei Innenrissbetrachtung. Die Exzentrizität bei 0° im Scheiteldruckversuch entspricht in diesem Fall dem 180°-Wert in-situ (Sohle maßgebend). Die Exzentrizität der äußeren Rissbereiche wird aufgrund des stets großen Normalkraftanteils im Kämpferbereich weniger stark durch die Wahl der Stützkraft beeinflusst.

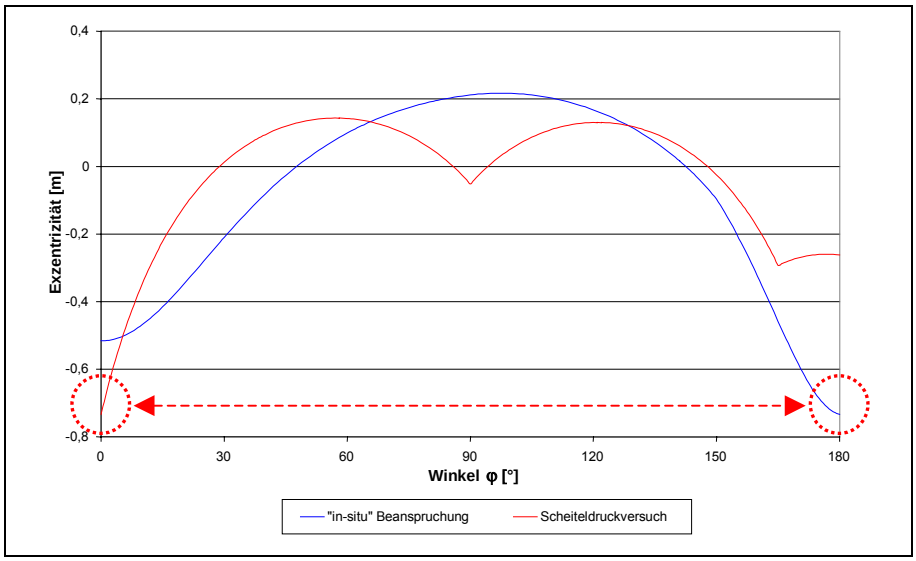


Abbildung 4.8:
Bestimmung des Belastungsverhältnisses β

3. **Bestimmung der maßgebenden Spannungsgröße aus In-situ-Beanspruchung.** Maßgebend ist die maximale Zugspannung an der Rohrinnen- bzw. Rohraußenseite.

4. **Ermittlung der maßgebenden Scheiteldruckkraft.** Die Größe der Scheiteldruckkraft, mit der eine den tatsächlichen Belastungen entsprechende Beanspruchung im Versuch erzeugt werden kann, wird für den gewählten β-Wert nach Punkt 2 und das Spannungsniveau nach Punkt 3 ermittelt. Die *Abbildung 4.9* zeigt beispielhaft die Spannungsverteilung für eine In-situ-Beanspruchung und den Scheiteldruckversuch mit seitlicher Stützung bei maßgebender Scheiteldruckkraft. Die Spannungen bei 0° (Versuch) und 180° (In-situ) entsprechen einander.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

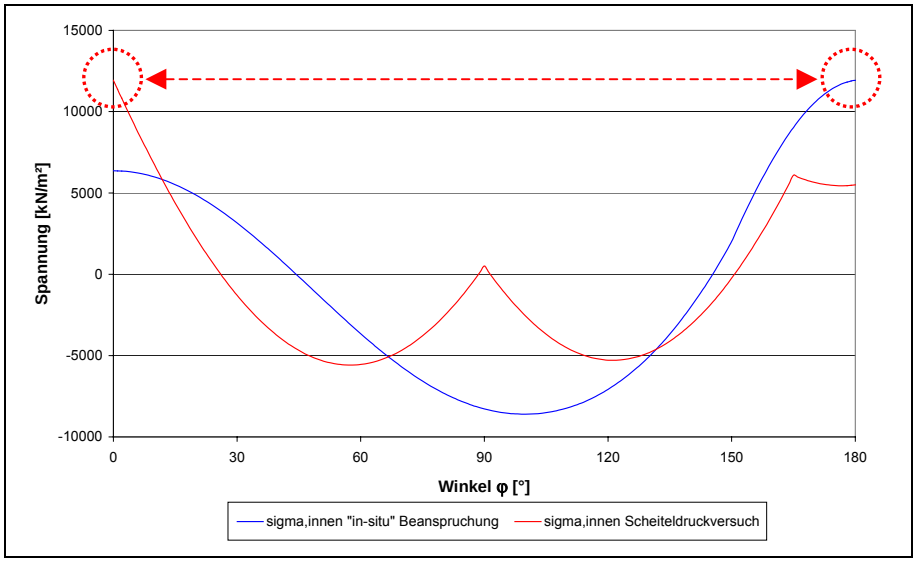


Abbildung 4.9:
Abstimmung der Spannungsgrößen in den maßgeblichen Querschnitten

Um außen eine Lasteinleitung in rissfreien Bereichen sicherzustellen, war zunächst die Rissausbreitung im Kämpferbereich des Rohres unter Scheiteldrucklast abzuschätzen. Hierzu wurden FEM-Berechnungen für typische Rohrabmessungen durchgeführt. (vgl. *Abbildung 4.10*). Die Abmessungen der Lasteinleitungskonstruktion und insbesondere die Anordnung der Messtechnik zur Aufzeichnung der Versuchsergebnisse wurde auf Grundlage der Simulationsergebnisse geplant und optimiert. Betrachtet wurden im Versuch die Dehnungsentwicklung im ungerissenen Rohr, die Rissentstehung und die Rissentwicklung nach dem ersten Anriss in der Rohrwandung.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

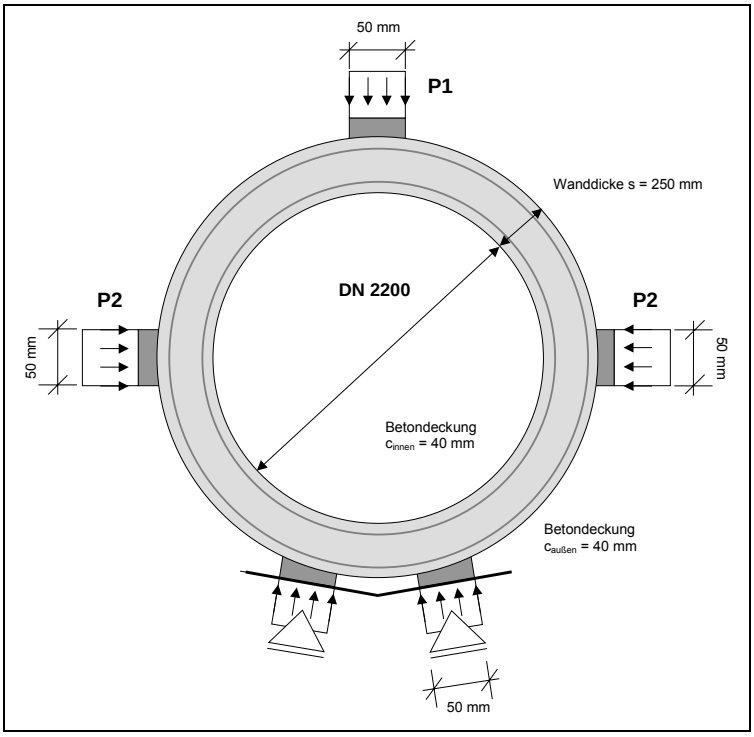


Abbildung 4.10:
Schematische Darstellung des zur numerischen Simulation verwendeten Systems (nicht maßstabsgerecht)

Dem zu modellierenden System wurden die Abmessungen eines tatsächlichen Versuchs zu Grunde gelegt. Das Rohr der Nennweite DN 2200 mit Wanddicke 250 mm und Rohrlänge 3,0 m erfährt eine vertikale und horizontale Lasteinleitung über Druckübertragungsmittel von 20 x 50 x 3000 mm Größe. Das Verhältnis aus vertikaler Kraft P1 und horizontaler Kraft P2 wurde variiert zu P2/P1 = β = 1,00; 0,50; 0,33; 0,25. Bei der numerischen Simulation mit Hilfe des Programmsystems ABAQUS wurde die Last bis zum Versagen des Systems gesteigert.

Das Materialverhalten des Stahlbetons wurde vereinfacht mit einem elasto-plastischen Stoffgesetz für Beton (vgl. [86]) beschrieben, bei dem der Beton bei Überschreiten einer zulässigen Hauptzugspannung versagt und der Stahlbeton an dieser Stelle (ein Element bzw. mehrere Elemente) Risse aufweist. Spannungsumlagerungen in ungerissene Bereiche sind die Folge. Die Bewehrung der Rohre wurde ebenfalls durch ein elasto-plastisches Stoffgesetz für Stahl (vgl. [86]) abgebildet.

Die den Berechnungen zugrunde liegende Netzgeometrie ist in *Abbildung 4.11* dargestellt.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

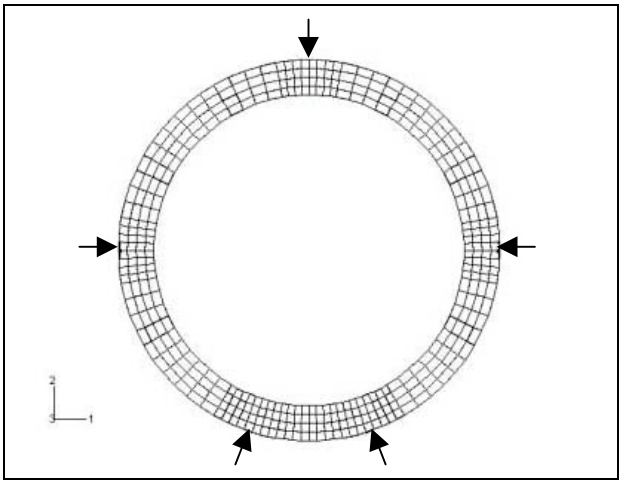


Abbildung 4.11:
Netz für die Finite-Element Berechnungen

Die *Abbildungen 4.12a - d* zeigen die mittels FEM-Berechnung bei maximaler Belastung zu erwartenden Rissbereiche. Es ist zu erkennen, dass insbesondere im Rohrscheitel mit steigendem Belastungsverhältnis β der Rissbereich aufgrund wachsenden Normalkrafteinflusses kleiner wird. Auch wird deutlich, dass im vorliegenden Fall für β-Werte größer 0,25 unmittelbar im Lasteinleitungsbereich an den Kämpfern nicht mit Außenrissen zu rechnen ist. Für die weitere Versuchsdurchführung wurde daher ein Wert von β = 0,3 gewählt. Im Übrigen wird unter diesen Lastverhältnissen eine Sohl-Exzentrizität erzeugt, die bei dem in *Abbildung 4.2* dargestellte In-situ-Beispiel bei einem Erddruckbeiwert $K = p_h/p_v \approx 0{,}22$ auftritt. In der Praxis sind grundsätzlich höhere Seitendruckbeiwerte zu erwarten. Da mit steigendem K auch β anwächst, kann die gewählte Lasteinleitung somit zur Simulation sämtlicher für die Praxis relevanten K-Werte eingesetzt werden.

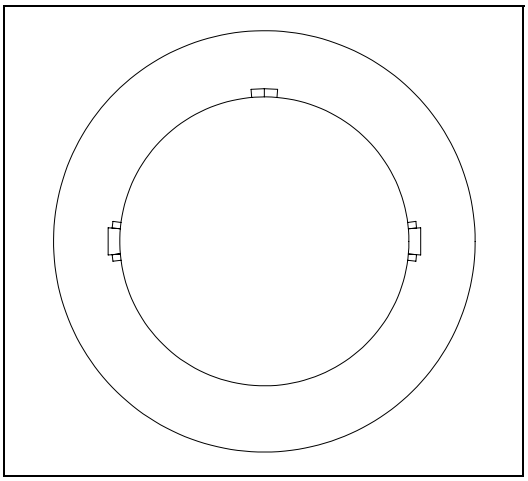


Abbildung 4.12a:
Verteilung der Risse bei der Laststufe 5100 kN und einem Belastungsverhältnis β = 1,00

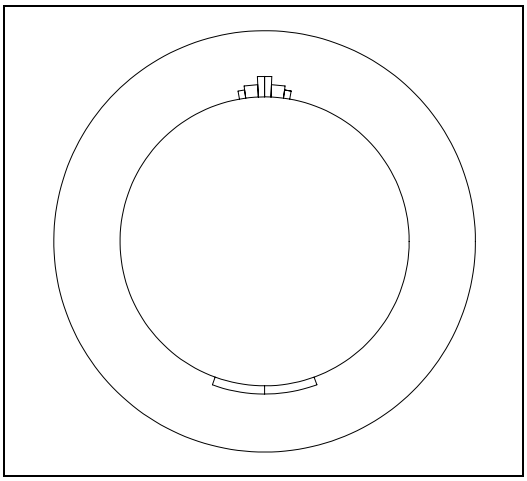


Abbildung 4.12b:
Verteilung der Risse bei der Laststufe 4200 kN und einem Belastungsverhältnis β = 0,50

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

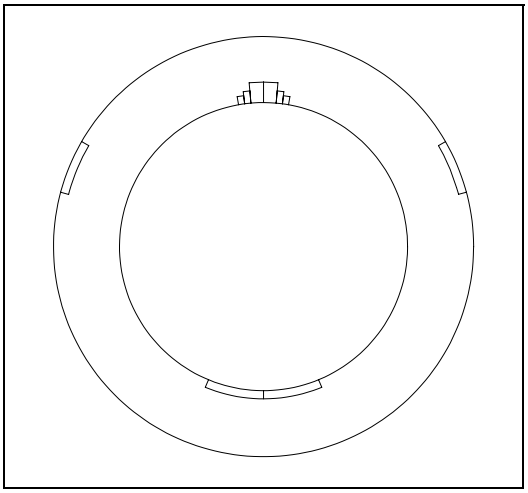


Abbildung 4.12c:
Verteilung der Risse bei der Laststufe 3600 kN und einem Belastungsverhältnis β = 0,33

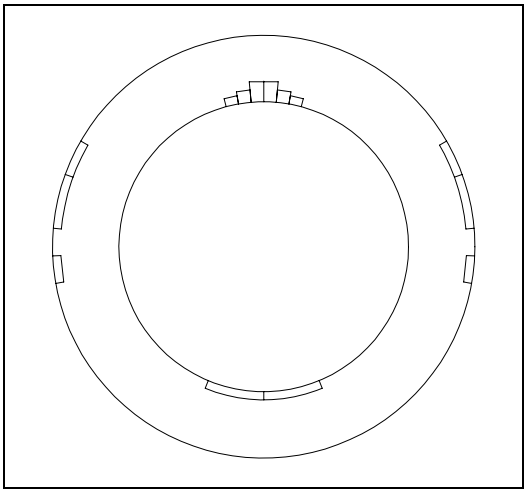


Abbildung 4.12d:
Verteilung der Risse bei der Laststufe 3300 kN und einem Belastungsverhältnis β = 0,25

4.1.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau setzt sich aus den Komponenten Rohrauflager sowie vertikale und horizontale Lasteinleitung zusammen. In *Abbildung 4.13* ist der Versuchsaufbau mit Lasteinleitung schematisch dargestellt.

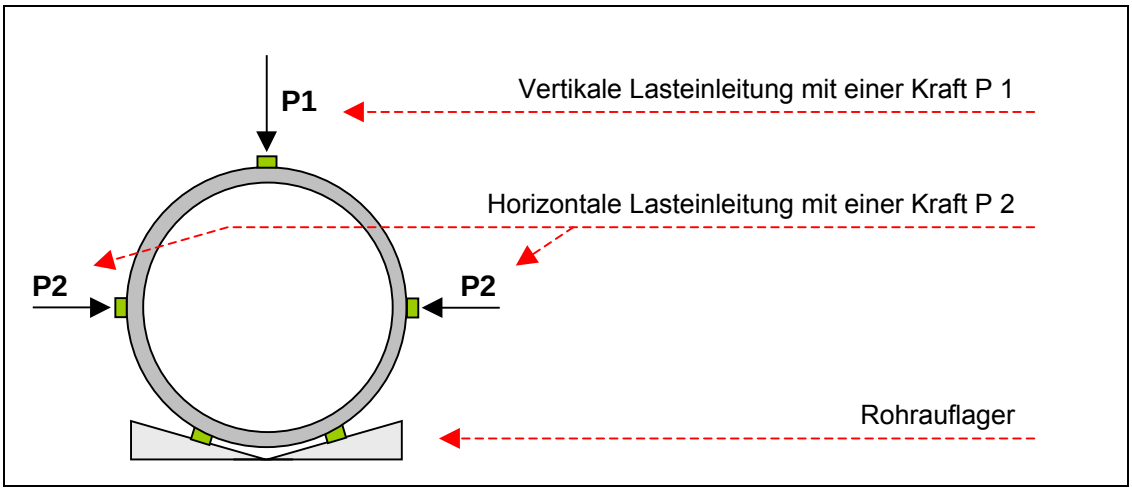


Abbildung 4.13:
Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus mit Lasteinleitung

Die Versuchseinrichtung mit einem zur Prüfung eingebauten Stahlbetonrohr DN 2200 ist in *Abbildung 4.14* dargestellt.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Abbildung 4.14:
Versuchseinrichtung mit eingebautem Rohr DN 2200

Die *Abbildungen 4.15* und *4.16* geben eine Übersicht über das Zusammenwirken der zur Lasterzeugung verwendeten Druckzylinder, der zur Lasteinleitung verwendeten Belastungsschwerter, der Druckübertragungsmittel, Widerlager, Auflagerkonstruktion und Kraftübertragungsmittel.

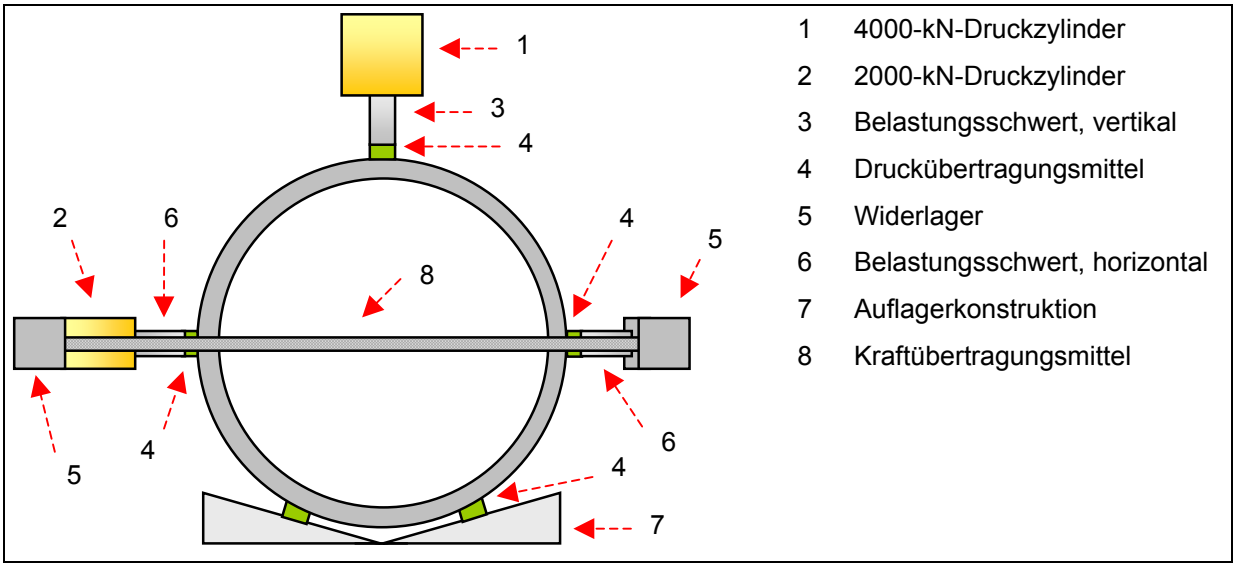
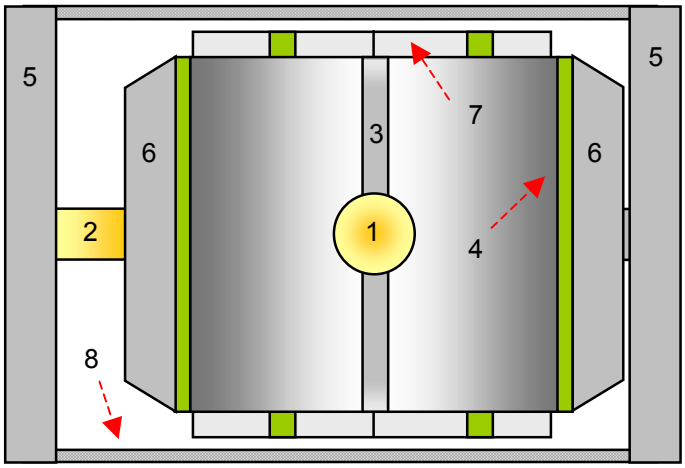


Abbildung 4.15:
Schematische Ansicht des Versuchsaufbaus mit Belastungselementen

© 2004 All rights reserved by GEK mbH



1	4000-kN-Druckzylinder
2	2000-kN-Druckzylinder
3	Belastungsschwert, vertikal
4	Druckübertragungsmittel
5	Widerlager
6	Belastungsschwert, horizontal
7	Auflagerkonstruktion
8	Kraftübertragungsmittel

Abbildung 4.16:
Schematische Draufsicht des Versuchsaufbaus mit Belastungselementen

Abbildung 4.17 zeigt zum Vergleich die nach DIN EN 1916 [23] möglichen Auflagerkonstruktionen für kreisrunde Rohre bis zu einer Nennweite ≤ DN 1750. DIN V 1201 [14] enthält für Rohre größerer Nennweite keine weiteren Vorgaben, so dass grundsätzlich in gleicher Weise verfahren werden könnte.

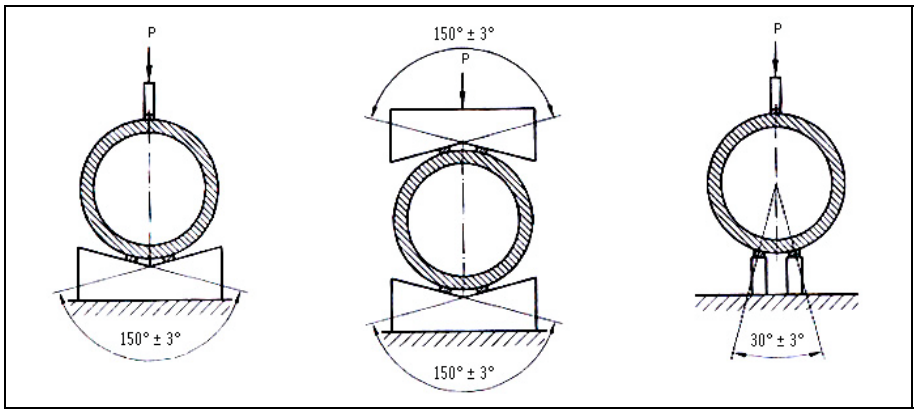


Abbildung 4.17:
Auflagerausbildung nach DIN EN 1916 [23]

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens eingesetzte Auflagerkonstruktion gestattet grundsätzlich auch die Durchführung von Versuchen nach DIN EN 1916 [23]. Nachfolgend wird der Aufbau der Versuchseinrichtung detailliert beschrieben:

Das **Rohrauflager** besteht aus einer geschweißten Stahlunterkonstruktion, auf die zur Lastaufnahme Balkenauflager aus Elastomer gelegt werden. Das Elastomer aus *Styrol-Butadien-Copolymer* hat eine Lieferqualität von 50 ± 5° Shore A und entspricht der Güte SBR-50. Die IRHD-Härte (IRHD = International Rubber Hardness Degree) wurde nach DIN 53519-1 [55] bestimmt. Sie beträgt für die im IKT geprüften Elastomere 46,1 IRHD und entspricht damit der in DIN EN 1916 [23] geforderten Härte von 50 IRHD ± 5 IRHD.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Das gewählte Balkenauflager hat eine Länge von 3000 mm, eine Auflagerbreite von 50 mm und eine Dicke von 20 mm (vgl. DIN EN 1916 [23] 20 mm ± 5 mm). *Abbildung 4.18* zeigt die Auflagerkonstruktion und das Balkenauflager.

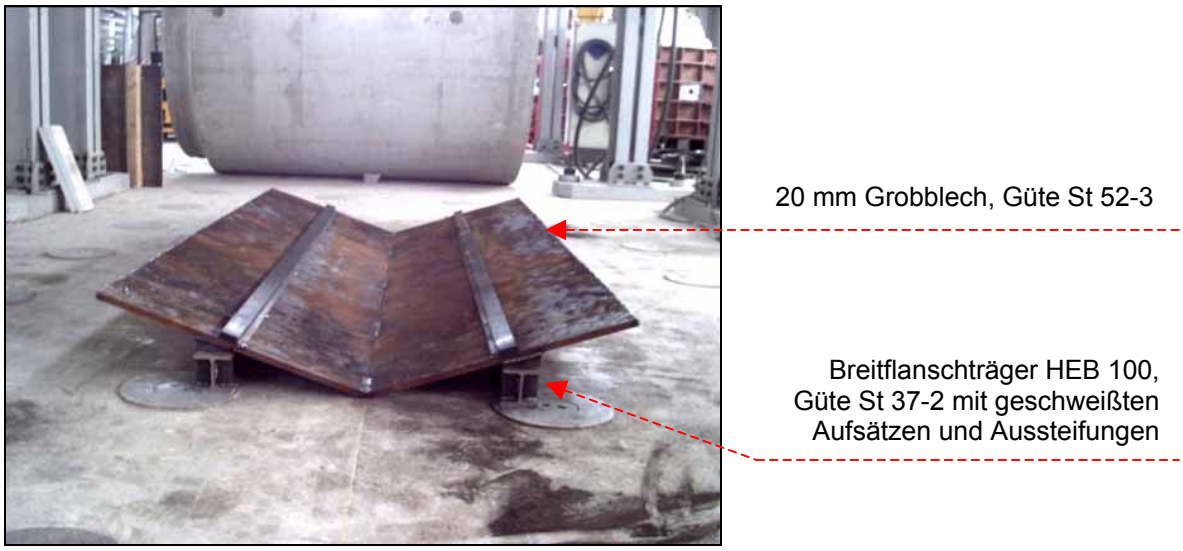


Abbildung 4.18:
Rohrauflager

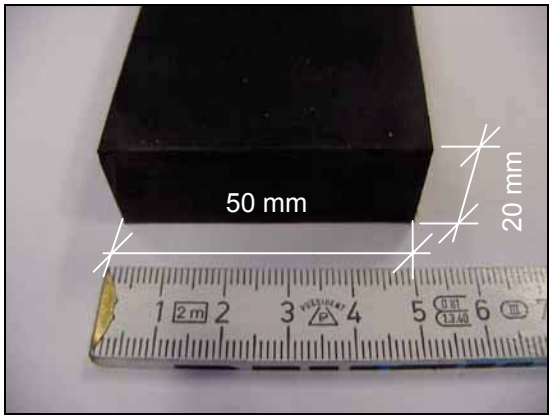


Abbildung 4.19:
Druckübertragungsmittel

Die im Rohrscheitel angreifende **vertikale Kraft** (P1) wird mittels eines servohydraulischen 4000-kN-Druckzylinders erzeugt. Die Lasteinleitung erfolgt über ein Belastungsschwert und einen angehängten Belastungsbalken. Als Druckübertragungsmittel wird wiederum ein Elastomer der Güte SBR-50, 20 x 50 mm, verwendet (siehe *Abbildung 4.19*). Die *Abbildungen 4.20* und *4.21* zeigen die vertikale Lasteinleitung.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

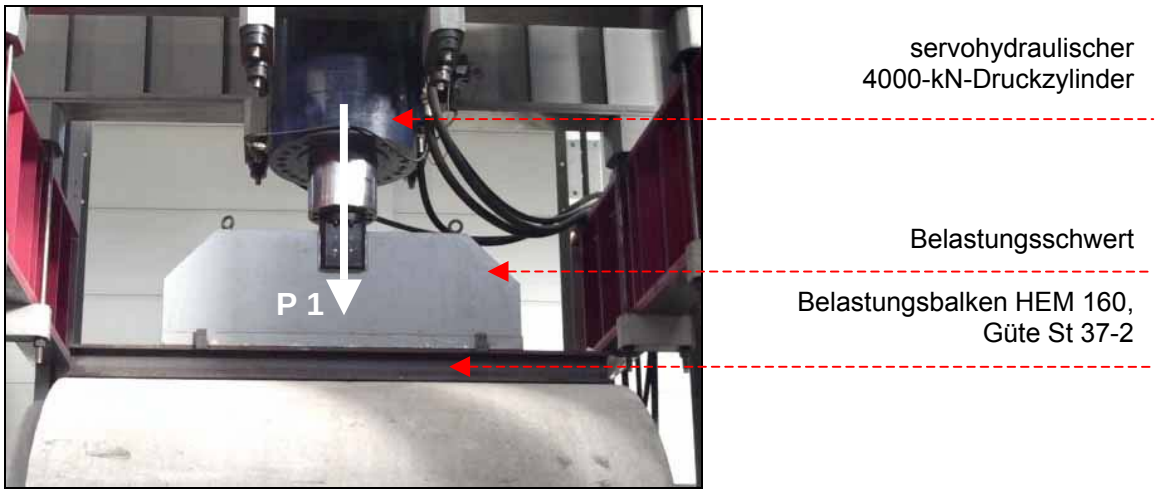


Abbildung 4.20:
Vertikale Lasteinleitung

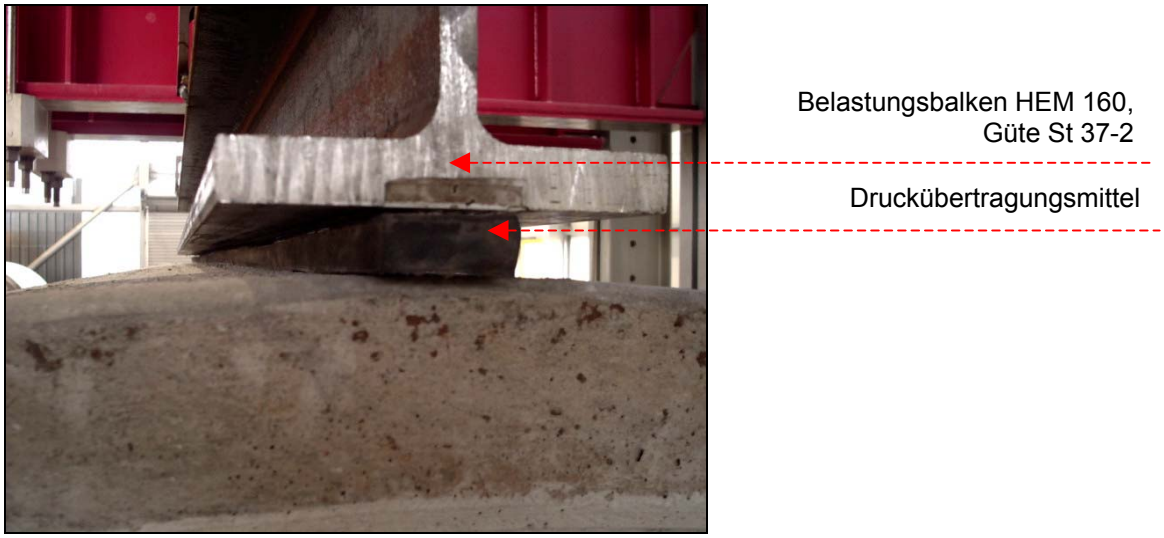


Abbildung 4.21:
Vertikale Lasteinleitung

Die **horizontalen Kräfte** (P2) greifen jeweils in den Rohrkämpfern über einen servohydraulischen 2000-kN-Druckzylinder an, der über eine Kopfplatte an den Versuchsrahmen angeschlossen ist. Die direkte Kraftübertragung am Zylinder erfolgt über ein Belastungsschwert und einen Belastungsbalken. Das Druckübertragungsmittel entspricht wiederum dem des Auflagers und der vertikalen Druckübertragung (siehe *Abbildung 4.22*). Über den Versuchsrahmen wird die Gegenkraft im Widerlager erzeugt und von dort mit einem vergleichbaren Belastungsschwert, Belastungsbalken und Druckübertragungsmittel in den gegenüberliegenden Kämpfer eingetragen (siehe *Abbildung 4.23* und *4.24*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

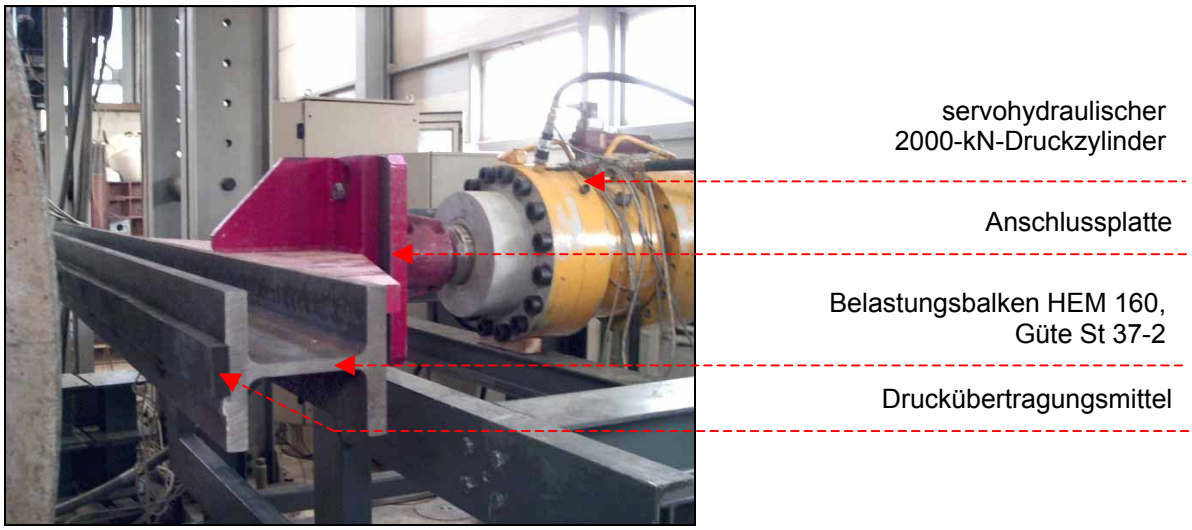


Abbildung 4.22:
Horizontale Lasteinleitung

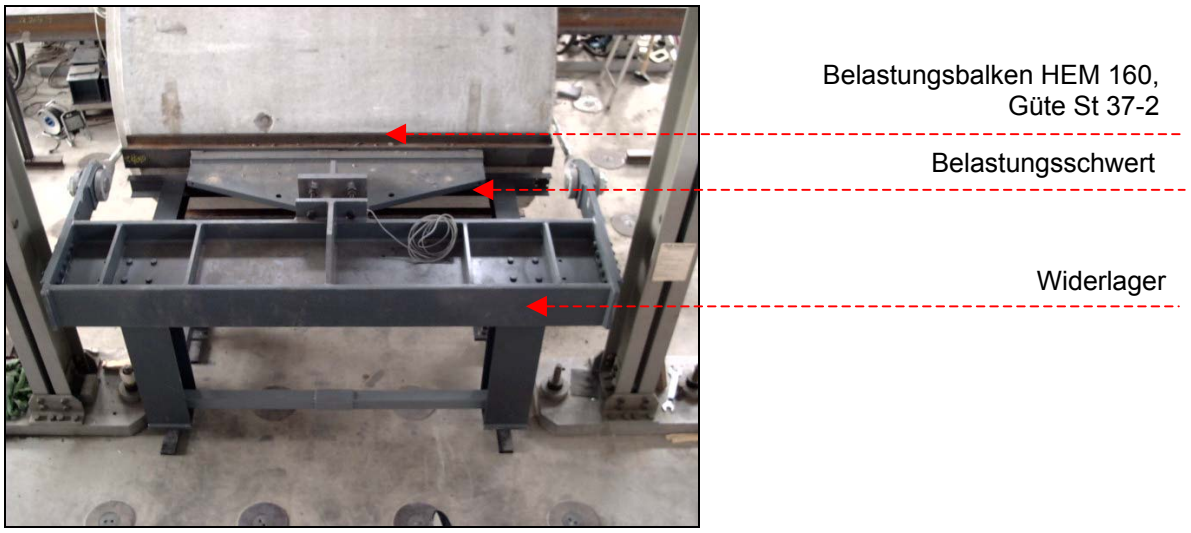


Abbildung 4.23:
Widerlager der horizontalen Lasteinleitung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

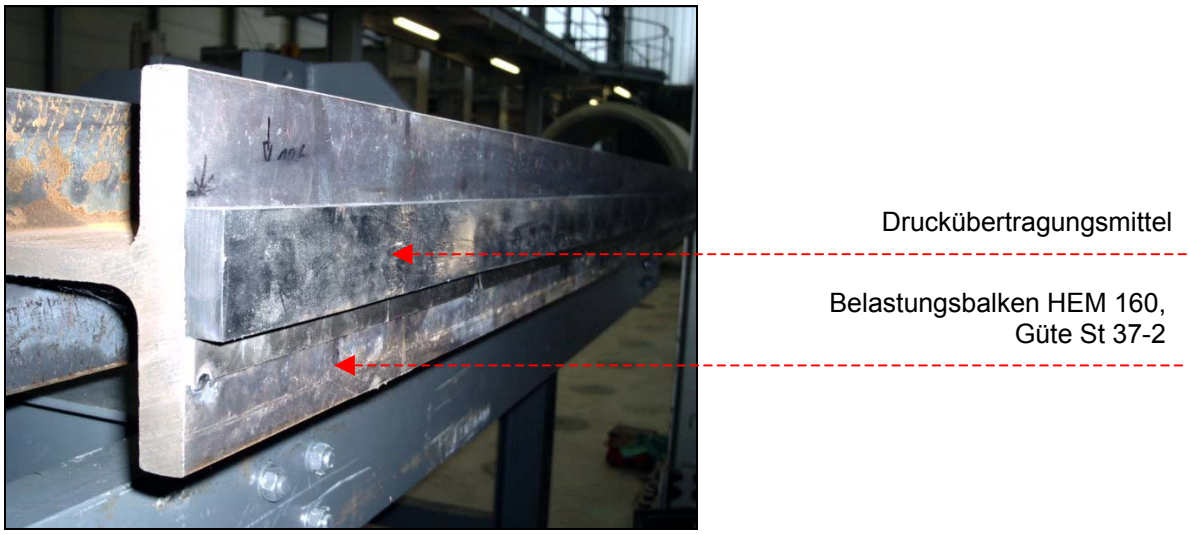


Abbildung 4.24:
Lasteinleitung am Widerlager

Die über den horizontal eingebauten servohydraulischen Druckzylinder aufgebrachte Kraft P2 wird mittels eines 2-MN-Kraftaufnehmers (HBM, Typ C6A) kontinuierlich aufgezeichnet (siehe *Abbildung 4.25*). Das Lastverhältnis P2/P1 wird über die verwendete Software gesteuert.

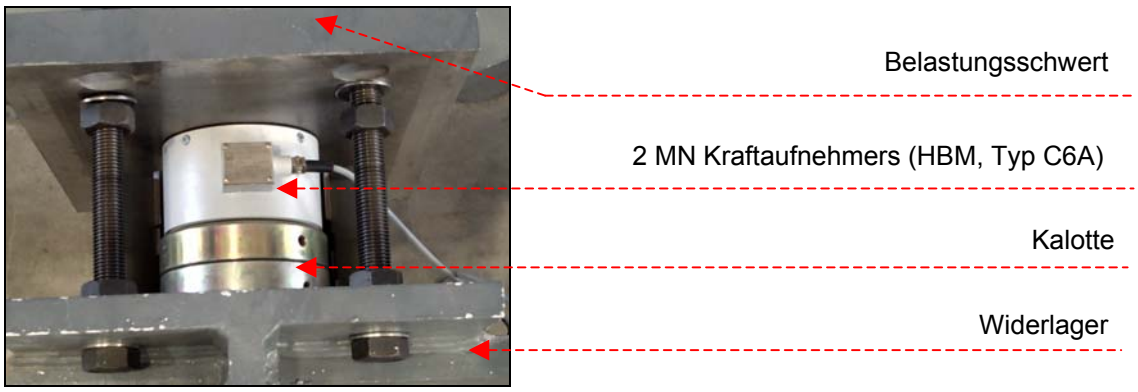


Abbildung 4.25:
2-MN-Kraftaufnehmer (HBM, Typ C6A)

Die **Kraftübertragung** zwischen den zwei horizontalen Lasteinleitungen wurde mit einem vollverschlossenen Spiralseil Ø 50 mm realisiert. Die Seile setzen sich aus einem dickverzinkten Runddrahtkern und 2-Lagen dickgalfanverzinkten Z-Profildrähten [82] zusammen (siehe *Abbildung 4.26*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

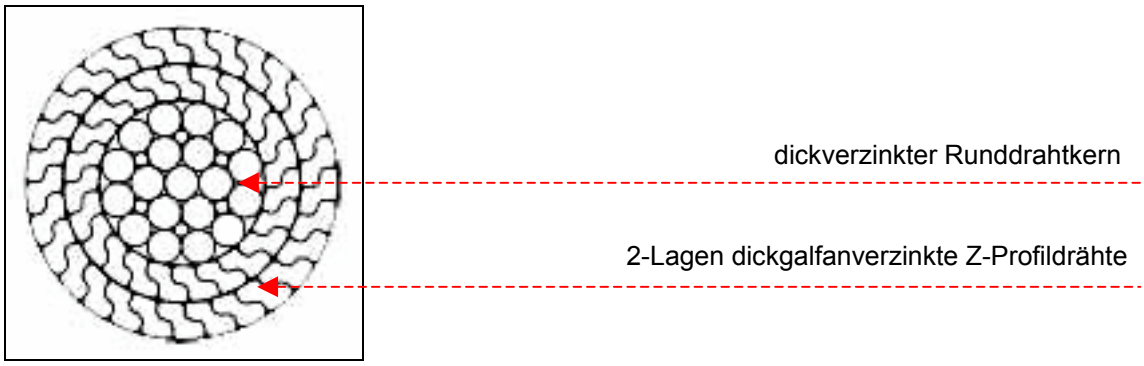


Abbildung 4.26:
Aufbau der Spiralseil [82]

Der Anschluss an die Widerlager erfolgt über vergossene Gabelseilhülsen (siehe *Abbildungen 4.27* bis *4.29*).

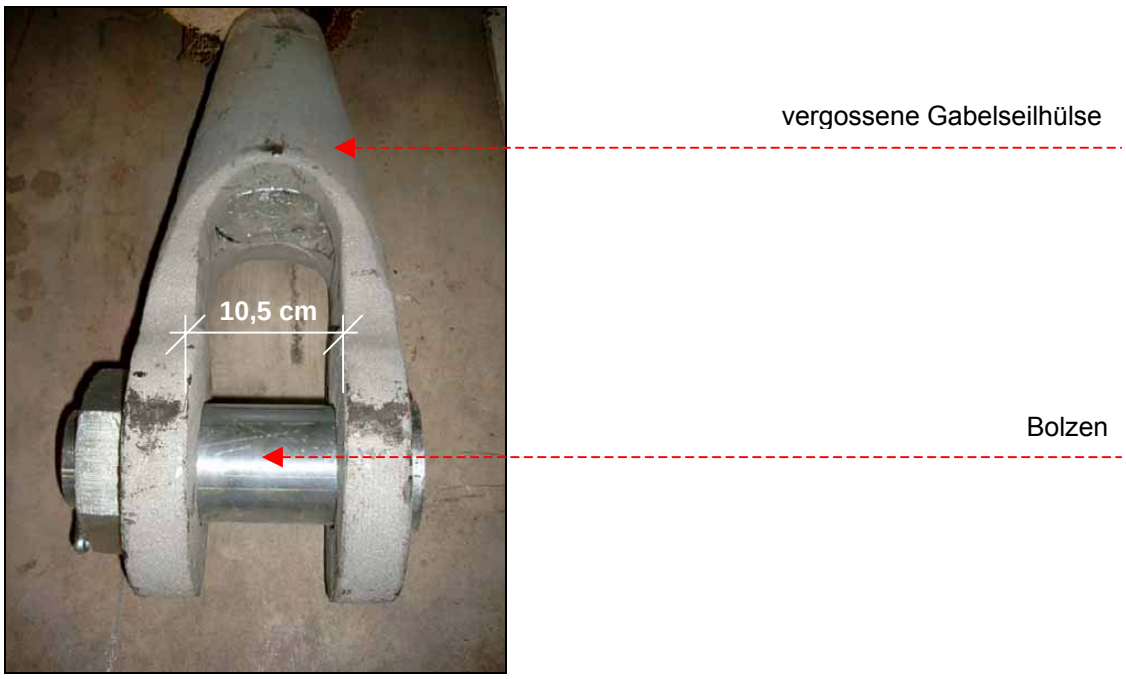


Abbildung 4.27:
vergossene Gabelseilhülsen und Bolzen zum Anschluss

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

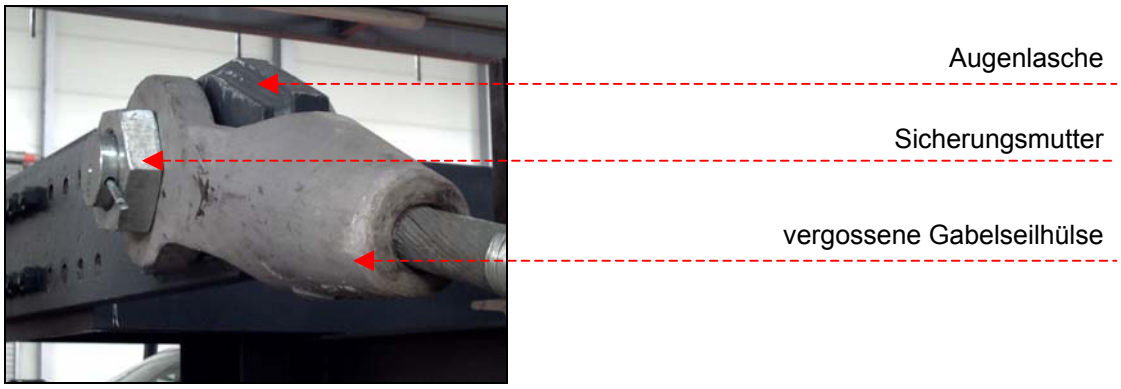


Abbildung 4.28:
Augenlasche und angeschlossene Gabelseilhülse

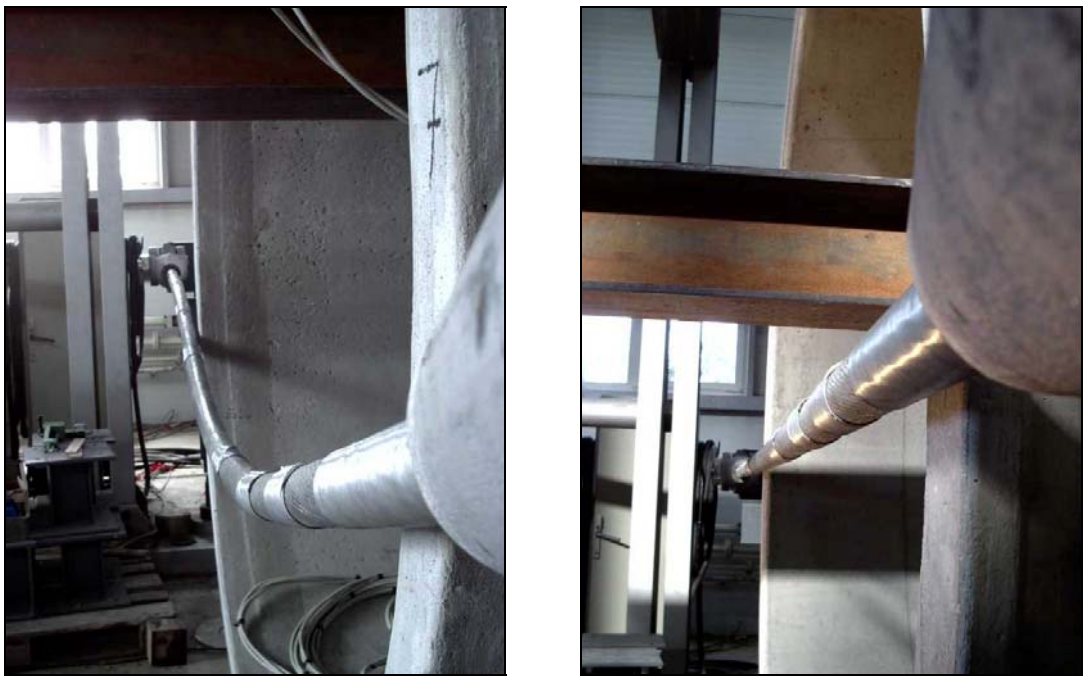


Abbildung 4.29:
Spiralseile zur Kraftübertragung im entspannten und gespannten Zustand

Der gesamte Versuchsrahmen steht auf einer Unterkonstruktion mit 12 Schwerlastrollen, die gewährleisten, dass die zwei horizontalen Belastungsschwerter auch Rohrverformungen nachfahren können. Die *Abbildung 4.30* zeigt die Schwerlastrollen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

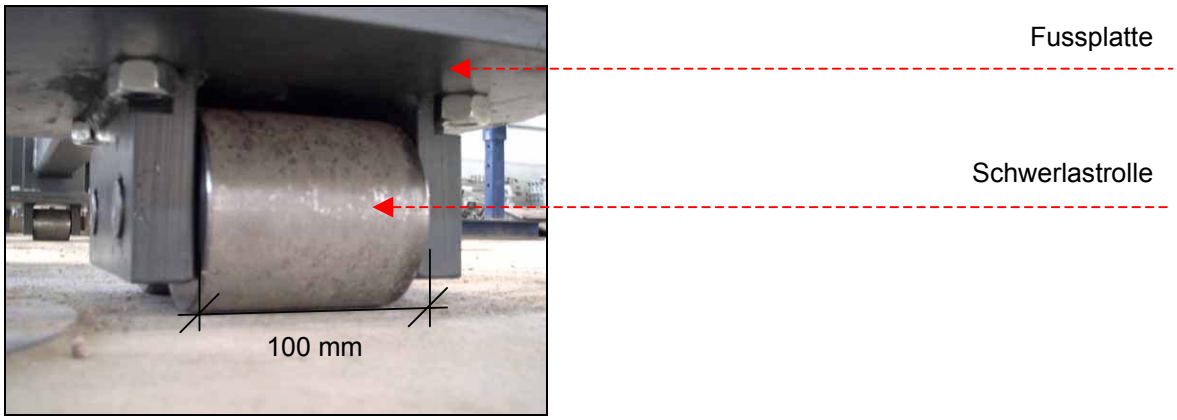


Abbildung 4.30:
Unterkonstruktion der Versuchseinrichtung

4.1.3 Messtechnik

Um die Dehnungen am Rohrumfang zu messen, wurden „DMS-Rosetten“ verwendet. Sind die Hauptdehnungsrichtungen bekannt, reicht i.d.R. der Einsatz von 90°-DMS-Rosetten zur Erfassung von zwei orthogonalen Dehnungen aus. Unbekannte Dehnungszustände können mittels einer 0°/45°/90° - oder 0°/60°/120° - Rosette bestimmt und auf die Hauptdehnungen zurückgeführt werden.

Vor der Applikation der Dehnungsmesstreifen wurden die Betonflächen angeschliffen. Zur Fixierung der Dehnungsmessstreifen auf der glatten Betonoberfläche wurde ein schnellhärtender Zweikomponentenkleber eingesetzt.

Um ausgehend von den FEM-Betrachtungen in Abschnitt 4.1.1 die von Rissbildung betroffenen Querschnittsbereiche im Scheiteldruckversuch näher eingrenzen, wurden auf drei zu prüfenden Rohren unterschiedlicher Herstellverfahren jeweils 36 Dehnungsmessstreifen appliziert (*siehe Abbildung 4.31*). Sowohl im Scheitel als auch in der Sohle der zu prüfenden Rohre wurden an der Rohrinnenseite je drei 0°/45°/90° - Rosetten (siehe *Abbildung 4.32*) sowie ein zusätzlicher einzelner Dehnungsmessstreifen angebracht. In Umfangsrichtung wurde so eine Messlänge von 298 mm abgedeckt. An der Rohraußenseite wurden in zwei Messbereichen in den Achtelspunkten oberhalb bzw. unterhalb des Rohrkämpfers Dehnungsmessstreifen appliziert. Es wurden je eine 0°/45°/90° - Rosette zur Bestimmung der Hauptspannung und 5 einzelne Dehnungsmessstreifen in Umfangsrichtung angebracht. Mit dieser Anordnung wurde je eine Messlänge von 572,5 mm bzw. ein Kreisbogen von 24,3 Grad abgedeckt. Speziell für die Versuche ohne seitliche Stützung wurden an der Rohraußenseite Dehnungsmessstreifen in den Rohrkämpfern appliziert. Hier wurden eine 0°/45°/90° - Rosette sowie zwei zusätzliche einzelne Dehnungsmessstreifen angeordnet, so dass eine Messlänge von 290 mm abgedeckt war.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

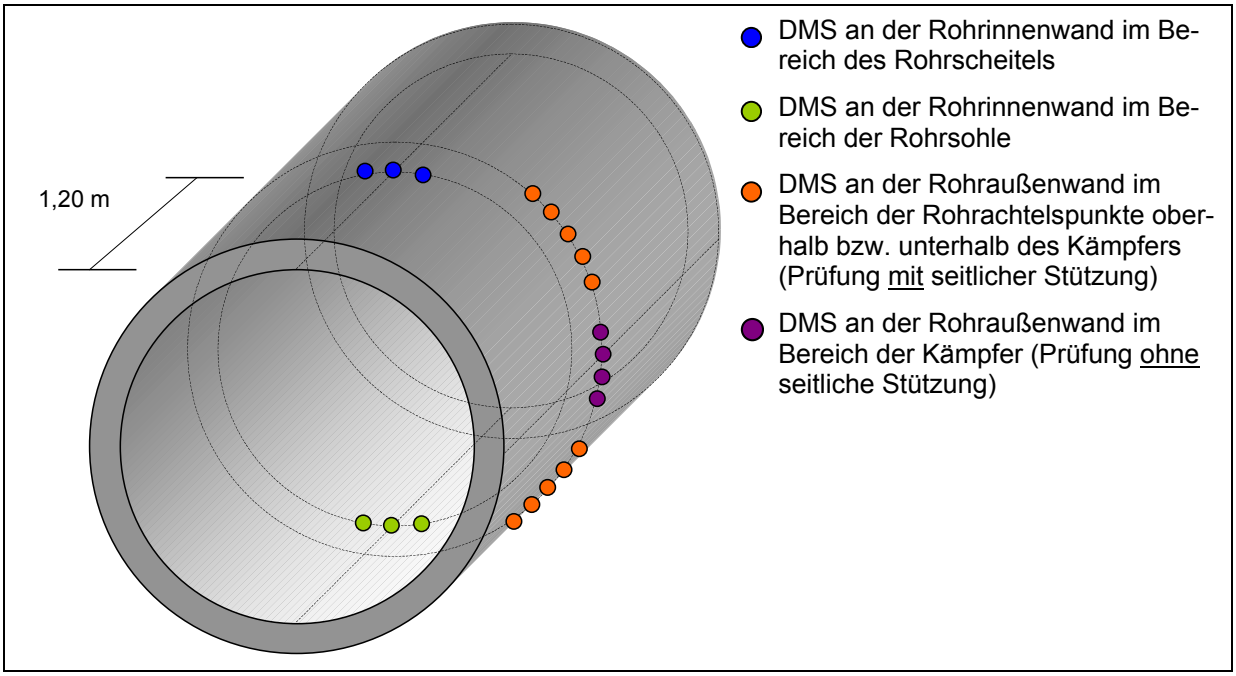
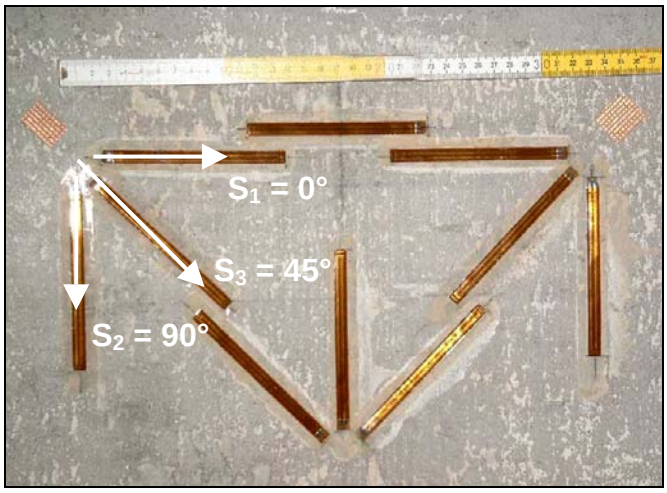


Abbildung 4.31:
Anordnung der Dehnungsmessstreifen



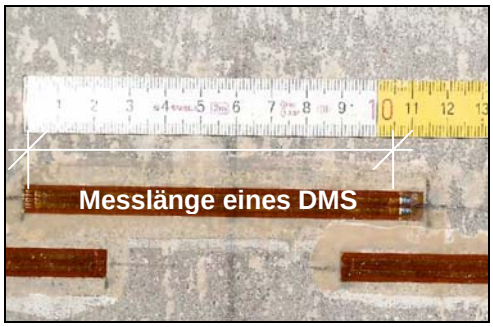


Abbildung 4.32:
Anordnung von drei 0°/45°/90° - Rosetten in Scheitel und Sohle

Für die weitere Versuchsdurchführung konnte die Anordnung der Dehnungsmessstreifen dahingehend optimiert werden, dass je drei einzelne DMS in Scheitel und Sohle ausreichten, um den Rissbeginn bereits vor Auftreten optisch erkennbarer Risse festzustellen. Die Rissbreite im ersten Belastungsriss am Rohrumfang sowie die weitere Rissbreitenentwicklung an dieser Stelle wurden mit Hilfe eines Video-Extensometers erfasst (siehe *Abbildung 4.33* und *4.34*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Abbildung 4.33
Video-Extensometer

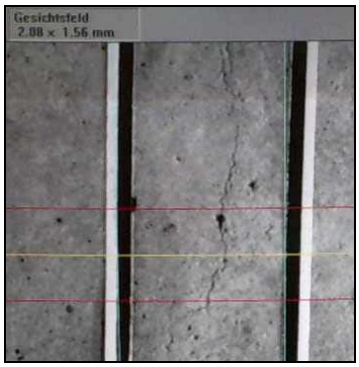


Abbildung 4.34
Riss mit Messmarken

Das Video-Extensometer nimmt den durch mechanische Beanspruchung hervorgerufenen Abstand zwischen zwei Messmarken optisch auf. Da die optische Messlänge direkt mit der ursprünglichen Messlänge verglichen wird, kann es auch direkt als Dehnungsmesser eingesetzt werden.

4.2 Versuchsablauf

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden 30 Versuche durchgeführt (vgl. *Tabelle 4.2*). Geprüft wurden im Wesentlichen Rohre, die

- in der Schalung erhärtet bzw.
- in der Schalung erhärtet mit Betonnachbehandlung

produziert worden waren. Für Rohre mit Nennweiten > DN 2000 stellen dies die im Betrachtungsbereich der Emschergenossenschaft üblichen Fertigungsvarianten dar (vgl. [79]). Sämtliche Rohrhersteller, die über Produktionskapazitäten für diesen Nennweitenbereich verfügen, bieten eine Erhärtung in der Schalung (Formerhärtung) an. Sämtliche nach [79] befragten Hersteller, die über eine bedeutende Großrohr-Produktion verfügen (> 33 %), haben ihre Produktion ausdrücklich auf die Formerhärtung ausgelegt.

Durch die Prüfung von Rohren aus unterschiedlichen Fertigungsverfahren sollten erste Aussagen zum qualitativen Rissverhalten, d.h. hinsichtlich der Rissverläufe bzw. Rissentwicklung unter Last, gewonnen werden. Statistisch auswertbare Aussagen zum Verhältnis der absoluten Rissbreiten an Rohren aus unterschiedlichen Fertigungsverfahren waren aufgrund der üblicherweise großen Streuungen (vgl. [78]) für den gewählten Stichprobenumfang nicht zu erwarten. Auch wurden nur Stahlbetonrohre eines einzigen Herstellers eingesetzt, so dass eine quantitative Übertragung auf andere Hersteller oder sogar Produktionsabläufe nicht möglich ist.

Im Vordergrund der Untersuchung standen somit die lastabhängige Aufnahme der Rissentwicklung und die vergleichende Interpretation der charakteristischen Rissverläufe. Dies forderte allerdings einen besonderen Aufwand hinsichtlich

- der Konstruktion der Versuchseinrichtung zur lastabhängigen seitlichen Stützung des Rohres (vgl. Abschnitt 4.1.2),
- der Erkennung des Rissbeginns im maßgebenden Riss, z.B. durch Applikation zahlreicher DMS,

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- der Aufnahme der Rissbreitenentwicklung im maßgebenden Riss, z.B. durch Einsatz eines Video-Extensometers.

In den Hauptversuchen wurden Stahlbetonrohre der Nennweite DN 2200 mit einer Wanddikke s = 250 mm aus Beton B 55 (C 50/60) und Betonstahl BSt 500s eingesetzt. Die Betondeckung sollte innen und außen 40 mm betragen. Lediglich in Vorversuchen (Nr. 1,7,8,12) wurden sofort entschalte Rohre mit einer Wanddicke s = 210 mm eingesetzt.

In Anlehnung an die in Abschnitt 3 untersuchten Baumaßnahmen wurde zur Bemessung sämtlicher Rohre derselbe Einbau- bzw. Lastfall angesetzt. Es wurde eine Grabenbreite von 4,10 m, eine Überschüttungshöhe von 3,0 m und als Verkehrslast ein SLW 60 angenommen. Der Einbau des Verfüllmaterials erfolgt demnach lagenweise gegen den anstehenden Boden (vgl. Einbettungs- und Überschüttungsbedingungen A1/B1 nach ATV-DVWK - A 127 [16]). Der Grundwasserstand wurde in Höhe des Rohrscheitels angenommen.

Die Bewehrung an der Innenseite wurde für alle Rohre nach DIN 4035 [5] bemessen und ergab sich zu 5,84 cm^2/m (Ø 8 mm, s = 8,6 cm). Der Bewehrungsgrad lag damit ca. 40 % unter der Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 [3]. An der Rohraußenseite wurde die Bewehrung wie folgt variiert:

- **Bewehrungstyp I:** minimal zulässige äußere Bewehrungslage
  (Versuche Nr. 13 bis 16 und Nr. 27 bis 30):

  Für die äußere Bewehrungslage wurde die nach DIN 4035 [5] minimal erforderliche Bewehrung angesetzt (∅ 8 mm, s = 17,2 cm), so dass $\mu_{außen} < \mu_{innen}$.

- **Bewehrungstyp II:** konstruktiv gewählte äußere Bewehrungslage
  (Versuche Nr. 1 bis 12):

  Für die äußere Bewehrungslage wurde eine mit der inneren Bewehrungslage identische Bewehrung angesetzt (∅ 8 mm, s = 8,6 cm), so dass $\mu_{außen} = \mu_{innen}$.

- **Bewehrungstyp III:** äußere Bewehrungslage mit vorgegebener Mindestbewehrung
  (Versuche Nr. 17 bis 25):

  Für die äußere Bewehrungslage wurde eine Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite nach den Vorgaben der DIN 1045-1 [3] angesetzt (∅ 8 mm, s = 4,3 cm), so dass $\mu_{außen} > \mu_{innen}$.

Die Rohre wurden grundsätzlich in einem Versuchsaufbau mit seitlicher Stützung (β = 0,3) geprüft. Für diesen Fall ergibt sich am Modell des linear-elastischen Kreisrings (vgl. [18], ohne Rohreigengewicht) ein Verhältnis der maximalen Zugspannungen im Scheitel-, Sohl- und Kämpferbereich von $|\sigma_{Scheitel}| : |\sigma_{Sohle}| : |\sigma_{Kämpfer}| = 1 : 0{,}68 : 0{,}54$ (vgl. auch *Abbildung 4.54*). Hieraus leitet sich als erste Näherung für das Verhältnis der Vertikalkräfte bei Rissbeginn folgende Beziehung ab: $P_{Scheitel} : P_{Sohle} : P_{Kämpfer} = 1 : 1{,}47 : 1{,}85$. Dabei wird nicht berücksichtigt, dass es nach der Entstehung des ersten Risses zu Spannungsumlagerungen im Bauteil kommt, so dass im Versuch auch geringere Risskräfte in der Sohle und im Kämpfer zu erwarten sind. Die Eigenschaften der bei den einzelnen Versuchen verwendeten Rohre sind in *Tabelle 4.2* dargestellt.

Für die Versuche Nr. 1 bis 3 wurde eine Erstprüfung der Rohre ohne seitliche Stützung bis zum Versagen bzw. Auftreten großer Risse durchgeführt, um den grundsätzlichen Versuchsablauf, den Einsatz der Messtechnik und die Krafteinleitung abzustimmen. Einige der im modifizierten Scheiteldruckversuch mit seitlicher Stützung geprüften Rohre wurden nach Versuchsabschluss um 90° gedreht und in einem weiteren Versuch ohne seitliche Stützung erneut geprüft, um einen Vergleich des Rissverhaltens bei identischen Bewehrungsbedingungen und unterschiedlicher Beanspruchung ziehen zu können. Dazu wurden Rohre ausge-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

wählt, die nach der Prüfung mit seitlicher Stützung an der Rohrinnenseite in den Kämpfern keine Rissbildung zeigten.

Tabelle 4.2: Übersicht der durchgeführten Versuche

Versuch Nr.	Nenn-weite DN	Wand-dicke s [mm]	Herstellungstyp			Bewehrung-typ	Versuchsdurchführung	
			sofort entschalt	in der Schalung erhärtet	in der Schalung erhärtet mit Betonnach-behandlung		ohne seitliche Stützung	mit seitlicher Stützung
1	2200	250			X	BW II	X	
2	2200	250		X		BW II	X	
3	2200	210	X			BW II	X	
4	2200	250		X		BW II		X
5	2200	250			X	BW II		X
6 [1)]	2200	250		X		BW II	X	
7	2200	210	X			BW II		X
8 [1)]	2200	210	X			BW II	X	
9	2200	250			X	BW II		X
10 [1)]	2200	250			X	BW II	X	
11	2200	250		X		BW II		X
12	2200	210	X			BW II		X
13	2200	250		X		BW I		X
14 [1)]	2200	250		X		BW I	X	
15	2200	250		X		BW I		X
16	2200	250		X		BW I		X
17	2200	250		X		BW III		X
18 [1)]	2200	250		X		BW III	X	
19	2200	250		X		BW III		X
20 [1)]	2200	250		X		BW III	X	
21	2200	250		X		BW III		X
22	2200	250			X	BW III		X
23 [1)]	2200	250			X	BW III	X	
24	2200	250			X	BW III		X
25 [1)]	2200	250			X	BW III	X	
26	2200	250			X	BW III		X
27	2200	250			X	BW I		X
28	2200	250			X	BW I		X
29 [1)]	2200	250			X	BW I	X	
30	2200	250			X	BW I		X

[1)] Rohr bereits im Versuch mit seitlicher Stützung geprüft

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

4.3 Rissentstehung und Rissentwicklung

Bezüglich der Rissentstehung und der Rissentwicklung konnten an der Rohrinnenseite in den Querschnittsbereichen **Rohrscheitel** und **Rohrsohle** und an der **Rohraußenseite** oberhalb bzw. unterhalb des Kämpfers die nachfolgend dargestellten Zusammenhänge beobachtet werden.

4.3.1 Rohrscheitel

Im **Rohrscheitel** entstehen unter Laststeigerung Risse an der Rohrinnenseite, die sich kontinuierlich öffnen. Eine Beschränkung auf Einzelrisse trat bei allen Versuchen ohne seitliche Stützung auf sowie – mit einer Ausnahme (Versuch Nr. 30) - bei Rohren mit Betonnachbehandlung unter seitlicher Stützung. Sämtliche Rohre ohne Betonnachbehandlung zeigten mit seitlicher Stützung nacheinander zwei bis drei parallele Risse in einem Abstand von ca. 15 – 20 cm. Die *Abbildungen 4.35* bis *4.37* zeigen beispielhaft den im Versuch Nr. 9 aufgetretenen Einzelriss.

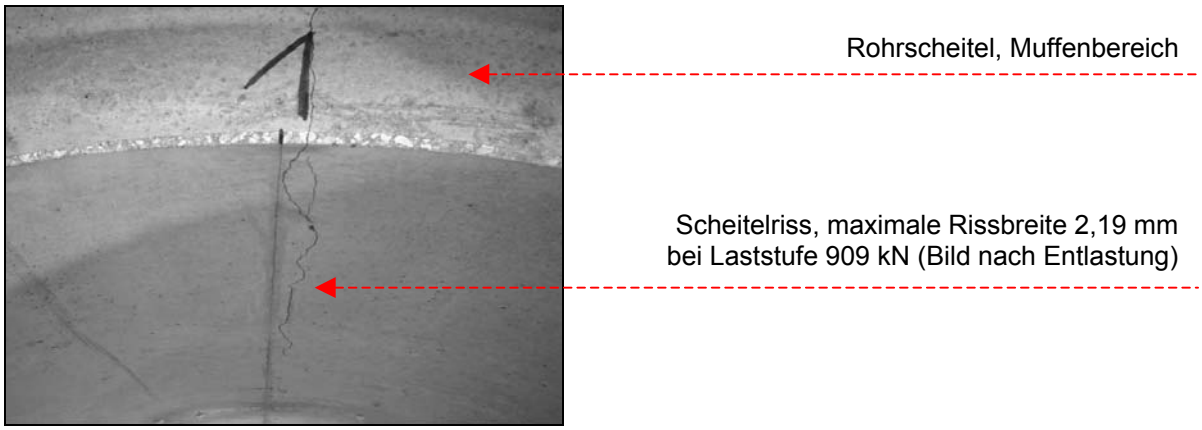


Abbildung 4.35:
Einzelriss, Detaildarstellung des Muffenbereiches (Versuch Nr. 9)

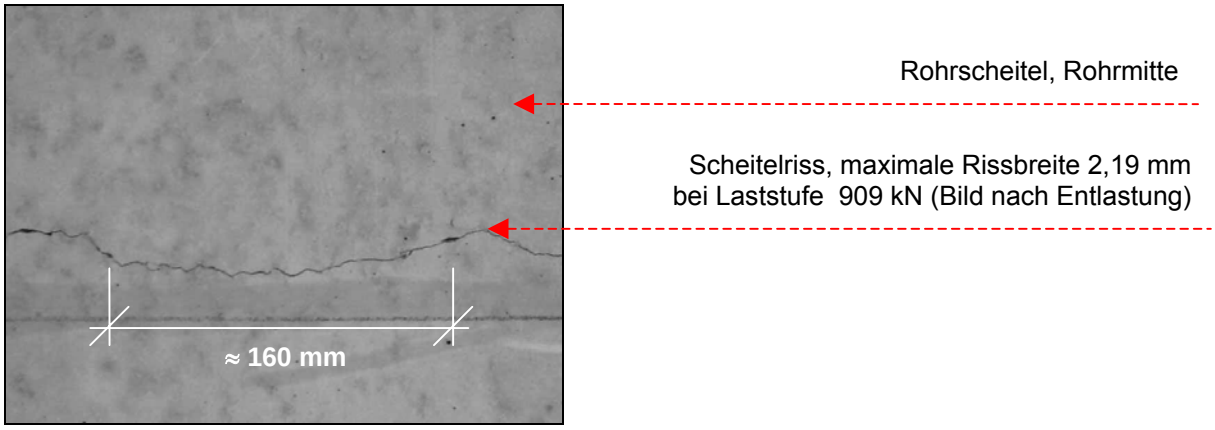


Abbildung 4.36:
Einzelriss, Rohrschaft (Versuch Nr. 9)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

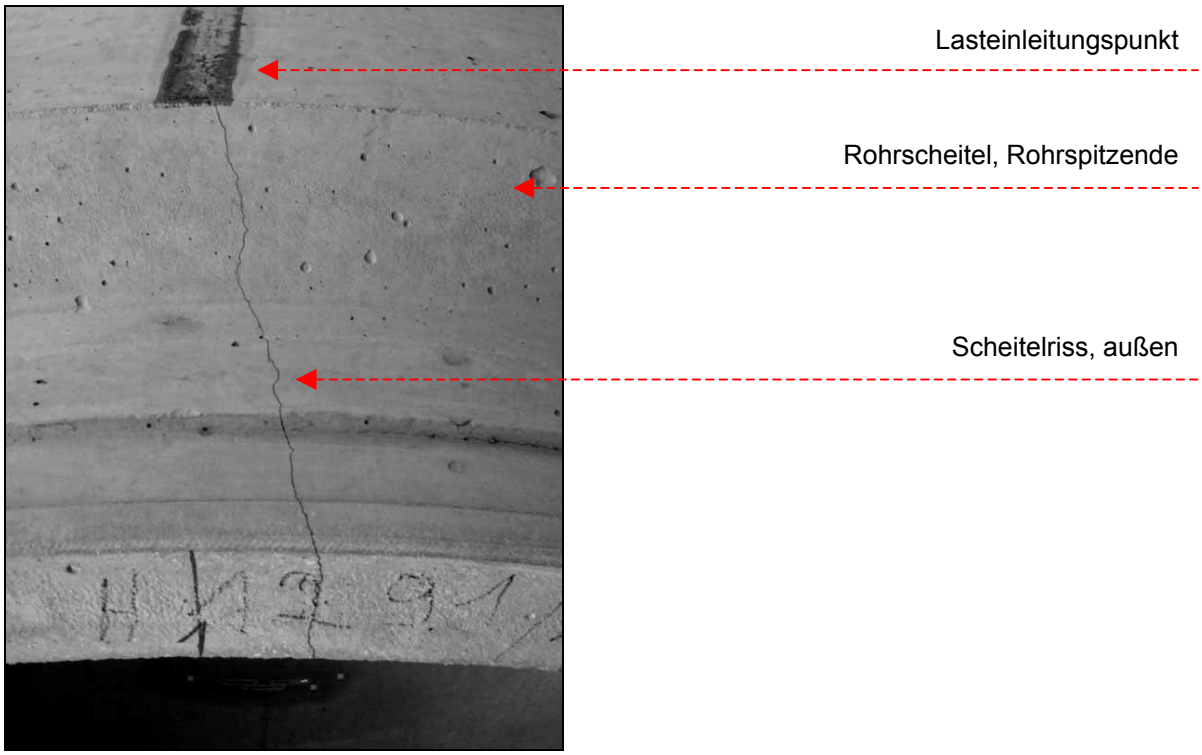


Abbildung 4.37:
Einzelriss, Detaildarstellung des Spitzendes (Versuch Nr. 9)

Mehrere Risse im Rohrscheitel traten ausschließlich bei Versuchen mit seitlicher Stützung auf. Der „Erstriss“ liegt dabei unmittelbar im Bereich des Rohrscheitels. Die weiteren Risse verlaufen parallel zu diesem „Erstriss“. Die Belastung wurde stets gesteigert, bis der „Erstriss“ die Rohraußenseite erreichte (siehe *Abbildung 4.37* und *4.41*).

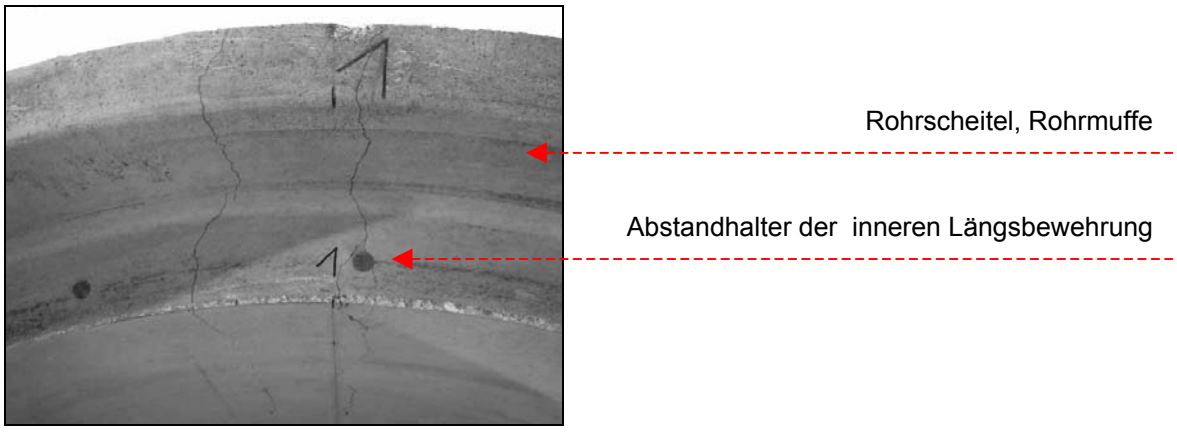


Abbildung 4.38a:
Parallele Risse, Detaildarstellung des Muffenbereiches (Versuch Nr.4)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

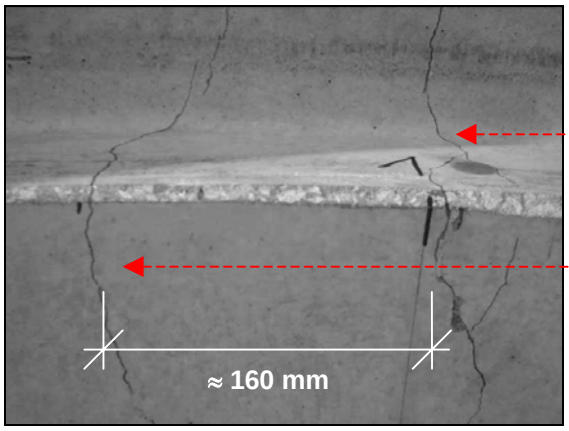


Abbildung 4.38b:
Parallele Risse, Detaildarstellung des Muffenbereiches (Versuch Nr.4)

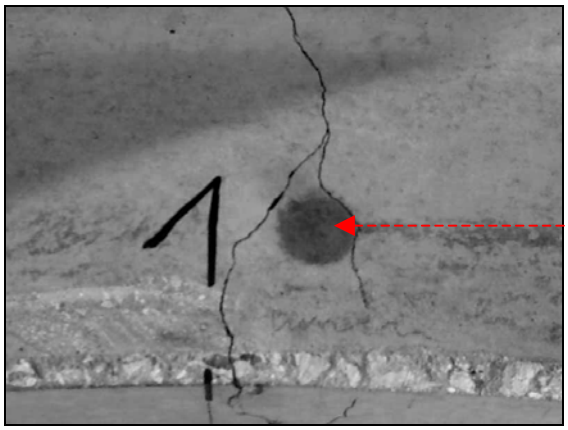


Abbildung 4.39:
Parallele Risse, Detaildarstellung Abstandhalter (Versuch Nr.4)

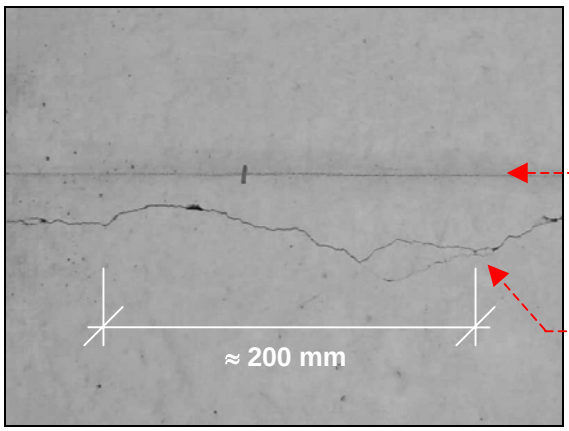


Abbildung 4.40:
Erstriss Rohrinnenseite (Versuch Nr.4)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

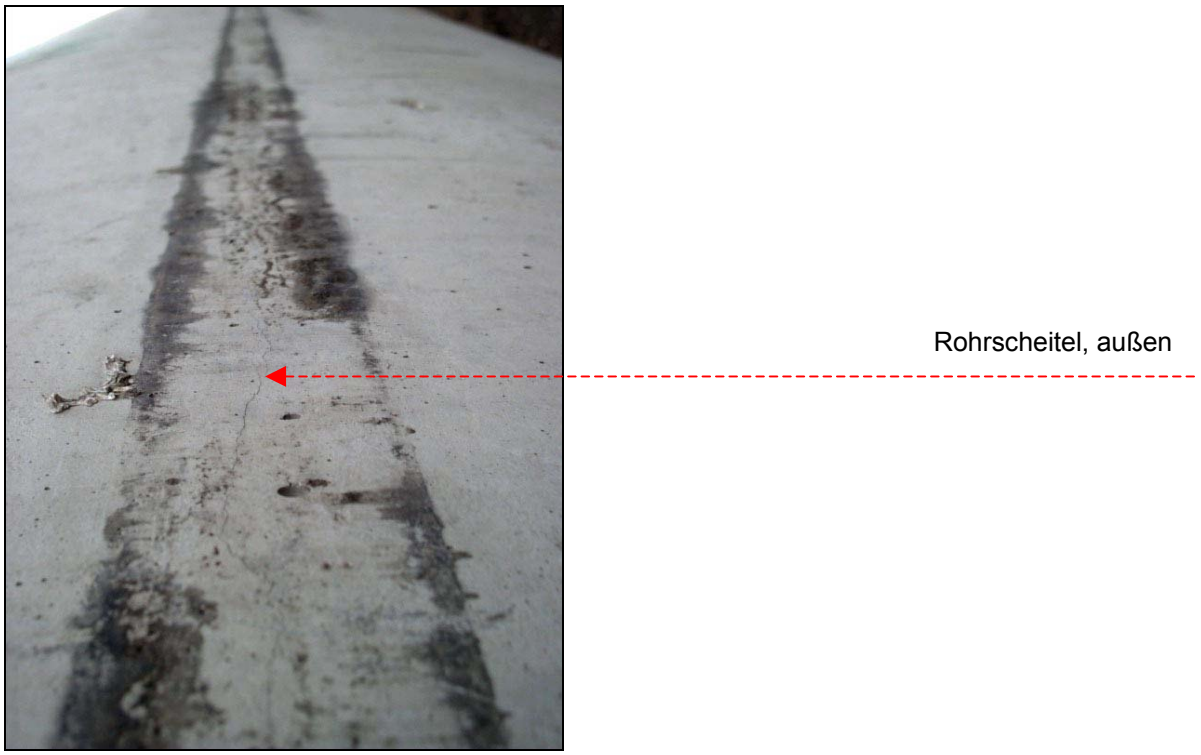


Abbildung 4.41:
Scheitelriss, Rohraußenseite (Versuch Nr.9)

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass bei der Prüfung eines Rohres im Scheiteldruckversuch der „Erstriss“ immer im Scheitel auftritt. Trotz der durch die Steifigkeitsminderung im Scheitel zu erwartenden Spannungsumlagerungen bleibt der Scheitelriss gegenüber den sonstigen Rissen der Riss mit der größten Rissbreite. Dies ist auch bei Mehrfachrissen der Fall.

4.3.2 Rohrsohle

In der **Rohrsohle** trat der „Erstriss“ erwartungsgemäß auf, nachdem die Belastung um mindestens $^1/_3$ gegenüber der „Erstrissbildung“ im Rohrscheitel gesteigert worden war (vgl. *Abbildung 4.54*). Nach Abschluss des Versuchs sind in der Rohrsohle drei bis fünf parallele Risse an der Rohrinnenseite zu erkennen. Diese Risse liegen über den Auflagerpunkten sowie unmittelbar in der Rohrsohle. Der Erstriss entsteht dabei über einem der Auflagerpunkte. Dieses Rissbild trat unabhängig vom Herstellungstyp der Rohre sowohl bei Prüfungen mit als auch ohne seitliche Stützung auf. Die *Abbildungen 4.42 bis 4.44* zeigen beispielhaft das Rissbild, wie es im Versuch Nr. 11 aufgetreten ist.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

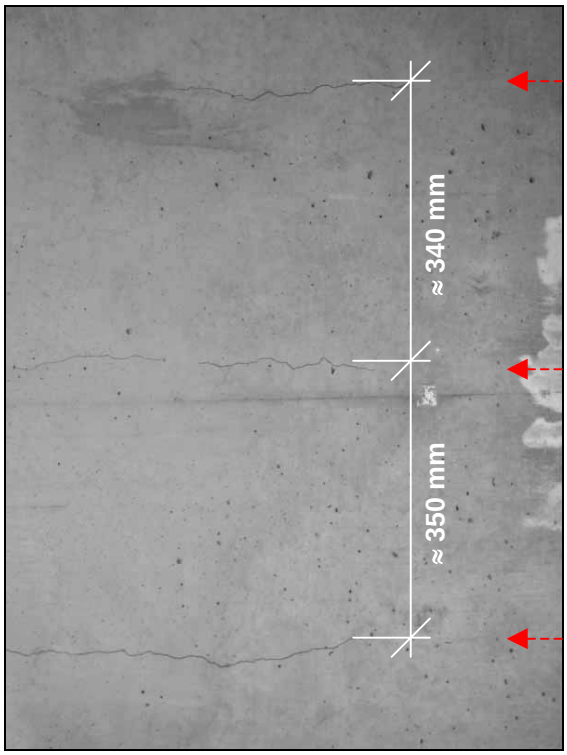


Abbildung 4.42:
Sohlrisse (Versuch Nr. 11)

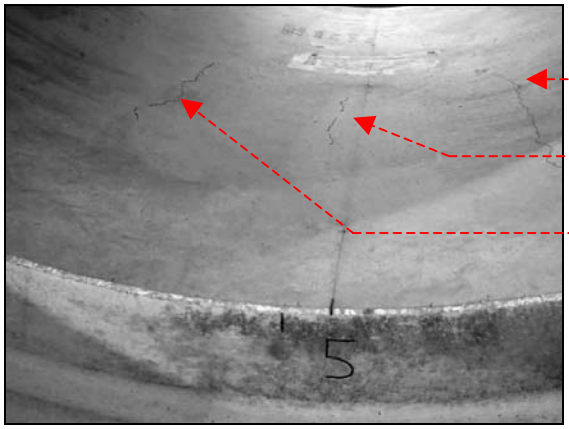


Abbildung 4.43:
Sohlrisse, Detaildarstellung des Muffenbereiches (Versuch Nr. 11)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

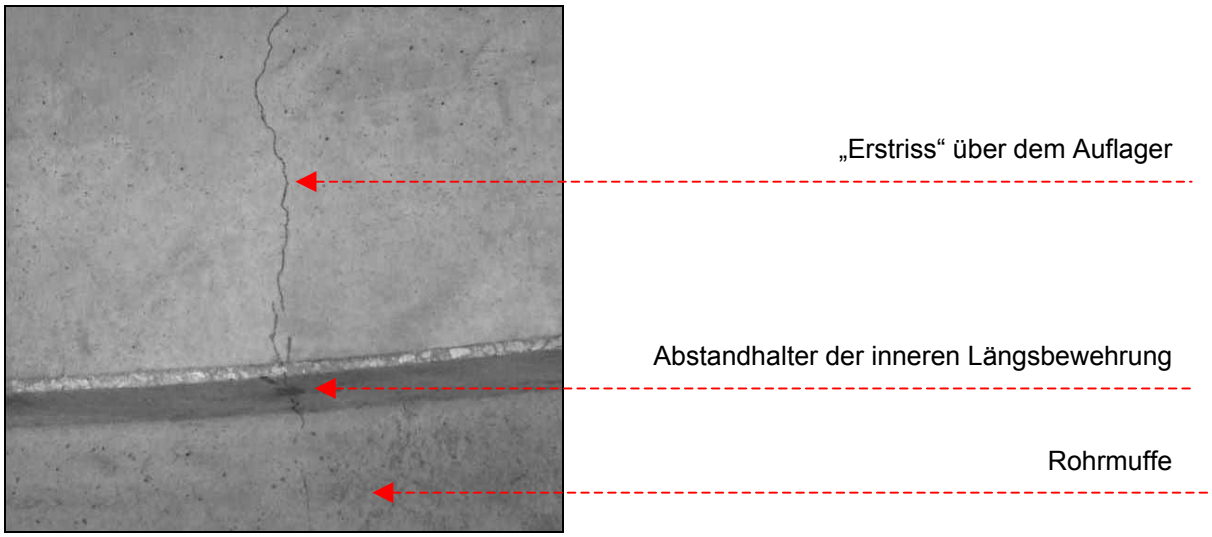


Abbildung 4.44a:
Sohlriss, Muffenbereich und Abstandhalter (Versuch Nr. 11)

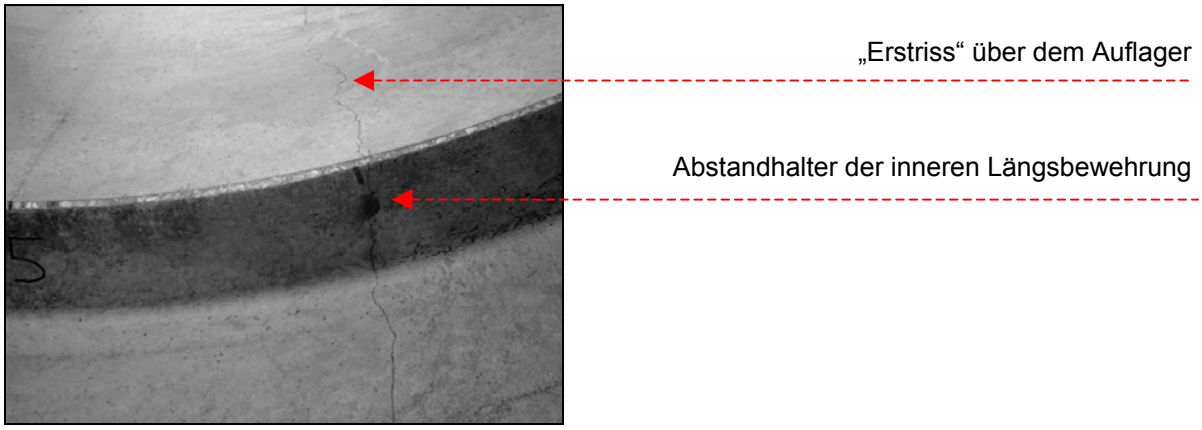


Abbildung 4.44b:
Sohlriss, Detaildarstellung Muffenbereich und Abstandhalter (Versuch Nr. 11)

4.3.3 Rohraußenseite

An der **Rohraußenseite** traten parallele Risse mit einem Rissabstand von ca. 200 mm auf. Der „Erstriss“ oberhalb des Rohrkämpfers trat zeitgleich oder nach dem „Erstriss“ in der Rohrsohle auf. Die Kraftstufe, bei der der Riss an der Rohraußenseite entstand, lag i.d.R. unterhalb der für den linear-elastischen Fall ermittelten Kraft (vgl. Kapitel 4.2), so dass von Spannungsumlagerungen im Bauteil aufgrund der Rissbildungen im Scheitel- und Sohlbereich ausgegangen werden kann. Die *Abbildung 4.45* zeigt beispielhaft das Rissbild an der Rohraußenseite im Versuch Nr. 2.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

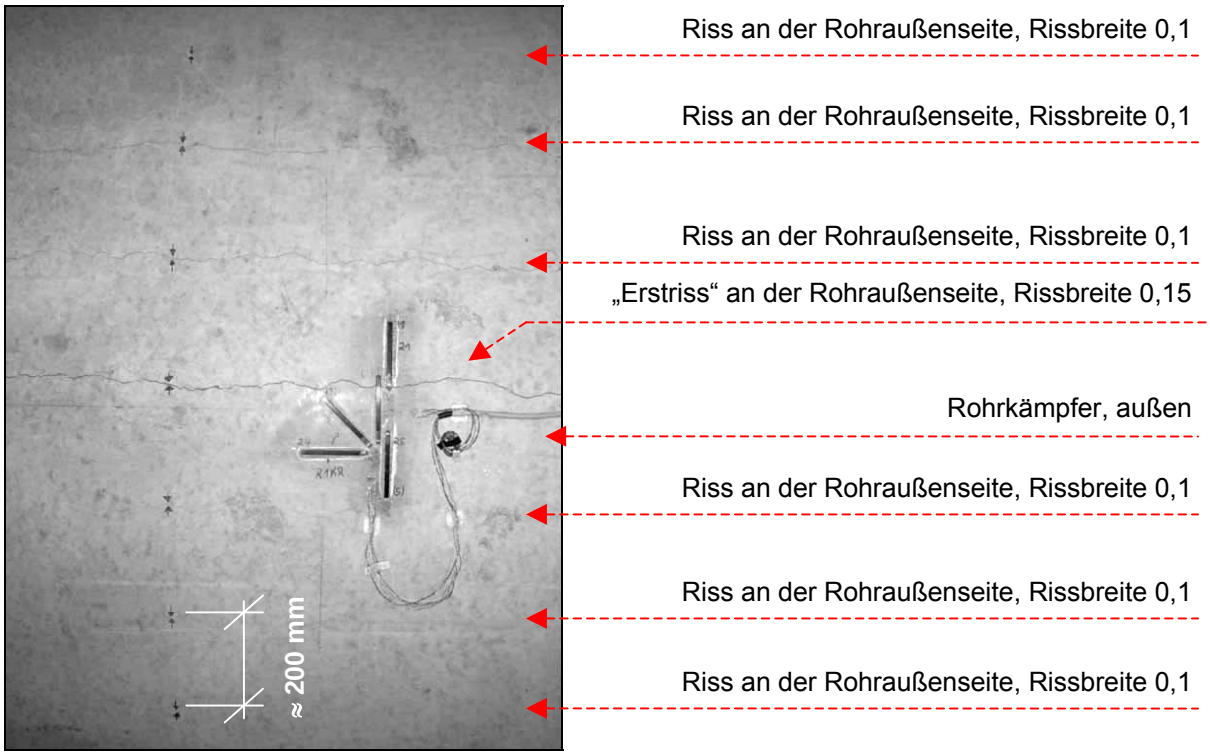


Abbildung 4.45:
Rohraußenseite, parallele Risse (Versuch Nr. 2)

In einem Fall wurde ein Rohr im Bereich des Außenrisses oberhalb des Kämpfers freigestemmt (siehe *Abbildung 4.46*). Der Längsriss verläuft in diesem Fall in einem Abstand von ca. 15 mm zur Längsbewehrung.

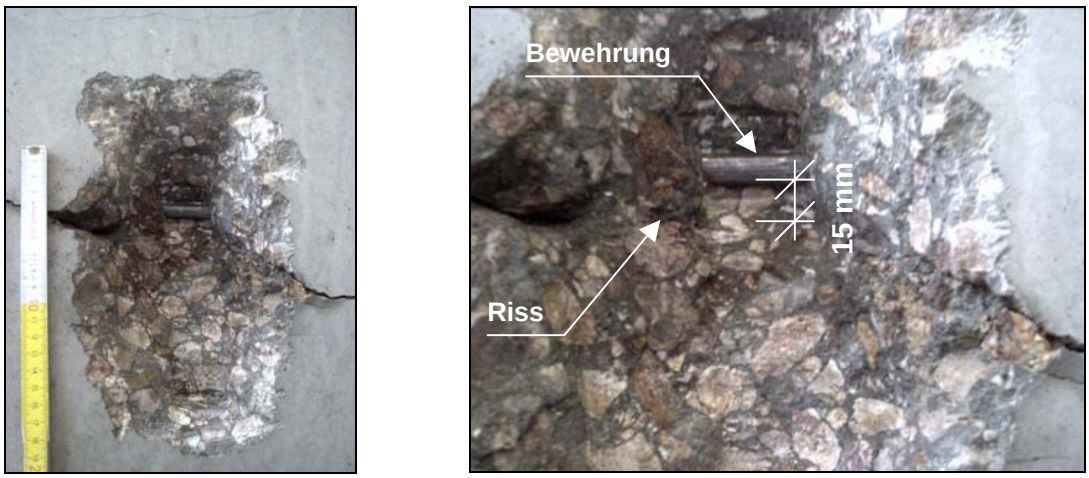


Abbildung 4.46:
Außenrissverlauf und freigestemmte Längsbewehrung (Versuch Nr. 2)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Bei allen Rohren mit Betonnachbehandlung traten die Risse an der Rohraußenseite erst deutlich nach den Sohlrissen auf. In den Fällen mit „Mindestbewehrung“ (Bewehrungstyp III) bzw. „konstruktiver Bewehrung“ (Bewehrungstyp II) entstand eine Vielzahl kleiner Risse mit einer Rissbreite ≤ 0,1 mm (siehe *Abbildung 4.47a und b*). In drei Fällen wurden Rohre mit Außenbewehrung nach DIN 4035 (Bewehrungstyp I) geprüft. Diese zeigten ein rasches Versagen nach Rissbildung mit lediglich einem einzelnen größeren Riss (siehe *Abbildung 4.48a und b*).

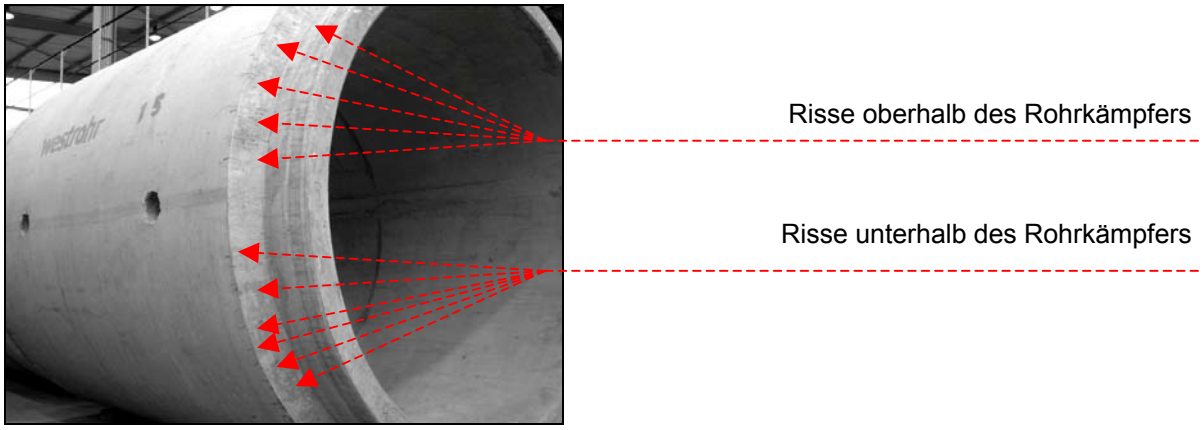


Abbildung 4.47a:
Rohraußenseite, parallele Risse
(Versuch Nr. 21)

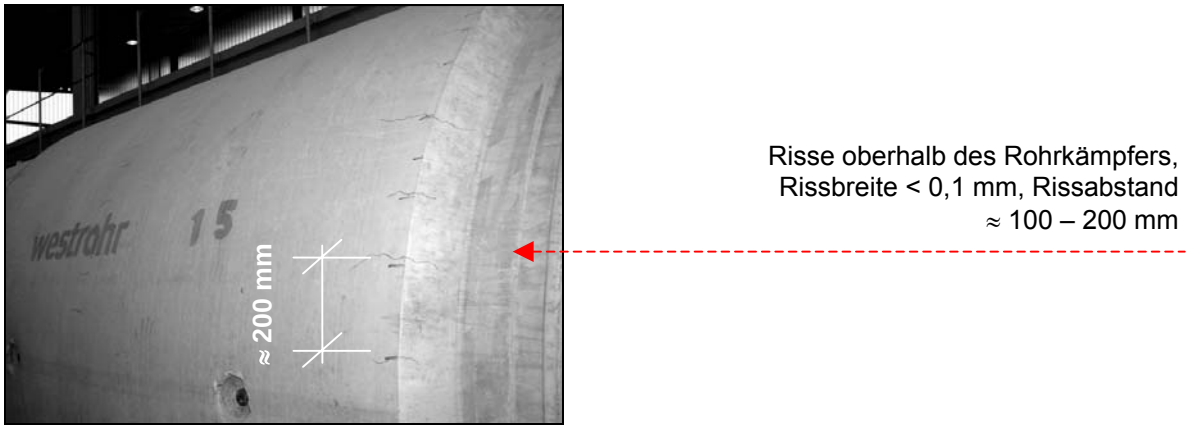
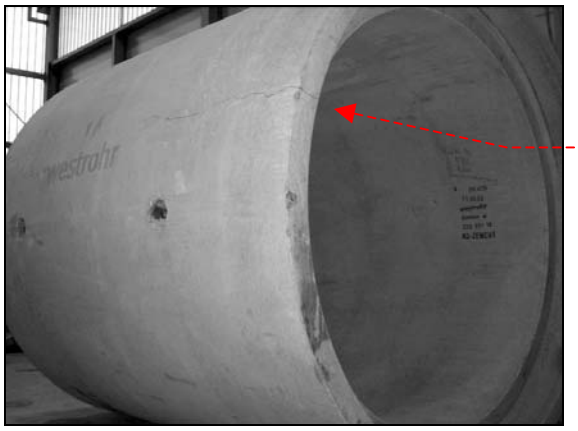


Abbildung 4.47b:
Rohraußenseite, Rissabstand
(Versuch Nr. 21)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH



Einzelriss oberhalb des Rohrkämpfers, Rissbreite > 0,5 mm

Abbildung 4.48a:
Rohraußenseite, Einzelriss nach sprödem Versagen (Versuch Nr. 27)

Detaildarstellung des Einzelrisses oberhalb des Rohrkämpfers, Rissbreite > 0,5 mm

Abbildung 4.48b:
Rohraußenseite, Detaildarstellung (Versuch Nr. 27)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Rissbreitenmessung im Rohrscheitel

Die *Tabellen 4.3 und 4.4* geben einen Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten Versuche. Aufgeführt ist die Lastgröße, bei der ein mittels Dehnungsmessstreifen identifizierter „Erstriss“ auch optisch bestätigt werden konnte. *Abbildung 4.49* stellt für Versuch Nr. 19 beispielhaft die Dehnungsentwicklung und den Zeitpunkt der optischen Risserkennung dar.

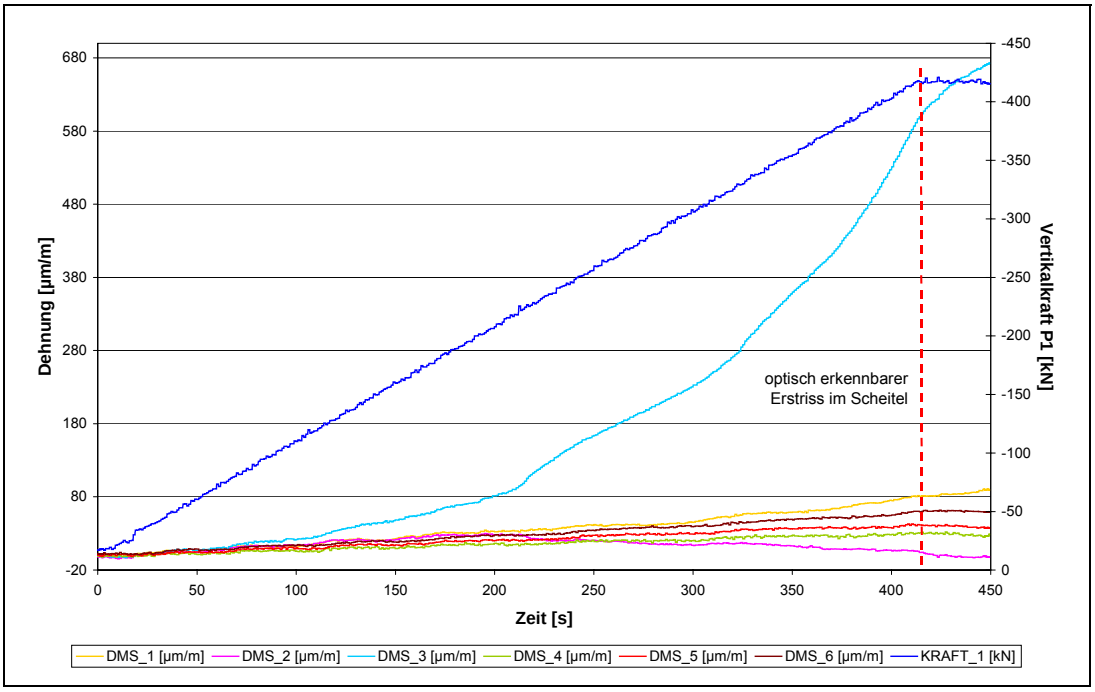


Abbildung 4.49:
Erstrissbildung im Scheitel, messtechnische Erfassung und optische Identifikation, (Versuch Nr. 19)

Nach Erkennung der „Erstriss“-Lage, wurde das System entlastet und die Video-Messtechnik zur Rissbreitenmessung eingerichtet. Anschließend wurde das System wiederholt belastet. *Tabelle 4.3* und *4.4* zeigen die Lastgrößen für die erste Wiederbelastung, bei denen Rissbreiten von 0,1 bis 0,4 mm erreicht wurden (vgl. *Abbildungen 4.50 und 4.51)*, sowie die maximal gemessenen Rissbreiten und Lastgrößen der weiteren Belastungszyklen. Sämtliche Versuche wurden kraftgeregelt mit einem Belastungsverhältnis β = 0,3 und einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 kN/s Vertikalkraft gefahren.

Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang, dass das Rissbreitenwachstum in der Regel im zweiten Belastungszyklus vor Erreichen der Erstrisslast geringer ist als nach deren Überschreiten.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

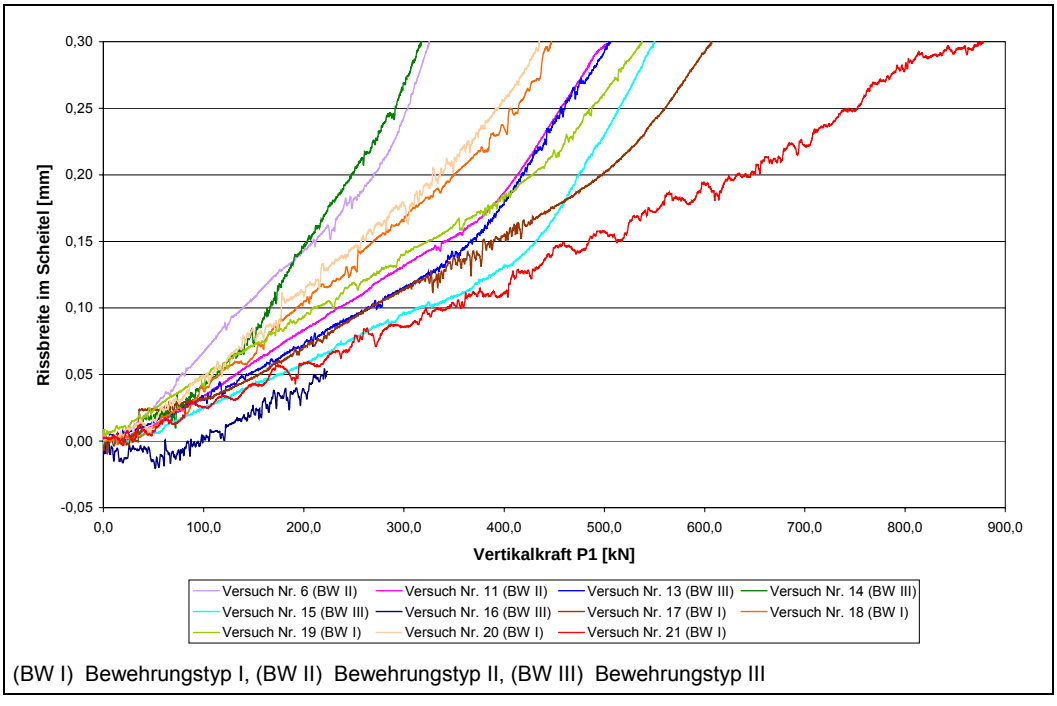
Tabelle 4.3: Versuchsergebnisse der in der Schalung erhärteten Rohre

Versuch Nr.	Außenbewehrung	Belastungsverh. β	1. Belastung	2. Belastung (Rissbreitenmessung)						3. Belastung (Rissbreitenmessung)		4. Belastung (Rissbreitenmessung)	
			bis zur Erstriss-entstehung [kN]	Kraftstufe bei Rissbreite 0,1 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,2 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,3 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,4 mm	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]
2	BW II	0	360	-	-	-	-						
4	BW II	0,3	430	kein Wert [1]	594	674	751	1211	3,62				
6	BW II	0	-	139	269	324	360	398	0,51	549	1,17		
11	BW II	0,3	396	233	412	487	567	895	1,18	895	1,69		
13	BW I	0,3	300	283	435	523	616	708	0,49	909	1,49		
14	BW I	0	95	152	232	301	336	357	0,46	457	0,68	508	0,79
15	BW I	0,3	345	288	448	524	595	795	1,26	896	1,93	494	1,33
16	BW I	0,3	345	236	483	kein Wert [2]	kein Wert [2]	795	0,76	895	1,87		
17	BW III	0,3	445	212	442	552	629	795	0,65	991	1,02	795	0,88
18	BW III	0	390	197	353	449	503	608	0,78				
19	BW III	0,3	445	221	438	547	623	795	0,66	996	1,00	1197	1,32
20	BW III	0	400	187	337	443	503	795	1,10				
21	BW III	0,3	445	343	641	795	906	795	0,31	1197	1,37		

[1] Die Rissbreitenaufzeichnung beginnt erst bei einer Rissbreite von 0,27 mm.

[2] Vor erreichen des 0,3 mm Wertes wurde der Versuch beendet, da sich im Scheitel ein zweiter Riss schneller öffnete. Anschließend wurde die Messtechnik neu eingerichtet und der Versuch neu gestartet.

(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III



(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Abbildung 4.50:
Rissentwicklung bei in der Schalung erhärteten Rohren ohne Nachbehandlung

Die in *Tabelle 4.4* dargestellten Messergebnisse für Rohre mit Betonnachbehandlung zeigen, dass die Messwerte unregelmäßig streuen, sowohl hinsichtlich der Erstrissgröße als auch der weiteren Rissentwicklung.

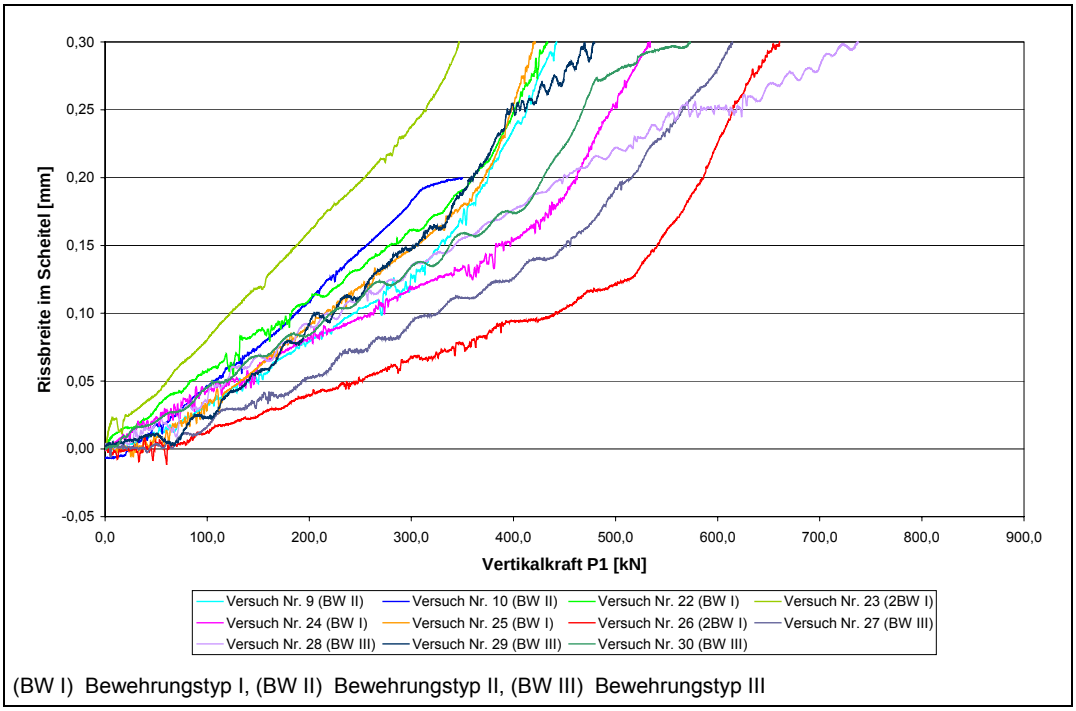
© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.4:
Versuchsergebnisse der in der Schalung erhärteten Rohre mit Betonnachbehandlung

Versuch Nr.	Außenbewehrung	Belastungsverh. β	1. Belastung	2. Belastung (Rissbreitenmessung)						3. Belastung (Rissbreitenmessung)		4. Belastung (Rissbreitenmessung)	
			bis zur Erstriss-entstehung [kN]	Kraftstufe bei Rissbreite 0,1 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,2 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,3 mm	Kraftstufe bei Rissbreite 0,4 mm	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]	maximale Kraftstufe [kN]	maximale Rissbreite [mm]
1	BW II	0	-	-	-	-	-						
5	BW II	0,3	415	kein Wert [1)]	590	kein Wert [1)]	kein Wert [1)]	1161	7,15				
9	BW II	0,3	310	246	378	445	494	909	2,19				
10	BW II	0	175	179	293	435	kein Wert [1)]	293	0,20	394	0,27	495	3,70
22	BW III	0,3	438	241	417	490	555	795	0,81	996	1,21	1084	1,29
23	BW III	0	345	147	278	370	408	758	1,29				
24	BW III	0,3	445	289	489	561	621	795	0,64	996	0,96	1113	1,68
25	BW III	0	347	193	347	395	438	594	0,73				
26	BW III	0,3	445	403	548	621	729	795	0,48	996	0,65	1197	0,97
27	BW I	0,3	430	280	477	575	654	795	0,59	890	1,41		
28	BW I	0,3	395	224	440	673	788	795	1,03				
29	BW I	0	295	169	320	439	kein Wert [1)]	442	0,33				
30	BW I	0,3	425	227	435	506	584	895	2,00				

[1)] Die Rissbreitenaufzeichnung beginnt erst bei einer Rissbreite von 0,72 mm.

(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

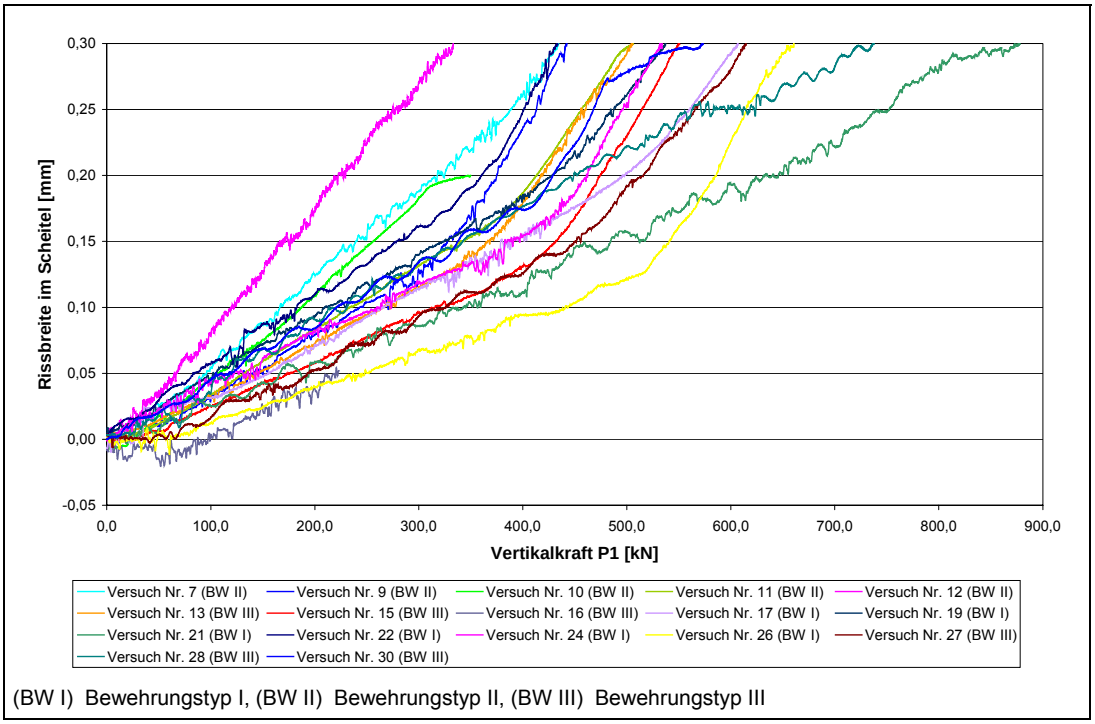


(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Abbildung 4.51:
Rissentwicklung bei in der Schalung erhärteten Rohre mit Betonnachbehandlung

Sämtliche Ergebnisse der Rissbreitenmessung sind in *Abbildung 4.52* für die nach DIN EN 1916 [23] maßgebenden Rissbreiten bis 0,3 mm dargestellt.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

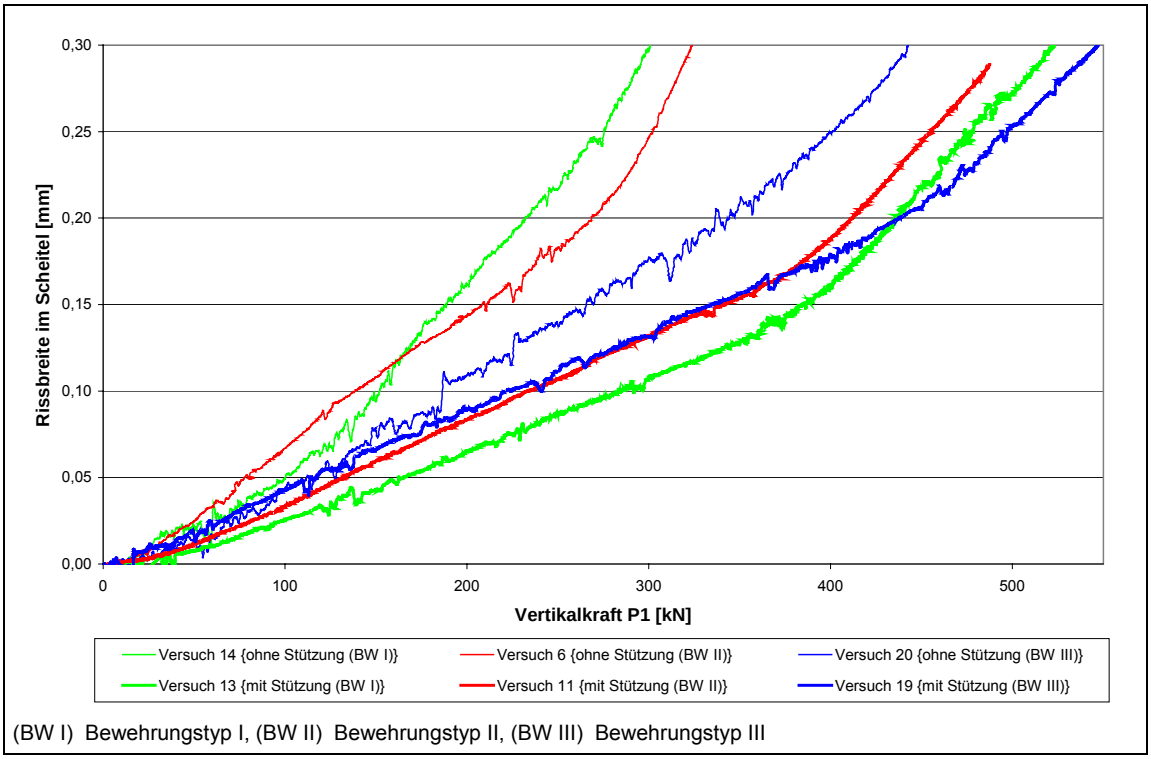


(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Abbildung 4.52:
Rissentwicklung bei den Versuchen mit seitlicher Stützung

Ein **Vergleich der Versuche mit bzw. ohne seitliche Stützung** zeigt, dass sich die Scheitelrisse bei den Versuchen *ohne* seitliche Stützung im unkritischen Rissbereich bis 0,3 mm (nach DIN EN 1916 [23]) erwartungsgemäß schneller öffnen als in den Versuche *mit* seitlicher Stützung. In *Abbildung 4.53* sind Ergebnisse von entsprechenden Rissbreitenmessungen aus Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren ohne Nachbehandlung dargestellt.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH



(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Abbildung 4.53:
Rissentwicklung bei Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren

Abbildung 4.54 zeigt beispielhaft den errechneten Spannungsverlauf an der Rohrinnenseite der Versuche Nr. 20 (Bewehrungstyp III, ohne seitliche Stützung) und Nr. 19 (Bewehrungstyp III, mit seitlicher Stützung) für die Beanspruchung, ab der an der Rohrinnenseite der erste Riss optisch erkennbar war. Im Versuch Nr. 20 entspricht diese Kraftstufe einer idealisierten Randfaserspannung (ungerissener Querschnitt) von 5,91 N/mm². Im Versuch Nr. 19 mit seitlicher Stützung liegt die entsprechende Randfaserspannung im Rohrscheitel zum Zeitpunkt der optischen Rissentstehung bei 5,38 N/mm².

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

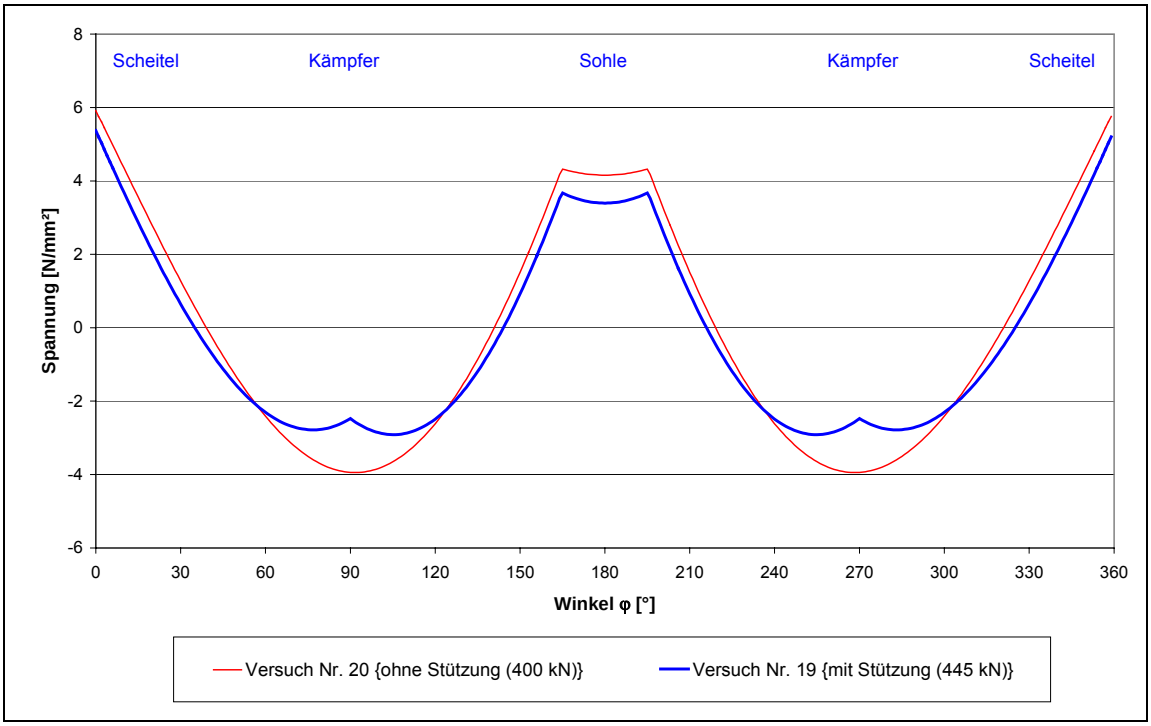


Abbildung 4.54:
Spannungsverlauf an der Rohrinnenseite bei optisch erkennbarer Rissentstehung

Die Darstellung in *Abbildung 4.54* unterstreicht, dass ein Vergleich der Rissbreitenentwicklung in Versuchen mit und ohne seitlicher Stützung stets das jeweilige Spannungsbild unter Last berücksichtigen muss. Unter der Annahme, dass die Rissentstehung von der Größe der idealisierten Randfaserspannung für den ungerissenen Querschnitt abhängt, ist dann ein Vergleich möglich. Hierdurch wird berücksichtigt, dass in Versuchen ohne seitliche Stützung das Spannungsniveau, das zu einem Riss führt, bei einer im Vergleich zum Versuch mit seitlicher Stützung geringeren Kraftstufe erreicht wird.

Um die Ergebnisse grafisch zu vergleichen werden die Kraftwerte aus *Abbildung 4.53* in idealisierte Spannungswerte umgerechnet und so normiert. *Abbildung 4.55* stellt die gemessenen Rissentwicklungen aus Versuchen mit sowie ohne seitlicher Stützung bis zu einer Rissbreite von 0,3 mm einander gegenüber. Es ist bestätigte sich, dass grundsätzlich bei allen Versuchen ohne seitliche Stützung bei gleichem Spannungsniveau eine größere Rissbreite erreicht wird als bei den Versuchen am selben Rohr mit seitlicher Stützung (Bei den Versuche Nr. 6 und Nr. 11 wurden zwei verschiedene Rohre einer Herstellungsserie geprüft). Lediglich in den Versuchen Nr. 19 und Nr. 20 zeigte sich eine ähnliche Rissbreitenentwicklung.

Wertet man einzelne Messwerte aus, so erkennt man z.B. in Versuch Nr. 13 (Bewehrungstyp I mit seitlicher Stützung) ein Rissbreite von 0,3 mm bei der Kraftstufe P1 = 522 kN, welche einer errechneten Randfaserspannung von 6,23 N/mm² entspricht. Nach Versuchsabschluss wurde das geprüfte Rohr um 90° gedreht und erneut geprüft. Im dann folgenden Versuch Nr. 14 (Bewehrungstyp I ohne seitliche Stützung) wird eine Rissbreite von 0,3 mm bereits bei der Kraftstufe P1 = 300 kN erreicht. Diese Kraftstufe entspricht einer errechneten Randfaserspannung von 4,58 N/mm² und liegt damit über 25 % unter dem Spannungsniveau bei Prüfung mit seitlicher Stützung. Umgekehrt bestätigt sich, dass ohne seitliche Stützung im

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Scheiteldruckversuch Rissbreiten gemessen werden, die deutlich über den tatsächlich zu erwartenden Werten bei realitätsnaher Beanspruchung liegen.

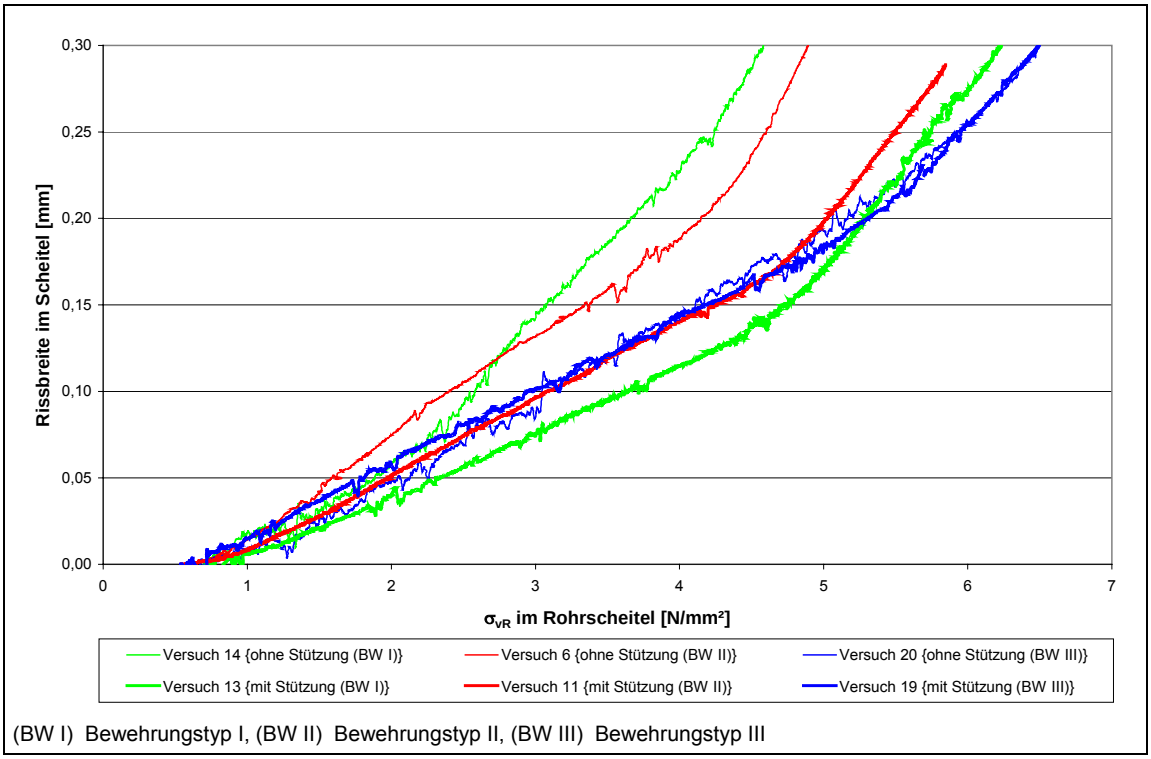


Abbildung 4.55:
Rissentwicklung bei Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren ohne Betonnachbehandlung

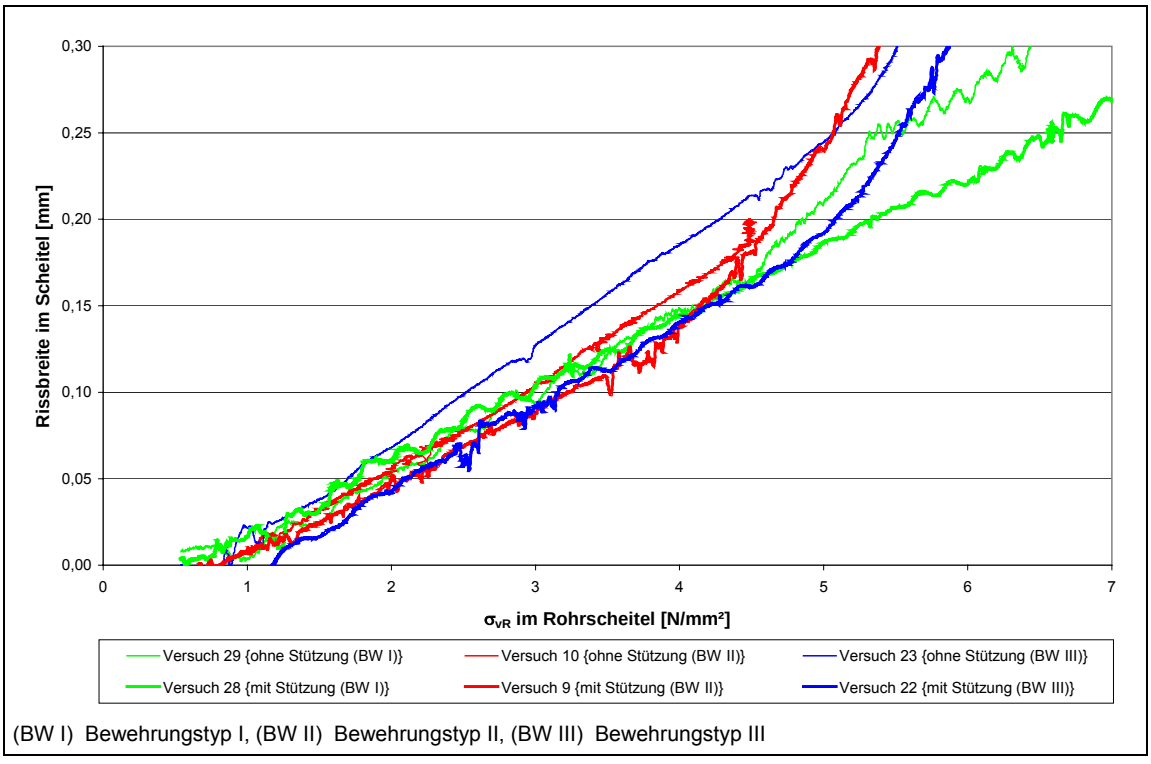
Tabelle 4.5 zeigt für die idealisierten Randfaserspannungen σ_{vR} = 2,00 N/mm², 3,00 N/mm² und 4,00 N/mm² das Verhältnis der gemessenen Rissbreiten im Versuch ohne bzw. mit seitlicher Stützung, d.h. w_o/w_m. Mit Ausnahme der Anfangsphase in den Versuchen Nr. 19 und Nr. 20 ergeben sich erhebliche Rissbreitenerhöhungen bei Prüfung ohne seitliche Stützung mit Steigerungen von bis nahezu 100 % im Vergleich der Versuche Nr. 13 bzw. Nr. 14 bei σ_{VR} = 4,0 N/mm^2.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.5:
Verhältnis w_o/w_m der Rissbreiten w_o (ohne seitliche Stützung) und w_m (mit seitlicher Stützung) aus Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren ohne Betonnachbehandlung

Versuch Nr.	Randfaserspannung σ_{vR}			Mittelwert
	2,0 [N/mm²]	3,0 [N/mm²]	4,0 [N/mm²]	
6 / 11	1,4669	1,3619	1,3414	1,3901
14 / 13	1,4925	1,9258	1,9773	1,7985
20 / 19	0,8483	0,8383	1,0049	0,8972
Mittelwert	1,2692	1,3753	1,4412	

Ein ähnliches Bild zeigt sich bei den Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren mit Betonnachbehandlung. Auch hier wird ohne seitliche Stützung bei gleichem Spannungsniveau tendenziell eine größere Rissbreite provoziert. *Tabelle 4.6* stellt wiederum die Verhältniswerte der Rissbreiten für ausgewählte Spannungsfälle dar.



(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Abbildung 4.56:
Rissentwicklung bei Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren mit Betonnachbehandlung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.6:
Verhältnis w_o/w_m der Rissbreiten w_o (ohne seitliche Stützung) und w_m (mit seitlicher Stützung) aus Versuchen mit in der Schalung erhärteten Rohren mit Betonnachbehandlung

Versuch Nr.	Randfaserspannung σ_{vR}			Mittelwert
	2,0 [N/mm²]	3,0 [N/mm²]	4,0 [N/mm²]	
10 / 9	1,0619	1,1737	1,1381	1,1246
29 / 28	0,8987	0,9038	1,0193	0,9406
23 / 22	1,6105	1,3804	1,3160	1,4356
Mittelwert	1,1903	1,1526	1,1578	

4.4.2 Rissentwicklung an der Rohraußenseite

In *Tabelle 4.7* sind die Ergebnisse der Außenrissbetrachtung für die in der Schalung erhärteten Rohre mit und ohne Nachbehandlung zusammengefasst. Bis kurz vor der statischen Versagensgrenze des Rohrquerschnitts zeigten sich nur geringe Rissbreiten. Die in den Versuchen Nr. 27, 28 und 30 aufgezeichneten größeren Rissbreiten sind auf das Anfahren der absoluten Maximallast mit entsprechend extremen Rissbreiten zurückzuführen.

Deutlich ist zu erkennen, dass die Rohre mit nach DIN 4035 zulässigem geringen Bewehrungsgehalt an der Außenseite, d.h. Bewehrungstyp I, nach Auftreten der Erstrisse nur noch geringfügige Laststeigerungen von 10 – 20 % gestatteten. Demgegenüber wiesen die Rohre mit Bewehrungstyp III (Mindestbewehrung nach DIN 1045) bis zu ca. 100 % Tragreserve auf (Versuch Nr. 21). Unter dem Gesichtspunkt des Schutzes der Bewehrung vor aggressiven Stoffen, z.B. im Grundwasser, kann die Forderung nach einer Mindestbewehrung auch für die äußere Bewehrungslage an Bedeutung gewinnen. Dies gilt insbesondere dann, wenn eine deutliche Überschreitung der Gebrauchslast über die Lebensdauer nicht auszuschließen ist.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.7:
Außenrissentwicklung bei seitlicher Stützung

Versuch Nr.	Außenbewehrung	Belastungsverh. β	Nachbehandlung	Belastungszyklen	Riss in der Sohle bei Kraftstufe [kN]	Erstriss an der Außenseite bei Kraftstufe [kN]	Anzahl der Risse an der Außenseite nach dem letzten Belastungs-zyklus	maximale Kraftstufe im letzten Belastungs-zyklus [kN]	maximale Rissbreite [mm]	Lage	Länge
4	BW II	0,3	nein	2	790	880	7	1211	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	1 Riss oberhalb der Lasteinleitung vom Spitzende bis zur Muffe, weitere Risse im Bereich des Spitzendes
5	BW II	0,3	ja	2	590	780 [1)]	kein Wert [1)]	1161	kein Wert [1)]	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Spitzende bis Muffe
9	BW II	0,3	ja	2	478	-	-	909	-	-	-
11	BW II	0,3	nein	3	630	630	10	895	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Im Bereich des Spitzendes
13	BW I	0,3	nein	3	540	780	2	909	0,1	oberhalb der Lasteinleitung	Spitzende bis Muffe
15	BW I	0,3	nein	4	755	755	4	494 [4)]	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Spitzende bis Muffe
16	BW I	0,3	nein	3	770	770	5 [2)]	895	< 0,1 - 0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	3 Risse oberhalb der Lasteinleitung vom Spitzende bis zur Muffe, weitere Risse im Bereich des Spitzendes
17	BW III	0,3	nein	4	598	598	3	795	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Im Bereich des Spitzendes
19	BW III	0,3	nein	4	764	764	4	1197	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Im Bereich des Spitzendes
21	BW III	0,3	nein	3	600	600	24 [3)]	1197	0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	5 Risse oberhalb der Lasteinleitung vom Spitzende bis zur Muffe, weitere Risse im Bereich des Spitzendes
22	BW III	0,3	ja	4	700	700	3	1084	< 0,1	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	Im Bereich des Spitzendes
24	BW III	0,3	ja	4	588	795	7	1113	0,1 - 0,2	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	1 Risse oberhalb der Lasteinleitung durchgehend von Spitzende bis Muffe, weitere Risse im Bereich des Spitzendes
26	BW III	0,3	ja	4	685	685	4	1197	0,1 - 0,2	oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung	1 Risse oberhalb der Lasteinleitung vom Spitzende bis zur Muffe, weitere Risse im Bereich des Spitzendes
27	BW I	0,3	ja	3	700	725	2	890	>> 0,5 [5)]	Achtelspunkt, oben	Spitzende bis Muffe
28	BW I	0,3	ja	2	555	642	2	795	0,4 - 0,5 [6)]	Achtelspunkt, oben	Spitzende bis Muffe
30	BW I	0,3	ja	2	537	780	1	895	0,5 - 0,6 [7)]	Achtelspunkt, oben	Spitzende bis Muffe

[1)] Rohr versagt bei maximaler Kraftstufe, keine Messung der Rissbreite möglich
[2)] 2 Risse entstehen bei halten der maximalen Kraftstufe 895 kN.
[3)] 19 der 24 Risse sind nur im Bereich des Spitzendes zu erkennen.
[4)] Maximale Kraftstufe 896 kN erreicht im 3. Belastungszyklus
[5)] Riss entsteht schlagartig bei Kraftstufe 890 kN. Der Versuch wurde daraufhin abgebrochen.
[6)] Riss entsteht schlagartig bei Kraftstufe 795 kN. Der Versuch wurde daraufhin abgebrochen.
[7)] Riss entsteht schlagartig bei Kraftstufe 895 kN. Der Versuch wurde daraufhin abgebrochen.

(BW I) Bewehrungstyp I, (BW II) Bewehrungstyp II, (BW III) Bewehrungstyp III

Ein Zusammenhang zwischen der „Erstrisskraft“ und dem gewählten Bewehrungstyp bzw. der Nachbehandlung ist auf Basis der Ergebnisse in *Tabelle 4.7* nicht zu erkennen. Allerdings unterscheidet sich die weitere Rissentwicklung in Abhängigkeit des Bewehrungstyps.

Die Prüfung der nicht nachbehandelten Rohre ergab: Bei den Versuchen mit Rohren des *Bewehrungstyps I* wurde die Belastung nach Entstehung des ersten Risses an der Rohraußenseite bis zum Versuchsende um etwa 20 % gesteigert. Dabei entstanden mehrere vom Spitzende bis zur Muffe durchgehende Risse mit einer Rissbreite von ≈ 0,1 mm. Bei den

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Versuchen mit Rohren des *Bewehrungstyps II* konnte die Belastung nach Entstehung des ersten Risses an der Rohraußenseite bis zum Versuchsende um etwa 40 % gesteigert werden. Dabei zeigten sich dann erste, vom Spitzende bis zur Muffe durchgehende Risse bzw. lediglich Risse im Bereich des Spitzendes. Bei den Versuchen mit Rohren des *Bewehrungstyps III* konnte die Belastung nach des ersten Rissbildung an der Rohraußenseite um über 50 % gesteigert werden, ohne das Risse außerhalb des Spitzendes entstanden.

Die Prüfung der nachbehandelten Rohre zeigte ebenfalls je nach Bewehrungstyp Unterschiede in der Rissentwicklung an der Rohraußenseite: Bei Versuch Nr. 27 (Bewehrungstyp I) konnte die Belastung nach Entstehung des ersten Risses an der Rohraußenseite um etwa 20 % bis zum Versagen des Rohres gesteigert werden, während in Versuch Nr. 5 (Bewehrungstyp II) eine Laststeigerung um etwa 50 % möglich war. Bei beiden Rohren zeigten sich bis zum Versagen lediglich sehr feine Risse im Bereich des Spitzendes, d.h. der Bruch war vergleichsweise spröde. Die Versuche mit Rohren des Bewehrungstyps III wurden bei einer Laststeigerung von ca. 75 % nach Entstehung des Erstrisses an der Rohraußenseite, vor dem Versagen der Rohre beendet. Bei allen Versuchen zeigten sich beim Versuchsende an der Außenseite nur ein oder wenige Risse mit einer geringen Rissbreite.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass alle in der Schalung erhärteten Rohre auch weit nach Rissbeginn deutlich geringere als die zulässigen Rissbreiten (0,2 mm nach [5] bzw. 0,3 mm nach [23]) aufwiesen. Allerdings beeinflusst die Nachbehandlung lediglich das Verbundverhalten und damit die Rissbreitenentwicklung, nicht aber die durch den Stahl aufnehmbare Spannung und damit die Tragsicherheit. Dies wird auch eine detailliertere Betrachtung einzelner Versuchsergebnisse im folgenden Abschnitt unterstrichen.

4.4.3 Einfluss der Nachbehandlung

Neben den optischen Beobachtungen während der Versuchsdurchführung konnten anhand der Rissbreitenvermessung weiterführende Erkenntnisse hinsichtlich der Rissbreitenentwicklung bei Rohren mit bzw. ohne Betonnachbehandlung gewonnen werden. Dies betrifft insbesondere die Rissgröße unmittelbar vor dem Versagen des Rohres, d.h. vor Erreichen der Traglast. Im Folgenden sei beispielhaft anhand der Versuche Nr. 19 (ohne Nachbehandlung) und Nr. 26 (mit Nachbehandlung) dieses Verhalten dargestellt. Anschließend wird mit Versuch Nr. 5 ein Extrembeispiel für das scheinbar sprödes Versagen eines nachbehandelten Rohres dargestellt. Alle hier betrachteten Versuche wurden mit seitlicher Stützung (β = 0,3) und einer Rohrlänge von 3,0 m durchgeführt. Die Rohre der Versuche Nr. 19 und Nr. 26 wurden mit Bewehrtungstyp III, Versuch Nr. 5 mit Bewehrungstyp II ausgeführt.

Abbildung 4.57 zeigt für Versuch Nr. 19 den idealisierten Spannungsverlauf im ungerissenen Zustand an der Rohrinnenseite zum Zeitpunkt der optischen Erkennung des Erstrisses bei P1 = 445 kN. Die Scheitelspannung liegt bei ca. 5 N/mm^2 und deutet auf eine ausreichende Betonqualität hin.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

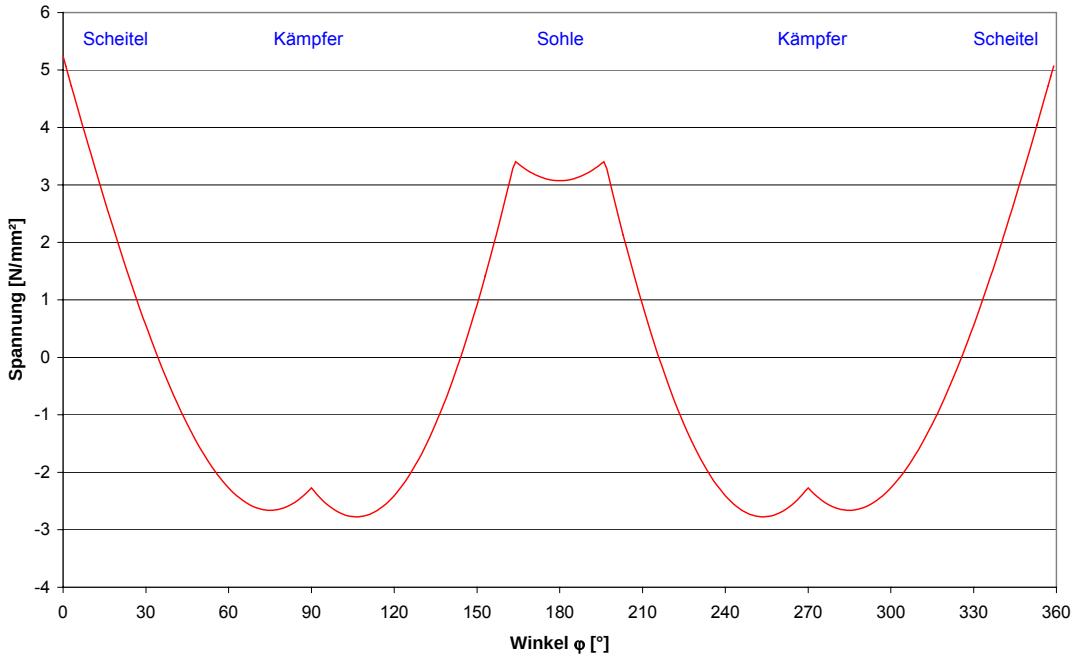


Abbildung 4.57:
Idealisierter Spannungsverlauf an der Rohrinnenseite zum Zeitpunkt der Erstrisserkennung; Laststufe P1 = 445 kN, Versuch Nr. 19

Nach Entlastung des Systems wurde das Video-Extensometer zur Aufzeichnung der Rissentwicklung im Erstriss ausgerichtet. In *Abbildung 4.58* ist beispielhaft das Ergebnis der Kraft- und Rissbreitenaufzeichnung des Versuchs Nr. 19 dargestellt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 1 kN/s.

In der 2. Belastungsphase (1. Wiederbelastung nach Rissbildung) wurde das Rohr bis zu einer Laststufe P1 = 795 kN belastet. Ein Riss der Breite 0,2 mm wurde im Scheitel bei der Laststufe P1 = 438 kN gemessen, d.h. unmittelbar bei Wiedererreichen der Erstrisslast in Höhe von 445 kN. Bei P1 = 764 kN wurde ein erster Riss an einem Sohlauflager optisch erkannt. Dieser hatte sich bereits in der DMS-Messung bei ca. 500 kN angekündigt (vgl. *Abbildung 4.60*), da zu diesem Zeitpunkt die Messwerte des DMS_6 in der Sohle ansteigen und die Dehnungen der übrigen DMS in der Sohle (DMS_4 und DMS_5) leicht abfallen. Zum Zeitpunkt der Risserkennung wurde am DMS_6 eine Dehnung von 676 µm/m gemessen. Zeitgleich konnten auch an der Rohraußenseite im Bereich des Spitzendes einzelne Risse festgestellt werden, deren Rissbreiten allerdings unter 0,1 mm lagen.

Anschließend wurde das System entlastet und dann bis auf P1 = 996 kN wiederbelastet. Bei P1 = 695 kN wurde am DMS_6 eine Dehnung von 8470 µm/m gemessen, der Riss entstand somit unmittelbar im Messbereich des DMS. Bei der Laststufe P1 = 730 kN wurde im Scheitel ein zweiter Riss, parallel zum Erstriss in einem Abstand von etwa 200 mm, optisch festgestellt. *Abbildung 4.60* zeigt darüber hinaus, dass ab einer Beanspruchung von etwa 900 kN die Dehnung des DMS_1 im Rohrscheitel ansteigt und die Dehnung des zweiten DMS im Rohrscheitel (DMS_2) abfällt. Hier kündigt sich ein weiterer Riss im Rohrscheitel an. Bei der Laststufe P1 = 994 kN und einer gemessen Rissbreite im Scheitel von 0,95 mm wurde die Belastungssteigerung gestoppt und eine konstante Beanspruchung gehalten. Die Rissbreite des maßgebenden Risses im Scheitel wuchs dabei bis zu einem Wert von 1,00 mm an.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Im letzten Belastungszyklus wurde das System bis zu einer Laststufe P1 = 1197 kN belastet. Im Rohrscheitel ergaben sich bei dieser Laststufe 3 Risse im Rohrscheitel mit einer maßgebenden Rissbreite von 1,32 mm und Rissbreiten zwischen 0,1 und 0,2 mm in den parallelen Rissen. In der Rohrsohle zeigten sich in Rohrmitte Rissbreiten von bis zu 0,2 mm. An der Rohraußenseite wurden parallel verlaufende Risse mit einer Rissbreite < 0,1 mm festgestellt.

Die *Abbildungen 4.61* und *4.62* zeigen beispielhaft Risse, die im Bereich der Dehnungsmessstreifen erkannt wurden.

Im Wesentlichen lässt sich Folgendes feststellen:

- Die Rissentwicklung einer Laststufe verläuft nach Überschreiten der Maximallast der vorangegangenen Laststufe schneller, d.h. die Rissbreitenkurve wird steiler (vgl. *Abbildung 4.58*).
- Die maßgebende Rissbreite im Scheitel wächst bei P1 = 1000 kN auf über 1 mm an (vgl. *Abbildung 4.58*). Die Rissbreitenentwicklung verläuft anschließend deutlich schneller (vgl. Kurvensteigung in *Abbildung 4.59*).
- Die Rissbildung kann anhand von DMS-Messungen frühzeitig, d.h. weit vor der optischen Erkennung, erfasst werden.

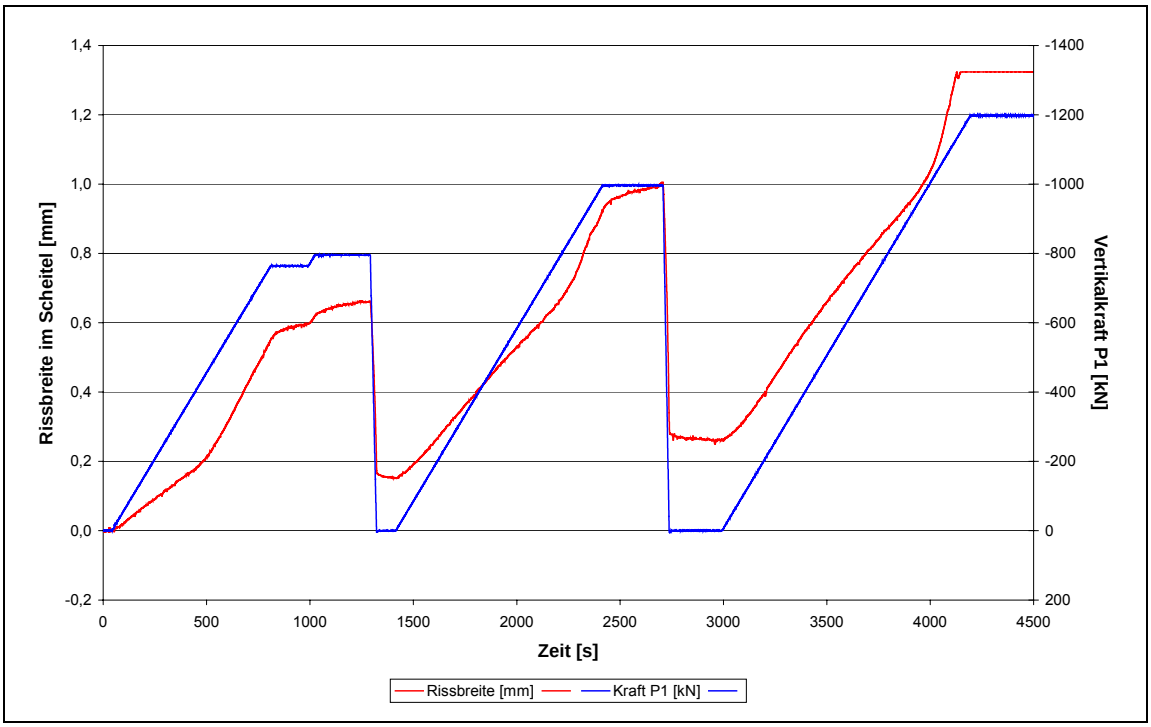


Abbildung 4.58:
Rissbreitenmessung für den Versuch Nr. 19

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

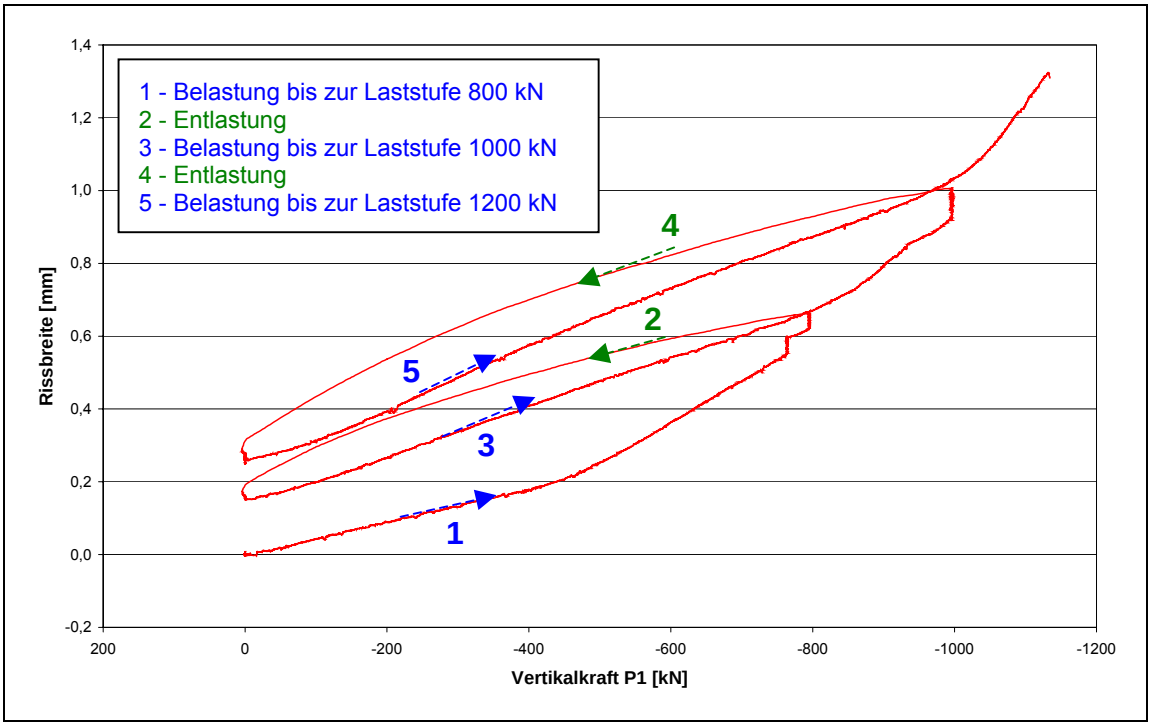


Abbildung 4.59:
Kraft-Rissbreiten-Diagramm, Versuch Nr. 19

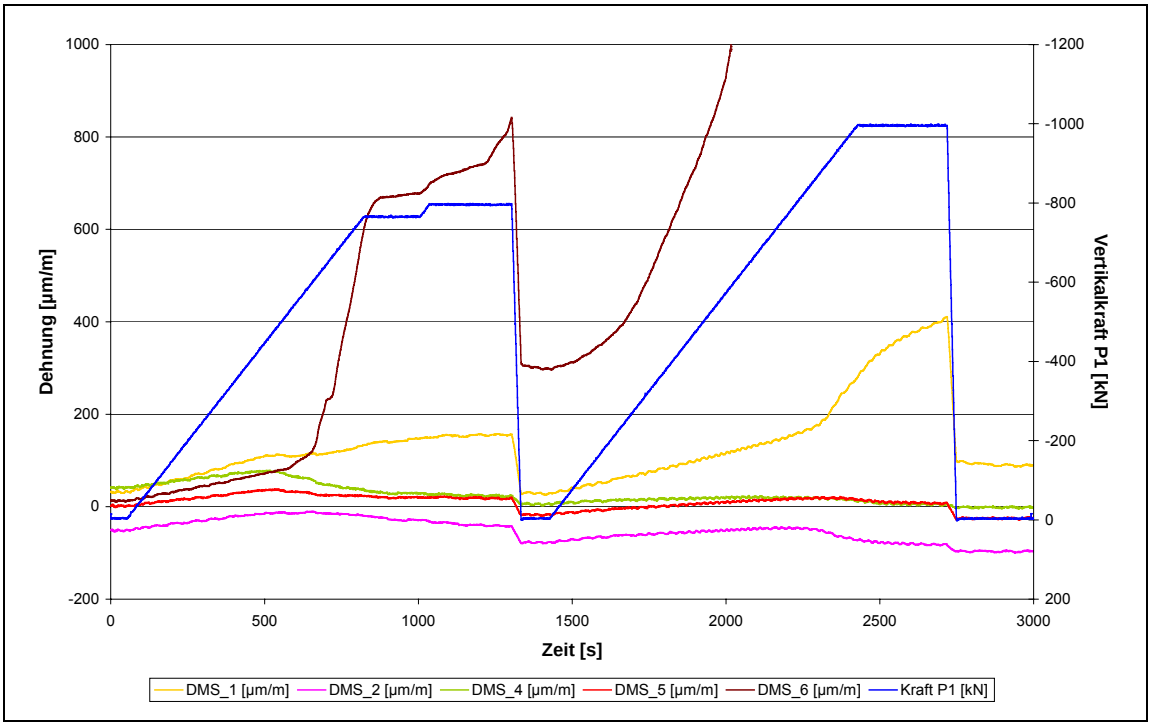


Abbildung 4.60:
DMS-Messung, Versuch Nr. 19

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

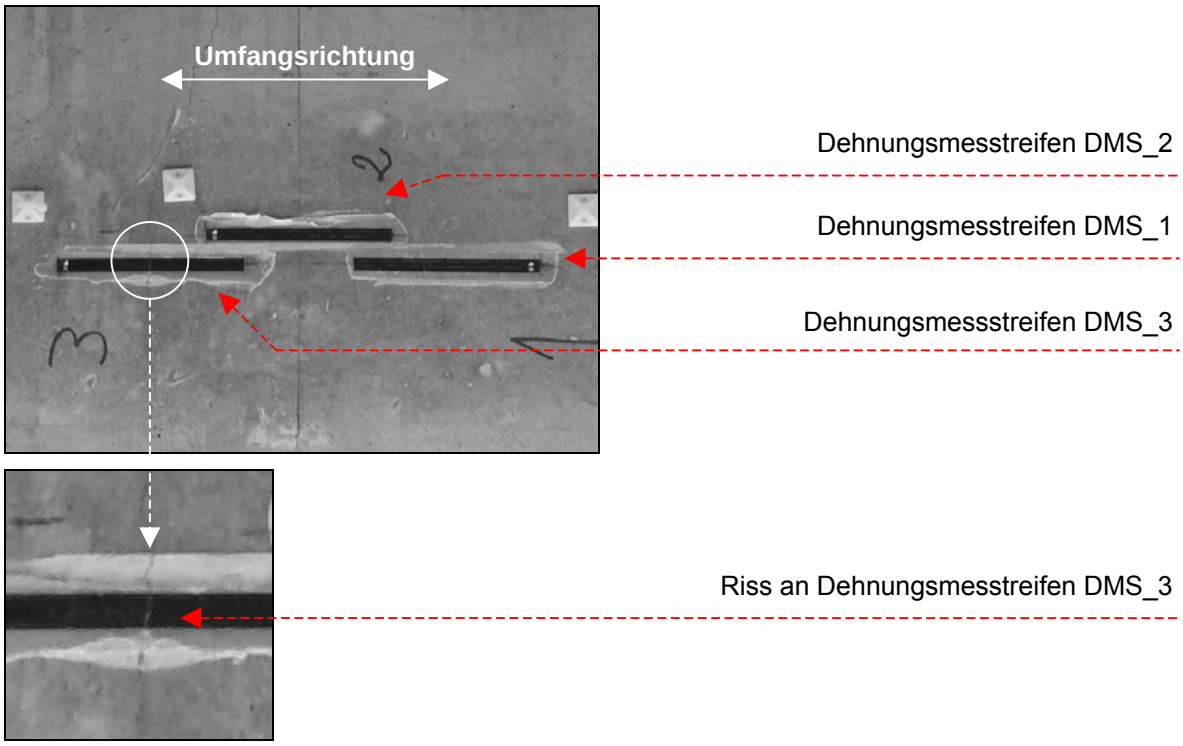


Abbildung 4.61:
DMS- Messung im Rohrscheitel, Rissbreitenerkennung

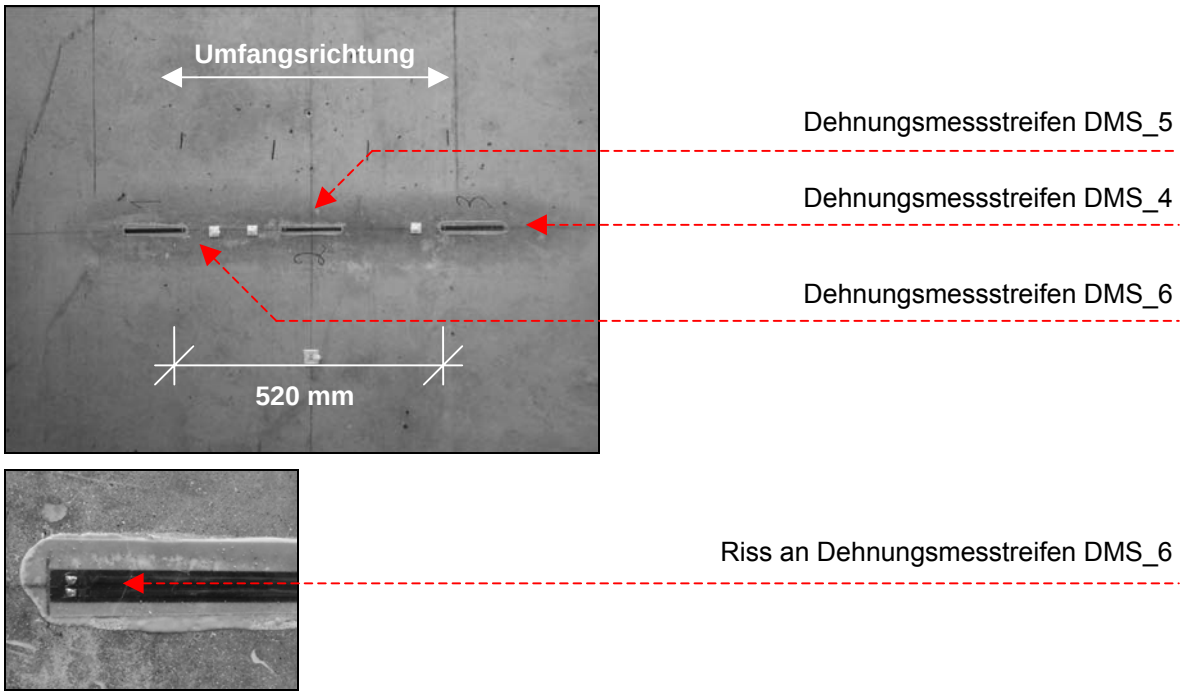


Abbildung 4.62:
DMS-Messung in der Rohrsohle, Rissbreitenerkennung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Im Versuch Nr. 26 wurde unter gleichen Bedingungen wie in Versuch Nr. 19 ein Stahlbetonrohr mit Betonnachbehandlung geprüft. Die Ergebnisse der Rissbreitenaufzeichnung sind in den *Abbildungen 4.63 und 4.64* dargestellt. Der Erstriss wurde ähnlich zum Versuch Nr. 19 bei P1 = 450 kN im Scheitel erkannt (Versuch Nr. 19: 445 kN). Nach Entlastung des Systems wurde das Video-Extensometer zur Aufzeichnung der Rissentwicklung auf diesen ersten Riss ausgerichtet.

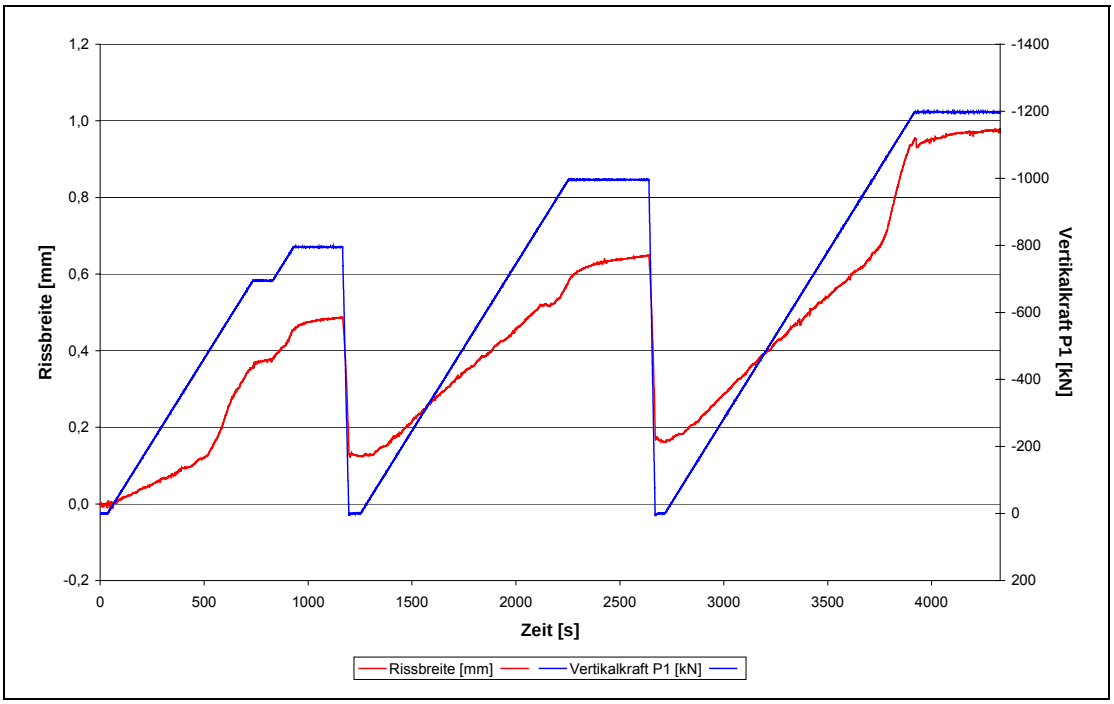


Abbildung 4.63:
Rissbreitenmessung, Versuch Nr. 26

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

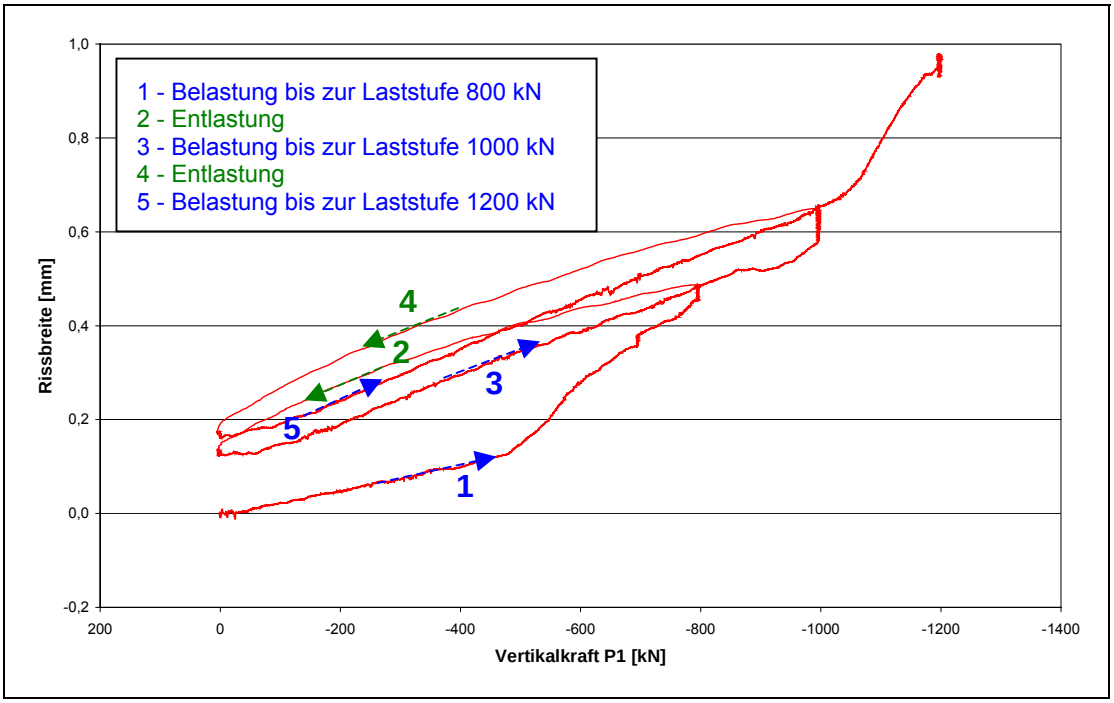


Abbildung 4.64:
Kraft-Rissbreiten-Diagramm, Versuch Nr. 26

Sowohl in der zeitlichen Versuchsdarstellung als auch im Kraft-Rissbreiten-Diagramm ähnelt der qualitative Verlauf der Rissentwicklung dem des nicht nachbehandelten Rohres. Die absoluten Rissbreiten weichen jedoch deutlich voneinander ab:

Ein Riss der Breite 0,2 mm wurde im Versuch Nr. 26 (mit Nachbehandlung) im Scheitel bei P1 = 547 kN gemessen. Dieser Wert liegt um ca. 25 % über dem Vergleichswert des Versuchs Nr. 19 (ohne Nachbehandlung). Die im Rohrscheitel bei P1 = 795 kN gemessene Rissbreite betrug 0,48 mm und lag damit 24 % unter dem Vergleichswert des Versuchs Nr. 19. Im dritten Belastungszyklus ergab sich bei P1 = 995 kN eine Rissbreite von 0,62 mm, die damit 35 % unter dem Vergleichswert des Versuchs Nr. 19 liegt. Für eine dritte Belastungsprüfung wurde das System entlastet und anschließend bis zu einer Laststufe P1 = 1197 kN beansprucht. Im Rohrscheitel wurde bei dieser Laststufe eine maßgebende Rissbreite von 0,96 mm gemessen. Dieser Wert liegt um 27 % unter dem Vergleichswert des Versuchs Nr. 19.

Im Endzustand zeigte sich in Versuch 26 im Rohrscheitel lediglich ein einzelner Riss. An der Rohraußenseite wurden je 2 parallel verlaufende Risse mit einer Rissbreite < 0,1 mm oberhalb und unterhalb der Rohrkämpfers festgestellt.

Als Schlussfolgerung aus dem Vergleich der Versuche Nr. 19 und 26 bleibt festzuhalten:

- Eine Nachbehandlung des Betons kann die absolute Rissbreite unter gleicher Last deutlich verringern. Das qualitative Rissverhalten unter Laststeigerung ändert sich nicht.
- Selbst im Traglastzustand können nachbehandelte Rohre Rissbreiten von weit unter 1 mm aufweisen. Eine frühzeitige Vorankündigung des Versagenszustandes durch übermäßige Rissbreitenentwicklung bleibt in diesen Fällen aus.

Insbesondere mit Blick auf den zweiten Punkt soll an einem Extrembeispiel, d.h. Versuch Nr. 5, das scheinbar spröde Versagen eines nachbehandelten Stahlbetonrohres beschrieben

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

werden. Ein ähnliches Verhalten zeigte sich auch in den Versuchen Nr. 7, 27, 28 und 30. In Versuch Nr. 5 wurde ein Rohr mit Bewehrungstyp II bei seitlicher Stützung geprüft. Der Erstriss im Scheitel wurde bei P1 = 419 kN festgestellt. Die Messung des Video-Extensometers zeigte einen Riss der Breite 0,2 mm bei P1 = 590 kN.

Abbildung 4.65 vermittelt das Ergebnis der Rissbreitenmessung zwischen P1 = 832 kN und P1 = 1161 kN. Es wird deutlich, dass in diesem Bereich die Tragreserve lediglich 40 % beträgt, obwohl der Querschnitt zu Beginn des Betrachtungszeitraumes nur eine Rissbreite von 0,72 mm aufweist. Zwischen 1132 kN und 1161 kN bewirkt eine Belastungssteigerung von 2,5 % dann ein Risswachstum um 50 %, so dass es anschließend zum Versagen des Rohres kommt (siehe *Abbildung 4.66a - c*).

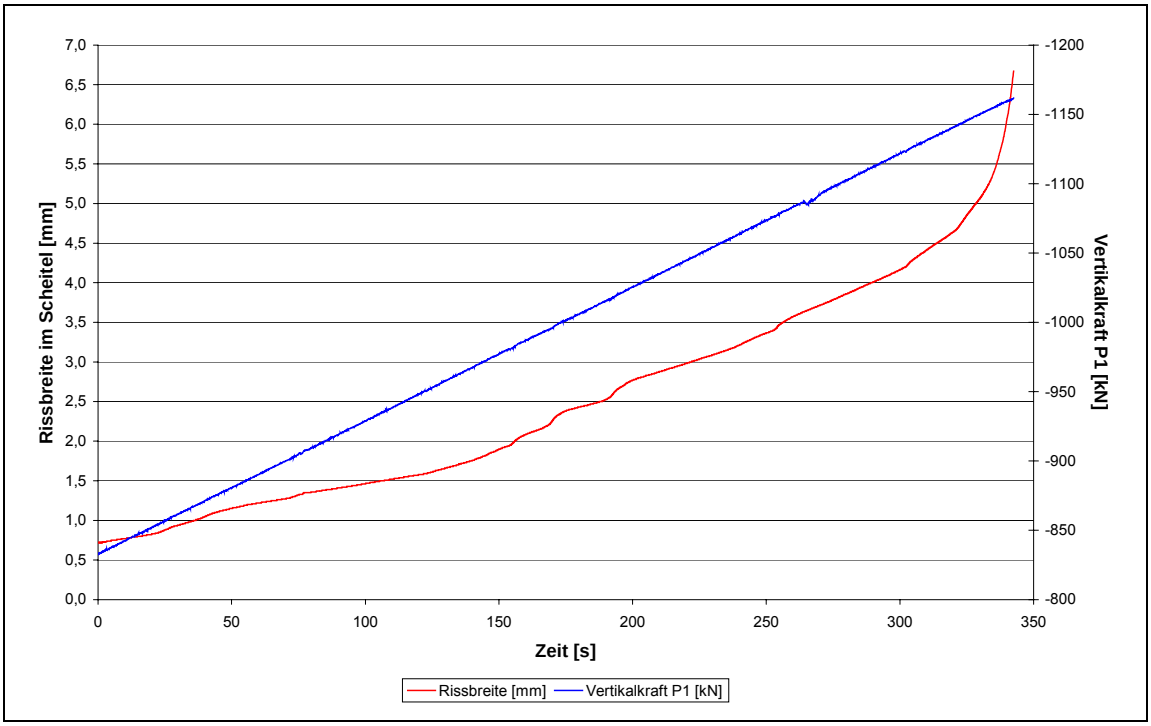


Abbildung 4.65:
Rissbreitenmessung für den Versuch Nr. 5

Abbildung 4.66a - c:
Prüfung eines Rohres bis zum Versagensfall (Versuch Nr. 5)

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Die *Abbildungen 4.67* und *4.68* zeigen zwei vollständig aufgerissene Querschnitte im Scheitel- bzw. oberen Kämpferbereich des im Versuch Nr. 5 geprüften Rohres. In beiden Fällen ist an der Rissstelle der Bewehrung ein Ringspalt zu erkennen, der auf eine Durchmesserverringerung des Bewehrungstahls aufgrund plastischer Verformungen schließen lässt.

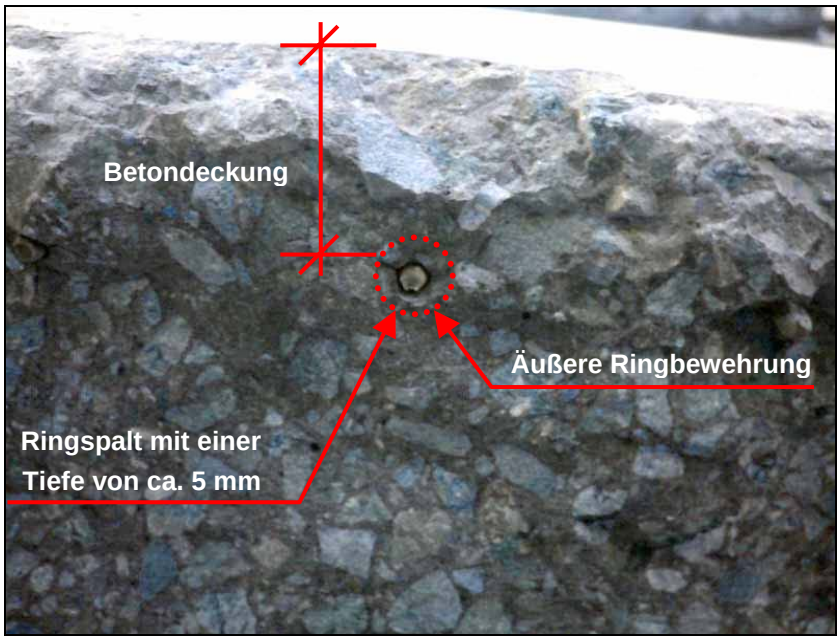


Abbildung 4.67:
Gerissene Bewehrung in der äußeren Bewehrungslage, Versuch Nr. 5, oberer Kämpferbereich

Abbildung 4.68:
Gerissene Bewehrung in der inneren Bewehrungslage, Scheitelbereich

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Das vergleichsweise spröde Bruchverhalten bei geringen Rissbreiten lässt sich anhand der Verbundeigenschaften zwischen Beton und Bewehrungsstahl erklären. Die Spannung im Bewehrungsstahl σ_s und die Spannung im Beton σ_b ändern sich im Rissbereich nicht sprunghaft sondern kontinuierlich. Bei Laststeigerung entstehen weitere Risse, deren Abstände von der Verbundgüte bestimmt werden. Diese beeinflusst die Eintragungslänge l_e mit

$$l_e = \frac{Z_{b,r}}{\tau_{lm} \cdot u},$$

in der die zum weiteren Reißen des Betons erforderliche Zugkraft $Z_{b,r}$ wieder erreicht sein kann. Die Eintragungslänge ist demnach abhängig vom Mittelwert der Verbundspannung τ_{lm} und dem Umfang des Bewehrungsstabes u. Durch eine hohe Verbundspannung oder große Bewehrungsstabdurchmesser verringert sich die Eintragungslänge. Die Verschiebungen Δ zwischen Beton und Stahl entstehen hauptsächlich durch Verformung der Betonzähne (vgl. *Abbildungen 4.69 und 4.70)*. Sie hängen von der Verbundspannung τ_1, der bezogenen Rippenfläche f_R und der Betonfestigkeit ab. Die Beziehung τ_1 / Δ kann als Verbundsteifigkeit gewertet werden. Der anfänglich sehr steile Verlauf der $\tau_1 - \Delta$–Linie entspricht dem Haftverbund, der geneigte Teil dem Scherverbund, der flache Teil, der bei walzrauhen glatten Stäben ausgeprägt ist, dem Reibungsverbund. Ist die $\tau_1 - \Delta$–Linie horizontal oder fällt sie, dann ist der Verbund zerstört und der Stab gleitet mit unzuverlässigem Reibungswiderstand [56].

Nach [77] konnten zwischen den Hauptrissen sekundäre Risse an den Querrippen der Bewehrung sowie Verformungen der Betonzähne und ein weitgehender Verlust der Haftung nachgewiesen werden (siehe *Abbildung 4.69*).

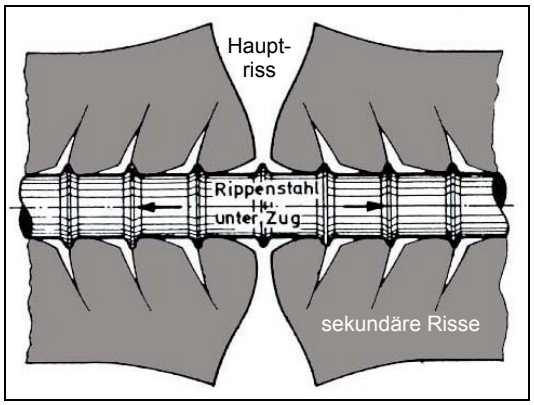


Abbildung 4.69:
Kleine (sekundäre) Risse zwischen Hauptrissen bei einem Stahlbetonstab unter zentrischem Zug (Rissbreiten stark Überhöht) [56]

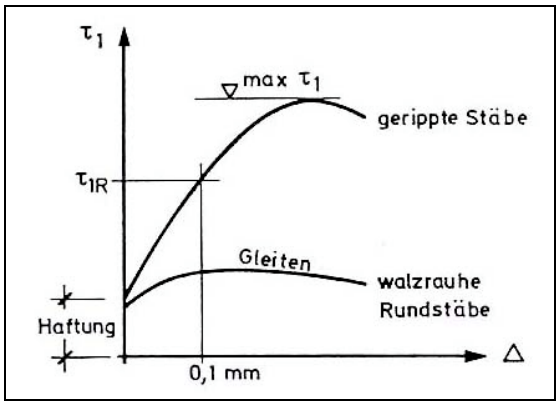


Abbildung 4.70:
Qualitativer Zusammenhang zwischen τ_1 und Δ bei glatten und gerippten Betonstählen [56]

Die Versuche von *Rehm* [76] zeigten, dass für die örtlichen $\tau_1 - \Delta$-Beziehungen (Verbund-Gesetze) mit genügender Genauigkeit ein linearer Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit τ_1 und der Betonfestigkeit β_W über den gesamten Verschiebungsbereich angenommen werden kann.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Die Rechenwerte der Verbundfestigkeit $\tau_{l\,R}$ sind dann nach [56] näherungsweise proportional zu

$\sqrt[3]{\beta^2_w}$ für Rippenstähle bzw.

$\sqrt{\beta_w}$ für glatte Rundstähle.

Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass mit höherer Betonfestigkeit die Eintragslänge l_e abnimmt. So kann insbesondere bei „hochfesten" Betonen einer Festigkeitsklasse > B75 der Fall auftreten, dass der starke Verbund zwischen Betonstahl und Beton nur eine geringe Dehnlänge des Stahls zulässt. Bei vorgegebener Grenzrissbeite ergibt sich daraus ein hoher Dehnungswert des Betonstahls, welcher in ungünstigen Fällen zu einem Bruch des Betonstahls bereits bei geringen Rissbreiten führen kann. Zur Vermeidung solcher Versagensformen kann entweder die Rissbreite durch Wahl einer erhöhten Mindestbewehrung auf sehr geringe Werte reduziert oder durch Verwendung von Betonstählen größeren Durchmessers, mit dadurch vermindertem Verbund, eine entsprechend größerer Dehnlänge – allerdings bei dann größeren Rissbreiten - erzielt werden.

4.4.4 Schlussfolgerungen

Zusammenfassend lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen aus den Versuchen ziehen:

Die Risse bei einer Versuchsdurchführung mit seitlicher Stützung öffnen sich langsamer als bei einer Versuchsdurchführung im klassischen Scheiteldruckversuch nach DIN 1916 [23] bzw. DIN V 1201 [14]. Die seitliche Stützung führt insbesondere dazu, dass im Scheitel nicht nur Einzelrisse sondern zwei oder drei parallele Risse entstehen können. Dieses von Biegemomenten und Normalkräften dominierte Beanspruchungs- und Rissverhalten orientiert sich an den tatsächlichen Beanspruchungen beim Einbau vor Ort und verbessert die Aussagekraft der Versuchsergebnisse deutlich, im Vergleich zu einer reinen Biegemomentenbeanspruchung im Scheiteldruckversuch nach DIN 1916 [23] bzw. DIN V 1201 [14].

Die Rohre des Herstellungstyps mit Betonnachbehandlung zeigen bei vergleichbaren Laststufen geringere Rissbreiten als ohne Betonnachbehandlung. Im Extremfall konnte an nachbehandelten Rohren bei Laststeigerung ein scheinbar sprödes Versagen, d.h. ausgehend von geringen Rissbreiten, beobachtet werden. Bei Einhaltung einer Mindestbewehrung, zeigte sich dieses Verhalten allerdings erst unter hohen Lasten. Bei geringen Bewehrungsgraden können geringe Rissbreiten in nachbehandelten Rohren demgegenüber eine Tragsicherheit vortäuschen, die über das tatsächliche Maße hinausgeht.

Das Rissverhalten von Rohren aus Stahlbeton lässt sich sowohl durch das Einlegen zusätzlichen Bewehrungsstahls als auch durch eine Nachbehandlung des Beton verbessern. Es ist allerdings nicht möglich, einen geringen Bewehrungsgrad vollständig durch eine verbesserte Nachbehandlung auszugleichen, da durch letztere lediglich das Verbundverhalten, nicht aber die aufnehmbaren Spannungen erhöht werden.

Vor dem Hintergrund der Versuchsergebnisse sind auch gängige Verfahren zur Zustandsbewertung von Stahlbetonrohren zu hinterfragen. So wird zur Beurteilung von Rissen in Abwasserkanälen i.a. das ATV-Merkblatt 149 [68] herangezogen. Die dort angegebenen Zustandsklassen greifen im Wesentlichen auf Grenzwerte der Rissbreite zurück, ohne die Fertigungsqualität und den Bewehrungsgehalt des Rohres zu berücksichtigen. Bei der Beurteilung von Rissen wird zwischen den Hauptrissformen Längsriss, Querriss, Scherbenbildung und Riss von einem Punkt ausgehend unterschieden (siehe [69]). Als Maßstab zur Einordnung des baulichen und betrieblichen Zustands von Kanälen der Ortsentwässerung werden

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Zustandsklassen entsprechend *Tabelle 4.8* in Abhängigkeit von Grenzwerten für die Einzelrissbreite herangezogen.

Tabelle 4.8: Abgrenzung der Zustandsklasse für Rohrleitungen nach ATV-M 149 [68]

Schaden	**Schadensausmaß**				
	Zustands-klasse	Zustands-klasse	Zustands-klasse	Zustands-klasse	Zustands-klasse
	0	1	2	3	4
Riss im Verbindungsbereich	X ≥ 10 mm	5 mm ≤ x < 10 mm	2 mm ≤ x < 5 mm	0,5 mm ≤ x < 2 mm	x < 0,5 mm
Längsriss	X ≥ 10 mm	5 mm ≤ x < 10 mm	2 mm ≤ x < 5 mm	0,5 mm ≤ x < 2 mm	x < 0,5 mm
Querriss	X ≥ 10 mm	5 mm ≤ x < 10 mm	2 mm ≤ x < 5 mm	0,5 mm ≤ x < 2 mm	x < 0,5 mm
Scherbenbildung	Einzellfallabwägung, zumindest wie übrige Risse				
Riss von einem Punkt ausgehend	Einzellfallabwägung, zumindest wie übrige Risse				

x = Rissbreite

Zustandsklasse 0 = Sofortmaßnahmen (sehr schwerer Schaden)
Zustandsklasse 1 = kurzfristige Maßnahmen (schwerer Schaden)
Zustandsklasse 2 = mittelfristige Maßnahmen (mittlerer Schaden)
Zustandsklasse 3 = langfristige Maßnahmen (leichter Schaden)
Zustandsklasse 4 = kein Handlungsbedarf (vernachlässigbarer Schaden)

Aus den Versuchsergebnissen wurde deutlich, dass selbst bei Rissbreiten am unteren Rand der Zustandsklasse 3 (Versuch Nr. 5: 0,72 mm) nicht zwangsläufig von hohen Versagenssicherheiten ausgegangen werden kann. Insbesondere schwach bewehrte Rohre, die einer Betonnachbehandlung unterzogen wurden, können bedeutsame Risiken aufweisen. Auch vor diesem Hintergrund ist es zu empfehlen, stets eine Mindestbewehrung in der Bemessung zu fordern und ggf. auch das Herstellverfahren und den Bewehrungsgrad bei der Schadensbeurteilung zu berücksichtigen.

4.5 Ergänzende Beobachtungen

Zusätzlich zu den dargestellten Ergebnissen bezüglich der Rissentstehung und Rissentwicklung von Rohren aus Stahlbeton konnten im Zuge der Prüfungen weitere Erkenntnisse gewonnen werden, z.B. hinsichtlich der Maßhaltigkeit, des Korrosionsschutzes und der Betonoberflächen der untersuchten Prüfkörper. Auch wenn es sich hierbei lediglich um ergänzende Beobachtungen handelt, seien diese aufgrund des praktischen Nutzens im Folgenden zusammengefasst.

4.5.1 Herstellverfahren und Maßhaltigkeit

Das Herstellverfahren hat u.a. einen wesentlichen Einfluss auf die Oberflächenstruktur eines Stahlbetonrohres und damit die Erkennbarkeit von Rissen. Darüber hinaus zeigen sich auch Unterschiede in der Maßhaltigkeit der Rohre. Beispielhaft wurden sechs Stahlbetonrohre unterschiedlicher Herstellverfahren vermessen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Ausgewählt wurden dazu je zwei

- sofort entschalte Stahlbetonrohre,
- in der Schalung erhärtete Stahlbetonrohre und
- in der Schalung erhärtete Stahlbetonrohre mit Betonnachbehandlung (Klimahaube).

In allen Fällen handelte es sich um Stahlbetonrohre der Nennweite DN 2200 x 3000. Der Sollwert der Wanddicke lag bei 210 mm für die sofort entschalten Rohre und 250 mm für die in der Schalung erhärteten Rohre. Die Baulänge und die Wanddicken wurden an 8 gleichmäßig über den Querschnitt verteilten Punkten, beginnend mit dem Rohrscheitel, vermessen. Die Ergebnisse sind in den *Tabellen 4.9* bis *4.14* dargestellt.

Tabelle 4.9:

Maße eines sofort entschalten Rohres (Versuch Nr. 3)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	2982	225,1	219,1
2	2982	215,1	224,8
3	2984	219,1	214,0
4	2987	214,0	214,7
5	2991	222,8	212,3
6	2987	227,2	231,0
7	2993	218,1	223,8
8	2982	225,0	226,5
Mittelwert	2986,0	220,8	220,8
Sollmaß	3000,0	220,0	220,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,47 %	5,14 %	5,13 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,60 %	8,10 %	10,00 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,23 %	4,33 %	4,33 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2192	2193
2-6	2191	2190
3-7	2191	2189
4-8	2192	2190
Mittelwert	2191,5	2190,5
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,39 %	0,43 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,41 %	0,50 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,37 %	0,32 %

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.10:
Maße eines sofort entschalten Rohres (Versuch Nr. 7 und 8)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	2985	211,0	225,5
2	2984	211,0	213,8
3	2986	208,3	220,7
4	2987	212,3	214,3
5	2989	210,1	221,0
6	2991	218,0	224,0
7	2994	222,6	229,0
8	2987	214,5	227,0
Mittelwert	2987,9	213,5	221,9
Sollmaß	3000,0	220,0	220,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,40 %	1,65 %	5,67 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,53 %	6,00 %	9,04 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,20 %	3,81 %	5,24 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2189	2190
2-6	2192	2189
3-7	2194	2191
4-8	2192	2190
Mittelwert	2191,8	2190,0
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,38 %	0,45 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,50 %	0,50 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,27 %	0,41 %

Tabelle 4.11:
Maße eines in der Schalung erhärteten Rohres (Versuch Nr. 2)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	3002	250,0	256,3
2	3003	250,4	254,2
3	3002	253,5	249,4
4	3002	252,6	249,5
5	3002	253,5	256,0
6	3002	257,1	259,5
7	3001	254,8	254,3
8	3003	249,8	252,9
Mittelwert	3002,1	252,7	254,0
Sollmaß	3000,0	250,0	250,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,07 %	1,09 %	1,61 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,10 %	2,84 %	3,80 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,07 %	0,00 %	0,20 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2195	2193
2-6	2194	2190
3-7	2204	2205
4-8	2205	2208
Mittelwert	2199,5	2199,0
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung vom Sollmaß	0,02 %	0,05 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,27 %	0,45 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,18 %	0,23 %

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.12:
Maße eines in der Schalung erhärteten Rohres (Versuch Nr. 4 und 6)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	2998	253,0	258,5
2	2998	251,1	251,5
3	2999	249,2	247,0
4	2997	251,6	248,1
5	2997	255,8	256,0
6	2997	254,0	259,0
7	2997	254,5	252,4
8	2999	252,6	250,5
Mittelwert	2997,8	252,7	252,9
Sollmaß	3000,0	250,0	250,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,08 %	1,09 %	1,15 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,10 %	2,32 %	3,60 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,03 %	0,32 %	0,20 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2193	2192
2-6	2194	2191
3-7	2206	2208
4-8	2206	2207
Mittelwert	2199,8	2199,5
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,01 %	0,02 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,32 %	0,41 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,27 %	0,32 %

Tabelle 4.13:
Maße eines in der Schalung erhärteten Rohres mit Nachbehandlung (Versuch Nr. 1)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	2997	253,0	253,2
2	2996	255,5	256,3
3	2996	253,4	251,0
4	2998	250,1	249,8
5	2999	250,9	254,3
6	3000	253,2	259,0
7	3001	255,2	253,4
8	3000	251,1	255,0
Mittelwert	2998,4	252,8	254,0
Sollmaß	3000,0	250,0	250,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,05 %	1,12 %	1,60 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,13 %	2,20 %	3,60 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,00 %	0,04 %	0,08 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2199	2202
2-6	2191	2192
3-7	2200	2199
4-8	2210	2212
Mittelwert	2200,0	2201,3
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,00 %	0,06 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,45 %	0,55 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,00 %	0,05 %

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 4.14:
Maße eines in der Schalung erhärteten Rohres mit Nachbehandlung (Versuch Nr. 5)

Messpunkt	Baulänge [mm]	Wanddicken	
		Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1	3001	253,0	254,1
2	3001	252,8	255,0
3	3000	251,0	251,0
4	3000	251,1	249,5
5	3000	251,7	256,7
6	3001	254,6	258,4
7	3000	254,2	255,7
8	3001	253,1	255,8
Mittelwert	3000,5	252,7	254,5
Sollmaß	3000,0	250,0	250,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,02 %	1,08 %	1,81 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,03 %	1,84 %	3,36 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,00 %	0,40 %	0,20 %

Messlinie	Durchmesser innen	
	Spitzende [mm]	Muffe [mm]
1-5	2195	2194
2-6	2194	2192
3-7	2204	2206
4-8	2206	2208
Mittelwert	2199,8	2200,0
Sollmaß	2200,0	2200,0
Abweichung des Mittelwerts vom Sollmaß	0,01 %	0,00 %
Max. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,27 %	0,36 %
Min. Abweichung eines Einzelwerts vom Sollmaß	0,18 %	0,27 %

Tabelle 4.15 fasst die Ergebnisse der Rohrvermessung zusammen. Bezüglich der Maßhaltigkeit ist ein deutlicher Unterschied zwischen sofort entschalten und in der Schalung erhärteten Rohren zu erkennen. Die Maßhaltigkeit der Wanddicke und des Innendurchmesser ist bei in der Schalung erhärteten Rohren mit und ohne Nachbehandlung vergleichbar. Bezüglich der Baulänge wurde im Mittel die höchste Maßhaltigkeit bei den in der Schalung erhärteten Rohren mit Betonnachbehandlung festgestellt.

Tabelle 4.15:
Zusammenfassung der Abweichung der Messwerte von den Sollwerten

	sofort entschalte		in der Schalung erhärtete		in der Schalung erhärtete mit Betonnach-behandlung (Klimahaube)	
	Versuch Nr.		Versuch Nr.		Versuch Nr.	
	3	7 / 8	2	4 / 6	1	5
Wanddicke [%]	5,14	5,67	1,60	1,15	1,60	1,80
Baulänge [%]	0,47	0,40	0,07	0,08	0,05	0,02
Innendurchmesser [%]	0,43	0,45	0,05	0,02	0,06	0,01

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Stahlbetonrohre und Formstücke sollen profil- und maßgerecht sein, so gelten für die in den Werksunterlagen anzugebenden Sollmaße nach [5] die folgenden Grenzwerte:

- Die untere Grenzabweichung vom Sollmaß der Wanddicke darf 6 % betragen.
- Die Grenzabweichung der Baulänge darf ± 1 % betragen.
- Bei Stahlbetonrohren mit einem Innendurchmesser zwischen 1950 mm bis 2350 mm darf die Abweichung der Sollweite ± 14 mm nicht überschreiten.

Die hier angegebenen Grenzwerte gelten für Mittelwerte und wurden bei allen vermessenen Rohren, auch den sofort entschalten, eingehalten.

4.5.2 Transportanker und Korrosionsschutz

Risse im Beton können zu Undichtigkeiten aber auch zu Korrosion des Bewehrungsstahls führen und sind daher auf ein Mindestmaß zu reduzieren. Ein Freiliegen des Bewehrungsstahls ist in jedem Falle zu vermeiden. Bei der Sichtkontrolle der gelieferten Stahlbetonrohre konnte allerdings im Bereich der Transportanker freiliegende Bewehrung festgestellt werden (siehe *Abbildungen 4.71 bis 4.73*). Auch die nur dünne Abdeckung der verwendeten Kugelkopf-Transportanker mit einer Mörtelschicht könnte den Korrosionsschutz in Frage stellen (siehe *Abbildung 4.72)*. Darüber hinaus wurden im Umfeld des Transporterankers auch bedeutsame Rissbilder beobachtet, die möglicherweise auf Überlastung während des Transports zurückzuführen sind.

Abbildung 4.71:
Transportanker mit freiliegender Bewehrung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

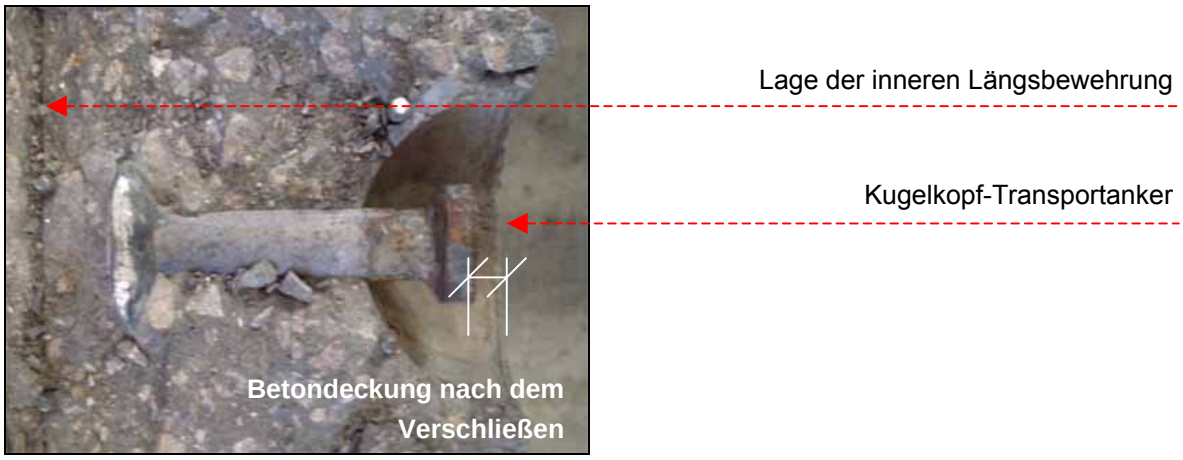


Abbildung 4.72:
Geringe Betondeckung

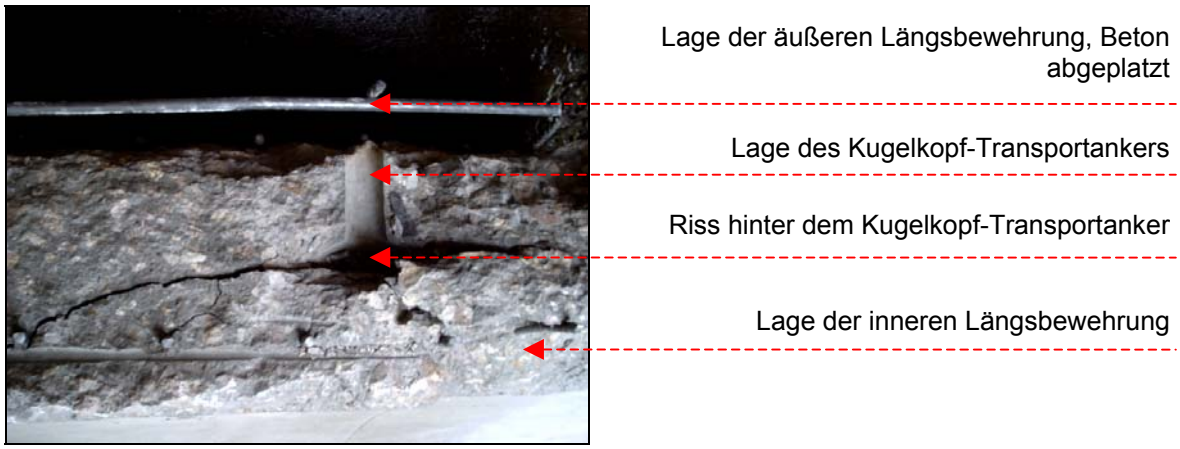


Abbildung 4.73:
Riss hinter dem Transportanker

Die zum Einsatz kommenden Transportankersysteme sollten einen fachgerechten Verschluss der Angriffspunkte vor dem Einbau der Rohre unterstützen. Für das nachträgliche Verschließen der Ankeraussparungen sind die Materialien und Arbeitstechniken auf die Betonzusammensetzung des Rohres und die spätere Beanspruchung abzustimmen. Ein alleiniges Verschmieren der Öffnungen mit Mörtel unbekannter Zusammensetzung entspricht nicht dem Stand der Technik [67]. Vor diesem Hintergrund werden derzeit von verschiedenen Herstellern Systeme entwickelt, die eine Alternative zu den gebräuchlichen Kugelkopf-Transportankern aus Rundstahl mit geschmiedetem Kopf und Fuss darstellen können [57], [71]. Die *Abbildungen 4.74 und 4.75* zeigen beispielhaft Elemente des Systems Hilco [71], bei denen die Hülse zur Befestigung der Anhängung auch als Ansatzpunkt für den einschraubbaren Verschluss dienen kann.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

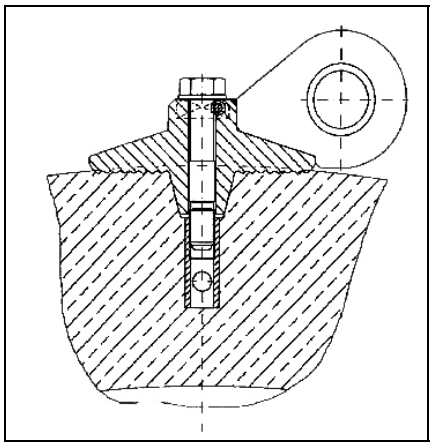


Abbildung 4.74:
Anhängung System Hilco mit Hülsenanker [72]

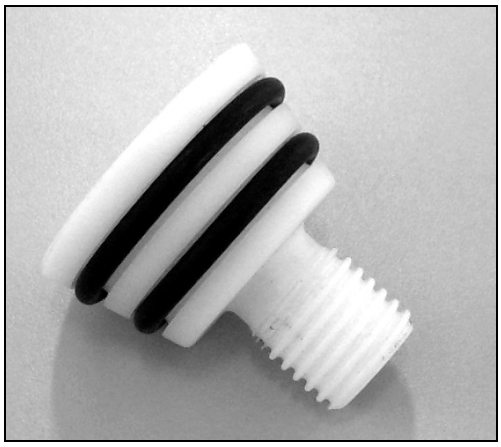


Abbildung 4.75:
Verschluss mit Schraubgewinde, System Hilco

4.5.3 Betondeckung und Korrosionsschutz

Als Betondeckung wird nach DIN 1045 [3] die Betonschicht bezeichnet, die die Oberfläche der Bewehrung zu der Bauteiloberfläche hin schützend abdeckt. Für die Herstellung der untersuchten Rohre wurde eine Betondeckung von nom c = 40 mm gefordert. Die Betondeckung der Rohre wurde mittels Messung nach dem Prinzip der elektromagnetischen Induktion mit einem Betondeckungsmessgerät Typ PROFOMETER 3 überprüft (*siehe Abbildung 4.76*). Das Verfahren ist geeignet zur Messung der Betonüberdeckung bzw. der Durchmesser der eingebauten Bewehrung und kann zur regelmäßigen Untersuchung und Qualitätsüberwachungen von Stahlbetonbauteilen sowie zur Bauwerksdiagnose eingesetzt werden [75]. Die Messungen bestätigten vielfach die geforderten Werte, allerdings zeigten sich in Einzelfällen bei der äußeren Ringbewehrung auch deutliche Abweichungen mit Überdeckungswerten von lediglich 17 bis 18 mm. Das anschließende Aufstemmen des entsprechenden Bereiches des Rohres bestätigte dieses Ergebnis (siehe *Abbildungen 4.77 bis 4.80*).

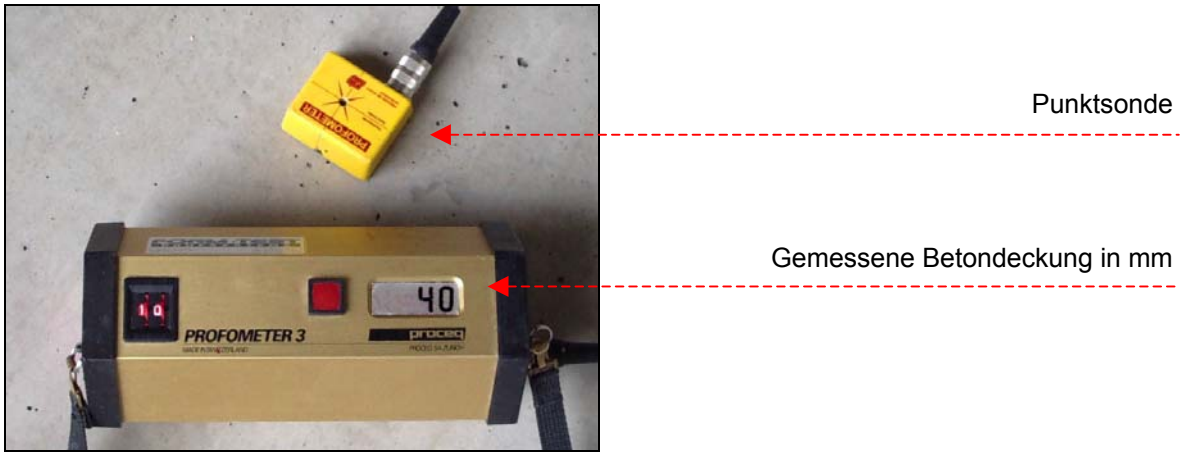


Abbildung 4.76:
Betondeckungsmessgerät Typ PROFOMETER 3

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

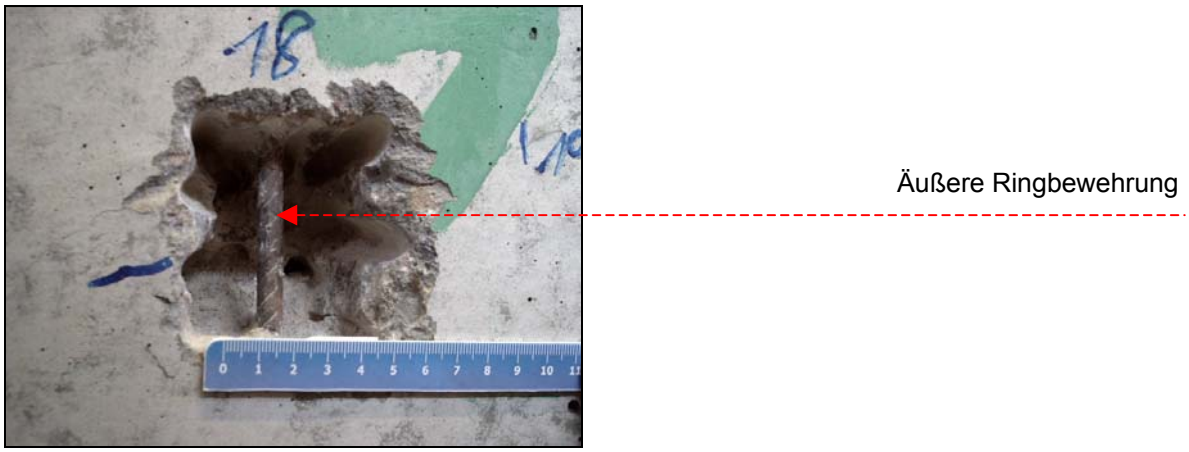


Abbildung 4.77a:
Aufgestemmte Rohraußenwand

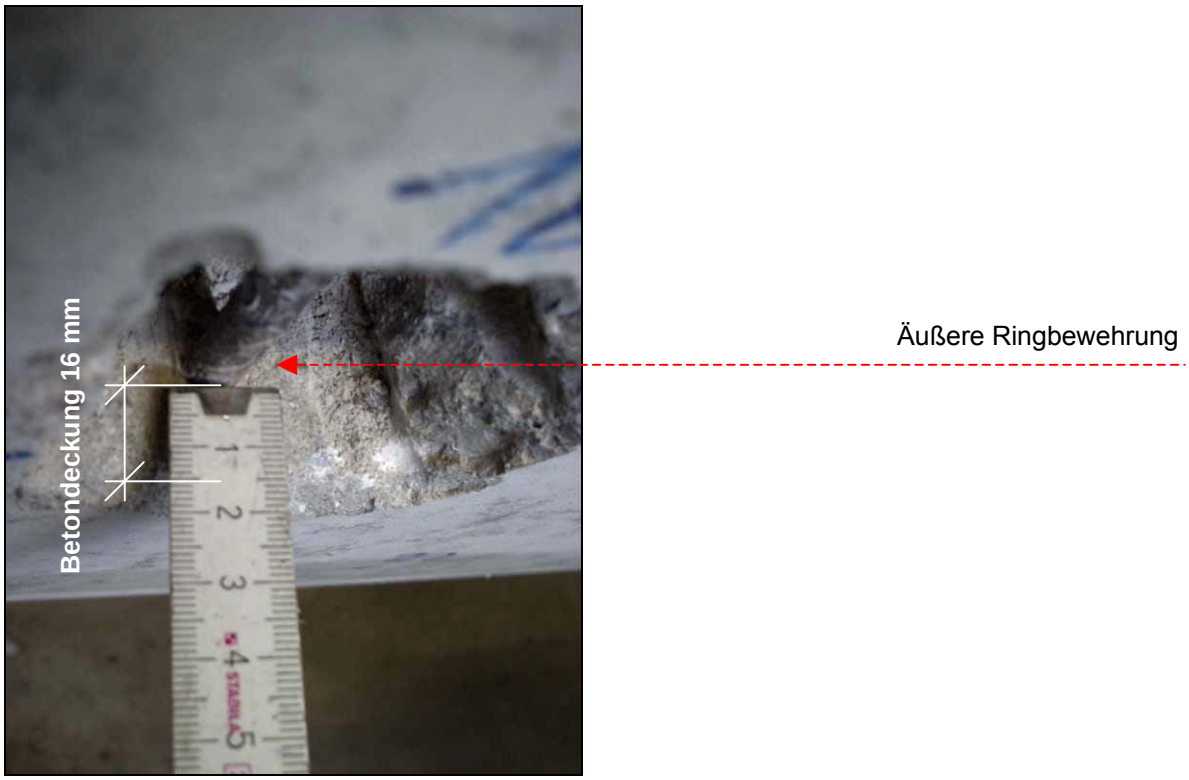
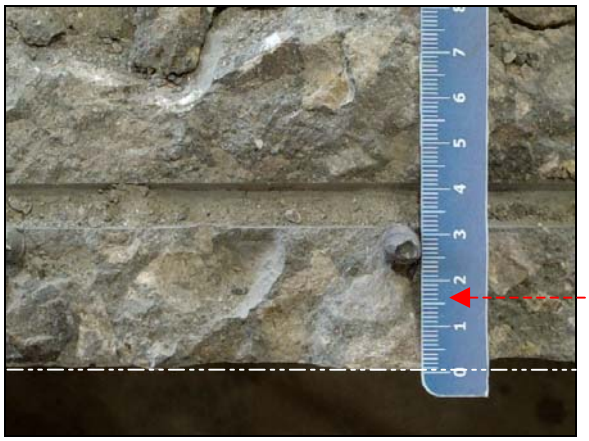


Abbildung 4.77b:
Mangelnde Betondeckung

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Betondeckung der inneren Längsbewehrung nom c > 60 mm



Betondeckung der äußeren Ringbewehrung nom c < 25 mm

Abbildung 4.78:
Betondeckung entspricht nicht der geforderten Lieferqualität

Abstandhalter

Lage der inneren Ringbewehrung

Abbildung 4.79:
Abstandhalter liegt schräg und wird von Beton überdeckt

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

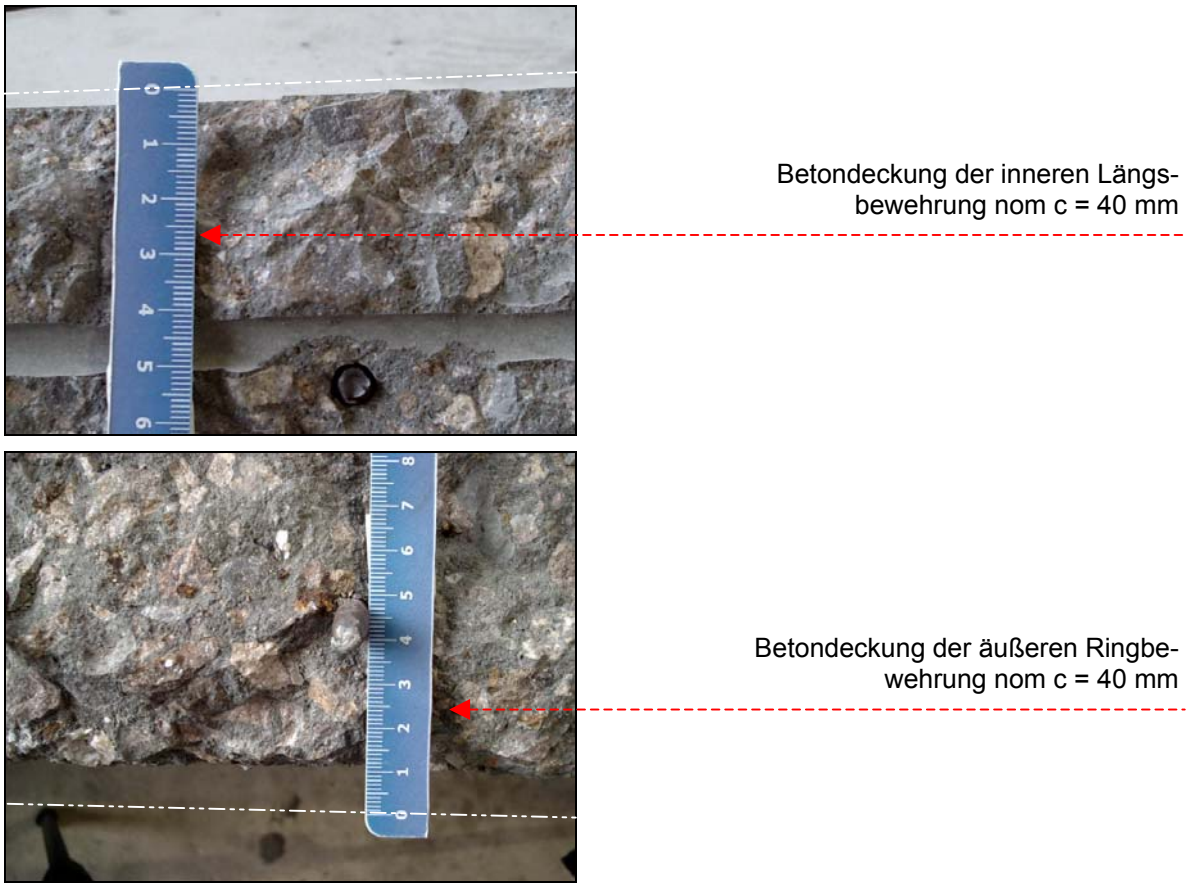


Abbildung 4.80:
Betondeckung entspricht der geforderten Lieferqualität, weiße Linie gibt ursprüngliche Betonoberfläche vor Bruchzustand an

Die vorgenannten Beobachtungen gewinnen insbesondere dadurch an Bedeutung, dass bei der statischen Bemessung der Rohre die Lage der Bewehrung als Eingangswert in die Berechnung eingeht. Damit die Bewehrung die auftretenden Zugkräfte aufnehmen kann, ist die in der statischen Bemessung vorgegebene Lage einzuhalten, da bei der Berechnung der statischen Höhe nach DIN 1045 [3] vom Nennmaß der Betondeckung nom c ausgegangen wird. Darüber hinaus müssen die vorgegebenen Werte an allen Stellen eingehalten werden, da Abweichungen in der Betondeckung nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch die Gebrauchstauglichkeit beeinflussen können, z.B. bei mangelnder Betondeckung unter aggressiven Medien.

Um den beobachteten Abweichungen entgegen zu treten, muss die geforderte Betondekkung z.B. durch ausreichenden Einsatz geeigneter Abstandhalter sichergestellt werden. Diese sind fest mit dem Bewehrungskorb zu verbinden, da ansonsten bei der Fertigung der Rohre die Gefahr des Verschiebens bzw. Verformens des Bewehrungskorbes besteht. Dies gilt insbesondere bei

- zu weichen Abstandhaltern, z. B. aus Kunststoff,
- nur mit Draht befestigten Abstandhaltern, die sich beim Einfädeln in die Schalung verschieben und verkanten und

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- Nichteinhaltung der Abstände und Anzahl der einzelnen Abstandhalter untereinander.

Grundsätzlich sollten nur Abstandhalter aus einem Material mit einer niedrigen Wasseraufnahme verwendet werden. *Abbildung 4.81* zeigt beispielhaft Abstandhalter aus Polymerbeton mit Längs- oder Querrillen für die Längs- bzw. Querbewehrung. Nach [74] liegen die empirisch ermittelten Daten wie E-Modul, Wärmedehnzahl, Wasseraufnahme und Porosität sowie Porenradien in einem mit dem Rohrbeton vergleichbaren Bereich. Die aus der Matrix ragenden „reinen“ Quarzfrakturen sollen eine chemische Anbindung des Zementleims und eine Strukturhaftung gewährleisten. Durch die strömungsgünstigen Polymer-Beton-Figuren wird nach [74] die Bildung eines homogenen und dichten Betongefüges nicht behindert.

Abbildung 4.81:
Abstandhalter aus Polymerbeton Typ SEDRA AR und SEDRA AP der Polymer-System GmbH, Ebersbach

4.5.4 Betonoberfläche und Dichtheit

Nach DIN 4035 [5] müssen Rohre von einer gleichmäßigen Beschaffenheit sein. Sie dürfen keine Beschädigungen oder Stellen aufweisen, die ihren Gebrauchswert, z.B. Festigkeit, Wasserdichtheit und Lebensdauer, beeinträchtigen.

Bei der Sichtkontrolle konnten bei allen Rohren Lunker in unterschiedlicher Anzahl und Größe festgestellt werden. Mit Lunkern werden umgangssprachlich kleine Hohlräume in der Oberfläche von Beton bezeichnet, die während der Herstellung durch Lufteinschlüsse entstehen und nach dem Entschalen sichtbar werden. Insbesondere im Bereich der Rohrverbindungen können Lunker zu Umläufigkeiten und damit zu Undichtigkeiten führen. Die *Abbildungen 4.82* und *4.83* zeigen die unterschiedlichen Formen von Lunkern, wie sie an den untersuchten Rohren festgestellt wurden. *Abbildung 4.82* zeigt einen einzelnen großen Lunker wie er bei 2 von 21 Rohren festgestellt wurde. *Abbildung 4.83* zeigt den Fall einer Vielzahl kleiner Lunker, wie sie bei allen geprüften Rohren auftraten.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

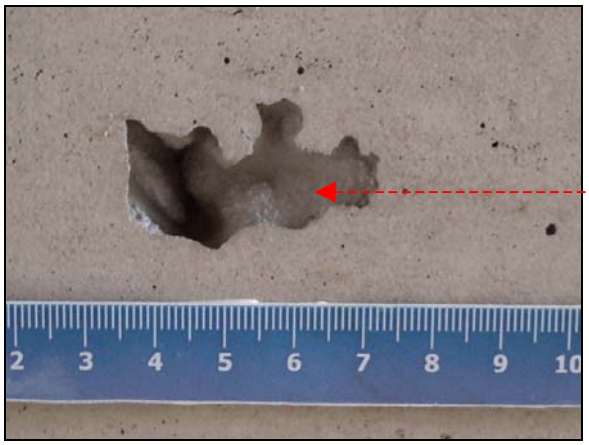


Abbildung 4.82:
Einzelner Lunker in der Rohrinnenwand

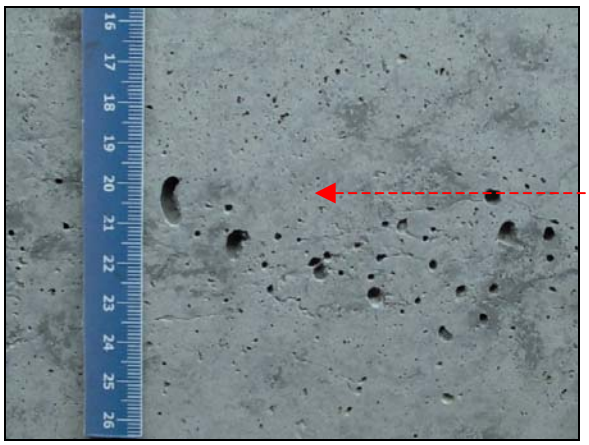


Abbildung 4.83:
Verteilte Lunker in der Rohrinnenwand

Als eine Ursache für die Entstehung von Lunkern kann nach [58] die Überdosierung des Trennmittels bei der Vorbereitung der Schalung angesehen werden. Nach [58] lassen sich der dünnste Auftrag des Trennmittels und damit die lunkerärmsten Flächen erzielen, wenn auf Pflanzenöl basierende Trennmittel ohne Mineralöl und Lösemittel verwendet werden. Nach [58] hat auch das Verdichten einen starken Einfluss auf die Lunkerbildung. Nach [59] muss der Beton beim Einbringen in die Schalung verdichtet werden, um Hohlräume zwischen den Gesteinskörnungen und Lunker zwischen Beton und der Schalung sowie zwischen den Bewehrungseinlagen zu vermeiden. Dies kann z. B. durch Innenrüttler geschehen. Bei dicht bewehrtem Beton ist ein Verdichten durch Nachrütteln erforderlich, um mögliche Hohlräume unter waagerechter Bewehrung zu beseitigen. Die Verdichtung ist auf die Betonzusammensetzung und die Frischbetonkonsistenz abzustimmen. Erst durch die Verdichtung erhält der Baustoff Beton seine endgültigen Eigenschaften, nämlich die Verbindung der verschiedenen Gesteinskörnungen durch den Zementleim zu einem monolithischen Stein, verbunden mit einer Ummantelung der Bewehrungseinlagen zur Gewährleistung der konstruktiven Eigenschaften und des Korrosionsschutzes der Bewehrung (vgl. [59]).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

4.5.5 Inspektionssysteme zur Rissdetektion

4.5.5.1 Beschreibung der Verfahren

Begleitend zu den Scheiteldruckversuchen wurde die Anwendbarkeit von geophysikalischen Inspektionssystemen zur Aufnahme des Rissbildes getestet und deren Aussagekraft für die Qualitätssicherung späterer Baumaßnahmen bewertet. Die Untersuchungen basierten auf den Erfahrungen aus dem Forschungsprojekt „Quantitative Inspektion von Abwasserkanälen und –leitungen mittels geophysikalischer Verfahren“ [73]. Im Rahmen dieses Projektes wurde u.a. bereits das **Radarverfahren** eingesetzt, um die Bewehrung innerhalb eines Rohres zu orten und die Abstände zwischen den Bewehrungsstäben zu bestimmen. Dabei konnten die folgenden wesentlichen Erkenntnisse gewonnen werden:

- Eine quantitative Wanddickenbestimmung ist möglich wenn ausreichend genaue Geschwindigkeitsbestimmungen durchgeführt werden.
- Aufgrund des hohen elektrischen und elektromagnetischen Kontrastes des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton kann der Bewehrungsstahl geortet werden.
- Die Betondeckung kann qualitativ angegeben werden.
- Mit Erhöhung der Frequenzen verringert sich die Wellenlänge und die Auflösung nimmt zu. Dabei kann die Lage einzelner Bewehrungsstäbe erkannt werden.
- Fugenbänder oder Fugenbleche in Arbeits- bzw. Dehnungsfugen werden erkannt.
- Ein Vorteil des Verfahrens liegt in der zerstörungsfreien Anwendung.
- Rissbreiten an der Rohrinnenseite lassen sich mit Radarverfahren nicht vermessen. Eine reine Detektion von Rissen an der Rohraußenseite ist mit diesem Verfahren aus dem Rohrinneren heraus nicht möglich.

Die *Abbildung 4.84* zeigt beispielhaft das Ergebnis einer Messung mit einer 900 MHz Antenne im Rahmen von [73]. Dabei sind die unterschiedlichen Stababstände zweier Rohre zu erkennen.

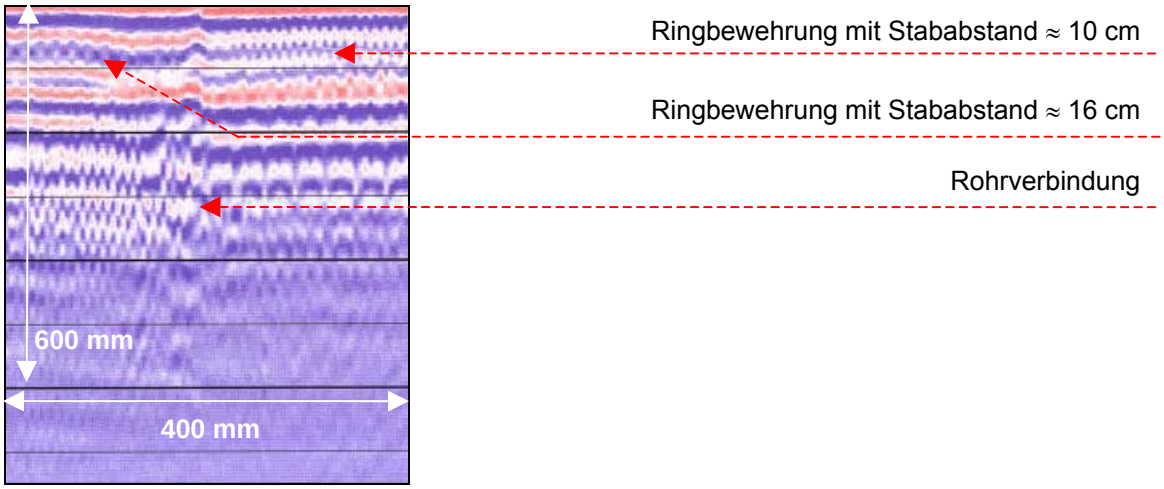


Abbildung 4.84:
Radargramm

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Auf eine weitergehende Untersuchung des Radarverfahrens wurde im vorliegenden Fall verzichtet. Die folgenden Darstellungen beschränken sich daher auf den Einsatz des **Ultraschall-Verfahrens**.

Bei der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung mit Ultraschall werden im Bauteil durch einen an der Oberfläche angekoppelten Schallsender elastische Wellen angeregt. Nach dem Durchlaufen des Bauteils werden diese Wellen von einem Empfänger aufgenommen und hinsichtlich aller Veränderungen analysiert, die mit Eigenschaften oder Veränderungen des Baustoffs bzw. Bauteils korrelierbar sind. Befinden sich Sender und Empfänger auf gegenüberliegenden Seiten des Bauteils spricht man von Durchschallungsverfahren, sind sie auf derselben Seite angeordnet von Ultraschallecho-Verfahren.

Bei nur einseitiger Zugänglichkeit eines Bauteils müssen Prüfverfahren eingesetzt werden, die nach dem Echoprinzip arbeiten. Ein angekoppelter Sendeprüfkopf leitet hierbei einen kurzen Ultraschallimpuls in das zu untersuchende Bauteil. Ein Empfangsprüfkopf nimmt die reflektierten Impulsanteile (Echos) von Konstruktionselementen oder Fehlstellen (Reflektoren) auf. Durch Auswertung der Impulslaufzeit (sowie ggf. weiterer Messgrößen wie Intensität oder Frequenz) können Aussagen über die Tiefenlage und die Ausdehnung der Reflektoren getroffen werden. Vom Prinzip ermöglicht das Echoverfahren, den Abstand bis zur ersten Grenzschicht mit einem deutlichen Sprung in der Dichte oder der Schallgeschwindigkeit, d.h. in der Impedanz, zu ermitteln [85].

Die am häufigsten genutzte Wellenform ist die Longitudinalwelle (P-Welle). Sie heißt auch Dichte-, Druck- oder Kompressionswelle und hat die größte Ausbreitungsgeschwindigkeit. Alle Teilchen schwingen bei dieser Wellenform in Ausbreitungsrichtung. Weitere Wellenformen sind Transversal- (S-Welle), Dehn-, Biege- und Oberflächenwellen. In der Ultraschallprüftechnik sind die Anregungszeiten der Schallsender zum Auslösen der mechanischen Wellen üblicherweise so klein, dass nur begrenzte Wellenzüge (Impulse) entstehen. Sie breiten sich mit einer für den Baustoff charakteristischen Schallgeschwindigkeit v aus. Bei der Ultraschallprüfung mineralischer Baustoffe liegen die Prüffrequenzen zwischen ca. 40 kHz und 200 kHz. Je feinkörniger das zu prüfende Material ist, um so höhere Prüffrequenzen können gewählt werden [73].

4.5.5.2 Beschreibung der Messung

Nach Abschluss der Dehnungs- und Rissbreitenmessung mittels Dehnungsmessstreifen und Video-Extensometer wurde in Versuch Nr. 15 die Risstiefe mittels Ultraschallverfahren untersucht. *Abbildung 4.86* zeigt eine Skizze der Messgeometrie mit den Messlinien M1 und M2. Die Messung wurde durch folgende Parametern beschrieben:

Längen der Messlinien:	M1: 920 mm; M2: 300 mm
Messpunktabstand:	1 mm
Abstand Quelle und Empfänger:	1 mm
Messfrequenz:	ca. 40 kHz (aufeinander abgestimmte Sende- und Empfangsprüfköpfe).
Registriersystem:	Summit (DMT-Produkt, automatische Registrierung alle 3 s)
Samplerate:	1/128 ms (128 kHz).
Koppelflüssigkeit:	Echotrace der Firma Deutsch (Kopplung der Ultraschallköpfe an Beton).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Der Abstand zwischen Sende- und Empfangskopf (vgl. *Abbildung 4.85*) wurde mit Hilfe eines Abstandhalters konstant bei etwa 1 mm gehalten. Zur Durchführung der Messungen wurden Ultraschallmessköpfe mit Frequenzen von 40 kHz ausgewählt, da für diesen Frequenzbereich Messweiten von etwa 300-500 mm (Zweiwegeentfernung zwischen Messebene und Rückwand) erreicht und somit Risstiefen von größer als 100 mm erfasst werden können [85].

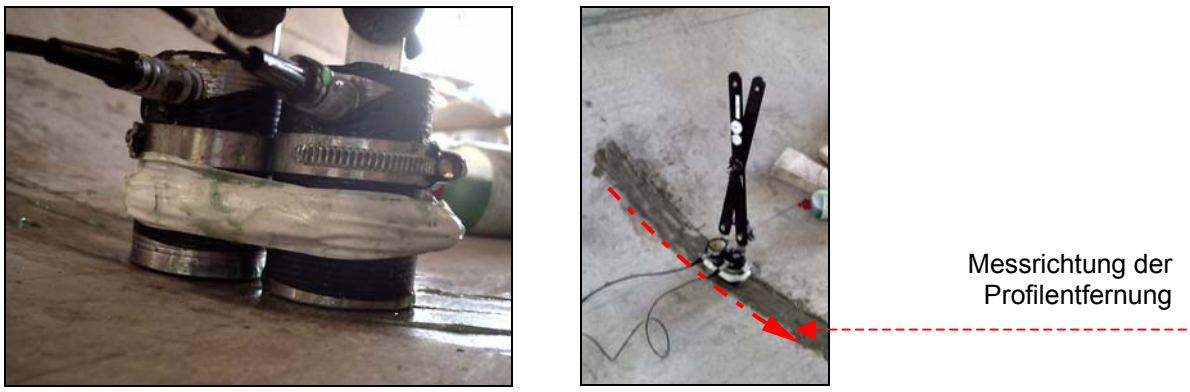


Abbildung 4.85:
Sende- und Empfangskopf bei Ultraschallmessungen in der Rohrsohle

Im Bereich der Messlinien befanden sich senkrecht zu den Profilen Haarrisse, die bereits optisch erkennbar waren. Sie wurden wie folgt gekennzeichnet:

R1: Messlinie 1; Profilentfernung 479 mm; Haarriss; Risstiefe ca. 11 mm.

R2: Messlinie 1; Profilentfernung 476 mm; Haarriss; Risstiefe ca. 11 mm.

R3: Messlinie 1; Profilentfernung 280 mm; Haarriss; Risstiefe ca. 11 mm.

R4: Messlinie 1; Profilentfernung 108 mm; Haarriss; Risstiefe ca. 11 mm.

R5: Messlinie 1; Profilentfernung 837 mm; Haarriss; Risstiefe ca. 11 mm.

R6: Messlinie 2; Profilentfernung 136 mm; 0,9 mm Breite; Risstiefe ca. 22 mm.

Die Ultraschallmessungen wurden in 2 Phasen durchgeführt. Während der ersten Phase wurde das Stahlbetonrohr mit einer Kraft von etwa 100 kN belastet und die Messungen entlang der Messlinien M1 und M2 (siehe *Abbildung 4.86*) durchgeführt. In einer 2. Phase wurden das Stahlbetonrohr mit einer Kraft von etwa 292 kN belastet, so dass sich der Riss R6 im Scheitel auf über 1 mm Breite aufweitete, während sich die Haarrisse in der Sohle R1-R5 nur unwesentlich vergrößerten, und erneut Ultraschalluntersuchungen durchgeführt [85].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

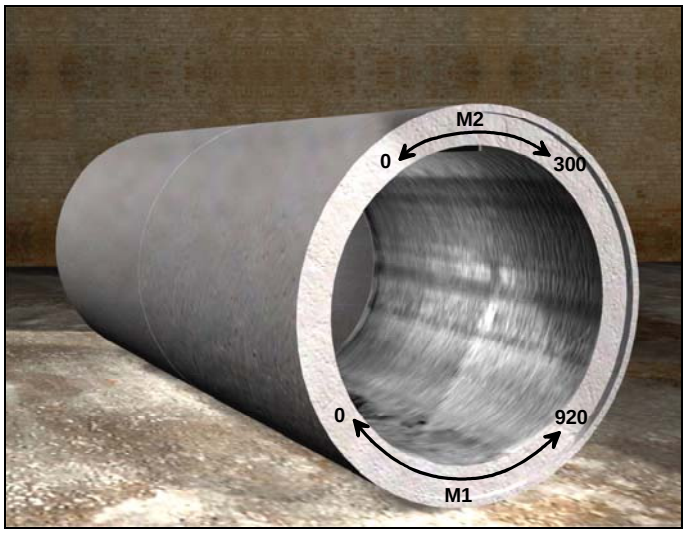


Abbildung 4.86:
Darstellung der Messgeometrie [85]

4.5.5.3 Beschreibung und Bewertung der Messsignale

Die *Abbildung 4.87* zeigt das Eingangssignal des verwendeten Ultraschallsenders (a) sowie das von ihm generierte Eingangsfrequenzspektrum (b) nach Filterung eines tieffrequenten Grundrauschens. Dieses Grundrauschen kann bereits durch Arbeiten in der Versuchshalle des IKT hervorgerufen werden. Die Signale wurden mit einer Verzögerungszeit von 1 ms aufgezeichnet, um eventuell generierte Vorschwingungen bei Triggerungenauigkeiten zusätzlich auswerten zu können. Zu erkennen ist, dass die Maximalamplitude des Signals (siehe *Abbildung 4.87*) entsprechend der Triggerverzögerung bei etwa 1 ms erscheint. Weiterhin sind eine Vielzahl von Nachschwingungen zu erkennen, die baubedingt bei Ultraschallsendern auftreten. Das Eingangsspektrum (siehe *Abbildung 4.87*) besitzt ein Amplitudenmaximum bei etwa 42 kHz und umfasst einen Frequenzbereich von etwa 39 kHz bis 60 kHz [85].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

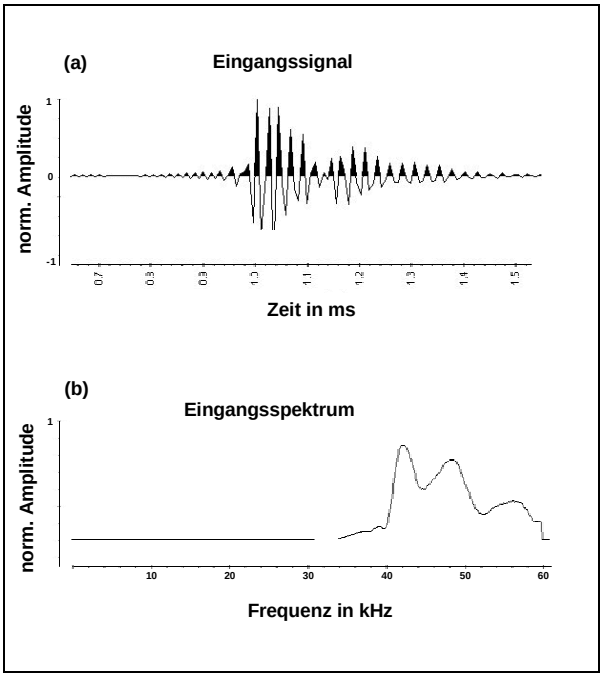


Abbildung 4.87:
Eingangssignal und Eingangsspektrum des verwendeten Ultraschallmesssignals [85]

Abbildung 4.88 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt einer Ultraschallsektion der 24 ersten Ultraschallmessungen entlang der Messlinie M1. Dargestellt sind die mit einem Quell-Empfängerabstand von 1 mm unter Ankopplung von Sender und Empfänger an das Stahlbetonrohr registrierten Ultraschallsignale [85].

Zu erkennen sind die vom Sender zum Empfänger über das Stahlbetonrohr direktgelaufenen Wellen (direkte Welle) sowie deutliche Echos an der Rückwand des Stahlbetonrohrs (Rückwandreflexion). Aufgrund der Dicke des Stahlbetonrohrs von 250 mm und einer Ausbreitungsgeschwindigkeit der Ultraschallsignale von etwa 4000 m/s erscheint die Rückwandreflexion um etwa 0,1 ms zeitversetzt zur direkten Welle [85].

Mögliche Risse innerhalb des Betons beeinflussen bei entsprechender Breite insbesondere die Amplituden innerhalb des Zeitbereiches zwischen direkter und reflektierter Welle. Die *Abbildung 4.88* ist beispielhaft für alle durchgeführten Ultraschalluntersuchungen entlang der Messlinien M1 und M2 [85].

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

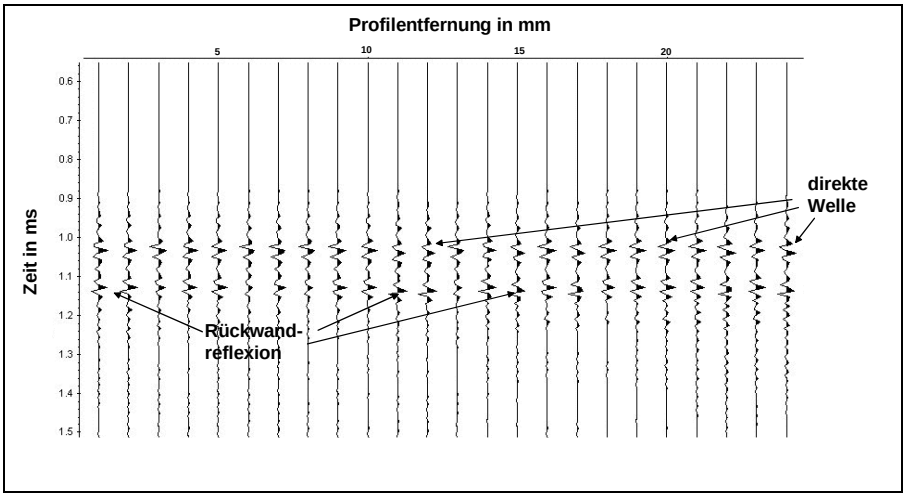


Abbildung 4.88:
Beispiel der registrierten Messdaten entlang des Profils M1[85]

Die Interpretation der auftretenden Amplitudenmaxima als Funktion der Frequenz stützt sich grundsätzlich auf die Beziehung:

$$f_0 = \frac{v}{2 \cdot D_0}$$

wobei f_0 die Frequenz der Grundresonanz, v die Geschwindigkeit der Longitudinalwelle (P-Welle) im Baustoff und D_0 die Dicke des resonanten Bereichs bedeuten [85].

Die *Abbildung 4.89* beschreibt das bei den Ultraschallmessungen registrierte normierte Teilfrequenzspektrum bis zu einer Maximalfrequenz von etwa 16 kHz. In diesem Frequenzbereich ist eine deutliches Maximum bei etwa 10 kHz zu erkennen, das, unter Berücksichtigung der f_o - Beziehung, dem Rückwandecho in einer Entfernung von 250 mm zuzuordnen ist. Weitere Maxima zu höheren Frequenzen sind erkennbar und können möglichen Reflektoren innerhalb des Betons zugeordnet werden. Dementsprechend sind Reflexionen von Rissstrukturen in einem Frequenzbereich höher als 10 kHz zu suchen [85].

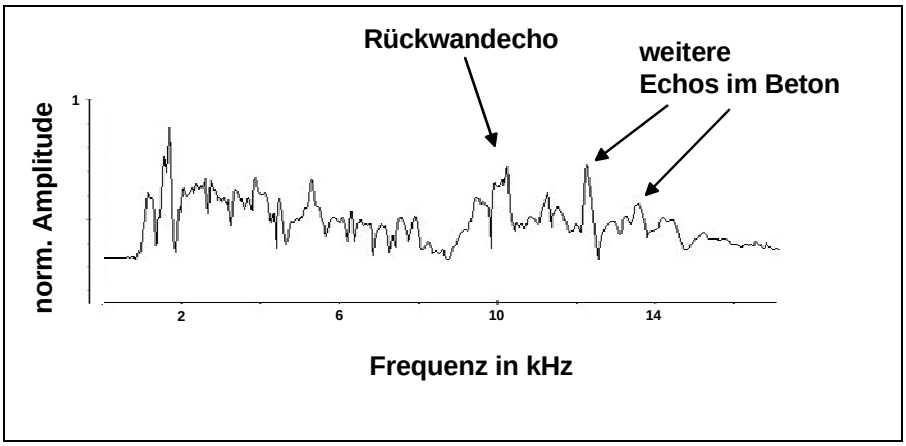


Abbildung 4.89:
Amplitudenspektrum einer Messspur für den Bereich zwischen 0-17 kHz [85]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Die *Abbildung 4.90* zeigt die registrierten Ultraschallsektionen (a und b) sowie die dazugehörigen Spektralsektionen (c und d) entlang der Messlinie M2 bei Belastungen von 100 kN (a und c) sowie 292 kN (b und d). Dargestellt sind die Amplituden der Ultraschallsektionen und der Signalspektren in Abhängigkeit von deren Entfernung zum Ursprung der Messlinie M2 (Profilentfernung). Signal- und Frequenzamplituden sind als Graustufenbilder erkennbar. Die Darstellungen sind mit den *Abbildungen 4.91* und *4.92* vergleichbar, jedoch wurde ein relativ enger Spurabstand gewählt, um eine mögliche Beeinflussung der Signale durch den Riss R6 bei der Profilentfernung von 136 mm erkennen zu können [85].

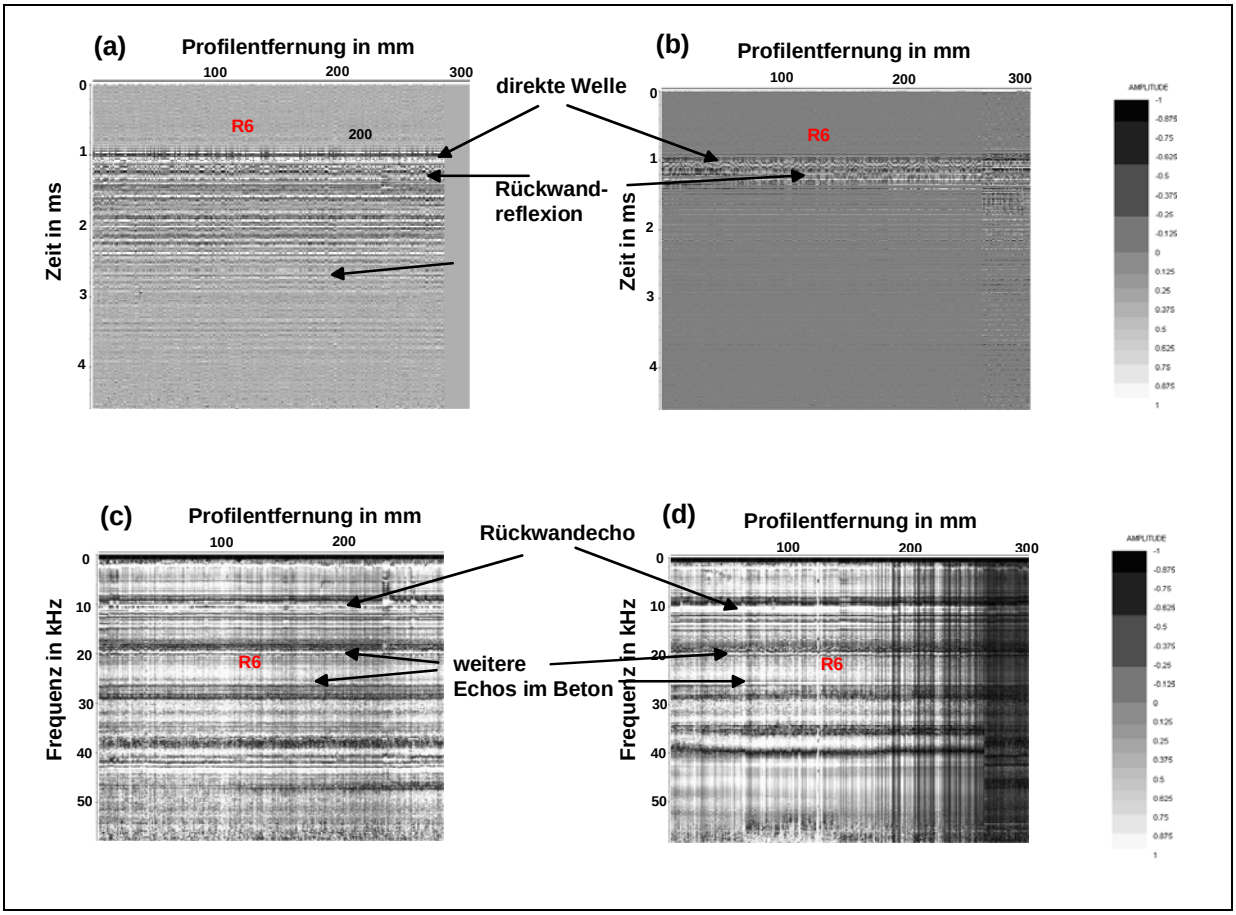


Abbildung 4.90:
Ultraschall- (a und b) und Spektralsektionen (c und d) entlang des Profils M2 [85]

Sowohl in den Ultraschall- als auch in den Spektralsektionen der *Abbildung 4.90* sind die Rückwandechos (Rückwandreflexionen) deutlich zu erkennen. In den Ultraschallsektionen erscheinen die reflektierten Signale als starkes Amplitudenband in einer zeitlichen Distanz von ca. 0,11 ms hinter der direkten Welle. In den Spektralsektionen ist ein starkes Amplitudenband bei 10 kHz entsprechend der Betondicke zu erkennen. Weiterhin werden zusätzliche Echos (Reflexionsbänder) innerhalb des Betons erkannt, deren Ursache unbekannt ist. Da die Spektralsektionen, um auch schwache Reflektoren (Risse) erfassen zu können, auf 5 kHz Breite normiert dargestellt wurden, sind die Amplituden der einzelnen Reflexionsbänder nicht direkt vergleichbar. Bereiche, an denen Reflexionen der Risse erwartet werden, wurden entsprechend gekennzeichnet. Zu erkennen ist, dass sowohl in den Ultraschall- als auch in den Spektralsektionen der Riss R6, insbesondere bei der Auflast von 292 kN mit

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

einer Rissbreite von über 1 mm nicht erkennbar ist. Leichte Änderungen in den Amplituden der Ultraschallsignale und deren Spektren werden möglichen unterschiedlichen Ankopplungsbedingungen (durch einen möglicherweise unterschiedlichen Andruck der Prüfköpfe an das Material) zugeordnet und korrelieren nicht eindeutig mit dem Riss R6 [85].

Die gleiche Aussage wie für die Messlinie M2 (bei 100 kN und 292 kN) kann für die Messlinie M1 getroffen werden (siehe *Abbildung 4.91* und *4.92*). Ultraschall- und Spektralsektionen zeigen keine eindeutige Korrelation zwischen den bereits optisch erkennbaren Rissen M1 bis M5 und Amplituden- oder Spektralschwankungen, die auch für die Messlinie M1 unterschiedlichen Ankopplungsbedingungen zugeordnet werden müssen [85].

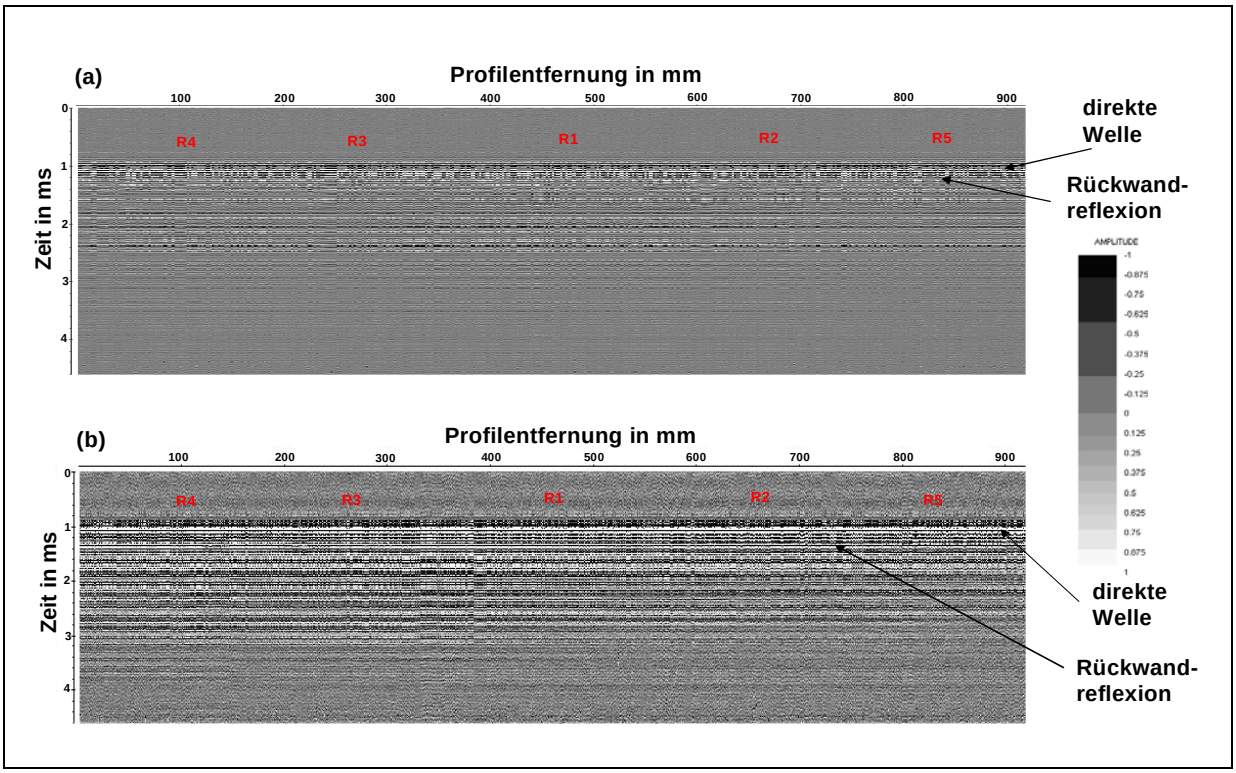


Abbildung 4.91:
Ultraschallsektionen entlang des Profils M1 (a) bei 100 kN (b) bei 292 kN Last [85]

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

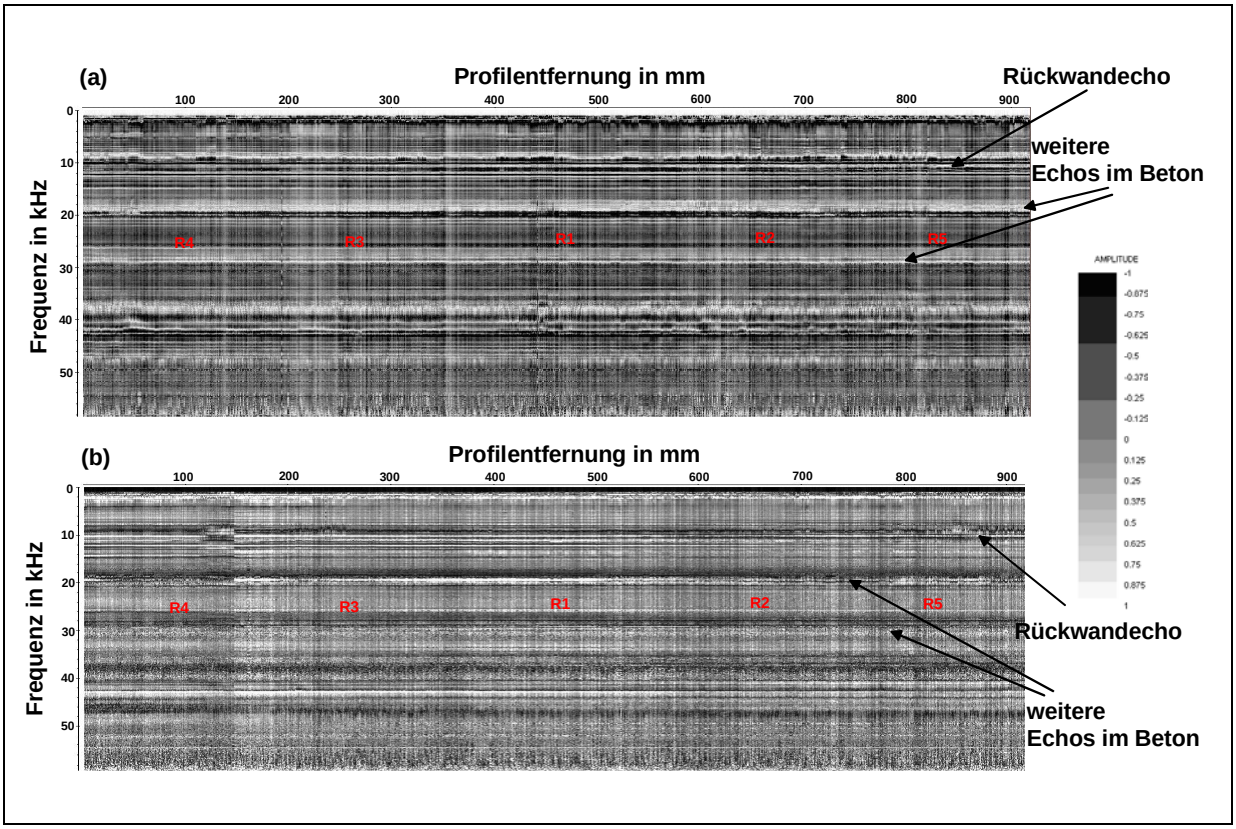


Abbildung 4.92:
Spektralsektionen entlang des Profils M1 (a) bei 100 kN (b) bei 292 kN Last [85]

4.5.5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Der Einsatz des Ultraschallecho-Verfahrens zur Detektion von Rissen und zur Bestimmung der Risstiefen innerhalb eines Stahlbetonrohres lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Es wurden Ultraschallmessköpfe mit Frequenzen von 40 kHz ausgewählt, um Signalreichweiten von mehr als 200 mm (größte optisch erkennbare Risstiefe) erzielen zu können. Rückwandreflexionen (Rückwandechos) in den Ultraschall- und Spektralsektionen konnten deutlich erkannt werden, so dass die gewünschten Signalreichweiten mit dem verwendeten Sende- und Empfangssystem erzielt wurden [85].
- Die generierten und registrierten Messsignale konnten die bereits optisch erkennbaren Risse, insbesondere den Riss R6 mit einer Breite von über einem Millimeter nicht erfassen. Dementsprechend wurden ebenfalls Haarrisse mit den verwendeten Messsignalen nicht aufgelöst. Ursache hierfür sind offenbar die schwer kontrollierbaren Ankopplungsbedingungen der Ultraschallprüfköpfe, die einen relativ starken Einfluss auf das in den Beton abgestrahlte und registrierte Ultraschallsignal besitzen. Somit führen die unterschiedlichen Ankopplungsbedingungen von Ort zu Ort zu einer stärkeren Beeinflussung der registrierten Ultraschallsignale als mögliche Haarrisse in der Größenordnung von einem Millimeter [85].
- Eine Verbesserung könnte die Verwendung von flächenhaften Registriersystemen (Verwendung von mehr als etwa 4 Registrierprüfköpfe) schaffen, da unterschiedliche Ankopplungsbedingungen durch die sog. Stapelung der registrierten Messsignale (Summie-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

rung der Amplituden) ausgeglichen werden können. Weiterhin sollten nach Möglichkeit Ultraschallsendeprüfköpfe entwickelt werden, die Signalfrequenzen von einigen 100 kHz generieren und sich dabei über Distanzen von etwa 500 mm im Beton ausbreiten können. Derartige Ultraschallsignale hätten sowohl das Auflösungsvermögen, als auch die Signalreichweiten, um Risse mit Breiten im Millimeterbereich zu erfassen [85].

Abschließend lässt sich feststellen, dass Risse an der Rohraußenseite mit heutiger Technik und vertretbarem Aufwand aus dem Rohrinneren heraus nicht erkannt wurden.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

5 Wirtschaftliche Vor- und Nachteile des Lagerungsfalls „Linienlagerung“

5.1 Einflussfaktoren auf die erforderliche Ringbewehrung

5.1.1 Auflagerwinkel und Wanddicke

Die Standsicherheit eines Abwasserkanals aus Stahlbetonrohren großer Nennweite hängt außer von der Einbettung auch wesentlich von der Ausführung des Auflagers ab. Es müssen hier insbesondere die Anforderungen beachtet werden, die sich aufgrund der geringen Wanddicke im Verhältnis zum Rohrdurchmesser aus der statischen Berechnung ergeben. Wenn sich die Grabensohle für eine direkte Auflagerung der Rohre eignet (vgl. DIN EN 1610 [53]), werden ohne zusätzliche Maßnahmen im allgemeinen Auflagerwinkel von 45° bis 60° erreicht. Durch entsprechende Verdichtung der Einbettung lässt sich der Auflagerwinkel auf 90° bis 120° vergrößern [60]. Allerdings müssen bei Ansatz eines großen Auflagerwinkels erhebliche Anforderungen an die Bauausführung und -überwachung gestellt werden, da Abweichungen zu einer unmittelbaren Abminderung der Sicherheiten führen können. Es stellt sich daher die Frage, ob eine Bemessung der Rohre für den denkbar ungünstigsten Fall der Bauausführung, d.h. eine Linienlagerung, diese Risiken in wirtschaftlich sinnvoller Weise reduzieren kann.

Zunächst ist vor dem Hintergrund der Anforderungen der DIN 4035 [5] folgender Zusammenhang festzustellen: Der Ansatz einer Linienlagerung, d.h. eines Auflagerwinkels $2\alpha = 0°$, führt bei ansonsten unveränderten Lastannahmen im statischen Nachweis dazu, dass sich bei gleicher Wanddicke des Rohres die Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR} unter Gebrauchslast deutlich erhöht. Diesem Effekt kann allerdings nur durch Vergrößerung der Wanddicke, nicht aber durch Erhöhung des Bewehrungsanteils entgegengewirkt werden, da die Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR} für den Nachweis in Zustand I, d.h. bei ungerissenem Beton, maßgebend ist.

Durch die Vergrößerung der Wanddicke erhöht sich wiederum der Hebelarm der inneren Kräfte, so dass bei gleichbleibender Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR} für den Nachweis in Zustand II grundsätzlich der Bewehrungsanteil verringert werden kann.

In *Tabelle 5.1* sind beispielhaft Berechnungsergebnisse für einen ausgewählten Bemessungsfall dargestellt. Für ein Stahlbetonrohr DN 2600 wird dann bei Annahme **eines Auflagerwinkels $2\alpha = 120°$** eine Wanddicke von 250 mm erforderlich, um die hier vorgegebene Rohr-Vergleichsspannung von 4,0 N/mm² einzuhalten. Die entsprechende Ringbewehrung für Zustand II beträgt 75,4 kg/m (in *Tabelle 5.1* nicht dargestellt). Für den Lagerungsfall **Linienlagerung** müsste, um ebenfalls die Rohr-Vergleichsspannung auf 4,0 N/mm² zu begrenzen, die Wanddicke auf 520 mm erhöht werden. Dieses entspricht einer Steigerung um 108 %. Die erforderliche Ringbewehrung sinkt gleichzeitig von zunächst 218,6 kg/m um 48,5 % auf 112,6 kg/m. Den Einfluss des Auflagerwinkels auf die Rohr-Vergleichsspannung bzw. die Wanddicke verdeutlicht *Abbildung 5.1*.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 5.1:
Bemessungsvarianten „Linienlagerung“ für ein Rohr DN 2600, Ausgangswanddicke (s=250mm) ermittelt für Verlegung in verbautem Graben mit 2α = 120°

Rohr-Vergleichsspannung [N/mm²]	Wanddicke - Linienlagerung - [mm]	Änderung [%]	Bewehrung - Linienlagerung - [kg/m]	Änderung [%]
11,2	250	-	218,6	-
6,0	390	56,0	134,6	-38,4
4,0	520	108,0	112,6	-48,5

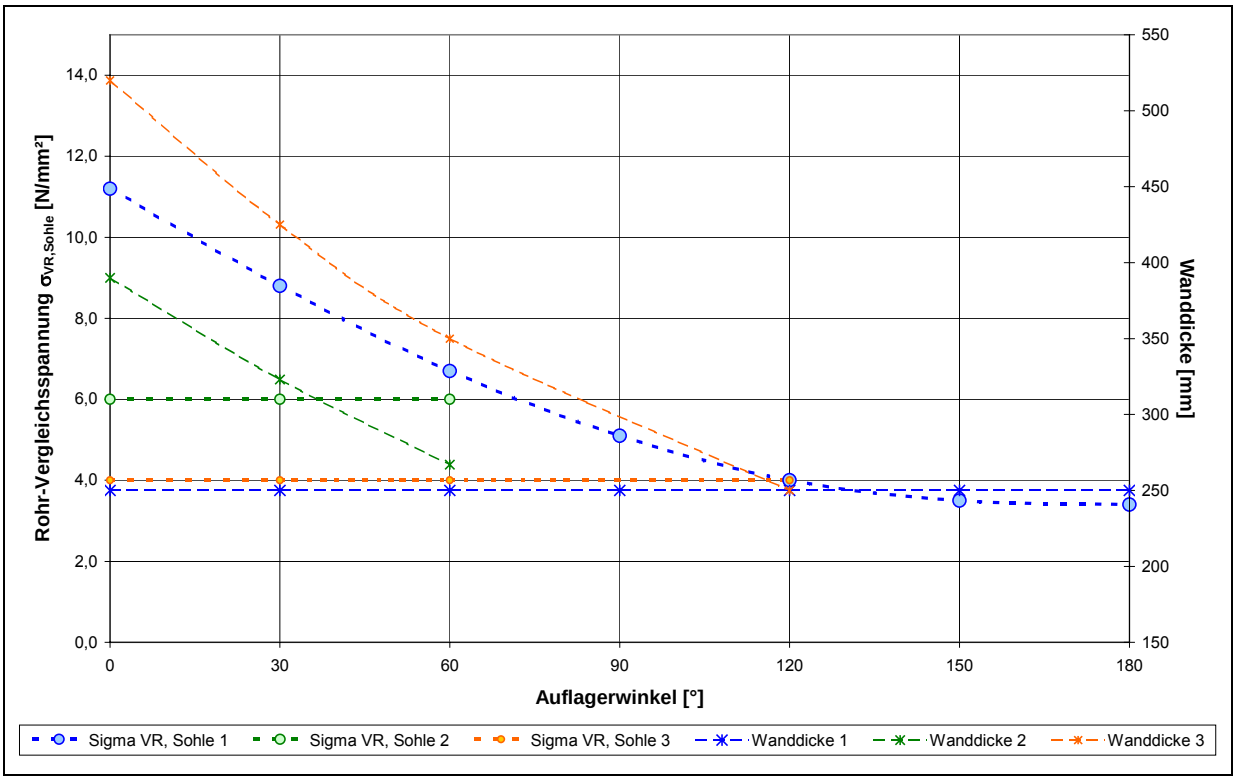


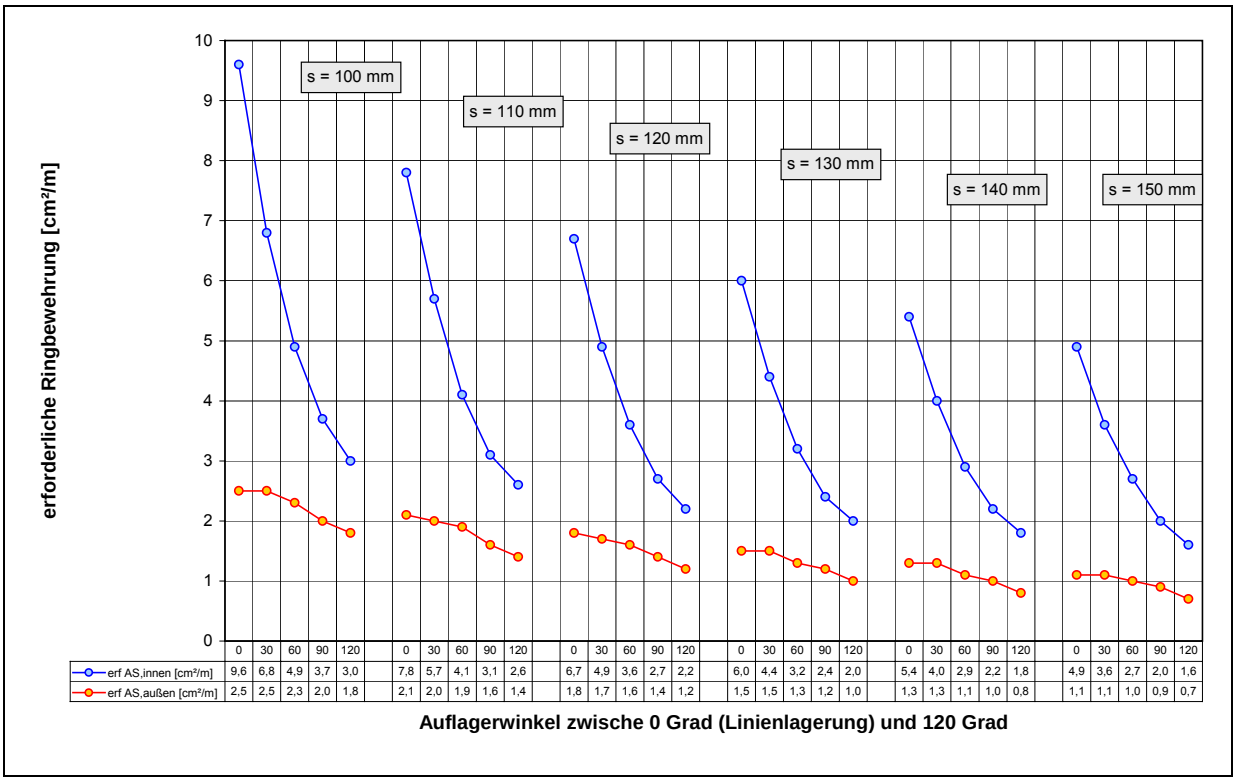
Abbildung 5.1:
Einfluss der Änderung des Auflagerwinkels auf die Rohr-Vergleichsspannung und Wanddikke für ein Bemessungsbeispiel, Stahlbetonrohr DN 2600

Die Veränderung der erforderlichen inneren und äußeren Ringbewehrung bei einer Variation der Wanddicke von s = 100 mm bis s = 150 mm ist für ein Stahlbetonrohr der Nennweite DN 1000 in *Abbildung 5.2* dargestellt. Die Forderung nach einer „Mindestwanddicke“, z.B. zur Berücksichtigung einer ausreichenden Betonüberdeckung, wurde für diese Betrachtung vernachlässigt.

Es wird deutlich, dass sich mit steigendem Auflagerwinkel sowohl die statisch erforderliche innere als auch die äußere Ringbewehrung verringern. In der Folge verringern sich auch die entsprechenden Bewehrungsgrade mit steigender Wanddicke. Der geringste Bewehrungsgrad wird somit bei einem großen Auflagerwinkel und gleichzeitig großer Wanddicke erreicht. Die statisch erforderliche innere Ringbewehrung eines Rohres der Nennweite DN 1000 mit

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

einer Wanddicke s = 100 mm und einem Auflagerwinkel 2α = 60° ist mit der eines Rohres mit einer Wanddicke s = 150 mm und dem Lagerungsfall Linienlagerung (2α = 0°) vergleichbar. Der Vergleich der statisch erforderlichen äußeren Ringbewehrung zeigt, dass hier bei einer Wanddicke von s = 150 mm und dem Lagerungsfall Linienlagerung der Wert um mehr als 100 % unter der Bemessungsvariante mit einer Wanddicke s = 100 mm und einem Auflagerwinkel 2α = 60° liegt.



	0	30	60	90	120	0	30	60	90	120	0	30	60	90	120	0	30	60	90	120	0	30	60	90	120	0	30	60	90	120
erf AS,innen [cm²/m]	9,6	6,8	4,9	3,7	3,0	7,8	5,7	4,1	3,1	2,6	6,7	4,9	3,6	2,7	2,2	6,0	4,4	3,2	2,4	2,0	5,4	4,0	2,9	2,2	1,8	4,9	3,6	2,7	2,0	1,6
erf AS,außen [cm²/m]	2,5	2,5	2,3	2,0	1,8	2,1	2,0	1,9	1,6	1,4	1,8	1,7	1,6	1,4	1,2	1,5	1,5	1,3	1,2	1,0	1,3	1,3	1,1	1,0	0,8	1,1	1,1	1,0	0,9	0,7

Abbildung 5.2:
Beziehung zwischen dem Auflagerwinkel und der Ringbewehrung für ein Bemessungsbeispiel, Stahlbetonrohr DN 1000

5.1.2 Betondeckung

Im Gegensatz zum Auflagerwinkel und der Wanddicke hat die Betondeckung einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die erforderliche Ringbewehrung und die vorhandene Rohr-Vergleichsspannung (vgl. *Abbildung 5.3*).

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

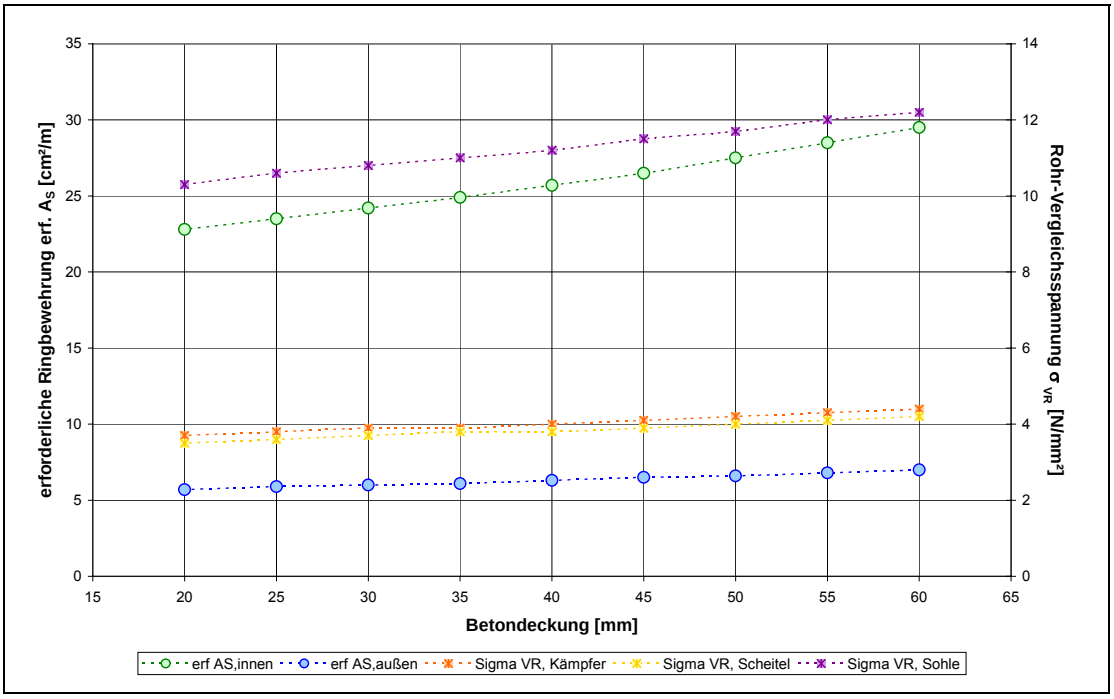


Abbildung 5.3:
Zusammenhang zwischen erforderlicher Ringbewehrung und Rohr-Vergleichsspannung in Abhängigkeit der Betondeckung für ein Bemessungsbeispiel, Stahlbetonrohr DN 2600 mit Wanddicke s = 250 mm

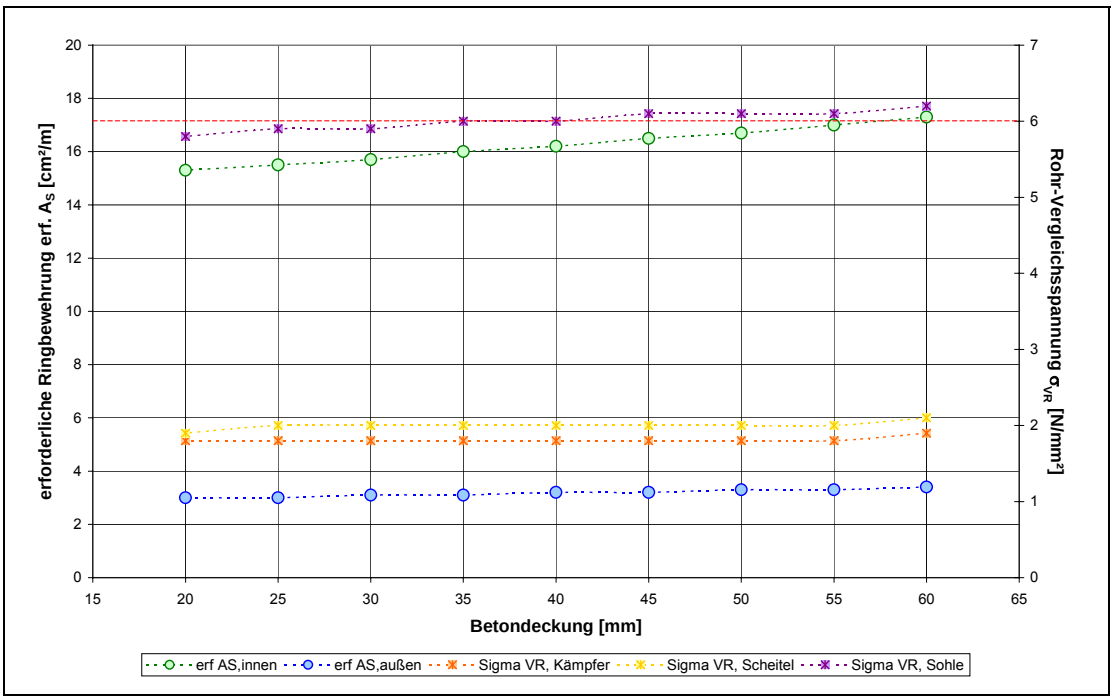


Abbildung 5.4:
Zusammenhang zwischen erforderlicher Ringbewehrung und Rohr-Vergleichsspannung in Abhängigkeit der Betondeckung für ein Bemessungsbeispiel, Stahlbetonrohr DN 2600 mit Wanddicke s = 390 mm

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

5.2 Bemessung für den Lastfall Linienlagerung

Eine beispielhaft durchgeführte statische Berechnung für ein Stahlbetonrohr der Nennweite DN 2600 zeigt, dass sich bei einer Wanddicke von s = 250 mm für den Lagerungsfall Linienlagerung die maßgebende Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR} auf 11,2 N/mm² erhöht (siehe auch *Tabelle 5.2*). Der errechnete Bewehrungsgrad der inneren Ringbewehrung liegt entsprechend deutlich oberhalb des nach DIN 1045 [3] für den allgemeinen Stahlbetonbau geforderten Mindestwertes zur Rissbreitenbeschränkung. Der Bewehrungsgrad der äußeren Ringbewehrung unterschreitet diesen Mindestwert allerdings geringfügig.

Soll nun die Rohr-Vergleichsspannung σ_{VR} wiederum auf den Grenzwert von 4,0 N/mm² reduziert werden, so ist die Wanddicke auf 520 mm zu vergrößern. Die dann zur Aufnahme der Schnittgrößen in Zustand II (gerissener Beton) erforderlichen Bewehrungsgrade (vgl. *Tabelle 5.3*) sinken deutlich unter die Werte der Bemessungsvariante mit einer Wanddicke von 250 mm.

Tabelle 5.2: Berechnungsbeispiel 1

Nennweite	Auflager-winkel 2 α [Grad]	Grabenbreite [m]	Überdeckung [m]	Böschungs-winkel [Grad]	Verkehrslast	Über-schüttungs-bedingung	Einbettungs-bedingung
DN 2600	0	4,5	5	90	SLW 60	A2	B2

	maßgebend σ_{VR} [N/mm²]	Stabdurch-messer [mm]	Beton-nennfestigkeit β_{WN} [N/mm²]	Beton-zugfestigkeit β_{bZ} [N/mm²]	Beiwert k_0	Betonstahl-spannung σ_S [N/mm²]	Mindest-bewehrungs-gehalt μ_z [‰]
innen	**11,2**	10	45	3,16	0,4	315,0	4,02
außen	4,0	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30

	vorh. As [cm²/m]	maßgebende Wanddicke [mm]	Beton-deckung [mm]	Beiwert k_z	Beiwert k_x	Höhe der Betonzugzone [mm]	vorh. Bewehrungs-gehalt μ_z [‰]
innen	25,80	250	40	0,87	0,35	178,25	14,47
außen	6,30	250	40	0,93	0,21	206,53	**3,05**

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Tabelle 5.3: Berechnungsbeispiel 2

Nennweite	Auflager-winkel 2 α [Grad]	Grabenbreite [m]	Überdeckung [m]	Böschungs-winkel [Grad]	Verkehrslast	Über-schüttungs-bedingung	Einbettungs-bedingung
DN 2600	0	4,5	5	90	SLW 60	A2	B2

	maßgebend σ_{VR} [N/mm²]	Stabdurch-messer [mm]	Beton-nennfestigkeit β_{WN} [N/mm²]	Beton-zugfestigkeit β_{bZ} [N/mm²]	Beiwert k_0	Betonstahl-spannung σ_S [N/mm²]	Mindest-bewehrungs-gehalt μ_z [‰]
innen	4,0	10	45	3,16	0,4	315,0	4,02
außen	1,1	6	45	3,16	0,4	383,3	3,30

	vorh. As [cm²/m]	maßgebende Wanddicke [mm]	Beton-deckung [mm]	Beiwert k_z	Beiwert k_x	Höhe der Betonzugzone [mm]	vorh. Bewehrungs-gehalt μ_z [‰]
innen	13,10	520	40	0,94	0,175	436,88	**3,00**
außen	2,80	520	40	0,96	0,125	460,38	**0,61**

Im Zusammenhang mit der statischen Berechnung ist anzumerken, dass die eingesetzte Standardsoftware in maskengeführten Eingabe keine Möglichkeit zur Vorgabe einer Linienlagerung vorsah, sondern die Eingabe unmittelbar in der Input-Datei erfolgen musste. Dies fordert allerdings in jedem Falle eine erhöhte Sorgfalt bei der Berechnung.

5.3 Schlussfolgerungen für die Wirtschaftlichkeit

Rohrleitungen sind technische Konstruktionen, bei denen das Tragsystem aus Rohr und Boden durch das Zusammenwirken von Bauteilen, Einbettung und Verfüllung die Grundlage für die Stand- und Betriebssicherheit ist. Die zugelieferten Teile, wie Rohre, Formstücke und Dichtmittel, zusammen mit der vor Ort zu erbringenden Leistung, wie Bettung, Herstellung der Rohrverbindung, Seiten- und Hauptverfüllung, sind wichtige Faktoren, damit die bestimmungsgemäße Funktion des Bauwerks sichergestellt wird [6], [55]. Eine besondere Bedeutung für die wirtschaftlich sinnvolle Auswahl von Rohren und Verlegeverfahren haben in diesem Zusammenhang die Wechselbeziehungen zwischen den Materialeigenschaften der verbauten Rohre und den durch sie möglichen Verlegemethoden.

Anforderungen an die Qualität von Stahlbetonrohren werden sowohl im Normen- und Regelwerk sowie FBS-Qualitätsrichtlinien als auch in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen (ZTV) der Netzbetreiber festgelegt. Die Anforderungen an die vor Ort zu erbringenden Bauleistung beschränken sich demgegenüber häufig allein auf die Vorgaben des technischen Regelwerks zur Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen, DIN EN 1610 [53]. Dort wird in Abschnitt 11 bezüglich der Verfüllung des Leitungsgrabens gefordert:

„Der Einbau der Seitenverfüllung und Hauptverfüllung darf erst vorgenommen werden, wenn die Rohrverbindung und die Bettung zur Aufnahme von Lasten bereit ist. Die Herstellung der Leitungszone und der Hauptverfüllung sowie die Entfernung des Verbaus sollte so ausge-

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

führt werden, dass die Tragfähigkeit der Rohrleitung den Planungsanforderungen entspricht“ [6].

In Abschnitt 11.1 wird zur Prüfung des Verdichtungsgrades ausgeführt:

„*Der Grad der Verdichtung muss mit den Angaben in der statischen Berechnung für die Rohrleitung übereinstimmen. Der erforderliche Verdichtungsgrad ist mittels einer gerätespezifischen Vorschrift (Verdichtungsgerät) zu prüfen oder, falls erforderlich, durch Messung nachzuweisen*“.

Zur abschließenden Untersuchung des Leitungsbauwerks nach der Verfüllung der Leitungszone und Herstellung der Hauptverfüllung wird in Abschnitt 12 der DIN EN 1610 [53] angeführt:

„*Die geforderte Ausführung der Leitungszone kann durch Prüfung der Verdichtung und/oder der Rohrverformung, nachgewiesen werden; die der Hauptverfüllung durch Prüfung der Verdichtung*“.

„Wenn gefordert, ist der Grad der Verdichtung der Bettung, der Seitenverfüllung, der Abdekkung und der Hauptverfüllung in Übereinstimmung mit 11.1 zu prüfen “.

Die Arbeitsweise wird durch die Bauunternehmen jedoch bei Arbeitsschritten wie der Verfüllung des Leitungsgrabens häufig gegenüber den Vorgaben der DIN EN 1610 [53] zum Teil stark vereinfacht. So wird z.B. die Hauptverfüllung ohne Zwischenverdichtung durchgeführt. Das Risiko nachfolgender Setzungen wird dabei in Kauf genommen [62].

Die beim Bau von Kanalisationen entstehenden Kosten werden vor allem durch die folgenden Faktoren beeinflusst [63]:

- Erdaushub inkl. Baugrubensicherung und Verbau,
- Aufbruch und Wiederherstellung der Oberfläche,
- Tiefenlage des Kanals bzw. Aushubtiefe,
- Kanalrohr und Verlegung, insbesondere Rohrmaterial, Wanddicke und Rohrbettung,
- Bodenverhältnisse, z.B. fließender oder felsiger Boden,
- Deponierung von Erdaushub oder Straßenaufbruch, oder Wiedereinbau,
- Grundwasserhaltung, z.B. Absenkbrunnen oder Drainagen,
- kreuzende oder tangierende Leitungen, Telekommunikation, Strom, Wasser, Gas,
- Sicherung von Gebäuden und Bauteilen.

Die genannten Punkte haben dabei jeweils einen unterschiedlichen Einfluss auf die Gesamtkosten des Bauwerks. Der für die Nutzungsdauer der Kanäle maßgebenden Kostenanteil für die Rohrlieferung und –verlegung einschließlich Rohrbettung und Abdeckung, wird nach [63] auf rd. 15 % der Gesamtkosten geschätzt. Werden hier noch weitere Einflüsse berücksichtigt, wie z.B. aus den Erd- und Verbauarbeiten, die sich bei schlechter Bauausführung qualitätsmindernd auf die Kanalisation auswirken können, so bestimmen vermutlich höchstens 30 bis 40 % der Gesamtkosten die Qualität und damit die Haltbarkeit der Kanalisation [64]. Nach [64] können diese Daten bis zu einer Nennweite DN 900 als aussagekräftig bezeichnet werden. Für Nennweiten größer DN 900 stellen sie einen Anhaltswert dar.

Für größere Nennweiten und insbesondere für Rohre aus Stahlbeton kann sich die Wanddicke und dadurch das Rohrgewicht als wichtiger kostenrelevanter Faktor darstellen. Das Rohrgewicht hat Einfluss auf:

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- Materialkosten,
- Transportkosten, z.B. Begrenzung des Ladegewichts eines Lkw, (vgl. *Abbildung 5.6*)
- Baustelleneinrichtung, z.B. müssen Baustraßen für schwere Lastzüge befahrbar sein,
- Verladekosten.

Nachfolgend ist beispielhaft der Einfluss der Veränderung der Wanddicke auf das Rohrgewicht dargestellt (siehe *Abbildung 5.6*).

Abbildung 5.5:
Transport eines Großrohres [80]

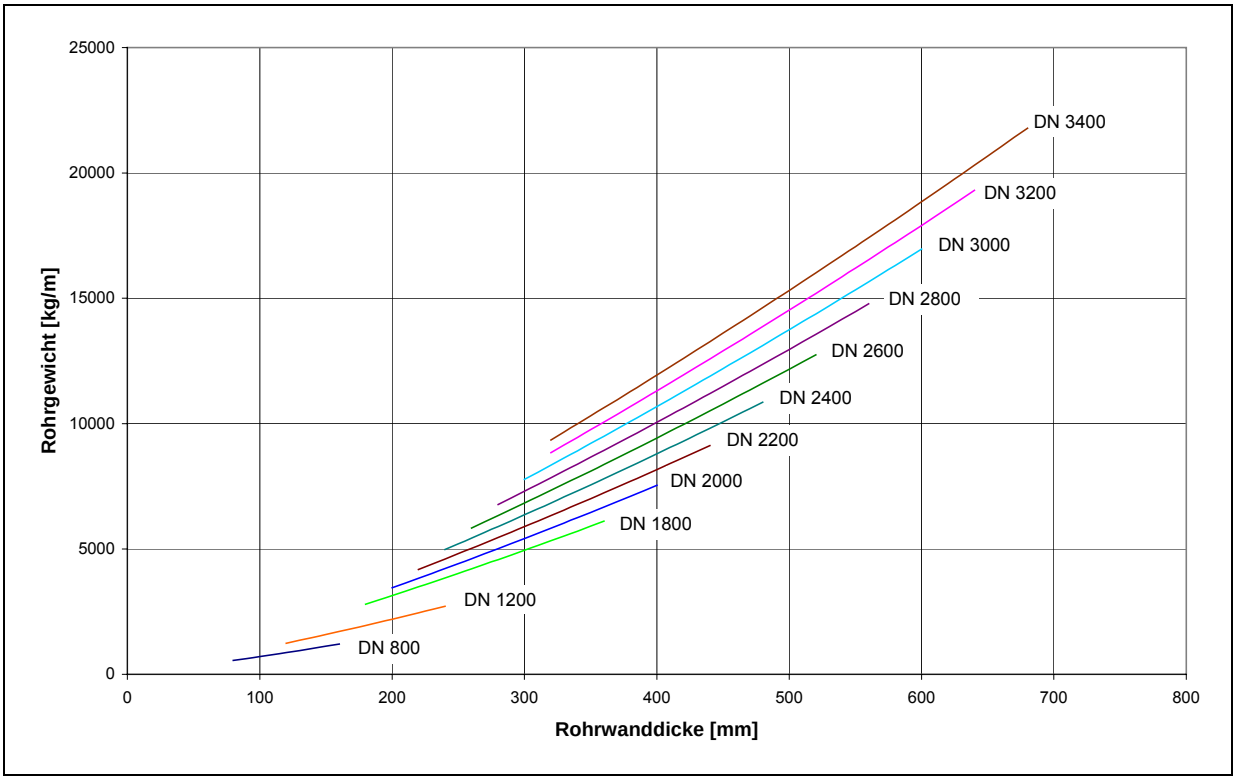


Abbildung 5.6:
Veränderung der Rohrgewichtes bei steigender Rohrwanddicke

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Für den oben dargestellten Bemessungsfall eines Stahlbetonrohres der Nennweite DN 2600 würde sich damit das Rohrgewicht je Meter Rohrlänge bei unverändert angesetzter Rohr-Vergleichsspannung mit σ_{VR} = 4,0 N/mm² für den Nachweis in Zustand I bei Linienlagerung von ca. 5,6 to. auf ca. 12,7 to. erhöhen, und damit mehr als verdoppeln.

Die Beispielberechnungen unterstreichen, mit welchen wirtschaftlichen Konsequenzen die derzeitige Bemessungsphilosophie, d.h. Gebrauchslastnachweis in Zustand I und Traglastnachweis in Zustand II, verbunden sein kann. Der Nachweis nach Zustand I führt de facto zu einer Betonrohr-Bemessung des Stahlbetonrohres unter Gebrauchslast und damit zu großen Wanddicken unter hohen Biegemomentenbeanspruchungen, wie sie unter Linienlast maßgebend sind.

Aufgrund der aufgezeigten Auswirkungen auf das Rohrgewicht und damit den Rohrtransport, scheint eine Bemessung für den Lastfall Linienlagerung in Anlehnung an DIN 4035 [5] wirtschaftlich nicht sinnvoll. Eine Vergrößerung der Wanddicke bei höherer Beanspruchung kann nur dann vermieden werden, wenn die derzeit geltende Bemessungsphilosophie, d.h. die Forderung nach einem unter Gebrauchslast ungerissenen Rohr, fallengelassen wird und die Gebrauchslast im Zustand II aufgenommen werden kann. Eine Bemessung ähnlich der bei WU-Beton unter Vorgabe von Abdichtungsmaßnahmen nach Einbau könnte hier eine Alternative darstellen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Eine Voraussetzung für die Entwicklung und den Erhalt der modernen Industriegesellschaft ist eine funktionsfähige Infrastruktur mit zuverlässigen Ver- und Entsorgungsnetzen. Mit Blick auf den Gewässerschutz kommt dabei dem Zustand der Kanalisation eine herausragende Bedeutung zu. In der Vergangenheit zeigte sich beim Einsatz von Großrohren aus Stahlbeton allerdings, dass in einigen Fällen unmittelbar mit der Bauausführung oder wenige Jahre danach sogenannte "Anfangsschäden" in Form unerwartet großer Risse auftraten. Vor diesem Hintergrund und mit Blick auf das beachtliche Investitionsvolumen beim Umbau des Emschersystems sah sich die Emschergenossenschaft zu weitergehenden Untersuchungen zum **Trag- und Rissverhalten von Großrohren aus Stahlbeton für die offene Bauweise** veranlasst. Der vorliegende Endbericht stellt die Ergebnisse des Vorhabens „Qualitäts- und Kostensicherung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle aus Stahlbetonrohren" zusammen. Erstmalig sollten im Scheiteldruckversuch realitätsnahe Belastungen aufgebracht werden, die zu dem für eingeerdete Rohre typischen Rissverhalten führen. Dieses ist durch gleichzeitige Beanspruchung aus Momenten *und* Normalkräften geprägt, während die „klassischen“ Scheiteldruckversuche lediglich eine reine Momentenbeanspruchung im Prüfquerschnitt berücksichtigten. Darüber hinaus sollten Risiken aus der Bemessung und Rohrherstellung erkannt und gegebenenfalls besondere Qualitätsstandards für künftige Baumaßnahmen abgeleitet werden.

Zunächst wurde der **Stand der Technik** mit Blick auf die Bemessung und Prüfung von Stahlbetonrohren zusammengestellt. Besonders hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang, dass der „klassische“ Scheiteldruckversuch nach DIN 4035 [5], der auch zur Beurteilung des Tragverhaltens von Rohren aus Stahlbeton herangezogen wird, auf ein Prüfverfahren zurückgeht, dass vor mehr als 100 Jahren zur Prüfung von Betonrohren entwickelt wurde (siehe *Kapitel 2.1*). Ziel dieser Versuche war es ursprünglich, die Ringbiegezugfestigkeit eines Betonquerschnitts und somit das Tragverhalten des Betons zu untersuchen. Die rissverteilenden Eigenschaften des Werkstoffes Stahlbeton finden dabei grundsätzlich keine Berücksichtigung, so dass dieses Prüfverfahren für Stahlbetonrohre an seine Grenzen stößt (siehe *Kapitel 2.2*). So ist insbesondere der für die Rissbildung im Versuch maßgebende Querschnittsbereich im Scheitel „normalkraftfrei“, obwohl das eingebettete Rohr stets auch unter Normalkrafteinfluss steht. In anderen Bereichen des unterirdischen Bauens, wie z.B. bei der Prüfung von stahlfaserbewehrten Tübbingen (siehe *Kapitel 2.4*), haben sich dagegen Versuche mit gleichzeitiger Momenten- und Normalkraft-Beanspruchung bewährt.

Hinsichtlich der Bemessung von Stahlbetonrohren ist von besonderer Bedeutung, dass entgegen der üblichen Praxis des Stahlbetonbaus bisher auf die Forderung einer Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite verzichtet wurde (vgl. DIN 4035 [5]). Seit April 2003 gilt allerdings für die Bemessung von Rohren aus Stahlbeton mit einer Nennweite < DN 1750 auch die DIN EN 1916 [23]. Sie ersetzt spätestens ab Oktober 2004 die deutsche Norm DIN 4035 [5] und fordert auch für Rohre aus Stahlbeton der betrachteten Nennweite eine Mindestbewehrung. Rohre der Nennweite > DN 1750 werden bisher lediglich in der nationalen Vornorm DIN V 1201 [14] erfasst, so dass derzeit für großformatige Stahlbetonrohre noch keine verbindliche Regel zur Wahl einer Mindestbewehrung existiert.

Vor dem Hintergrund dieser Unsicherheiten in der Interpretation der Versuchsergebnisse und in der Wahl der Bewehrung wurden **33 Praxisbeispiele vergangener Baumaßnahmen** mit Blick auf die dort gewählten Bemessungsansätze untersucht (siehe *Kapitel 3*).

In sämtlichen Bemessungsfällen wurde – im Einklang mit der geltenden Richtlinie DIN 4035 [5] – auf den Nachweis einer Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite verzichtet. Dennoch zeigten Vergleichsrechnungen, dass die für die Baumaßnahmen gewählte *innere*

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Bewehrungslage aufgrund der Bemessungsbeanspruchung meist den Mindestbewehrungsgrad, wie er z.B. in der ÖNORM B 5071 [22] gefordert wird, überschritt. Lediglich in 2 von 33 Fällen wurde eine deutliche Unterschreitung der Mindestbewehrung festgestellt. Die *äußere* Bewehrungslage war demgegenüber allerdings deutlich schwächer ausgebildet. Der Mindestbewehrungsgrad nach ÖNORM B 5071 [22] wurde hier in ca. der Hälfte der Fälle deutlich unterschritten. Ergänzend wurde für einige Baumaßnahmen auch die Mindestbewehrung nach DIN 1045 [3] ermittelt. Hier zeigten sich für die *innere* Bewehrungslage in vielen Fällen geringere als die geforderten Bewehrungsgrade. Für die *äußere* Bewehrungslage ergab sich sogar in allen betrachteten Fällen eine Unterschreitung des Mindestbewehrungsgrades, mit Minderungen um bis zu 86 %. Berechnungen nach DIN V 1201 [14] bestätigten diese Beobachtungen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass für die Mehrzahl der betrachteten Baumaßnahmen die Rohre entsprechend den a.a.R.d.T. bemessen wurden und daher ein aus statischer Sicht tragfähiges Bauwerk zu erwarten ist. Voraussetzung dafür ist, dass die bei der Bemessung angesetzten Randbedingungen auch auf der Baustelle umgesetzt wurden. In der Regel lagen für die abgeschlossenen Baumaßnahmen allerdings keine Angaben zu den tatsächlichen Bedingungen bei der Bauausführung vor. Hier empfiehlt sich die Vorgabe entsprechender Qualitätsstandards für die Dokumentation. In zahlreichen Fällen wurden in Einklang mit den a.a.R.d.T. die im Stahlbetonbau sonst üblichen Mindestbewehrungsgrade deutlich unterschritten. Dies unterstreicht den Bedarf für die weiteren Untersuchungen zum Rissverhalten von Stahlbetonrohren.

In der Folge sollte das Rissverhalten von Stahlbetonrohren unter Beanspruchungen untersucht werden, wie sie auch bei erdüberdeckten Rohren tatsächlich auftreten. Hierzu wurde eine **neuartiges Prüfverfahren zur Simulation realitätsnaher Beanspruchungen** entwikkelt, dass auf den Erfahrungen aus dem "klassischen" Scheiteldruckversuch aufbaut (siehe *Kapitel 4.1*). Auf der Basis von Vergleichsrechnungen wurde ein modifizierter Scheiteldruckversuch mit horizontaler Stützung bei konstantem Vertikal-/Horizontalkraft-Verhältnis abgeleitet. Die für die Auswertung maßgebenden Rissbereiche wurden vor Konstruktion und Bau der Versuchseinrichtung anhand von Finite-Element Berechnungen abgeschätzt, so dass die gesamte Versuchsgestaltung und insbesondere die Anordnung der Messtechnik auf das spätere Rissverhalten ausgerichtet werden konnte.

Die **Auswahl der eigentlichen Versuchsparameter** orientiert sich stets an einem konkreten Bemessungsfall, d.h. einer tatsächlichen Beanspruchungssituation unter In-situ-Bedingungen. Diese kann beliebig vorgegeben werden. In einem ersten Schritt werden rechnerisch die aus den In-situ-Belastungen resultierenden Rohrbeanspruchungen, d.h. die Schnittgrößenverteilung im Kreisringmodell, ermittelt. Anschließend wird das Verhältnis aus Vertikallast und horizontaler Stützlast im Versuch so gewählt, dass die Rohrbeanspruchung im Versuch im maßgebenden Messquerschnitt dem ungünstigsten Beanspruchungsbild unter In-situ-Bedingungen entspricht. Im letzten Schritt wird die Größe der Versuchslast bestimmt, bei der das Rohr im Messquerschnitt so beansprucht wird, wie es rechnerisch unter Bemessungslast zu erwarten ist. Im Ergebnis entspricht dann das Rissverhalten des Stahlbetons im maßgebenden Versuchsquerschnitt dem Verhalten unter Bemessungslast (siehe *Kapitel 4.1.1*). Für die Praxis bedeutet dies, dass **erstmalig ein unmittelbarer Vergleich der gelieferten Rohrqualität mit den unter Betriebsbedingungen geforderten Leistungen möglich** ist. Darüber hinaus ist auch eine quasi-zerstörungsfreie Prüfung bis zum geringfügigen Überschreiten der Erstrisslast denkbar, wenn im Versuch nur die grundsätzliche Rissbreitenentwicklung unmittelbar nach Rissbeginn ermittelt werden soll und Risse mit beschränkter Breite für den In-situ-Einsatz weiterhin zugelassen sind.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden **insgesamt 30 Versuche an Rohren unterschiedlicher Bewehrung und Herstellungsverfahren** durchgeführt, um einerseits den

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

Versuchsablauf zu optimieren und andererseits das Messprogramm (DMS, Video-Extensometer) auf die Qualitätssicherungsanforderungen der Praxis auszurichten (siehe *Kapitel 4.2*). Darüber hinaus sollten ggf. grundsätzliche Unterschiede im Verhalten verschiedener Rohrtypen erkannt und erste Bemessungs- bzw. Herstellungsempfehlungen, z.B. zur Wahl einer Mindestbewehrung oder Nachbehandlung, abgeleitet werden (siehe *Kapitel 4.3*). Geprüft wurden im Wesentlichen Rohre, die in der Schalung erhärtet sowie in der Schalung erhärtet mit Betonnachbehandlung produziert wurden. Darüber hinaus kamen in Vorversuchen auch sofort entschalte Rohre zum Einsatz. Sämtliche in der Schalung erhärtete Rohre besaßen die Nennweite DN 2200 und wurden für den selben Lastfall der offenen Bauweise bemessen. Die innere Bewehrungslage entsprach in allen Fällen den Vorgaben der DIN 4035 [5], d.h. es werden die Schnittgrößen unter Traglast aufgenommen, während die im Stahlbetonbau sonst übliche Forderung nach einer Mindestbewehrung entfällt. Die Bewehrung an der Rohraußenseite wurde in drei Bewehrungstypen mit wachsendem Bewehrungsgrad ausgeführt: I Bemessung nach DIN 4035 [5]; II Bewehrungsgrad entsprechend Innenbewehrung; III Mindestbewehrung nach DIN 1045 [3] zur Beschränkung der Rissbreite $w \leq 0{,}2$ mm. Alle Rohre wurden in einem modifizierten Versuchsaufbau mit horizontaler Stützung auf Basis des Scheiteldruckversuches nach DIN EN 1916 [23] bzw. DIN V 1201 [14] geprüft. Einige Rohre wurden nach dieser Prüfung und einer Vierteldrehung auch einer klassischen Scheiteldruckprüfung ohne seitliche Stützung unterzogen.

Aus den Versuchen lassen sich die folgenden **wesentlichen Beobachtungen** festhalten (siehe *Kapitel 4.4*):

- Erwartungsgemäß öffneten sich die Risse bei einer Versuchsdurchführung mit seitlicher Stützung, d.h. unter Momenten- *und* Normalkrafteinfluss, unter Laststeigerung langsamer als bei einer Versuchsdurchführung nach DIN 1916 [23] bzw. DIN V 1201 [14] ohne seitliche Stützung.
- Im Rohrscheitel entstehen unter Laststeigerung Risse an der Rohrinnenseite, die sich kontinuierlich öffnen. Eine Beschränkung auf Einzelrisse trat bei allen Versuchen ohne seitliche Stützung auf sowie i.d.R. bei Rohren mit Betonnachbehandlung unter seitlicher Stützung. Rohre ohne Betonnachbehandlung zeigten mit seitlicher Stützung nacheinander zwei bis drei parallele Risse.
- Die Rohre des Herstellungstyps mit Betonnachbehandlung zeigten bei vergleichbaren Laststufen geringere Rissbreiten als die Rohre des Herstellungstyps ohne Betonnachbehandlung. Bei geringen Bewehrungsgraden konnte es so in einigen Fällen, ausgehend von zunächst geringen Rissbreiten, unter Laststeigerung zu einem vergleichsweise spröden Versagen kommen. Ein solches Verhalten kann der bisherigen Philosophie der Schadensbewertung nach ATV M 149 [68] widersprechen. Demnach wird allein auf Basis der Rissbreite eines Stahlbetonrohres die maßgebliche Schadensklasse bestimmt, d.h. unabhängig vom Herstellverfahren und Bewehrungsgrad.
- Sowohl die Wahl einer Mindestbewehrung als auch die Verbesserung des Verbundverhaltens durch Beton-Nachbehandlung können zu einer Verminderung der Rissbreitenentwicklung führen. Allerdings lässt sich ein geringer Bewehrungsgrad nicht durch eine verbesserte Nachbehandlung ausgleichen, da dieser auch zu einer Minderung der Traglast führt und die Nachbehandlung lediglich das Verbundverhalten und damit die Rissbreitenentwicklung beeinflusst.

Neben den o.a. zentralen Erkenntnissen bezüglich der Versuchsdurchführung, Rissentstehung und Rissentwicklung konnten auch **ergänzende Schlussfolgerungen** aus weiteren Versuchsbeobachtungen gezogen werden (siehe *Kapitel 4.5*):

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- Je nach Fertigungsverfahren zeigten sich Unterschiede in der Maßhaltigkeit und der Oberflächenstruktur der Rohre. Die in der Schalung erhärteten Rohre zeigten hier deutlich bessere Eigenschaften als die sofort entschalten Rohre.
- Als mögliche Schwachstelle erwies sich in einzelnen Fällen die Ausführung des Transportankersystems. Ggf. ist zu hinterfragen, inwieweit hierdurch der Korrosionsschutz der Bewehrung bzw. die Dichtheit der Rohre beeinträchtigt wird.
- Neben der Video-Messtechnik zur Risserkennung und -verfolgung wurde ein Ultraschall-Messverfahren eingesetzt, um die Möglichkeit einer Risstiefenbestimmung zu untersuchen. Aussagekräftige Ergebnisse lassen sich allerdings nur bei sehr engem Messraster mit entsprechend hohem Messaufwand erzielen. Außenrisse konnten aus dem Rohrinneren unter den gegebenen Randbedingungen weder erkannt noch vermessen werden.

Die Standsicherheit eines Abwasserkanals aus Stahlbetonrohren großer Nennweite hängt darüber hinaus auch in besonderem Maße von der Einbettung und der Ausführung des Auflagers ab. Allerdings müssen bei Ansatz eines großen Auflagerwinkels erhebliche Anforderungen an die Bauausführung und -überwachung gestellt werden, da Abweichungen zu einer unmittelbaren Abminderung der Sicherheiten führen können. Es stellte sich daher die Frage, ob eine Bemessung der Rohre für den denkbar ungünstigsten Fall der Bauausführung, d.h. eine **Linienlagerung**, diese Risiken in wirtschaftlich sinnvoller Weise reduzieren kann (siehe *Kapitel 5*). Die folgenden wesentlichen Ergebnisse lassen sich zusammenfassen:

- Beispielberechnungen unterstreichen, dass die Umsetzung der derzeitigen Bemessungsphilosophie nach DIN 4035 [5], d.h. Gebrauchslastnachweis in Zustand I (ungerissen) und Traglastnachweis in Zustand II (gerissen), mit bedeutenden wirtschaftlichen Konsequenzen verbunden sein kann. Der Nachweis nach Zustand I führt de facto zu einer Betonrohr-Bemessung des Stahlbetonrohres unter Gebrauchslast und damit zu großen Wanddicken unter den für Linienlasten typischerweise hohen Biegemomentenbeanspruchungen. Aufgrund der daraus abzuleitenden Auswirkungen auf das Rohrgewicht und damit den Rohrtransport scheint eine Bemessung für den Lastfall Linienlagerung in Anlehnung an DIN 4035 [5] wirtschaftlich nicht sinnvoll.
- Eine unverhältnismäßige Vergrößerung der Wanddicke bei höherer Beanspruchung kann nur dann vermieden werden, wenn die derzeit geltende Bemessungsphilosophie, d.h. die Forderung nach einem unter Gebrauchslast ungerissenen Rohr, fallengelassen wird und die Gebrauchslast im Zustand II aufgenommen werden kann. Eine Bemessung ähnlich der bei WU-Beton, ggf. unter Vorgabe von Abdichtungsmaßnahmen nach Einbau, könnte hier eine Alternative darstellen.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

7 Fazit und Ausblick

Für die **Praxis** lässt sich aus den Ergebnissen des Forschungsvorhabens das folgende **Fazit** ziehen:

- Im „klassischen“ Scheiteldruckversuch wird die Rissentwicklung im Scheitel aufgrund fehlender Normalkrafteinflüsse überschätzt. In der Folge stehen einwandfrei produzierte Rohre zunächst im Verdacht einer übermäßigen Rissbildung. Umgekehrt können Rohre mit schlechten Verbundeigenschaften durch Hinweis auf die nicht praxisnahen Prüfbedingungen „schön geredet“ werden, frei nach dem Motto „draußen treten solche Belastungen und damit auch solche Rissbilder gar nicht auf“.
- Der neue modifizierte Scheiteldruckversuch gestattet die Prüfung des *Riss*verhaltens von Stahlbetonrohren unter realitätsnahen Beanspruchungen, d.h. Momenten- *und* Normalkraftbeanspruchung, so dass ein Rohr unter tatsächlichen Bemessungsbedingungen geprüft werden kann. Neben der Betonfestigkeit kann damit auch die Rissentwicklung und das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton praxisnah bewertet werden.
- Weichen die gewählten Bemessungsbedingungen, z.B. Betondeckung und Abstand der Bewehrungslagen, erheblich von den üblichen Ansätzen des Stahlbetons ab, so dass die Anwendbarkeit üblicher Bemessungsansätze anzuzweifeln ist, können ergänzende Prüfungen im modifizierten Scheiteldruckversuch zusätzliche Sicherheit bieten.
- Bestehen auf der Baustelle andere Randbedingungen als in der statischen Berechnung angesetzt wurden, z.B. hinsichtlich Grabenbreite, -form, und –tiefe sowie Einbau- und Überschüttungsbedingungen, so ist ein neuer statischer Nachweis zu erbringen. Sollen bereits produzierte und ursprünglich für einen anderen Lastfall bemessene Rohre eingesetzt werden, können stichprobenartige Belastungsprüfung im modifizierten Scheiteldruckversuch weitere Sicherheit bieten, da das tatsächliche Rissverhalten der Rohre unter den neuen Bemessungsbedingungen überprüft werden kann.
- Im Rahmen der Inspektion können Risse an der Rohraußenseite mit vertretbaren Mitteln nicht erkannt werden, so dass für diese Bewehrungslage insbesondere bei aggressivem Grundwassereinfluss eine Mindestbewehrung in jedem Falle zu empfehlen ist.
- Die in der Schalung erhärteten Rohre mit Beton-Nachbehandlung zeigten ein ausgezeichnetes Rissverhalten, d.h. auch unter großen Beanspruchungen wurden nur sehr geringe Rissbreiten beobachtet.
- Eine Anwendung der Schadensklassifizierung nach ATV - M 149 [68] scheint insbesondere für in der Schalung erhärtete Rohre mit Beton-Nachbehandlung wenig aussagekräftig, da diese Rohre auch unter großen Lasten geringe Rissbreiten aufweisen können.

Vor dem Hintergrund der im Rahmen des Forschungsvorhabens erzielten Erkenntnisse lassen sich auch zahlreiche noch offene Fragestellungen identifizieren. Als **Ausblick** auf zukünftige Forschungs- und Prüfaktivitäten sind in diesem Zusammenhang die folgenden Punkte zu nennen:

- Die Beanspruchungen im modifizierten Scheiteldruckversuch wurden in der hier dargestellten Untersuchung im Wesentlichen auf den für den Erstriss maßgebenden inneren Scheitel- bzw. Sohlbereich ausgelegt. Im Zuge einer Untersuchung der Außenrisse böte sich auch die Wahl der Stützkraft in Abhängigkeit der unter In-situ-Bedingungen auftretenden Außenrissneigung an.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

- Grundsätzlich bietet sich die Entwicklung eines ganzheitlichen Prüfprogramms zur Simulation der gesamten statischen Belastungsgeschichte eines Rohres (Transport, Bauzustand, Betrieb) für den modifizierten Scheiteldruckversuch an.
- Ergänzende Prüfungen an ausgebauten Rohren, z.B. im Zuge von Erneuerungsmaßnahmen, könnten Aussagen zum Tragverhalten vorgeschädigter bzw. korrodierter Rohre gestatten.
- Beanspruchungen von Stahlbetonrohren können zahlreichen Wechselwirkungen und damit entsprechend komplexen Schädigungsmechanismen unterliegen. So können sich dynamische Lasten, bio-chemische Prozesse und daraus folgende Änderungen der Tragstruktur gegenseitig beeinflussen oder sogar beschleunigen. Insbesondere mit Blick auf schwierige Bauzustände, Grundwassereinflüsse und die vielfältigen Abwasserinhaltsstoffe können hier im Einzelfall weiterführende Untersuchungen von Interesse sein. Ähnlich dem Vorgehen in [84] böten sich Aufgrabungen an Stahlbetonrohren mit Innenrissen nach mehrjähriger Betriebsdauer an, um insbesondere das Rissverhalten an der Außenseite unter Betriebsbedingungen besser zu verstehen und das Risiko von Außenrissen auf der Basis der bereits bekannten Innenrisse abzuschätzen.
- Um eine bessere Ausnutzung der Werkstoffeigenschaften des Stahlbetons im Kanalbau zu ermöglichen, könnten neue Bemessungsregeln für den Gebrauchslastnachweis entwickelt werden, die sich zum Beispiel an den Erfahrungen aus dem Umgang mit WU-Beton orientieren.
- Die Fortschreibung der Versuchsdokumentation im Rahmen der stichprobenhaften Qualitätssicherung künftiger Baumaßnahmen kann weitere Erkenntnisse hinsichtlich der herstellungsbedingten Qualitätseinflüsse liefern. Auch ließe sich durch Prüfung von Produktmustern (Musterrohre) die maximale Lieferqualität eines bestimmten Rohrherstellers ermitteln.

Künftige IKT-Untersuchungen setzen hier – in enger Kooperation mit interessierten Netzbetreibern - an.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

8 Literaturverzeichnis

[1] Berger, C.; Lohaus, J.; Wittner, A.; Schäfer, R. Zustand der Kanalisation in Deutschland, Ergebnisse der ATV-DVWK-Umfrage 2001.

[2] Bosseler, B.; Redmann, A.: Kosteneinsparung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle durch Optimierung des Bauverfahrens unter besonderer Betrachtung von Auflager und Einbettung, IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen 2000.

[3] DIN 1045-1, Ausgabe:1988-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

[4] Eurocode EC 2, Ausgabe: 1994.

[5] DIN 4035, Ausgabe: 1995-08: Stahlbetonrohre, Stahlbetondruckrohre und zugehörige Formstücke aus Stahlbeton; Maße, Technische Lieferbedingungen.

[6] DIN EN 1610, Ausgabe: 1994-12 (Entwurf): Technische Regeln für die Bauausführung von Abwasserleitungen und –kanälen.

[7] Lamprecht, H.-O.: Opus Caementitium, Bautechnik der Römer, Beton-Verlag, Düsseldorf 1996.

[8] Handbuch für Rohre aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton hrsg. Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V., Bauverlag Wiesbaden 1978.

[9] König, F.: Anlagen und Ausführung von Städte-Kanalisationen, Verlag Otto Wigand, Leipzig 1902.

[10] Forschungsantrag zum Projekt: „Qualitäts- und Kostensicherung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle aus Stahlbetonrohren“ IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen 2001.

[11] DIN 2402, Ausgabe: 1976-02: Rohrleitungen; Nennweiten; Begriff; Stufung.

[12] DIN 4263, Ausgabe: 1991-04: Kanäle und Leitungen im Wasserbau; Formen, Abmessungen und geometrische Werte geschlossener Querschnitte.

[13] DIN 4032, Ausgabe: 1981-01: Betonrohre und Formstücke; Maße und technische Lieferbedingungen.

[14] DIN V 1201, Ausgabe: 2003-04: Rohre und Formstücke aus Beton, Stahlfaserbeton und Stahlbeton für Abwasserleitungen und –kanäle, Typ 1 und Typ 2 Anforderungen, Prüfung und Bewertung der Konformität.

[15] Liebscher, M.: Die neuen Normen DIN EN 1916/DIN V 1201 – Wesentliche Änderungen zu DIN 4032/DIN 4035; BWI – Betonwerk International – Nr. 5 – Oktober 2003.

[16] Regelwerk der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV-DVWK), Arbeitsblatt A 127: Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und –leitungen, August 2000.

[17] Imhoff, K.R.: Investitionsbedarf im Bereich von Abwasseranlagen, ATV-Kongress 1993, Korrespondenz Abwasser (KA) 10/93.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

[18] Hornung, K.; Kittel, D.: Statik erdüberdeckter Rohre. Bauverlag GmbH. Wiesbaden und Berlin 1989.

[19] Hornung, K.: Bemessung von Rohren aus Stahlbeton nach DIN 4035 Entwurf März 1975. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 7/1975.

[20] Zerner, W.; Stangenberg S.: Spannbetonträger Theorie und Berechnungsgrundlagen. Springer-Verlag. Berlin 1987.

[21] Lohmeyer, G.: Stahlbetonbau Bemessung, Konstruktion, Ausführung. Teubner Verlag Stuttgart, 1990.

[22] ÖNORM B 5071, Ausgabe: 1995-08: Stahlbetonrohre, Stahlbetondruckrohre und zugehörige Formstücke aus Stahlbeton Anforderungen, Prüfung und Gütesicherung.

[23] DIN EN 1916, Ausgabe: 2003-04: Rohre und Formstücke aus Beton, Stahlfaserbeton und Stahlbeton.

[24] Liebau, P.: Zur Rissweitenbegrenzung bei geringer Bewehrung, Bauplanung, Bautechnik (1952), DD, 1990, Jg.44, Nr.2, S.59-64.

[25] König, G.; Reymendt, J.: Mindestbewehrung dicker Stahlbetonbauteile bei Zwangbeanspruchung, Beton- und Stahlbetonbau, DE, (1991), Jg.86, Nr.6, S.141-146.

[26] König, G.; Fehling, F.: Zur Rissbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, DE, 1988, Jg.83, Nr.7, S.199-204.

[27] König, G.; Lieberum, K.-H., Tue, N.: Rissschäden an Betonbauteilen und eine Strategie zu ihrer Vermeidung, Bauingenieur 71 (1996) 155-161.

[28] Liebau, P.: Weiterentwicklung der Rissbreitenberechnung durch Vereinfachung, Beton- und Stahlbetonbau, DE, (1991), Jg.86, Nr.8, S.177-180.

[29] Maidl, B.: M-N-Qualitätsprüfung für Stahlfaserbeton im Tunnelbau, Bautechnik 70 (1993), Heft 8.

[30] DIN 1048-5, Ausgabe: 1991-06: Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.

[31] Nitschke, A.: Berechnung des Tragverhaltens und Versuchsauswertung für Stahlfaserbeton im Tunnelbau – Vorstellung eines neuen Verfahrens, Bauingenieur, Bd.74, Nr.2-Februar (1999).

[32] Ortu, M.; Maidl, B.: Die Versuchseinrichtungen des Lehrstuhls auf dem Gebiet des Tunnelbaus, Bauingenieur, Band 74, Februar 1999.

[33] DIN EN 206-1, Ausgabe: 2001-07: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.

[34] DIN 1045-1, Ausgabe: 2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

[35] Bauberatung Zement: Wasserundurchlässige Betonbauwerke, Grundsätze der Planung und Ausführung; H 10, 08/2002.

[36] Lohmeyer, G.: Weiße Wannen – einfach und sicher, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2000.

[37] Kahl, M.: WU-Betonkonstruktionen, Baumarkt, H 68, 6/2002.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

[38] Weber, J.: Weiße Wannen für den Umweltschutz, Hilfreiche Richtlinie des DafStb für dichten Beton, Deutsches Ing.-Blatt, 11/1997.

[39] Glatzl, J.: Verkehrsbauwerke aus wasserundurchlässigem Beton – „Weiße Wannen“, Zement + Beton, 1995.

[40] Ebeling, K.: Weiße Wannen, Wasserdichtes Konzept, Planungsgrundsätze für Konstruktionen aus wasserundurchlässigem Beton, db, 01/2000.

[41] Schwabe, J.-H.: Schwingungstechnische Auslegung von Betonrohrfertigern. Dissertation, Fakultät für Maschinenbau und Verfahrenstechnik der Technischen Universität Chemnitz, 04/2002.

[42] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2, Beton, 2. Auflage, Bauverlag GmbH, Wiesbaden, Berlin, 1980.

[43] Schwabe, J.-H.: Aktueller Stand der Herstellung von Beton- und Stahlbetonrohren, Institut für Fertigteiltechnik und Fertigbau Weimar e.V., 1994.

[44] Firmeninformationen der Baumgärtner GmbH, Blaubeuren.

[45] Firmeninformation der Prinzing GmbH, Blaubeuren.

[46] Firmeninformationen der Ed. Züblin AG, Stuttgart.

[47] Timmermann, G.; Hartmann, R.: Betonnnen Rioolbuizen. HTS Hengerlo, Projekt 83.

[48] Leonhardt, G.: Bodenmechanische Fragen der statischen Berechnung und Einbettung von erdverlegten Rohrleitungen; Korrespondenz Abwasser, 26. Jahrgang (1979) Heft 9, S. 489-493.

[49] Hornung, K.: Gut gebettet und verdichtet; Ausschreibung, Bau und Prüfung der neuen europäischen Norm DIN EN 1610; Abwasserberatung NRW, Abwasser Report, (1998) Heft 1, S. 6-9.

[50] Brandl, H.: Belastung eingebetteter Rohre; Strasse, Brücke, Tunnel, (1970) Heft 1, S. 6-16.

[51] DIN EN 752-2, Ausgabe:1996-09: Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden - Teil 2: Anforderungen.

[52] DIN EN 1295-1, Ausgabe:1997-09: Statische Berechnung von erdverlegten Rohrleitungen unter verschiedenen Belastungsbedingungen - Teil 1: Allgemeine Anforderungen.

[53] DIN EN 1610, Ausgabe:1997-10: Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen.

[54] Regelwerk der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV-DVWK), Arbeitsblatt A 139: Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen - Ergänzungen und Hinweise zu DIN EN 1610, Juni 2001.

[55] DIN 53519-1, Ausgabe: 2002-11 (Norm-Entwurf): Prüfung von Elastomeren - Bestimmung der Kugeldruckhärte von weichen Elastomeren; Internationaler Gummihärtegrad (IRHD) - Teil 3: IRHD-Supersoft.

[56] Leonhart, F.; Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 1984.

[57] Firmeninformation der HALFEN-DEHA Vertriebsgesellschaft mbH, Langenfeld.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

[58] Technischer Report des Projektes SUMOVERA zum Ersatz von mineralölbasierten, lösemittelhaltigen Betontrennmitteln durch VOC-freie Trennmittel auf Basis von Pflanzenölen, 1996 –1998.

[59] Firmeninformation der EUROQUARZ GmbH, Dorsten.

[60] Köhler, R.: Tiefbauarbeiten für Rohrleitungen, 6.Auflage, R:Müller Verlag, Köln, 1997.

[61] Wendehorst, R: Bautechnische Zahlentafeln. 25. Auflage Teubner Verlag, Stuttgart 1991.

[62] Günthert, F.W.; Narr, N.; Reicherter, E.: Beiträge zum Bau von Abwasserleitungen - Zeitaufwand, Kosten und Verlegeverfahren. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Oldenbourg-Industrieverlag, 2001.

[63] Reicherter, E.; Günthert F.W.: Die Kosten der Abwasserkanalisation. wwt awt Abwasser, 1998 Heft 7, S. 20-26.

[64] Pecher, H.: Wirtschaftlichkeit von Abwasserkanälen. Steinzeug Info 2001/2002, S. 53-59.

[65] Umweltschutz fängt beim Wasser an – Aktuelle Konzepte zum Ausbau und zur Indstandhaltung der Abwasser-Kanalsysteme, Forum ZUKUNFT BAUEN zum Thema „Saubere Umwelt – Sichere Abwasserableitung“, Bad Abbach, 25. April 2001.

[66] Regelwerk der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV-DVWK), Arbeitsblatt A 139: Richtlinie für die Herstellung von Entwässerungskanälen und –leitungen, Oktober 1988.

[67] Gordziel, W.: Qualitätsanforderungen der Stadt Köln an die Herstellung von Stahlbetonvortriebsrohren.

[68] Regelwerk der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV-DVWK), Merkblatt M 149: Zustandserfassung, -klassifizierung und –bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, April 1999.

[69] Kanalzustandsreferenzkatalog nach ATV-Merkblatt M 143, Teil 2, Anlage 2, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz der Landes NRW, September 1994.

[70] Edvardsen, C.K.: Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DafStb), Heft 455, Berlin 1996.

[71] Firmeninformation der Hilco Tunnelvortriebstechnik GmbH, Bitburg.

[72] Sommerhage, H.: Qualitätssicherung bei Kanalbaumaßnahmen in geschlossener Bauweise im Emschergebiet, Vortrag: IKT – Forum Rohr 2003 am 9. Oktober 2003.

[73] Quantitative Inspektion von Abwasserkanälen und –leitungen mittels geophysikalischer Verfahren, Endbericht des Konsortiums „Gläsener Kanal“, September 2003.

[74] Firmeninformation der Polymer-System GmbH, Ebersbach.

[75] Firmeninformationen der FORM+TEST Seidner + Co. GmbH, Riedlingen.

[76] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DafStb., Heft 138 Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1961.

© 2004 All rights reserved by GEK mbH

[77] Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI Journal 68 (1971), No. 4, p. 244-251.

[78] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite; Erläuterung zur DIN 1045. Heft 400 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1989.

[79] Markterhebung Stahlbetonrohre, IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur im Auftrag von Emschergenossenschaft/Lippeverband, unveröffentlicht, 2003.

[80] Informationsmaterial der Stadtentwässerungsbetriebe Köln AöR.

[81] Schnütgen, B.: Qualitäts- und Kostensicherung beim Bau begehbarer Abwasserkanäle aus Stahlbeton – Ergebnisse rechnerischer Zusatzuntersuchungen, Lehrstuhl für Stahlbeton- und Spannbetonbau der Ruhr-Universität Bochum, 2003.

[82] Firmeninformation der BTS Drahtseile GmbH, Gelsenkirchen.

[83] Mark, P., Bender, M.: Simulationsrechnungen zum Tragverhalten von Stahlbetonrohren, Lehrstuhl für Stahlbeton- und Spannbetonbau der Ruhr-Universität Bochum, 2003.

[84] Bosseler, B.; Schlüter M.: Qualitätseinflüsse Schlauchliner – Stichproben-Untersuchungen an sanierten Abwasserkanälen, IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen, 2003.

[85] Orlowsky, D.: Untersuchungen an einem Betonrohr mit Hilfe von Ultraschall, Deutsche Montan Technologie GmbH im Auftrag des IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen, 2003.

[86] Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.: Benutzerhandbuch zum Programmsystem ABAQUS, Jahr????

© 2004 All rights reserved by GEK mbH