

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

Forschungsbericht 152

Untersuchung des baulichen Zustandes und der Tragfähigkeit vorgespannter Riegel von Verkehrszeichenbrücken der Berliner Stadtautobahn

von Dr.-Ing. Günther Plauk
Dipl.-Ing. Günter Kretschmann
Dipl.-Ing. Rolf.-G. Rohrman

94 Seiten, 65 Abbildungen, 18 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1 Telex 183 261 bamb d
Telefax (030) 8 112 029 Teletex 2 627-308 372=bamb

Copyright © 1988 by Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven

Verlag und Vertrieb:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, 2850 Bremerhaven 1
Telefon (0471) 46093-95

VORWORT

Die vorliegenden Untersuchungen an Spannbetonriegeln von Verkehrszeichenbrücken der Berliner Stadtautobahn erfolgten auf Anregung des Senators für Bau- und Wohnungswesens der Stadt Berlin. Das Vorhaben wurde insbesondere von den Herren Dipl.-Ing. Westermann, Dipl.-Ing. Furche und Dipl.-Ing. Schlottke von der Abteilung Brückenerhaltung unterstützt, die ebenfalls den reibungslosen Abbau und Antransport der Probekörper ermöglichten. In der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) sind die verschiedenen Prüfungen und Untersuchungen fachgruppenübergreifend im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsvorhabens mit finanzieller Förderung durch den Berliner Senat durchgeführt worden. Allen Beteiligten sei für ihre kooperative Zusammenarbeit gedankt. Dank gebührt ferner Herrn Dr.-Ing. Tzschätzsch, der das Vorhaben plante und in der Anfangsphase betreute.

Ferner möchten sich die Autoren ausdrücklich bei den Herren Theisel, Pude, Pallas und Stoeck für die an den Spannbetonriegeln mit großer Sorgfalt und Einsatzbereitschaft durchgeführten experimentellen Untersuchungen bedanken.

Berlin im Juli 1988

Günther Plauk

Kurzfassung

In den vergangenen Jahren wurde eine Reihe von Wegweiserbrücken des Berliner Stadtautobahnringes (Bild 2.5) nach einer 20jährigen Nutzung abgebaut und durch Neukonstruktionen ersetzt. Die in Fertigteilbauweise als Rahmentragwerke ausgeführten Wegweiserbrücken bestehen in der Regel aus zwei Stahlbetonstützen und einem aufgelegten mit den Stützenköpfen gelenkig verbundenen bis zu 18 m langen vorgespannten Riegel, an dem die Hinweisschilder für die Verkehrsleitung hängen. Zwei der ausgebauten sowie ein dritter seit der Herstellung im Jahre 1962 in unmittelbarer Nähe der Stadtautobahn gelagerter Brückenriegel standen der BAM für eine eingehende Begutachtung ihres baulichen Zustandes zur Verfügung.

Im vorliegenden Bericht werden die Ergebnisse der an den Spannbetonriegeln durchgeführten Untersuchungen mitgeteilt und ausführlich diskutiert. Die Schwerpunkte des umfangreichen Versuchsprogramms waren im einzelnen:

- Begutachtung des Zustandes der Betonoberflächen
- Feststellung von Art, Anzahl und Lage der Bewehrung sowie der Spannglieder
- Ermittlung der Betondruckfestigkeit, der Karbonatisierungstiefe, der Konzentration und Eindringtiefe von Chloriden
- Chloridgehalt des Einpreßmörtels
- Umfang und Art der Bewehrungskorrosion sowie der Korrosion der Spannstähle
- Ermittlung der Tragfähigkeit im Belastungsversuch
- Bestimmung der in den Spanngliedern noch vorhandenen Restvorspannung

Nach Abschluß aller Untersuchungen und Wertung der Ergebnisse kann festgestellt werden, daß trotz einiger Mängel bei der Herstellung, wie zu geringe Betondeckung, nicht verpreßte Spannglieder und teilweise fehlende Bewehrungspositionen, die volle rechnerische Tragfähigkeit der Riegel auf Grund der guten Betonqualität und der Unempfindlichkeit des Spannstahls gegenüber einem Korrosionsangriff auch nach einer 20jährigen Nutzung noch uneingeschränkt gegeben ist. Die freie Bewitterung und Beaufschlagung der Bauteile durch Chloride als Folge der winterlichen Salzstreuung haben zu keinen nennenswerten Schäden an den Betonoberflächen geführt. Unerwartet hoch war der durch Deh-

nungsmessungen an den Spanngliedern aufgezeigte Verlust an Vorspannung. Die innerhalb von 20 Jahren eingetretene Abnahme der Spannkraft betrug bis zu 45 % des rechnerischen Sollwertes. Im Belastungsversuch bewirkte die verminderte Vorspannung lediglich ein frühzeitiges Entstehen von Rissen. Das in der statischen Berechnung ausgewiesene Bemessungsmoment für den mittleren Querschnitt wurde jedoch stets sicher erreicht.

Um zukünftige Schäden an vorgespannten Tragwerken leichter aufzeigen zu können, wurde bei einem Brückenriegel der Belastungsversuch mehrfach unterbrochen und das Bauteil zusätzlich mit Hilfe eines auf Schwingungsmessungen basierenden Prüfverfahrens (ZfP) untersucht. Die gemessenen dynamischen Größen zeigen eine zunehmende Schädigung des Riegels sowie vorhandene größere Fehlstellen verlässlich an, so daß der Einsatz des Verfahrens in der Praxis empfohlen werden kann.

Stichworte

- Autobahnwegweiserbrücken, Bauwerksalter 20 Jahre
- Spannbeton, Rahmen, Spannbetonträger großer Stützweite
- Dauerhaftigkeit, Bewehrungskorrosion, Tausalzangriff
- Belastungsversuche, Messung von Verformungen, Dehnungen und Vorspannkraften
- Zerstörungsfreie Prüfverfahren (ZfP), Schwingungsanalyse

Summary

In recent years some of the gantries for overhead traffic signs (Fig. 2.5) of the Berlin city freeway were replaced after 20 years of service. The demounted precasted portal frames consist in general of two reinforced concrete columns and a prestressed concrete girder with a spanwidth up to approximately 18 m which are fixed to the top of the columns by steel dowels. The section of the girders was \sqcap -shaped with one prestressing tendon in each web. For prestressing a steel SIGMA St 80/105 with a diameter of 26 mm was used.

Two of the removed girders and a third one, casted at the same time, which was not in service but deposited in a storage near the freeway, were tested in the Federal Institute for Materials Research and Testing (BAM). In the test programme emphasis was placed on the examination of the following parameters:

- deterioration of concrete surface due to corrosion of reinforcement
- kind, number, diameter and arrangement of reinforcement and tendons
- material properties like compressive strength of concrete, penetration of chloride, carbonation of concrete and grout
- extent and kind of corrosion of the reinforcement, the ducts, and the tendons
- loading test of the girders up to failure, measurement of deformations and strains of concrete, and prestressing steel near the midspan section
- measurement of residual prestressing force

After testing the three specimens, it can be stated that - in spite of some local surface damages due to corrosion of stirrups and, in one case, the lack of grout in a duct - the 20-year-old girders still showed full serviceability and complied with the safety requirements. The reason turned out to be the excellent quality of the concrete and the insensibility of the prestressing steel SIGMA St 80/105 to corrosion effects. In spite of the high content of chloride found in some sections of the girders the reinforcement showed no corrosion so far. The loss of prestressing force, measured with strain gauges after cutting the tendons proved to be unexpectedly high. The decrease in prestressing force was found to be up to 45 % compared to

the initial prestress. During the loading test the reduced prestress was merely leading to early cracking. In all cases the theoretical design load, e.g. the failure bending moment, has been reached.

In order to detect internal damage and possible alterations of the structure, for example due to cracking or loss of prestress, a new non-destructive test method based on the dynamic modal analysis was developed. At different stages of cracking the dynamic effects on the girder, loaded by a swinging hammer or an electrodynamic exciter, were studied. The resulting response, recorded at a number of points along the length of the girder, allows to identify the increase in cracking or the decrease in bending stiffness as well as several local damages.

Keywords

- gantry, overhead traffic sign, 20-year-old construction
- prestressed concrete, reinforced concrete frame, wide span girder
- durability, corrosion of reinforcement and prestressing steel, chloride attack, carbonation of concrete
- loading test, measurement of deflection, strain and prestressing force
- non-destructive testing method, dynamic analysis

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Anlaß und Umfang der Untersuchungen	11
2. Angaben zu den Versuchskörpern	12
2.1 Herkunft und Geschichte	12
2.2 Konstruktive Ausführung	14
2.3 Auszug aus der ursprünglichen statischen Berechnung	16
2.4 Kennzeichnung und Anlieferungszustand	19
2.5 Abmessungen und Bewehrung	23
3. Materialtechnische Untersuchungen	26
3.1 Untersuchungen am Beton	26
3.1.1 Beurteilung des Betons nach Augenschein	26
3.1.2 Betondruckfestigkeit	26
3.1.3 Betonrohddichte und Porenkennwerte	28
3.1.4 Karbonatisierung des Betons	28
3.1.5 Chloridgehalt des Betons	29
3.2 Untersuchungen an der schlaffen Bewehrung	31
3.3 Untersuchungen an den Hüllrohren und Spannstählen	32
3.3.1 Zustand der Hüllrohre	32
3.3.2 Hüllrohrverfüllung und Lage der Spannstähle	32
3.3.3 Zustand der Spannstähle	33
3.3.4 Untersuchung des Einpreßmörtels	36
4. Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der Spannbetonriegel	37
4.1 Versuchsaufbau und Meßeinrichtung	37
4.2 Genereller Versuchsablauf	41
4.3 Ergebnisse der Belastungsversuche	43
4.3.1 Spannbetonriegel A1	43
4.3.2 Spannbetonriegel A2	54
4.3.3 Spannbetonriegel A3	62
4.3.4 Ermittlung der verbliebenen Vorspannung	73
5. Untersuchung des Spannbetonriegels A3 unter Anwendung dynamischer Methoden zur Zustandskontrolle	79
5.1 Grundsätzliche Erwägungen	79
5.2 Beschreibung des ZfP-Verfahrens	79
5.3 Anwendung und am Riegel A3 gesammelte Erfahrungen	82
5.4 Bewertung des Prüfverfahrens	85
6. Zusammenfassung und Beurteilung der Spannbetonriegel	86

1. Anlaß und Umfang der Untersuchungen

Die zunehmende Beanspruchung von Ingenieurbauten durch schädigende Umwelteinflüsse sowie eine Reihe spektakulärer Schadensfälle haben in der Öffentlichkeit in verstärktem Maße zu einer Diskussion über die Frage "wie sicher und dauerhaft sind Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke" geführt. Die Feststellung des baulichen Zustands derartiger Bauten ist meist auf Grund ihrer großen Abmessungen oder ihrer komplizierten Struktur sehr aufwendig und erfordert in aller Regel die Anwendung zerstörender Prüfverfahren. Eine Ermittlung der tatsächlich noch vorhandenen Tragfähigkeit, etwa durch Belastungsversuche vor Ort und damit ein Vergleich von Soll- und Istzustand, stößt meist auf erhebliche Schwierigkeiten und kann, ohne eine vollständige Zerstörung des Gesamtbauwerks in Betracht zu ziehen, letztlich nur an Bauwerksausschnitten oder an ersetzbaren Baugliedern durchgeführt werden.

Der in den vergangenen Jahren im Zuge von Umbaumaßnahmen vorgenommene Abbau einzelner Verkehrszeichenbrücken des Berliner Schnellstraßenringes bot die Gelegenheit, durch eine eingehende Untersuchung der vorgespannten Brückenriegel einen Beitrag zu der voranstehend aufgeführten Problematik zu leisten. Das vorgeschlagene Versuchsprogramm sah neben umfangreichen materialtechnischen Untersuchungen Belastungsprüfungen an insgesamt drei weitgespannten Riegeln vor. Um zukünftig den baulichen Zustand zunächst einfacher vorgespannter Konstruktionen sicher beurteilen zu können, sollte im Rahmen des Vorhabens außerdem geklärt werden, ob die Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren, etwa auf der Basis von Schwingungsmessungen, zu brauchbaren Resultaten, insbesondere in Hinblick auf die Schadensfrüherkennung, führen.

2. Angaben zu den Versuchskörpern

2.1 Herkunft und Geschichte der Spannbetonriegel

Mitte der fünfziger Jahre ist in Berlin mit dem Bau eines innerstädtischen Stadtautobahnnetzes begonnen worden. Im Bereich des 4. und 5. Bauabschnittes eines Teilstücks des Stadtringes zwischen den Anschlußstellen Avus und Spandauer Damm war die Aufstellung von insgesamt 12 Verkehrszeichenbrücken vorgesehen, die mit Hinweisschildern versehen der Verkehrsleitung dienen sollten. Die einzelnen Brücken wurden von der Firma Dyckerhoff und Widmann im Jahre 1962 geplant und in Fertigteilbauweise ausgeführt.

Durch notwendig gewordene Umbaumaßnahmen infolge einer veränderten Verkehrsführung bzw. vorhandener zu geringer Durchfahrtshöhen oder einer Überlastung der Riegel durch zusätzliche Hinweisschilder war der Ersatz einzelner Verkehrszeichenbrücken durch Neukonstruktionen erforderlich geworden. So erfolgte etwa im Jahre 1981 die Erneuerung der Vorwegweiserbrücken im Bereich des Stadtringes Süd - Kaiserdamm Ost (Bilder 2.1 bis 2.4) und des Stadtringes Nord - Charlottenburg Nord (Bild 2.5). Beim Abbau dieser ca. 20 Jahre alten Brückenkonstruktionen konnten größere Zerstörungen an den Spannbetonriegeln weitgehend vermieden werden. Es wurden damit zwei Probekörper gewonnen, die über einen längeren Zeitraum in verstärktem Maße der Witterung und den Einflüssen der Umwelt, insbesondere dem Angriff von Chloriden auf Grund der in den Wintermonaten vorgenommenen Tausalzstreuung, ausgesetzt waren. Außerdem stand ein weiterer, zum gleichen Zeitpunkt hergestellter, dann jedoch nicht verwendeter Riegel als



Bild 2.1
Verkehrszeichenbrücke im Bereich des Stadtringes Süd. Spannbetonriegel A1 vor der Entnahme

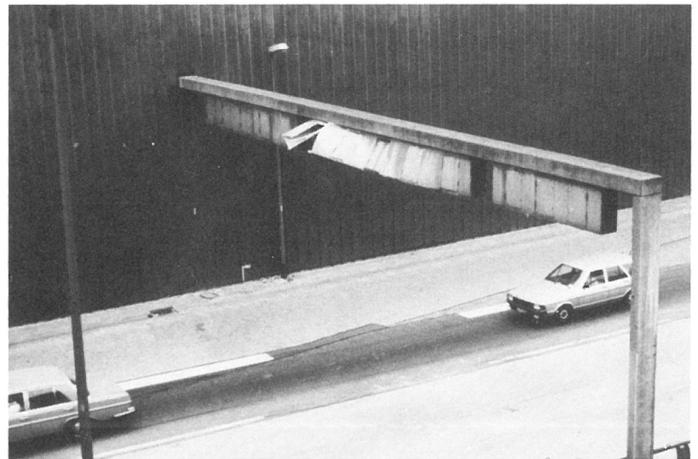


Bild 2.2
Spannbetonriegel A1 mit einer Spannweite von ca. 18,00 m; mittleres Verkehrsschild infolge zu geringer Durchfahrtsnöhe beschädigt



Bild 2.4
Einschneiden eines Fensters in die Spundwand und
Abtrennen des Riegels vor dem Auflager

Bild 2.3
Abbau der Verkehrszeichenbrücke - der
Riegel bindet auf der rechten Seite in
nicht erkennbarer Weise in die Kasten-
spundwand ein



Bild 2.5
Verkehrszeichenbrücken im Bereich des Berliner Stadtautobahnringes Nord.
Spannbetonriegel A3 mit bereits unkenntlich gemachten Hinweistafeln vor der Entnahme;
im Vordergrund neu aufgestellte Brücke in Stahlbauweise

"Nullprobe" für die Untersuchungen zur Verfügung. Dieses Bauteil war vom Zeitpunkt der Herstellung bis zum Datum der Anlieferung in die BAM auf dem Lagerplatz der Senatsbauverwaltung in unmittelbarer Nähe der Stadtautobahn, ungeschützt der Witterung ausgesetzt, eingelagert gewesen.

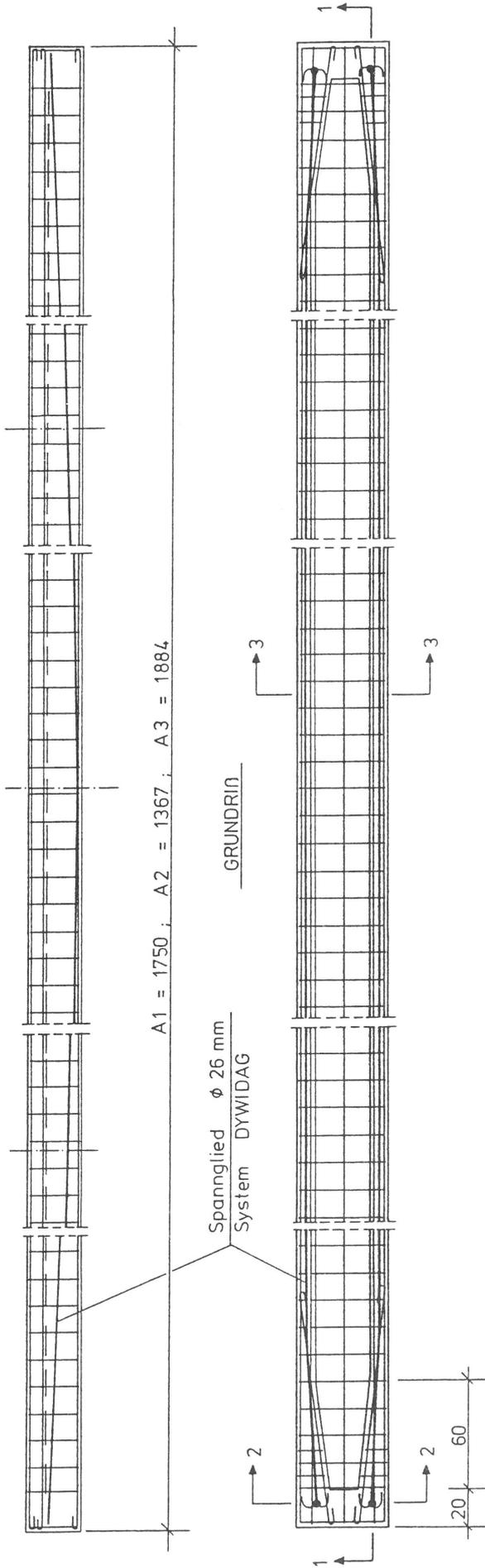
2.2 Konstruktive Ausführung der Spannbetonriegel

Die einzelnen Verkehrszeichenbrücken des 4. und 5. Bauabschnittes des Berliner Stadtautobahnringes bestehen in der Regel aus zwei Stützen und einem aufgelegten, jeweils an den Auflagern durch einen senkrechten Stahldorn gehaltenen Riegel (Bild 2.5). Bei einer Aufstellung der Brücke im Bereich von Stützwänden wurde ggf. auf eine der beiden Stützen verzichtet und ein Riegelende direkt in der Spundwand verankert (Bild 2.2). Die Länge der Stützen variiert entsprechend den vorhandenen Geländeverhältnissen. Je nach Aufstellort betragen die Spannweiten der Riegel zwischen $l = 8,20$ m und $l = 18,0$ m. Riegel und Stützen sind als Fertigteile in einem Betonwerk der Firma Dyckerhoff und Widmann in Berlin hergestellt worden.

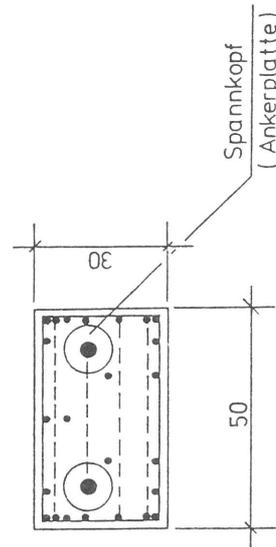
Die Riegel der Verkehrszeichenbrücken weisen über die gesamte Länge einen 50 cm breiten und 30 cm hohen \sqcap -förmigen Querschnitt auf und sind an den Stirnseiten jeweils mit einem Quersteg ausgesteift. In jedem der beiden 20 cm hohen und 10 cm breiten Längsstege wurde ein Spannglied mit parabelförmigem Verlauf angeordnet (Bild 2.6). Das Vorspannen der Fertigteile erfolgte nach dem Dywidag-Spannverfahren. Die Spannglieder bestehen hier jeweils aus einem in einem Hüllrohr angeordneten Stabstahl SIGMA St 80/105 vom Durchmesser 26 mm mit an den Enden aufgewalztem Gewinde. Die Verankerung der Spannglieder erfolgt jeweils durch eine an den Riegelstirnseiten in einer Tasche angeordneten Stahlglocke, ggf. auch durch eine an einem Auflager einbetonierte Ankerplatte [1], gegen die nach dem Ausziehen die aufgeschraubte Mutter abgesetzt wird (Bilder 2.7 und 2.8). Im Bereich der Spannköpfe sind zur besseren Druckverteilung und Aufnahme der Spaltzugkräfte die Riegelstege etwa auf einer Länge von 1 m verbreitert und zusätzlich Steckbügel angeordnet worden. Um eine außermittige Beanspruchung während des Vorspannens zu vermeiden, erfolgte das Ausziehen der beiden Spannglieder jeweils gleichzeitig und konnte, da die Spanngliedkurve nur eine geringe Krümmung aufweist, einseitig vorgenommen werden. Nach dem Vorspannen war das Verpressen der Spannkäule mit einem Einpreßmörtel vorgesehen. Die Riegel erhielten außerdem eine den statischen Erfordernissen entsprechende, z. T. auch konstruktiv erforderliche, schlaaffe Bewehrung aus Betonstahl BSt I und BSt III.

Weitere Einzelheiten zur konstruktiven Gestaltung der Riegel, so die Lage der Spannglieder, die Anordnung der schlaaffen Bewehrung und die Ausbildung einzelner Querschnitte sind aus Bild 2.6 zu ersehen.

LÄNGSSCHNITT 1-1



SCHNITT 2-2



SCHNITT 3-3

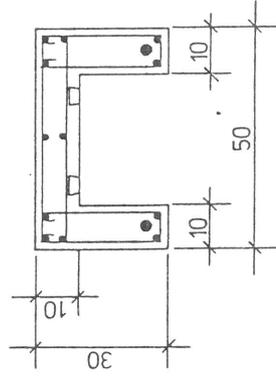


Bild 2.6
Abmessungen und Bewehrungsführung der
für die Untersuchungen zur Verfügung
gestellten Rahmenriegel A 1, A 2 und A 3.

Maße in cm

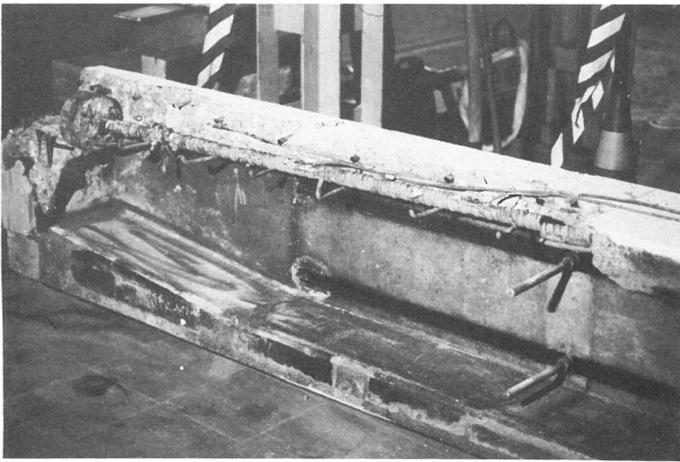


Bild 2.7
Vorspannbewehrung der Riegel A1 bis A3

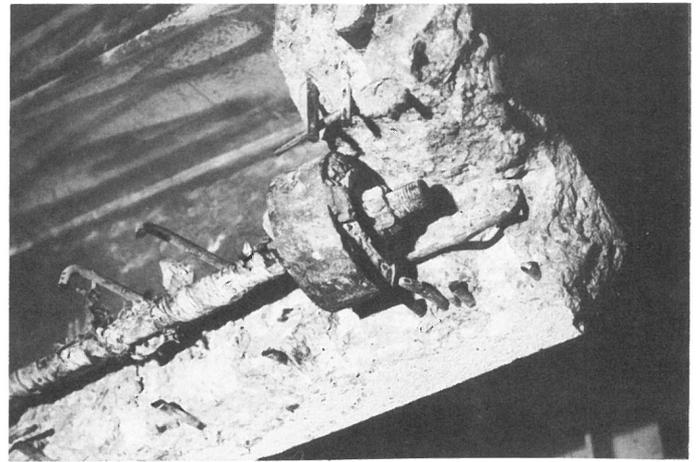


Bild 2.8
Ausbildung des Spannkopfes beim Dywidag-Spannverfahren

2.3 Auszug aus der ursprünglichen statischen Berechnung

Grundlage für die Bemessung und Ausführung der Verkehrszeichenbrücken waren DIN 4227 - Spannbeton, DIN 1045 - Stahlbeton, DIN 4225 - Fertigteile aus Stahlbeton und DIN 1055 - Lastannahmen in der jeweilig gültigen Fassung sowie eine Reihe zusätzlicher Bestimmungen des Bundesministers für Verkehr, die den Brückenbau und die Ausstattung von Bundesfernstraßen betreffen.

Im Rahmen der durchgeführten statischen Berechnung [2, Riegel Nr. 1] wurden die folgenden Lastfälle untersucht:

- | | |
|--------------------------|------------------------------------|
| - Eigengewicht mit | $g_1 = 2,25 \text{ kN/m}$ |
| - Hinweisschilder mit | $g_2 = 0,50 \text{ kN/m}$ |
| - Schnee mit | $p_1 = 0,75 \text{ kN/m}^2$ |
| bzw. Mannlast mit | $p_2 = 1,00 \text{ kN}$ |
| - Windlast mit | $w = 1,50 \text{ kN/m}^2$ |
| - Vorspannung mit | $\sigma_{ev} = 550 \text{ N/mm}^2$ |
| - Kriechen und Schwinden | |

Da die einzelnen Verkehrszeichenbrücken unterschiedliche Lichtraumprofile aufweisen, erfolgte die Ermittlung der Schnittlasten und Spannungen für jeden Riegel gesondert, wobei für die Hinweisschilder jeweils Einzellasten in Ansatz gebracht wurden.

Die zur Spannungsermittlung benötigten Querschnittswerte betragen für den reinen Betonquerschnitt nach Stadium I:

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| Betonquerschnitt | $F_b = 0,090 \text{ m}^2$ |
| Abstand der Schwerachse | |
| - oberer Rand | $y_{b0} = 0,1168 \text{ m}$ |

Abstand der Schwerachse

- unterer Rand $y_{bu} = 0,1832 \text{ m}$

Trägheitsmoment des

Betonquerschnitts $I_b = 0,000674 \text{ m}^4$

sowie für den Verbundquerschnitt die ideellen Querschnittswerte:

ideelle Querschnittsfläche $F_i = 0,09806 \text{ m}^2$

Abstand der ideellen

Schwerachse $y_{io} = 0,1258 \text{ m}$

- oberer Rand

Abstand der ideellen

Schwerachse $y_{iu} = 0,1742 \text{ m}$

- unterer Rand

ideelles Trägheitsmoment $I_i = 0,00082 \text{ m}^4$

Im Bruchzustand wurden für den gerissenen Zustand II folgende Kenngrößen der Berechnung zugrunde gelegt:

Höhe der Druckzone $x = 0,0867 \text{ m}$

innerer Hebelarm $h = 0,2253 \text{ m}$

Für die zum Vorspannen der Riegel verwendeten Spannstähle sind folgende Werte angegeben:

Durchmesser $d_e = 26 \text{ mm}$

Querschnitt $F_z = 5,31 \text{ cm}^2$

Streckgrenze $\beta_s = 800 \text{ N/mm}^2$

Zugfestigkeit $\beta_z = 1050 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul $E_e = 2,05 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

An schlaffer Längsbewehrung sollte ein Betonstahl der Gruppe IIIa (naturhart) mit den Kennwerten:

Durchmesser $d_e = 10 \text{ mm}$

Querschnitt $F_e = 0,79 \text{ cm}^2$

Streckgrenze $\beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$

Zugfestigkeit $\beta_z = 500 \text{ N/mm}^2$

eingebaut werden. Angestrebt war für die Konstruktion die Verwendung eines Betons der Güteklasse B 450 (alte Bezeichnung) mit den Eigenschaften:

Würfeldruckfestigkeit	
nach 28 Tagen	$\beta_w = 45 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_b = 35000 \text{ N/mm}^2$
Endkriechzahl	$\varphi_\infty = 2,5$
Endschwindmaß	$\epsilon_{s\infty} = 0,6 \cdot 20 \cdot 10^{-5}$

Die Spannglieder der Riegel mit großen Spannweiten sollten mit einer Anfangsspannung von $\sigma_{ev} = 550 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt werden, was einer Vorspannkraft von $Z_v = 292 \text{ kN}$ je Spannglied bei einer Anfangsdehnung von $\epsilon_{ev} = 2,6 \text{ ‰}$ entspricht. In der bauaufsichtlichen Zulassung für das Dywidag-Spannverfahren ist die zulässige Spannkraft der Spannglieder $\emptyset 26$ mit $zul Z_v = 307 \text{ kN}$ angegeben.

Für die eingangs aufgeführten Lastfälle wurden unter Zugrundelegung der genannten Querschnittswerte und Materialkenngrößen folgende Nachweise in der statischen Berechnung erbracht:

- Spannungsnachweis für den jeweils ungünstigsten Lastfall
- Deckung der Zugspannungen
- Nachweis der Bruchsicherheit
- Nachweis der Deckung der Hauptzugspannungen für den Gebrauchs- und Bruchzustand
- Durchbiegung des Riegels und erforderliche Überhöhung
- Berechnung der relativen Stahldehnung für den Lastfall Vorspannung
- Spannungen aus Torsion infolge Windlast

Für den Spannbetonriegel mit einer Stützweite von z. B. $l = 18,05 \text{ m}$ [2, Nr. 1] ist als ungünstigste Beanspruchung die Lastkombination Eigengewicht, Schnee und Schilderlast ausgewiesen. Es ergibt sich hierbei ein rechnerisches Biegemoment in Riegelmitte von $\max M = 119,65 \text{ kNm}$, dem ein Bruchmoment des Querschnitts von $M_u = 219,7 \text{ kNm}$ gegenübersteht. Die Bruchsicherheit beträgt vorh $\gamma = 1,83$ und liegt damit über dem geforderten Wert der DIN 4227 von $\text{erf } \gamma = 1,75$.

Die Deckung der im mittleren Riegelbereich nach dem Vorspannen noch verbleibenden, aus den lotrecht wirkenden Lasten resultierenden Zugspannungen erfolgt durch eine Zulage von schlaffer Bewehrung. Eine zusätzliche schlaffe Bewehrung ist ebenfalls zur Aufnahme der bei einer Windbeanspruchung der Hinweisschilder und Riegelstege infolge Biegung auftretenden Zugspannungen erforderlich. Die aus der vorhandenen Spanngliedneigung und Querkraftbeanspruchung am Auflager resultierenden schiefen Hauptzugspannungen überschreiten sowohl für den

Gebrauchs- als auch für den Bruchzustand die zulässigen Spannungswerte nicht, so daß hier keine zusätzliche Bewehrung erforderlich ist. Zur Aufnahme der bei einer Torsion des Riegels infolge Windbeanspruchung sich ergebenden Schubspannungen ist jedoch eine schlaffe Längs- und Bügelbewehrung notwendig. Insgesamt sind an zusätzlicher Bewehrung in der statischen Berechnung für den Riegelendbereich ein Bewehrungsprozentsatz von $\mu_{\text{Längs}} = 0,9 \%$ (10 $\emptyset 10$ BSt III) und eine Bügelfläche von $F_{\text{Bü}} = 3,9 \text{ cm}^2/\text{lfm}$ (5 $\emptyset 10$ BSt I) bzw. für den mittleren Riegelbereich $\mu_{\text{Längs}} = 1,05 \%$ (12 $\emptyset 10$ BSt III) und $F_{\text{Bü}} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{lfm}$ (5 $\emptyset 8$ BSt I) ausgewiesen (s. a. Bild 2.6).

Der Spannkraftverlust infolge von Kriechen und Schwinden wurde in Riegelmitte zu $Z_{\text{KS}} = 36,8 \text{ kN}$, d. h. rd. 6 % der Gesamtvorspannung, ermittelt. Das Biegemoment aus Kriechen und Schwinden beträgt damit $M_{\text{KS}} = 5,27 \text{ kNm}$. Für die Durchbiegung unter Last in Riegelmitte ergab die statische Berechnung, ebenfalls unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden, einen Wert von $\max f = 12 \text{ cm}$. Das Bauteil sollte daher mit einer Überhöhung von $f_{\text{ü}} = 15 \text{ cm}$ ausgeführt werden. Der Ausziehweg des Spannstahls beim Vorspannen wurde mit $\Delta L = 52 \text{ mm}$ angegeben.

Die statische Berechnung enthält außerdem noch eine Reihe weiterer Nachweise, so z. B. den Spannungs- und Bruchsicherheitsnachweis, für die Riegel in den Viertelpunkten.

2.4 Kennzeichnung und Einlieferungszustand der Spannbetonriegel

Die zu verschiedenen Zeitpunkten eingelieferten Probekörper erhielten in der BAM die folgende Bezeichnung:

Riegel A1: Herkunft Stadtring Süd - Kaiserdamm Ost

Riegel A2: Herkunft Senatslagerplatz; der Riegel war nicht eingebaut, sondern nach der Herstellung eingelagert worden

Riegel A3: Herkunft Stadtring Nord - Charlottenburg Nord

Die zu den Riegeln A1 und A3 zugehörigen Wegweiserbrücken wurden am 11.6.1981 bzw. am 18.7.1983 abgebaut. Von beiden Probekörpern wies nur der Riegel A1 größere, während des Abbauens entstandene Beschädigungen auf. Da eines der beiden Auflager vor Ort in einer Kastenspundwand verankert war (Bild 2.1) und nicht aus dem Untergrund herausgelöst werden konnte, mußten letztlich der Betonquerschnitt direkt

vor der Spundwand aufgestemmt und die Spannglieder sowie die schlaaffe Bewehrung mit einem Schneidbrenner durchtrennt werden (Bild 2.4). Am Stützenauflager wurde an der Stirnseite des Riegels der Haltedorn freigestemmt und abgetrennt, so daß die Beschädigung in diesem Bereich gering war. Den Zustand der Riegelenden bei Anlieferung zeigen die Bilder 2.9 und 2.10. Der Riegel A1 wies außerdem Risse auf, die beim Versuch, das in der Spundwand steckende Riegelende durch Auf- und Abbewegen zu lösen, entstanden sein könnten (Bild 2.11). Eine mögliche Vorschädigung des Riegels kann zusätzlich dadurch eingetreten sein, daß ein Kranwagen mit nicht weit genug eingezogenem Kran- ausleger das mittlere Schild beim Passieren beschädigt hatte (Bild 2.2).

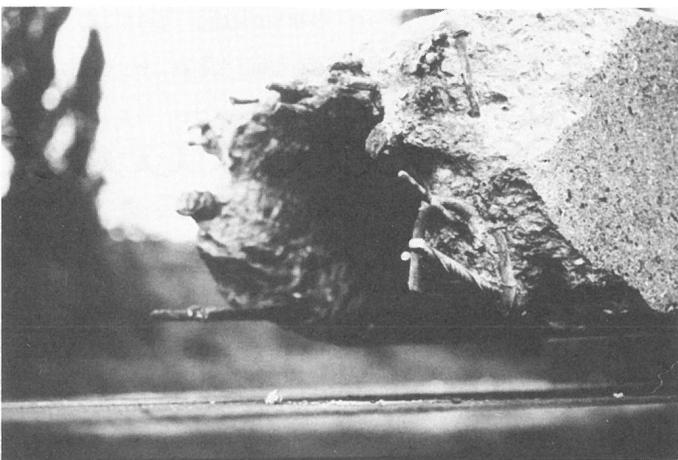


Bild 2.9
Auflagerende des Spannbetonriegels A1 an der Spundwand. Der Riegel wurde durchtrennt und die Spannglieder durchgebrannt

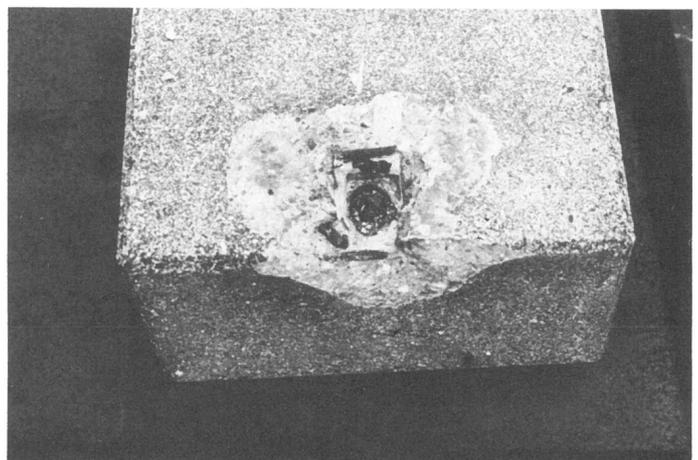


Bild 2.10
Auflagerende des Spannbetonriegels A2 an der Stütze mit einer Stemmstelle im Bereich des Haltedorns

Der Probekörper A2 wies keinerlei Beschädigungen auf. Beim Probekörper A3 waren geringe Beschädigungen durch das Aufstemmen der Riegelenden und Abtrennen der Haltedorne, wie auf Bild 2.12 gezeigt, entstanden. Außerdem markierten sich an der Innenseite eines der beiden Steges in Riegelmitte einige bis zu 10 cm lange Risse.

Die eingelieferten Riegel A1 und A3 wiesen eine weitgehend ähnliche Oberflächenbeschaffenheit auf. Sämtliche Außen- und Stegunterseiten waren z. T. stark ausgewaschen, rau und sandeten ab, so daß Feinzuschlagkörner vom Durchmesser 2-5 mm und planige Zuschläge bis zu 15 mm Durchmesser gut sichtbar hervortraten. Bis auf jeweils eine Stegfläche mit hellgrauem Aussehen zeigten die übrigen eine dunkelgraue bis schwärzliche Färbung, die z. T. offenbar von einem Moosbewuchs herrührte. Die Außenflächen des Riegels A2 hingegen waren von hellgrauer Farbe und verhältnismäßig glatt. Durch Abwittern der obersten Zementschicht (Schlempe) traten jedoch auch hier die Feinzu-

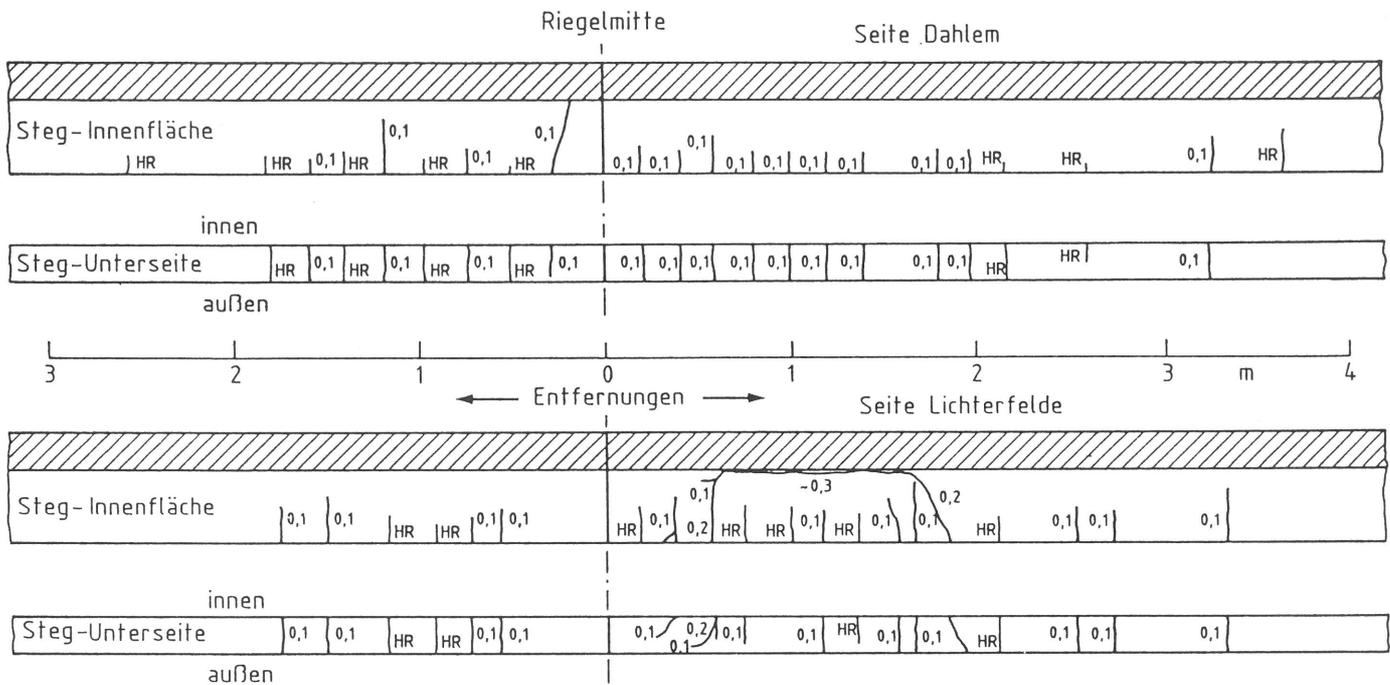


Bild 2.11

An den Steginnenflächen und -unterseiten des Spannbetonriegels A1 im Anlieferungszustand vorhandene Risse



Bild 2.12

Eines der beiden Enden des Spannbetonriegels A3. Stemmstelle im Bereich des Haltedorns. Rechte Ausmörtelung vor der Spannglocke erkennbar

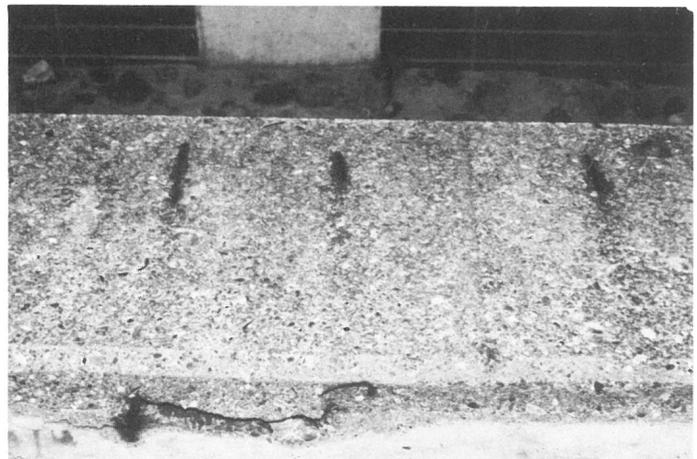


Bild 2.13

Geringfügige Betonabplatzungen und Korrosion der Bügel im oberen Stegbereich des Probekörpers A

schlagskörner hervor. Die Oberflächen der Stege wiesen zahlreiche grobe Poren mit einem Durchmesser bis zu 10 mm auf.

Die Oberflächen der Riegelinnenseiten waren anders als die Außenflächen und die Stegunterseiten bei allen drei Probekörpern glatt und geschlossen, im allgemeinen von hellgrauer Farbe, jedoch bereichsweise auch mit dunklen Flecken oder Schmutzgirlanden versehen. Die zur Befestigung der Hinweisschilder im Obergurt einbetonierten Ankerschienen zeigten eine stärkere Anrostung (Bild 2.15), jedoch ohne erkennbare Querschnittsminderung.

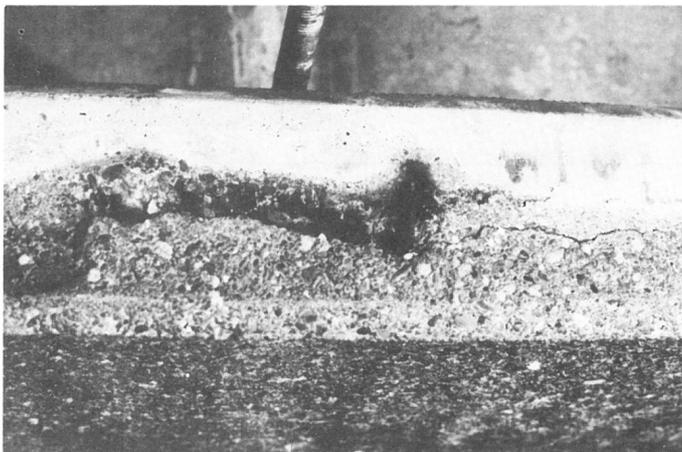


Bild 2.14
Schäden im unteren Stegbereich des Probekörpers A3 durch Korrosion von Bügeln, die beim Betonieren direkt auf der Schalung standen

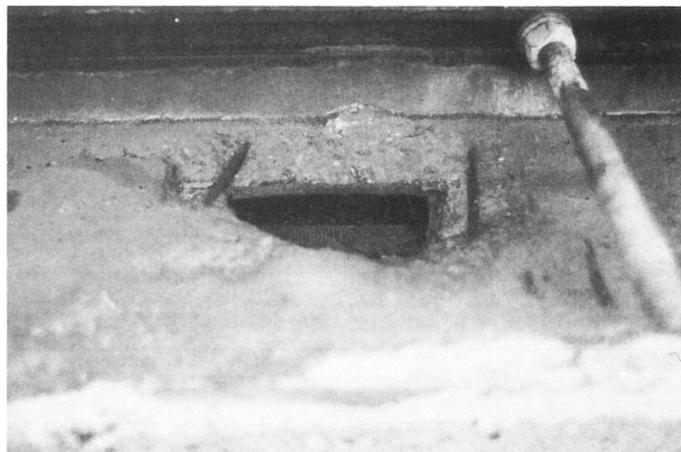


Bild 2.15
Spanngliedkoppelstelle beim Probekörper A3; abgesprengter Beton im Bereich des Muffenrohres - kein Verpreßmörtel sichtbar

Im Gegensatz zu den Riegeln A1 und A2 wies der Probekörper A3 an den beiden Außenseitenflächen im wesentlichen oberhalb der Stege ca. 15 Stellen auf, an denen dort vorhandene Bügel (s. a. Bild 2.6) mit einer sehr geringen Betondeckung zwischen 0 und 2 mm eingebaut waren. An diesen Stellen hatte eine stärkere Korrosion eingesetzt, ohne daß jedoch eine nennenswerte Querschnittsminderung der auf ca. 1-2 cm freiliegenden Stahloberflächen (s. Bild 2.13) festgestellt werden konnte. Die Korrosion hatte hier auch zu keinen weiteren Betonabspaltungen oder sonstigen größeren Schäden geführt. An einer Stelle des Riegels waren jedoch Bügel mit geringer Deckung zur Stegunterseite hin eingebaut worden. Die hier eingetretene Korrosion hatte einen Längsriß und weiter, im Laufe der Zeit, einen klaffenden Spalt erzeugt (Bild 2.14).

Beim Riegel A3 ist außerdem ca. 1,8 m von der Verankerung entfernt der Spann Stahl durch eine Muffenverschraubung gestoßen worden. Im Bereich der Koppelstelle war auf der Steginnenseite der Beton abgesprengt worden, und das Muffenrohr mit einer Öffnung sowie der Spann Stahl lagen frei (Bild 2.15). Muffenrohr und Spann Stahl wiesen erkennbar stärkere Korrosionsspuren auf. Im Bereich der Koppelstelle befand sich kein Verpreßmörtel. Es mußte daher angenommen werden, daß möglicherweise das gesamte Spannglied nicht verpreßt wurde, was durch späteres Auftrennen des Hüllrohres auch bestätigt werden konnte. Im mittleren Riegelbereich an der Innenseite des Steges mit dem nicht-verpreßten Spannglied waren außerdem einzelne Biegerisse erkennbar.

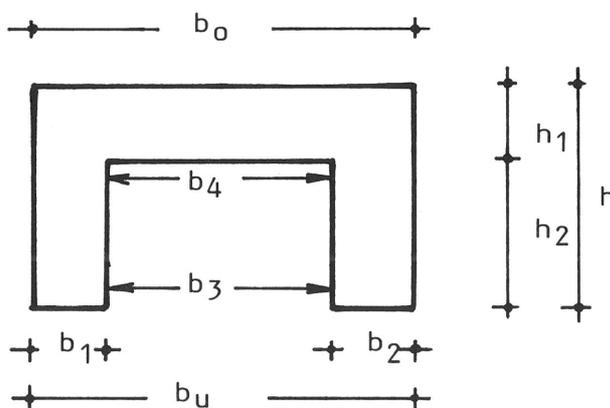
2.5 Abmessungen und Bewehrung der Spannbetonriegel

Neben der Begutachtung des äußeren Zustandes der eingelieferten Spannbetonriegel erfolgte außerdem die Feststellung der vorhandenen Gesamtlänge sowie an mehreren Stellen die Ermittlung der Querschnittsabmessungen. Die Ergebnisse dieser Überprüfung sind in Tabelle 2.1 aufgeführt. Die Messungen zeigen, daß die Ist- und Sollwerte nur geringfügig voneinander abweichen und im Rahmen der sonst üblichen Toleranzen liegen.

Tabelle 2.1
Abmessungen der Spannbetonriegel
Ist- und Sollwerte (in Klammern)

	Spannbetonriegel						
	A1			A2	A3		
Riegellänge L m	17,50			13,67	18,84		
Querschnitt bei	1/3 L	1/2 L	2/3 L	1/2 L	1/4 L	1/2 L	3/4 L
Höhe h cm	30,1	29,8	30,0	30,0	29,6	29,9	29,8
	(30)			(30)	(30)		
b_0 cm	49,9	49,4	49,2	49,7	50,2	50,5	50,8
Breite b_u cm	50,3	50,4	50,4	50,4	50,4	50,2	50,2
	(50)			(50)	(50)		
Steg- b_1 cm	10,1	10,0	10,0	10,0	10,3	10,6	10,1
breite b_2 cm	10,1	10,1	10,2	10,0	10,5	10,3	10,4
	(10)			(10)	(10)		
Gurt- h_1 cm	9,9	9,6	9,8	10,0	9,6	9,4	9,3
höhe	(10)			(10)	(10)		
Steg- h_2 cm	20,2	20,2	20,2	20,0	20,3	20,5	20,5
höhe	(20)			(20)	(20)		
Öff- b_3 cm	30,1	30,3	30,2	30,4	29,6	29,3	29,7
nungs- b_4 cm	30,5	30,2	30,1	30,4	30,0	30,2	29,9
breite	(30)			(30)	(30)		

Bezeichnungen



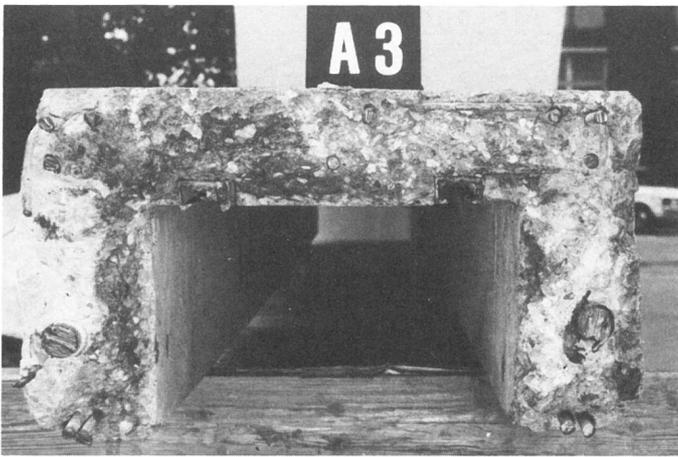


Bild 2.16
Lage der schlaffen und Vorspannbewehrung im Querschnitt bei $L/3$ der Stützweite beim Probekörper A3



Bild 2.17
Aufgestemmter Querschnitt beim Probekörper A3 zur Bestimmung der Lage und des Korrosionszustandes der Bewehrung sowie des Verpreßzustandes der Hüllrohre

Die Anordnung der schlaffen und Vorspannbewehrung wurde in ausgewählten Querschnitten ebenfalls, jedoch erst nach Durchführung der Belastungsversuche, festgestellt (Bilder 2.16 und 2.17). In Tabelle 2.2 sind Anzahl, Sorte und Durchmesser sowie die Betondeckung der vorgefundenen schlaffen Bewehrung aufgeführt. Festgehalten wurden ebenfalls die Lage der Spannstahlachse in den untersuchten Querschnitten und der Spannstahl bzw. Hüllrohrdurchmesser. Sämtliche Werte sind mit den in der statischen Berechnung enthaltenen Sollgrößen [2, Nr. 1] verglichen worden. Abweichungen ergaben sich insbesondere beim Riegel A3. Hier wurde für die Längsbewehrung Betonstahl BSt I anstelle des vorgesehenen Betonstahls BSt IIIb eingebaut. Die Bügel unterschreiten mit einem vorhandenen Durchmesser von 6 mm ebenfalls die mit 8 mm bzw. 10 mm angegebenen Sollwerte.

Bei allen drei Probekörpern wird der Sollwert der Betondeckung stellenweise erheblich unterschritten, was in einigen Fällen zu den bereits beschriebenen Betonabplatzungen, insbesondere beim Riegel A3, geführt hat.

Die Lage der Vorspannglieder stimmt in den untersuchten Querschnitten weitgehend mit der geplanten Anordnung überein. Die festgestellten Abweichungen von der Parabelform betragen in den Drittels- bzw. Viertelpunkten bis zu 2,3 cm, in Riegelmitte jedoch lediglich bis zu 0,5 cm. Um diese Beträge ist bei der Ermittlung des tatsächlich vorhandenen Momentes aus Vorspannung ggf. der innere Hebelarm zu reduzieren.

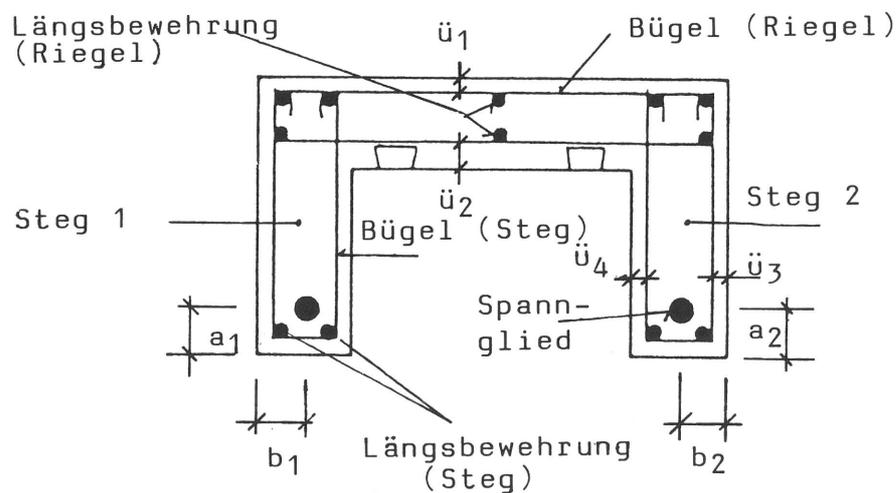
Tabelle 2.2

Lage, Anzahl und Durchmesser der schlaffen und Vorspannbewehrung in einzelnen Querschnitten der Spannbetonriegel

Bezeichnungen	Anforderungen lt. Bewehrungszeichnung der Spannbetonriegel	Feststellungen an Spannbetonriegel							
		A1 Querschnitt			A2 Querschnitt	A3 Querschnitt			
		1/3 L	1/2 L	2/3 L	1/2 L	1/4 L	1/2 L	3/4 L	
Längsbewehrung	Riegel	8Ø10 IIIb		8Ø10 IIIb		8Ø10 IIIb		8Ø10 I	
	Steg (mm)	2x2Ø10 IIIb		2x2Ø10 IIIb		2x2Ø10 IIIb		2x2Ø10 I	
Bügelbewehrung	Riegel	Ø8 I u. Ø10 I		Ø8 I		Ø8 I		Ø6,4 I	
	Steg (mm)	Ø8 I u. Ø10 I		Ø8 I		Ø8 I		Ø6,4 I	
Betondeckung (cm)	Riegel	2,0		2,4		2,2		2,5	
	Steg			- 1)		2,2		2,5	
				1,6		1,8		1,5	
				1,7		i.M. 2,0 1,2-2,9		i.M. 1,7 1,0-2,3	
		i.M. 3,0 1,7-3,8		i.M. 2,9 2,5-3,2		2,2		2,7	
Durchmesser	Spannstahl	26		2 Ø 26		2 Ø 26		2 Ø 26	
	Hüllrohr	30		2 Ø 30		2 Ø 30		2 Ø 30	
Lage der Spannglieder (cm)	a1	Höhe nach Lage im Querschnitt Sollwert		5,1		5,0		4,8	
				5,6		4,0		5,6	
	Steg 1	wie vor; jeweils am Balkenende Sollwert		16,5		- 1)		18,5	
				18,3		18,3		18,3	
	b1	5,0		5,6		6,1		6,2	
	a2	Höhe nach Lage im Querschnitt Sollwert		5,9		5,8		5,4	
				5,6		4,0		5,6	
Steg 2	a2'	wie vor; jeweils am Balkenende Sollwert		15,5		- 1)		18,5	
				18,3		18,3		18,3	
	b2	5,0		3,5		4,2		4,0	

1) nicht untersucht

Querschnitt des Spannbetonriegels und Bezeichnungen:



3. Materialtechnische Untersuchungen

3.1 Untersuchungen am Beton

3.1.1 Beurteilung des Betons nach Augenschein

Die einzelnen Spannbetonriegel wurden nach Durchführung der Belastungsversuche in zwei oder mehrere Teile zertrennt. Die durch das Stemmen entstandenen Flächen zeigten augenscheinlich eine weitgehend gleichartige Beschaffenheit des Betons. Ihre Struktur deutete auf eine gute Durchmischung von Zement und Zuschlagstoffen hin. Der Beton wies daher an den Stemmstellen ein weitgehend gleichmäßiges Gefüge auf. Lediglich in den Riegelbereichen oberhalb der Stege befand sich eine geringe Anzahl von Poren mit einem Durchmesser von 2-3 mm. Fehlstellen, wie Kiesanreicherungen oder Lunkerstellen, wurden nicht vorgefunden. Der Beton der Riegel machte beim Stemmen der Trennschlitzte einen durchweg harten, d. h. sehr festen, Eindruck.

Über den Zustand der Betonoberflächen bei Anlieferung der Spannbetonriegel ist bereits im Abschnitt 2.4 berichtet worden.

3.1.2 Betondruckfestigkeit

Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit wurde stichprobenartig durch Entnahme und Prüfung von Bohrkernen vorgenommen. Aus den einzelnen Spannbetonriegeln ist hierfür nach Durchführung der Belastungsprüfung eine größere Anzahl von Kernen mit 100 mm, in einzelnen Fällen auch mit 80 mm Durchmesser gebohrt worden. Bedingt durch die während des Belastungsversuches eingetretenen Risse und Gefügestörungen sowie die in Hinblick auf eine Bohrkernentnahme oft ungünstige Lage von schlaffer und Vorspannbewehrung stammen die prüffähigen Proben meist aus den Endbereichen der Riegel. Aus dem entnommenen Probenmaterial, das vereinzelt auch Abschnitte der schlaffen Bewehrung enthielt, wurden, soweit möglich, Versuchskörper mit dem Verhältnis der Maße Höhe/Durchmesser $h/d \approx 1$ geschnitten und an den Druckflächen planparallel, in der Regel durch Schleifen, in Einzelfällen auch durch Abgleichen mit Zementmörtel, geebnet.

Die Prüfung auf Druckfestigkeit des Riegelbetons erfolgte nach DIN 1048 Teil 1 - Prüfverfahren für Beton; Frischbeton; gesondert hergestellter Probekörper, Ausg. Jan. 72. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse enthält Tabelle 3.1. Die angegebenen Werte entsprechen dabei etwa der Betondruckfestigkeit von Würfeln mit 200 mm Kanten-

länge und gleichem Alter wie der untersuchte Beton. Der festgestellte Mittelwert für die Betondruckfestigkeit liegt bei den untersuchten Spannbetonriegeln zwischen 67,5 N/mm² und 75,5 N/mm². Mit diesen Werten werden die für einen Beton der Festigkeitsklasse B 55 nach DIN 1045 - Beton und Stahlbeton, Ausgabe Dez. 1978, in Tabelle 1 angegebenen Mindestdruckfestigkeiten z. T. weit überschritten.

Der statischen Berechnung [2] ist zu entnehmen, daß die Stützen und Riegel der Verkehrszeichenbrücken aus einem Beton der Güte B 450 - Bezeichnung nach DIN 4227, Spannbeton, Ausg. Okt. 1953 - mit einer Würfeldruckfestigkeit von $W_{28} = 450 \text{ kp/cm}^2$ (45 MN/m²) hergestellt werden sollten. Die ehemals geforderte Betondruckfestigkeit wurde, wie die Druckfestigkeitsprüfungen gezeigt haben, sicher erreicht - möglicherweise ist durch eine Nacherhärtung noch ein wesentlicher Anstieg der angestrebten Solldruckfestigkeit eingetreten.

Tabelle 3.1:
Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung von Bohrkernen mit 10 cm Durchmesser

Bohrkern Nr.	Entnommen aus Riegel	Herstellungsdatum	Prüfalter ca.	Abmessungen der Bohrkern				Druckfestigkeit				Festigkeitsklasse	
				Entnahmehöhe	Prüfhöhe	Durchmesser	Roh-1) dichte	Einzelwerte (Sci 2)	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient		
-	-	-	Jahre	mm			kg/dm ³	MN/m ²		%	-		
1	A1	1962/63	20	100	95	99	2,43	74,6	67,5	4,38	6,0	B 55 3)	
2					95			2,31					66,1
3					94			2,47					68,5
4					88			2,43					67,1
5					95			2,42					74,6
6					94			2,30					63,1
7					91			2,46					64,4
8					92			2,44					65,2
9					95			2,44					69,2
10					88			2,38					61,9
1	A2	1962/63	20	100	90	---	2,34	73,2	75,5	8,22	11,0	B 55 4)	
2					99			2,39					86,4
3					97			2,41					(38,2) ³⁾
4					99			2,43					77,0
5					95			2,42					69,4
6					80			2,59					69,4
7					78			2,33					(32,8) ³⁾
8					80			2,38					70,4
9					80			2,37					68,4
10					80			2,48					89,5
1	A3	1962/63	23	100	90	99	2,32	72,1	73,6	4,6	6,0	B 55 4)	
2					90			2,25					69,3
3					100			2,34					77,4
4					100			2,33					69,8
5					100			2,33					79,4

- 1) Rohdichte der Probekörper z. T. mit eingeschlossenen Stahlabschnitten und Abgleichmörtel
2) Diese Druckfestigkeiten wurden mit Erfahrungswerten auf Werte für $h:d = 1$ umgerechnet
3) Vermutlich vorgeschädigt durch Risse infolge Belastungsprüfung der Riegel; nicht gewertet
4) DIN 1045, Ausgabe Dez. 1978, Tabelle 1

3.1.3 Betonrohddichte und Porenkennwerte

Vor Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung wurde die Masse der vorbereiteten Probekörper, einschließlich evtl. vorhandener Bewehrungsabschnitte und Abgleichschichten, bestimmt und die in Tabelle 3.1 angegebenen Rohdichten errechnet.

Für den Riegel A1 sind außerdem an je 6 Abschnitten von vier Bohrkernen die Trockenrohddichte nach DIN 52 170 Teil 1 - Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton (Ausg. Febr. 1980), die Wasseraufnahme nach DIN 52 103 - Prüfung von Naturstein; Wasseraufnahme (Ausg. Nov. 1972) bzw. nach DIN 51 056 - Prüfung keramischer Roh- und Werkstoffe - Bestimmung des offenen Porenraumes (Ausg. Sept. 1959) und die offene Porosität ebenfalls nach DIN 51 056 ermittelt worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen können der Tabelle 3.2 in Form von Mittelwerten entnommen werden.

Tabelle 3.2
Trockenrohddichte, Wasseraufnahme und offene Porosität von Bohrkernen aus dem Riegel A1

Bohrkern Nr.	Wasseraufnahme		Trockenrohddichte ρ_t	offene Porosität	
	$W_{g,a1)}$	$W_{g,b2)}$		$W_{V,a1)}$	$W_{V,v2)}$
-	Massen-%		g/cm^3	Volumen-%	
1	6,19	6,86	2,26	14,0	15,5
2	6,43	7,25	2,22	13,9	15,8
3	6,12	6,52	2,25	13,7	14,7
4	5,34	6,18	2,26	12,4	14,3

1) bei Atmosphärendruck

2) im Vakuum

Die ermittelten, relativ hohen Werte für die Roh- bzw. Trockenrohddichte und das mit rd. 6,0 Massen-% niedrige Wasseraufnahmevermögen sowie der mit rd. 13,5 Volumen-% geringe Anteil an offenen Poren bei Atmosphärendruck bestätigen den augenscheinlichen Eindruck, daß es sich bei dem Probekörperbeton um einen Beton mit dichtem und gleichmäßigem Gefüge, niedrigem W/Z-Wert und hoher Betonfestigkeit handelt.

3.1.4 Karbonatisierung des Betons

Unmittelbar nach dem Zertrennen der bereits belasteten Spannbetonriegel in mehrere Teile wurden die Stemmflächen mit einer einprozentigen Phenolphthalein-Lösung (farblos) besprüht und festgestellt, von welcher Querschnittstiefe ab der Beton sich rot verfärbt (Farbindika-

tormethode). Der Umschlag dieses Indikators erfolgt bei einem pH-Wert zwischen 8,4 und 10. Bei einem nichtkarbonatisierten Beton, d. h. einem alkalischen Zementstein mit $\text{pH} > 10$, zeigt sich eine Rotfärbung. Die Rotfärbung bleibt bei einem karbonatisierten Beton, d. h. bei Unterschreitung der o. a. pH-Werte, aus und zeigt an, daß der sonst durch die Alkalität des Zementsteins vorhandene Korrosionsschutz für die Bewehrung nicht mehr gegeben ist. Liegt die Bewehrung im karbonatisierten Bereich des Querschnitts, so ist beim Zutritt von Wasser und Sauerstoff mit dem Einsetzen der Korrosion zu rechnen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen an verschiedenen Querschnitten der Riegel A1 bis A3 sind in Tabelle 3.4 enthalten. Insgesamt ergaben sich sehr niedrige Werte für die Karbonatisierungstiefen. An den Steg- und Gurtaußenflächen betrug die Karbonatisierungstiefe meist weniger als 1 mm, höchstens jedoch 2 mm. An den der Witterung in geringerem Maße ausgesetzten Innenflächen lagen die Werte zwischen 5 mm bis 10 mm. Zu erklären sind die größeren Karbonatisierungstiefen an den geschützten Innenseiten durch den geringen Widerstand des hier trockeneren Betons gegenüber dem Eindringen von Luft und CO_2 .

3.1.5 Chloridgehalt des Betons

Zur Bestimmung des Chloridgehaltes wurden den einzelnen Riegeln Bohrmehlproben entnommen. Die Proben stammen jeweils aus etwa 1,0 cm dicken Schichten, wobei der Beton bis zu einer Tiefe von 3,0 cm untersucht worden ist. Zur quantitativen Chloridbestimmung ist das analysenfein gemahlene Entnahmegut mit verdünnter Salpetersäure aufgeschlossen und filtriert worden. Die Ermittlung des Chloridgehaltes erfolgte danach durch potentiometrische Titration. Eine Zusammenstellung der Analyseergebnisse enthält die Tabelle 3.3. Der auf das Zementgewicht bezogene Chloridgehalt ist unter der Annahme berechnet worden, daß bei einer Trockenrohichte des Betons im Mittel von rd. $2,25 \text{ g/cm}^3$ (Tabelle 3.2) etwa 330 kg Zement pro m^3 Frischbeton enthalten waren.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß die Spannbetonriegel im Laufe der Jahre einem intensiven Angriff von Chloriden, verursacht durch den verstärkten Einsatz von Tausalz auf der Stadtautobahn in den Wintermonaten, ausgesetzt waren. Obwohl sich die Riegel A1 und A3 bis zu rd. 7,0 m über der Fahrbahn befanden, sind die Salze mit großer Wahrscheinlichkeit im Sprühnebel an ihre Oberfläche gelangt und trotz des vorhandenen dichten Betons in das Bauteil eingedrungen. Die Chlo-

ridgehalte erreichen sowohl in oberflächennahen als auch in tieferliegenden Bereichen Konzentrationen, die als hoch und möglicherweise gefährlich einzustufen sind. Üblicherweise wird als obere Toleranz-

Tabelle 3.3
Chloridgehalt im Beton der Riegel A1 bis A3

Riegel	Bezeichnung der Probe	Entnahmestelle		Chloridgehalt bezogen auf Beton- Zementgewicht	
		Lage	Tiefe	Masse-%	
-	-	-	mm		
A1	C1	Gurtunterseite	Außenbeton der Oberfläche (Vorversuche) < 10	0,140	0,95
	C2			0,038	0,26
	C3			0,358	2,44
	C4			0,094	0,64
	C5			0,077	0,53
	C6	Gurtunterseite	0 ... 10	0,075	0,51
			10 ... 20	0,008	0,05
			20 ... 30	0,006	0,04
	C7	Gurtunterseite	0 ... 10	0,022	0,15
			10 ... 20	0,008	0,05
20 ... 30			0,016	0,11	
C8	Steginnenseite	0 ... 10	0,110	0,75	
		10 ... 20	0,013	0,09	
		20 ... 30	0,010	0,07	
C10	Stegunterseite	0 ... 10	0,043	0,29	
		10 ... 20	0,013	0,09	
A2	C1	Gurtoberseite	0 ... 10	0,078	0,53
			10 ... 20	0,054	0,37
	C2	Gurtunterseite	0 ... 10	0,032	0,22
			10 ... 20	0,015	0,10
C5	Stegaußenseite	0 ... 10	0,049	0,33	
		10 ... 20	0,025	0,17	
C6	Steginnenseite	0 ... 10	0,012	0,08	
		10 ... 20	0,039	0,27	
A3	C1	Gurtunterseite	0 ... 10	0,042	0,29
			10 ... 20	0,014	0,10
	C5	Stegunterseite	0 ... 10	0,044	0,30
			10 ... 20	0,031	0,21
	C10	Stegunterseite	0 ... 10	0,022	0,15
			10 ... 20	0,014	0,10
20 ... 30			0,081	0,55	
C11	Stegaußenseite	0 ... 10	0,038	0,26	
		10 ... 20	0,020	0,14	
		20 ... 30	0,013	0,09	

grenze für den Chloridgehalt, bezogen auf das Zementgewicht, bei Stahlbetonkonstruktionen 0,4 %, bei Spannbetonkonstruktionen 0,2 % als vertretbar angesehen. Erstaunlicherweise sind bei dem eingelagerten Riegel A2 ähnliche Chloridkonzentrationen festgestellt worden, wie bei den beiden anderen Probekörpern. Eine Erklärung hierfür ist, daß sich der Lagerplatz in Halensee unmittelbar neben der Stadtautobahn befindet und damit die dort gelagerten Bauteile vermutlich ebenfalls dem von Fahrzeugen aufgewirbelten Sprühnebel ausgesetzt waren.

Die Ergebnisse der chemischen Analyse weisen dementsprechend für alle 3 Riegel eine vergleichbare Beanspruchung durch Chloride auf. An einer ganzen Reihe von untersuchten Stellen nimmt der Chloridgehalt mit zunehmendem Abstand von der Oberfläche ab. Es sind jedoch auch Riegelbereiche angetroffen worden, die in 30 mm Tiefe eine höhere Chloridkonzentration aufweisen (z. B. Probe Nr. A2/C6, Nr. A3/C10 in Tabelle 3.3) als in der oberflächennahen Schicht. Eine Erklärung hierfür könnte sein, daß bereits im eingebauten Zustand der Riegel oder während ihrer längerandauernden Lagerung in der BAM bereichsweise eine Auswaschung der Oberfläche erfolgt und/oder während der Lagerzeit eine Umverteilung und Anreicherung tieferliegender Schichten mit Chloriden eingetreten ist.

Von wesentlicher Bedeutung ist, daß trotz der teilweise hohen Chloridgehalte selbst die mit geringer Deckung eingebauten Bügel keine oder doch nur sehr geringe Korrosionseffekte aufweisen.

3.2 Untersuchungen an der schlaffen Bewehrung

Art, Anzahl, Durchmesser und Lage der Bügel- und Längsbewehrung wurden bei den einzelnen Riegeln nach Durchführung der Belastungsprüfungen in einer Reihe ausgewählter Querschnitte festgestellt und in der Tabelle 2.2 des Abschnitts 2.5 bereits aufgeführt. Die Festigkeitswerte des verwendeten Betonstahls BSt I und BSt IIIb sind nicht ermittelt worden. Es erfolgte jedoch eine eingehende Begutachtung des Zustandes der schlaffen Bewehrung in Hinblick auf eine ggf. während des Nutzungszeitraumes eingetretene Korrosion.

In den betrachteten Querschnitten der Spannbetonriegel A1 und A2 (s. Tabelle 2.2) waren die in den Stegen und im Druckgurt angeordneten Bügel und Längsstähle, trotz einer bereichsweise geringen Betondeckung, bis auf das Vorhandensein von Flugrost frei von Korrosionsprodukten. Die Ergebnisse der im Abschnitt 3.1.4 erläuterten Untersu-

chung zeigen, daß sich insbesondere die Bügelbewehrung in aller Regel voll im nichtkarbonatisierten Bereich der Querschnitte befindet und damit bisher vor einem Korrosionsangriff geschützt ist.

Beim Spannbetonriegel A3 waren jedoch im Gegensatz zu den beiden anderen Probekörpern an den Außenseiten der Stege im begrenzten Umfang kleinere Betonabplatzungen (Bild 2.13) sowie an einer Stelle an der Stegunterseite ein Spalt (Bild 2.14) zu verzeichnen. An diesen Stellen sind jedoch die Bügel entweder schräg oder auf Grund einer nicht ausreichenden Zahl von Abstandshaltern mit zu geringer Deckung eingebaut worden und hatten zumindest punktuell auch beim Betonieren die Schalung berührt, so daß hier in begrenztem Umfang Bewehrungskorrosion einsetzen konnte.

Trotz der festgestellten geringen Betondeckung sowie der teilweise vorhandenen Ausführungsmängel können die aufgetretenen Korrosionsschäden als gering eingestuft werden. Bei Karbonatisierungstiefen von 1-2 mm an den Außen- und 5-10 mm an den Innenseiten der Riegelquerschnitte (Abschnitt 3.1.4) befinden sich die Bügel jedoch in aller Regel im alkalischen Medium und sind, obwohl in den oberflächennahen Querschnittsbereichen z. T. erhebliche Chloridkonzentrationen (Abschnitt 3.1.5) vorhanden sind, bisher offensichtlich noch in ausreichendem Maße vor Korrosion geschützt.

3.3 Untersuchungen an den Hüllrohren und Spannstählen

3.3.1 Zustand der Hüllrohre

Nach dem Trennen der Riegel in Teilstücke wurden die Hüllrohre an den Trennstellen auf einer Länge von ca. 15 cm freigelegt (Bild 2.17). Die Hüllrohre wiesen zwischen den Rippen einen Durchmesser von ca. 30 mm auf und bestanden aus Weißblech. Den Außenseiten haftete ein leichter Flugrost an, das Blech war jedoch an keiner Stelle durchkorrodiert. An den Hüllrohrinnenflächen befanden sich hell- bis mittelbraun gefärbte Stellen, an denen der Spannstahl angelegen hatte. Geringfügig korrodiert waren die Zwischenflächen der Blechüberlappungen an den Hüllrohrnähten (Tabelle 3.4).

3.3.2 Hüllrohrverfüllung und Lage der Spannstähle

Die Spannglieder waren bis auf ein Spannglied beim Riegel A3, das auf seiner gesamten Länge im Hüllrohr freilag, voll verpreßt. In den untersuchten Abschnitten wurde nach Entfernung des Hüllrohres eine

gleichmäßige Verfüllung des Querschnittes mit Einpreßmörtel vorgefunden. Lediglich in dem oberen Bereich der Versteifungsrippen der Hüllrohre war der Verpreßmörtel infolge Lufteinschluß bzw. Sedimentation nicht vollständig gelangt. Die Spannstähle vom Durchmesser 26 mm lagen ausnahmslos am Hüllrohr an. Im Bereich der Kontaktlinie hatte sich, wie bereits oben erläutert, das Hüllrohr braun verfärbt, d. h. es ist hier eine leichte Kontaktkorrosion eingetreten. Der Verpreßzustand und die Lage der Spannglieder im Hüllrohrquerschnitt sind nochmals zusammenfassend in Tabelle 3.4 angegeben.

3.3.3 Zustand der Spannstähle

Nach dem vorsichtigen Entfernen des Einpreßmörtels wurden die freigelegten Spannstahloberflächen auf ihren Korrosionszustand hin untersucht. Der vorgefundene Zustand ist auf Bild 3.1 dargestellt und in Tabelle 3.4 für alle untersuchten Querschnitte angegeben. Bei den verpreßten Spanngliedern der Riegel A1 und A2 war die Stahloberfläche ohne sichtbare Korrosion und die graublaue, nach dem Walzen vorhandene Färbung trotz des anhaftenden Zementsteins (Bild 3.1a) gut zu erkennen. Auf der Spannstahloberfläche markieren sich jedoch als hellbraune Spuren stellenweise die Hüllrohrrippen.

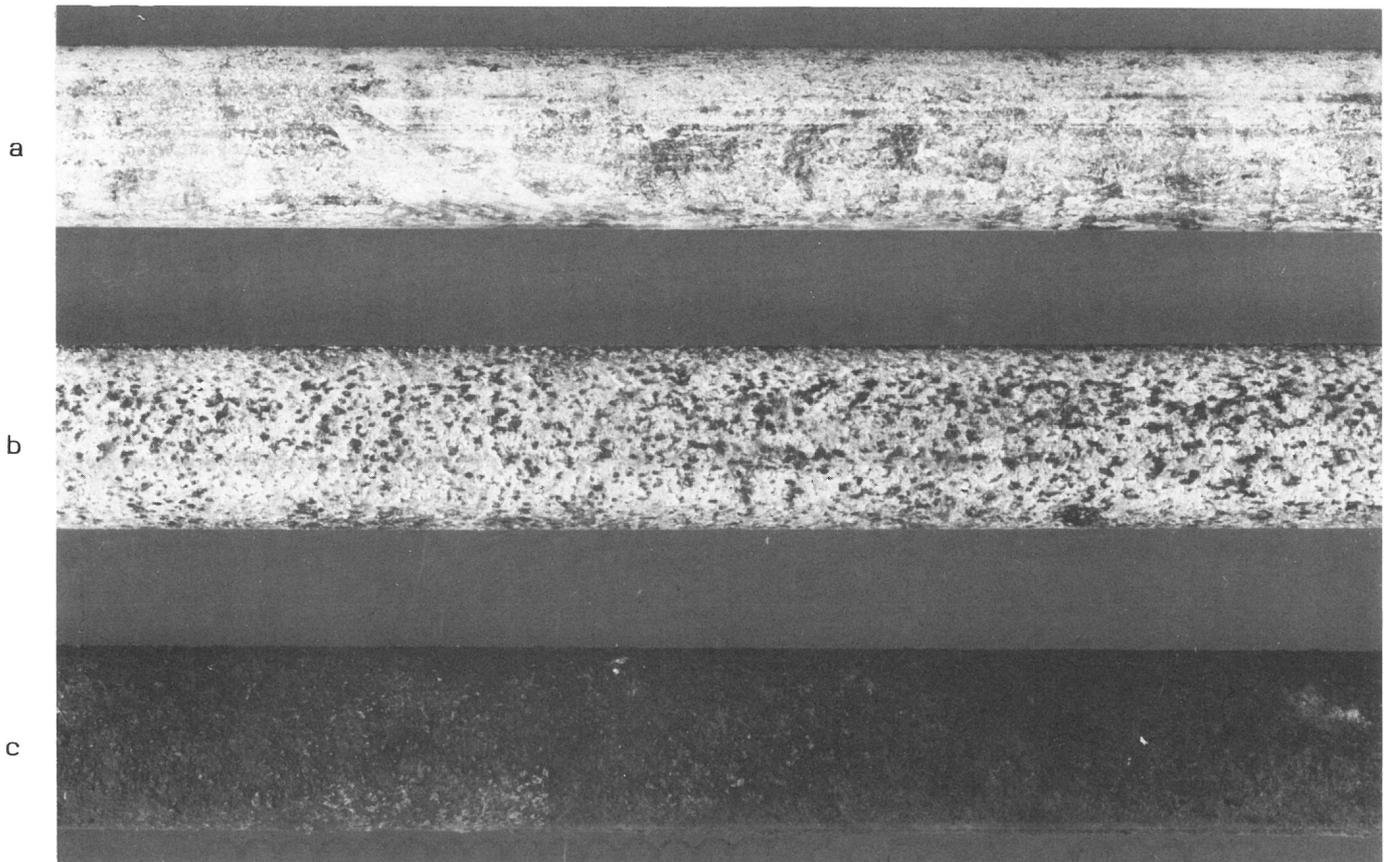


Bild 3.1

Korrosionszustand der Spannstahloberflächen bei den Riegeln A1 bis A3

(a) Oberfläche ohne Korrosionseffekte (Riegel A1 und A2)

(b) Oberfläche mit punktförmigen Korrosionseffekten - Riegel A3 verpreßtes Spannglied

(c) Oberfläche mit starkem Korrosionsangriff - Riegel A3, unverpreßtes Spannglied

Die Spannstähle des Riegels A3 wiesen ein hiervon abweichendes Erscheinungsbild auf. Der Spannstahl des verpreßten Spanngliedes war rau und auf der gesamten Oberfläche mit kleinen Rostflecken versehen (Bild 3.1 b). Durch Abkratzen des noch anhaftenden Verpreßmörtels - helle Stellen im Bild - konnte festgestellt werden, daß auch unter dem Mörtel die Stahloberfläche verfärbt war. Nach weiterem Säubern des Spannstahls zeigte sich, daß die gesamte Oberfläche kleine lochfraßartige Korrosionsnarben aufweist. Eine Erklärung hierfür könnte sein, daß das Spannglied erst nach längerer Lagerung eingebaut oder vorgespannt, bzw. nach dem Vorspannen nicht sofort verpreßt wurde. Das Eintreten der vorhandenen Korrosion erst nach dem Verpressen dürfte weitgehend auszuschließen sein, zieht man die nahezu korrosionsfreien Spannstähle der Riegel A1 und A2 zum Vergleich heran. In erheblich stärkerem Maße war der im nichtverpreßten Spannkanaal des Riegels A3 vorgefundene Spannstahl durch Korrosion angegriffen. Wie an der entnommenen, gleichmäßig verrosteten Probe auf Bild 3.1 c zu erkennen ist, hatte sich stellenweise bereits Blattrost gebildet. Zusätzlich sind auf der gesamten Oberfläche neben vielen kleinen auch tiefere Rostnarben festgestellt worden. Trotz der verhältnismäßig starken Anrostung ist jedoch ein merklicher Querschnittsabtrag nicht erfolgt.

Anzumerken ist, daß der unverpreßte Spannstahl gestoßen wurde und der Spannkanaal an der Koppelstelle einen etwa 10 cm langen und offenen Schlitz zur Steginnenseite hin aufwies (Bild 2.15), durch den Feuchtigkeit und Chloride in das Hüllrohr eindringen konnten. Dieses Spannglied ist damit äußerst ungünstigen Umweltbedingungen ausgesetzt gewesen.

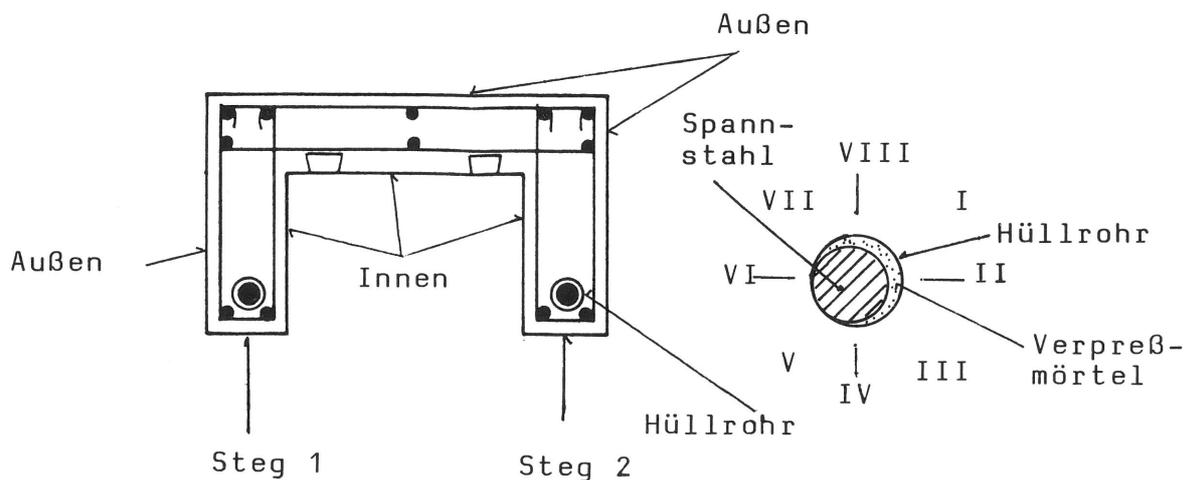
Die auf Bild 3.1 abgebildeten, den Riegeln A1 bis A3 entnommenen Proben geben mit großer Wahrscheinlichkeit das Spektrum des ggf. auch bei noch in der Nutzung befindlichen Wegweiserbrücken an Spannstählen zu erwartenden Korrosionsbefalls wieder. In der BAM an verschiedenen Spannstahlorten durchgeführte Untersuchungen [3] lassen jedoch den sicheren Schluß zu, daß selbst bei einer noch stärkeren als der in Bild 3.1 c gezeigten Anrostung keine Abminderung der Festigkeitswerte bei dem verwendeten Spannstahl SIGMA St 80/105 eintritt, d. h. die in der Spannstahlzulassung aufgeführten Gewährleistungswerte voll erhalten bleiben. Allerdings bewirkt die vorhandene Oberflächenkorrosion eine Abminderung der Dauerschwingfestigkeit. Diese Größe ist jedoch für die betrachteten Wegweiserbrücken ohne Bedeutung, da die aus

Tabelle 3.4
Zustand der Spannbetonriegel sowie Materialbeschaffenheit

Bezeichnungen			Feststellungen an Spannbetonriegel						
			A1 Querschnitt bei			A2 Quer- schnitt 1/2 L	A3 Querschnitt bei		
			1/3 L	1/2 L	2/3 L		1/4 L	1/2 L	3/4 L
Beton	Riegel	Innen	0,5-0,9	- 2)	0,5-0,9	- 2)	0,5-0,9	0,9	0,5-0,9
		Außen	≤ 0,1	- 2)	≤ 0,1	- 2)	≤ 0,1	≤ 0,1	≤ 0,1
Karbona- tisie- rungs- tiefe (cm)	Steg	Innen	0,5-0,9	0,5-0,9	0,5-0,9	0,7-1,0	0,5	0,5	0,5-1,0
		Außen	≤ 0,1	≤ 0,1	≤ 0,1	≤ 0,1	≤ 0,1	≤ 0,2	≤ 0,1
Hüll- rohr	Korro- sion	Steg 1	leicht						
		Steg 2	leicht						
verpreßt	Steg 1	ja	ja	ja	ja	nein	nein	nein	
	Steg 2	ja							
Spann- stahl	Lage 3)	Steg 1	II	IV	VI	IV	-2)	-2)	-2)
		Steg 2	III	IV	VI	IV	V	III	III
Korro- sion	Steg 1	gering	nein	nein	nein	stark	stark	stark	
	Steg 2	gering	nein	nein	nein	leicht	leicht	leicht	
Einpreß- mörtel	karbona- tisiert	Steg 1	nein	nein	nein	nein	-2)	-2)	-2)
		Steg 2	nein						
Chlorid- gehalt ¹⁾ (%)	Steg	Steg 1	-2)	0,007	2) -	-2)	Spannglied nicht verpreßt		
		Steg 2					0,015	0,017	0,017

- 1) Chloridgehalt bezogen auf die Einwaage
2) nicht untersucht
3) Lage des Spannstahls im Hüllrohr s. u.

Querschnitt des Spannbetonriegels:



Verkehrerserschütterungen resultierende Schwingbreite der Stahlspannung relativ klein sein dürfte und die Bauteile zudem vorwiegend durch ruhende Lasten beansprucht werden. Die o. a. Untersuchungen haben weiter zu der Erkenntnis geführt, daß der verwendete Spannstahl unemp-

findlich gegen eine wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion ist, so daß mit plötzlichen Brüchen, insbesondere wenn die Spannstähle, wie aus Abschnitt 4.3.4 hervorgeht, relativ niedrig beansprucht sind, nicht zu rechnen ist. Im nachfolgenden Abschnitt des Berichtes wird außerdem gezeigt, daß sich das Trag- und Verformungsverhalten des Spannbetonriegels A3 in keiner Weise von dem der beiden anderen Probekörper unterscheidet.

3.3.4 Untersuchung des Einpreßmörtels

In gleicher Weise, wie bereits im Abschnitt 3.1.4 erläutert, wurde an mehreren Querschnitten der Einpreßmörtel auf eine mögliche Karbonatisierung hin untersucht. Das Besprühen des Mörtels zwischen Hüllrohr und Spannstahl mit einer Phenolphthalein-Lösung ergab keine Anzeichen einer erfolgten Karbonatisierung. Die Prüfungsergebnisse sind in Tabelle 3.4 aufgeführt. Mit dem Öffnen der Spannglieder zur Beurteilung des Korrosionszustandes der Spannstähle sind gleichzeitig Proben des Einpreßmörtels entnommen und ihr Gehalt an Chloriden festgestellt worden. Es wurde hierbei ebenfalls das in Abschnitt 3.1.5 beschriebene Nachweisverfahren angewendet. Im Mittel ergab die Chloridanalyse für den Riegel A1 einen Gehalt von 0,007 Gew-% und für den Riegel A3 einen etwas höheren Wert von rd. 0,017 Gew-%, jeweils bezogen auf die Einwaage. Die ermittelten Gehalte sind als gering einzustufen und liegen ein Mehrfaches unter dem Wert, der sich nach Ausschöpfung der in DIN 4227 Teil 5, Ausg. 1979 und DIN 1164 Teil I, Ausg. Dez. 1986 enthaltenen Toleranzgrenzen für den zulässigen Chloridgehalt im Anmachwasser und im Zement ergeben würde. Damit läßt sich erkennen, daß der Einpreßmörtel frei von korrosionsfördernden Substanzen war und demzufolge die an dem verpreßten Spannstahl des Riegels A3 (Bild 3.1 b) vorhandenen Korrosionseffekte mit großer Wahrscheinlichkeit bereits vor dem Verpressen vorhanden waren.

4. Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der Spannbetonriegel

4.1 Versuchsaufbau und Meßeinrichtung

Die Belastungsversuche an den Spannbetonriegeln A1 und A2 wurden in dem auf Bild 4.1 gezeigten Versuchsstand durchgeführt. Für den dritten Probekörper A3, der erst nach längerer Pause geprüft werden konnte, stand der auf Bild 4.2 abgebildete Balkenprüfstand zur Verfügung. Beide Versuchseinrichtungen waren mit verschieblichen Auflagerbänken sowie Widerlagerkonsolen bzw. Widerlagerträgern zwischen Rahmen als Gegenlager für die Belastungseinrichtung versehen. Die Lagerung der Riegel auf den Auflagerbänken erfolgte an beiden Enden frei drehbar, jedoch nur an einem Ende in Längsrichtung frei verschieblich. Für die Lasterzeugung wurden in Lastpendeln integrierte hydraulische Zylinder verwendet.

In einem ersten Versuchsabschnitt ist die Belastung der Spannbetonriegel jeweils symmetrisch zur Mitte mittels zweier Lastpendel über Lastverteilungsträger in vier Punkten aufgebracht worden. Durch die gewählte Anordnung der Einzellasten in einem Abstand von $1/8$ bzw. $3/8$ der Stützweite von der Riegelmitte entfernt (s. a. Bilder 4.12, 4.23 und 4.34), wurde näherungsweise die aus einer äquivalenten Gleichlast resultierende Momentenlinie erzeugt. Die beiden Lastverteilungsträger waren jeweils mit einem Fest- und einem Rollenlager versehen. Da während der Lastaufbringung erhebliche Durchbiegungen und damit eine größere Schiefstellung der Lastpendel und Lastverteilungsträger eintraten, konnten die Riegel mit der o. a. Belastungsanordnung nicht bis zu einem endgültigen Versagen der Betondruckzone untersucht werden. In einem zweiten Versuchsabschnitt wurde daher bei den Riegeln A2 und A3 die Lastanordnung verändert und die vier Einzellasten durch eine Einzellast in Riegelmitte (Probekörper A1) bzw. 2 Einzellasten im Abstand $L/8$ von der Mitte (Probekörper A3) ersetzt. Da die Prüfzylinder lediglich über einen Hub von 200 mm verfügten, war bei zunehmender Durchbiegung ein Unterfüttern des Lastpendels erforderlich. Während dieses Vorgangs wurden die Probekörper mit Hilfe von Jochen (Bild 4.28) in ihrer jeweiligen verformten Lage festgehalten.

Zur Ermittlung des Probekörperverhaltens ist ein umfangreiches Meßprogramm durchgeführt worden. Die Messung der Riegeldurchbiegung erfolgte durch induktive Wegaufnehmer (Bild 4.3) mit einem Meßbereich

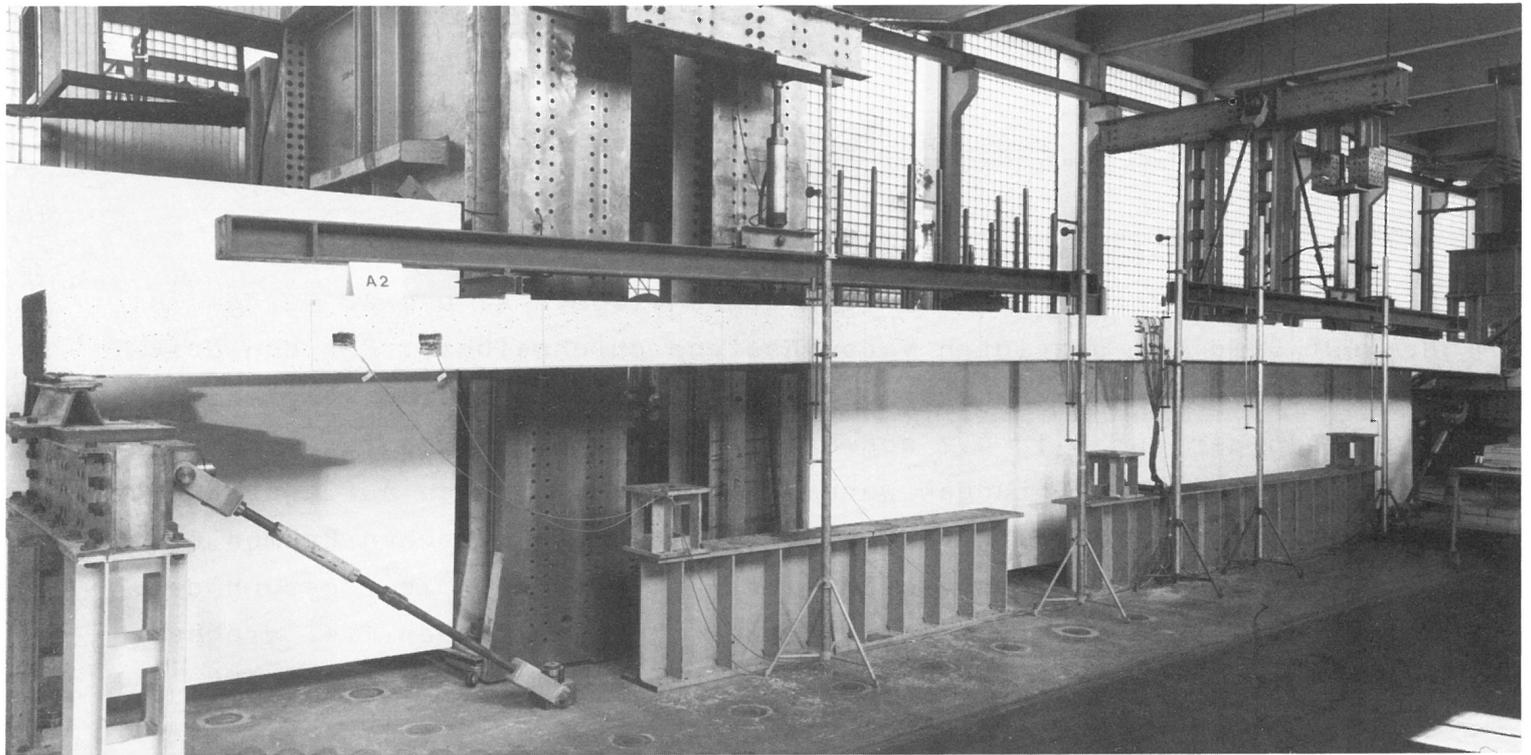


Bild 4.1
 Versuchseinrichtung zur Ermittlung des Tragverhaltens der Spannbetonriegel A1 und A2 -
 simulierte Gleichlast

von 400 mm an bis zu zehn Punkten (s. a. Bilder 4.13, 4.24 und 4.35). Ergänzend zu der elektrisch vorgenommenen Wegmessung wurde die Mittendurchbiegung des Probekörpers während der Belastung durch ein Nivellement festgestellt. Es erfolgte außerdem eine Kontrolle der Verschiebungen der Riegelendquerschnitte in Längsrichtung mit Hilfe mechanischer Meßuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm), um ggf. ein einseitiges Auswandern des Riegels zu vermeiden.

Von Interesse waren weiterhin die Verteilung der Betondehnungen sowie der Spannstahldehnung im mittleren Bereich der Spannbetonriegel unter der aufgebracht Last. Zur Feststellung der Betondehnungen wurden in zwei Querschnitten über die Querschnittshöhe (Bild 4.4) und am oberen Rand über eine Strecke von ca. 50 cm Länge (Bild 4.5) Dehnungsmeßstreifen mit einem Widerstand von 120Ω und einer Meßgitterlänge von $l = 20$ mm bzw. $l = 60$ mm auf die Betonoberfläche aufgeklebt. Die Spannstahldehnungen sind im gleichen Bereich an drei Stellen (Bild 4.6) und zusätzlich im Abstand von ca. 1 m von den Riegelenden entfernt (Bild 4.7) mit DMS der Länge $l = 20$ mm gemessen worden.

Da die beiden Lastpendel nicht mit Kraftmeßdosen ausgestattet werden konnten, mußte die aufgebrachte Belastung mit Hilfe eines in den

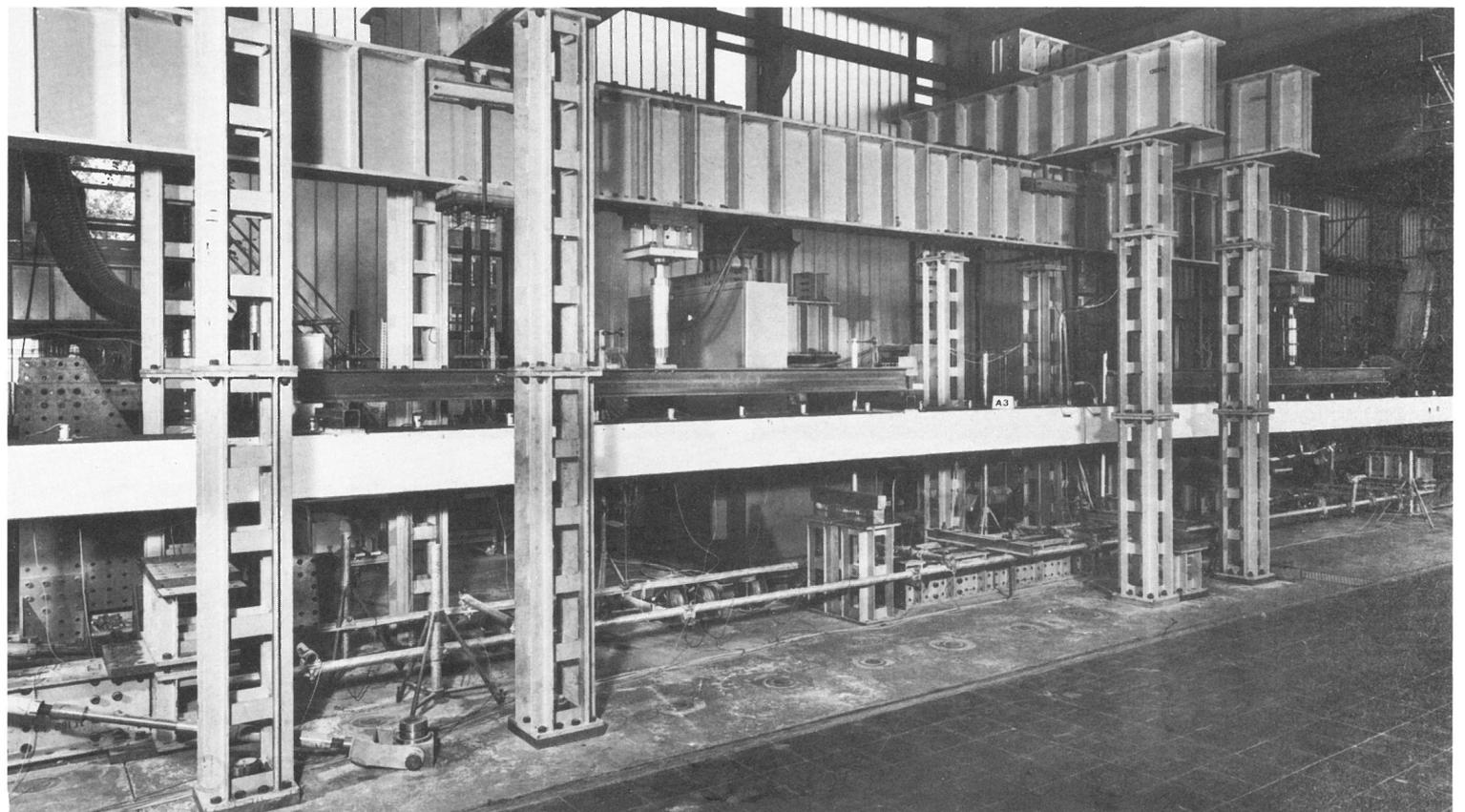


Bild 4.2
Versuchseinrichtung zur Ermittlung des Tragverhaltens des Spannbetonriegels A3 -
simulierte Gleichlast

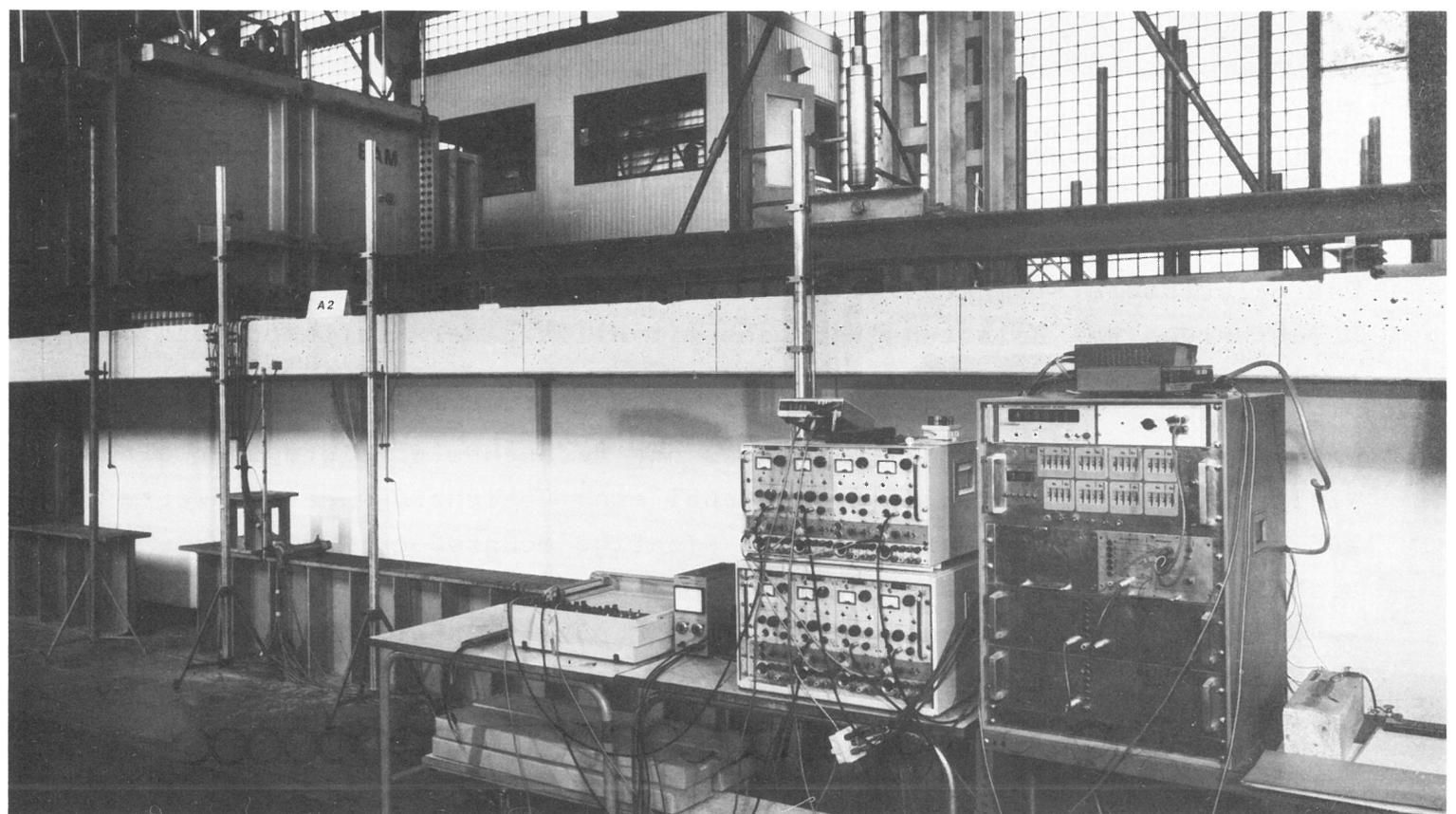


Bild 4.3
Meß- und Registriereinrichtung für die Belastungsversuche mit eingebautem Probekörper A2

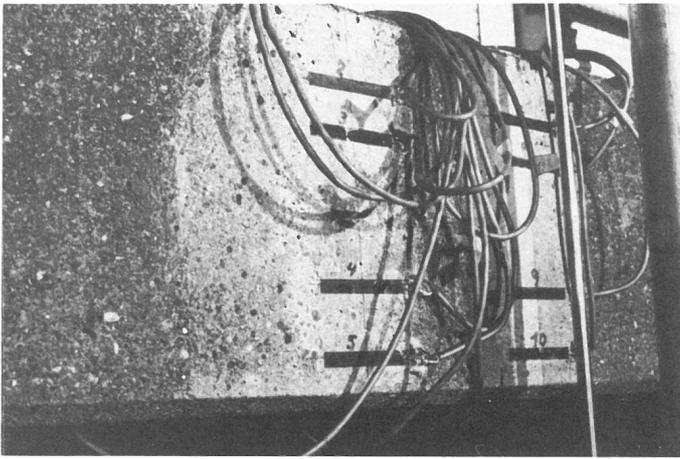


Bild 4.4
Dehnungsmeßstreifen in Riegelmitte über die Steghöhe verteilt zur Ermittlung der Betondehnungen in zwei Querschnitten

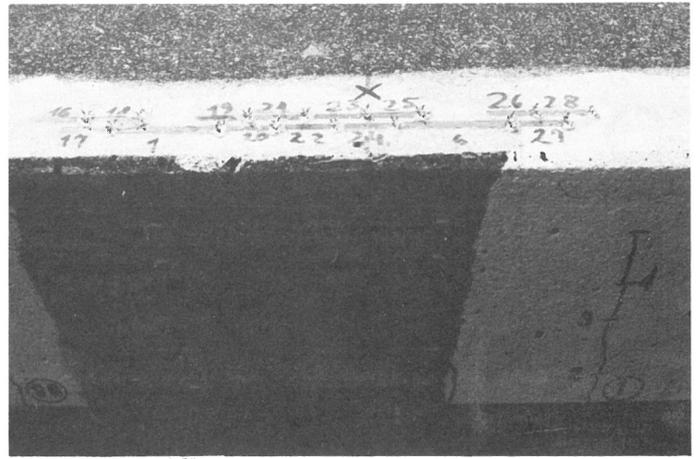


Bild 4.5
Dehnungsmeßstreifen längs des oberen Druckgurtes zur Ermittlung der Betondehnungen im mittleren Riegelbereich

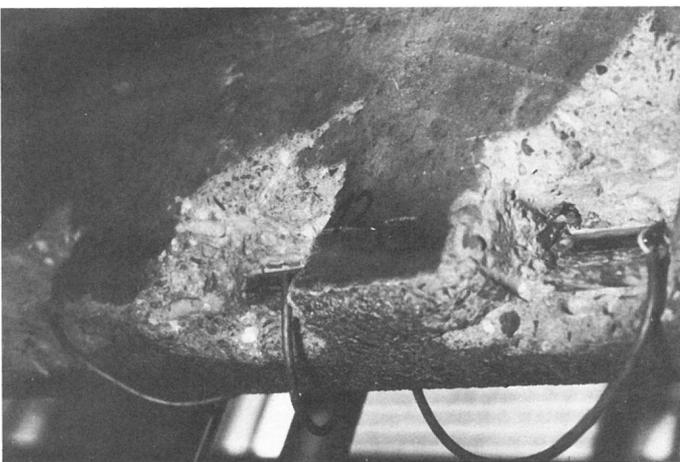


Bild 4.6
Dehnungsmeßstreifen am Spannglied zur Ermittlung der Spannstahldehnung während der Belastung im mittleren Riegelbereich

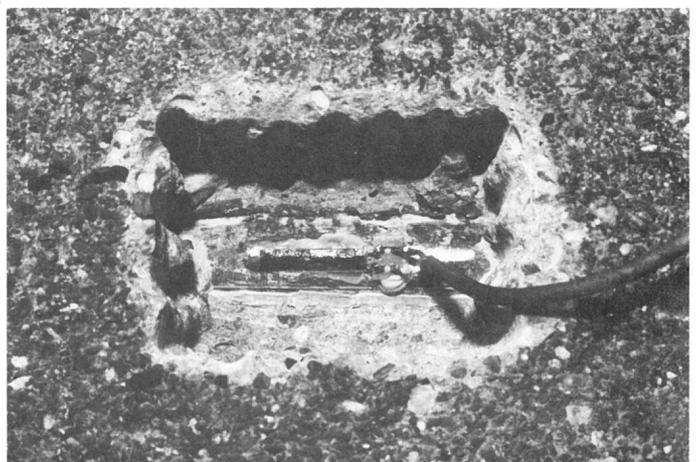


Bild 4.7
Meßstelle mit Dehnungsmeßstreifen auf dem Spannstahl ca.1 m vom Riegelaufleger entfernt

Hydraulikkreislauf integrierten Öldruckaufnehmers ermittelt werden. Das Belastungssystem Prüfzylinder - Öldruckaufnehmer ist jedoch vor Durchführung der Belastungsversuche mit Hilfe einer Kraftmeßdose kalibriert worden.

Die Abfrage aller Meßstellen während des Versuches erfolgte über eine Vielstellenmeßanlage (Bild 4.3), wobei eine Speicherung der Meßwerte auf einem Datenträger erfolgte. Um wichtige Meßgrößen, wie aufbrachte Last und Durchbiegung des Probekörpers, in der Riegelmitte während des Versuchs unmittelbar verfolgen zu können, wurden beide Größen mittels X-Y-Schreiber direkt aufgezeichnet. Nach Versuchsende erfolgte die Auswertung der Meßdaten und Darstellung der Ergebnisse in graphischer und tabellarischer Form auf einer EDV-Rechanlage.

4.2 Genereller_Versuchsablauf

Das Untersuchungsprogramm sah zunächst einen für alle Spannbetonriegel weitgehend gleichen Versuchsablauf vor. Entsprechend der bei jeder einzelnen Prüfung gewonnenen Erkenntnisse wurde dieser jedoch von Fall zu Fall modifiziert.

Vor einer Erstbelastung erfolgte bei allen Probekörpern nach dem Einbau in den Versuchsstand die Feststellung der noch vorhandenen Überhöhung durch ein Nivellement.

Um das Verhalten der Riegel unter Einwirkung einer Dauerlast kennenzulernen, ist der Riegel A1 durch Aufbringen einer aus Eisenbarren (50 kg je Stück) bestehenden Gewichtslast über eine längere Zeit hinweg beobachtet worden. Die aufgebrachte Dauerlast entsprach hierbei dem 1,5fachen Wert der aus Schnee- und Schilderlast resultierenden Beanspruchung von $p = 0,66 \text{ kN/m}$ (Schnee $p_1 = 0,38 \text{ kN/m}$; Hinweisschilder bei der vorgefundenen Anordnung ca. $g_2 = 0,28 \text{ kN/m}$). Gemessen wurde täglich die Zunahme der Verformungen. Einige Zeit nach Eintreten des Verformungsstillstandes ist die Gewichtslast entfernt und nach einer mehrtägigen Pause die Tragfähigkeitsprüfung durchgeführt worden. Bei den Probekörpern A2 und A3 wurde auf die Beanspruchung durch eine Dauerlast verzichtet.

Die eigentliche Tragfähigkeitsprüfung der drei Spannbetonriegel erfolgte ggf. in mehreren Versuchsabschnitten. Stets wurden die Probekörper zunächst durch 4 Einzellasten, d. h. eine simulierte Gleichlast, beansprucht. Die Lastaufbringung erfolgte hierbei in einzelnen Laststufen, die jeweils der zugrunde gelegten 0,5fachen bzw. 1,0fachen Gleichlast aus Schnee und Hinweisschildern $p = 0,66 \text{ kN/m}$ (Riegel A1 und A2) bzw. $p = 0,77 \text{ kN/m}$ (Riegel A3) entsprach. Die Steuerung des Hydraulikdrucks und damit die von den Zylindern auf den Riegel aufgebrachten Kräfte wurde von Hand vorgenommen, wobei die Belastungsgeschwindigkeit ca. $0,10 \text{ kN/m pro Minute}$ betrug. Nach Erreichen einer Laststufe ist die Last konstant gehalten und der Probekörper auf Veränderungen hin untersucht worden. Eingetretene Risse wurden nachgezeichnet und in der Reihenfolge ihrer Entstehung nummeriert. Der Rißfortschritt ist jeweils durch eine Marke und Kennzeichnung mit der Nummer des Lastintervalls festgehalten worden. Für die Rißbreitenmessung am unteren Querschnittsrand wurde eine Rißlupe (1/10 mm Skalenteilung) verwendet. Etwa eine Minute nach Erreichen einer Laststufe erfolgte die Abfrage aller elektrischen Meßwertaufnehmer mit der

Vielstellenmeßanlage. Gleichzeitig wurde die Durchbiegung in Riegelmitte durch Nivellement festgestellt.

Bedingt durch die große Stützweite und Schlankheit der Riegel reichte der vorhandene Hub der hydraulischen Zylinder nicht aus, um den Bruchzustand zu erreichen. Die Lastpendel mußten daher während des Versuchs verlängert werden, wobei die Riegel jeweils durch Joche in ihrer verformten Lage gehalten wurden. Nach nochmaligem Ausfahren der hydraulischen Zylinder auf ihre Endposition war in der Regel eine so große Schiefstellung des Belastungsaufbaues erreicht, daß der Versuch noch vor Erreichen des Bruchmomentes bzw. einer Zerstörung der Betondruckzone abgebrochen werden mußte.

Bei den Riegeln A2 und A3 wurde daher nach der Gleichlastbeanspruchung die Versuchseinrichtung umgebaut und eine Einzellast in der Mitte bei A2 bzw. zwei Einzellasten bei A3 im mittleren Bereich aufgebracht, um so den Probekörper bis zum endgültigen Versagen zu belasten. Es stellte sich jedoch heraus, daß beim Riegel A2 das im ersten Versuchsabschnitt erreichte maximale Biegemoment nicht mehr erzeugt werden konnte, d. h. eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich und damit der Bruch bereits eingetreten war. Beim Riegel A3 war hingegen eine geringe Laststeigerung bei erheblicher Zunahme der Verformungen möglich. Es mußte hier außerdem ein mehrmaliges Nachstellen der elektrischen Weggeber vorgenommen werden.

Nach der Versuchsdurchführung sind jeweils die Probekörper fotografiert und damit die Rißbilder festgehalten worden. Im Anschluß hieran wurden die Spannglieder im Bereich der angebrachten Dehnungsmeßstreifen getrennt, um die noch vorhandene Vorspannung zu ermitteln.

Weitere Einzelheiten zum Versuchsablauf sind in den Tabellen 4.1, 4.3, 4.5, 4.7 und 4.9 der folgenden Abschnitte enthalten.

Die Belastungsversuche boten außerdem die Gelegenheit, ein in der Entwicklung befindliches zerstörungsfreies Prüfverfahren zur Anwendung zu bringen, mit dessen Hilfe sich Störstellen und Schädigung eines Bauteils, die zu Steifigkeitsverlusten führen, mittels Schwingungsmessungen erkennen zu lassen. Das beim Probekörper A3 getestete Verfahren wird in Abschnitt 5 des Berichts eingehend erläutert.

4.3 Ergebnisse der Belastungsversuche

4.3.1 Spannbetonriegel A1

An dem im Prüfstand eingebauten Probekörper wurde vor Aufbringen einer Dauerlast bzw. simulierten Gleichlast ein Nivellement durchgeführt. Die Messung ergab eine Form des Riegels entsprechend Bild 4.8. Bei einer Stützweite von 17,10 m betrug die Überhöhung in Riegelmitte noch rd. 113 mm (Sollwert lt. Statik 150 mm). Auffallend war die unregelmäßige Form mit einem Durchhang von etwa 10 mm, ca. 3,0 m von der Mitte in Richtung des ehemaligen Stützauflagers entfernt. Ursache hierfür sind höchstwahrscheinlich Kriechverformungen, die sich auf Grund der unterschiedlichen Auflagerbedingungen (Bild 2.1) und der punkweisen Befestigung der Hinweisschilder eingestellt haben.

Vor Durchführung der eigentlichen Tragfähigkeitsprüfung wurde der Riegel durch eine Belastung aus Gewichten, die etwa dem 1,5fachen Wert der aus Schnee- und Schilderlast resultierenden Gebrauchslast entsprach, über einen längeren Zeitraum hinweg einer Dauerbeanspruchung unterzogen. Der zeitliche Ablauf dieses ersten Versuchsabschnitts ist aus Bild 4.9 zu ersehen. Eine Reihe weiterer Angaben zum Versuchsgeschehen enthält die Tabelle 4.1. Die Versuchsergebnisse zum 1. Versuchsabschnitt, etwa das aufgebrachte Biegemoment, die Durchbiegung in Riegelmitte sowie die Zunahme der Verformungen unter Dauerlast usw. sind zusammenfassend in Tabelle 4.2 aufgeführt.

Die bei Lastaufbringung und während des Einwirkens der Dauerlast eingetretenen Verformungen wurden durch Messung der Verschiebungen des Riegels - siehe hierzu auch die Anordnung der Wegmeßstellen auf Bild 4.13 - ermittelt und in Form von Biegelinien in Bild 4.10 dokumentiert. Zusätzlich ist für die Riegelmitte in Bild 4.11 der Zusammenhang zwischen Durchbiegung und Dauer der Lasteinwirkung angegeben. Das Diagramm zeigt eine Zunahme der Verformung unter Dauerlast durch Kriechen um rd. 13 % gegenüber der unmittelbar nach Lastaufbringung vorhandenen Mittendurchbiegung. Zu erkennen ist weiterhin, daß die Verformung anfangs rasch zunimmt, sich nach einiger Zeit verlangsamt und nach ca. 8 Tagen zum Stillstand kommt. Nach einer Entlastung auf ca. 0,5 p (Belastungseinrichtung) ist, wie die Kurve zeigt, eine bleibende Verformung zu verzeichnen, die sich langsam abbaut.

Da der Riegel A1 bereits beim Ausbau auf der Stadtautobahn beschädigt wurde (Bild 2.11), konnte nicht festgestellt werden, ob unter der einwirkenden Dauerlast ggf. eine Rißbildung erfolgt wäre.

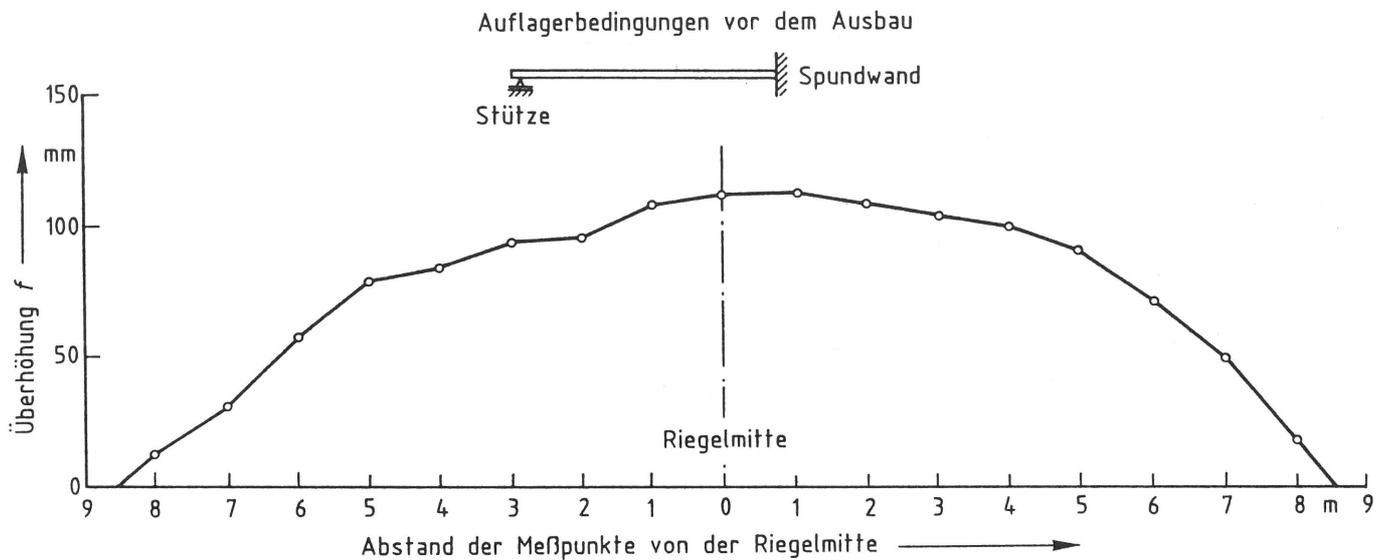


Bild 4.8
Spannbetonriegel A1
Überhöhung des Probekörpers nach dem Einbau in den Prüfstand durch ein Nivellement festgestellt

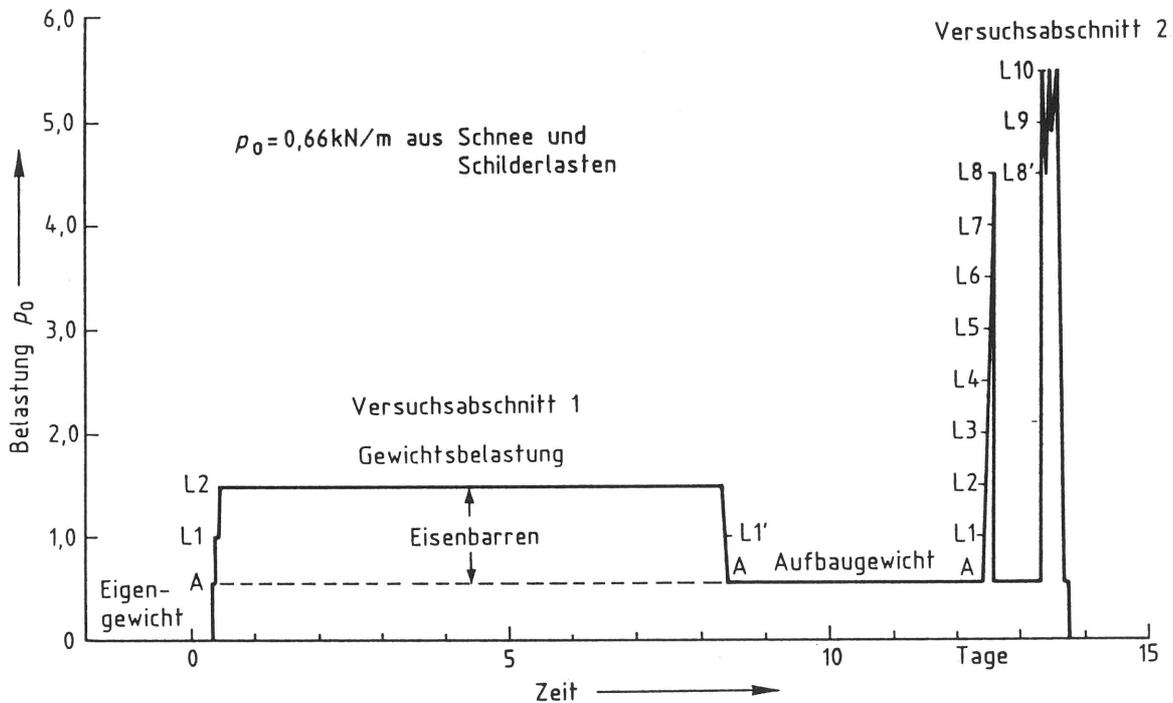


Bild 4.9
Spannbetonriegel A1
Schematische Darstellung des Belastungsablaufes und Bezeichnung der Laststufen

Im 2. Versuchsabschnitt erfolgte die Belastung des Probekörpers A1 durch eine simulierte Gleichlast bis an die Grenze seiner Tragfähigkeit. Der Versuchsablauf und eine Reihe von Beobachtungen sind in Tabelle 4.3 aufgeführt. Die Abmessungen des Riegels sowie die Lastanordnung können dem Bild 4.12 entnommen werden. Die aufgebracht vier Einzellasten $F = q \cdot l/4$ erzeugen in Riegelmitte das Biegemoment $M_M = q \cdot l^2/8$ und an jeder anderen Stelle näherungsweise das aus einer Gleichlast resultierende Moment. In Bild 4.13 sind die für Weg- und

Tabelle 4.1

Spannbetonriegel A1 - Dauerbeanspruchung durch eine Gewichtsbelastung aus Eisenbarren

Versuchsabschnitt/ Datum	Laststufe	Belastung p/p_0 ¹⁾ (Soll)	Versuchsablauf bzw. Ereignisse
- 6.4.1982	-	-	Messung der Überhöhung im Versuchsstand; Aufzeichnung der Rißschäden
1 7.4.1982 Belastung	A ²⁾	0,54	Lastverteilungsträger aufgebracht Verformungsmessung
	1	1,0	Eisenbarren aufgebracht Verformungsmessungen
	2	1,5	
	1,5 konstant	Dauerlast; fortlaufende Verformungsmessungen bis zum Verformungsstillstand; Beobachtung auf Veränderungen
1 15.4.1982 Entlastung	1'	1,0	Entlasten Verformungsmessungen
	A	0,54	
16.4.1982 bis 19.4.1982	A	0,54	Feststellung des Verformungsrückganges durch fortlaufende Messungen

1) $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$

2) A = Aufbaugewicht

Tabelle 4.2

Spannbetonriegel A1 - Belastungsstufen und Versuchsergebnisse im Versuchsabschnitt 1

Laststufe	Eigen- gewicht g	Gewichtsbelastung		Moment M_{g+p}	in Riegelmitte		Durchbiegung w_M	Belastungs- dauer
		p	p/p_0		$\frac{M_{vorh}}{M_{Gebr}}$	$\frac{M_{vorh}}{M_U}$		
-	kN/m	kN/m	-	kNm	-	-	mm	-
-	2,25	-	-	82,2	0,77	0,38	-	-
A	2,25	0,36	0,54	95,3	0,90	0,44	13,4	20 Min
1		0,66	1,0	106,4	1,0	0,49	26,1	50 Min
2		0,99	1,5	118,4	1,11	0,54	54,0 → 62,4	8 Tage
1'		0,66	1,0	106,4	1,0	0,49	46,0	30 Min
A		0,36	0,54	95,3	0,9	0,44	27,6 → 25,9	4 Tage

 $M_{Gebr} = M_{g+p_0} =$ Gebrauchsmoment $M_U =$ Bruchmoment aus dem Versuch $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$ (Lastfall Schnee und Schilderlast)

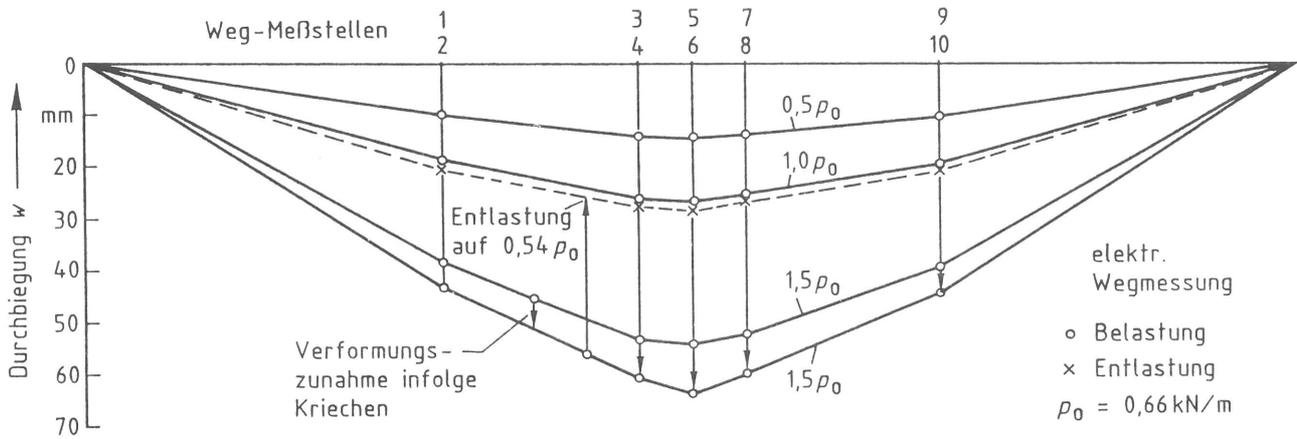


Bild 4.10
Spannbetonriegel A1 bei einer Durchbiegung während der Gewichtsbelastung im Versuchsabschnitt 1 und während einer 8tägigen Dauerlast

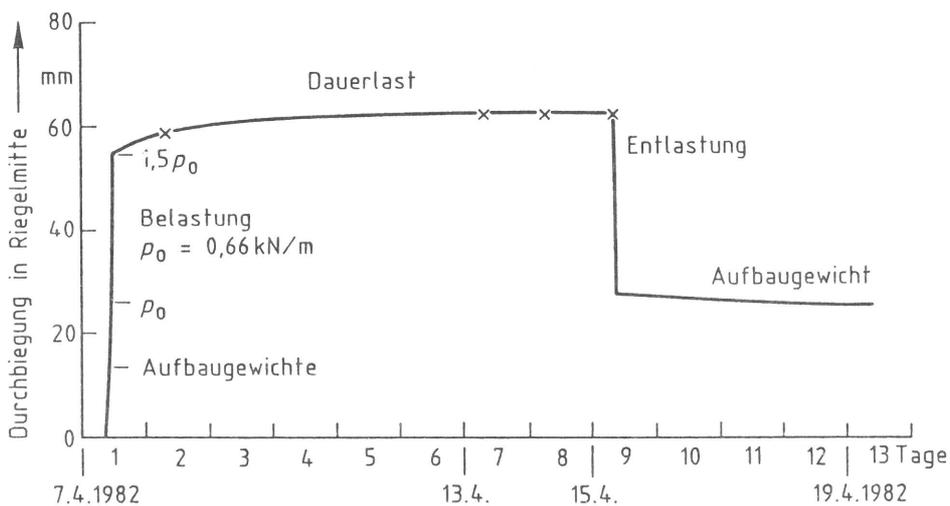


Bild 4.11
Spannbetonriegel A1
Durchbiegung in der Mitte bei Einwirkung einer Dauerlast von $1,5 \times p_0 (= 0,99 \text{ kN/m})$

Dehnungsmessungen verwendeten Meßstellen angegeben. Weitere Angaben zur Größe der in einzelnen Stufen aufgebraachten Lasten, das jeweils in Riegelmitte erreichte Biegemoment sowie die Durchbiegung, der Abstand und die maximale Weite aufgetretender Risse sind in Tabelle 4.4 enthalten. Anhand der Meßwerte wurden die Biegelinien für die einzelnen Laststufen in Bild 4.14 sowie die Durchbiegung in Riegelmitte in Abhängigkeit von der Gleichlast p/p_0 in Bild 4.15 bzw. vom Biegemoment aus Gleichlast in Bild 4.16 angegeben. Den einzelnen Darstellungen ist zu entnehmen, daß die Mittendurchbiegung bei einer angenommenen Gebrauchslast von $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$ (Lastfall Schnee- und Schilderlast) rd. $w_M = 47 \text{ mm}$ und damit etwas weniger als $L/300 = 17100/300 = 57 \text{ mm}$ beträgt. Die Verformung wächst jedoch mit steigender Last erheblich und erreicht den Wert von etwa 600 mm, ohne daß eine Zerstörung der Betondruckzone eintritt.

Tabelle 4.3

Spannbetonriegel A1 - Versuchsablauf bei einer Beanspruchung durch simulierte Gleichlast

Versuchs- abschnitt/ Datum	Last- stufe	Belastung p/p_0 (Soll)	Versuchsablauf bzw. Ereignisse
2 19.4.1982	A	0,54	Belastungsaufbau bereits vorhanden
	1	1,0	-
	2	1,5	Erste erkennbare Risse an den Riegel- außenseiten
	3	2,0	Risse Nr. 1-13
	4	2,5	Risse Nr. 14-73
	5	3,0	
	6	3,5	Risse Nr. 74-113
	7	4,0	Rißweiten $W_R \leq 0,1$ mm
	8	4,5	Weitere Risse zu den Auflagern hin Rißweiten $W_R \leq 0,2$ mm max. Kolbenhub der hydraulischen Zylinder erreicht
	A	0,54	Probekörper bis auf das Aufbaugewicht entlastet; Risse schließen sich weit- gehend auf Haarrißbreite
2 20.4.1982	A	0,54	Joche installiert
	4	2,5	Riegel wiederbelastet
	8	4,5	Mit Jochen gehalten und Lastpendel verlängert
	9	5,0	Rißfortschritt Rißweiten $W_R \leq 0,2$ mm
	10	5,5	Rolle auf einer Seite des Belastungs- aufbaus weggerutscht; Rißweiten in Riegelmitte $W_R = 0,5 \dots 0,7$ mm
	8	4,5	Riegel mit Jochen gehalten Belastungsaufbau ausgerichtet Kolbenhub am Ende
	10	5,5	
	9	5,0	Riegel mit Jochen gehalten und Lastpendel verlängert
	10	5,5	Erhebliche Zunahme der Verformungen bei gleichbleibender Last; Abbruch des Versuchs infolge extremer Schief- stellung des Belastungsaufbaus

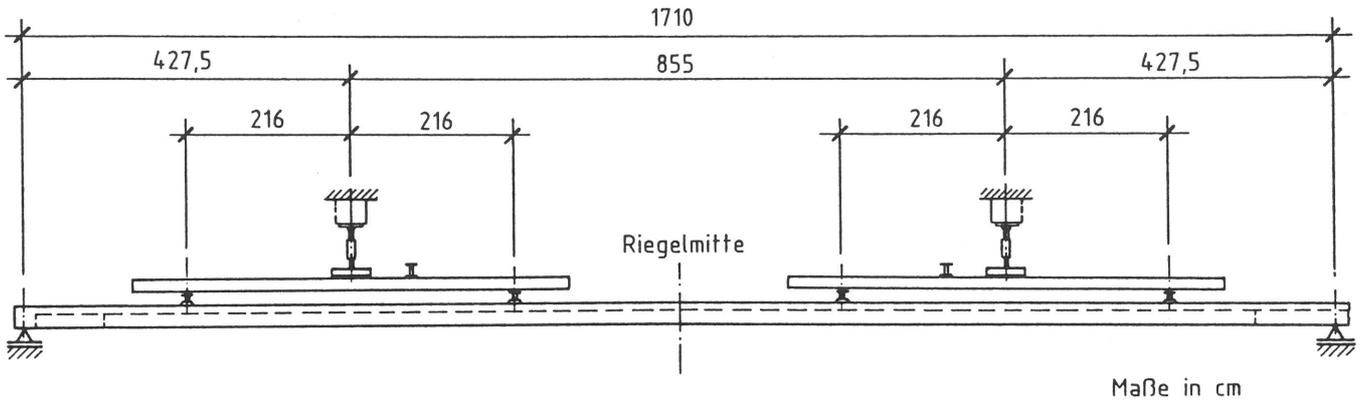


Bild 4.12
Spannbetonriegel A1
Abmessungen und Belastungsanordnung im 2. Versuchsabschnitt

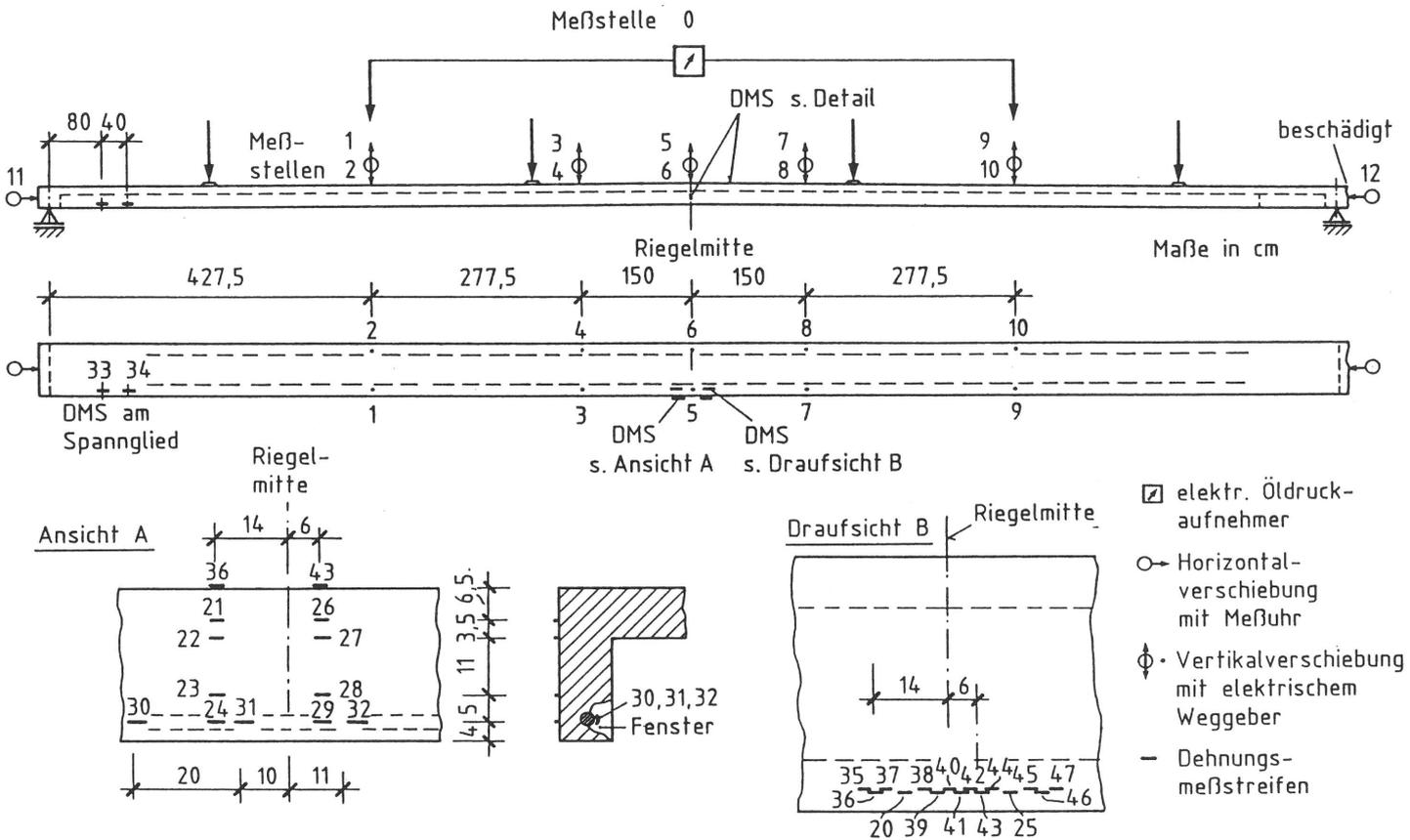


Bild 4.13
Spannbetonriegel A1
Anordnung von Weg- und Dehnungsmeßstellen

Die im 2. Versuchsabschnitt beobachtete Rißentwicklung sowie Abstand und Verlauf der Risse sind aus den Bildern 4.17 und 4.18 zu ersehen. Erste Risse markierten sich auf der geweißten Oberfläche in Laststufe 2 bei einer Last von $p/p_0 = 1,5$. Wie später noch in Abschnitt 4.3.4 gezeigt wird und ebenfalls aus Bild 4.15 zu entnehmen ist, begann die Rißbildung offenbar bereits zu einem wesentlich früheren Zeitpunkt im 1. Versuchsabschnitt. Die tatsächliche Rißlast dürfte bei ca. $p/p_0 = 0,5$ gelegen haben (s. Abschnitt 4.3.4). Risse wurden im 1. Versuchsabschnitt nicht erkannt, da die Außenflächen des Riegels ungeweißt waren und die rauhen dunkelgrauen Betonflächen das Erkennen von Haar-

Tabelle 4.4

Spannbetonriegel A1 - Belastungsstufen und Versuchsergebnisse im 2. Versuchsabschnitt bei simulierter Gleichlast

Laststufe	Eigen-gewicht g	Einzellasten F ₁ , F ₂ , F ₃ , F ₄	simulierte Gleichlast P/P ₀	Querschnitt Momente in Riegelmitte			Durch-biegung w _p	im mittleren Bereich Abstand der Risse	Bereich Riß-weiten
				M _{g+p}	M _{vorh} M _{Gebr}	M _{vorh} M _U			
-	kN/m	kN	-	kNm	-	-	mm	cm	mm
A	2,25	1,52	0,54	95,3	0,90	0,44	26	-	-
L1		3,02	1,07	108,1	1,02	0,50	47	-	-
L2		4,35	1,54	119,5	1,12	0,55	66	sichtbare Risse	< 0,1
L3		5,78	2,05	131,7	1,24	0,61	92	18...25	< 0,1
L4		7,16	2,54	143,5	1,35	0,66	124	18...25	< 0,1
L5		8,59	3,04	155,7	1,46	0,72	153	6...12	< 0,1
L6		10,16	3,60	169,1	1,59	0,78	195	6...12	< 0,1
L7		11,35	4,02	179,3	1,69	0,82	228	6...12	0,1
L8		12,73	4,51	191,1	1,80	0,88	270	4...10	0,2
L9		14,40	5,1	205,3	1,93	0,94	336	2...10	0,2
L10		15,82	5,6	217,5	2,04	1,0	476	2...10	0,5-0,7
Bruch	15,82	5,6	217,5	2,04	1,0	587	2...10	-	

M_{Gebr} = M_{g+p} = Gebrauchsmoment
 P₀ = 0,66 kN/m

M_U = Bruchmoment aus Versuch

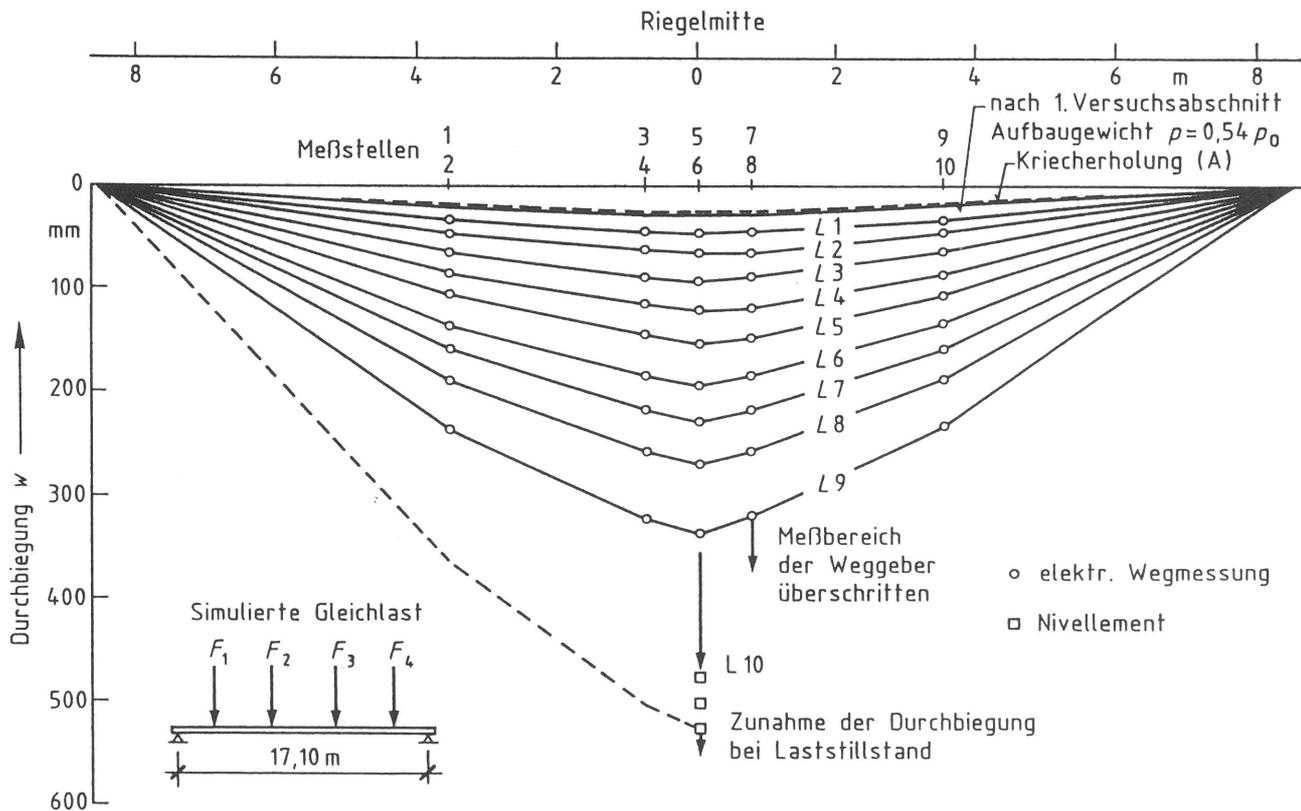


Bild 4.14
 Spannbetonriegel A1
 Durchbiegung im 2. Versuchsabschnitt bis zum Versagen

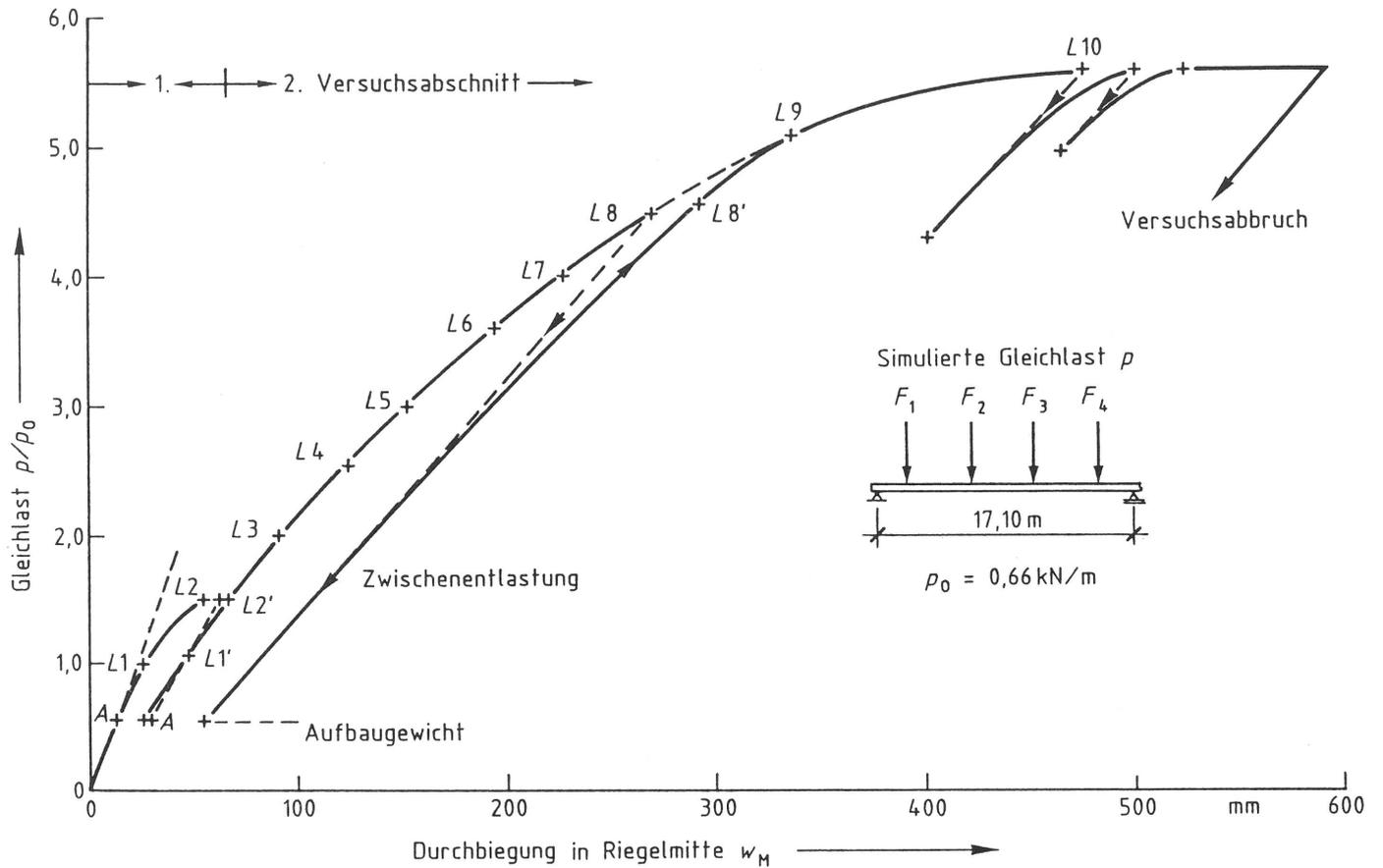


Bild 4.15
Spannbetonriegel A1
Durchbiegung in Feldmitte im 1. und 2. Versuchsabschnitt

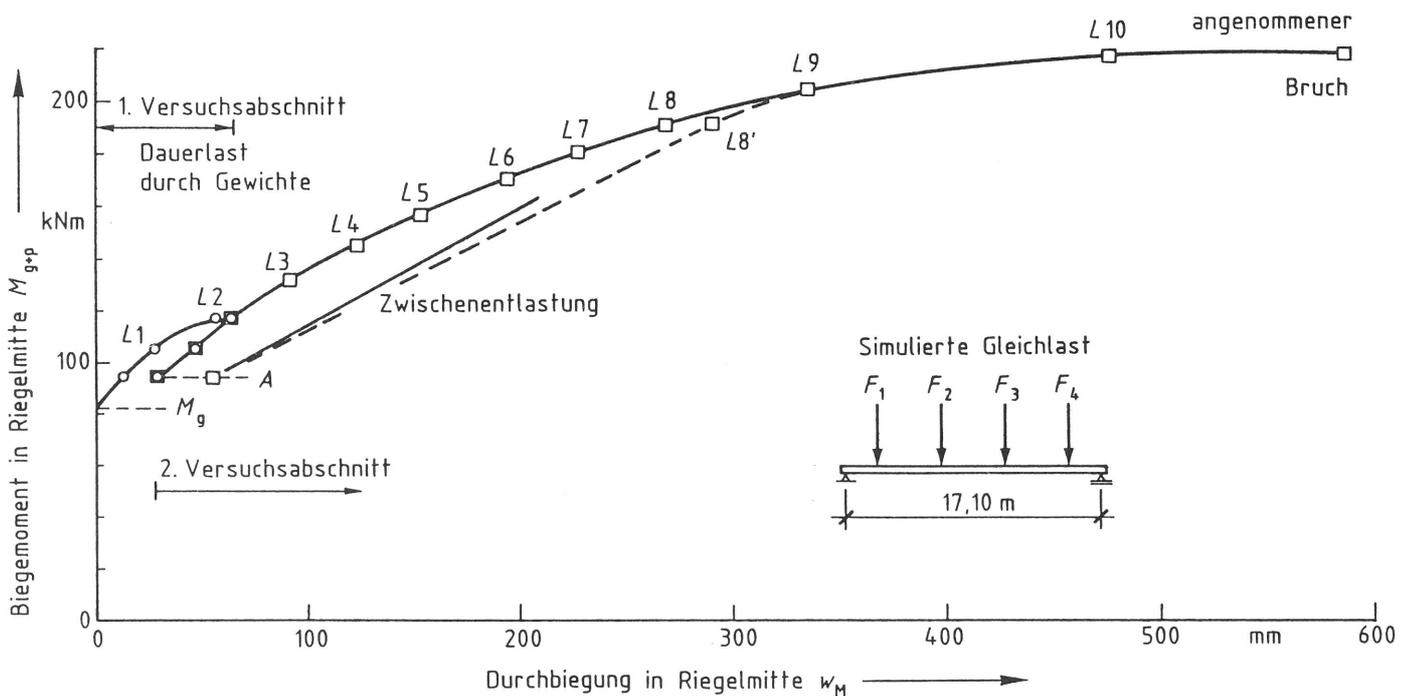


Bild 4.16
Spannbetonriegel A1
Biegemoment M_{g+p} und Durchbiegung w_M in Feldmitte für den 1. und 2. Versuchsabschnitt

rissen nicht zuließen. Das anschließende Weißer der Flächen hat die entstandenen Risse überdeckt und verschmiert, so daß der Rißbeginn bei einer zu hohen Last vorgetäuscht wurde.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an einem Querschnitt des Probekörpers in rd. 14 cm Abstand von der Riegelmitte sind in Bild 4.19 dargestellt. Die Messungen zeigen, daß die Dehnungen näherungsweise linear über die Querschnittshöhe verteilt sind. Bei großen Lasten und Verformungen, etwa ab Laststufe 8 reicht jedoch die Anzahl der angebrachten Dehnungsmeßstreifen nicht aus, um ggf. Abweichungen vom sonst üblicherweise angenommenen Ebenbleiben der Querschnitte aufzuzeigen. Aus Bild 4.19 ist weiter zu entnehmen, daß mit einer Dehnung des Spannstahls von rd. $\epsilon_e = 9,5 \text{ ‰}$ bzw. einer Betonstauchung am oberen Querschnittsrand von rd. $\epsilon_b = 1,9 \text{ ‰}$ die Verformungsgrenzwerte beider Materialien bei weitem noch nicht erreicht sind. Da sich jedoch der Spannstahl bereits im plastizierten Bereich befindet, ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit praktisch erreicht (s. a. Bild 4.16), obwohl eine weitere Verformungszunahme bis zum Eintreten des Versagens der Betondruckzone durchaus noch möglich wäre.

Der Verlauf der Betonstauchungen im mittleren Riegelbereich am oberen Querschnittsrand ist über eine Länge von 36 cm in Bild 4.20 angegeben. Dem Bild ist zu entnehmen, daß sich die Betonstauchungen in Bereichen oberhalb von Rissen stark konzentrieren, während zwischen Rissen die Werte deutlich abnehmen, d. h. die Querschnittsnulllinie hier auch tiefer liegt. Die Verteilung der Spannstahldehnungen für diesen Bereich wurde in Bild 4.21 dargestellt. Zu verzeichnen ist ein Anstieg der Dehnungen zu dem bereits sehr früh vorhanden gewesenen Riß Nr. 2 hin (s. a. Bild 4.18), insbesondere bei höheren Lasten. Die Messungen zeigen, daß im Riß bzw. in Rißnähe die Stahldehnungen größer als im ungerissenen Bereich zwischen Rissen sind, bzw. kleiner als in Bereichen, in denen Risse eine geringe Rißweite aufweisen und damit der Verbund noch weitgehend ungestört ist.

Nach dem Belastungsversuch ist das mit DMS versehene Spannstahlstück (Meßstellen Nr. 33 und Nr. 34, s. Bild 4.13 und Bild 4.7) in der Nähe des Balkenauflegers aus dem Probekörper herausgelöst und die elastische Rückfederung gemessen worden. Die hieraus ermittelte Vorspannkraft ist in Abschnitt 4.3.4 angegeben.

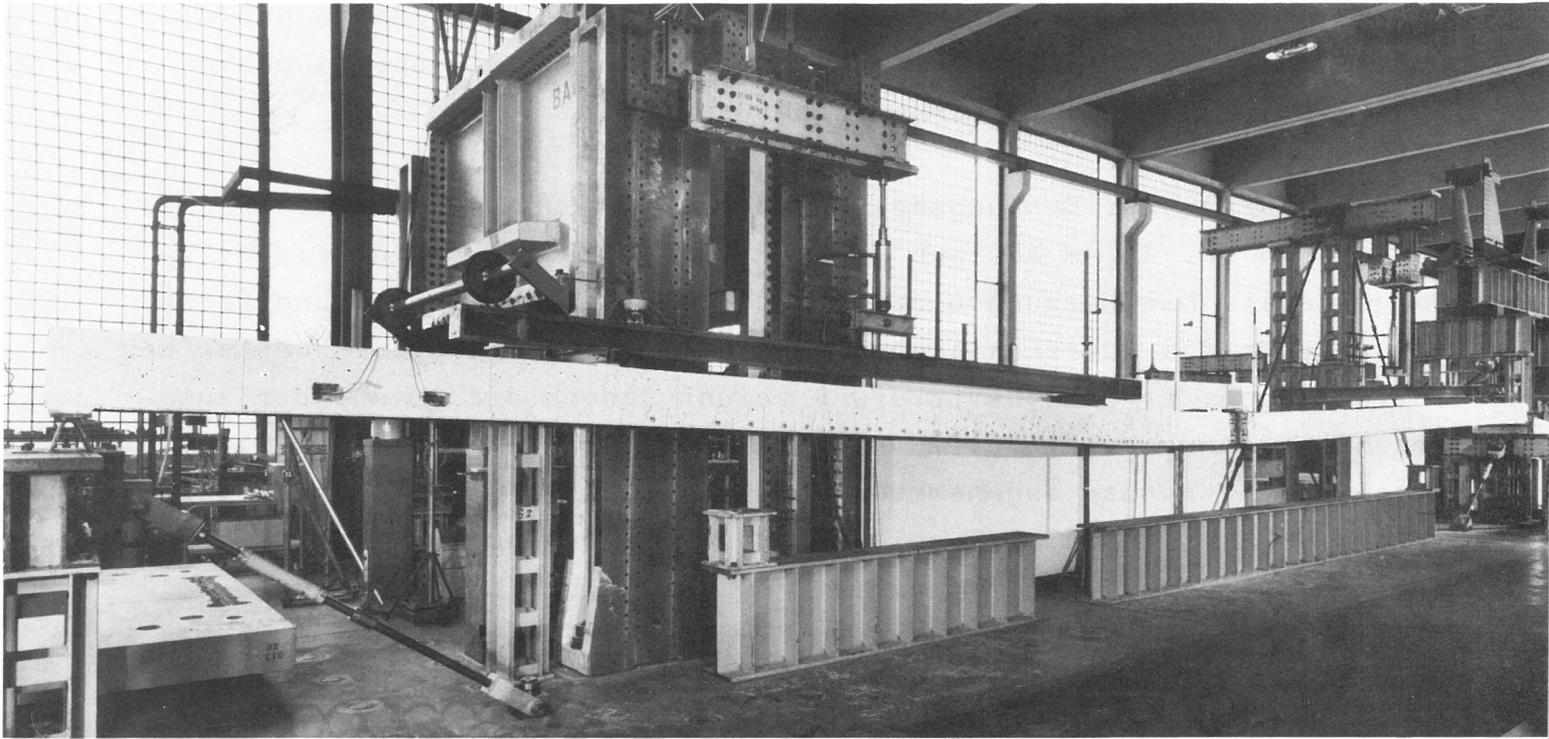


Bild 4.17
Spannbetonriegel A1 im Versuchsstand; Versuchsabschnitt 2 - durch vier Einzellasten simulierte Gleichlast

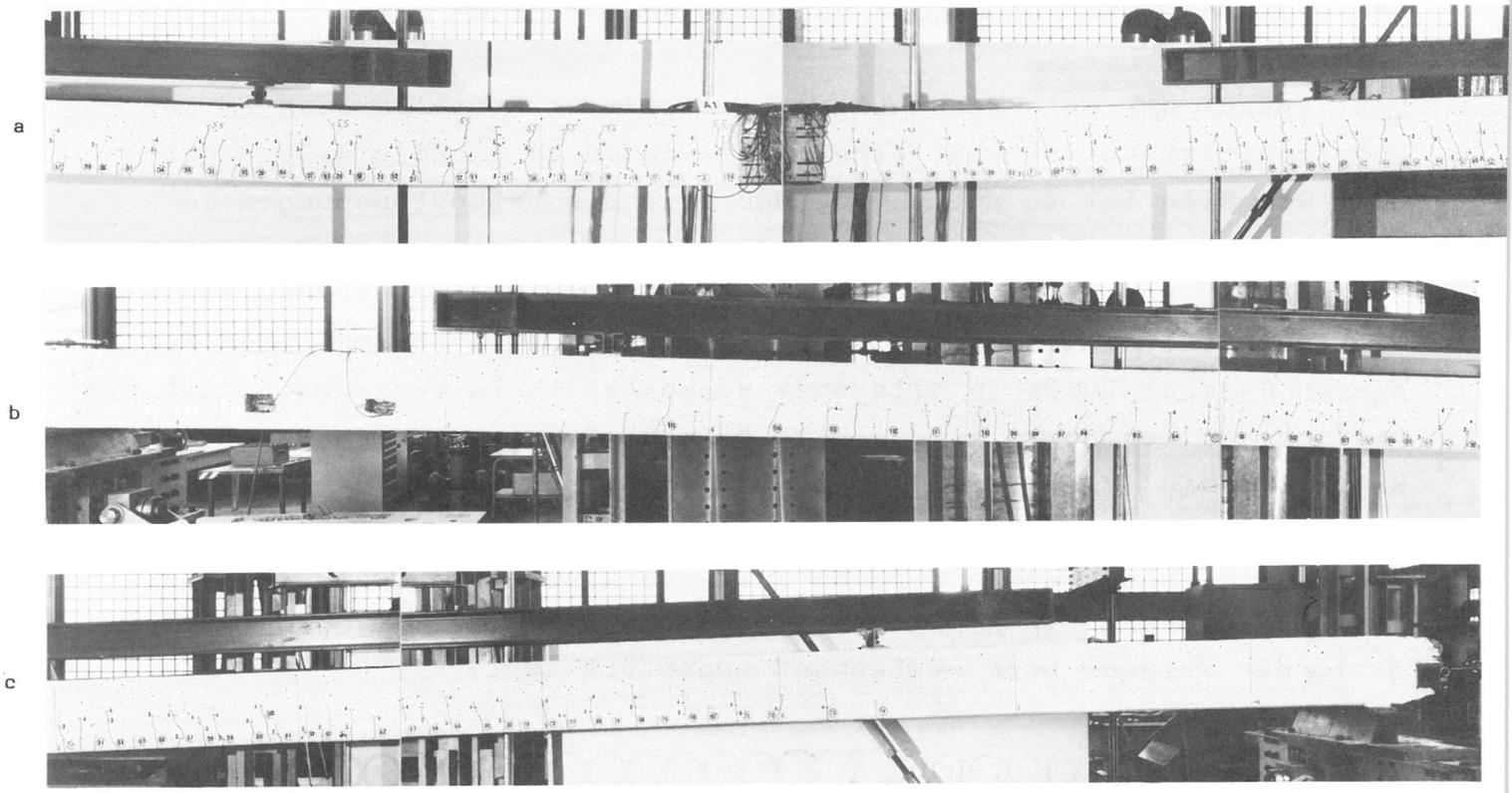


Bild 4.18
Spannbetonriegel A1 nach der Beanspruchung durch eine simulierte Gleichlast, Rißentwicklung im mittleren Bereich (a) sowie im linken (b) und rechten (c) Endbereich

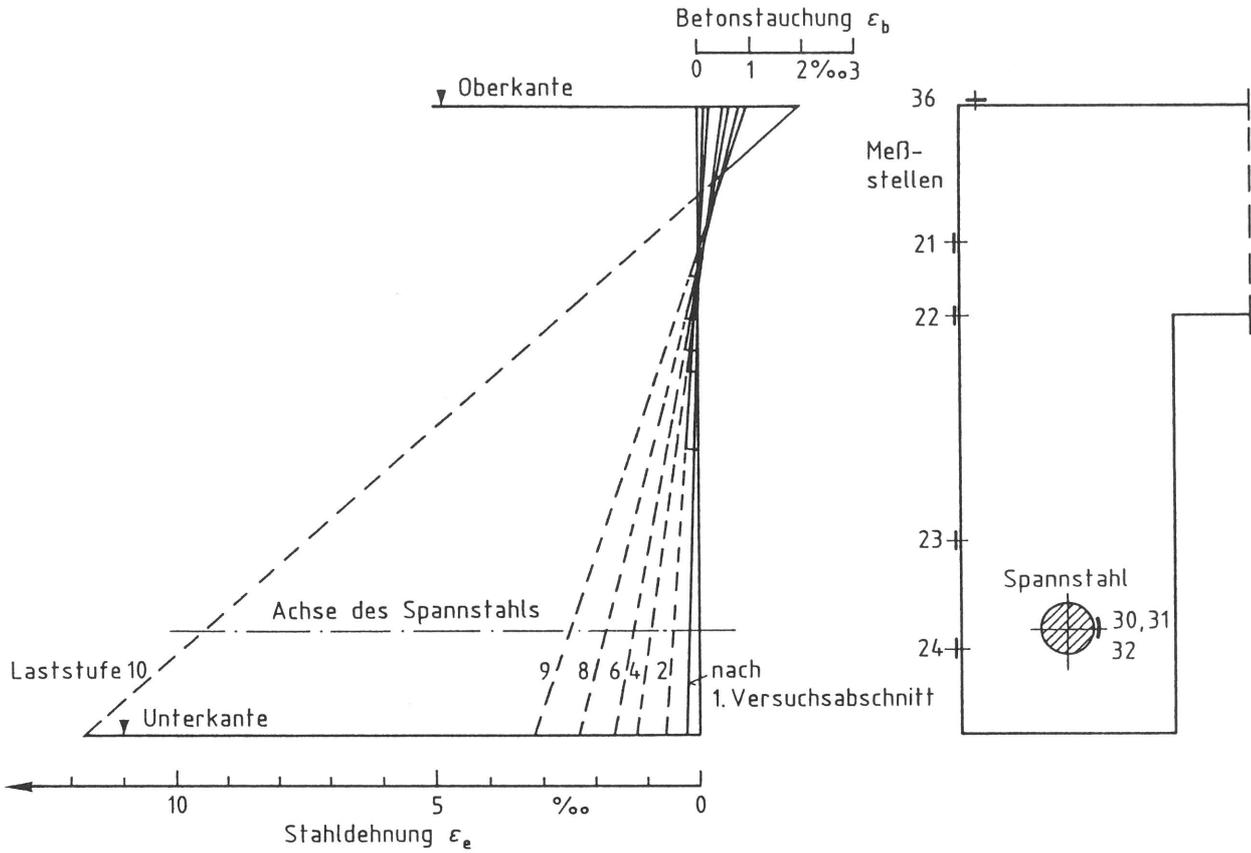


Bild 4.19
Spannbetonriegel A1
Verteilung der Dehnungen über die Querschnittshöhe ca. 14 cm von der Mitte entfernt aus simulierter Gleichlast

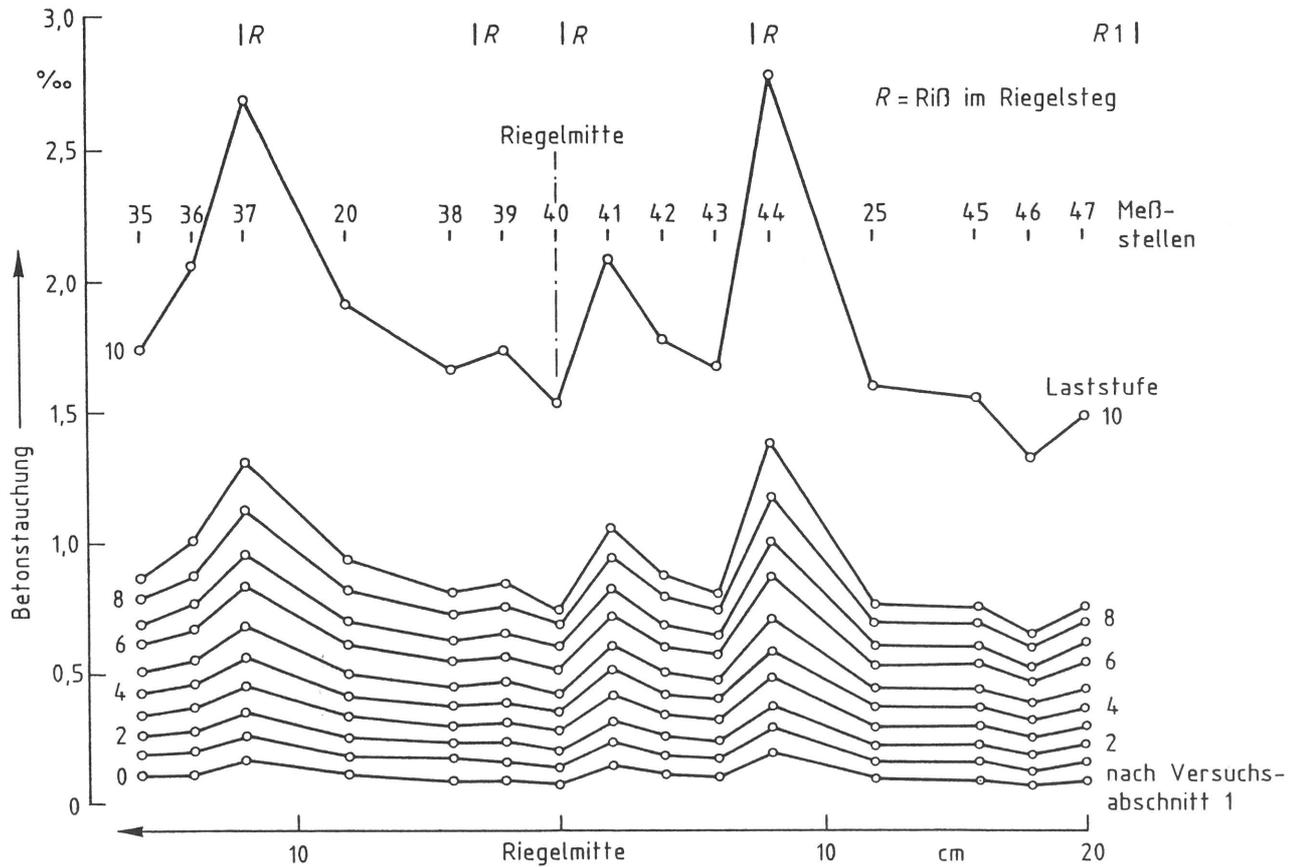


Bild 4.20
Spannbetonriegel A1
Verteilung der Betonstauchungen am oberen Querschnittsrand in Riegelmitte aus simulierter Gleichlast

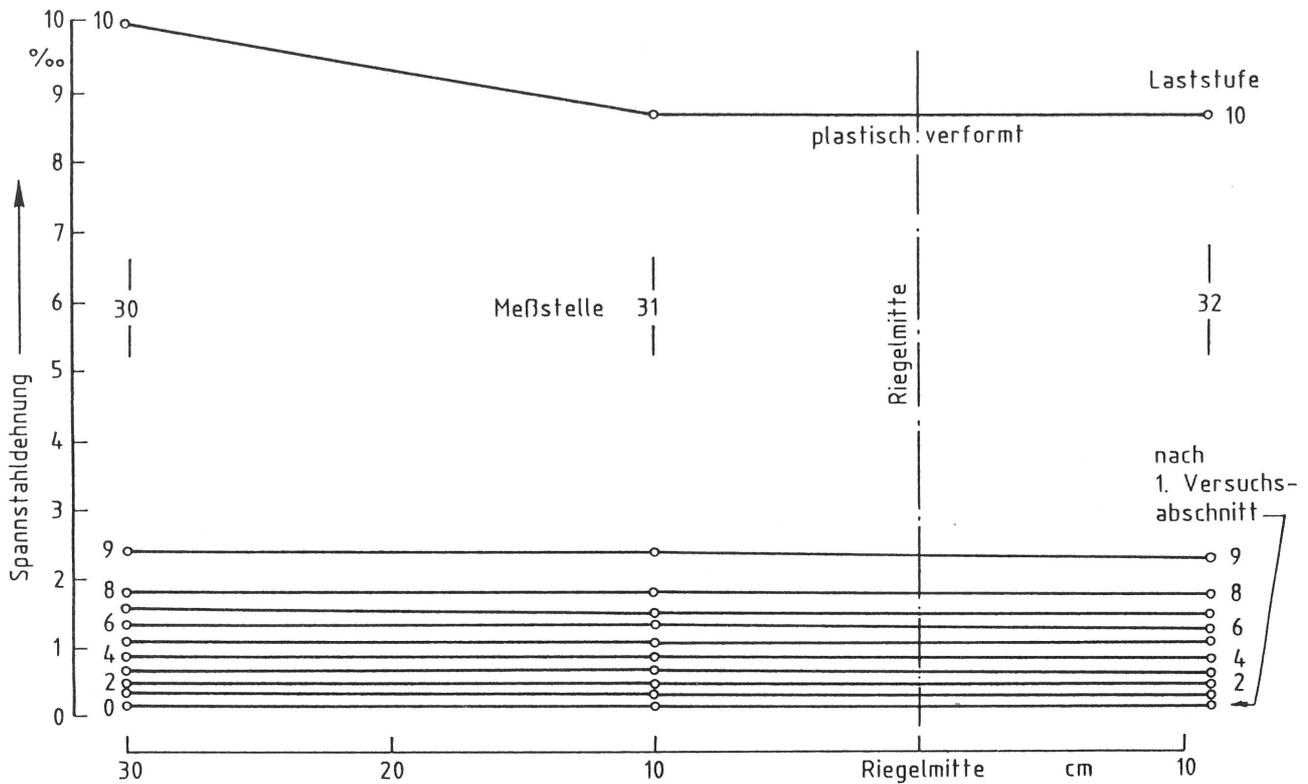


Bild 4.21
Spannbetonriegel A1
Verteilung der Dehnungen im Spannstahl in Riegelmitte aus simulierter Gleichlast

4.3.2 Spannbetonriegel_A2

Auf die Beanspruchung des Probekörpers durch eine über eine längere Zeit einwirkende Gewichtsbelastung wurde verzichtet, da das grundsätzliche Verhalten der Riegel unter Dauerlast bereits am Probekörper A1 geklärt werden konnte und insbesondere bei der vorhandenen wesentlich geringeren Stützweite keine weitergehenden Erkenntnisse zu erwarten waren.

Das nach dem Einbau des Riegels in den Prüfstand vorgenommene Nivellement ergab eine Überhöhung des Bauteils in der Mitte von $f_M = 9,5$ cm.

Der Belastungsversuch erfolgte in zwei Schritten. In einem 1. Versuchsabschnitt wurde der Probekörper wiederum durch eine aus 4 Einzellasten bestehende, den Lastfall Gleichlast simulierende Beanspruchung belastet. Angaben zum Versuchsablauf sowie eine Zusammenstellung der Ereignisse sind in Tabelle 4.5 enthalten. Einzelheiten zum zeitlichen Ablauf der in Stufen aufgebrachten Last können dem Bild 4.22 entnommen werden. Die Bilder 4.23 und 4.24 zeigen die Abmessungen des Probekörpers, die Lastanordnung und die Lage der einzelnen Meßstellen zur Ermittlung der Biegelinie sowie der Beton- und Stahl-

dehnungen in zwei Querschnitten. Ebenfalls gemessen wurden über einen kurzen Bereich der Druckplatte die Betondehnungen am oberen Querschnittsrand.

Die Versuchsergebnisse bei einer Beanspruchung des Riegels durch eine Gleichlast sind in Tabelle 4.6 zusammengefaßt. Das größte erreichte Biegemoment beträgt in Riegelmitte rd. $\max M_{g+p} = 223 \text{ kNm}$ und liegt damit geringfügig über dem Bemessungsmoment von $M = 219,7 \text{ kNm}$.

Auf Grund der mit $L = 13,55 \text{ m}$ wesentlich geringeren Stützweite war im Vergleich zum Probekörper A1 - bei gleichem Bewehrungsprozentsatz - die Tragfähigkeit des Riegels erst nach Aufbringen einer Gleichlast von $\max p = 7,46 \text{ kN/m}$ ($= 11,3 \cdot p_0$) - Probekörper A1: $\max p = 3,63 \text{ kN/m}$ ($= 5,5 \cdot p_0$) - nahezu erreicht.

Die in den einzelnen Laststufen durch Verschiebungsmessungen ermittelten Biegelinien sind in Bild 4.25 dargestellt. Nach Aufbringen der Gebrauchslast $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$ (Schnee und Schilderlast) war eine Durchbiegung in Riegelmitte von rd. $w_M = 11,3 \text{ mm}$ zu verzeichnen, die deutlich unter dem Wert $L/300 = 45 \text{ mm}$ lag. Bei Abbruch des Versuchs, bedingt durch eine extreme Schiefstellung des Belastungsaufbaus, betrug die Mittendurchbiegung rd. $w_M = 470 \text{ mm}$. Die Durchbiegung in Riegelmitte kann außerdem für verschiedene Verhältnisse der Gleichlast p/p_0 aus Bild 4.26 und in Abhängigkeit vom Biegemoment aus Bild 4.27 entnommen werden.

Den im Versuchsstand eingebauten Riegel A2 vor der Lastaufbringung und nach der 1. Zwischenentlastung bei Stufe 10 zeigen die beiden Bilder 4.28. Der beobachtete nach dem Belastungsversuch vorhandene Risseverlauf ist aus Bild 4.29 zu ersehen. Erste Risse wurden zwischen den Laststufen 3 und 4 bei einer Gleichlast von ca. $p = 2,24 \text{ kN/m}$, d. h. rd. $p = 3,4 \cdot p_0$ festgestellt. Das aus der Gleichlast resultierende Rißmoment beträgt damit ca. $M_R = 51,4 \text{ kNm}$. Der Last- bzw. Momenten-Durchbiegungskurve (Bilder 4.26 und 4.27) ist jedoch zu entnehmen, daß erste Anrisse am unteren Querschnittsrand offenbar bereits zu einem früheren Zeitpunkt erfolgt sind. Das Dehnungsdiagramm für einen Querschnitt im mittleren Riegelbereich auf Bild 4.30 weist, bei Annahme einer linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe, bereits Werte von $\epsilon_b = 0,5 \text{ ‰}$ in Laststufe 2 ($p = 2 \cdot p_0$) auf. Geht man davon aus, daß die Bruchdehnung des Betons etwa $\epsilon_{bu} = 0,25 \text{ ‰}$ beträgt und schätzt die vorhandene Betonstauchung aus Vorspannung und Eigengewicht zu $\epsilon_b^{g+v} \sim -0,15 \text{ ‰}$ ab (s. a. Abschnitt

Tabelle 4.5

Spannbetonriegel A2 - Versuchsablauf und Zusammenstellung der Beobachtungen im 1. Versuchsabschnitt bei simulierter Gleichlast

Versuchsabschnitt/ Datum	Laststufe	Belastung p/p_0 ¹⁾ (Soll)	Versuchsablauf bzw. Ereignisse
1 22.7.1982	A	0,68	Lastverteilungsträger aufgebracht
	1	1,0	-
	2	2,0	-
	3	3,0	Erste sichtbare Risse Nr. 1-8 bei $p/p_0 = 3,4$
	4	4,0	Risse Nr. 9-23
	5	5,0	Risse Nr. 24-45
	6	6,0	Risse Nr. 46-62
	7	7,0	Risse Nr. 63-79
	8	8,0	Risse Nr. 80-87, maximale Rißweite $W_R = 0,2$ mm
	9	9,0	Weitere Rißbildung
	10	10,0	Max. Kolbenhub der hydraulischen Zylinder erreicht
1' 23.7.1982	11	0,68	Probekörper entlastet
	12	10,0	Probekörper wieder belastet
	13	10,0	Probekörper mittels Jochen festgehalten, Hydraulikzylinder entlastet und Lastpendel verlängert. Kolben ausgefahren, Joche entlastet und wieder abgebaut
	14	11,0	Starke Zunahme der Verformung
	Abbruch des Versuchs	11,30	Geringe Laststeigerung, bei weiterer Zunahme der Trägerdurchbiegungen extreme Schiefstellung des Belastungsaufbaus. Probekörper entlastet

1) $p_0 = 0,66$ kN/m

4.3.4), so sind zumindest in der über den Bügeln befindlichen Betonschale erste Risse entstanden, die nicht durch den ganzen Riegelsteg hindurchgehen. Die in Höhe des Spanngliedes gemessene Betondehnung (Meßstelle 24, Bild 4.24) zeigt jedoch deutlich, daß sich Risse erst ab Laststufe 3 voll ausbilden. Angaben zu der Reihenfolge der entstandenen Risse, dem Rißabstand und den Rißweiten sind in Tabelle 4.5 enthalten.

Die Dehnungsmessungen über die Querschnittshöhe in Riegelmitte (Bild 4.30) zeigen, daß bei Abbruch des 1. Versuchsabschnitts die Betonstauchung am oberen Querschnittsrand $\epsilon_b = 2,2 \text{ ‰}$ und die Dehnung des Spannstahls aus Gleichlast $\epsilon_e = 9,3 \text{ ‰}$ betragen. Da der Spannstahl plastiziert ist und sich damit einer weiteren Lastaufnahme entzieht, war die Tragfähigkeit des Probekörpers praktisch erschöpft.

Um das Verhalten des Bauteils auch bis zum tatsächlichen Versagen kennenzulernen, wurde in einem 2. Versuchsabschnitt eine Einzellast in Riegelmitte aufgebracht (Bild 4.23). Bei Erreichen des Biegemoments aus Stufe 14 (Gleichlast) erfolgte mit zunehmender Durchbiegung ein duktiler Bruch des Probekörpers neben der Lasteinleitungsstelle (Bild 4.31). Das Versagen in Riegelmitte wurde insbesondere durch Ausweichen der im Querschnitt oben angeordneten schlaffen Bewehrung (Bild 4.32) und Abdrücken der Betondeckung ausgelöst. Bis zum Einsetzen der Zerstörung der Betondruckzone betrug die Durchbiegung in Riegelmitte rd. $w_M = 750 \text{ mm}$.

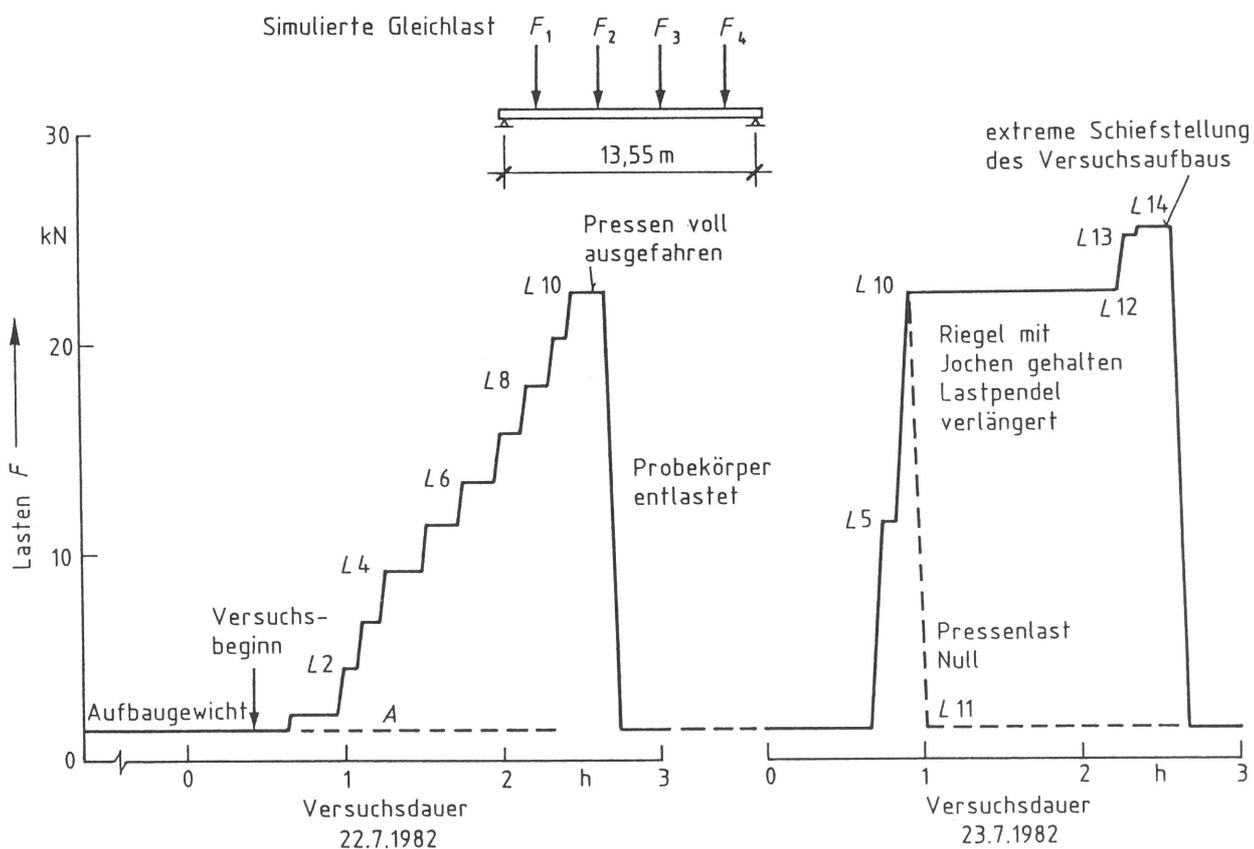


Bild 4.22
Spannbetonriegel A2
Zeitlicher Ablauf der Lastaufbringung im 1. Versuchsabschnitt

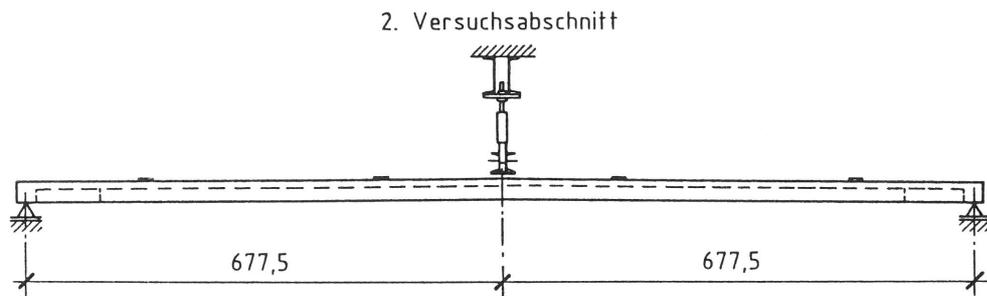
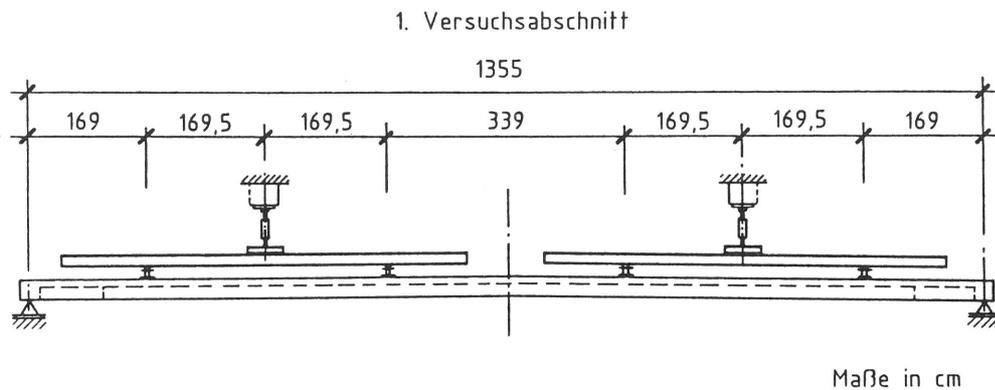


Bild 4.23
Spannbetonriegel A2
Abmessungen und Belastungsanordnung; 1. Versuchsabschnitt - Ribbildung bei gleichmäßig verteilter Last; 2. Versuchsabschnitt - Ermittlung des Bruchmomentes durch Einzellast

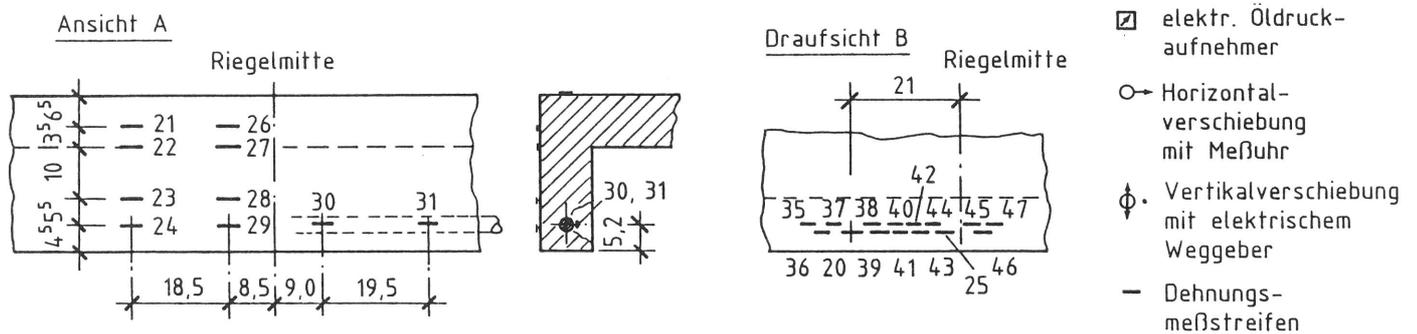
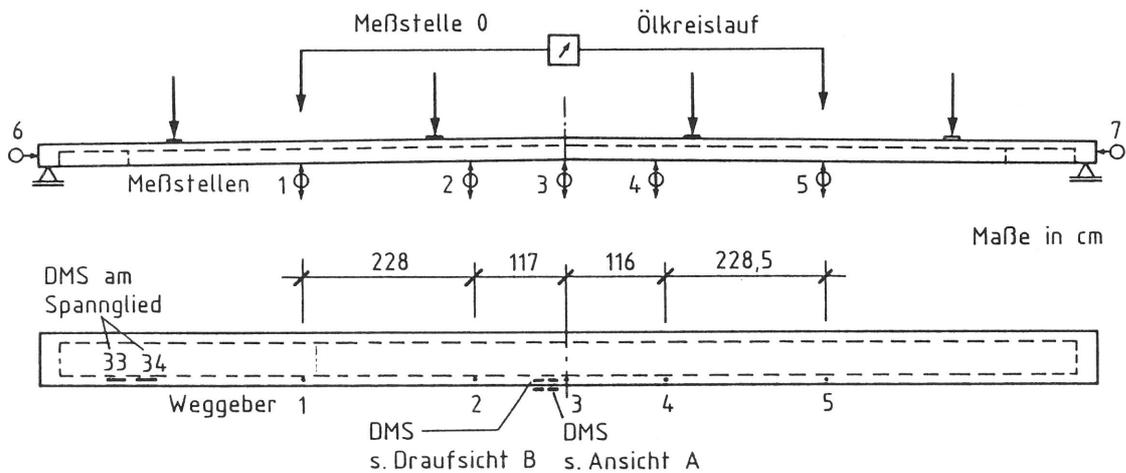


Bild 4.24
Spannbetonriegel A2
Anordnung der Weg- und Dehnungsmeßstellen

Tabelle 4.6
Spannbetonriegel A2 - Laststufen und Ergebnisse des 1. Versuchsabschnitts

Laststufe	Eigen- gewicht g	Einzellasten F_1, F_2, F_3, F_4	simulierte Gleichlast P/P_0	Querschnitt in Riegelmitte			Durch- biegung w_M	im mittleren Abstand der Risse	Bereich Riß- weiten
				M_{g+p}	$M_{vorh.}$ $M_{Gebr.}$	$M_{vorh.}$ M_U			
-	kN/m	kN	-	kNm	-	-	mm	cm	mm
A	2,25	1,53	0,68	62,0	0,93	0,28	6,7	-	-
1		2,16	0,97	66,3	0,99	0,30	11,3	-	-
2		4,45	1,99	81,8	1,22	0,37	25,5	-	-
3		6,73	3,01	97,3	1,46	0,44	44,9	15...20 ¹⁾	< 0,1
4		9,07	4,05	113,1	1,69	0,51	72,3	10...20	< 0,1
5		11,25	5,03	127,9	1,91	0,57	100,5	8...20	< 0,1
6		13,44	6,01	142,7	2,14	0,64	129,7	6...12	< 0,1
7		15,63	6,99	157,6	2,36	0,71	157,7	6...12	0,1
8		17,87	7,99	172,7	2,59	0,77	188,7	6...10	0,1
9		20,11	8,99	187,9	2,81	0,84	219,1	6...10	0,1...0,2
10		22,30	9,97	202,7	3,03	0,91	253,7	4...10	0,1...0,2
11		1,53	0,68	62,0	0,93	0,28	36,5	4...10	H...0,1
12		22,34	9,99	203,0	3,04	0,91	259,7	4...10	0,1...0,2
13		22,30	9,79	202,7	3,03	0,91	274,5	4...10	0,1...0,3
14	25,10	11,23	221,7	3,32	0,99	403,3	4...10	0,1...0,3	
Bruch	25,28	11,30	222,9	3,34	1,00	481,5	4...10	0,1...0,3	
Ent- lastung	1,53	0,68	62,0	0,93	0,28	206,3	4...10	-	

$p_0 = 0,66$ kN/m A = Aufbaugewicht 1) = erste sichtbare Risse
 $M_{Gebr.} = M_{g+p_0} = 66,8$ Nm = Gebrauchslast

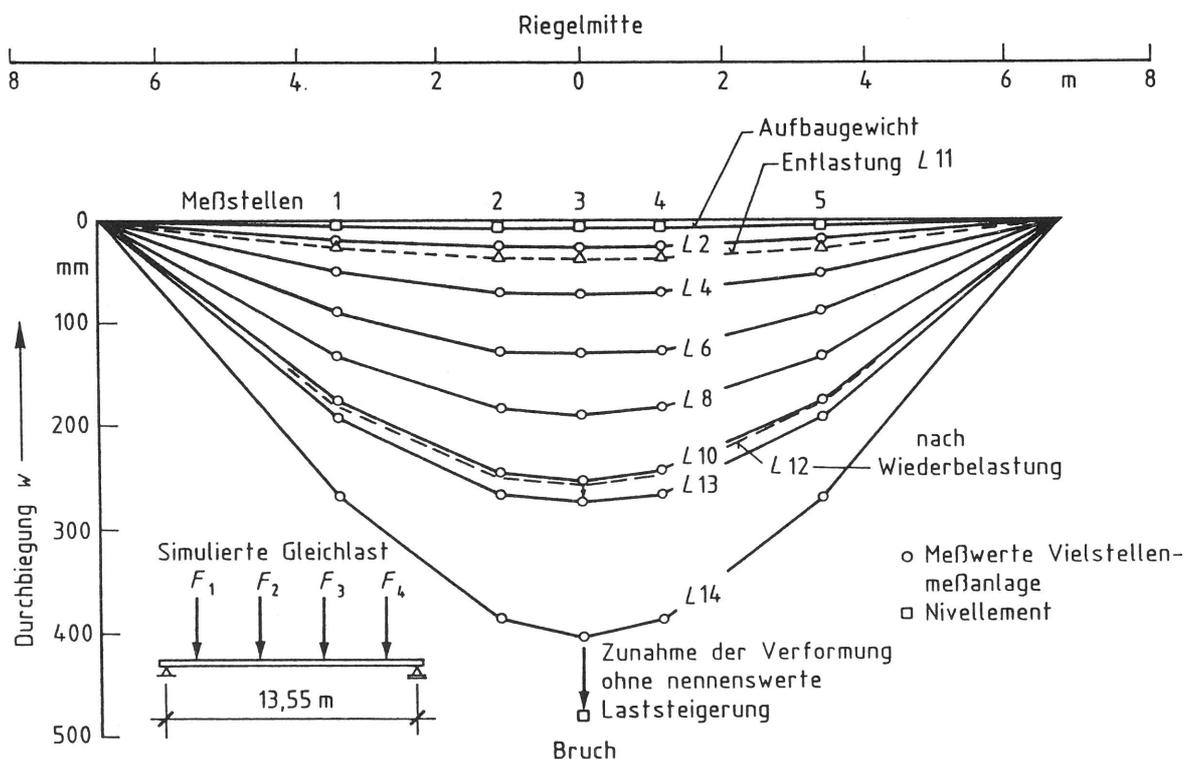


Bild 4.25
Spannbetonriegel A2
Durchbiegung unter simulierter Gleichlast (1. Versuchsabschnitt)

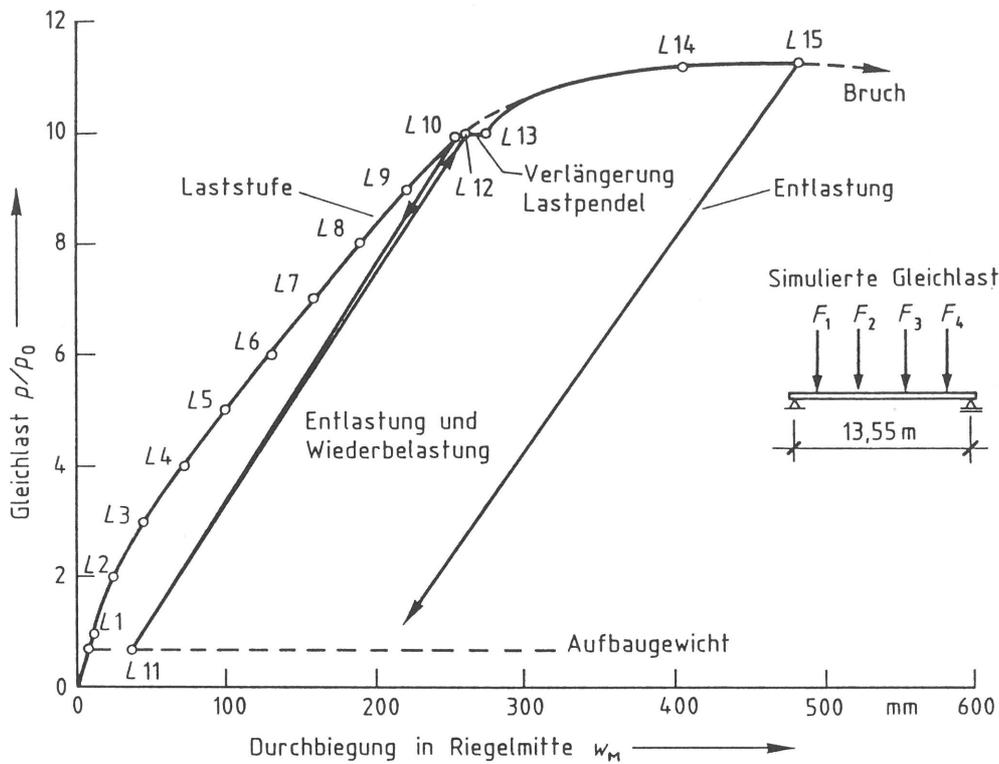


Bild 4.26
Spannbetonriegel A2
Durchbiegung in Feldmitte bei simulierter Gleichlast p/p_0

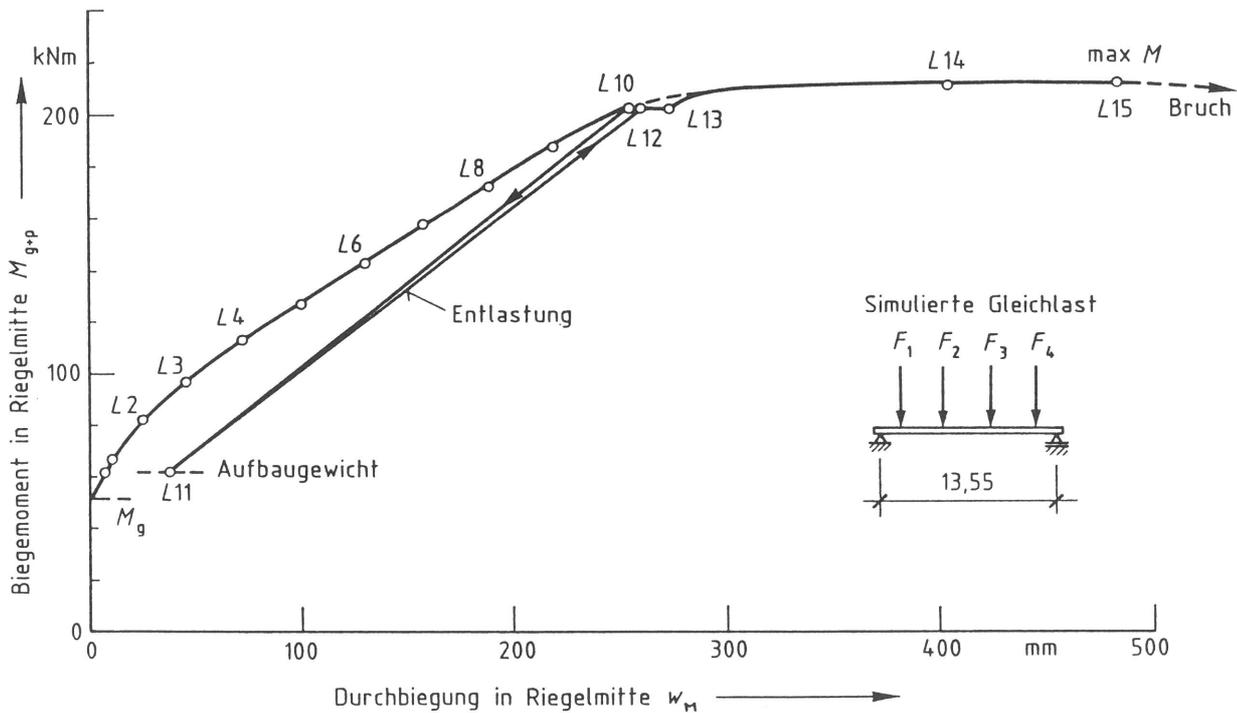


Bild 4.27
Spannbetonriegel A2
Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit vom Biegemoment aus simulierter Gleichlast

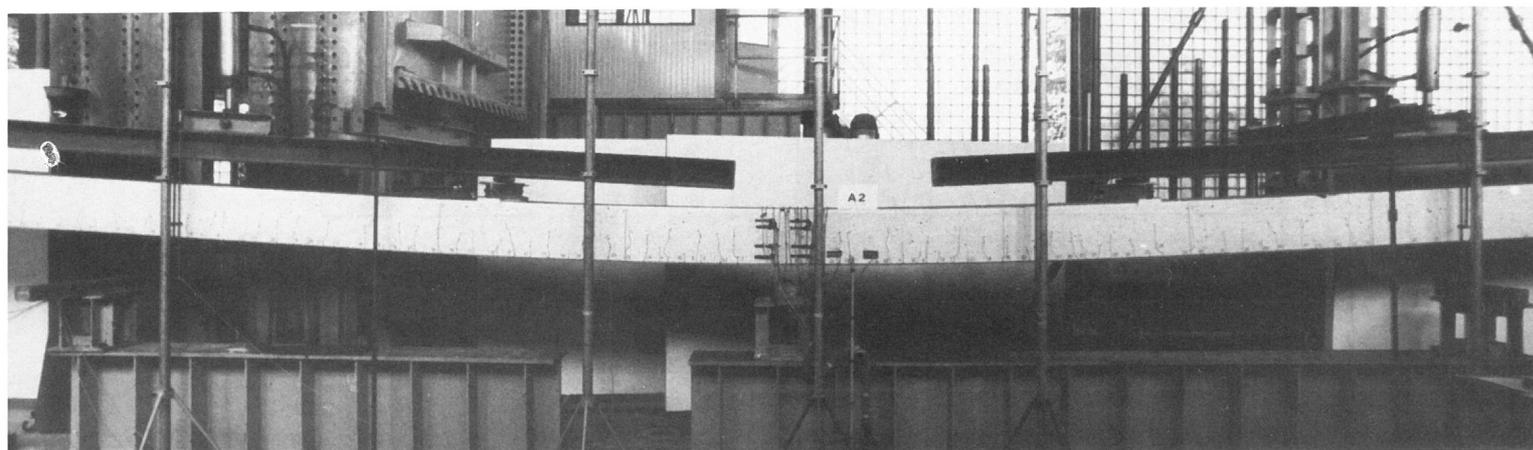
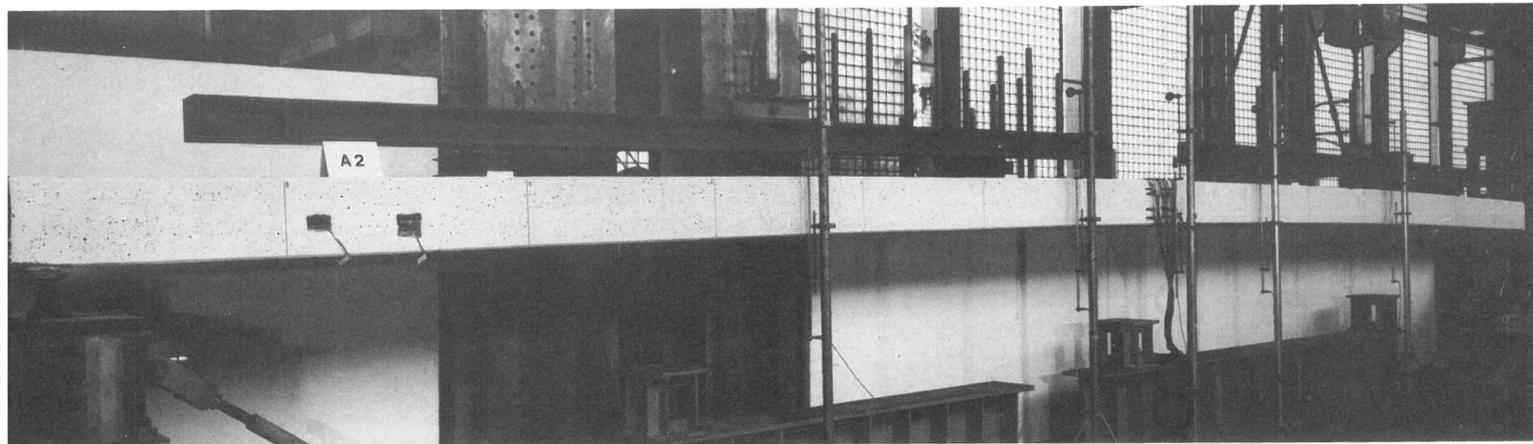


Bild 4.28
Spannbetonriegel A2 im Versuchsstand vor Lastaufbringung (oben) und nach Erreichen der Laststufe 10 (unten); Joche zum Festhalten des Probekörpers in der ausgelenkten Lage

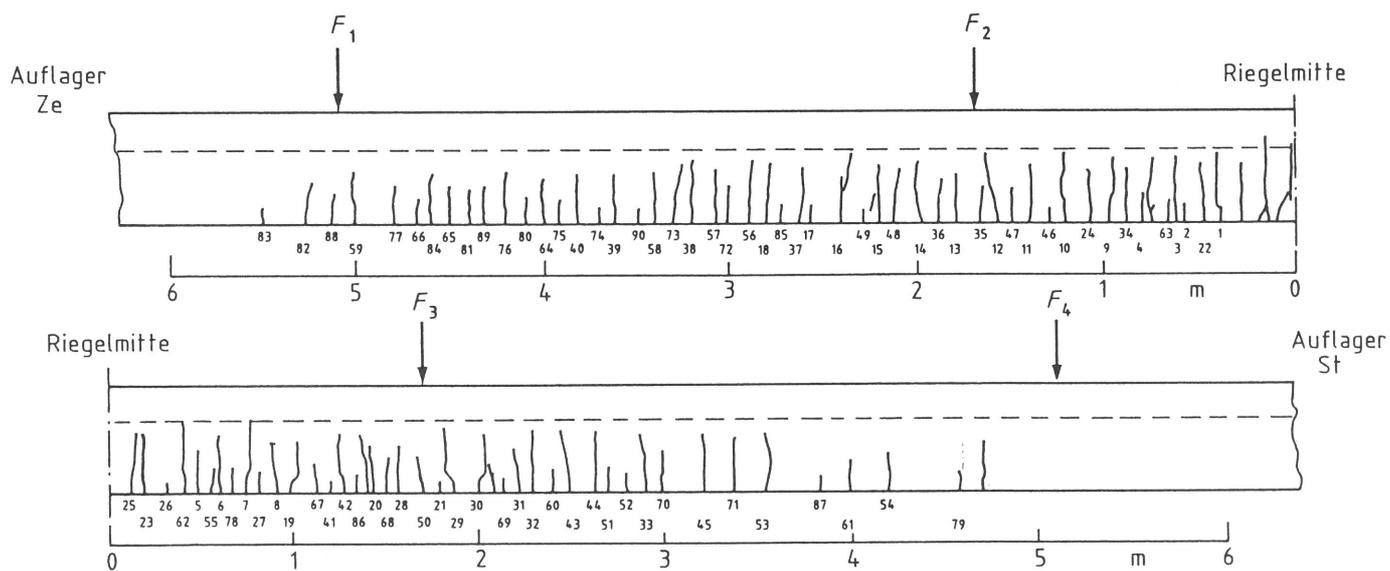


Bild 4.29
Spannbetonriegel A2
Rißbild nach Beanspruchung des Probekörpers durch eine simulierte Gleichlast

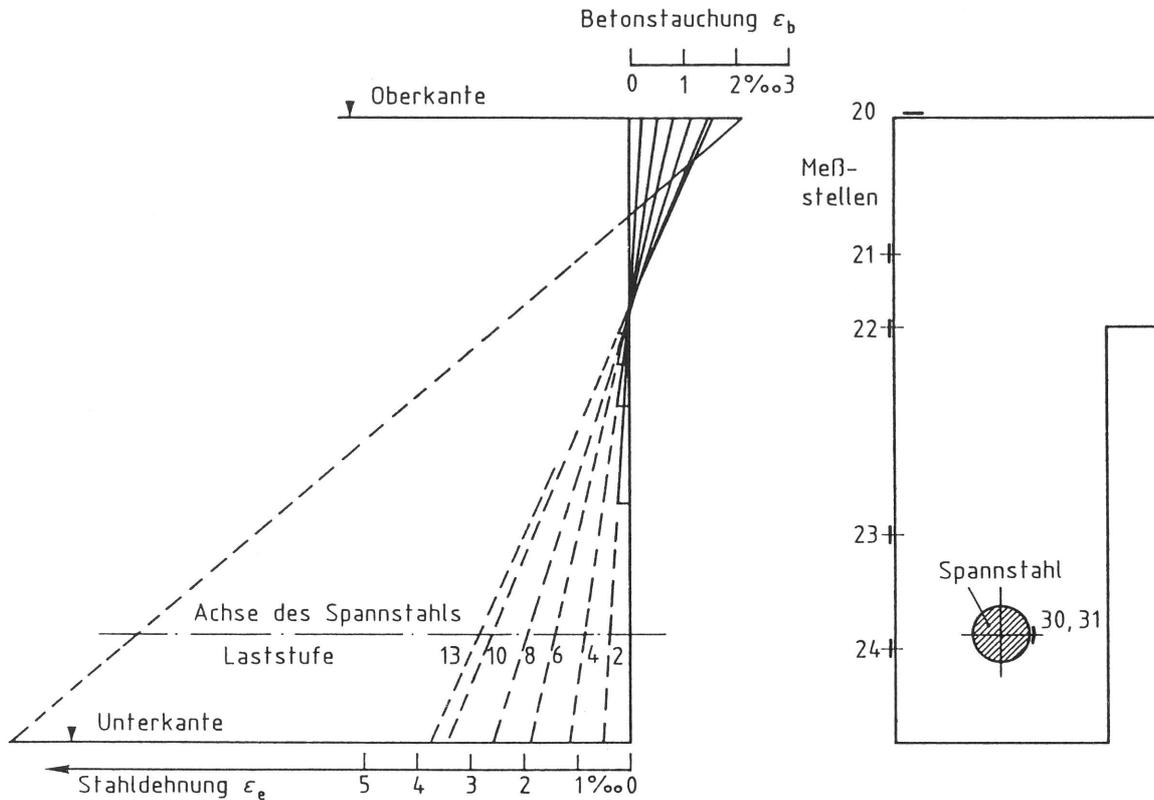


Bild 4.30

Spannbetonriegel A2

Verteilung der Dehnungen über die Querschnittshöhe, ca. 27 cm von der Mitte des Probekörpers entfernt, aus aufgebrachtener Last

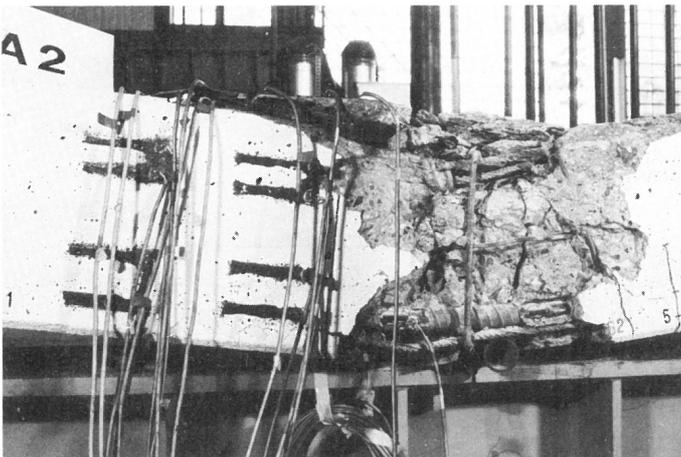


Bild 4.31

Spannbetonriegel A2 - Bruch des mittleren Querschnitts bei Beanspruchung durch eine Einzellast im 2. Versuchsabschnitt

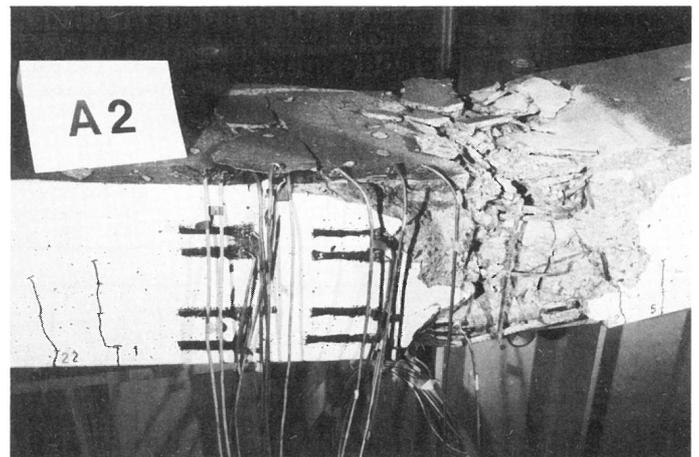


Bild 4.32

Spannbetonriegel A2 - Versagen der Betondruckzone durch Ausknicken der oberen Längsbewehrung

4.3.3 Spannbetonriegel_A3

Vor und während des Belastungsversuchs wurden am Spannbetonriegel A3 Schwingungsmessungen durchgeführt, über die im Abschnitt 5 ausführlich berichtet wird. Es handelt sich hierbei um ein zerstörungsfreies Prüfverfahren zur Beurteilung des baulichen Zustandes von Tragelementen, das in vielen Fällen ein Auffinden von Fehlstellen bzw. Schäden z. B. durch Überlastung ermöglicht.

Vor dem Aufbringen der Gleichlast ist die Überhöhung des Riegels bestimmt worden. Sie beträgt bei einer Stützweite von $L = 14,55 \text{ m}$ in der Mitte des Probekörpers $\max f_M = 31 \text{ mm}$. Die durch Nivellement festgestellte Form des im Prüfstand eingebauten Riegels ist in Bild 4.36 dargestellt. Dem Bild läßt sich entnehmen, daß die Schilderlasten (s. a. Bild 2.5) einen leichten Durchhang jeweils in einer Entfernung von ca. 3-4 m von der Riegelmitte verursacht haben.

In ganz ähnlicher Weise wie beim Riegel A2 erfolgte auch beim Probekörper A3 die Untersuchung des Tragverhaltens in zwei Versuchsabschnitten. Zunächst wurde der Riegel durch eine simulierte Gleichlast beansprucht. Die Größe der einzelnen Laststufen ist hier jedoch den tatsächlichen Gegebenheiten entsprechend, d. h. dem durch Wägen des Riegels festgestellten Gewichts von $G = 33,2 \text{ kN}$ und dem auf die Stützweite bezogenen Schildergewichts, zu $p_0 = 0,77 \text{ kN/m}$ ermittelt worden. Der Ablauf des 1. Versuchsabschnittes unter Angabe der einzelnen Laststufen sowie der Reihenfolge der während der Belastung entstandenen Risse ist in Tabelle 4.7 angegeben. Bild 4.33 gibt den zeitlichen Ablauf der Lastaufbringung wieder.

Die Abmessungen des Probekörpers sowie die Anordnung der vier Einzellasten und der Meßgeber sind aus den Bildern 4.34 und 4.35 zu ersehen. Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse, wie aufgebrachtes Biegemoment, Durchbiegung in Riegelmitte, Rißabstände und Rißweiten, erfolgte in Tabelle 4.8. Die weitere Auswertung der Meßdaten führte zu der in Bild 4.36 für jede Laststufe angegebenen Biegelinie sowie dem in Bild 4.39 dargestellte Momenten-Durchbiegungsdiagramm.

Die Rißbildung setzte zwischen Laststufe 2 ($p = p_0 = 0,77 \text{ kN}$) und Laststufe 3 ($p = 1,5 \cdot p_0 = 1,16 \text{ kN/m}$) ein. Es entstanden in den Stegen im mittleren Riegelbereich zunächst Haarrisse, die sich erst bei Erreichen einer Last von $p = 3 \cdot p_0 = 2,3 \text{ kN/m}$ aufzuweiten begannen und am unteren Querschnittsrand eine Weite von ca. $W_T = 0,2 \text{ mm}$ erreichten. Das Rißmoment aus der Gleichlast betrug damit ca. $M_R = 30,7 \text{ kNm}$ und lag deutlich niedriger als beim Probekörper A2 ($M_R = 51,5 \text{ kNm}$). Eine Ursache hierfür dürfte, wie nach Versuchsende festgestellt wurde, das Nichtverpressen eines der beiden Spannglieder und die damit verbundenen erheblichen Verformungen des Riegels schon bei geringen Lasten gewesen sein. Nach Erreichen der Laststufe 7 mit $p/p_0 = 4,07$, d. h. einer Gleichlast von $p = 3,13 \text{ kN/m}$ und einem Biegemoment in Riegelmitte von rd. $M_{q+p} = 142 \text{ kNm}$, war die Rißbildung im

Tabelle 4.7

Spannbetonriegel A3 - Versuchsablauf und Zusammenstellung der Beobachtungen im 1. Versuchsabschnitt sowie bei den dynamischen Untersuchungen

Versuchsabschnitt/ Datum	Laststufe	Belastung p/p_0 ¹⁾ (Soll)	Versuchsablauf bzw. Ereignisse
Dynamische Untersuchungen 2.12.85	-	-	Schwingungsmessungen am noch unbelasteten Träger; Zwangserregung durch Einmassenschwinger in Riegelmitte
1 3.12.85 Gleichlast	A ¹⁾	0,31	Lastverteilungsträger aufgebracht
	1	0,5	keine Veränderungen
	2	1,0	
	3	1,5	Erste sichtbare Risse Nr. 1-10
	4	2,0	Risse 11-19; konzentriert auf Seite Stg.
	5	2,5	Risse 20-28; Kontrollnivelement
	6	3,0	Risse 29-46; entlastet infolge Schiefstellung der Belastungseinrichtung
	-		Wiederbelastung, jedoch Kolbenweg am Ende vor Erreichen der Laststufe 7, Entlastung und Unterfüttern an den Lasteinleitungsstellen
	7	4,0	Risse 47-60; maximale Rißweite $W_R = 0,4$ mm
(8)	(5,0)	Laststufe nicht erreicht, da Kolbenweg der hydraulischen Pressen erschöpft, Kontrollnivelement; Träger entlastet	
Dynamische Untersuchungen 3.12.85	-	-	Schwingungsmessungen am Träger durch Zwangserregung mittels Einmassenschwinger

1) $p_0 = 0,77$ kN/m

A = Aufbaugewicht

wesentlichen abgeschlossen. Der erste Versuchsabschnitt wurde daher beendet und die Belastungsprüfung unterbrochen, um das Schwingungsverhalten des durch die Rißbildung geschädigten Riegels in diesem Stadium zu ermitteln. Die Ergebnisse der durchgeführten dynamischen Untersuchungen sind in Abschnitt 5 gesondert dargestellt.

Auf Grund der bereits im 1. Versuchsabschnitt aufgetretenen erheblichen Durchbiegungen und der damit verbundenen Schiefstellung der

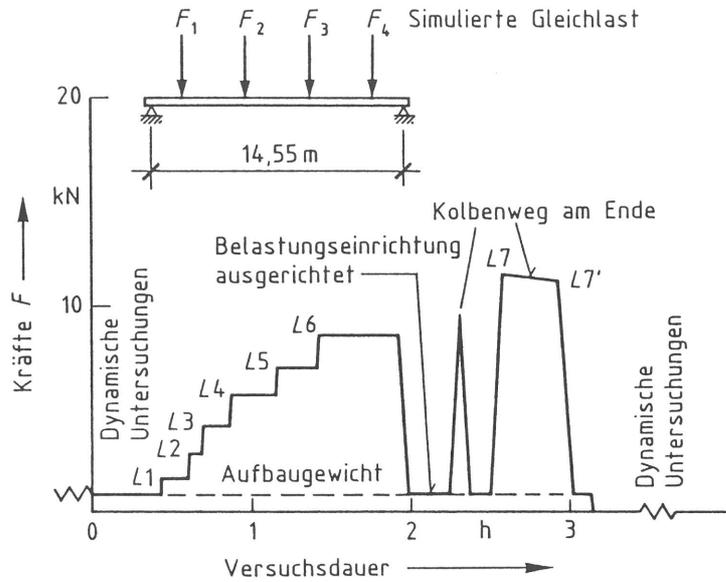
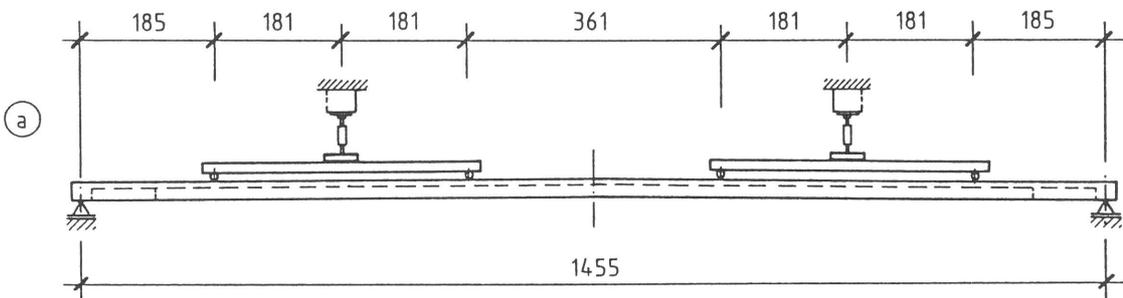


Bild 4.33
Spannbetonriegel A3
Zeitlicher Ablauf der Lastaufbringung im 1. Versuchsabschnitt
(simulierte Gleichlast)

1. Versuchsabschnitt



Maße in cm

2. Versuchsabschnitt

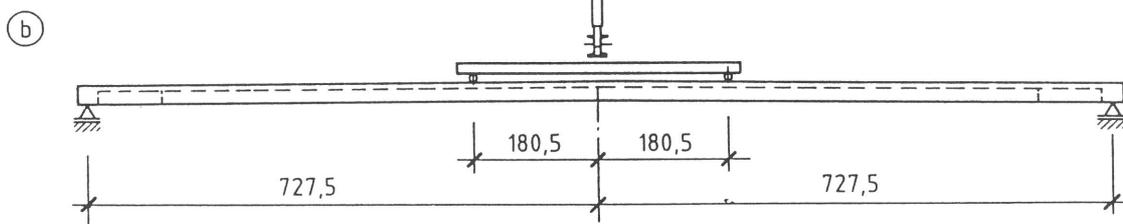


Bild 4.34
Spannbetonriegel A3
Abmessungen und Belastungsanordnung
1. Versuchsabschnitt: Rißbildung bei verteilter Last (a)
2. Versuchsabschnitt: Ermittlung des Bruchmoments bei konstantem Biegemoment im mittleren Riegelbereich (b)

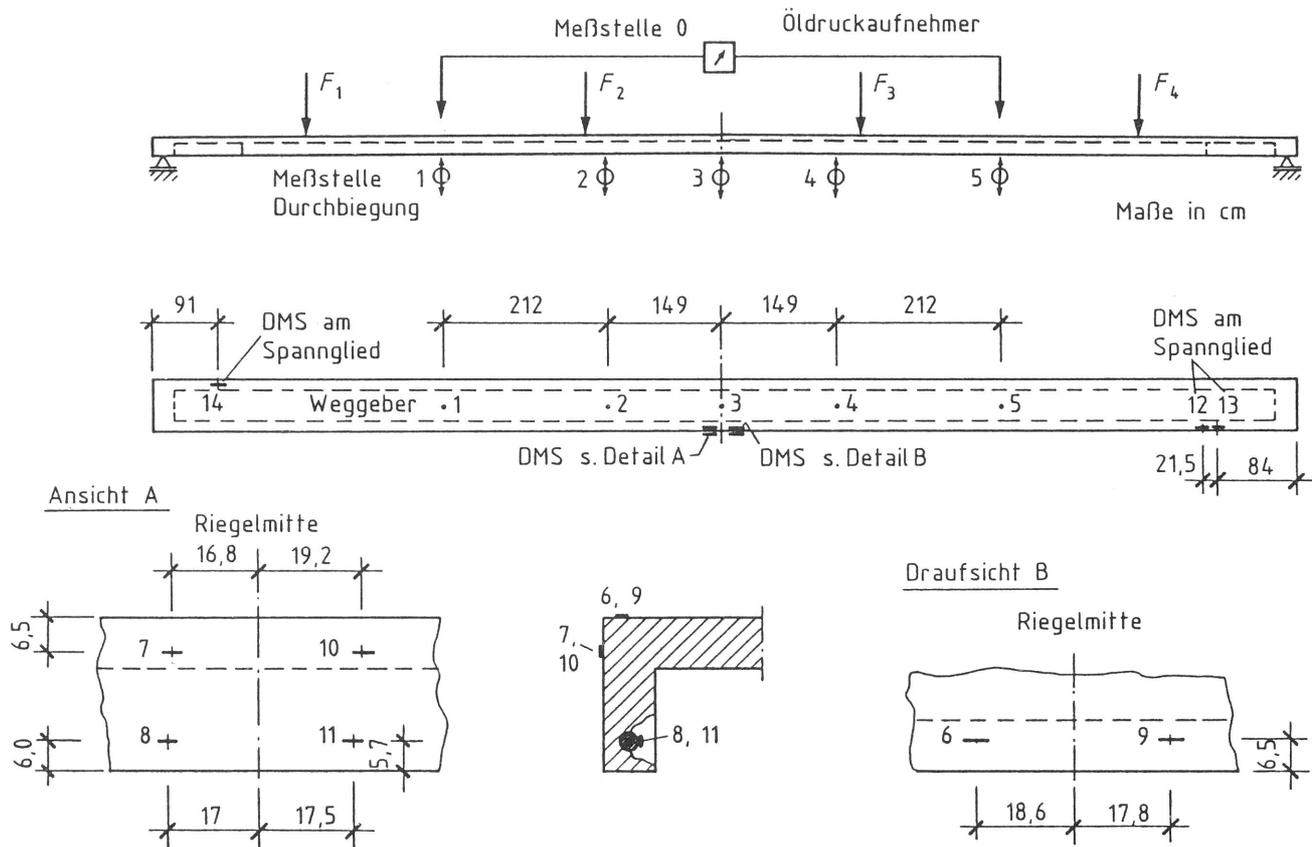


Bild 4.35
Spannbetonriegel A3
Anordnung der Weg- und Dehnungsmeßstellen

Tabelle 4.8
Spannbetonriegel A3 - Laststufen und Ergebnisse des Belastungsversuchs
1. Versuchsabschnitt mit simulierter Gleichlast

Laststufe	Eigen- gewicht g	Einzellasten F_1, F_2, F_3, F_4	simulierte Gleichlast p/p_0	Querschnitt in Riegelmitte			Durch- biegung w_M	im mittleren Bereich Abstand der Risse	1) Riß- weiten
				M_{g+p}	$\frac{M_{vorh}}{M_{Gebr}}$	$\frac{M_{vorh}}{M_U}$			
-	kN/m	kN	-	kNm	-	-	mm	cm	mm
A	2,24	0,86	0,31	65,5	0,82	0,33	4,7	-	-
1		1,52	0,54	70,3	0,88	0,35	6,9	-	-
2		2,81	1,00	79,7	1,0	0,40	15,6	-	$< 0,1$
3		4,19	1,50	89,8	1,13	0,45	30,6	18...52	$< 0,1$
4		5,65	2,02	100,4	1,26	0,50	53,6	18...52	0,1...0,15
5		6,96	2,48	109,9	1,38	0,55	78,9	12...45	0,1...0,2
6		8,44	3,01	120,7	1,51	0,60	103,6	12...30	0,1...0,3
7		11,41	4,07	142,3	1,79	0,71	182,4	10...26	0,1...0,4
7'		11,11	3,97	140,1	1,76	0,70	182,8	10...26	0,1...0,4
A		0,86	0,31	65,5	0,82	0,33	27,8	10...26	$< 0,1...0,1$

1) jeweils bis 3 m von der Riegelmitte entfernt

$p_0 = 0,77$ kN/m $M_g = 59,28$ kNm $M_U = 201,3$ kNm A = Aufbaugewicht

$M_{Gebr} = M_{g+p_0} = 79,7$ Nm = Gebrauchsmoment

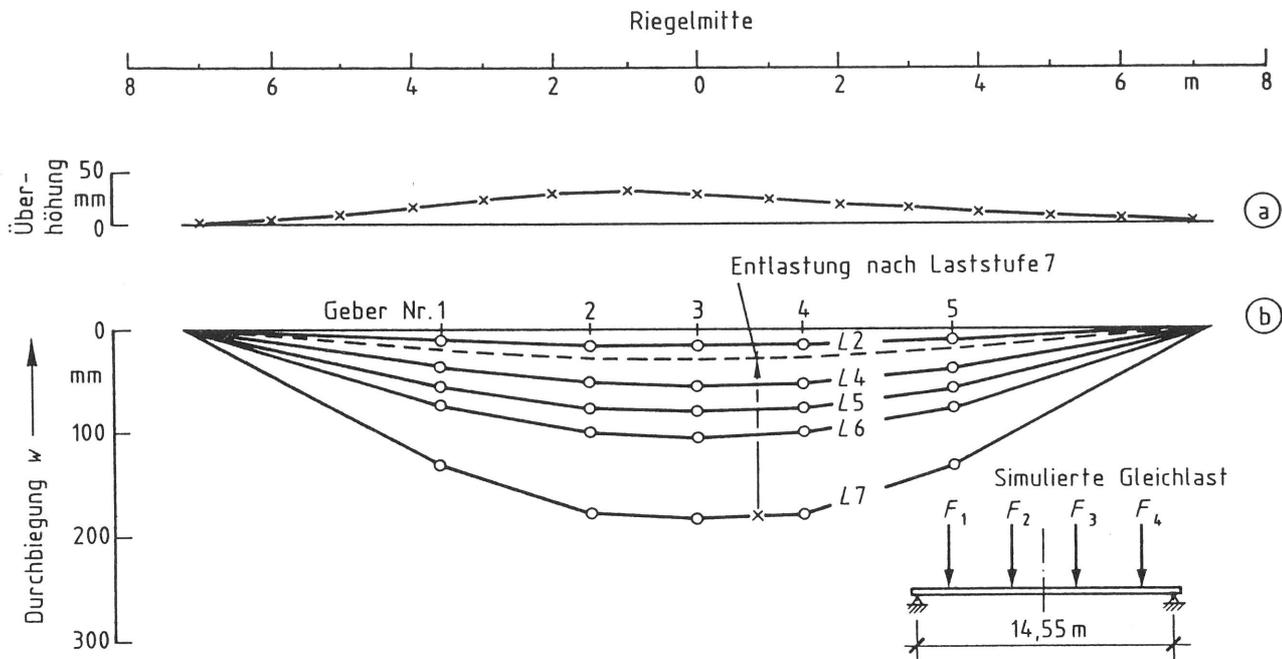


Bild 4.36
Spannbetonriegel A3
Überhöhung und Durchbiegung unter simulierter Gleichlast im 1. Versuchsabschnitt

Tabelle 4.9
Spannbetonriegel A3 - Versuchsablauf und Zusammenstellung der Beobachtungen
im 2. Versuchsabschnitt

Versuchsabschnitt/ Datum	Laststufe	Belastung p/p_0 ¹⁾ (Soll)	Versuchsablauf bzw. Ereignisse
2 4.12.85	A	0,31	Lastverteilungsträger aufgebracht
	7	4,0	Belastung durch 4 Einzellasten entsprechend Versuchsabschnitt 1. Träger mit Jochen in der verformten Lage gehalten; Umbau der Belastungseinrichtung, da Lastpendel nicht mehr verlängert werden kann
	7'	4,0 ¹⁾	Belastung durch 2 Einzellasten jeweils L/8 neben der Trägermitte
	8	5,0	Risse 61-63; max. Rißweite $w_r = 0,9$ mm
	9	6,0	Erhebliche Zunahme der Durchbiegungen max. Rißweite $w_r = 1,7$ mm
	9'	> 6,0	Kolbenweg am Ende, Träger durch Joche gehalten, Lastpendel verlängert
	9''	< 7,0	Erhebliche Zunahme der Durchbiegungen Kolbenweg am Ende; Träger durch Joche gehalten; Lastpendel verlängert
	10	7,0	Max. Rißweiten $w_r = 2,8$ mm
	11	< 7,0	Lastabfall bei Zunahme der Verformungen. Versuch muß abgebrochen werden, da der Träger auf dem Abfanggerüst aufliegt. Entlasten
Dynamische Untersuchungen 4.12.85	-	-	Schwingungsmessungen am Träger durch Zwangserregung mittels Einmassenschwinger
5.12.85	-	Eigen- gewicht	Trennen der Spannglieder

1) Es wird das Biegemoment in Trägermitte infolge Gleichlast $p = 4 p_0$ erzeugt

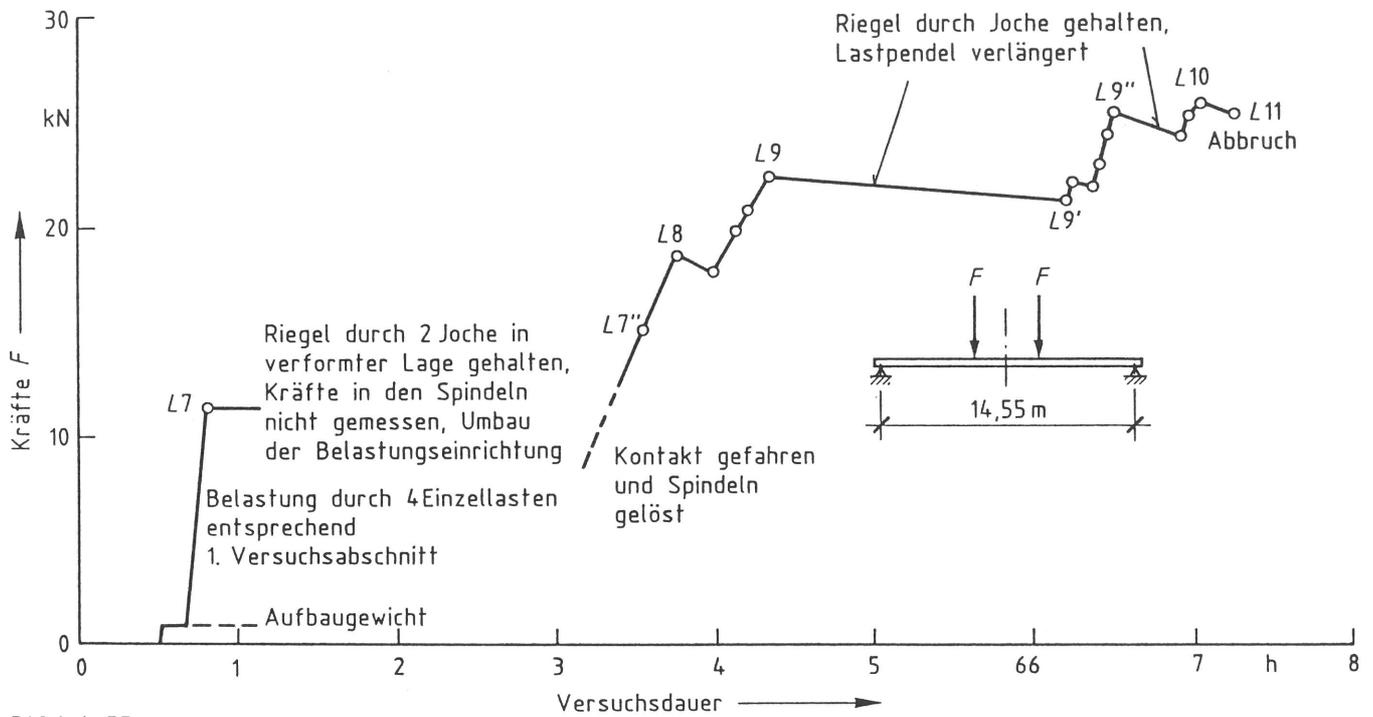


Bild 4.37
Spannbetonriegel A3
Zeitlicher Ablauf der Lastaufbringung im 2. Versuchsabschnitt

Tabelle 4.10
Spannbetonriegel A3 - Laststufen und Ergebnisse des 2. Versuchsabschnitts
(2 Einzellasten im mittleren Riegelbereich)

Laststufe	Eigen- gewicht g	Belastung		Querschnitt in Riegelmitte			Durch- biegung w_M	im mittleren Bereich Abstand der Risse	Bereich Ri0- weiten
		Einzellasten F_1, F_2	1) p/p_0	Moment M_{g+p} 1)	$\frac{M_{vorh}}{M_{Gebr}}$	$\frac{M_{vorh}}{M_U}$			
-	kN/m	kN	-	kNm	-	-	mm	cm	mm
A	2,24	1,72	0,46	68,7	0,86	0,34	24,5	10...26	0,1...0,1
7"		14,92	4,0	140,7	1,77	0,70	204,6		0,1...0,4
8		18,52	4,96	160,3	2,01	0,80	250,7		0,2...0,9
9		22,37	5,99	181,3	2,27	0,90	379,2		keine
9'		21,32	5,71	175,6	2,20	0,87	402,7		neuen
9"		25,42	6,81	198,0	2,48	0,98	562,3		Risse
10		26,02	6,97	201,3	2,53	1,0	636,8		0,2...2,8
11		25,27	6,77	197,2	2,47	0,98	646,7		2)

1) Äquivalente Gleichlast p erzeugt in Riegelmitte das gleiche Biegemoment wie die Einzellasten
2) nicht festgestellt

$p_0 = 0,77 \text{ kN/m}$ $M_g = 59,25 \text{ kNm}$ A = Aufbaugewicht
 $M_{Gebr} = M_{g+p_0} = 79,7 \text{ Nm}$ = Gebrauchsmoment

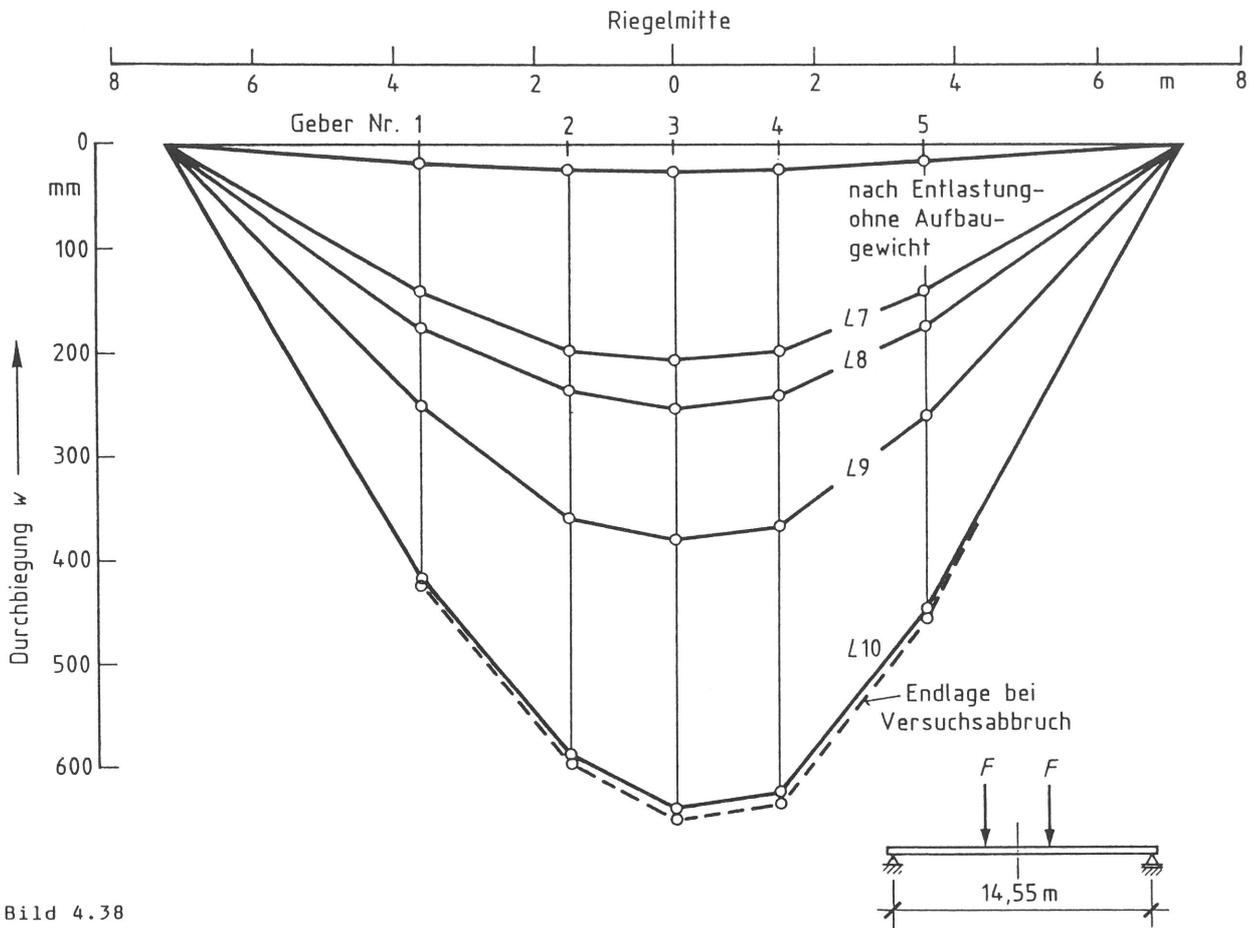


Bild 4.38
Spannbetonriegel A3
Durchbiegung unter zwei Einzellasten im mittleren Riegelbereich im 2. Versuchsabschnitt

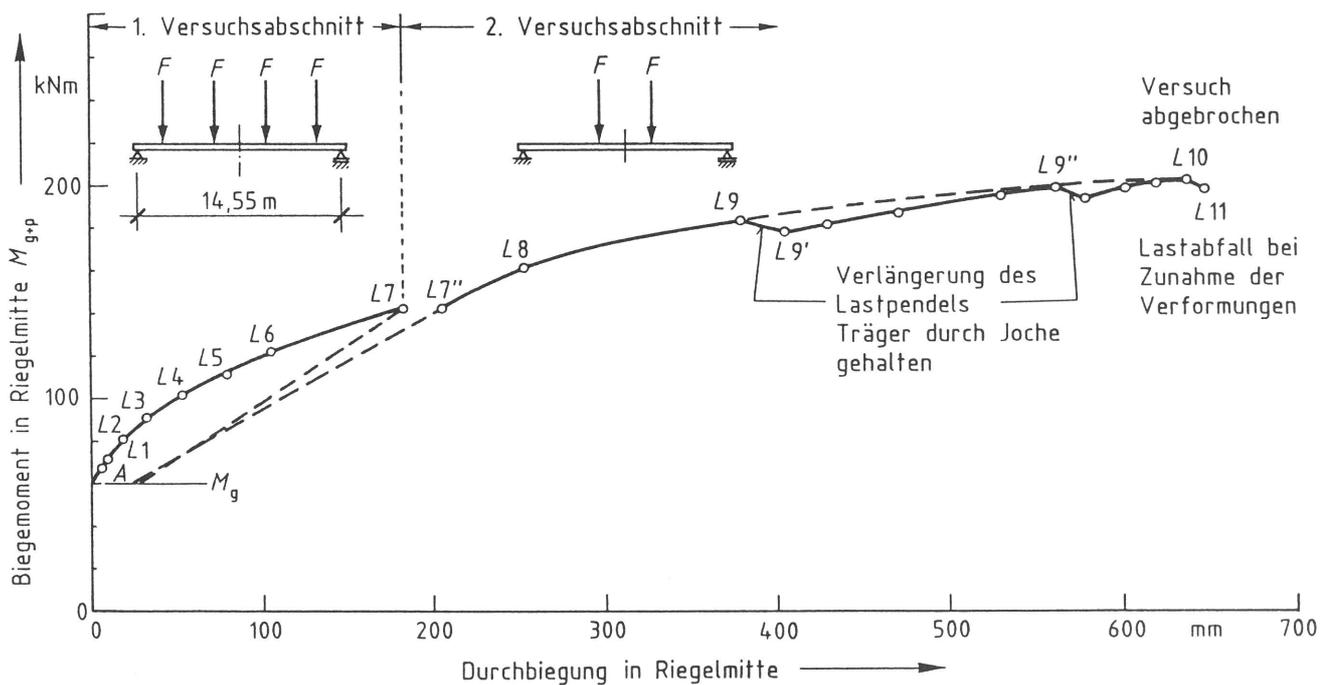


Bild 4.39
Spannbetonriegel A3
Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit vom Biegemoment M_{g+p}

Lastpendel und Lastverteilungsträger, wurde im Anschluß an die Schwingungsmessungen das weitere Verhalten des Riegels bis in den bruchnahen Bereich durch Aufbringen von zwei Einzellasten entsprechend Bild 4.34 (b) untersucht. Der Ablauf des zweiten Versuchsabschnitts ist aus Tabelle 4.9 und Bild 4.37 zu ersehen. Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse enthält Tabelle 4.10. Die Biegelinien für einzelne Laststufen und das Momenten-Durchbiegungsdiagramm für die Riegelmitte können den Bildern 4.38 und 4.39 entnommen werden. Die Belastung des Riegels wurde bei Erreichen eines Moments von rd. $M_{g+p} = 201,3 \text{ kNm}$ und Aufliegen des Riegels auf dem Abfangträger (s. Bild 4.41) abgebrochen. Ab Laststufe 9" konnte bei weiterer Zunahme der Durchbiegung kaum noch eine Laststeigerung erreicht werden. Trotz der bei Versuchsabbruch vorhandenen erheblichen Durchbiegung von rd. $w_M = 650 \text{ mm}$ in Probekörpermitte war eine beginnende Zerstörung der Betondruckzone noch nicht zu verzeichnen.

Die Dehnungsmessungen im mittleren Riegelbereich (Bild 4.40) zeigen, daß die Stauchung am oberen Querschnittsrand aus der aufgebrachten Last maximal rd. $\epsilon_b = 1,5 \text{ ‰}$ und die Spannstahldehnung rd. $\epsilon_e = 4,0 \text{ ‰}$ betragen. Wird zu der Spannglieddehnung die aus dem Vorspannen (planmäßig $\epsilon_e = 2,6 \text{ ‰}$ bei $\sigma_v = 550 \text{ N/mm}^2$) noch verbliebene Dehnung addiert, so befindet sich der Spannstahl bereits im plastischen Bereich; eine weitere wesentliche Laststeigerung ist damit nicht mehr möglich, was ebenfalls aus Bild 4.39 abzulesen ist.

Das Aussehen des Riegels A3 und die bis zum Versuchsende eingetretenen Risse sind aus den drei Bildern 4.41 bis 4.43 zu entnehmen. Im zweiten Versuchsabschnitt sind nur einige wenige Risse neu entstanden (s. a. Tabelle 4.9). Die am unteren Rand des Probekörpers gemessenen Rißweiten betragen im mittleren Riegelbereich maximal $w_r = 2,8 \text{ mm}$.

Nach der Entlastung ist der Spannstahl im Bereich der Dehnungsmeßstellen 12 und 13 (Bild 4.35) durchtrennt worden. Es erfolgte ein schlagartiges Zusammenziehen des Spannstahls. Erst in diesem Moment wurde offenbar, daß das Spannglied auf seiner gesamten Länge nicht verpreßt war. Beim Entspannen sind die aufgeklebten DMS jedoch beschädigt worden und fielen für die Messung aus.

Das Trennen des verpreßten Spanngliedes auf der diagonal gegenüberliegenden Seite bei der Meßstelle 14 lieferte die zur Abschätzung der noch vorhandenen Vorspannung erforderlichen Werte.

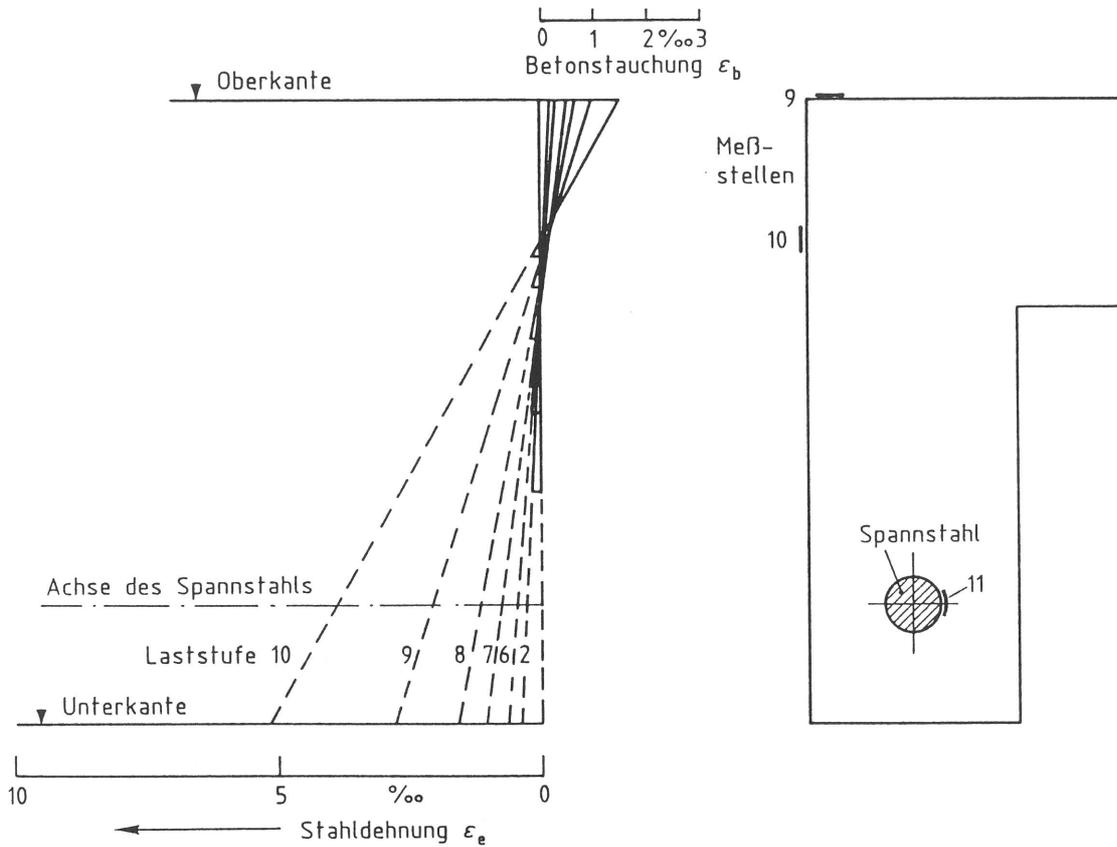


Bild 4.40
Spannbetonriegel A3
Verteilung der Dehnungen aus Last über die Querschnittshöhe ca. 17,5 cm von der
Trägermitte entfernt

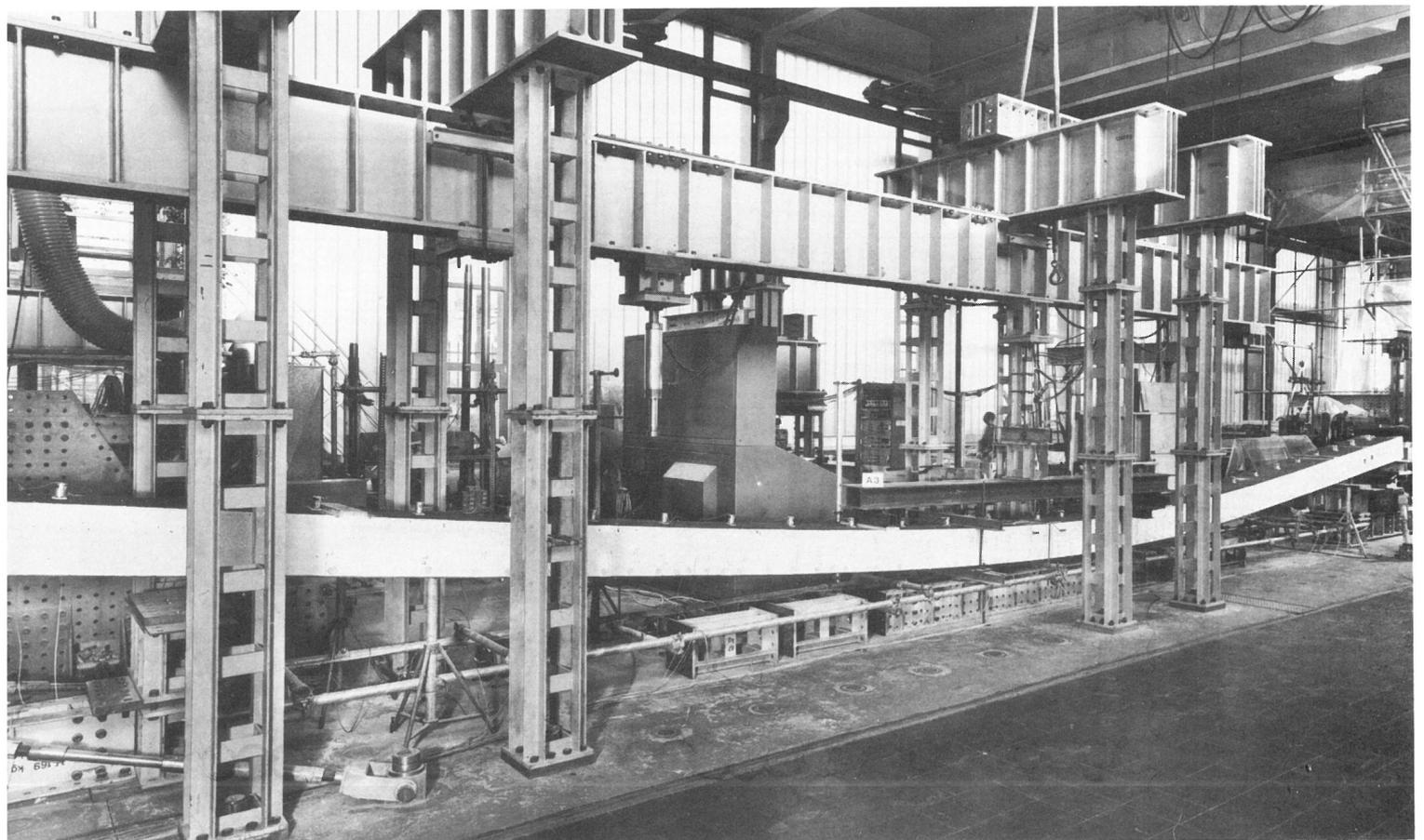


Bild 4.41
Spannbetonriegel A3 im Versuchsstand nach Beendigung des 2. Versuchsabschnittes; maximale
Durchbiegung $w_M = 650$ mm

4.3.4 Ermittlung der verbliebenen Vorspannung

Die in den Riegeln vorhandenen jeweils zwei Dywidag-Spannglieder weisen an einem Ende eine bei der Riegelherstellung einbetonierte Verankerung auf [1, S. 96 ff]. Das Vorspannen erfolgte damit einseitig jeweils vom anderen Riegelende aus. Beim Ausbau des Riegels A1 auf der Stadtautobahn mußte der gesamte Querschnitt, d. h. ebenfalls die Spannglieder, an der Vorspannseite durchtrennt werden, so daß die ursprüngliche Verankerung nicht mehr gegeben war.

Um die in den Spannstählen noch vorhandene Vorspannung bestimmen zu können, wurden bei den Riegeln A1 und A2 etwa 1,0 m von der einbetonierten Verankerung entfernt jeweils an einem Spannglied Dehnungsmeßstreifen auf der Spannstahloberfläche aufgebracht. Hierzu sind schmale, ca. 10 cm lange Fenster in die Riegelstege gestemmt und die Hüllrohre in diesem Bereich geöffnet worden. Beim Probekörper A3 wurden an beiden Riegelenden - diagonal gegenüberliegend - in einigem Abstand von der Spanngliedverankerung Dehnungsmeßstellen am Stahl angebracht. Die genaue Lage der einzelnen Meßstellen kann den Bildern 4.13, 4.24 und 4.35 entnommen werden.

Die einzelnen Meßpunkte wurden bewußt im ungestörten Bereich zum Riegelende hin installiert, um eine durch Rißbildung des Betons mögliche Beschädigung der DMS oder deren Anschlüsse bzw. eine durch plastische Verformungen des Spannstahts ggf. verfälschte Messung zu vermeiden. Nach Durchführung der Belastungsversuche sind die Spannglieder jeweils einige Zentimeter rechts und links von der Meßstelle durchtrennt und die Rückdehnung des Spannstahts bis zu seiner vollständigen Entlastung gemessen worden. Die ermittelten Dehnungen sind in Tabelle 4.11 angegeben. Beim Riegel A3 wurden beim Trennen des Spannstahts die Dehnungsmeßstellen Nr. 12 und 13 am vorderen Spannglied zerstört. Als Ursache hierfür stellte sich heraus, daß das Spannglied nicht verpreßt war und sich nach dem Trennen schlagartig auf seiner vollen Länge entspannte, wobei die Zuleitungskabel abgerissen und die DMS beschädigt wurden.

An Hand der festgestellten Rückdehnungen konnte für alle drei Probekörper die in den Spanngliedern noch vorhandene Vorspannkraft Z_v bestimmt werden. Mit dem Elastizitätsmodul $E_z = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ und einer Querschnittsfläche des Spannstahts von $F_z = 1062 \text{ mm}^2$ (2Ø26 mm) ergaben sich mit

$$Z_v = \frac{\sigma_{zv}}{F_z} = \frac{\epsilon_{zv}}{F_z} \cdot E_z$$

die in Tabelle 4.11 angegebenen Werte σ_{zV} und Z_V . Die ermittelten Spannungen im Spannstahl liegen damit zwischen $\sigma_{zV} = 300 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{zV} = 449 \text{ N/mm}^2$. Aus der statischen Berechnung [2] für die Spannbetonriegel geht hervor, daß Riegel mit großer Spannweite mit einer Anfangsspannung von $\sigma_{zV}^0 = 550 \text{ N/mm}^2$ und Riegel mit kleiner Spannweite mit $\sigma_{zV}^0 = 275 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt werden sollten. Da die Spannprotokolle für die untersuchten Riegel nicht vorliegen, läßt sich die ursprünglich tatsächlich aufgebrauchte Vorspannkraft nicht angeben.

Wird davon ausgegangen, daß der Sollwert der Vorspannung von

$$Z_V^0 = \sigma_{zV}^0 \cdot F_z = 0,55 \cdot 1062 = 584 \text{ kN}$$

tatsächlich aufgebracht wurde, so betragen die Spannkraftverluste entsprechend den Werten in Tabelle 4.11 bis zu 45 %. Im Vergleich hierzu wurde der statischen Berechnung ein Abfall der Vorspannung aus Kriechen und Schwinden von $Z_{VKS} = 36,8 \text{ kN}$ entsprechend 6,3 % der planmäßigen Vorspannkraft Z_V^0 zugrunde gelegt.

Die festgestellten recht erheblichen Vorspannkraftverluste verwundern und stellen die am Spannstahl durchgeführten Dehnungsmessungen zunächst in Frage. Eine Überprüfung der Meßergebnisse kann jedoch an Hand anderer Versuchsergebnisse, wie Beginn der Rißbildung, Form der Last- oder Momenten-Durchbiegungslinien, für den mittleren Riegelquerschnitt und die in Riegelmitte über die Querschnittshöhe vorgenommenen Dehnungsmessungen erfolgen. Während der Belastungsversuche wurde insbesondere auf den Beginn der Rißbildung geachtet. Das Auf-

Tabelle 4.11
Dehnungsmessungen am Spannstahl - Ermittlung der verbliebenen Vorspannkraft

Meßstelle Nr.	Riegel A1		Riegel A2		Riegel A3		
	14	15	33	34	37	25	31,33,35
Rückdehnung des Spannstahls ϵ_{zV}	$1459 \cdot 10^{-6}$	$1400 \cdot 10^{-6}$	$2082 \cdot 10^{-6}$	$1949 \cdot 10^{-6}$	$1546 \cdot 10^{-6}$	$1503 \cdot 10^{-6}$	1)
Mittelwert $\bar{\epsilon}_{zV}$	$1429 \cdot 10^{-6}$		$2015 \cdot 10^{-6}$		$1524 \cdot 10^{-6}$		
Spannstahlfläche F_z (mm ²) 2 Ø 26	1062		1062		1062		
Vorspannung σ_{zV} (N/mm ²)	300		423		320		
Vorspannkraft Z_V (kN)	319		449		340		
Sollwert der Vorspannung Z_V^0 (kN)	584		584		584		
Spannkraftverlust ΔZ_V (kN)	265 (45 %)		135 (23 %)		244 (42 %)		
Bemerkungen	Riegel beim Ausbau beschädigt		Riegel nicht verwendet - eingelagert		Nach Ausbau wenige kurze Risse an den Steginnenseiten im mittleren Riegelbereich		

1) DMS beim Trennen und Zurückfedern des Spannstahls beschädigt

reißen des Querschnitts tritt bei Erreichen der Bruchdehnung des Betons, die etwa mit $\epsilon_{b,u} = 0,2 - 0,3 \text{ ‰}$ angegeben werden kann, bzw. bei Erreichen der Biegezugfestigkeit β_{bZ} des Betons ein. Risse entstehen an der unteren Querschnittsfaser eines auf Biegung beanspruchten Querschnitts, wenn die Bedingung

$$\sigma_{b,u}^{g+v} + \sigma_{b,u}^p \geq \beta_{bZ}$$

erfüllt ist, d. h. die Spannungen aus Eigengewicht, Vorspannung und aufgebrachtener Last gerade die Biegezugfestigkeit überschreiten.

Risse entstehen bevorzugt in Bereichen maximaler Beanspruchung. Ihre Lage wird jedoch auch von vorhandenen Störstellen, wie Bügeln oder Fehlstellen im Beton, beeinflusst, so daß sie nicht immer unmittelbar an der Stelle des max. Biegemomentes auftreten. Die Ermittlung der zur Rißbildung führenden Spannungen wird im folgenden für die Riegelmitte am ungerissenen Verbundquerschnitt (ideeller Querschnitt, Stadium I) vorgenommen. Für den Probekörper A3 wurden die erforderlichen Querschnittswerte an Hand der tatsächlich vorhandenen Lage und Anzahl der Bewehrungsstäbe (s. a. Abschnitt 2.5) bestimmt. Die folgenden Werte ergaben sich:

Riegel A3:	$F_i = 0,10 \text{ m}^2$	$I_i = 0,00080 \text{ m}^4$
	$y_{i0} = 0,1233 \text{ m}$	$y_{iU} = 0,1767 \text{ m}$
	$W_{i0} = 0,00650 \text{ m}^3$	$W_{iU} = 0,00453 \text{ m}^3$

Bei einem mittleren Abstand \bar{a} der Spannglieder vom unteren Querschnittsrand (s. Tabelle 2.2) wird das Moment aus Vorspannung in Riegelmitte zu

$$M_v = Z_v \cdot y_z = Z_v(y_{iU} - \bar{a})$$

bestimmt. In Tabelle 4.12 sind für die untersuchten Riegel A1 bis A3 die aus Eigengewicht und Restvorspannung resultierenden Schnittlasten und die am unteren Querschnittsrand sich einstellenden Spannungen angegeben. Verwendet wurden zu ihrer Ermittlung die Querschnittswerte des Riegels A3, da sich die einzelnen Probekörper weitgehend gleichen. Berücksichtigt wurden jedoch die unterschiedlichen Randabstände a der Spannglieder bei der Ermittlung ihres Abstandes y_z von der Schwerelinie.

Die Biegezugfestigkeit β_{bZ} kann mit Hilfe der Betondruckfestigkeit β_w abgeschätzt werden. Nach Wesche [4] gilt hier die folgende Beziehung zwischen den beiden Werten

$$\beta_{bZ} = k \cdot \beta^{2/3} ,$$

wobei für $k = 0,35 \div 0,56$ im Mittel $k = 0,45$ anzusetzen ist. Unter Verwendung der an Bohrkernen festgestellten Betondruckfestigkeiten (s. Tabelle 3.1) wurden mit dem obigen Ansatz die in Tabelle 4.12 angegebenen Biegezugfestigkeiten für die einzelnen Riegel errechnet. Die zur Rißbildung führende gleichmäßig verteilte Last läßt sich damit ermitteln und beträgt:

$$p^{Ri\beta} = (\beta_{bZ} - \sigma_{b,u}^{g+v}) \frac{W_{iu} \cdot 8}{L^2}$$

Die rechnerisch aus der gemessenen Vorspannkraft und der abgeschätzten Biegezugfestigkeit bestimmten Rißlasten sind für die untersuchten Riegel in Tabelle 4.12 angegeben. Die ermittelten Werte decken sich weitgehend mit der im Versuch festgestellten Last, die zur Bildung erster Risse führte. Beim Riegel A1 konnte die Rißlast nicht festgestellt werden, da das Bauteil bereits bei Anlieferung Risse aufwies. Im ersten Versuchsabschnitt - Dauerlast mit Gewichten - wurde ein Öffnen der vorhandenen Risse auf Grund der rauhen ungeweißten Betonoberfläche nicht beobachtet. Nach der Gewichtsbelastung und Entlastung ist die Oberfläche des Probekörpers geweißt und damit sind die bereits vorhandenen Risse überstrichen worden. Das sichtbare Öffnen der Risse unter der aufgebrachten Gleichlast erfolgte bei ca. $p/p_0 = 1,5$. Da die Rißbreiten bei dieser Last sehr gering waren, wurde dieser Zustand zunächst als Beginn der Rißbildung angesehen.

Die rechnerisch ermittelten Größen Rißlast bzw. das Rißmoment lassen sich jedoch auch näherungsweise aus den über die Querschnittshöhe im mittleren Riegelbereich am Beton oder Spannstahl durchgeführten Dehnungsmessungen abschätzen. Hierbei ist davon auszugehen, daß die Rißbildung einsetzt, wenn die Dehnung der unteren Betonrandfaser Werte zwischen $\epsilon_{b,u} = 0,2 \div 0,3$ ‰ erreicht. In Tabelle 4.12 sind für die Riegel A1 bis A3 die zu diesen Dehnungen gehörenden Laststufen und damit Lasten angegeben, die gut mit der aus der Vorspanndehnung errechneten Rißlast übereinstimmen. Als weitere Kontrollmöglichkeit stehen die Last- oder Momenten-Durchbiegungslinien zur Verfügung, aus denen der Übergang des Probekörpers vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II durch die Änderung des Kurvenanstiegs (Probekörpersteifigkeit) zu erkennen ist und damit die Rißlast näherungsweise entnommen werden kann. Die entsprechenden Angaben hierzu sind ebenfalls in Tabelle 4.12 enthalten.

Tabelle 4.12
Ermittlung der Rißlast für die Spannbetonriegel A1 bis A3

	A1	A2	A3
Querschnittswerte für den Verbundquerschnitt F_i y_{iu} W_{iu} ¹⁾ Abstand des Spannglieds von unterem Rand \bar{a} (m) Nulllinie y_z (m)	$F_i=0,10 \text{ m}^2$ 0,054 0,123	$y_{iu}=0,177 \text{ m}$ 0,054 0,123	$W_{iu}=0,00453 \text{ m}^3$ 0,061 0,116
Schnittlasten M und N Eigengewicht M_g (kNm) Vorspannung N_v (kN) M_v (kNm)	82,24 -318,7 -39,20	51,64 -449,4 -55,28	59,28 -340,0 -39,44
Spannungen am unteren Querschnittsrand Eigengewicht $\sigma_{b,u}^g$ (N/mm ²) Vorspannung $\sigma_{b,u}^v$ (N/mm ²) Gesamt $\sigma_{b,u}^{g+v}$ (N/mm ²)	18,15 -11,84 6,31	11,40 -16,69 -5,29	13,09 -12,11 0,98
Biegezugfestigkeit ca. β_{bZ} (N/mm ²)	7,46	6,5	7,93
rechn. Rißlast p^R (kN/m)	0,14 $p/p_0 = 0,20$	2,32 $p/p_0 = 3,5$	1,34 $p/p_0 = 1,74^2)$
Rißbeginn an Hand von Versuchsergebnissen			
Rißlast p^R (kN/m) ca. (erste sichtbare Risse)	keine sichere Beobachtung	2,24 $p/p_0 = 3,4$	1,16 $p/p_0 = 1,5$
Dehnung $\epsilon_{b,u}^{g+v+p}$ (‰) ³⁾ am unteren Querschnittsrand	0,33 bei $p/p_0 = 0,5$	0,25 bei $p/p_0 = 3,5$	0,28 bei $p/p_0 = 1,5$
Steifigkeitsänderung bei ca. Übergang in den Zustand II	$p/p_0 = 0,5$ Bild 4.15	$p/p_0 = 2,5$ Bild 4.26	$p/p_0 = 1,5$ Bild 4.39

1) Ermittelt für A3

2) $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$ für A1 und A2 $p_0 = 0,77 \text{ kN/m}$ für A3

3) Betonbruchdehnung $\epsilon_{b,u} = 0,2 \div 0,3 \text{ ‰}$

Bei der Durchsicht der vorhandenen Literatur wurden u. a. auch in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton mehrere interessante Arbeiten gefunden, in denen sich Berichte über den baulichen Zustand vorgespannter, mehrere Jahrzehnte alter Spannbetonträger

[5-8] befinden. Bei der Ermittlung der nach dem Ausbau noch vorhandenen Vorspannkraften sind auch hier Spannkraftverluste festgestellt worden, die jeweils höher als die in der statischen Berechnung ausgewiesenen waren. Sie betragen zwischen rd. $\Delta Z_V = 20\%$ [7] und $\Delta Z_V = 30 - 34\%$ [5,6] bei Bauteilen mit nachträglichem Verbund sowie $\Delta Z_V = 40 - 50\%$ bei im Spannbett in den Jahren 1942 - 1945 hergestellten Trägern [8]. Eine schlüssige Erklärung für die vorhandenen z. T. recht erheblichen Spannkraftverluste konnte auch in den genannten Fällen nicht gegeben werden.

5. Untersuchung des Spannbetonriegels A3 unter Anwendung dynamischer Methoden zur Zustandsüberprüfung

5.1 Grundsätzliche Erwägungen

Die Beurteilung des baulichen Zustands von Einzeltraggliedern oder ganzen Konstruktionen stößt häufig, insbesondere da versteckte Mängel und Schäden stets vorausgesetzt werden müssen, auf erhebliche Schwierigkeiten. In einer Vielzahl von Fällen können bis heute, nur unter Anwendung zerstörender Prüfverfahren, befriedigende Antworten auf die Frage nach der vorhandenen Tragfähigkeit oder ggf. der Restnutzungsdauer etc. gegeben werden. In zunehmendem Maße bedürfen jedoch unsere Bauwerke einer Pflege zur Erhaltung der vorgesehenen Lebensdauer. Der Umfang der zu ergreifenden Instandhaltungsmaßnahmen ist jedoch stets abhängig vom Grad der bereits vorhandenen Schädigung. Um den Umfang von Schäden auf einfache Weise im Rahmen einer "Inspektion" erkennen zu können, wird verstärkt das Augenmerk auf die zerstörungsfreien Prüfverfahren (ZfP) gerichtet, wobei sich die Schwingungsanalyse der entsprechenden Bauwerke insbesondere anbietet. Das Ziel derartiger Verfahren ist die Einführung einer weitgehend automatischen Überwachungspraxis zur Zustandskontrolle, vergleichbar der Prozeßkontrolle in Industriebereichen der Chemie, Elektrizitätswirtschaft u. a.. Die Verwendung schwingungstechnischer Methoden für derartige Kontrollen hat u. a. den Vorteil, daß die ermittelten dynamischen Größen einen umfangreicheren Informationsinhalt besitzen als die aus statischen Messungen gewonnenen Werte. Damit sind natürlich auch die Interpretationsmöglichkeiten bei der Zustandskontrolle weitreichender. Es muß jedoch betont werden, daß es zur Zeit noch kein Verfahren gibt, das routinemäßig zur Bauwerksüberwachung eingesetzt werden könnte. Während die meßtechnische Erfassung schwingungstechnischer Größen an Bauwerken grundsätzlich kein Problem darstellt, ist deren Interpretation im Sinne einer Schadensanalyse noch sehr schwierig. Im folgenden wird eine Methode vorgestellt [9-11], die von Mitarbeitern des Labors Baugrunddynamik der BAM entwickelt und an einem der untersuchten Spannbetonträger (A3) experimentell überprüft wurde.

5.2 Beschreibung des ZfP-Verfahrens

Die zugrundeliegende Idee einer Zustandskontrolle mit Hilfe schwingungstechnischer Größen resultiert aus dem Wissen, daß der aktuelle Zustand eines Bauwerks aus dynamischer Sicht durch Bestimmung der

jeweiligen Eigenschwingungsgrößen, d. h. durch Frequenzen, Dämpfungen und Schwingungsverläufen, erfaßt werden kann. Änderungen im Tragverhalten eines Bauwerks werden sich i. a. in einer Änderung dieser Eigengrößen bemerkbar machen. Eine einfache Anwendung dieser Methode ist die bekannte Klangprobe von Glas- und Keramikgeschirr.

Zur Erfassung der einzelnen Meßgrößen werden handelsübliche Schwinggeschwindigkeits- oder -beschleunigungsaufnehmer (Bild 5.1) verwendet, die in geeigneter Verteilung am Bauwerk befestigt werden (s. auch die Bilder 4.41 bzw. 4.42). Die Erregung des Bauwerks erfolgt normalerweise durch die zeitlich schwankenden Betriebslasten, wie Wind, Wellenbewegungen, Verkehr usw.. Eine künstliche Erregung wird i. a. durch mechanische oder elektrodynamische Schwinger (Bild 5.1) bzw. eingeleitete Stöße, d. h. harmonische bzw. impulsförmige Lasten, erzeugt. Die gemessenen Systemantworten werden im Zeitbereich aufgezeichnet und nach einer Fourier-Transformation als Systemkenngrößen dargestellt. Bild 5.2 zum Beispiel zeigt das veränderte Schwingungsverhalten des untersuchten Spannbetonträgers A3, dargestellt im Fre-

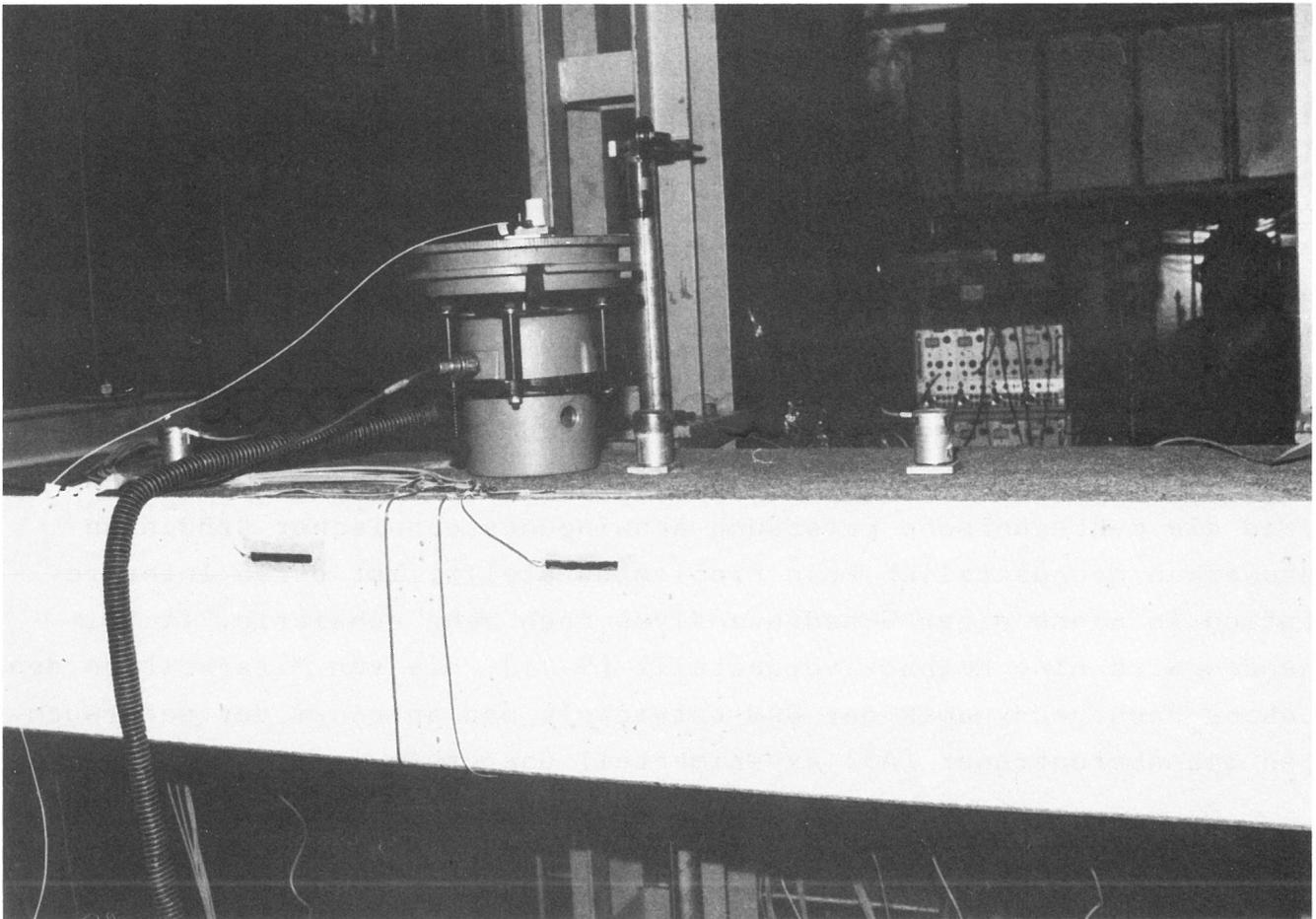


Bild 5.1
Elektrodynamischer Schwinger zur Bauteilerregung und Geophone zur Aufnahme der Schwinggeschwindigkeit bzw. -beschleunigung

quenzbereich, jeweils nach den verschiedenen Versuchsabschnitten des Untersuchungsprogramms. Man erkennt aus der relativen Lage der Amplitudenmaxima, daß auf Grund der fortschreitenden Rißentwicklung im Träger die Eigenfrequenzen betragsmäßig immer kleiner werden. Die Gesamtsteifigkeit des Trägers nimmt also ab. Eine quantitative Aussage über die örtliche Verteilung der Tragfähigkeitsminderung ist mit diesen Ergebnissen der Eigenfrequenzänderung jedoch nicht möglich. Das kann auch nicht erwartet werden, wenn man, wie in [9] gezeigt, sieht, in welcher komplexer Form die Parameter, Lage und Formcharakteristik sowie Größe einer Steifigkeitsänderung Einfluß auf die Eigenfrequenz nehmen.

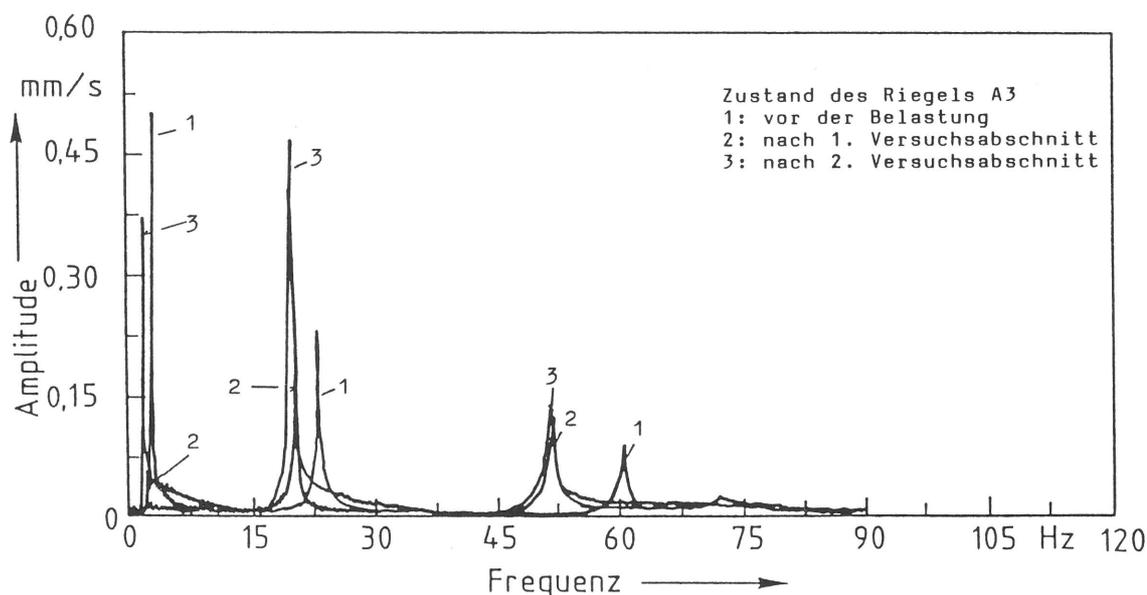


Bild 5.2
 Veränderung des Schwinggeschwindigkeits-Antwortspektrums beim Spannbetonriegel A3
 in Abhängigkeit vom Grad der Systemschädigung

Grundsätzlich könnte die örtliche Änderung der Systemdämpfung einer Spannbetonkonstruktion, die ja bekanntlich ein Maß für die Schädigung der Struktur ist [10], für quantitative Aussagen herangezogen werden. Praktisch verwertbare Ergebnisse, ausgehend von dieser dynamischen Größe, sind bisher jedoch nicht bekannt [11]. Hinzu kommt noch, daß nicht nur die aktuelle Schädigung, sondern auch die Lastgeschichte einen Einfluß auf die aktuelle Größe der Dämpfung hat. Damit wird eine Interpretation der Meßwerte sehr schwierig.

Die hier vorgeschlagene Auswertung der dynamischen Meßergebnisse zur quantitativen Bestimmung der Schädigungen bezieht sich auf den Schwingungsverlauf eines Bauteils. Wie in [9] theoretisch gezeigt und am vorliegenden Beispiel verifiziert (s. Bild 5.3), sind zwar die gemessenen Eigenfunktionen selbst für das Erkennen von Schädigungen

nahezu unbrauchbar. Doch zusammen mit den aus dem Verlauf der Auslenkungen errechneten Krümmungen läßt sich für Balkentragwerke ein mathematischer Zusammenhang herstellen, mit dem der jeweils aktuelle Steifigkeitszustand in guter Näherung ermittelt werden kann. Voraussetzung hierfür ist lediglich, daß die Steifigkeit als eine für den jeweiligen Querschnitt definierte globale Größe aufgefaßt wird. Äußerlich nicht sichtbare Anomalitäten eines Tragsystems, soweit sie auf den Steifigkeitsverlauf bzw. auf den Bewegungszustand Einfluß nehmen, können mit dieser Methode entdeckt werden. Darüber hinaus können an Spannbetontragwerken gezielte Untersuchungen zur Zustandskontrolle von Spannstählen angestellt werden. Auf Grund der Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Kurve von Beton im höheren Spannungsbereich äußern sich lokale Vorspannungsänderungen bei der Schwingungsuntersuchung durch ein nichtlineares Übertragungsverhalten. Auch die Güte des Verbundes und damit die Qualität der Verpressung von Spanngliedern kann mit Hilfe der dynamischen Größen beurteilt werden.

5.3 Anwendung des Verfahrens und am Riegel A3 gesammelte Erfahrungen

Das oben beschriebene Verfahren wurde parallel zu den Tragfähigkeitsuntersuchungen am Spannbetonriegel A3 experimentell überprüft. Die Ziele der Untersuchung waren einerseits, die Meßergebnisse der statischen Prüfung in Bezug auf Schädigung des Trägers mit denen der dynamischen Prüfung zu korrelieren, um Güteaussagen über das dynamische Konzept zu erhalten, zum anderen sollten Erfahrungen bezüglich der Anforderungen, die an die Meßtechnik zu stellen sind, gesammelt werden.

Zur Ermittlung der schwingungstechnischen Größen wurden 29 Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (Bild 5.1) (Geophone) in einem mittleren Abstand von 0,5 m über die gesamte Trägerlänge installiert (s. a. Bild 4.41). Die Erregung erfolgte für den stationären Zustand mittels eines elektrodynamischen Schwingers mit 20 kg Auflagermasse (Bild 5.1). Der instationäre Zustand wurde durch Impulsbelastung mit einem Hammer erzeugt. Die Meßdaten sind mittels eines Puls-Code-Modulators auf Band aufgezeichnet und später ausgewertet worden. Gemessen wurde vor Beginn des Belastungsversuches, d. h. der Ribbildung, und jeweils nach einzelnen Versuchsabschnitten, d. h. nach Laststufe 7 bzw. Laststufe 11 (s. Tabellen 4.7 und 4.9). In einem ersten Schritt wurden jeweils die Eigenfrequenzen des Trägers ermittelt. Dies geschah mit Hilfe des Impulsversuches. Die zu diesen Eigenfrequenzen gehörenden Eigenfunktionen, d. h. die Schwingungsbilder, sind im stationären Zustand ausgemessen worden, wobei der Antwortfrequenzgang im Bereich

der jeweiligen Eigenfrequenz mit einem Frequenzabstand unterschiedlich zwischen 0,01 bis 0,5 Hz diskret durchfahren wurde.

Das qualitative Ergebnis, nämlich das Sichtbarmachen von Steifigkeitsverlusten im Tragsystem, ist durch das veränderte Antwortspektrum (Bild 5.2) dargestellt. Man erkennt, daß die Eigenfrequenzen, dargestellt durch die Lage der Amplitudenmaxima, mit zunehmender Schädigung des Trägers kleiner werden. Dieser Effekt entspricht dem zugeordneten Steifigkeitsverlust des Systems. Da das Antwortspektrum in Bild 5.2 nicht mit jeweils äquivalenten Impulsen erzeugt wurde, ist eine quantitative Aussage, etwa über die Größe der Amplitudenmaxima, hier nicht möglich. In Zukunft sind daher Impulshämmer zu verwenden, bei denen der eingeleitete Kraftimpuls mittels eingebautem Beschleunigungsaufnehmer direkt gemessen werden kann.

Untersucht man jetzt die Eigenschwingungsformen des Trägers mittels harmonischer Erregung (elektrodynamischer Schwinger), so ist festzustellen, daß, auf Grund der geringen Systemdämpfung, für den Betrag der Schwingungsamplituden eine hohe Sensibilität bei geringfügiger Abweichung von der Resonanzstelle vorliegt. Um Störeinflüsse auf die Meßsignale gering zu halten, ist es notwendig, so nah wie möglich an der Resonanzstelle zu erregen. Das erfordert jedoch ein Steuersystem für den Schwingungserreger, das nach den bisher vorliegenden Erfahrungen mit einer einstellbaren Genauigkeit von 10^{-3} Hz arbeiten müßte. Dieses System stand bei Versuchsdurchführung leider noch nicht zur Verfügung. Die Veränderung der Eigenformen je nach Schädigungszustand des Riegels A3 ist exemplarisch für die 3. symmetrische Form in Bild 5.3 dargestellt. Man kann hier den Einfluß der zunehmenden Schädigung des Riegels, hervorgerufen durch die Rißbildung und beginnende Zerstörung der Betondruckzone bzw. Plastizieren des Spannstahls, qualitativ erkennen.

Die quantitative Analyse der jeweils aktuellen Biegesteifigkeit des Riegels A3 ist am Beispiel der 3. symmetrischen Eigenform in Bild 5.4 dargestellt. Die Ergebnisse lassen folgendes erkennen:

- Die Mittelwerte der aus den dynamischen Größen errechneten globalen Biegesteifigkeiten stimmen mit denen der entsprechenden statischen Größen - das sind die aus der Biegemomenten-Verformungskurve (Bild 4.39) errechneten - gut überein. Auch der Grad der Schädigung, ausgedrückt in den Abweichungen der globalen Größen vom Ausgangszustand, ist gut erfaßt. Beispielhaft läßt sich dies nach einigen Umrechnungen mit Hilfe der Bilder 4.39 und 5.4 nachvollziehen.

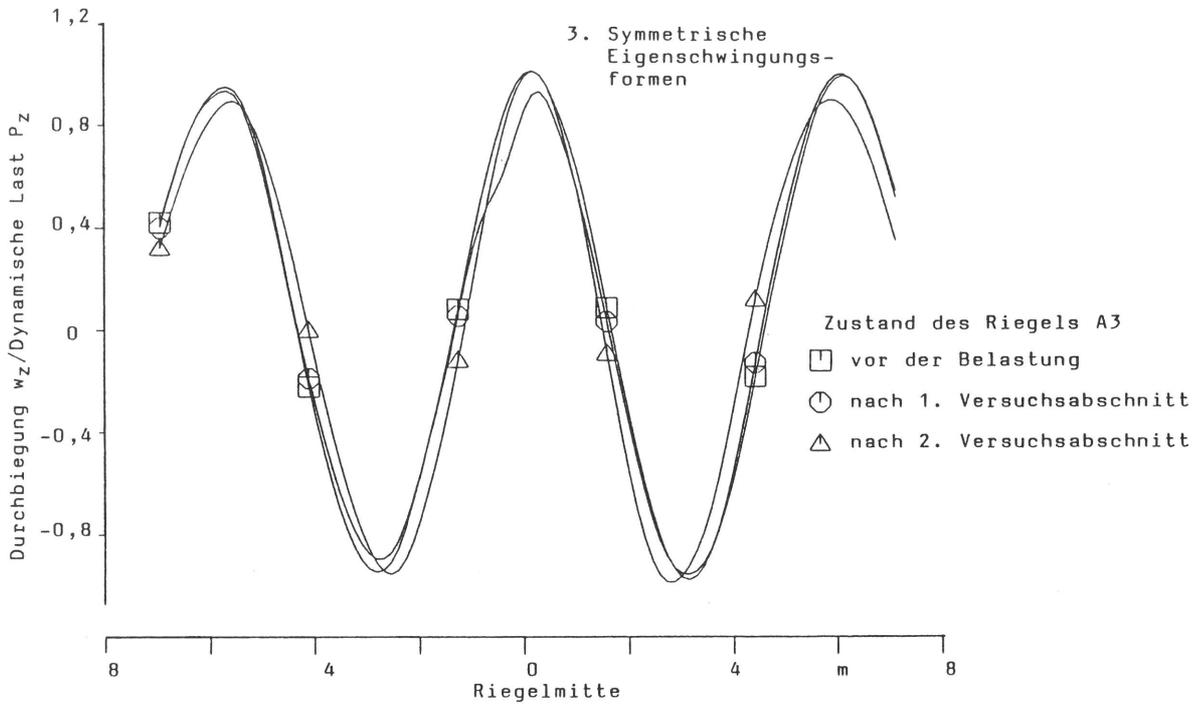


Bild 5.3
Eigenschwingungsformen des Riegels A3 bei harmonischer Erregung in
Abhängigkeit vom Grad der Systemschädigung

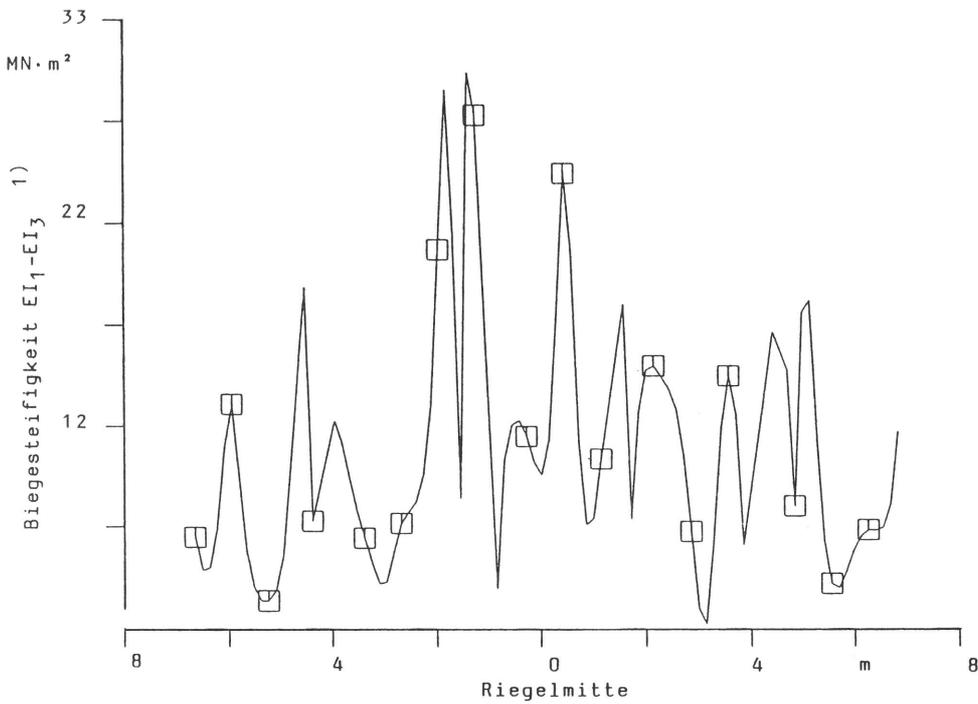


Bild 5.4
Verlust an Biegesteifigkeit beim Spannbetonriegel A3 nach dem 2. Ver-
suchsabschnitt bezogen auf den ungeschädigten Zustand

- Die errechnete Verteilung der Biegesteifigkeit $B(x)$ über die Balkenlänge nach Bild 5.4 ist noch nicht zufriedenstellend erfaßt, obwohl eine gewisse Korrelation mit der festgestellten Rißverteilung nach Bild 4.42/4.43 auszumachen ist. Die Ursachen dafür sind u. a.

1. eine nicht ausreichend angepaßte Meßtechnik (z. B. zu geringe Frequenzauflösung des Erregersystems u. a.) an das Problem
2. ein nicht ausreichend vorgenommener Fehlerabgleich der Meßergebnisse
3. noch vorhandene Konvergenzprobleme bei der numerischen Verarbeitung der Meßergebnisse
4. die Nichtberücksichtigung der Abhängigkeit der Materialparameter des Betons von der Schwinggeschwindigkeit
5. mögliche nichtlineare Phänomene (etwa durch nichtverpreßte Spannglieder etc. verursacht), die außer acht gelassen wurden.

5.4 Bewertung des Prüfverfahrens

Die vorstehende Beschreibung erster Erfahrungen mit der dynamischen Bauwerksinspektion hat gezeigt, daß die Methode als solche sinnvoll ist und weiterentwickelt werden muß. Die Vorteile gegenüber bisher üblichen Methoden liegen in der Handhabung eines viel geringeren Prüfgeräteeinsatzes und in der Möglichkeit eines zunehmend automatischen Ablaufes der Prüfung in situ. Auch die Informationsdichte über den Bauwerkszustand wird größer sein als bislang.

Die vorstehenden experimentellen Ergebnisse sind vor dem Hintergrund zu betrachten, daß die Meßergebnisse mittels eines relativ einfachen mathematischen Modells interpretiert wurden, deren theoretische Weiterentwicklung dringend notwendig ist. Die Aufnahme und Auswertung der dynamischen Meßergebnisse haben wertvolle Hinweise für die Güteanforderung an ein in der Praxis anwendbares Meßsystem ergeben.

6. Zusammenfassung und Beurteilung der Spannbetonriegel

Der Abbau einzelner Wegweiserbrücken des Berliner Stadtautobahnringes (Bilder 2.1 und 2.5) eröffnete die Möglichkeit einer eingehenden Untersuchung der in den Jahren 1962/63 in Spannbetonbauweise mit Stützweiten bis zu rd. 18,0 m hergestellten Brückenriegel. In Anbetracht der in letzter Zeit vermehrt an Spannbetonkonstruktionen beobachteten Schäden bestand hier ein erhebliches Interesse, den baulichen Gesamtzustand dieser Tragglieder sowie die noch vorhandene Tragfähigkeit nach einer mehr als 20jährigen Nutzung und intensiven Beanspruchung durch eine freie Bewitterung und schädigende Umwelteinflüsse, wie Chloride, festzustellen.

Der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) wurden vom Senator für Bau- und Wohnungswesen zwei ausgebaute Brückenriegel sowie ein dritter, zum gleichen Zeitpunkt hergestellter, jedoch seither in unmittelbarer Nähe der Stadtautobahn eingelagerter Riegel für die vorgesehenen Prüfungen zur Verfügung gestellt.

Bei den zu untersuchenden Riegeln (A1 bis A3) handelte es sich um weitgehend baugleiche vorgespannte Träger unterschiedlicher Stützweite, die jeweils aus zwei Stegen und einer oberen Druckplatte sowie zwei Endquerscheiben bestanden (Bild 2.6). In jedem Steg befand sich ein parabelförmig angeordnetes Dywidag-Spannglied mit einem Spannstahl SIGMA St 80/105 vom Durchmesser 26 mm.

Beide Spannglieder sollten nach dem Betonieren des Riegels gleichzeitig und von einem Auflagerende aus vorgespannt werden.

Die angelieferten drei Riegel befanden sich in einem guten äußeren Zustand. Auf Grund der jahrzehntelangen freien Bewitterung ist es jedoch an den außenliegenden Oberflächen und den Stegunterseiten zu Auswaschungen gekommen, die zu einer rauhen Oberflächenstruktur geführt haben (Bild 2.13). Im Gegensatz zu den Außenflächen wiesen die geschützter liegenden Innenseiten nahezu noch Sichtbetonqualität auf. Durch Korrosion der schlaffen Bewehrung verursachte Betonschäden hatten sich nur in geringem Umfang eingestellt. Nur an Stellen, an denen die Bügel beim Betonieren die Schalung punktuell berührt hatten, sind kleinere Absprengungen, in einem Fall ein größerer Riß, entstanden (Bilder 2.13 und 2.14).

Die an entnommenen Bohrkernen festgestellte Betondruckfestigkeit lag mit Mittelwerten zwischen $\bar{\beta}_W = 67,5$ bis $75,5$ N/mm² (Tabelle 3.1) sehr hoch und übertraf damit die Anforderung der statischen Berechnung. Der Beton war zudem gut verdichtet und wies eine gleichmäßige Kornstruktur auf. Die Karbonatisierung hielt sich in engen Grenzen und war mit 1-3 mm an den Außenseiten und bis zu 10 mm an den Innenseiten gering. Die chemische Analyse von Betonproben aus verschiedenen Riegelbereichen ergab für alle drei Probekörper eine vergleichbare Beanspruchung durch Chloride. In den bis zu einer Tiefe von 30 mm hin untersuchten Querschnitten erreichten die Chloridkonzentrationen mit 0,05 bis 0,95 % (im Einzelfall max. 2,44 %), bezogen auf das Zementgewicht, relativ hohe Werte (Tabelle 3.3). Die Chloridkonzentration nahm in der Regel von außen nach innen hin ab. Im einzelnen Bereichen ist jedoch in tieferliegenden Schichten eine größere Anreicherung von Chloriden als an der jeweiligen Oberfläche festgestellt worden.

Die Ausführung der schlaffen Bewehrung entsprach, ausgenommen beim Riegel A3, weitgehend dem Entwurf. Beim Riegel A3 war jedoch an Stelle der vorgesehenen Längsbewehrung aus Betonstahl BSt III ein glatter Betonstahl BSt I eingebaut worden. Außerdem wiesen die Bügel einen geringeren als den vorgesehenen Durchmesser auf. Als wesentlicher baulicher Mangel wurde bei allen drei Riegeln eine stellenweise sehr geringe Überdeckung der Bügel, bedingt durch fehlende Abstandhalter festgestellt (Tabelle 2.2). Trotz der häufig vorgefundenen geringen Betondeckung und der an diesen Stellen ggf. vorhandenen hohen Chloridkonzentration ist bisher eine Korrosion der schlaffen Bewehrung weitgehend ausgeblieben. Grund hierfür dürfte die ausgezeichnete Qualität des eingebauten Betons sein, der hier als Korrosionsbremse fungierte.

Die Anordnung der Spannglieder in den Riegelstegen entsprach weitgehend den Planungsunterlagen (Tabelle 2.2). Bis auf ein Spannglied beim Riegel A3 sind alle anderen voll verpreßt vorgefunden worden. Der Spannstahl vom Durchmesser 26 mm lag jedoch meist an einer Seite des Hüllrohres an, so daß eine satte Einbettung im Einpreßmörtel nicht über den gesamten Umfang gegeben war. Die Hüllrohre wiesen keine nennenswerten Korrosionseffekte auf. Gleiches gilt für die Spannstähle der Riegel A1 und A2 (Bild 3.1a und Tabelle 3.4). Beim Riegel A3 wurde am Spannstahl des verpreßten Spanngliedes eine leichte Oberflächenkorrosion (Bild 3.1b) festgestellt. Der Spannstahl im unverpreßten, an einer Stelle offenen Hüllrohr (Bild 2.15) war

über die gesamte Länge gleichmäßig angerostet (Bild 3.1c). Eine Querschnittsminderung konnte jedoch nicht festgestellt werden.

Glücklicherweise wirkt sich eine stärkere Anrostung wie im vorliegenden Fall nicht negativ auf die Tragfähigkeit aus, da der verwendete Spannstahl SIGMA St 80/105 unempfindlich gegen wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion ist und unter statischer Last kein Absinken der Festigkeitswerte eintritt, wie in [3] gezeigt werden konnte.

Die Ermittlung der noch vorhandenen Tragfähigkeit der Wegweiserbrücken erfolgte durch Belastungsversuche (Bilder 4.1 und 4.2). Es zeigte sich, daß alle drei untersuchten Riegel bei einer durch Einzellasten simulierten Gleichlast ein weitgehend ähnliches Trag- und Verformungsverhalten aufweisen. Der Beginn der Rißbildung erfolgte bei den Riegeln A1 und A3 bei verhältnismäßig niedrigen Lasten, etwa bei ca. $p = 0,5 p_0$ bzw. $1,5 p_0$ der mit $p_0 = 0,66 \text{ kN/m}$ (A1) bzw. $p_0 = 0,77 \text{ kN/m}$ (A3) angesetzten Gebrauchslast (Gewicht der Schilder plus Schneelast). Bei dem wesentlich kürzeren Riegel A2 wurden erste Risse bei einer Last von ca. $p/p_0 = 3,5$ beobachtet. Mit zunehmender Belastung stellten sich ganz erhebliche Durchbiegungen ein, die bis zum Versagen der Riegel ca. 450 bis 650 mm betrug. Erreicht wurde in jedem Einzelfall das in der statischen Berechnung ausgewiesene Bruchmoment. Das Versagen der Riegel war gekennzeichnet durch eine zunehmende Durchbiegung (Bild 4.41), ohne weitere Lastaufnahme, infolge einer plastischen Dehnung des Spannstahls und zusätzlich beim Riegel A2 durch eine fortschreitende Zerstörung der Druckzone im mittleren Bauteilbereich (Bild 4.31). Ein Reißen der Spannstähle ist nicht eingetreten.

Als Ursache für die niedrige Rißlast bei den Riegeln A1 und A3 wurde die zum Zeitpunkt der Prüfung noch vorhandene relativ niedrige Vorspannung ermittelt. Durch Trennen der Spannstähle nach den Belastungsversuchen konnte durch Messung der Rückdehnung die noch vorhandene Vorspannung rechnerisch ermittelt werden. Die durchgeführten Messungen ergaben einen Spannkraftabfall gegenüber dem Sollwert der Vorspannung zwischen $\Delta Z_V = 23 \%$ bei A2 - eingelagerter Riegel - und $\Delta Z_V = 45 \%$ bzw. 42% bei A1 bzw. A3 nach 20jähriger Nutzung (Tabelle 4.11). Konkrete Gründe für den ggf. eingetretenen auffallend großen Spannkraftverlust können nicht angegeben werden. Ähnlich große Spannkraftverluste an Spannbetonbauteilen sind jedoch in der Literatur [5-7] aufgeführt.

Um zukünftig den baulichen Zustand einfacher vorgespannter Tragelemente leichter erfassen zu können, wurde der Riegel A3 zusätzlich mit Hilfe eines zerstörungsfreien, auf Schwingungsmessungen basierenden Prüfungsverfahrens untersucht. Im vorliegenden Fall konnte die zunehmende Schädigung des Riegels und damit die Abnahme der Tragfähigkeit gut durch die gemessenen dynamischen Größen erkannt werden.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß trotz einiger Mängel bei der Herstellung, wie zu geringe Betondeckung und nicht verpreßte Spannglieder, die Tragfähigkeit der Wegweiserbrücken auf Grund der guten Betonqualität und der Unempfindlichkeit des Spannstahls gegenüber einem Korrosionsangriff auch nach einer mehr als 20jährigen Nutzung (Probekörper A1 und A3) noch uneingeschränkt gegeben war. Die Beaufschlagung durch Chloride hatte bisher nur zu kleinen Schäden geführt. Der in den Riegeln aufgetretene Verlust an Vorspannung ist ebenfalls ohne Bedeutung für die Tragfähigkeit, da die Bemessungsmomente im Versuch immer erreicht wurden. Die vorhandene geringe Vorspannung führt gegebenenfalls frühzeitig zu Rissen (Stadium II), die jedoch auch bei Überschreiten der Gebrauchslast um ein Mehrfaches lediglich Rißweiten von ca. 0,1 - 0,2 mm aufwiesen und sich damit auf die Dauerhaftigkeit der Riegel nur wenig auswirken dürften.

Langfristig gesehen ist die Dauerhaftigkeit der Spannbetonriegel jedoch durch die z. T. geringe Überdeckung der Bügel gefährdet, was bisher nur zu Betonschäden in geringem Umfang geführt hat. Bei einer Konservierung des jetzigen Zustandes und Ausbesserung stärker betroffener Stellen kann den untersuchten Bauteilen jedoch eine hohe Dauerhaltbarkeit zugeschrieben werden. Die Belastungsversuche haben außerdem gezeigt, daß ein Versagen der Riegel offenbar nie schlagartig eintritt, sondern sich durch zunehmend größere Verformungen ankündigt. Eine Minderung der Tragfähigkeit, etwa durch eine Schädigung der Betondruckzone oder durch einen Querschnittsverlust infolge einer zunehmenden Korrosion der Spannstähle, kann daher frühzeitig erkannt werden. Eine Schwachstelle des Tragsystems Riegel - Stütze stellt allerdings die Verbindungsstelle dar. Wie Schadensfälle bereits zeigten, können die verwendeten Stahldorne im vorhandenen Spalt mit hoher Geschwindigkeit durchkorrodieren, so daß damit die sichernde Funktion verlorenght und ggf. keine Verbindung mehr zwischen Riegel und Stütze besteht. Eine Überprüfung dieser kritischen Stelle erscheint daher bei noch in der Nutzung befindlichen Verkehrszeichenbrücken angeraten.

Literatur

- [1] Leonhardt, F.:
Spannbeton für die Praxis
Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1962
- [2] Statische Berechnung, Verkehrszeichenbrücken im 4. und 5. Bauabschnitt, Schnellstraßenring Berlin
Dyckerhoff und Widmann, Berlin 1962, S. 1-24
- [3] Isecke, B., Stichel, W.:
Einfluß baukritischer Umweltbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
Forschungsbericht 87 der BAM, Berlin 1982
- [4] Wesche, K.:
Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton
Bauverlag GmbH Wiesbaden, 1981
- [5] Bühner, R., Müller, F., Martin, H., Ruhnau, J.:
Untersuchungen an 20 Jahre alten Spannbetonträgern der Überführung Katzwanger Straße über den Güterbahnhof Nürnberg
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 271, 1976
- [6] Schäfer, K., Scheef, H.:
Untersuchungen an einem über 20 Jahre alten Spannbetonträger der Pliensaubrücke Esslingen am Neckar
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 329, 1982
- [7] Neubert, B.:
Untersuchungen von vorgespannten Betonfertigteilen der Lechbrücke Mundraching bei Landsberg/Lech
IRB Verlag Stuttgart, Forschungsbericht T 1235, 1984
- [8] Kordina, K., Waubke, N.V.:
Über den Erhaltungszustand 20 Jahre alter Spannbetonträger
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 212, 1970
- [9] Rohrman-Baumgart, R.G.:
Theoretische Ermittlung von Bauwerksschäden mit Hilfe dynamischer Methoden
ZfPBau-Symposium, Oktober 1985, Berlin
- [10] Dieterle, R., Bachmann, A.:
Einfluß der Rißbilder auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken
Schweizer Ingenieur und Architekt, 32/1980
- [11] Kernbichler, K., Geymayer, H., Tritthart, J.:
Brückenüberwachung durch Schwingungsuntersuchung
Forschungsbericht TU Graz, Techn. Versuchs- und Forschungsanstalt

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

Zum Problem des Feuchtigkeitschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern
von Dr.-Ing. Götz Andrae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972

Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütereigenschaften beim Brennschneiden
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und $2 \cdot 10^{-7}$ Torr
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

Das Sprödbbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)

Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt

Nr. 37/Februar 1976

Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 38/Juni 1976

Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionisiertem Stahl 42 CrMo 4
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 39/Juni 1976

Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newtonschem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf

Nr. 40/Juni 1976

Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
von Dr. rer. nat. H. Hantsche

Nr. 41/Okttober 1976

Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher

Nr. 42/Okttober 1976

Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen

Nr. 43/Okttober 1976

Das Sprödbbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 44/November 1976

Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
von Dipl.-Ing. W. Matthees

Nr. 45/Dezember 1976

Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
von Dr.-Ing. W. Paatsch

Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)

Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler

Nr. 47/Juni 1977

Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
von Dr.-Ing. Arno Plank

Nr. 48/Okttober 1977

Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner

Nr. 49/Dezember 1977

Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
von Dr.-Ing. Günther Wittig

Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)

Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andrae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski

Nr. 51/Juni 1978

Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld

Nr. 52/August 1978

Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov

Nr. 53/Okttober 1978

Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi

- Nr. 54/Okttober 1978
Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Harro Sander
- Nr. 55/November 1978
Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke
- Nr. 56/Januar 1979
Stabilität von Sandwichbauteilen
von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langlie
- Nr. 57/März 1979
Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung
Investigations on Inspection-Media for Magnetic Particle-Testing
von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus
- Nr. 58/März 1979
Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 59/Juli 1979
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl
von Dr.-Ing. Günther Plauk
- Nr. 60/August 1979
Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken
von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs
- Nr. 61/Dezember 1979
Beschreibung von Problemen der höheren Farbmetrik mit Hilfe des Gegenfarbensystems
von Dr. Klaus Richter
- Nr. 62/Dezember 1979
Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker
- Nr. 63/Dezember 1979
Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase
von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig
- Nr. 64/Februar 1980
Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 65/Februar 1980
Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte
von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs
- Nr. 66/Mai 1980
Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung
von Dr. rer. nat. Martin Hattwig
- Nr. 67/Mai 1980
Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees
- Nr. 68/Mai 1980
Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.
Entwicklung eines vollzentrischen Präzisions-Goniometers
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn
- Nr. 69/Juni 1980
Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitschillen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl
- Nr. 70/August 1980 (vergriffen)
Schwellenwerte beim Betondruckversuch
von Dr.-Ing. Gerald Schickert
- Nr. 71/August 1980
Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera
- Nr. 72/September 1980
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 73/November 1980
Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klemmkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfvorschriften und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen
von Dipl.-Ing. Peter Wegener
- Nr. 74/November 1980
ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dipl.-Inform. Renate Müller
- Nr. 75/November 1980
Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen
von Dir. u. Prof. Dr. Hans-Jürgen Heinrich
- Nr. 76/November 1980
Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegewechselbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig
- Nr. 77/April 1981
Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen
von Dipl.-Ing. Michael Gierloff und Dr.-Ing. Matthias Maultzsch
- Nr. 78/September 1981
Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflußten Kaltritzneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch
von Dr.-Ing. Volker Neumann
- Nr. 80/Dezember 1981
Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten
von Dr.-Ing. Arno Plank, Dr.-Ing. Werner Struck und Dr.-Ing. Manfred Tzschätzsch
- Nr. 81/Dezember 1981
Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik
von Dipl.-Ing. Jürgen Schmidt
- Nr. 82/April 1982
Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagblegeversuches
Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test
von Rolf Helms, Hans-Joachim Kühn und Siegmund Ledworski
- Nr. 83/Juli 1982
Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen
— Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen —
von Prof. Dr.-Ing. Horst Czichos und Dr.-Ing. Paul Feinle
- Nr. 84/Juli 1982
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)
von Dipl.-Inform. Renate Müller und Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/Okttober 1982
Technische Materialforschung und -prüfung
— Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ —
Materials Research and Testing
— Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme “Basic Technological Research“ —
von Prof. Dr. Horst Czichos
- Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/November 1982
Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügekennmerkmale
von Dr.-Ing. Konrad Niesel und Dr. rer. nat. Peter Schimmelwitz
- Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/Dezember 1982
Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
von Dr.-Ing. Bernd Isecke und Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/Februar 1983
Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Anton Erhard
- Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/April 1983
Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffoxid
von Dr. rer. nat. Dietrich Conrad und Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/April 1983
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/April 1983
Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz
von Dr.-Ing. Michael Weber
- Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/August 1983
Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch
- Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/August 1983
Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen
von Dr. rer. nat. Peter Städt
- Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/August 1983
Untersuchungen der Störsschwingungen beim Kerbschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen
von Dr.-Ing. Xian-Quan Dong
- Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/August 1983
Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten
von Dr.-Ing. Manfred Römer
- Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/Okttober 1983
Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Heinz Eifler
- Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/November 1983
Typische Bruchflächenbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung
von Dipl.-Ing. Gerhard Fuhrmann und Prof. Dr. rer. nat. Wolfram Schwarz
- Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/Dezember 1983
Bestimmung des elastischen Verhaltens von Maschinenwaren
— Stretch- und Erholungsvermögen —
von Dr. rer. nat. Edmund Schnabel
- Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/Dezember 1983
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/Januar 1984
Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand
von Günter Klamrowski und Paul Neustupny
- Nr. 101/ISBN 3-88314-327-8/Februar 1984
Röntgen- und Gammastrahlen Computer-Tomographie
von Dr.-Ing. Peter Reimers, Dr. rer. nat. Jürgen Goebels, Dr.-Ing. Heinrich Heidt, Dr.-Ing. Hans-Peter Weise und Dipl.-Phys. Kay Wilding
- Nr. 102/ISBN 3-88314-335-9/März 1984
Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton
von Dr.-Ing. Götz Magiera
- Nr. 103/ISBN 3-88314-328-6/März 1984
Radiographie mit Elektronen aus Metallverstärkerfolien
von Dr.-Ing. Dierk Schnitger
- Nr. 104/ISBN 3-88314-339-1/April 1984
Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen
von Dr.-Ing. Michael Gierloff
- Nr. 105/ISBN 3-88314-345-6/Juni 1984
Beitrag zum Bremsverhalten energieumwandelnder Aufsetzpuffer in Aufzugsanlagen
von Dr.-Ing. Bernd Schulz-Forberg
- Nr. 106/ISBN 3-88314-360-X/Oktober 1984
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last
von Dr.-Ing. Jan Lehnert

- Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/Oktober 1984
Korrosion von Stahlradiatoren
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel und Jörg Ehreke
- Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/Oktober 1984
Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäude-schwingungen — Ergebnisse von Modellrechnungen
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch
- Nr. 109/ISBN 3-88314-381-2/Februar 1985
Zur Wirkung der Schruppbehinderung auf den Schweißspannungszustand und das Sprödbruchverhalten von unterpulvergeschweißten Blechen aus St E 460 N
von Dr.-Ing. Mohamed Omar
- Nr. 110/ISBN 3-88314-382-0/Februar 1985
Wasserstoff als Energieträger
von Dr. Hermann Walde (Mitglied des Kuratoriums der BAM i. R.) und Dr. Bernhard Kropp
- Nr. 111/ISBN 3-88314-383-9/Februar 1985
Über den Einfluß der Initiierung auf die detonative Umsetzung von Analex-Sprengstoffen unter Berücksichtigung sicherheitstechnischer Gesichtspunkte
von Dr.-Ing. Kurt Ziegler
- Nr. 112/ISBN 3-88314-409-6/Juli 1985
Zeitstandverhalten und strukturelle Veränderungen von vielfach wiederverarbeiteten Polyethylenen
von Dr.-Ing. Wolfgang Lützw
- Nr. 113/ISBN 3-88314-410-X/Juli 1985
Untersuchungen zum Frequenzeinfluß auf die Schwingungskorrosion von Offshore-Konstruktionen
von Rolf Helms, Horst Henke, Gerhard Oelrich (BAM, Berlin) und Tetsuya Saito (NRIM, Japan)
- Nr. 114/ISBN 3-88314-419-3/Juli 1985
Neue Verfahren für die Prüfung von Reaktorkomponenten mittels Röntgen- und Gammastrahlen
von Dipl.-Ing. Peter Rose, Dipl.-Ing. Peter Raabe, Dipl.-Ing. Werner Daum und Andreas Szameit
- Nr. 115/ISBN 3-88314-420-7/Juli 1985
Farbempfindungsmerkmal Elementaruntun und Buntheitsabstände als Funktion von Farbart und Leuchtdichte von In- und Umfeld
von Privatdozent Dr. Klaus Richter
- Nr. 116/ISBN 3-88314-460-6/Oktober 1985
Theoretische Ermittlung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Fensterkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Rahmenproblematik
von Dr. rer. nat. Franz-Josef Kasper, Dipl.-Inform. Renate Müller, Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Armin Wagner
- Nr. 117/ISBN 3-88314-468-1/Oktober 1985
Materials Technologies and Techno-Economic Development
A study for the German Foundation for International Development (Deutsche Stiftung für Internationale Entwicklung)
by Prof. Dr. H. Czichos in cooperation with Dr. G. Sievers, Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT), Bonn
- Nr. 118/ISBN 3-88314-469-X/Oktober 1985
Brand- und Explosionsgefahren explosionsgefährlicher Stoffe bei Herstellung und Lagerung
Modellversuche mit pyrotechnischen Sätzen und Gegenständen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Dipl.-Ing. Hilmar Andre, Dr. rer. nat. Eduard Blossfeld, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Ing. grad. Matthias-Michael Zindler
- Nr. 119/ISBN 3-88314-472-X/November 1985
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil I
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part I
von Dipl.-Ing. Jürgen Herter, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Ernst Limberger
- Nr. 120/ISBN 3-88314-514-9/April 1986
Zerstörungsfreie Korngrößenbestimmung an austenitischen Feinblechen mit Hilfe der Ultraschallrückstreuung
von Dr.-Ing. Andreas Hecht
- Nr. 121/ISBN 3-88 314-530-0/Juni 1986
Versagenskriterien von Stahlgleitpaarungen unter Mischreibungsbedingungen: Einflüsse von Stahlsammensetzung und Wärmebehandlung
von Dr.-Ing. Paul Feinle und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 122/ISBN 3-88 314-521-1/Juli 1986
Entsorgung kerntechnischer Anlagen
von J. Mischke
Sonderkolloquium der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) am 10. 12. 1985 mit Beiträgen von B. Schulz-Forberg, K. E. Wieser und B. Droste
- Nr. 123/ISBN 3-88 314-531-9/Juli 1986
Physikalisch-chemische Analyse sowie toxische Beurteilung der beim thermischen Zerfall organisch-chemischer Baustoffe entstehenden Brandgase
von Dr. rer. nat. Detlef Rennoch
- Nr. 124/ISBN 3-88 314-538-6/Juli 1986
Zur Anwendung des Impuls-Wirbelstromverfahrens in der zerstörungsfreien Materialprüfung
von Dr.-Ing. Hans-Martin Thomas
- Nr. 125/ISBN 3-88 314-540-8/Juli 1986 (vergriffen)
Untersuchungen zur Wirksamkeit der Brandschutzisolation von Flüssiggas-Lagertanks
von Dr.-Ing. Bernhard Droste und Dipl.-Ing. Ulrich Probst
- Nr. 126/ISBN 3-88 314-547-5/August 1986
Korrosion und Korrosionsschutz von Metallen in Schwimmhallen
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 127/ISBN 3-88 314-564-5/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil I
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part I
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 128/ISBN 3-88 314-568-8/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 129/ISBN 3-88 314-569-6/November 1986 (vergriffen)
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit
Reinforcing Steel Tension Tests with high strain rates
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 130/ISBN 3-88 314-570-X/November 1986
Einfache Abschätzung der Durchbiegung und der Energieaufnahme von Trägern aus duktilem Material bei Belastung durch eine Einzelkraft
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 131/ISBN 3-88 314-585-8/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 132/ISBN 3-88 314-595-5/Januar 1987
Ermittlung der Ursachen von Schäden an bituminösen Dachabdichtungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Beanspruchungen
von Dipl.-Ing. Christian Herold und Dipl.-Ing. Frank-Ulrich Vogdt
- Nr. 133/ISBN 3-88 314-609-9/Januar 1987 (vergriffen)
Technisch-physikalische Grundlagen zum tribologischen Verhalten keramischer Werkstoffe
von Dipl.-Ing. Mathias Woydt und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 134/ISBN 3-88 314-615-3/Februar 1987
Über den Kernstrahlungseinfluß auf Dehnungsmeßstreifen
von Dr. Götz Andreae und Gottfried Niessen
- Nr. 135/ISBN 3-88 314-618-8/Februar 1987
Untersuchungen über das Verhalten von Tankcontainern für unter Druck verflüssigte Gase bei Fallbeanspruchungen
von Dipl.-Ing. Jörg Ludwig, Dipl.-Ing. Wolf-Dietrich Mischke und Dipl.-Ing. Armin Ulrich
- Nr. 136/ISBN 3-88314-636-6/April 1987
Untersuchung zur Beurteilung von Brettschichtverleimungen für den Holzbau
von Prof. Dr. rer. silv. Hans-Joachim Deppe und Klaus Schmidt
- Nr. 137/ISBN 3-88314-637-4/Mai 1987
Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte auf der Grundlage von Forschungsergebnissen auf dem Gebiet der Komponentensicherheit
Projektleiter: Dr. Dietmar Aurich
- Nr. 138/ISBN 3-88314-635-8/Mai 1987
Zur geowissenschaftlichen Einordnung des Gebietes der Bundesrepublik Deutschland und einer sicheren Auslegung technischer Systeme gegen den Lastfall Erdbeben.
von Dipl.-Geol. Michael Dogunke und Dr.-Ing. Frank Buchhardt
- Nr. 139/ISBN 3-88314-658-7/Juni 1987
Numerische Untersuchung zum Verhalten des Hochtemperaturwerkstoffes Nimonic PE 16 unter monotoner und zyklischer Belastung bei Verwendung verschiedener plastischer und viskoplastischer Materialmodelle.
von Dipl.-Ing. Jürgen Olschewski und Sven-Peter Scholz
- Nr. 140/ISBN 3-88314-643-9/Juni 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 141/ISBN 3-88314-694-3/Oktober 1987
Zum Einfluß des Sicherheits- und Auslegungserdbebens auf die Bemessung von Kernkraftwerken
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Wolfgang Mathees, Dr.-Ing. Götz Magiera und Dr.-Ing. Friedrich Mathiak
- Nr. 142/ISBN 3-88314-695-1/Oktober 1987
Sicherheitstechnische Kenndaten und Gefahrzahlen binärer Mischungen aus oxidierenden und verbrennlichen Substanzen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Ing. Günter Krüger, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Dr. rer. nat. Sigrid von Zahn-Ullmann
- Nr. 143/ISBN 3-88314-701-X/November 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Stoßbelastung
Experimental and numerical Investigations concerning Load Bearing Behaviour of Reinforced Concrete Members under Impact Load
von/by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 144/ISBN 3-88314-702-8/November 1987
Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Wolfgang Mathees, Dr.-Ing. Michael Weber, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Dr.-Ing. Jürgen Altes,
Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA)
- Nr. 145/ISBN 3-88314-711-7/November 1987
Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden
von Dr.-Ing. Ulrich Holzöhner
- Nr. 146/ISBN 3-88314-714-1/November 1987
Untersuchungen zur Wirksamkeit von Wasserberieselungseinrichtungen als Brandschutzmaßnahme für Flüssiggas-Lagertanks
von Dipl.-Ing. Wolfgang Schön und Dipl.-Ing. Michael Mallon
- Nr. 147/ISBN 3-88314-720-6/Dezember 1987
Lösung dynamischer Biege- und Torsionsprobleme von Stabsystemen aus dünnwandigen elastischen Stäben mit offenem Querschnitt mittels frequenzabhängiger Ansatzfunktionen
von Dipl.-Ing. Hans-Dieter Kleinschrodt
- Nr. 148/ISBN 3-88314-774-5/Mai 1988
Theoretische Untersuchung von Variationsprinzipien für elastoplastisches Materialverhalten sowie Entwicklung und numerische Erprobung von Finite-Element-Verfahren für den ebenen Spannungszustand
von Dipl.-Ing. Wilfried Müller
- Nr. 149/ISBN 3-88314-775-3/Mai 1988
Bestimmung baugrunderdynamischer Kenngrößen aus der Untersuchung von Bodenproben
von Dr.-Ing. Ulrich Holzöhner

Nr. 150/ISBN 3-88314-776-1/Mai 1988
**VG3D Zeichenprogramm für die Vektorgraphische
Darstellung dreidimensionaler Strukturen**
von Dr.-Ing. Michael Weber

Nr. 151/ISBN 3-88314-785-0/Juni 1988
**Wechselwirkung starrer und flexibler Strukturen mit
dem Baugrund insbesondere bei Anregung durch
Bodenerschütterungen**
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch-Saworski

Nr. 152/ISBN 3-88314-796-6/Juli 1988
**Untersuchung des baulichen Zustandes und der
Tragfähigkeit vorgespannter Riegel von Verkehrs-
zeilenbrücken der Berliner Stadtautobahn**
von Dr.-Ing. Günther Plauk, Dipl.-Ing. Günter
Kretschmann, Dipl.-Ing. Rolf-G. Rohrmann

Nr. 153/ISBN 3-88314-797-4/Juli 1988
**Magnetisches Verhalten von Eisenproben bei mecha-
nischen Wechselbeanspruchung**
von Dr.-Ing. Harro Sander, Professor Dr.-Ing. Wolf-
gang-Werner Maennig