

**Zur Bewertung des Belastungsgrades
biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen
anhand von Last-Verformungs-Informationen**

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor - Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen

der

Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Guido Bolle

geboren am 21. September 1967

in Bleicherode/Harz

Weimar 1999

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Abteilung Versuchswesen der Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar.

Meinem Betreuer, Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. P. Schwesinger gilt mein besonderer Dank für die Anregung und Förderung dieser Arbeit sowie die stete Bereitschaft zur fachlichen Diskussion.

Meinem Freund und Kollegen, Herrn Dipl.-Ing. S. Marx danke ich für die zahlreichen Problemdiskussionen während der Bearbeitung.

Mein herzlicher Dank gilt außerdem Herrn A. Jahn von der Versuchstechnischen Einrichtung, für die jederzeit gewährte Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der Laborversuche sowie der beschriebenen Belastungsversuche in situ.

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Symbole und Formelzeichen | 6 |
| Zielsetzung | 9 |
| 1. Einführung | 10 |
| 2. Versuchstechnische Aufgaben bei experimentellen Tragsicherheits- bewertungen | 13 |
| 2.1 Tragsicherheit | 13 |
| 2.2 Vorbereitung und Durchführung von Belastungsversuchen in situ | 14 |
| 2.3 Versuchsgrenzlastkriterien | 18 |
| 2.3.1 Allgemeines | 18 |
| 2.3.2 Grenzdruckbeanspruchung des Betons | 19 |
| 2.3.3 Grenzbeanspruchung des Beton- und Spannstahls | 20 |
| 2.3.4 Schub- und Verankerungsbruch | 21 |
| 3. Energiedissipation von Beton und Stahl | 22 |
| 3.1 Allgemeines | 22 |
| 3.2 Beton | 24 |
| 3.2.1 Charakteristische Zustände der Gefügeveränderung | 24 |
| 3.2.2 Energiedissipation | 26 |
| 3.3 Stahl | 28 |
| 3.4 Stahlbeton und Spannbeton | 30 |
| 3.4.1 Last-Verformungsverhalten bei Übergang in den nichtlinearen Bereich | 30 |
| 3.4.2 Dämpfungseigenschaften | 30 |
| 3.4.3 Schädigungsindikatoren bei zyklisch nichtlinearer Beanspruchung | 34 |
| 4. Verfahren zur Beurteilung des Belastungsgrades von Stahlbeton- balken | 37 |
| 4.1 Aufgabenstellung | 37 |
| 4.2 Analyse der Einflußfaktoren | 38 |
| 4.3 Versuchsgrenzlastindikator δ_s | 39 |
| 4.4 Belastungsregime | 40 |

| | | |
|-----------|----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.5 | Auswahl der Verformungsgrößen..... | 44 |
| 4.6 | Einfluß der Beanspruchung auf die Energieanteile | 45 |
| 5. | Laborversuche an Stahlbetonbalken sowie Beton- und Stahlproben..... | 50 |
| 5.1 | Versuchsziel und Aufgabenstellung | 50 |
| 5.2 | Versuchsobjekte | 51 |
| 5.2.1 | Geometrie und Materialeigenschaften | 51 |
| 5.2.2 | Herstellung und Lagerung..... | 53 |
| 5.2.3 | Prüfung der Materialeigenschaften | 54 |
| 5.2.4 | Vorberechnungen | 56 |
| 5.3 | Versuchsprogramm..... | 57 |
| 5.3.1 | Stahlbetonbalken | 57 |
| 5.3.1.1 | Versuchsaufbau | 57 |
| 5.3.1.2 | Meßtechnik..... | 58 |
| 5.3.1.3 | Belastungsregime | 61 |
| 5.3.2 | Beton- und Stahlproben | 63 |
| 5.4 | Versuchsdurchführung..... | 65 |
| 5.4.1 | Stahlbetonbalken | 65 |
| 5.4.2 | Beton- und Stahlproben | 66 |
| 5.5 | Ergebnisse..... | 67 |
| 5.5.1 | Stahlbetonbalken | 67 |
| 5.5.1.1 | Versagensmechanismen..... | 67 |
| 5.5.1.2 | Energiedissipation | 69 |
| 5.5.1.3 | Bleibende Verformungen..... | 74 |
| 5.5.1.4 | Betrachtete Verformungsgrößen | 75 |
| 5.5.1.5 | Einfluß einer Vorbelastung | 78 |
| 5.5.2 | Betonproben | 79 |
| 5.5.2.1 | Visuelle Beobachtungen..... | 79 |
| 5.5.2.2 | Energiedissipation | 80 |
| 5.5.3 | Stahlproben | 81 |
| 5.5.3.1 | Visuelle Beobachtungen..... | 81 |
| 5.5.3.2 | Energiedissipation | 81 |
| 5.6 | Schlußfolgerungen..... | 82 |
| 5.6.1 | Allgemeines | 82 |
| 5.6.2 | Bauteile mit Stahlversagen | 83 |
| 5.6.3 | Bauteile mit Betonversagen | 85 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.6.4 Hinweise zur Anwendung des Verfahrens..... | 86 |
| 6. Erprobung des Verfahrens bei Belastungsversuchen in situ..... | 87 |
| 6.1 Allgemeines | 87 |
| 6.2 Pilotobjekt - Weserwehrbrücke Drakenburg..... | 87 |
| 6.2.1 Aufgabenstellung | 87 |
| 6.2.2 Versuchsprogramm..... | 89 |
| 6.2.3 Ergebnisse..... | 93 |
| 6.3 Schlußfolgerungen..... | 96 |
| 7. Zusammenfassung und Ausblick | 97 |
| Literatur | 99 |
| Anhangsverzeichnis..... | 105 |
| Anhang A - Ergebnisdokumentation der Versuche an Stahlbetonbalken..... | 106 |
| Anhang B - Ergebnisdokumentation der Versuche an Betonproben | 126 |
| Anhang C - Ergebnisdokumentation der Versuche an Stahlproben..... | 132 |

Symbole und Formelzeichen

Geometrische Größen

| | |
|----------------------|-----------------------------------------------|
| h | Balkenhöhe |
| b | Balkenbreite |
| x, y, z | Ortsvariable |
| s | Weg - allgemein |
| φ | Winkel - allgemein |
| h_s | statische Höhe |
| d | Durchmesser - allgemein |
| d_s | Durchmesser eines Bewehrungsstabes |
| U | Umfang - allgemein |
| A | Fläche - allgemein |
| A_s | Querschnittsfläche der unteren Bewehrungslage |
| c | Betondeckung |

Materialkennwerte

| | |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------|
| E_s | Elastizitätsmodul des Betonstahls oder Spannstahls |
| E_B | Elastizitätsmodul des Betons |
| β_w | Würfeldruckfestigkeit des Betons |
| β_c | Zylinderdruckfestigkeit des Betons |
| β_{sz} | Spaltzugfestigkeit des Betons |
| f_{yk} | charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze |
| f_{tk} | charakteristische Zugfestigkeit des Betonstahls |
| f_{pk} | charakteristische Zugfestigkeit des Spannstahls |

Momente und Kräfte

| | |
|----------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| M_U | maximal aufnehmbares Biegemoment |
| M_F | Biegemoment an der Streckgrenze des Bewehrungsstahls |
| M_{riß} | Biegemoment bei Beginn der Rißbildung in der Zugzone |
| cal F_{ser} | berechnete, im Belastungsversuch in situ angestrebte Gebrauchslast |

| | |
|----------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| cal F_{\max} | berechnete, im Belastungsversuch in situ angestrebte maximale Versuchslast (bei positivem Ausgang des Belastungsversuchs ist $\text{obs } F_{\max} = \text{cal } F_{\max}$) |
| obs F_u | Versuchsgrenzlast |
| ext F_u | externer Teil der Versuchsgrenzlast (ohne während des Versuchs wirksame ständige Lasten) |
| obs F_{\max} | beim Belastungsversuch einwirkende maximale Belastung, ohne daß die Versuchsgrenzlast erreicht wird ($\text{obs } F_{\max} < \text{obs } F_u$) |
| Q_k | charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung |

Spannungen und Dehnungen

| | |
|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| σ_B | Betonspannung |
| σ_S | Stahlspannung |
| σ_F | Stahlspannung an der Streckgrenze (Fließspannung) |
| ε_b | Betonstauchung |
| ε_{b0} | Betonstauchung infolge wirkender Eigenlasten und ggf. Vorspannung |
| $\varepsilon_{b,lim}$ | Grenzwerte der Betonstauchung, die nach [50] beim Belastungsversuch nicht überschritten werden dürfen |
| ε_s | Betonstahldehnung |
| ε_{s0} | Betonstahldehnung infolge wirkender Eigenlasten und ggf. Vorspannung |
| ε_p | Spannstahldehnung |
| ε_{p0} | Spannstahldehnung infolge wirkender Eigenlasten und Vorspannung |

Verformungen

| | |
|---------------------------------------|-------------------------------------|
| s | Verformung - allgemein |
| s_{ges} | gesamte Verformung |
| $s_{\text{bl,ges}}$ | gesamte bleibende Verformung |
| s_{bl} | bleibende irreversible Verformung |
| $s_{\text{v,el}}$ | verzögert elastische Verformung |
| f | Durchbiegung |
| f_{ges} | gesamte Durchbiegung |
| f_{bl} | bleibende irreversible Durchbiegung |
| w | Rißbreite |
| $1/r, \kappa$ | Krümmung |

Dynamische Größen

ξ Dämpfungsmaß

Energien

D gesamte dissipierte Energie

D_D durch Reibung (viskos/trocken) dissipierte Energie

D_S durch Strukturveränderung (Rißbildung, Plastizierung) dissipierte Energie

W Gesamtverformungsenergie

W_{el} elastisch gespeicherte Verformungsenergie

δ bezogene dissipierte Energie, $\delta = D / W_{el}$

δ_D bezogene Dämpfungsenergie, $\delta_D = D_D / W_{el}$

δ_S bezogene Strukturveränderungsenergie, $\delta_S = D_S / W_{el}$

sonstige Größen

t Zeit

β Sicherheitsindex

γ_Q Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q

ψ_Q Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen Q

γ_a Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung von im weiteren Nutzungszeitraum auftretenden Einflüssen, die beim Belastungsversuch nicht erfaßt werden

Zielsetzung

Die experimentelle Bewertung der Trag- und Verformungsfähigkeit von Bauteilen oder Baukonstruktionen aus Stahlbeton hat das Ziel, die effektive Tragsicherheit, d. h. die über das Gebrauchslastniveau hinausgehende Beanspruchbarkeit des Tragwerks zu bestimmen, ohne daß dadurch eine die weitere Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigende Schädigung verursacht wird. Sie stellt deshalb die Annäherung an einen Grenzwert im Last-Verformungsverhalten dar. Die Versuchsbelastung darf deshalb höchstens bis zur Versuchsgrenzlast gesteigert werden, bei welcher die vollständige Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der untersuchten Konstruktion gerade noch gegeben sind.

Die Beurteilung des aktuellen Beanspruchungsgrades während eines Versuchs zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung erfolgt auf Grundlage der zeitgleich dargestellten Beanspruchungs-Verformungsbeziehung. Dies ist bei biegebeanspruchten Konstruktionen im Regelfall die Last-Durchbiegungsfunktion. Hier lassen sich größere Abweichungen vom quasi-elastischen Tragverhalten visuell aus einer Änderung des Kurvenverlaufs entnehmen.

Prinzipiell ist jegliche Beanspruchung eines bisher auf dem entsprechenden Niveau unvorbelasteten Tragwerks mit Schädigungen im Sinne von irreversiblen Strukturveränderungen verbunden. Diese wirken sich jedoch nicht zwangsläufig nachteilig auf die zukünftige Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit aus (z. B. Biegerißbildung). Für eine detaillierte Bewertung solcher Schädigungen eignen sich insbesondere Energiebetrachtungen während der verschiedenen Versuchsphasen, da diese das Zusammenspiel von Einwirkung und Tragwerksreaktion widerspiegeln und auch geringe Strukturveränderungen immer mit der Dissipation von Energie verbunden sind.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, auf der Grundlage von Energiebetrachtungen praxisrelevante Kriterien bereitzustellen, welche eine objektive Beurteilung des erreichten Beanspruchungsgrades und eine zuverlässige Identifikation der Versuchsgrenzlast ermöglichen. Die Betrachtungen beschränken sich hierbei auf biegebeanspruchte Stahlbetonkonstruktionen. Die Anwendungsreife und die praktische Handhabbarkeit der entwickelten Methode sind dabei auf experimenteller Basis anhand von Labor- und Feldversuchen zu belegen.

1. Einführung

Aufgabe des Bauingenieurs ist es, die Sicherheit von baulichen Anlagen und Konstruktionen während der geplanten Nutzungszeit zu gewährleisten. Diese Bauwerkssicherheit wird durch die Einhaltung von baustoff-, bauart- und projekt-spezifischen Anforderungen erreicht. Das Bauwerk muß demnach den mechanischen Einwirkungen mit ausreichender Zuverlässigkeit widerstehen, gegen chemische, biologische, klimatische und ähnliche Einflüsse hinreichend beständig sein und während der Nutzungszeit in einem gebrauchsfähigen Zustand bleiben [25].

Diese Anforderungen beinhalten sowohl eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit wie auch die Gewährleistung der Tragsicherheit einer Konstruktion.

Die Bestimmung und Bewertung der Tragfähigkeit erfolgt in der Regel auf rechnerischem Wege. Voraussetzung dafür sind ausreichende Informationen über Geometrie, Werkstoff-eigenschaften und Einwirkungen sowie ein hinreichend mit der Realität übereinstimmendes Rechenmodell.

Bei bestehenden Bauwerken sind jedoch in einigen Fällen Teile dieser für eine ausreichende rechnerische Analyse notwendigen Informationen nicht mehr gegeben. Als Gründe hierfür kommen vor allem in Betracht:

- statisch-konstruktive Unterlagen sind unvollständig oder nicht mehr verfügbar
- Veränderung der Nutzung oder Umbau mit geänderten (meist erhöhten) Beanspruchungen
- Mängel bei Werkstoffeigenschaften oder in der baulichen Durchbildung verursacht durch unsachgemäße Planung bzw. Bauausführung oder unzureichende Festlegungen in den Vorschriften der Errichtungszeit
- Überbeanspruchungen während der Nutzungszeit, deren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit nicht bekannt sind
- erhebliche Differenzen zwischen verfügbarem mechanischen Berechnungsmodell und physikalischer Wirklichkeit

Eine objektive Bewertung der Tragsicherheit ist dem Ingenieur aufgrund derartiger Informationsdefizite nur unzureichend möglich.

In solchen Fällen bietet die aufwendigere experimentelle Methode eine Lösung, da hierbei der Realität entsprechende Informationen über den Tragwerkswiderstand (Werkstoffeigen-

schaften, Tragwirkung usw.) im gesamten betrachteten Beanspruchungsbereich erschlossen werden können.

Schon in den frühen deutschen Stahlbetonvorschriften (DIN 1045, Ausgabe 1925 [17]) sind Hinweise für Probelastungen enthalten, die in der Weiterentwicklung zur Festlegung von allgemeinen Kriterien für die Anwendbarkeit, die aufzubringenden Prüflasten und die Bewertung der Ergebnisse führten.

Technisch realisiert wurden derartige Belastungsversuche, indem die Last in Form von mehr oder weniger leicht zu bewegendem Massestücken auf die Konstruktion aufgebracht und über einen mehrstündigen Einwirkungszeitraum dort belassen wurde (z. B. [1], [10]). Der Erfolg wurde anhand eines einfachen Kriteriums der Durchbiegung ($f_{bl} \leq 1/4 \cdot f_{ges}$) bewertet.

Da diese Art der Lasteinleitung mit einem hohen Risiko für die Konstruktion und das Personal verbunden ist (die Versuchslast kann bei beginnenden Schäden nicht schnell genug von der Konstruktion entfernt werden), das verwendete Durchbiegungskriterium kaum Hinweise auf den real erreichten Beanspruchungsgrad liefert [40] und Probelastungen auf Gebrauchslastniveau keine Schlußfolgerungen auf die Tragfähigkeit zulassen, führten Diskussionen zur Möglichkeit und Notwendigkeit von Belastungsversuchen dazu, daß Hinweise für Probelastungen in den neueren Ausgaben der einschlägigen Vorschriften (DIN 1045, Ausgabe 1978 [18]) nicht mehr enthalten sind.

In der jüngeren Vergangenheit wurden jedoch wieder vermehrt Anstrengungen unternommen, die Durchführung und Bewertung von Probelastungen im Bauwesen zu fördern und durch allgemeine Hinweise und Regelungen zu stützen.

Gründe dafür waren neben dem wachsenden „Revitalisierungsbedarf“ die Entwicklung einer modifizierbaren, selbstsichernden, mobilen Belastungstechnik in Verbindung mit moderner on-line Meßtechnik [64] sowie die Entwicklung eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, basierend auf der Methode der Grenzzustände [40]. Bei dieser Art von Probelastung, die im weiteren als *experimentelle Tragsicherheitsbewertung* bezeichnet wird, können die Prüflasten mittels hydraulischer Belastungstechnik schnell und fein steuerbar auf die Konstruktion aufgebracht werden. Die zugehörigen Bauwerksreaktionen lassen sich on-line visualisieren, womit eine ständige Information über den IST-Zustand des Tragwerks gegeben ist. Um während des Versuchs eine die weitere Trag- und Nutzungsfähigkeit des Tragwerks beeinträchtigende Schädigung auszuschließen, ist es notwendig, über allgemeingültige, objektive Kriterien zu verfügen, die einen rechtzeitigen Abbruch der weiteren Laststeigerung ermöglichen.

Diese Methode der experimentellen Bewertung der Tragsicherheit in situ wurde im Rahmen des BMBF-geförderten Forschungsprojekts EXTRA in der Praxis erprobt und weiterentwickelt. Auf der Grundlage der Erkenntnisse aus diesem Forschungsprojekt wird derzeit eine Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken [50] erarbeitet.

2. Versuchstechnische Aufgaben bei experimentellen Tragsicherheitsbewertungen

2.1 Tragsicherheit

Nach Schneider [56] sind Sicherheit bzw. Unsicherheit eines bestehenden Tragwerks nicht mit dem Tragwerk quasi fest verbundene Eigenschaften, sondern der Ausdruck eines persönlichen Vertrauens (z. B. eines Experten) in eine vorgefundene Situation. Die subjektiv beeinflusste Aussage kann für den Fall, daß eine entsprechende rechnerische Bewertung keine oder keine befriedigende Lösung bringt, auch durch experimentelle Analysen objektiviert werden. Untersuchungen von Spaethe [61] zeigen, daß die Sicherheit eines Tragwerks durch eine Probelastung nachhaltig verbessert werden kann (Abb. 1), wobei die vor dem Versuch verfügbare Menge an Informationen einen wesentlichen Einfluß auf den Sicherheitsindex danach besitzt. Die Zulassung höherer Nutzlasten aufgrund der Probelastung führt wieder zu einer entsprechenden Verringerung von β .

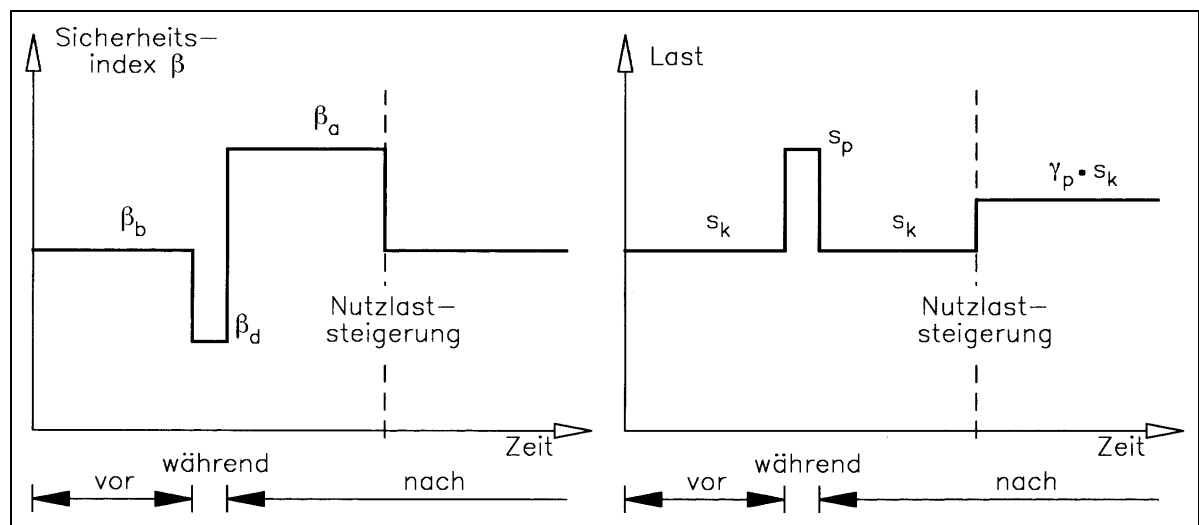


Abb. 1: Prinzipieller Verlauf des Sicherheitsindex β und der Belastung S bei Durchführung einer Probelastung nach [61]

Das bei in situ Versuchen angewendete Sicherheitskonzept wird von Opitz in [43] beschrieben. Grundlage ist hierbei die auch in den europäischen Vorschriften angewendete Methode der Grenzzustände. Auf der Tragwerkswiderstandsseite erfolgte eine Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte an das Zuverlässigkeitsproblem der experimentellen Erprobung, wobei auf ein weitestgehend vergleichbares Sicherheitsniveau von theoretischen und experimentellen Nachweisen geachtet wurde.

2.2 Vorbereitung und Durchführung von Belastungsversuchen in situ

Wird im Rahmen der Entscheidungsmöglichkeiten bei der Bewertung der Tragsicherheit die Durchführung eines Belastungsversuches für notwendig erachtet, ist zunächst eine detaillierte Versuchsplanung erforderlich. Hierbei lohnt es sich, die maßgebenden Basisvariablen des Berechnungsproblems zu suchen (Sensitivitätsanalyse), um dort die Untersuchungen zu intensivieren und die Schwachstellen der Konstruktion herauszufiltern [56]. Die wesentlichen Inhalte und Aufgaben innerhalb der Voruntersuchungen, in deren Ergebnis das Versuchsprogramm als Handlungsgrundlage zur Versuchsdurchführung entsteht, sind in Abb. 2 dargestellt. Im Falle der Untersuchung einer Stichprobe ist die Übertragbarkeit auf andere Konstruktionsteile zu prüfen; ggf. sind entsprechende Sicherheitsbeiwerte zu wählen [60].

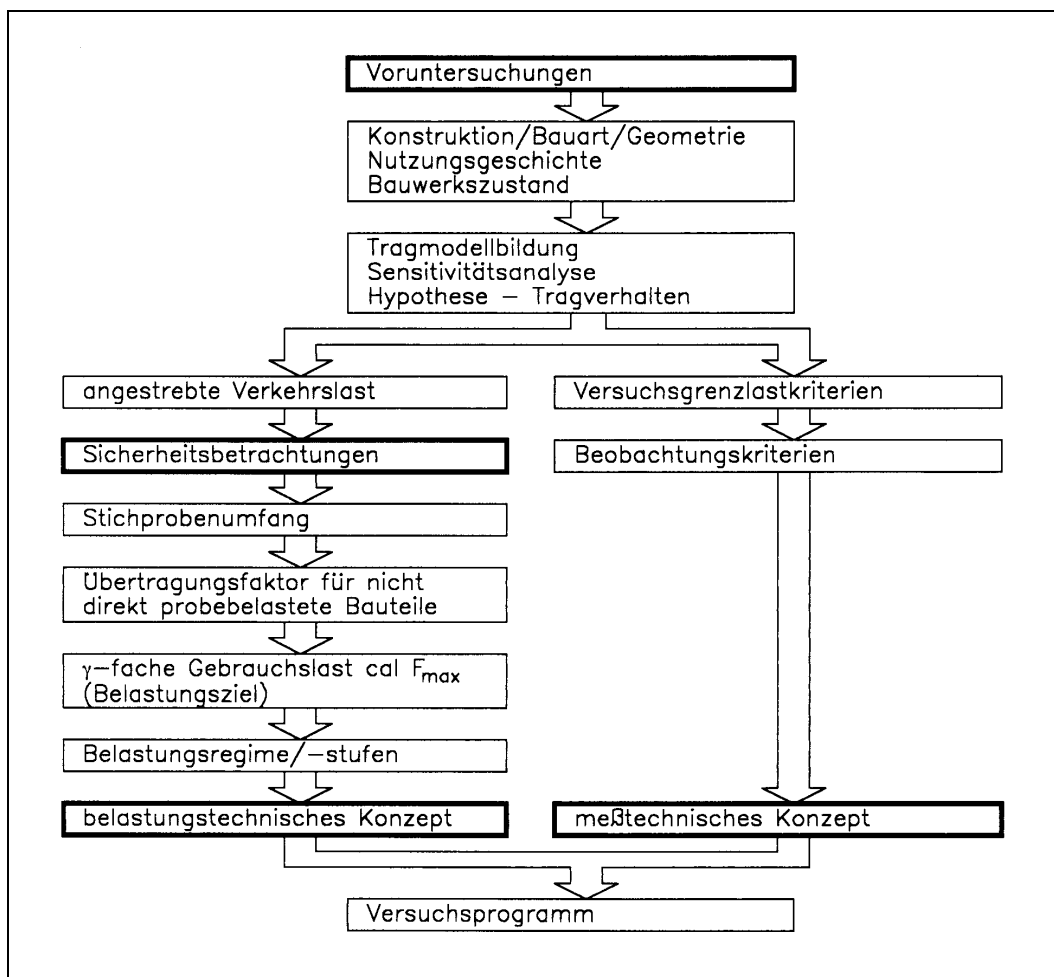


Abb. 2: Innerhalb der Versuchsplanung durchzuführende Aufgaben (nach [9])

In den meisten Fällen kommen für den Belastungsversuch speziell entwickelte Belastungsrahmen zum Einsatz. Die Kräfte werden mit Hydraulikzylindern, die am Belastungsrahmen angebracht sind, in das zu untersuchende Tragwerk eingetragen. Im Bereich der Auflager werden die Belastungsrahmen mittels Zugstangen und Quertraversen verankert, wodurch ein geschlossener Kräftekreislauf entsteht und angrenzende Bauteile lastfrei bleiben. Die eingeleiteten Kräfte und die Reaktionen des Bauwerks können on-line erfaßt und direkt zur Steuerung der Belastung sowie zur Beurteilung des Tragverhaltens herangezogen werden. Einerseits besteht aufgrund der guten Steuerbarkeit der Belastung jederzeit die Möglichkeit, eine weitere Laststeigerung zu unterbrechen bzw. die Lasten zurückzunehmen. Andererseits ist im Regelfall jedes plötzliche Nachgeben der Konstruktion aufgrund des hydraulischen Belastungsprinzips mit einem spontanen Lastabfall verbunden. Aus diesen Gründen wird das System als *selbstsichernd* bezeichnet.

Die Lasten werden nach einem festgelegten Belastungsregime in definierten Be- und Entlastungszyklen auf die Konstruktion oder Teile davon aufgebracht. Die Reihenfolge der Belastung sowie Anzahl und Dauer der Be- und Entlastungszyklen sind in den verschiedenen Bestimmungen über die Durchführung von Probelastungen unterschiedlich geregelt. Da die Wahl der Belastungsfolge für die Informationsdichte von großer Bedeutung ist, werden im folgenden mögliche Belastungsregimes näher betrachtet.

Das nach [68] vorgeschriebene Belastungsregime (Abb. 3) sieht allgemein eine Vorlast von $0,1 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}}$ vor. Von dieser Vorlast aus wird die Last in Stufen bis auf $0,7 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}}$ gesteigert. Nach einer Entlastung und Wiederbelastung erfolgt eine weitere stufenweise Laststeigerung auf $1,1 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}}$ mit insgesamt drei Ent- und Wiederbelastungen. Dadurch sollen Informationen über evtl. schon vorhandene bleibende Verformungen erschlossen werden [40]. Außerdem dient die Wiederholung von Lastwechseln der Einstellung eines stabilen Zustandes, indem viskose und verzögert elastische Formänderungen abgebaut werden. Die weitere Laststeigerung bis zur maximalen Versuchslast erfolgt in Schritten von $0,1 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}}$ ohne Entlastung. Angaben über die anzuwendende Belastungsgeschwindigkeit werden nicht gemacht. Diese wird aus der Darstellung abgeleitet auf $\sim 1/6 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}} \text{ [kN/min]}$ geschätzt.

Opitz schlägt in [40] ein für die Verwendung moderner Belastungs- und Meßverfahren modifiziertes Belastungsregime vor (Abb. 4). Hierbei wird die Last ausgehend von der Vorlast sofort auf $1,1 \cdot \text{cal } F_{\text{ser}}$ gesteigert. Nach zwei Ent- und Wiederbelastungen erfolgt die Laststeigerung ohne Zwischenstufen bis zur maximalen Versuchslast. Auf diesem Lastniveau wird die alternative Durchführung von mindestens zwei weiteren Be- und Entlastungszyklen oder einer Zeitstandbelastung vorgeschlagen.

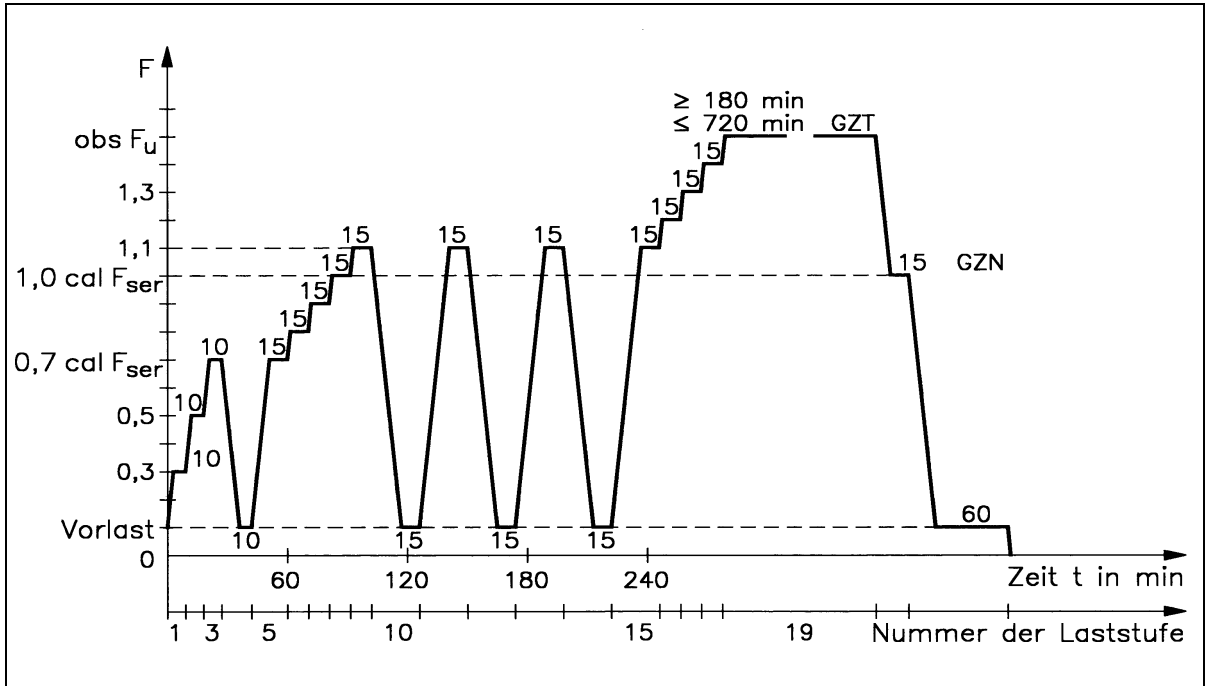


Abb. 3: Regelfall der Belastungsfolge nach TGL 33407/04 [68]

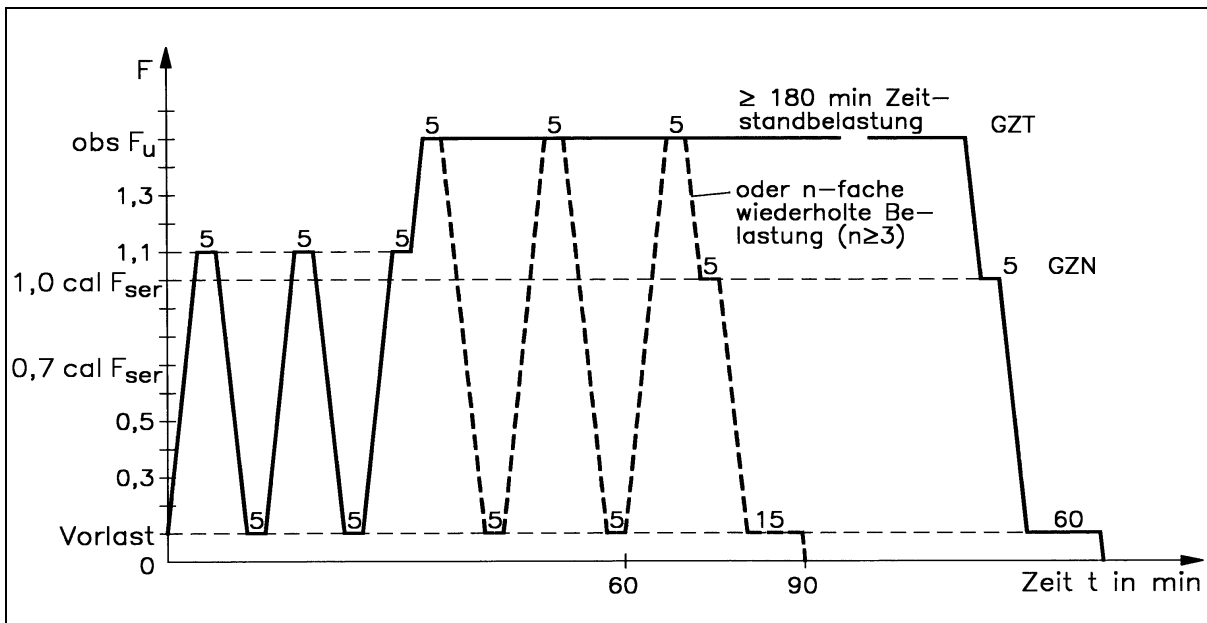


Abb. 4: Vorschlag von Opitz [40] für ein Belastungsregime bei Anwendung moderner Belastungs- und Meßtechnik

In Abb. 5 ist das nach den Angaben in [50] entwickelte Belastungsregime dargestellt. Hier erfolgt eine dreimalige Be- und Entlastung auf 0,7 und 1,1·cal F_{ser} . Die Wiederholung des Lastwechsels auf dem Niveau der maximalen Versuchslast ist freigestellt. Über die

Belastungsgeschwindigkeit, die Lasthaltezeit in den Belastungspausen sowie die Einwirkungsdauer der maximalen Versuchslast werden keine Angaben gemacht.

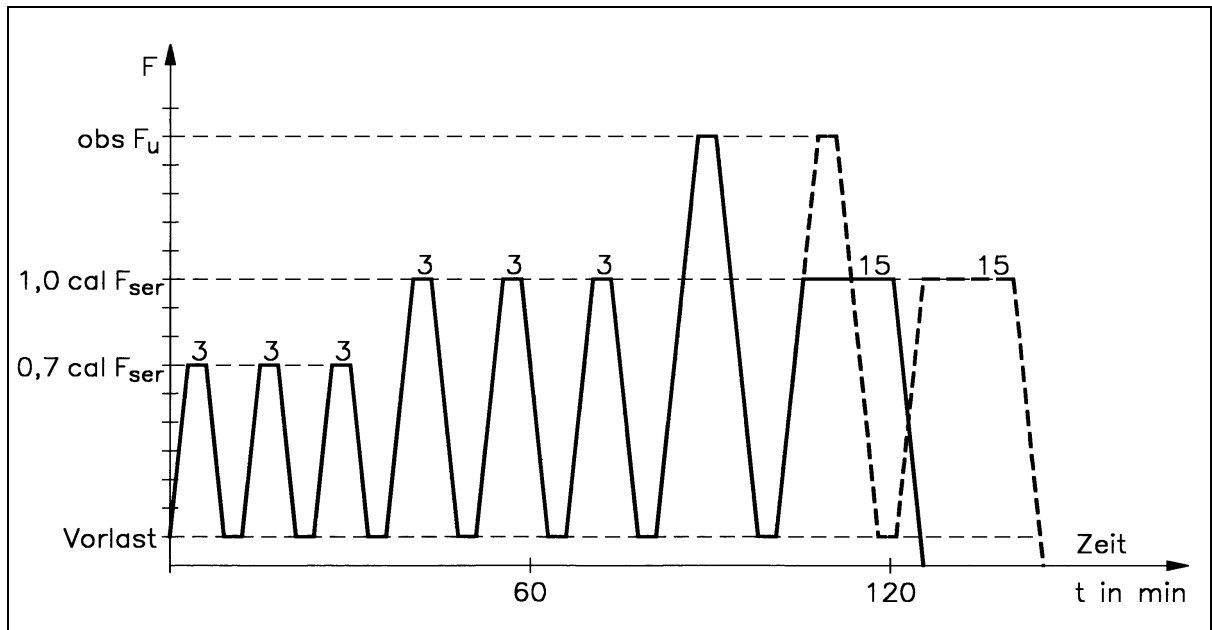


Abb. 5: Belastungsregime nach [50]

Die Anwendung der beschriebenen Belastungsregimes ermöglicht in der Regel nur Aussagen hinsichtlich

- des Gesamttragverhaltens der Konstruktion
- des Verformungsverhaltens im Gebrauchszustand vor und nach maximaler Belastung
- des Verformungsverhaltens bei max. Versuchslast während der Einwirkungsdauer

Die weitergehende Bewertung zeitabhängiger Verformungsanteile sowie des Schädigungsfortschritts (Rißbildung, Plastizierung) mit zunehmender Belastung ist dagegen aus nachfolgend genannten Gründen nur begrenzt möglich:

- Es können nur wenige geschlossene Hystereseschleifen mit entsprechenden Verformungswerten bei vollständiger Entlastung oder im Grundlastzustand gewonnen werden.
- Die Beanspruchungsdifferenz zwischen den einzelnen Laststufen ist teilweise uneinheitlich und sehr groß, so daß sich nichtlineare Verformungsanteile aufgrund irreversibler Prozesse schlecht von solchen aus reversiblen Vorgängen trennen lassen.
- Beim Belastungsregime nach [50] fehlt die Angabe der Belastungsdauer bei maximaler Versuchslast, so daß im minimalen Fall eine sofortige Entlastung möglich ist. In diesem Fall wird zwar die vorgesehene Belastung erreicht, der Struktur jedoch nicht die

Möglichkeit gegeben, auf die Einwirkung zu reagieren und einen neuen inneren Gleichgewichtszustand einzunehmen.

Die Vorgehensweise bei der Durchführung des Belastungsversuchs ausgehend vom Versuchsprogramm verdeutlicht Abb. 6. Aufgrund der beobachteten Tragwerkseigenschaften führen entweder das Erreichen eines zuvor festgelegten Belastungsziels oder der Versuchsgrenzlast (siehe Abschnitt 2.3.1) zum Abschluß des Versuchs.

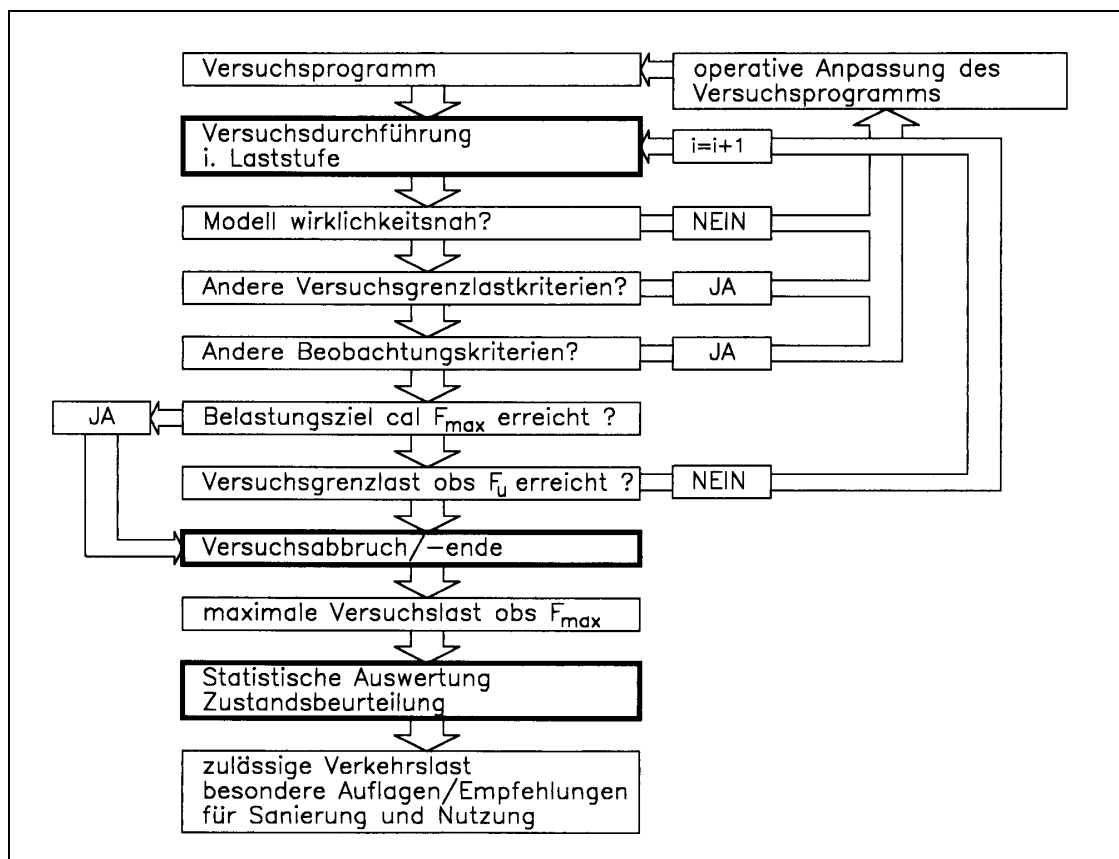


Abb. 6: Wesentliche Aktivitäten während der Versuchsdurchführung (nach [9])

2.3. Versuchsgrenzlastkriterien

2.3.1 Allgemeines

Beim Belastungsversuch in situ ergibt sich ein vielfach aufgezeigter Zielkonflikt [24, 40, 61]. Einerseits ist es zur Ausschöpfung erschließbarer Tragreserven notwendig die Belastung an den maßgebenden Grenzzustand der Tragfähigkeit weitgehend anzunähern,

andererseits muß eine Schädigung durch die Versuchslast ausgeschlossen bleiben. Deshalb darf die Belastung höchstens bis zur *Versuchsgrenzlast* $obs F_U$ gesteigert werden, bei welcher gerade noch keine Schädigungen auftreten, die die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit während der Restnutzungsdauer nachteilig beeinflussen. Aus dem externen Teil dieser Versuchsgrenzlast $ext F_U$ läßt sich die maximal zulässige Beanspruchung $\sum Q_{k,i}$ während der Restnutzungszeit nach Gleichung (1) ermitteln [43]:

$$\sum_{i=1}^n Q_{k,i} = \frac{ext F_U \cdot \prod_j \gamma_{a,j}}{\gamma_{Q,i} \cdot \psi_i} \quad (1)$$

Während des Belastungsversuchs wird die Versuchsgrenzlast entsprechend den jeweiligen Schädigungsarten durch allgemeingültige Versuchsgrenzlastkriterien identifiziert. In [50] sind entsprechende Versuchsgrenzlastkriterien festgelegt, die in ihren Grundzügen aus [68] abgeleitet wurden. Die für biegebeanspruchte Stahlbetonkonstruktionen maßgebenden Kriterien werden nachfolgend wiedergegeben und diskutiert.

2.3.2 Grenzdruckbeanspruchung des Betons

Da eine direkte Spannungsmessung technisch aufwendig und nur in Sonderfällen durchführbar ist, wird die Grenzdruckbeanspruchung des Betons über Grenzwerte der Betonstauchungen $\varepsilon_{b,lim}$ [50] festgelegt, die nicht überschritten werden dürfen. Bei der Festlegung dieser Grenzwerte wurde davon ausgegangen, daß sich der Beton bei maximaler Versuchslast $obs F_{max}$ noch in der Phase stabiler Mikrorißbildung befindet (siehe Abschnitt 3.2.1). Bei möglichem Betonversagen sind daher die Stauchungen in den höchstbeanspruchten Bereichen zu messen, für die dann die Grenzbedingung nach Gleichung (2) gilt.

$$\varepsilon_b < \varepsilon_{b,lim} - \varepsilon_{b0} \quad (2)$$

Die vorhandenen Betonstauchungen aus Eigenlasten und ggf. Vorspannung ε_{b0} , für deren experimentelle Ermittlung geeignete Methoden zur Verfügung stehen [38], sind dabei zu berücksichtigen.

Unabhängig von den aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens einer Vielzahl von Betonen zu berücksichtigenden Sicherheiten bei der Festlegung von $\varepsilon_{b,lim}$, beinhaltet die Bestimmung der Versuchsgrenzlast aufgrund dieses Grenzwertes weitere Unsicherheiten,

da nicht immer zweifelsfrei zu bestimmen ist, in welchen Bereichen maximale Druckspannungen auftreten und ob es sich um einachsige oder mehrachsige Spannungszustände handelt. Eine direkte Feststellung der Mikrorißgrenze aus der Spannungs-Stauchungsfunktion nach [53] ist aufgrund der Einflüsse der Belastungsgeschichte auf die Arbeitslinie des Betons [34] nicht möglich.

2.3.3 Grenzbeanspruchung des Beton- und Spannstahls

Für die Grenzbeanspruchung des Beton- und Spannstahls werden in [50] folgende Grenzdehnungen angegeben, die auch bei Belastung mit F_{\max} nicht überschritten werden dürfen (allerdings sind diese Angaben in [51] - siehe Abschnitt 5.6.2 - modifiziert worden) :

$$\varepsilon_s < 0,9 \cdot 1,0 \cdot \frac{f_{yk}}{E_s} - \varepsilon_{s0} \quad \text{für Betonstahl} \quad (3)$$

$$\varepsilon_p < 0,8 \cdot 1,0 \cdot \frac{f_{pk}}{E_s} - \varepsilon_{p0} \quad \text{für Spannstahl} \quad (4)$$

Eine direkte Messung der Stahldehnung an einigen wenigen Meßpunkten liefert beim Belastungsversuch aufgrund des infolge Rißbildung stark veränderlichen Dehnungsverlaufs über die Stablänge kaum Ergebnisse, die eine zuverlässige Beurteilung des Gesamttragverhaltens und damit eine rechtzeitige Identifikation der Versuchsgrenzlast zulassen. Andererseits wäre eine Dehnungsmessung im gesamten untersuchten Bereich zu aufwendig. Aus diesem Grunde wird das Erreichen der Versuchsgrenzlast meist über Linearitätsabweichungen im Last-Durchbiegungsdiagramm erfaßt. Dabei stellt die so ermittelte Versuchsgrenzlast gerade den oberen Grenzwert nach Gl. (3) und (4) dar, dessen Identifikation außerdem nur nach Eintreten einer ausreichend erkennbaren plastischen Verformung möglich ist.

Opitz [40] weist zudem darauf hin, daß bei Beton- und Spannstählen mit definierter Streckgrenze bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze zunächst keine deutlich sichtbaren Unstetigkeiten aus dem Kraft-Verformungsdiagramm zu entnehmen sind. Ein ähnliches Verhalten dürfte bei Systemen, bei denen die Umlagerung von Spannungen oder Schnittgrößen möglich ist, zu beobachten sein. Bei Spannbetonkonstruktionen ist jede Plastizierung mit einem Spannkraftverlust im entsprechenden Querschnitt verbunden. Schwierig erweist sich auch die experimentelle Bestimmung der Eigenlastdehnung, da hierbei Bewehrung im hochbeanspruchten Bereich entnommen werden müßte.

Äquivalent zur Beanspruchung der Bewehrung ist auch die Veränderung von Rißbreiten zu beobachten. Diese müssen sowohl aus ästhetischen Gründen als auch zur Gewährleistung der Nutzungsfähigkeit und des notwendigen Korrosionsschutzes der Bewehrung in entsprechenden Grenzen gehalten werden [21, 54]. Unter Umständen können schon vor Erreichen der Grenzdehnung des Stahls die Grenzwerte der Rißbreite den Versuchsabbruch erzwingen [41].

2.3.4 Schub- und Verankerungsbruch

Aufgrund meist unvollständiger Informationen über die Lage und Güte der Schubbewehrung sowie die Qualität der Stabverankerung ist die Gefahr eines Schub- oder Verankerungsbruchs bei Belastungsversuchen oftmals latent vorhanden. Dies betrifft hauptsächlich ältere Konstruktionen, bei welchen aufgrund des mangelhaften Kenntnisstandes zur Errichtungszeit und fehlender einschlägiger Regelungen in den Vorschriften mit Schwächen im Schub- und Verankerungsbereich zu rechnen ist [69, 70].

Jüppner [27] empfiehlt zur Überwachung des Schubbereichs Relativverschiebungen vertikal über die Bauteilhöhe oder diagonal senkrecht zur Druckstrebe zu messen, schlußfolgert allerdings, daß es wegen der Vielfalt der Einflußparameter nicht möglich ist, einen allgemeingültigen Grenzwert für die Größe der ertragbaren Relativverschiebungen in der Schubzone anzugeben.

Zur meßtechnischen Kontrolle der Verankerungswirkung wird es in [42] und [50] als notwendig angesehen, Schlupfmessungen an der Stabverankerung durchzuführen. Entsprechende Verfahren sind dabei sehr aufwendig und praktisch wegen der schlechten Zugänglichkeit der Auflagerbereiche bei in situ Messungen nicht anwendbar. Festlegungen über kritische Gleitwege im Verankerungsbereich bei Belastungsversuchen sind nicht bekannt geworden.

3. Energiedissipation von Beton und Stahl

3.1 Allgemeines

Die experimentellen und theoretischen Analysen der dissipativen Mechanismen im Stahlbeton und in seinen Einzelkomponenten lassen sich entsprechend des betrachteten Beanspruchungsbereiches sowie der verfolgten Fragestellung im wesentlichen in zwei Bereiche einordnen:

- Untersuchungen zur Dämpfung im quasi-elastischen Bereich (Zustand I und II)
- Untersuchungen zur Schädigung unter zyklischer Belastung im nichtlinearen Bereich (Zustand III)

Bei Untersuchungen von Dämpfungseigenschaften wird meist das Dämpfungsmaß ξ betrachtet, das sich aus dem Verhältnis der während eines vollständigen Schwingungszyklus dissipierten Energie D und der maximalen elastischen Formänderungsenergie W ergibt:

$$\xi = \frac{D}{4\pi \cdot W} \quad (5)$$

Es wird unterschieden nach Materialdämpfung, Strukturdämpfung und Systemdämpfung (Abb.7).

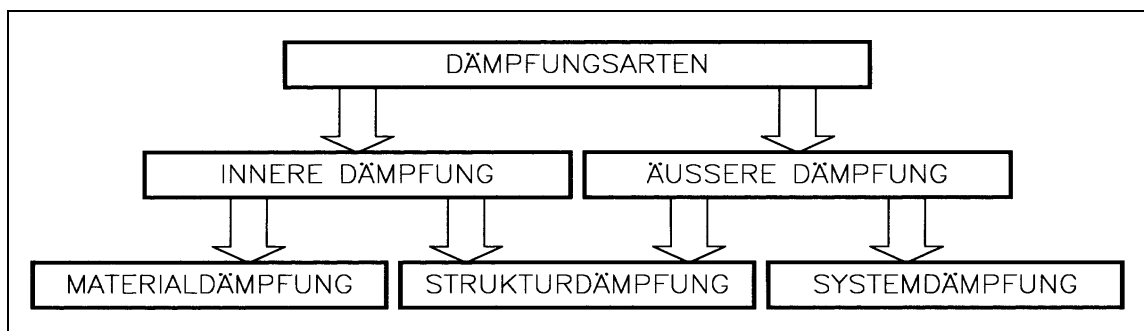


Abb. 7: Unterteilung und Zuordnung der Dämpfungsarten [15]

Die *Materialdämpfung* stellt die Energiedissipation innerhalb eines aus einem bestimmten Material bestehenden Kontinuums dar. Beim Stahlbeton umfaßt sie die Werkstoffdämpfung der Einzelkomponenten Stahl und Beton. Die *Strukturdämpfung* ergibt sich infolge der Dissipationsvorgänge an den Grenzflächen verschiedener Materialien. Dieser Dämpfungsanteil wird im Stahlbeton im wesentlichen durch Reibungsvorgänge in

den Rissen und zwischen Bewehrung und Beton erbracht. Unter *Systemdämpfung* wird schließlich die Dämpfung an den Grenzen oder im Einflußbereich eines Bauteils verstanden. Die hierbei dissipierte Energie geht nicht im Material selbst, sondern in seiner unmittelbaren Umgebung verloren, z. B. in Auflagern, Einspannungen usw..

Untersuchungen bei zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich werden vor allem mit dem Ziel der Zähigkeitsbeurteilung von Tragwerken und Bauteilen unter Erdbebenlasten durchgeführt. Bei solchen Beanspruchungen wird die Energie überwiegend durch plastische Strukturveränderungen dissipiert.

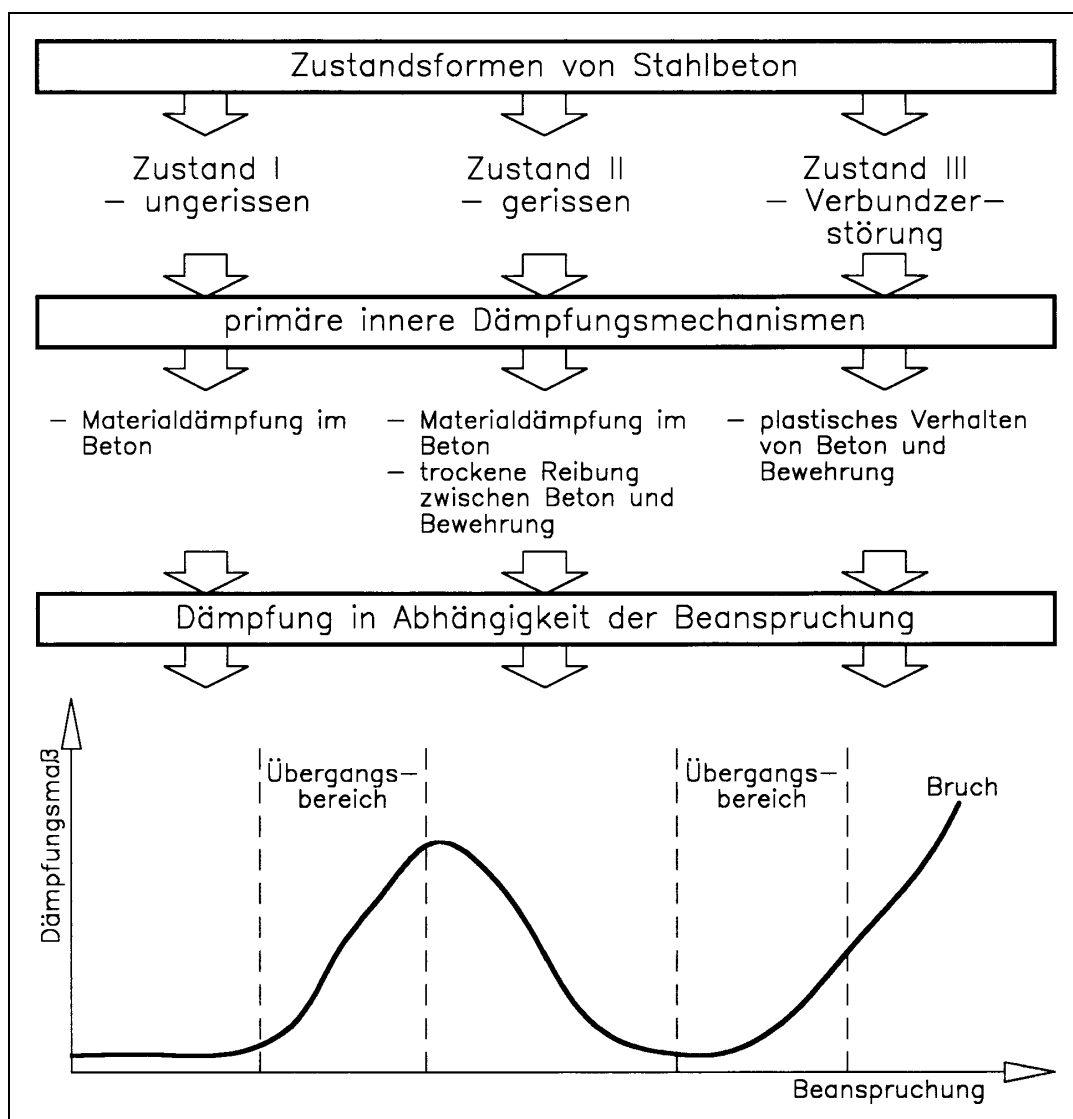


Abb. 8: Dämpfungsmechanismen bei verschiedenen Zustandsformen von Stahlbeton [13]

In Abb. 8 werden für die drei primären Zustandsformen des Stahlbetons die wichtigsten Dämpfungsmechanismen dargestellt [13]. Dabei muß beachtet werden, daß der gezeigte Dämpfungsverlauf sowie die Größe der Beanspruchungsbereiche nur qualitativen Charakter tragen. Das Zusammenspiel von Belastung und Dämpfung sowie die Lage der Bereichsgrenzen der Beanspruchung sind im Einzelfall von einer Vielzahl von Einflußfaktoren abhängig.

Die Versuchsgrenzlast liegt per Definition genau im Grenzbereich zwischen quasi-elastischem und deutlich nichtlinearem Verformungsverhalten. Hier können sowohl reversible nichtlineare Verformungsmechanismen wie auch bereits solche aus irreversibler Strukturveränderung in vergleichbarer Größenordnung auftreten. Deshalb werden im folgenden Kapitel die Ergebnisse von Versuchen an Beton-, Stahl-, Stahlbeton- und Spannbetonprüfkörpern unter Gebrauchslast und im nichtlinearen Bereich analysiert, soweit sie für die Betrachtung des Last-Verformungsverhaltens, speziell der Energiedissipation im genannten Grenzbereich, von Bedeutung sind.

3.2 Beton

3.2.1 Charakteristische Zustände der Gefügeveränderung

Für das Verformungsverhalten des Betons ist neben den Eigenschaften des Zementsteins vor allem sein heterogener Aufbau von Bedeutung. Die strukturmechanischen Vorgänge bei kontinuierlich steigender Druckbeanspruchung sind gekennzeichnet durch die Mikrorißbildung zwischen Zementmörtel und Zuschlagstoff bzw. im Zementmörtel selbst.

Bereits im unbelasteten Beton sind Mikrorisse vorhanden, die vornehmlich infolge Schwinden, Temperaturänderungen, Entmischen, Wasserabsonderungen usw. entstehen. Bei Druckbelastung bilden sich im Gefüge des Betons - entsprechend den Verformungseigenschaften seiner Komponenten - inhomogene Spannungsfelder aus, die in Wechselwirkung zu weiteren Spannungsfeldern stehen. Dadurch entwickeln sich vor allem im Grenzbereich zwischen Zuschlagstoffkörnern und Zementsteinmatrix vereinzelt weitere Mikrorisse. Gleichzeitig erweitern sich die bereits vorhandenen Risse. Dieser Vorgang setzt sich soweit fort, bis mit steigender Druckspannung die Mikrorißbildung zur Gefügauflockerung im Beton führt. Bei weiter steigender Belastung geht die Rißneubildung zurück und die Rißaufweitung gewinnt an Bedeutung. Schließlich kommt es zur raschen Verbindung einzelner Mikrorisse zu durchgehenden Längsrissen und im

Für Probelastungen wird gefordert, daß sich der Beton bei maximaler Belastung obs F_{\max} noch im Bereich stabiler Mikrorißbildung befindet. Opitz [40] zeigt, daß die Lage der Mikrorißschwelle mit σ_D etwa mit der Dauerstandfestigkeit übereinstimmt, die ebenfalls bei Belastung mit obs F_{\max} nicht überschritten werden darf.

Versuche von Rasch [48] zeigen, daß die Arbeitslinie des Betons von der Dehngeschwindigkeit beeinflusst wird (Abb. 10). Diese Abhängigkeit wird vor allem auf Kriecheffekte zurückgeführt. Im hohen Beanspruchungsbereich kommt jedoch noch ein Anteil Gefügezerstörung dazu, wodurch sich die Festigkeitsabnahme bei kleiner Dehngeschwindigkeit erklärt [20].

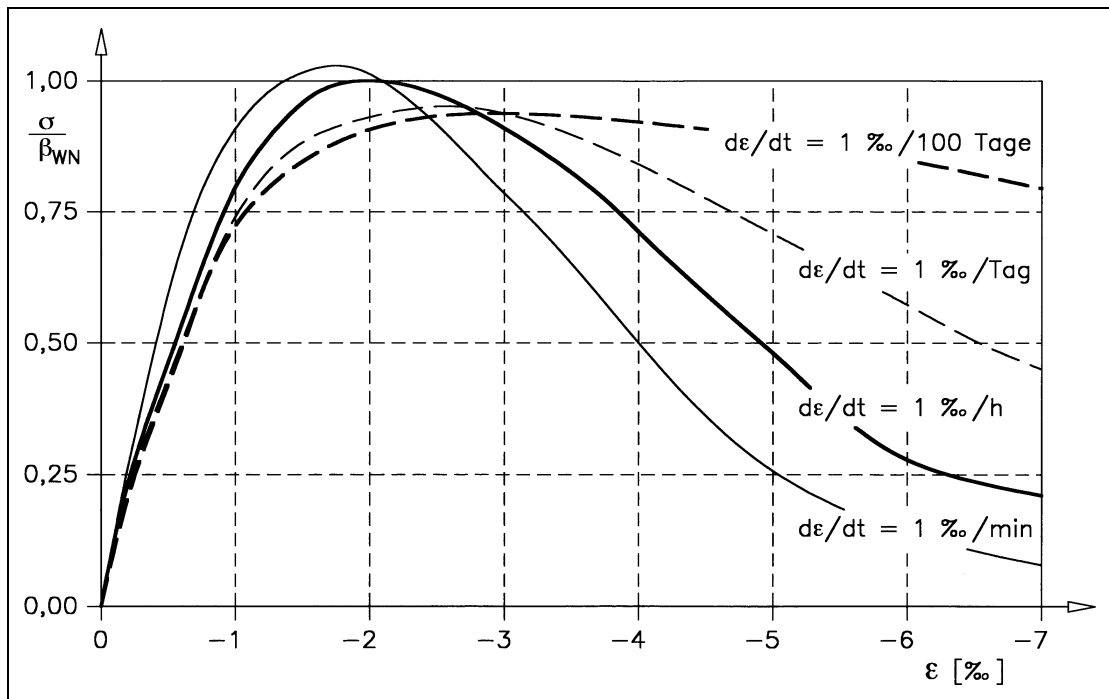


Abb. 10: Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Dehngeschwindigkeiten [48]

3.2.2 Energiedissipation

Untersuchungen über die Energiedissipation von Zementstein und Beton erfolgten vor allem in Zusammenhang mit der Bewertung der Dämpfung [19, 26, 67] sowie mit der Feststellung von Schädigungsvorgängen in der Mikrostruktur [57, 62, 63, 71].

Von Teichen [67] wurden Dauerschwingversuche im Druckschwellbereich an Voll- und Hohlzylindern durchgeführt. Dabei konnte ein Anstieg der Dämpfung mit der Zunahme des Porenwassergehalts festgestellt werden. Aufgrund von vergleichenden Untersuchungen an Zementmörtel- und Betonproben in [66] kommt Dieterle [15] zu der Auffassung, daß die Dämpfung infolge Interaktion zwischen Zuschlagstoff und Zementmörtel weniger bedeutend ist als die Dämpfung im Mörtel selbst. Durch die Zugabe von Zuschlagstoffen geht der Anteil an wassergefüllten Poren je Volumeneinheit zurück, so daß es verständlich scheint, daß aufgrund des genannten Einflusses des Wassergehaltes die Dämpfung reduziert wird.

Eine Abhängigkeit der Dämpfung von der Frequenz oder der Dehngeschwindigkeit konnte nicht festgestellt werden [26].

Wischers [71] betrachtet die sogenannte *Bruchenergie*, die notwendig ist, um den Prüfkörper völlig zu zerstören und die dabei der gesamten Fläche unter der Arbeitslinie entspricht. Aufgrund der Feststellung, daß die Bruchenergie geringer anwächst als die Festigkeit schlußfolgert Wischers, daß bei Beton mit zunehmender Festigkeit eine Tendenz zum Verspröden besteht.

Zur Untersuchung der Spannungs-Dehnungslinie des Betons sind von Mehmel und Kern die in [34] dargelegten Druckschwellversuche an Betonprismen durchgeführt worden. Hierbei wurde beobachtet, daß der Flächeninhalt der Hysteresisschleife und damit die je Lastwechsel dissipierte Energie vom ersten zum zweiten Lastwechsel stark abnimmt. Veränderungen innerhalb der nun folgenden Lastwechsel sind dagegen vergleichsweise gering.

Spooner und Dougill [62] stellen fest, daß sich die während eines Lastwechsels im Prüfkörper dissipierte Energie D bei wiederholter Belastung in einen Anteil D_S und einen Anteil D_D aufteilen läßt. Diese lassen sich als Flächeninhalte im Spannungs-Dehnungsdiagramm nach Abb. 11 darstellen. Dabei entspricht D_S der durch innere Rißbildung verbrauchten Energie und D_D der durch Dämpfung (Reibung) aufgezehrten Energie.

Während durch Schallemissionsmessungen bei mehrfach wiederholter Belastung festgestellt wurde, daß sich die innere Rißbildung im wesentlichen nur während des ersten Lastwechsels vollzieht, konnte ein gleichbleibender Energieverzehr aufgrund innerer Reibung auch während der folgenden Lastwechsel beobachtet werden [62, 63].

Siebel [57] führte umfangreiche Untersuchungen an verschiedenen Betonen zur Bestimmung der drei Energiearten D_S , D_D und W_{el} bei $1/3$ und $2/3$ der Höchstlast durch. Es zeigte sich, daß sich die elastisch gespeicherte Energie W_{el} mit steigender Belastung proportional zur elastischen Energie eines linearen Formänderungsgesetzes verhält, also

von der inneren Rißbildung praktisch unbeeinflusst bleibt. Die infolge Rißbildung und plastischer Verformung aufgezehrte Energie D_S steigt dagegen von $\frac{1}{3}$ auf $\frac{2}{3}$ der Höchstlast überproportional zur elastischen Energie an, wobei dieser Anstieg mit zunehmender Festigkeit abnimmt. Der prozentuale Anteil der aufgezehrten Energie an der Gesamtenergie bei einem Beanspruchungsgrad von $\frac{2}{3}$ der Höchstlast nimmt mit zunehmender Festigkeit des Betons stark ab, wodurch sich der von Wischers [71] beschriebene Versprdungseffekt bestätigt.

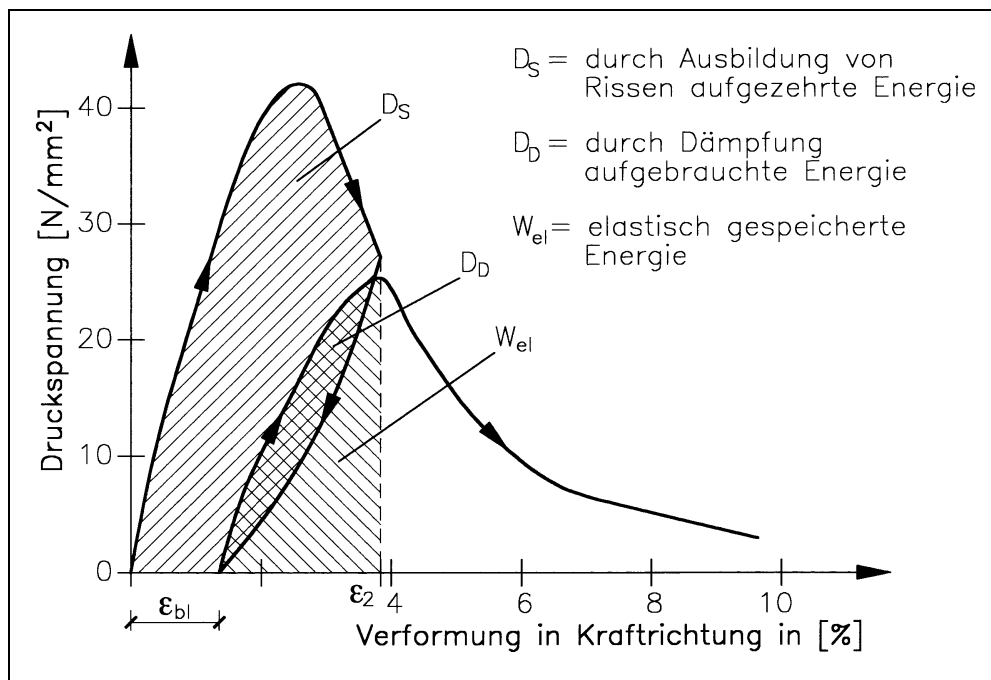


Abb. 11: Arbeitslinie eines druckbeanspruchten Normalbetons mit Be- und Entlastung und anschließender Belastung bis zum Bruch [57]

3.3 Stahl

Für Beanspruchungen ohne Vorzeichenänderung wird die Form der Spannungs-Dehnungslinie des Stahls von der vorangegangenen Plastizierung bestimmt, ist also abhängig von der Belastungsgeschichte. Dabei bildet die Arbeitslinie die Einhüllende für Schwellbelastungszyklen [37].

Berner [4] beobachtete mit zunehmender Dehngeschwindigkeit ein Ansteigen sowohl der Streckgrenze und der Zugfestigkeit als auch der Verformungsfähigkeit. Allerdings sind, um

derartige Veränderungen festzustellen, sehr hohe Dehngeschwindigkeiten erforderlich, wie sie bei Probelastungen nicht erreicht werden.

Die Beanspruchungshöhe ist der wichtigste Einflußfaktor auf die Dämpfung von Stahl. In Abb. 12 ist der Verlauf des in [36] ermittelten Dämpfungsmaßes ξ in Abhängigkeit der Stahlspannung dargestellt. Bis zu etwa $0,7 \cdot \sigma_F$ steigt das Dämpfungsmaß nur leicht an. Bei Überschreiten dieses Wertes ist jedoch eine starke Zunahme der Dämpfung zu beobachten. Bei Spannungen im Gebrauchslastbereich ist die Dämpfung von Stahl wesentlich geringer als die von Beton.

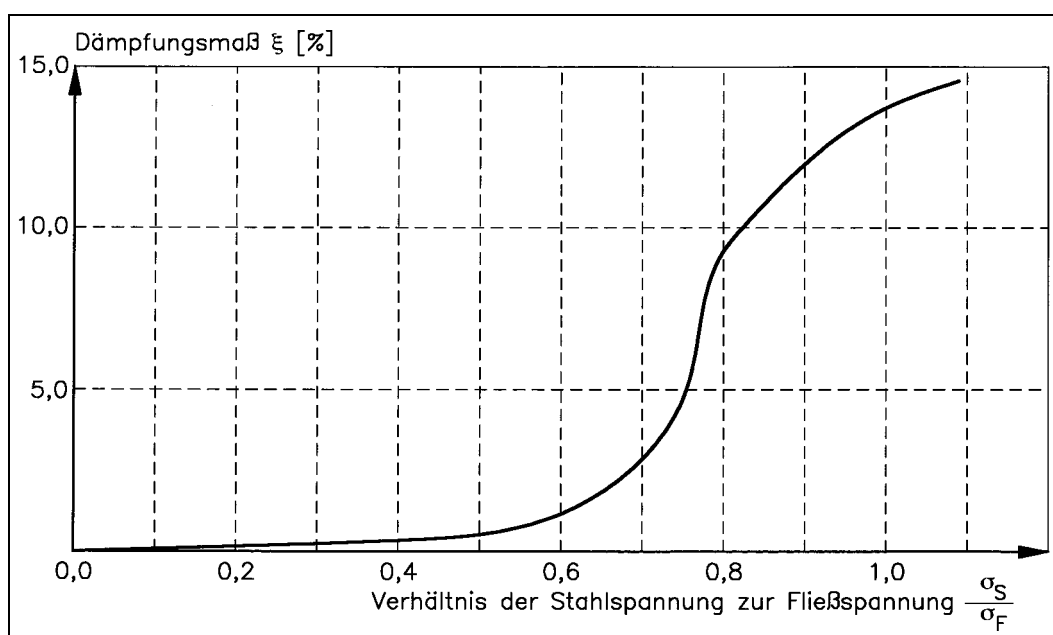


Abb. 12: Dämpfungsmaß des Stahls in Funktion der Stahlspannung [36]

Eine Frequenzabhängigkeit der Dämpfung von Stahl konnte experimentell nicht nachgewiesen werden.

Reckling [49] erklärt die Dämpfung von Stahl im elastischen Bereich (elastische Hysterese) mit der Wirkung von Eigenspannungsfeldern von Versetzungen, die sich erst bei Entlastung bemerkbar machen. Als Ursache für die Zunahme der Dämpfung unterhalb der Streckgrenze wird von Freudenthal [22] ein Einsetzen der Energiedissipation durch Kristallteilung angegeben. Versuche über den Einfluß der Stahlqualität auf die Dämpfung sind nicht bekannt geworden.

3.4 Stahlbeton und Spannbeton

3.4.1 Last-Verformungsverhalten bei Übergang in den nichtlinearen Bereich

Wird mit zunehmender Beanspruchung eines Stahlbetonbalkens die Streckgrenze der Bewehrung erreicht und die Belastung weiter gesteigert, so verlagert sich die Lage der Nulllinie infolge dieses Prozesses sowie durch die Plastizierung des Betons zum oberen Rand hin, so daß die Betondruckzone eingeschnürt wird. In Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad kann in diesem Zustand das plastische Verformungsvermögen des Stahls mehr oder weniger ausgeschöpft werden bis infolge der zunehmenden Einschnürung die Betondruckzone versagt. Bei schwach bewehrten Konstruktionen ist dabei die Ausnutzung der Bewehrung bis hin zur Zugfestigkeit möglich. Eine Verringerung des Verhältnisses der Streckgrenze zur Zugfestigkeit der Bewehrung (f_{yk}/f_{tk}) führt jedoch ebenso wie die Vergrößerung des Bewehrungsgrades aufgrund sekundären Betonversagens zur Verminderung der Trag- und Verformungsfähigkeit oberhalb der Streckgrenze [59].

Die Form der Spannungs-Dehnungslinie des Bewehrungsstahls hat wesentlichen Einfluß auf das Last-Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen. Soretz [58] beschreibt Versuche an zwei Stahlbetonrippendecken, von denen die erste (A) mit warmgewalztem (ausgeprägte Streckgrenze) und die zweite (B) mit kaltgezogenem Stahl (kontinuierliche Spannungs-Dehnungslinie) bewehrt war. Beide Betonstahlarten hatten die gleiche Profilierung. Die Rippendecke (A) ging mit Erreichen der Fließgrenze relativ schnell in den Bruchzustand über, wogegen die Durchbiegungen der Rippendecke (B) schon vor dem Bruch progressiv zunahmen (Abb. 13).

Soretz kommt auf Grundlage dieser Versuche zu der Feststellung, daß für schwach bewehrte Balken mit typischem Stahlversagen die Momenten-Durchbiegungslinie bei Übergang in den nichtlinearen Bereich qualitativ gleichartig der Spannungs-Dehnungslinie des Bewehrungsstahls verläuft.

3.4.2 Dämpfungseigenschaften

Das Dämpfungsverhalten von Stahl- und Spannbeton ist sowohl von den Dämpfungseigenschaften der Einzelkomponenten Stahl und Beton als auch in erheblicher Weise von den Eigenschaften des Verbundes abhängig. Aus diesem Grunde wird in verschiedenen Untersuchungen der Verbund als eine dritte Werkstoffkomponente behandelt.

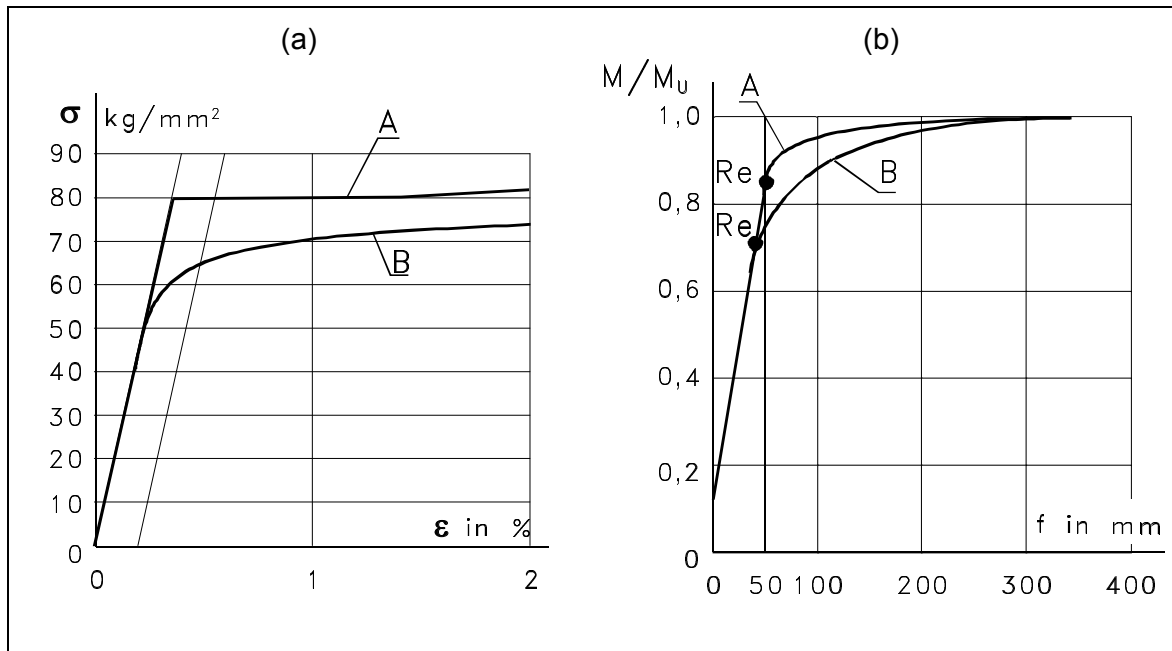


Abb. 13: Spannungs-Dehnungslinie (a) und zugehörige Momenten-Durchbiegungsfunktion (b) für einen Stahl mit ausgeprägter Streckgrenze (A) und mit kontinuierlicher Streckgrenze (B) [58]

Lenk [31] führte Dämpfungsversuche an Stahlbetonbalken mit Veränderung des Bewehrungsgrades, der Betongüte, der Bewehrungsart (glatt/gerippt) und der Querschnittsart (quadratisch/rechteckig) durch. Dabei wurde festgestellt, daß sich bei dynamischer Beanspruchung von Balken mit hoher Betongüte, starker und glatter Bewehrung und mit Rechteckquerschnitt besonders niedrige Dämpfungsmaße ergeben. Der Einfluß der Profilierung der Bewehrung ist allerdings gering.

Aufgrund von Versuchen an schlaff bewehrten Balken stellten Dieterle und Bachmann [16] fest, daß die Dämpfung bei ungerissenen Balken zunächst klein ist, während der Rißbildung jedoch stark ansteigt. Sind alle Biegerisse ausgebildet, nimmt die Dämpfung mit steigender Beanspruchung wieder ab und es sind vor allem nahe der Fließgrenze des Stahls kleine Dämpfungsmaße zu verzeichnen (Abb. 14).

Wird die Dämpfung an einem bis nahe der Fließgrenze beanspruchten Balken ermittelt, so ergibt sich eine Abhängigkeit von der Beanspruchung nach Abb. 15. Die Dämpfung ist bei kleinen Beanspruchungen sehr groß, nimmt mit steigender Stahlspannung jedoch schnell ab und es sind nahe der Fließgrenze noch etwas geringere Dämpfungsmaße zu beobachten als beim unvorbelasteten Balken. Dieses grundsätzliche Dämpfungsverhalten von Stahlbetonbalken mit zunehmender Beanspruchung wird durch Versuche anderer Verfasser (z. B. [12], [23], [47]) bestätigt.

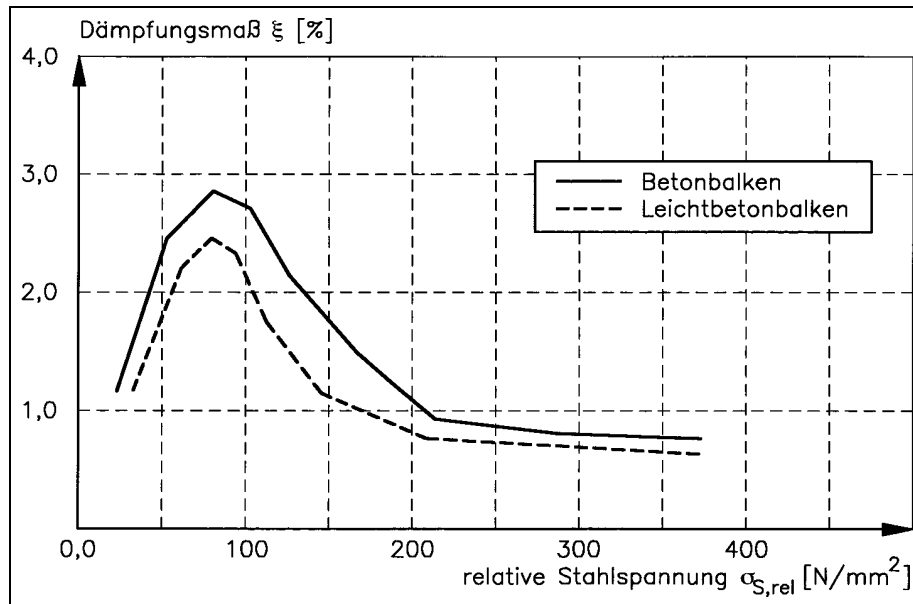


Abb. 14: Dämpfungsmaß in Funktion der relativen Stahlspannung für Beton- und Leichtbetonbalken (nach [16])

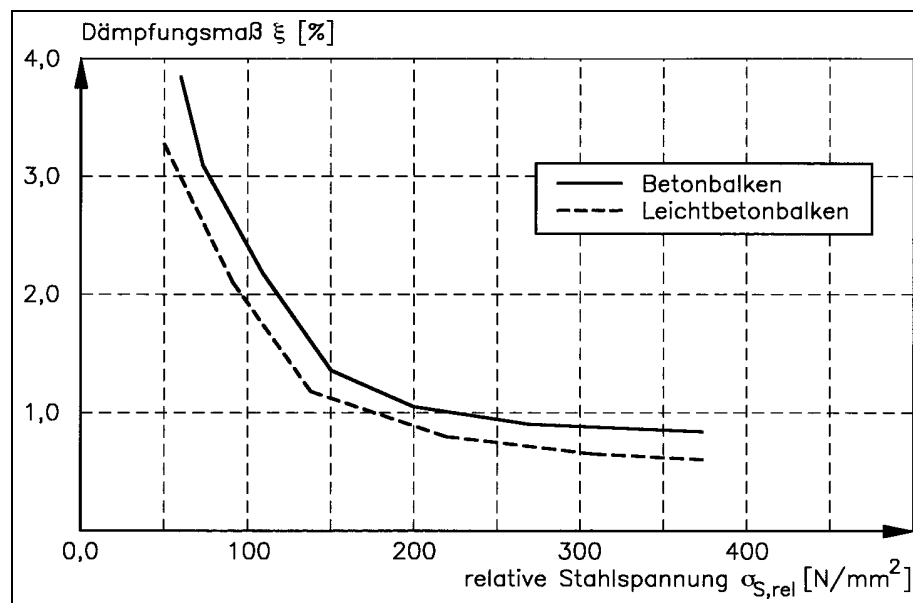


Abb. 15: Dämpfungsmaß in Funktion der relativen Stahlspannung für vorbelastete Balken aus Abb. 14 (nach [16])

Dieterle [15] modelliert die Dämpfung eines ungerissenen Balkens als viskose Dämpfung und die eines gerissenen Elements als Kombination aus viskoser Dämpfung in der Druckzone und Coulomb-Dämpfung in der Kontaktfläche zwischen Zugbewehrung und umgebenden Beton. Der mit wachsender Beanspruchung eintretende Dämpfungsabfall entspricht der Abnahme der Coulomb-Dämpfung mit wachsender Verschiebung. Dieterle erklärt die niedrigere Dämpfung bei höherem Bewehrungsgrad mit der bei dickeren Stäben

kleineren spezifischen Reibungsfläche. Experimentelle und theoretische Untersuchungen von Büttner [12] mit systematischer Variation des Bewehrungsquerschnitts und -umfangs von Stahlbetonbalken bestätigen diese Aussage.

Eine Frequenzabhängigkeit der Dämpfung von Stahlbeton konnte nicht festgestellt werden [15].

In Versuchen von Penzien [47] an Spannbetonbalken zeigte sich, daß die Verformungsamplituden, die Belastungsgeschichte und die Risse im Beton maßgeblich die Größe der Dämpfung bestimmen. Da die Exzentrizität der Vorspannkraft und der Vorspanngrad die Rißbildung beeinflussen, bestimmen sie auch direkt das Dämpfungsverhalten.

Besonders deutlich gehen die Dämpfungseigenschaften von Spannbetonbalken aus Versuchen von Gisin und Bachmann [23] hervor. Hier wurde die Dämpfung mit zunehmender Beanspruchung für verschiedene Vorspanngrade untersucht. Es zeigte sich, daß die Dämpfung bei voller Vorspannung (Bauteil ungerissen) praktisch unabhängig von der Beanspruchung ist (Abb. 16).

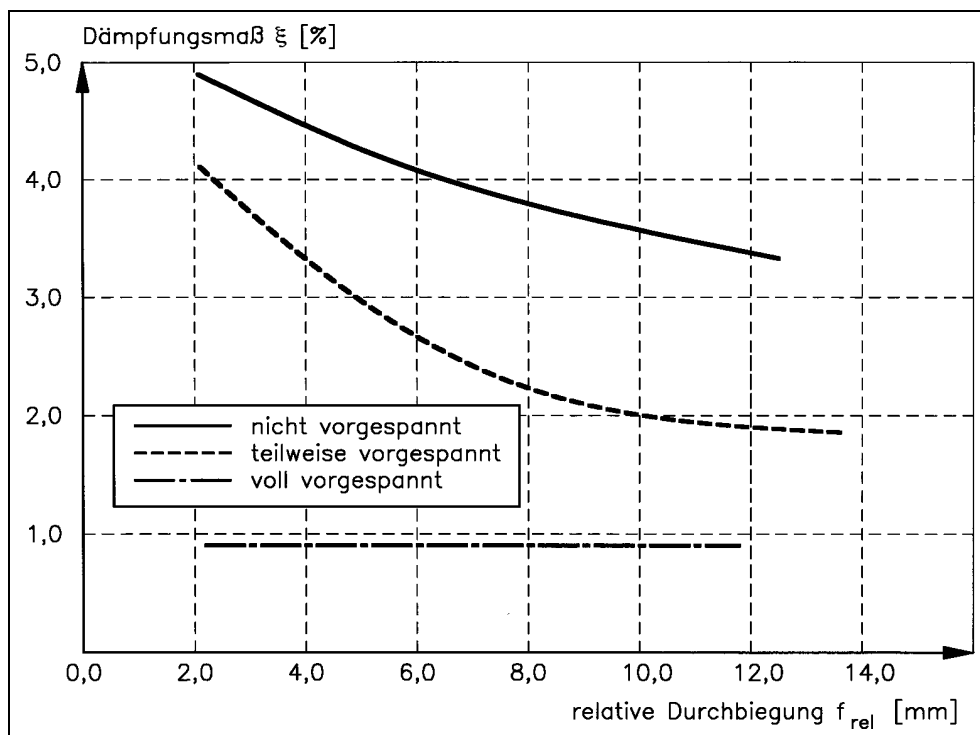


Abb. 16: Dämpfungsmaße für verschiedene Vorspanngrade als Funktion der Relativedurchbiegung in Balkenmitte (nach [23])

Im vollständig gerissenen, jedoch wieder voll vorgespannten Zustand (Risse überdrückt) erhöhte sich die Dämpfung der untersuchten Spannbetonbalken verglichen mit dem

ungerissenen Zustand um etwa 30%. Wenngleich eine eindeutige Erklärung für diese Veränderung bisher nicht gegeben werden kann, zeigt sich jedoch, daß aufgrund zusätzlicher dissipativer Mechanismen das Strukturverhalten im gerissenen, vorgespannten Zustand nicht vollständig dem im ungerissenen, vorgespannten Zustand gleicht. Bei teilweiser Vorspannung nahm die Dämpfung mit zunehmender Relativverschiebung analog der Dämpfung bei Stahlbetonbalken stark ab und strebt asymptotisch einem Tiefstwert zu (Abb. 16).

Die Spanngliedinjektion beeinflusst die Größenordnung der Dämpfung nur unwesentlich [23]. Analog dem bei Stahlbeton beobachteten Verhalten ist eine Frequenzabhängigkeit der Dämpfung nicht feststellbar.

3.4.3 Schädigungsindikatoren bei zyklisch nichtlinearer Beanspruchung

Zur Quantifizierung von Schädigungen unter hohen zyklischen Beanspruchungen im nichtlinearen Bereich sind eine Reihe von *Schädigungsindikatoren* entwickelt worden. Die Betrachtung von Schädigungen beschränkt sich dabei auf den Bereich zwischen der Grenze des elastischen Tragverhaltens (keine Schädigung) und vollständigem Versagen (100% Schädigung) und somit letztendlich der Vorhersage des Kollaps einer Konstruktion. Es lassen sich Indikatoren auf der Basis reiner Verformungsanalyse (Duktilitätsfaktoren) [5, 29, 30], Steifigkeitsfaktoren [32, 52], Indikatoren, die auf der Analyse der dissipierten Energie beruhen [2, 14, 35] sowie kombinierte Indikatoren [45, 46] unterscheiden. Die nichtlineare Beziehung zwischen Biegemoment und Krümmung oder entsprechenden integralen Größen stellt in jedem Fall die Informationsbasis für die Schädigungsbetrachtung dar.

Duktilitätsfaktoren geben das Verhältnis von maximaler Verformung und Fließverformung an. Man unterscheidet u. a. zwischen *Maximalduktilität*, bei welcher zur Bestimmung der maximalen Verformung die Bruchverformung bei monoton steigender Beanspruchung herangezogen wird (Abb. 17a) und *zyklischer Duktilität*, bei der die Gesamtverformung vom Nulldurchgang eines Beanspruchungs-Verformungs-Verlaufs bis zur Entlastung eines Halbzyklus zur Fließverformung ins Verhältnis gesetzt wird (Abb. 17b).

Prinzipiell scheint die Gegenüberstellung von Verformungsgrößen mit plastischen Anteilen und elastischen Formänderungen ein geeignetes Beobachtungskriterium zur Beurteilung des Schädigungsgrades. Dabei erfolgt allerdings keine umfassende Bewertung aller in der

Last-Verformungsfunktion enthaltenen Effekte sondern die ausschließliche Registrierung der Verformung zu einem ganz bestimmten Zeitpunkt. Außerdem muß beachtet werden, daß nichtlineare Anteile aus viskosen und trockenen Reibungsvorgängen bei Beanspruchungen im elastischen Bereich zu berücksichtigen sind, während diese bei Beanspruchungen im nichtlinearen Bereich eher eine untergeordnete Rolle spielen.

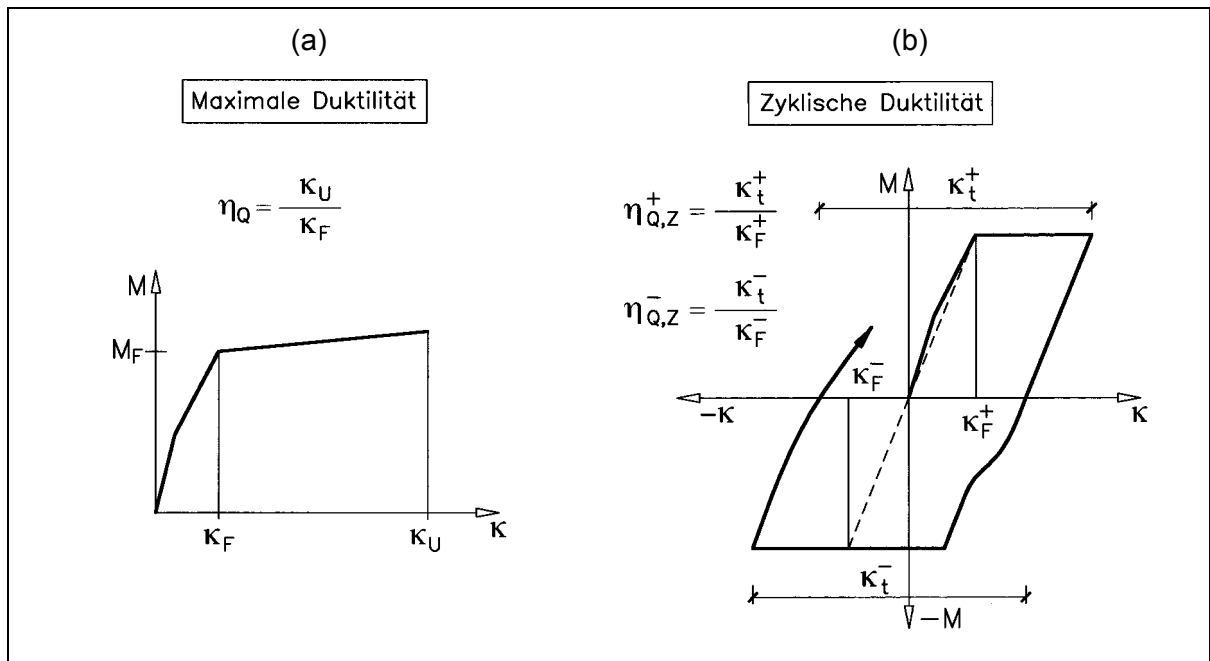


Abb. 17: Definition der maximalen (a) und zyklischen (b) Duktilität im Momenten-Krümmungsdiagramm (aus [30])

Sozen [32] schlägt vor, die Schadensrate mit einem Steifigkeitsindex zu erfassen. Hierbei wird das Verhältnis von elastischer Tangentensteifigkeit und der auf die Gesamtverformung bezogenen Sekantensteifigkeit gebildet (Abb. 18). Von Roufaiel, Meyer [52] wird ein Schädigungsindikator MDR (Modified Flexural Damage Ratio) vorgestellt. Dieser beschreibt ähnlich dem Steifigkeitsindex nach Sozen das Verhältnis zwischen Sekantensteifigkeit an der Elastizitätsgrenze und der aktuellen Sekantensteifigkeit.

Obwohl aus den während eines Belastungsversuchs gewonnenen Last-Verformungs-Beziehungen Steifigkeitsfaktoren ableitbar sind, ist jedoch zu erwarten, daß aus diesen wegen der Geringfügigkeit der plastischen Verformungen keine signifikanten Informationen erhalten werden können.

Indikatoren auf der Basis von Energiebetrachtungen stellen das vollständige Zusammenspiel von Last und Verformung dar. Die normierte dissipierte Energie $E_n(t)$, auch „energy

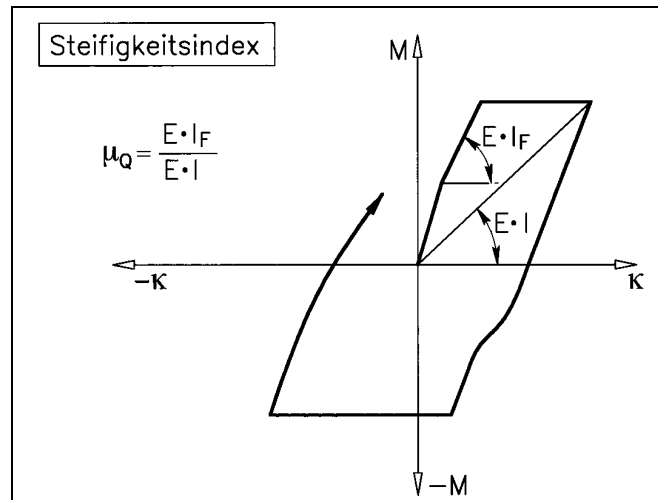


Abb. 18: Definition des Steifigkeitsindex im Momenten-Krümmungsdiagramm (aus [30])

dissipation index“, gibt zu jedem Zeitpunkt t das Verhältnis der bis zu diesem Zeitpunkt von der Struktur aufgenommenen Energie zur maximalen elastischen Energie an [2, 14] (Abb. 19). Von Meyer [35] wird der Schädigungsindikator D_Q vorgestellt, der ebenfalls auf einer detaillierten Betrachtung der Energiedissipation beruht. Er unterscheidet außerdem in der Wirkung von Primärzyklen (Zyklus mit der bisher größten Kraft- und Verformungsamplitude) und Folgezyklen (dem Primärzyklus folgende Zyklen mit kleinerer Amplitude). Ötes [44] weist darauf hin, daß der Primärzyklus die Schädigungsgeschichte und somit auch die Größe der Energiedissipation in seinen Folgezyklen bestimmt.

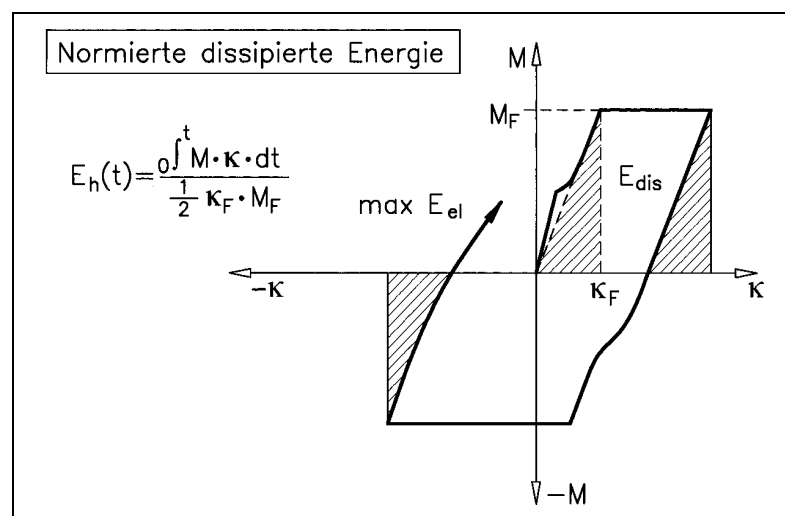


Abb. 19: Definition der Energiebeträge zur Ermittlung der normierten dissipierten Energie (aus [30])

4. Verfahren zur Beurteilung des Belastungsgrades von Stahlbetonbalken

4.1 Aufgabenstellung

Die im Kapitel 2 beschriebenen Versuchsgrenzlastkriterien (Grenzdehnungen von Beton und Stahl) stellen eine geeignete Definitionsbasis für die Versuchsgrenzlast dar [40]. Die aufgezeigten Methoden zur Bestimmung dieser Größe (z. B. Linearitätsabweichungen im Last-Durchbiegungsdiagramm, Messung der Betonstauchung) erweisen sich jedoch in einigen Fällen als nur bedingt brauchbar.

Einerseits ist durch die rein visuelle Beurteilung der Last-Verformungsfunktion ohne entsprechende Bewertungsparameter die Interpretation des Tragverhaltens stark subjektiv beeinflusst. Andererseits ist es notwendig ein bestimmtes Maß an plastischer Deformation zuzulassen, welches sich in der Größenordnung von verzögerten Verformungen abhebt, um überhaupt eine sichtbare Veränderung im Verformungsverhalten zu registrieren. Erschwert wird die zu treffende Aussage noch aufgrund von Unregelmäßigkeiten auf der Einwirkungsseite, bedingt durch unterschiedliche, stark auf die praktische Versuchsdurchführung abgestimmte Belastungsregimes.

Aufgabenstellung dieser Arbeit war es daher, geeignete praktikable Kriterien zu entwickeln und zu prüfen, die eine objektive und zuverlässige Identifikation der Versuchsgrenzlast ermöglichen.

Informationsbasis für die zu definierenden Größen soll dabei wie bisher die während eines Belastungsversuchs gewonnene Last-Verformungs-Information sein. Im Unterschied zu den vorher beschriebenen Methoden soll die aufgrund der einfachen visuellen Beurteilung subjektiv geprägte Interpretation der Meßdaten durch die Entwicklung geeigneter mechanischer Kriterien und die Schaffung der notwendigen versuchstechnischen Randbedingungen objektiviert und sensibilisiert werden.

Zur Gewährleistung der Anwendbarkeit eines bestimmten mechanisch begründeten Parameters zur Identifikation der Versuchsgrenzlast müssen von diesem mindestens nachfolgende Anforderungen erfüllt werden:

- *Allgemeingültigkeit* - Anwendbarkeit auf verschiedenste konstruktive Situationen bei prinzipiell vergleichbarem Tragverhalten (Biegebeanspruchung)
- *Sensibilität* - Ansprechen bereits bei möglichst geringen Strukturveränderungen (Schädigungen)

- *Robustheit* - Beibehaltung des Indikationscharakters auch bei Veränderung der Umgebungsbedingungen während des Belastungsversuchs in situ
- *Zuverlässigkeit* - eindeutige Indikation der Versuchsgrenzlast an jedem Versuchsobjekt

Eine mechanische Größe, die diesen Anforderungen entspricht, soll im weiteren *Versuchsgrenzlastindikator* genannt werden.

4.2 Analyse der Einflußfaktoren

Die infolge mechanischer Beanspruchung einer Struktur dissipierte Energie ist eine physikalisch sinnvolle Größe zur Beschreibung der dabei auftretenden Schädigung [35]. Durch die Berücksichtigung der Deformation und der korrespondierenden Kraftgröße reflektiert diese das Last-Verformungs-Geschehen in seiner Gesamtheit.

Nach Dieterle [15] lassen sich die Einflußfaktoren auf die Dämpfung (bezogene Energiedissipation) in die folgenden 3 Gruppen einordnen:

1. Art des Materials:

- *Struktur und Aufbau des Materials*
- *Zustand infolge Temperatur und mechanischer Vorbehandlung*
- *Inhomogenitäten*

2. Innerer Spannungszustand:

- *anfänglicher Spannungszustand*
- *durch Belastungs- und Temperaturgeschichte bedingte Änderungen*

3. Aufgebrachter Spannungszustand:

- *Art der Spannung (Zug, Druck usw.)*
- *Spannungszustand (einachsig, mehrachsig)*
- *Höhe der Spannung*
- *zeitlicher Verlauf der Spannung, Frequenz*
- *Umgebungsbedingungen*

Wird die Dämpfung eines konkret vorhandenen Stahlbetonbauteils im Belastungsversuch ermittelt, so können vor allem Einflußgrößen, die während des Untersuchungszeitraums unverändert bleiben, vernachlässigt werden. Das sind z. B. alle wesentlichen Materialeigenschaften (z. B. Feuchtegehalt, Erhärtungszustand), Umgebungsbedingungen

(Temperatur, Luftfeuchte) oder auch Art und Weise der Belastung (Art des Spannungszustands). Weitere Einflußgrößen lassen sich eliminieren, wenn die Ermittlung der absoluten Größe der Dämpfung von untergeordneter Bedeutung ist und zur Bewertung nur die Veränderungen dieses Parameters innerhalb eines festgelegten Versuchsablaufs herangezogen werden.

Unter diesen Bedingungen erscheinen für die Dämpfungsveränderung eines biegebeanspruchten Balkens vor allem folgende Einflußgrößen maßgebend:

- durch Belastungsgeschichte bedingte Änderungen der Materialeigenschaften und der Struktur
- Beanspruchungsgrad
- Belastungsdauer und Belastungsgeschwindigkeit

4.3 Versuchsgrenzlastindikator δ_S

Zunächst bietet sich zur Analyse von Schädigungsprozessen die bei zyklisch nichtlinearer Belastung angewendete normierte dissipierte Energie an. Hierbei wird allerdings das Gesamtmaß an dissipierter Energie betrachtet, da im nichtlinearen Beanspruchungsbereich Dissipationsmechanismen aus Reibungsvorgängen von untergeordneter Bedeutung sind. Dies ist jedoch im quasi-elastischen Bereich nicht der Fall. Hier wird der wesentliche Anteil der Energie durch Prozesse dissipiert, die nicht mit einer Strukturveränderung verbunden sind.

Bei Durchführung einer kontrollierten mehrfach wiederholten Belastung ergibt sich nach Spooner und Dougill [62] die Möglichkeit der Zerlegung der gesamten dissipierten Energie in die Anteile D_S und D_D . Die somit gewonnene Größe der reinen *Strukturveränderungsenergie* D_S repräsentiert ausschließlich das Maß der infolge Rißbildung und Plastizierung dissipierten Energie. Es besteht damit eine direkte Abhängigkeit zwischen Schädigungsakkumulation und der Akkumulation der parallel dissipierten Strukturveränderungsenergie.

Ausgehend von den vorangegangenen Betrachtungen wurde ein Versuchsgrenzlastindikator entwickelt, der sich aus den Flächeninhalten im Last-Verformungsdiagramm nach Abb. 20 entnehmen läßt. Dabei wird der aus Strukturveränderung resultierende Anteil D_S der Energiedissipation zur elastisch gespeicherten Energie W_{el} ins Verhältnis gesetzt so daß sich die *bezogene* oder *normierte Strukturveränderungsenergie* δ_S nach Gleichung (6)

ergibt. Obwohl die bezogene Strukturveränderungsenergie einen einheitenfreien Verhältniswert darstellt, wurde der genannte Begriff in Anlehnung an die in [2] beschriebene normierte dissipierte Energie gewählt. Alle zur Bestimmung von δ_S benötigten Größen lassen sich anhand der Informationen eines Last-Verformungsdiagramms gewinnen.

$$\delta_S = \frac{D_S}{W_{el}} = \frac{\int_{s_0}^{s_5} F_{B1}(s) ds - \int_{s_4}^{s_5} F_{B2}(s) ds}{\int_{s_3}^{s_2} F_{E1}(s) ds} \quad \text{mit} \quad \begin{cases} F_{B1}(s) = F(s) \text{ für } t_0..t_2 \\ F_{E1}(s) = F(s) \text{ für } t_2..t_4 \\ F_{B1}(s) = F(s) \text{ für } t_4..t_6 \end{cases} \quad (6)$$

Durch die Normierung auf die elastisch gespeicherte Energie ergibt sich vor allem die Möglichkeit der direkten Gegenüberstellung von δ_S , gewonnen aus verschiedenen Verformungsgrößen oder an verschiedenen Versuchsobjekten.

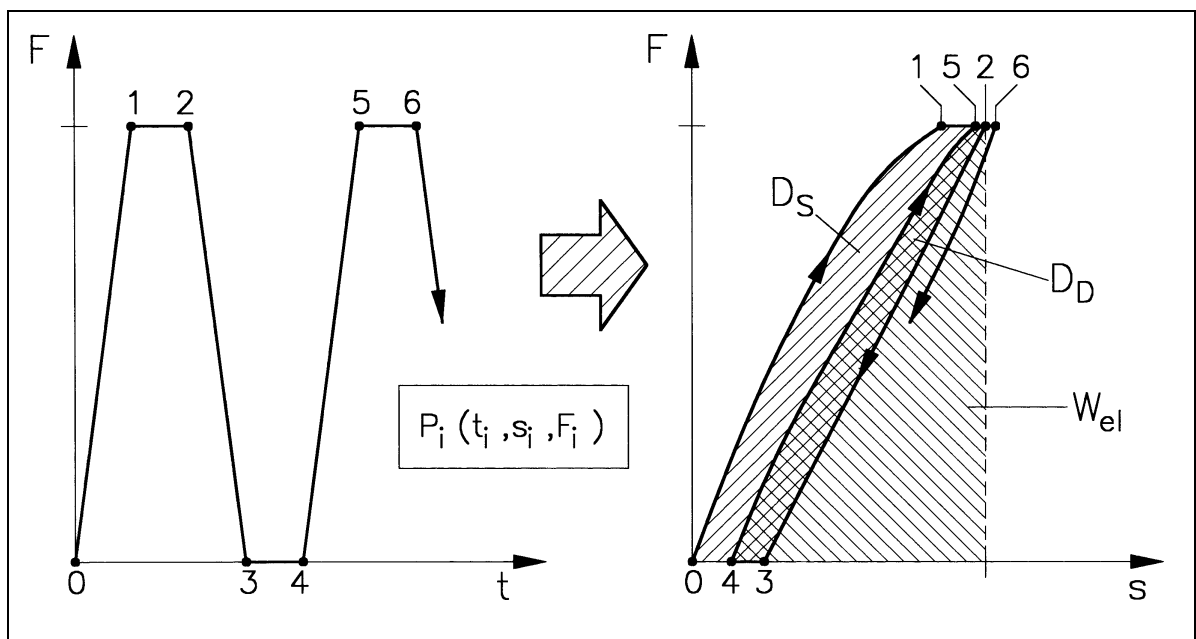


Abb. 20: Ermittlung des Versuchsgrenzlastindikators δ_S aus dem Last-Verformungsdiagramm

4.4 Belastungsregime

Eine sichere Interpretation von Unregelmäßigkeiten oder Abweichungen in den Tragwerksreaktionen ist nur in Verbindung mit einer konsequenten Reproduzierbarkeit der Einwirkungsseite möglich. Belastungsdauer und -geschwindigkeit haben einen nicht

vernachlässigbaren, für die Interpretation des Tragzustandes daher unerwünschten Einfluß auf die Energiedissipation. Deshalb wird in Verbindung mit dem entwickelten Versuchsgrenzlastindikator δ_S für den Belastungsversuch in situ ein Belastungsregime vorgeschlagen, dessen Elemente in Abb. 21 dargestellt sind und welches nachfolgenden Anforderungen genügt:

1. Durchführung von vollen Be- und Entlastungszyklen

Eine Berechnung der dissipierten Energie aus der Hysteresisschleife ist ohne den zu einem Belastungsvorgang zugehörigen Entlastungsprozess nicht möglich, da keine Information über den Anteil der elastisch gespeicherten Energie erhalten werden kann. Es ist daher notwendig, ausgehend von einem während des gesamten Versuchs konstanten Grundlastniveau volle Be- und Entlastungszyklen zu fahren. Diese Verfahrensweise ermöglicht außerdem aufgrund der ständigen Ermittlung von Wiederbelastungskurven die Bewertung der Reversibilität des Last-Verformungsverlaufs aufgrund der möglichen Zerlegung der gesamten dissipierten Energie in die Anteile D_S und D_D .

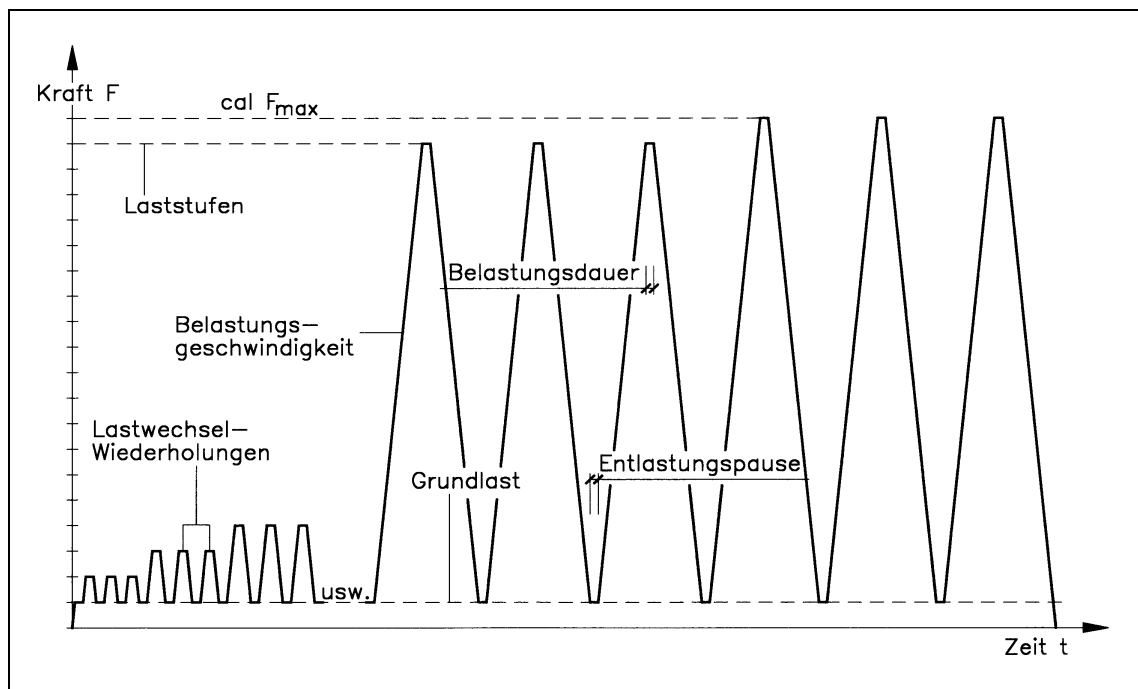


Abb. 21: Vorgeschlagenes Belastungsregime für Belastungsversuche in situ

2. Lastwechsel-Wiederholungen auf jeder Laststufe

Diese Wiederholungen des Be- und Entlastungsprozesses vor einer weiteren Lasterhöhung dienen der Einstellung eines stabilen Gleichgewichtszustandes in der Struktur durch quasi vollständige Ausprägung des zur gerade erzielten Lasterhöhung

zugehörigen Schädigungsquantums (Mikrorißbildung, Biegerißverlängerung usw.). Bei der Weiterbelastung auf dem nächsthöheren Lastniveau kann somit von einer weitestgehend abgeschlossenen Strukturveränderung auf der betrachteten Laststufe ausgegangen werden. Die innerhalb des ersten Lastwechsels auf einer Laststufe registrierte Strukturveränderung resultiert deshalb nur aus irreversiblen Prozessen der durchlaufenen Lastdifferenz.

3. *Konstante Belastungsgeschwindigkeit und konstante Belastungs-/Entlastungsdauer*

Die exakte Einhaltung einer konstanten Geschwindigkeit und Dauer der Belastung erfordert ein strenges Zeitregime sowie den Einsatz der entsprechenden Belastungstechnik (z. B. servohydraulische Prüfanlage). Auf diesem Wege lassen sich Unterschiede in den Energiedissipationen durch unregelmäßige zeitabhängige Verformungsanteile vermeiden. Sollten versuchsbedingt längere Entlastungspausen erforderlich sein, ist die Auswirkung dieser Erholung auf die Energiedissipation zu beachten. Obwohl die im Versuchsgrenzlastindikator δ_S enthaltene Strukturveränderungsenergie D_S per Definition kein Resultat von zeitabhängigen Prozessen darstellt, muß jedoch berücksichtigt werden, daß die zu ihrer Bestimmung verwendeten Anteile D und D_D sowie der Normierungswert W_{el} von zeitabhängigen Dissipationsmechanismen beeinflußt werden.

Zur Bestimmung der Größe des Einflusses von Belastungsdauer und -geschwindigkeit auf die Energiedissipation wurden vom Verfasser Versuche an biegebeanspruchten Stahlbetonelementen durchgeführt [6]. Dabei erfolgte die systematische Variation von Belastungsgeschwindigkeit und Belastungsdauer der Be- und Entlastungszyklen. Die Bauteile waren im untersuchten Lastbereich mit mehreren hundert Lastwechseln vorbeanspruchte, so daß Einflüsse aus Strukturveränderung ausgeschlossen werden konnten.

Die Ermittlung der Energiedissipation erfolgte in Form der Dämpfung aus energetischen Betrachtungen der während eines Lastwechsels gemessenen Mittendurchbiegung, der Stahldehnung sowie der Betonstauchung. Wie Abb. 22 und 23 zeigen, steigt vor allem das aus der Betonstauchung ermittelte Dämpfungsmaß sowohl mit der Belastungsgeschwindigkeit als auch mit der Belastungsdauer an. Die Veränderungen der Dämpfung aus Stahldehnung und Durchbiegung sind dagegen geringer. Es ist allerdings zu vermuten, daß die Veränderungen der Energiedissipation infolge Strukturänderung bei Registrierung der Versuchsgrenzlast in ähnlich geringer Größenordnung liegen, so daß eine strenge zeitliche Regelung der Be- und Entlastungsvorgänge in jedem Fall die Aussagekraft der Meßergebnisse verbessert.

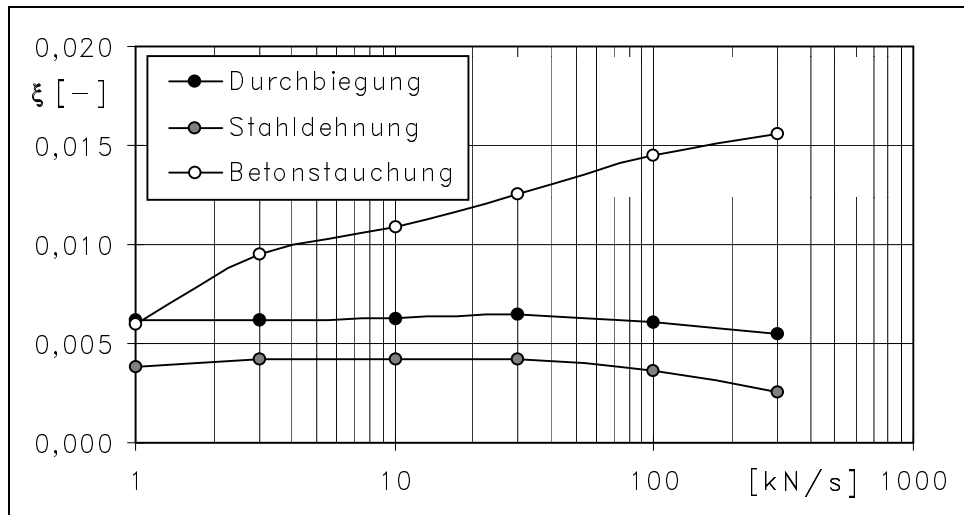


Abb. 22: Dämpfungsmaß ξ verschiedener Verformungsgrößen in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

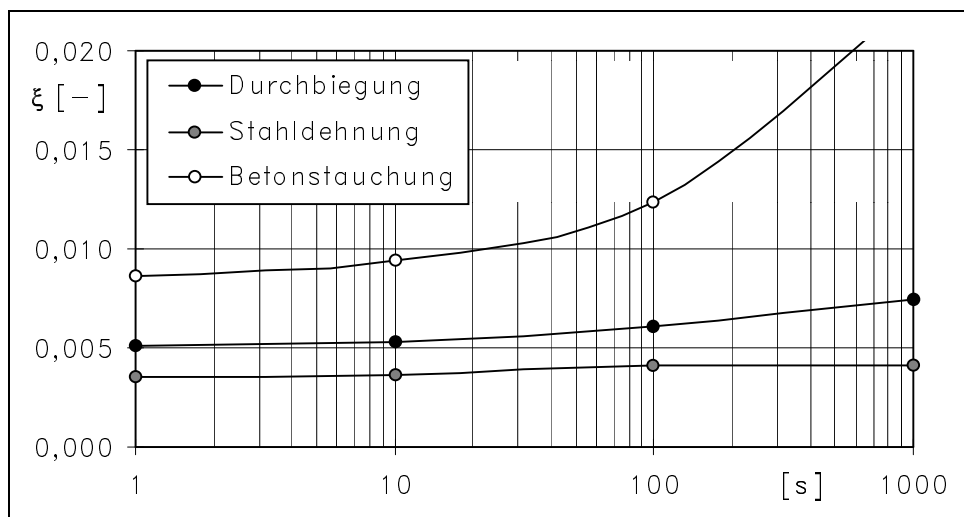


Abb. 23: Dämpfungsmaß ξ verschiedener Verformungsgrößen in Abhängigkeit der Belastungsdauer

4. Gleichmäßige, geringe Laststufendifferenz bei Annäherung an die maximale Versuchslast

Die Größe des Übergangsbereichs vom quasi-elastischen Zustand (Zustand II) zum Tragzustand mit großen plastischen Verformungen (Zustand III) hängt von der Art der Bewehrung und den Umlagerungsmöglichkeiten von Spannungen im Querschnitt ab. Im Extremfall z. B. kann eine geringe Laststeigerung gegenüber rein quasi-elastischem Tragverhalten bereits ausreichen, um deutliche, für die Konstruktion nachteilige Schädigungen zu verursachen.

Es ist daher notwendig, die vorgesehene Maximallast in genügend kleinen, gleich

großen Lastschritten zu erreichen, um beginnende Plastizierungen zu minimieren. Die gleich große Laststufendifferenz schließt einwirkungsseitig bedingte Differenzen im Schädigungsquantum aus, so daß auftretende Unregelmäßigkeiten in jedem Fall strukturseitig zu interpretieren sind.

4.5 Auswahl der Verformungsgrößen

Allgemein werden bei Belastungsversuchen in situ die Tragwerksreaktionen in Form von *globalen Verformungen* (Durchbiegungen) und *lokalen Verformungen* (Dehnungen) verfolgt. Globale Verformungen geben eine integrale Information über das Tragwerksverhalten. Allerdings treten beginnende Strukturveränderungen nicht signifikant hervor und können auch nicht lokalisiert werden. Während der Beobachtungsbereich bei der Messung lokaler Verformungen sehr begrenzt ist, treten hier jedoch geringfügige Nichtlinearitäten im Meßbereich sofort deutlich hervor.

Im Zusammenhang mit Untersuchungen zur meßbasisfreien Ermittlung der Durchbiegung aufgrund von Verdrehungsmessungen der Stabachse wurde geprüft, ob durch die Aufteilung der Gesamtdeformation des Versuchsgegenstandes in abschnittsweise Deformationsgrößen detailliertere Aussagen zum Verformungsgeschehen gemacht werden können [8, 65].

Ergebnis dieser Untersuchungen ist eine Meßgerätekonfiguration, die eine selektive Bewertung der mittleren Krümmung verschiedener Balkenabschnitte möglich macht. Dabei werden die Verdrehungen der Stabachse an verschiedenen Punkten des Versuchsobjekts gemessen. Die Auswahl der Meßstellen erfolgt hierbei so, daß Abschnitte mit verschiedenen Hauptbeanspruchungsarten (Biege- und Schubbeanspruchung) voneinander abgetrennt werden (Abb. 24) bzw. der interessierende, mutmaßlich in Betracht kommende Versagensbereich direkt eingegrenzt wird.

Von den Verdrehungswerten benachbarter Sensoren wird die Differenz gebildet:

$$\Delta\varphi = \varphi_i - \varphi_{i-1} \quad (7)$$

Aus der Verdrehungsdifferenz folgt die mittl. Krümmung $\overline{1/r}$ des betrachteten Abschnitts:

$$\overline{1/r} = \frac{\Delta\varphi}{\Delta s} \quad \text{mit} \quad \varphi - \text{Winkelabweichung von der Längsachse} \quad (8)$$

Δs - Abschnittslänge

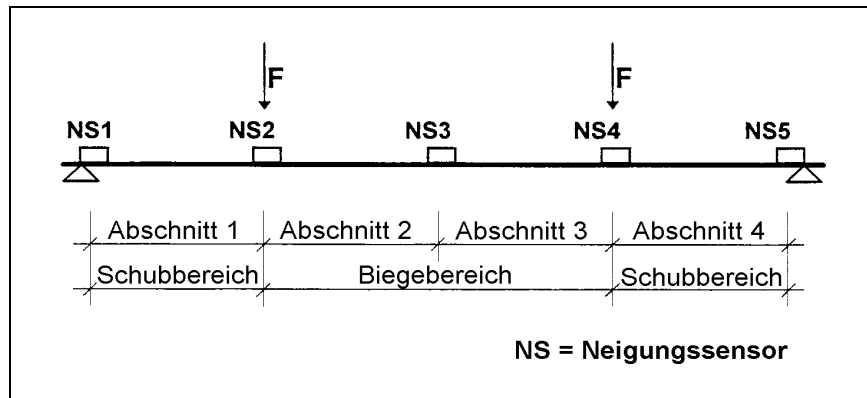


Abb. 24: Prinzipielle Aufteilung des Tragwerks in Teilbereiche (nach [65])

Die Betrachtung einer abschnittsbezogenen Verformungsgröße läßt gegenüber der Beobachtung von globalen sowie streng lokalen Formänderungen insbesondere folgende Vorteile erwarten:

- Unabhängigkeit von Bewegungen des Gesamtsystems aufgrund von Reaktionen an den Rändern oder Auflagern
- Eingrenzung von interessierenden Bereichen durch die Positionierung der Meßgeräte und damit eine deutlichere Signalisierung von strukturellen Veränderungen im Last-Krümmungsverhalten des betreffenden Stababschnitts
- bereichsweise Zuordnungsmöglichkeit von beobachteten Strukturveränderungen und somit eine Unterscheidung derselben nach der Hauptbeanspruchungsform (Biege- bzw. Schubbeanspruchung)

4.6 Einfluß der Beanspruchung auf die Energieanteile

Die Abhängigkeit der verschiedenen beschriebenen Energieanteile von der Beanspruchung sowie die Anwendung der normierten Strukturveränderungsenergie δ_s bei

der Identifikation der Versuchsgrenzlast soll anhand eines theoretischen Beispiels erläutert werden.

Betrachtetes Versuchsobjekt ist ein Stahlbeton-Einfeldträger unter Biegebeanspruchung. Dieser ist als prinzipiell ungeschädigt anzusehen, d. h. es hat zu Beginn des Betrachtungszeitraums noch keine Belastung auf den Balken eingewirkt. Außer den infolge Schwinden, Temperaturänderungen, Entmischen, Wasserabsonderungen usw. vorhandenen Mikrorissen in der Betonmatrix ist der Balken als rissefrei zu betrachten.

Das auf dieses Objekt angewendete Belastungsregime hat prinzipiell das in Abb. 21 dargestellte Schema, wie es für Belastungsversuche in situ empfohlen wird. Die Lasterhöhung erfolgt in gleichmäßigen Lastschritten, auf jeder Laststufe erfolgen drei Lastwechsel. Dem gesamten Versuchsablauf liegen eine konstante Belastungsgeschwindigkeit sowie konstante Belastungs- und Entlastungszeiten zugrunde. Der Versuchszeitraum wird als kurz angesehen, so daß Verformungsanteile mit viskoplastischem Charakter (Kriechen) sowie lastunabhängige Verformungen (Schwinden, Temperaturverformungen) vernachlässigt werden können.

Innerhalb des Last-Verformungs-Geschehens lassen sich aufgrund von Strukturveränderungen infolge der versuchsbedingten Belastungsgeschichte während des Betrachtungszeitraums im wesentlichen 4 Phasen voneinander abgrenzen (die in Abb. 8 gezeigten Bereiche 4 und 5 werden hier zusammengefaßt betrachtet):

1. Phase - Zustand I:

Bei Belastung unterhalb der Rißbildungslast ist der nichtlineare Verformungsanteil gering. Die Fläche der Hysteresisschleife ist sehr klein und ändert sich mit zunehmender Anzahl an Lastwechseln nur geringfügig. Eine Energiedissipation folgt hauptsächlich aus viskoelastischen Verformungsanteilen.

2. Phase - Übergang vom Zustand I in den Zustand II:

Die Phase der Rißbildung ist im wesentlichen durch drei nichtlineare Phänomene gekennzeichnet: die Oberflächenbildung, die Spannungumlagerung vom Beton auf den Stahl und die mit der Oberflächenbildung einsetzende trockene Reibung zwischen Beton und Bewehrungsstahl im Rißbereich. Im Last-Verformungsverhalten ist daher bei Erstbelastung eine Verringerung der Steifigkeit, eine große Hystereseffläche sowie ein beträchtlicher Anteil an bleibender Verformung zu beobachten. Ursache dieser bleibenden Verformung ist die unvollständige absolute Entlastung der gesamten Struktur auch bei Entfernung aller äußeren Lasten (ständige Wirkung des Eigengewichts) sowie in geringerem Maße die bei kleinen

Beanspruchungen während der Rückverformung einsetzende Haftreibung im Verbundbereich. Mit den folgenden Lastwechseln auf gleichem Lastniveau gehen der Flächeninhalt der Hysteresisschleife und die je Lastwechsel erzielte bleibende Verformung stark zurück.

3. Phase - Zustand II:

In dieser Phase ist die Makrorißbildung in der Zugzone im wesentlichen abgeschlossen. Mit weiter steigender Belastung ist nur noch eine Rißverlängerung sowie eine fortgesetzte kontinuierliche Mikrorißbildung im Beton zu beobachten. Diese Effekte haben allerdings keinen so starken Energieverbrauch mehr zur Folge. Neben den viskoelastischen Verformungen im Beton besitzt nun auch die trockene Reibung einen erheblichen Anteil an der Energiedissipation.

4. Phase - Zustand III (plastische Verformungen):

Die 4. Phase ist durch einsetzende Plastizierungen im Bewehrungsstahl gekennzeichnet. Der Balken verformt sich unter konstanter Last weiter, bis infolge von Spannungsumlagerungen oder Verfestigung ein Gleichgewichtszustand erreicht wird. Der Flächeninhalt der Hysteresisschleife nach Entlastung ist sehr groß und verringert sich während der nachfolgenden Lastwechsel nur, sofern der genannte Gleichgewichtszustand in der Struktur erreicht worden ist. Kann sich ein statisches Kräftegleichgewicht nicht mehr einstellen, so führt die fortschreitende Verformung unter konstanter Beanspruchung schließlich zum Versagen des Versuchsobjekts.

Innerhalb der 3. Phase, in deren oberem Grenzbereich die Identifikation der Versuchsgrenzlast erfolgen muß, ergeben sich die in Abb. 25 dargestellten funktionalen Zusammenhänge zwischen den Energieanteilen D_S , D_D , W_{el} und der zugeordneten Beanspruchung. Dabei wurden für die Dämpfungsenergie D_D die üblichen Modelle für trockene und viskose Reibung nach Abb. 26 zugrunde gelegt. Die elastisch gespeicherte Energie W_{el} entwickelt sich annähernd äquivalent einem linearen Formänderungsgesetz. Für die Strukturänderung D_S wurde im betrachteten Bereich zunächst ein mit steigender Beanspruchung konstanter Verlauf, d.h. ein gleichbleibendes Schädigungsquantum infolge innerer Rißbildung je Laststeigerung angenommen. Dieser Zusammenhang trägt jedoch zunächst nur hypothetischen Charakter.

Alle in Abb. 25 gezeigten Zusammenhänge stellen nur rein qualitative Aussagen aufgrund von Modellvorstellungen dar. Der Verlauf der einzelnen Energieanteile wird im Einzelfall von einer Vielzahl von Faktoren sowohl einwirkungsseitig als auch struktureitig beeinflusst.

Der entsprechende Verlauf der bezogenen Größen δ_S und δ_D mit steigender Belastung in der 3. Phase kann Abb. 27 entnommen werden. Es wird deutlich, daß eine Vergrößerung von δ_S bei einer weiteren Laststeigerung nur durch das Einsetzen zusätzlicher dissipativer Mechanismen zu begründen ist. Diese Mechanismen haben in jedem Falle Schädigungscharakter, dessen Einfluß auf die weitere Trag- und Nutzungsfähigkeit bewertungsbedürftig ist und nur in Ausnahmefällen eine weitere Laststeigerung im Versuch zuläßt. Ein Ansteigen der bezogenen Strukturänderungsenergie δ_S indiziert also das Erreichen der Versuchsgrenzlast.

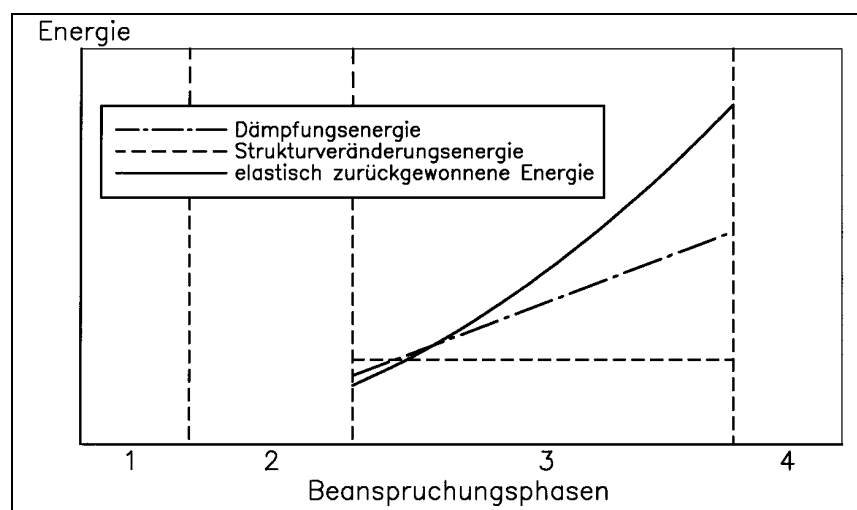


Abb. 25: Energieanteile D_S , D_D und W_{el} in Abhängigkeit der Beanspruchung im vollständig gerissenen Zustand

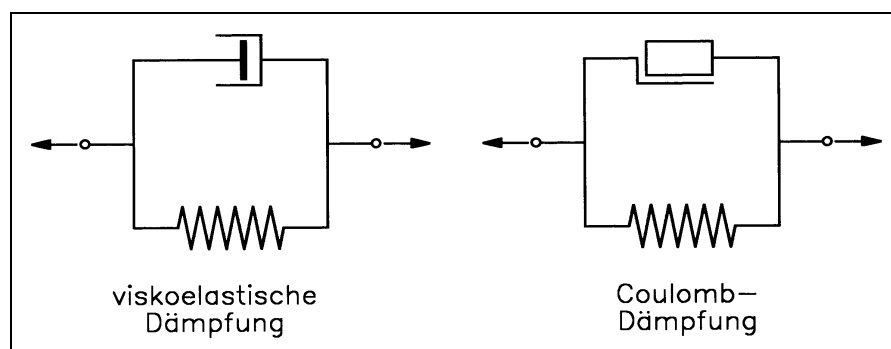


Abb. 26: Rheologische Modelle für die mathematische Beschreibung der Dämpfung

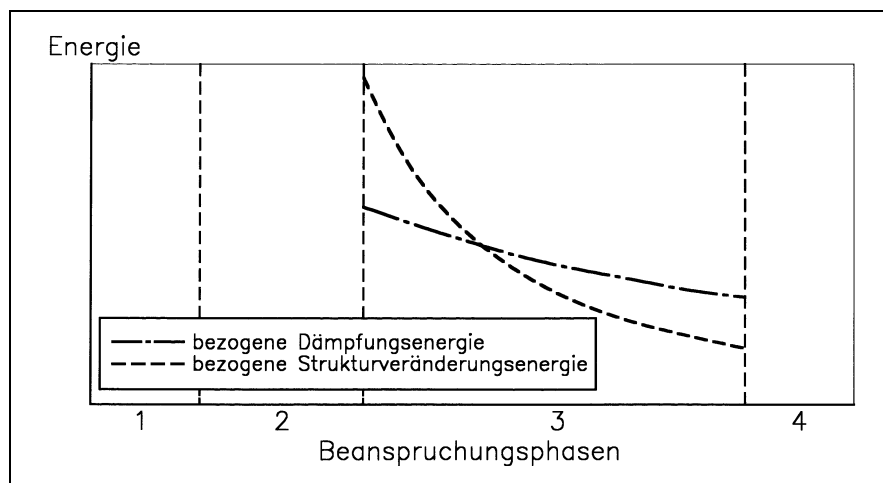


Abb. 27: Bezogene Energieanteile δ_S und δ_D in Abhängigkeit der Beanspruchung im vollständig gerissenen Zustand

5. Laborversuche an Stahlbetonbalken sowie Beton- und Stahlproben

5.1 Versuchsziel und Aufgabenstellung

Hauptzielstellung der nachfolgend beschriebenen Versuche war, zu prüfen, ob die aus Meßdaten gewonnene mechanische Größe der normierten Strukturveränderungsenergie δ_S den Anforderungen an einen Versuchsgrenzlastindikator gemäß Abschnitt 4.1 gerecht wird.

Im einzelnen waren dabei folgende Fragen notwendigerweise auf experimentellem Wege zu beantworten:

- Ergeben sich die aus Meßdaten gewonnenen Veränderungen von δ_S mit einer Kontinuität, die zu jedem Versuchszeitpunkt entsprechende Schlußfolgerungen zuläßt?
- Ist eine bessere Identifikation der Versuchsgrenzlast im Vergleich zu den bisher praktizierten Methoden möglich?
- Welchen Einfluß haben Veränderungen der Bewehrung (Bewehrungsgrad, Stahlsorte) auf die Identifikation der Versuchsgrenzlast, die bis zu diesem Zeitpunkt im Bauteil erzeugten Schädigungen, den verbleibenden Abstand bis zur maximal aufnehmbaren Last?
- Welchen Einfluß hat die im Regelfall unbekannte Belastungsgeschichte auf δ_S und somit auf die Identifikation der Versuchsgrenzlast?

Zur Interpretationsunterstützung und zum Studium der strukturellen Prozesse, aus denen Energiedissipation resultiert, waren außerdem Versuche an Beton- und Stahlproben geplant, deren Eigenschaften denen des bei den Balken verwendeten Materials entsprachen.

Daneben erschien es als lohnenswert, weitere Möglichkeiten zur Optimierung der versuchstechnischen Randbedingungen zu erschließen.

5.2 Versuchsobjekte

5.2.1 Geometrie und Materialeigenschaften

Es wurden drei Arten von Versuchsobjekten unterschieden:

- 12 Stahlbetonbalken mit unterschiedlicher Bewehrung
- 3 Betonzylinder
- 4 Bewehrungsstahlproben

Außerdem waren weitere Beton- und Stahlproben für die Prüfung der Materialeigenschaften bereitzuhalten.

Die Stahlbetonbalken wurden aufgrund ihrer unterschiedlichen Bewehrung in 4 Serien eingeteilt. Jede Versuchsserie umfaßte drei Balken.

Serie 01: geringer Bewehrungsgrad, hohe Stahlfestigkeit

Serie 02: mittlerer Bewehrungsgrad, hohe Stahlfestigkeit

Serie 03: hoher Bewehrungsgrad, hohe Stahlfestigkeit

Serie 04: mittlerer Bewehrungsgrad, niedrige Stahlfestigkeit

Die Bezeichnung der Balken wurde folgendermaßen vorgenommen:

- z. B. **B-1.2**
1. Stelle - Versuchskörperserie
 2. Stelle - Einzelobjektnummer innerhalb einer Serie

Geometrie und Bewehrung der einzelnen Balkenserien können Abb. 28 entnommen werden. Bei den Serien 01, 02, 04 wurden in der Druckzone 1 mm starke Schweißdrähte angeordnet, um die Bügel in Position zu halten. In der Balkenmitte waren diese Drähte unterbrochen, um eine ungestörte Stauchung zu ermöglichen. Die Serie 03 wurde gänzlich ohne Längsbewehrung in der Druckzone ausgeführt. Bei der Wahl des Balkenquerschnitts konnte auf Standardmaße zurückgegriffen werden, um die Fertigung zu vereinfachen.

Die Betonprüfkörper wurden in Form von zylindrischen Prismen mit einem Durchmesser $d \approx 9,7$ cm und einer Höhe $h \approx 30$ cm gefertigt. Als Schalform kamen hierbei 30 cm hohe PVC-Rohre mit dem genannten Innendurchmesser und einer Wandstärke von 4 mm zum Einsatz.

Die Stahlproben stellten je zwei Stück der härtesten bzw. der niedrigsten Bewehrung mit folgender Geometrie dar:

Proben 1.1 und 1.2: Rundstahl, gerippt, BSt 500 M, \varnothing 10 mm, $l = 30$ cm

Proben 2.1 und 2.2: Vierkantstahl, glatt, St 37, 12,2:12,2 mm, $l = 30$ cm

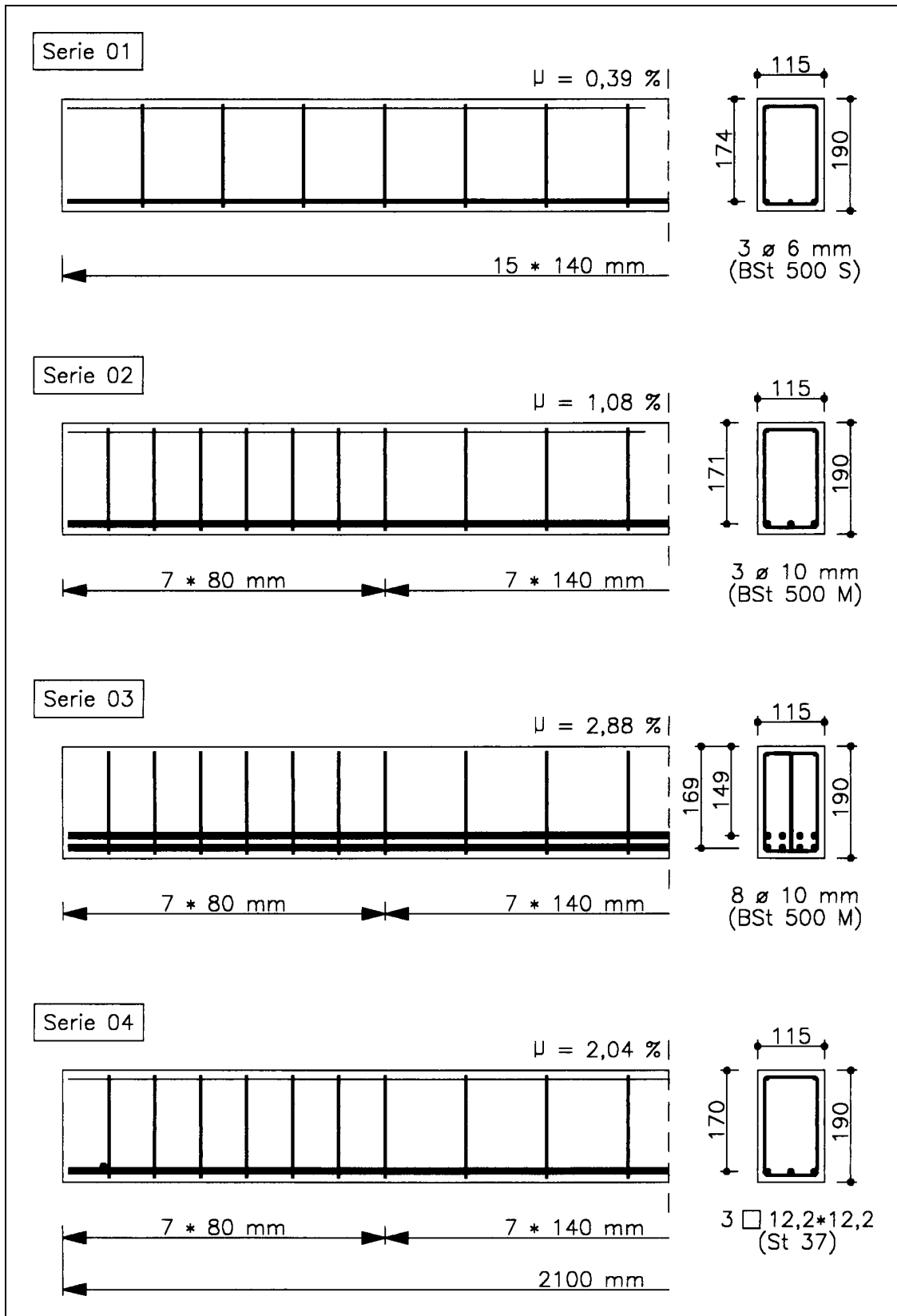


Abb. 28: Geometrie und Bewehrung der Versuchsbalken

5.2.2 Herstellung und Lagerung

Die Fertigung der Bewehrungskörbe für die Balken erfolgte im Labor der Versuchseinrichtung der Bauhaus-Universität Weimar.

Für die höherfeste Längsbewehrung wurde ein kaltverfestigter Rippenstahl der Güte BSt 500 M eingesetzt, der üblicherweise zur Herstellung von Bewehrungsmatten verwendet wird, hier jedoch als Einzelstabmaterial vorlag. Als Längsbewehrung für die Serie 04 war zunächst glatter Rundstahl \varnothing 10 mm bestellt worden. Im Rahmen von Vorversuchen zeigte sich jedoch, daß dieser aufgrund mechanischer Behandlung keine ausgeprägte Streckgrenze sowie eine höhere Festigkeit besaß. Aus diesem Grunde mußte kurzfristig ein Vierkantstahl eingebaut werden, der die vom Verfasser gewünschten Eigenschaften aufwies (niedrige Festigkeit, ausgeprägte Streckgrenze, hohe Bruchdehnung). Die Bügelbewehrung bestand aus Rippenstahl BSt 500 M mit \varnothing 4 mm. In den Bewehrungskörben der Serie 03 mußten aufgrund der hohen Querkräfte im Schubbereich zusätzlich S-Haken mit \varnothing 6 mm angeordnet werden.

Der Bewehrungsstahl wurde im Bereich der Dehnungsmeßstellen (siehe auch Abschnitt 5.3.1.2) geschliffen und abgedeckt, so daß nach dem Aushärten des Betons die erforderlichen Dehnmeßstreifen ohne größere Stemmarbeiten und somit ohne unbeabsichtigte Rißbildung geklebt werden konnten.

Das Betonieren der Versuchsobjekte erfolgte in der Beton- und Werkstein GmbH in Weimar. Die für die Balken notwendige Stahlschalung wurden vom Betonwerk zur Verfügung gestellt. Die geforderten Abmessungen der Versuchsobjekte sowie die Betondeckung waren möglichst genau einzuhalten. Zur Festigkeitsbestimmung mußten zusätzlich 12 Stück 15 cm-Betonwürfel in standardisierten Stahlformen gefertigt werden. Die Verdichtung des Betons für die Balken und Zylinder erfolgte mit einem Innenvibrator. Die Würfel wurden auf einem Rütteltisch verdichtet.

Für alle Objekte kam Beton einer Rezeptur zur Anwendung, der in zwei Mischungen hergestellt worden war. Die entsprechenden Frischbetoneigenschaften enthält Tabelle 1.

Die Umgebungstemperatur zum Betonierzeitpunkt betrug -10°C , weshalb der Beton als Warmbeton hergestellt worden war. Nach dem Betonieren mußten deshalb die Schalung sowie alle sonstigen Prüfkörper abgedeckt und beheizt werden.

Balken, Würfel und Zylinder konnten nach 2 Tagen vorsichtig aus der Schalung genommen, ins Labor der Versuchseinrichtung gebracht, angefeuchtet und abgedeckt werden. Während der nächsten 5 Tage wurde die Nachbehandlung der Balken so lange

fortgesetzt, bis der Beton augenscheinlich nur noch langsam Wasser aufnahm. Die weitere Lagerung erfolgte unter den entsprechenden klimatischen Bedingungen im Labor. Temperatur und Luftfeuchte wurden während der Lagerungszeit zyklisch kontrolliert.

Tabelle1: Betonrezeptur

| | |
|-----------------------------------------|-------------|
| projektierte Festigkeitsklasse: | B 25 |
| Konsistenz: | K R |
| Betongruppe: | II |
| Zuschlag [kg/m^3]: | 1771 |
| Körnung: | A/8 |
| W/Z-Wert: | 0,6 |
| Wasser [kg/m^3]: | 192 |
| Zementsorte: | CEM I32.5 R |
| Zementmenge [kg/m^3]: | 320 |
| EVO-Füller [kg/m^3]: | 20 |
| Betonverflüssiger [% v. Z.]: | 0,3 |

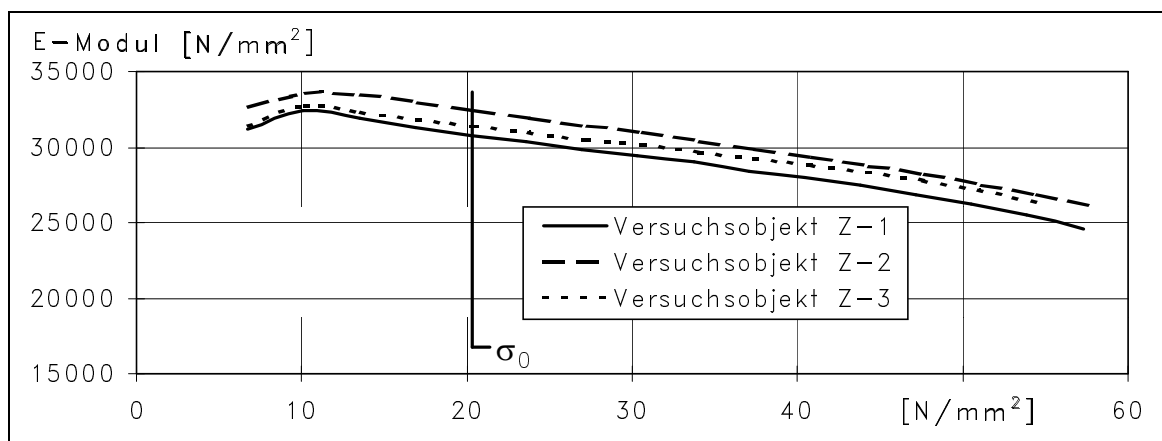
5.2.3 Prüfung der Materialeigenschaften

Die Betonfestigkeiten wurden an 6 Würfeln mit 15 cm Kantenlänge im Alter von 128 Tagen ermittelt. Die auf den 20 cm-Normwürfel nach DIN 1045 umgerechneten Festigkeiten sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Mit der Prüfung des Betons in diesem Alter konnte von konstanten Betoneigenschaften während des gesamten Untersuchungszeitraums für die Balken ausgegangen werden. Trotz der sorgfältigen Nachbehandlung des Betons im Labor war nicht mit derart hohen Betonfestigkeiten gerechnet worden.

Tabelle 2: Normwürfel Festigkeiten des verwendeten Betons im Alter von 128 Tagen

| Einzelwerte [N/mm ²] | | | | | | Mittelwert [N/mm ²] | Standardabweichung [N/mm ²] |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|---------------------------------|-----------------------------------------|
| 62,3 | 60,3 | 63,9 | 60,1 | 61,9 | 59,5 | 61,4 | 1,7 |

Die Bestimmung des E-Modul konnte im Zusammenhang mit den im Abschnitt 5.3.2 beschriebenen Versuchen an Betonzylindern erfolgen. Hierbei wurde der E-Modul für jede durchgeführte Laststufe ermittelt, woraus sich die in Abb. 29 dargestellte funktionale Abhängigkeit des E-Modul von der erzielten maximalen Beanspruchung ergibt. Nach DIN1048, T. 5 ist der statische E-Modul als Sehnenmodul zwischen der Unterspannung $\sigma_U \sim 0,5 \text{ N/mm}^2$ und der Oberspannung $\sigma_O \sim 1/3 \beta \text{ N/mm}^2$ nach zweimaliger Be- und Entlastung bei der dritten Belastung zu bestimmen. Dieser Vorgehensweise nahe kommt die Belastung im 3. Lastwechsel bei einer Laststufe von 150 kN ($\sim 1/3 \beta$). Hier ergibt sich der E-Modul als Mittelwert aus allen drei Probekörpern zu 31516 N/mm^2 und ist damit für die festgestellte Festigkeitsklasse zu gering. Ein E-Modul von 31500 N/mm^2 entspricht etwa einer Betonklasse B 25 .. 35.

**Abb. 29:** Veränderung des E-Moduls mit zunehmendem Beanspruchungsmaximum

Die Festigkeits- und Verformungskennwerte der verwendeten Bewehrung wurden an jeweils drei Proben jedes Stabmaterials ermittelt. Tabelle 3 gibt eine Übersicht über die Stahleigenschaften. Von den höherfesten Betonstählen zeigte allein der Stabstahl $\varnothing 6$ eine mehr oder weniger ausgeprägte Streckgrenze. Deutlich sichtbar war diese jedoch bei den

Proben aus St 37-Vierkantstahl, der gegenüber den anderen Stählen auch die weitaus größere Bruchdehnung aufwies.

Tabelle 3: Materialeigenschaften der verwendeten Betonstähle

| Probenart | Nr. | Streckgrenze $f_{y,k}$ bzw. $f_{0,2k}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{t,k}$ [N/mm ²] | Bruchdehnung A_{10} [%] |
|-----------------------------|-----|----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------------|
| BSt 500 M, $\varnothing 4$ | 1 | 673,46 | 741,52 | 8,5 |
| | 2 | 679,25 | 743,97 | 7,5 |
| | 3 | 671,43 | 738,81 | 7,5 |
| | Ø | 674,71 | 741,43 | 7,8 |
| BSt 500 S, $\varnothing 6$ | 1 | 548,08 | 612,08 | 12,8 |
| | 2 | 571,60 | 612,14 | 14,4 |
| | 3 | 574,26 | 615,38 | 15,7 |
| | Ø | 564,65 | 613,20 | 14,3 |
| BSt 500 M, $\varnothing 10$ | 1 | 554,69 | 585,22 | 9,2 |
| | 2 | 530,32 | 563,78 | 9,7 |
| | 3 | 539,38 | 573,44 | 9,7 |
| | Ø | 541,46 | 574,15 | 9,5 |
| St 37, 12,2·12,2 | 1 | 268,98 | 377,2 | 31,9 |
| | 2 | 254,87 | 381,34 | 29,4 |
| | 3 | 266,00 | 377,02 | 30,3 |
| | Ø | 263,28 | 378,52 | 30,5 |

5.2.4 Vorberechnungen

Unter Zugrundelegung der realen Materialeigenschaften wurden die Rißlasten, die Fließ- und Bruchlasten sowie zugehörige Durchbiegungen der verschiedenen Stahlbetonbalken berechnet. Die Ermittlung der Fließ- und Bruchschnittkräfte erfolgte mittels eines

Verfahrens zur nichtlinearen Querschnittsanalyse auf der Basis der mathematischen Optimierung [33]. Die zugehörigen Durchbiegungen wurden nach dem in ENV 1992-1-1 angegebenen Näherungsverfahren berechnet. Die Ergebnisse aller Berechnungen sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

Tabelle 4: Rechnerische Schnittkräfte und Verformungen der Stahlbetonbalken

| | Serie 01 | Serie 02 | Serie 03 | Serie 04 |
|----------------------|----------|----------|----------|----------|
| $M_{ri\beta}$ [kNcm] | 265,8 | 291,3 | 328,9 | 318,4 |
| $F_{ri\beta}$ [kN] | 11,2 | 12,3 | 13,8 | 13,4 |
| $f_{Ri\beta}$ [cm] | 0,048 | 0,049 | 0,048 | 0,05 |
| M_F [kNcm] | 787,2 | 1990,4 | 4064,4 | 1764,9 |
| F_F [kN] | 33,2 | 83,8 | 171,1 | 74,3 |
| f_F [cm] | 0,71 | 0,88 | 1,18 | 0,53 |
| M_U [kNcm] | 907,3 | 2260,7 | 4544,6 | 1894,3 |
| F_U [kN] | 38,20 | 95,20 | 191,3 | 79,75 |

5.3 Versuchsprogramm

5.3.1 Stahlbetonbalken

5.3.1.1 Versuchsaufbau

Für alle untersuchten Balken wurde der gleiche Versuchsstand (siehe Abb. 30) verwendet. Jeder Balken besaß ein festes und ein bewegliches Auflager. Zur Aufbringung der äußeren Last kam ein hydraulischer Prüfzylinder zum Einsatz, der sich auf einem Prüfportal abstützte. Durch die zugfeste Verbindung des Prüfportals mit dem Aufspannfeld war der Kräftekreislauf gewährleistet.

Die Last wurde über ein Lastprofil verteilt und in Form von zwei symmetrischen Einzellasten in den Viertelpunkten der Spannweite in das Versuchsobjekt eingeleitet. Durch die Verwendung von zwei Rollen zur Lasteinleitung konnten größere Zwängungen und die damit verbundene Querbeanspruchung der Kraftmeßdose und des Prüfzylinders vermieden werden.

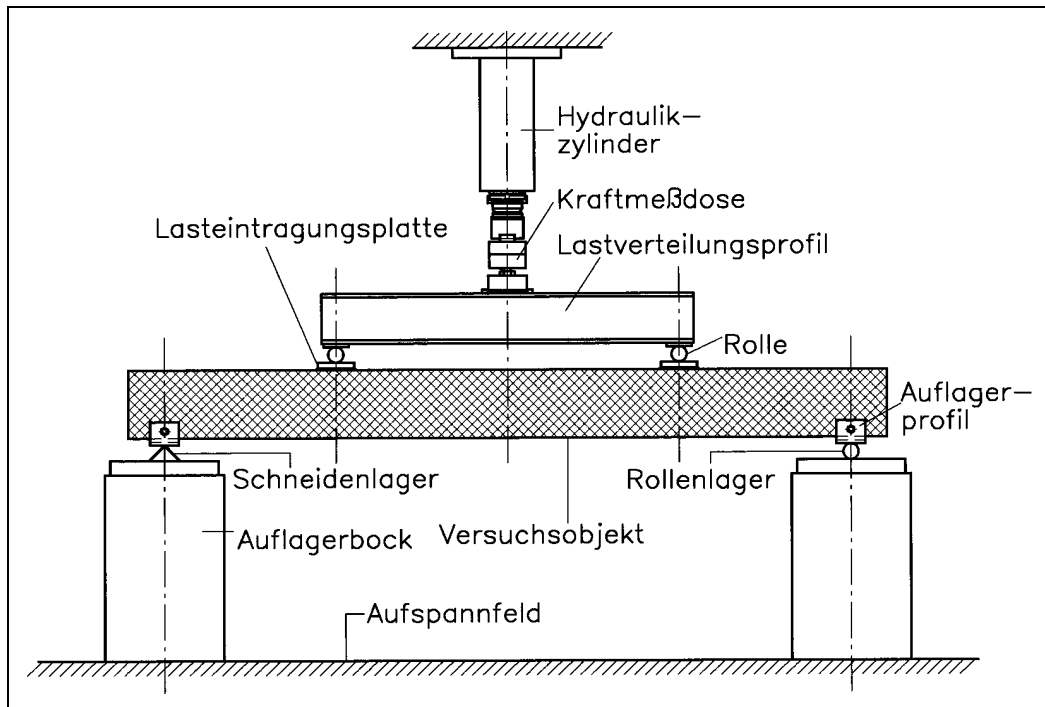


Abb. 30: Versuchsstand

5.3.1.2 Meßtechnik

Einen Überblick über die eingesetzte Meßtechnik gibt der Meßstellenplan in Abb. 31. Je nach der zu erwartenden Höchstlast der einzelnen Balken kamen verschiedene, in ihrem Meßbereich angepaßte Kraftmeßdosen zum Einsatz, womit die Kraft als Gesamtlast direkt am Prüfzylinder gemessen wurde (Abb. 32).

Die Messung der Durchbiegung erfolgte mit induktiven Wegastern in Balkenmitte (Abb. 34) und in den Viertelpunkten der Spannweite. In der Balkenmitte wurden dazu zwei Wegaufnehmer mit unterschiedlichem Meßbereich auf beiden Seiten des Querschnitts platziert, so daß genaue Ergebnisse sowohl bei sehr kleinen Laststufen als auch im Bereich plastischer Verformungen erzielt werden konnten. Die zur Applikation der Wegaufnehmer notwendige Meßbasis wurde auf die Auflagerböcke im Lagerbereich der Balken aufgeklemmt. Relativverschiebungen zwischen Balkenaufleger und Meßbasis waren somit ausgeschlossen.

Die Inklinometer zur Verdrehungsmessung waren an den Auflagern und in den Viertelpunkten der Spannweite (Lasteintragungspunkte) angeordnet, so daß sich die

bereichsweise mittlere Krümmung für den Biegebereich und die beiden Schubbereiche ermitteln ließ.

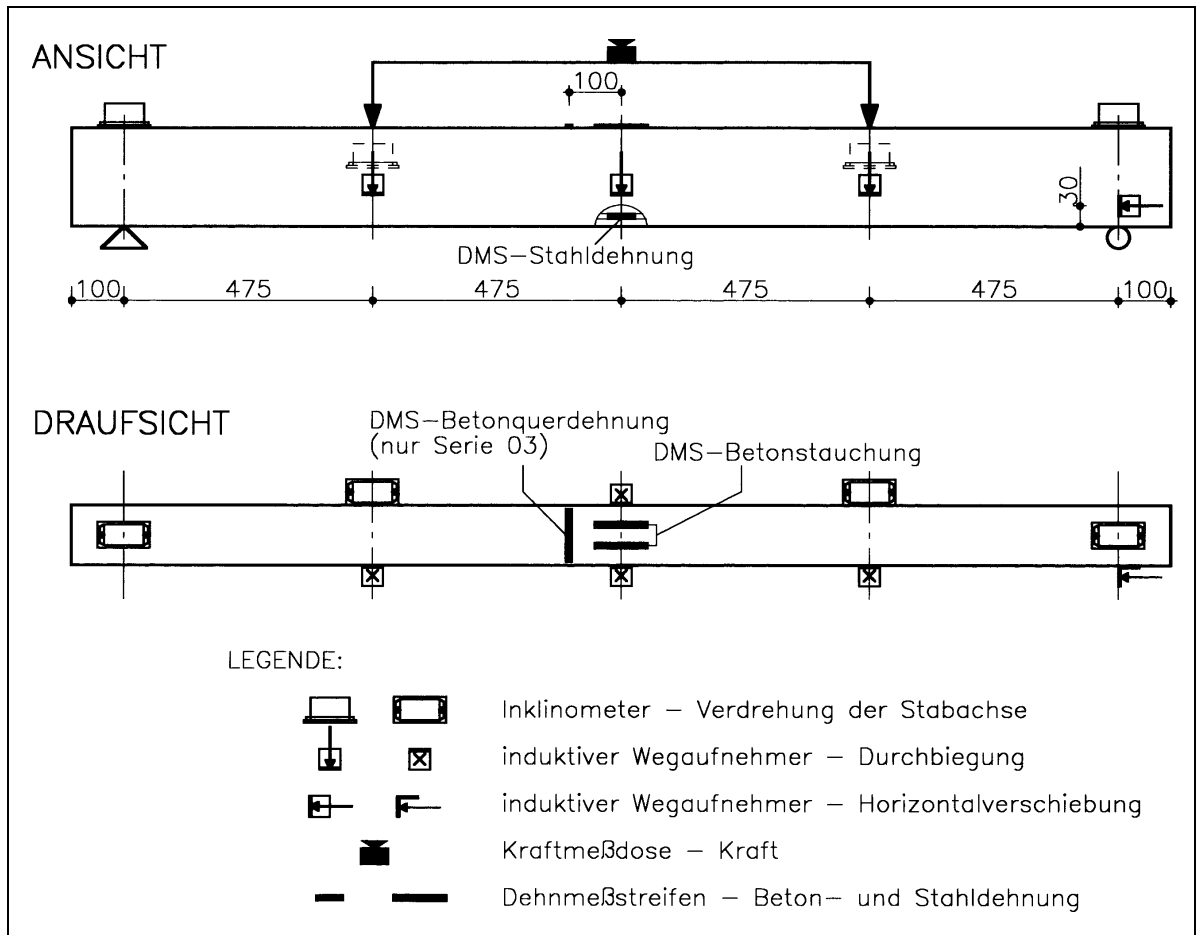


Abb. 31: Meßstellenplan

Am ersten untersuchten Balken B-1.2 waren die Inklinometer der Viertelpunkt-Meßstellen auf der Balkenoberseite direkt außen neben den Lasteinleitungsplatten platziert worden. Während der Auswertung der Daten aus diesem Versuch zeigten sich jedoch bestimmte Erscheinungen, die sich nur mit Nebenwirkungen aus der konzentrierten Lasteinleitung erklären ließen. Aus diesem Grunde wurden die Meßgeräte bei den weiteren Versuchen auf an die Balkenrückseite angeklebte Winkелеlemente aufgesetzt (siehe Abb. 33).

Die vor dem Betonieren präparierten Dehnungsmeßstellen an den beiden äußeren Bewehrungsstäben der unteren Lage ließen sich problemlos freilegen und mit Dehnmeßstreifen (DMS) versehen. (Abb. 35). Die Messung der größten Betonstauchung erfolgte mit zwei nebeneinander geklebten Dehnmeßstreifen auf der Oberseite in

Balkenmitte. Bei den Balken der Serie 03 waren zusätzlich je ein DMS zur Messung der Querdehnung des Betons anzubringen.

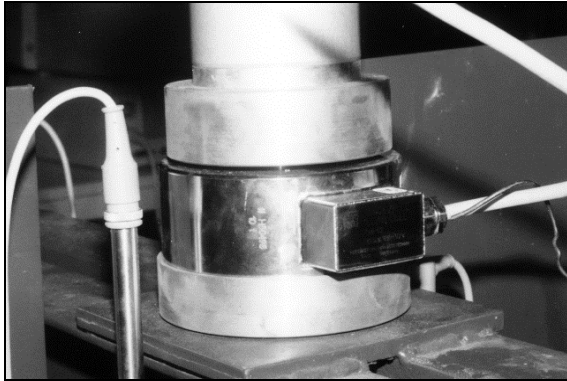


Abb. 32: Kraftmeßdose zur Messung der Prüflast

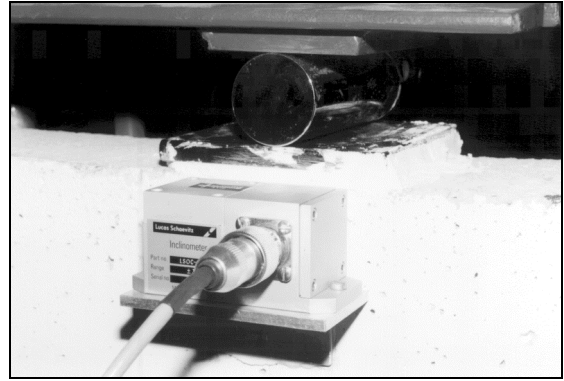


Abb. 33: Inklinometer in den Viertelpunkten der Spannweite

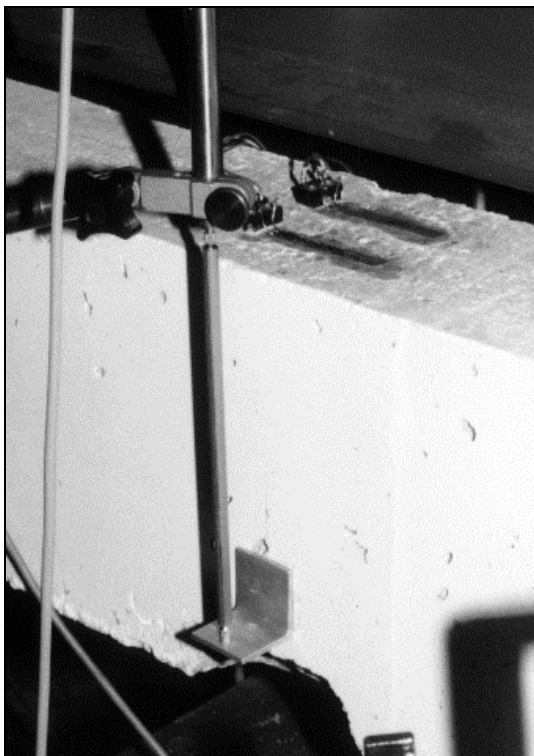


Abb. 34: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung



Abb. 35: Dehnungsmeßstellen an der Längsbewehrung

Alle Meßgeräte waren an eine Vielstellenmeßanlage UPM 100 angeschlossen (Abb. 36), welche die Daten über die serielle Schnittstelle an einen PC weiterleitete und von diesem

auch gesteuert wurde. Vor jedem Versuch erfolgte die Registrierung der aktuellen Temperatur und der relativen Luftfeuchte.

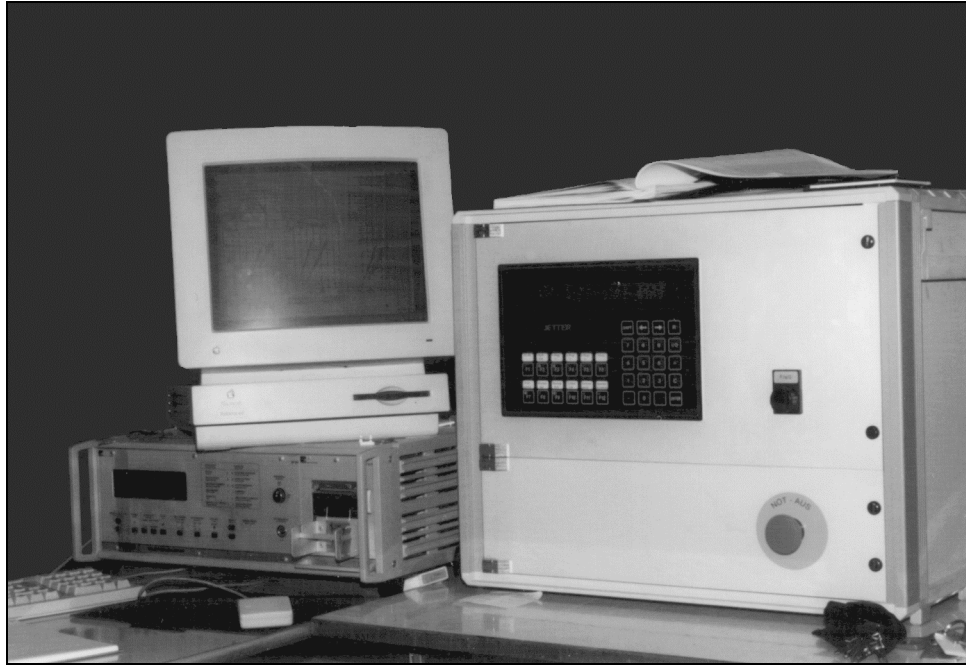


Abb. 36: Vielstellenmeßanlage UPM 100 mit PC und Steuerpult der servohydraulischen Prüfanlage

5.3.1.3 Belastungsregime

Für die Steuerung der Belastung kam eine servohydraulische Prüfzylinderanlage zum Einsatz. Das gesamte Belastungsregime war vor Versuchsbeginn festgelegt und programmiert worden. Während des Versuchs erfolgte daher die gesamte zeitliche Regelung der einwirkenden Kraft automatisch.

Dadurch konnte gegenüber vorangegangenen Versuchen im Labor oder am realen Objekt, bei denen die Belastung mit einer von Hand geregelten Hydraulikanlage eingeleitet worden war, eine neue Qualität erreicht werden, da auftretende Unregelmäßigkeiten in den Meßergebnissen klar auf das Verhalten der Struktur und nicht auf evtl. Abweichungen vom vorgesehenen Belastungsregime zurückgeführt werden konnten.

Die Versuche wurden kraftgesteuert nach einem Belastungsregime entsprechend Abb. 37 und Abschnitt 4.4 bis zum Versagen des Versuchsobjekts durchgeführt. Die Laststufen orientierten sich an der unter Zugrundelegung der realen Materialparameter berechneten

Tragfähigkeit $\text{cal } F_{\max}$ des untersuchten Balkens. Hauptkriterien bei der Festlegung des Belastungsregimes waren eine ausreichende Anzahl an Laststufen (ca. 20) und eine genügend langsame, auch beim Belastungsversuch in situ praktikable Belastungsgeschwindigkeit. Die wesentlichen Komponenten des Belastungsregimes sind in Tabelle 5 angegeben.

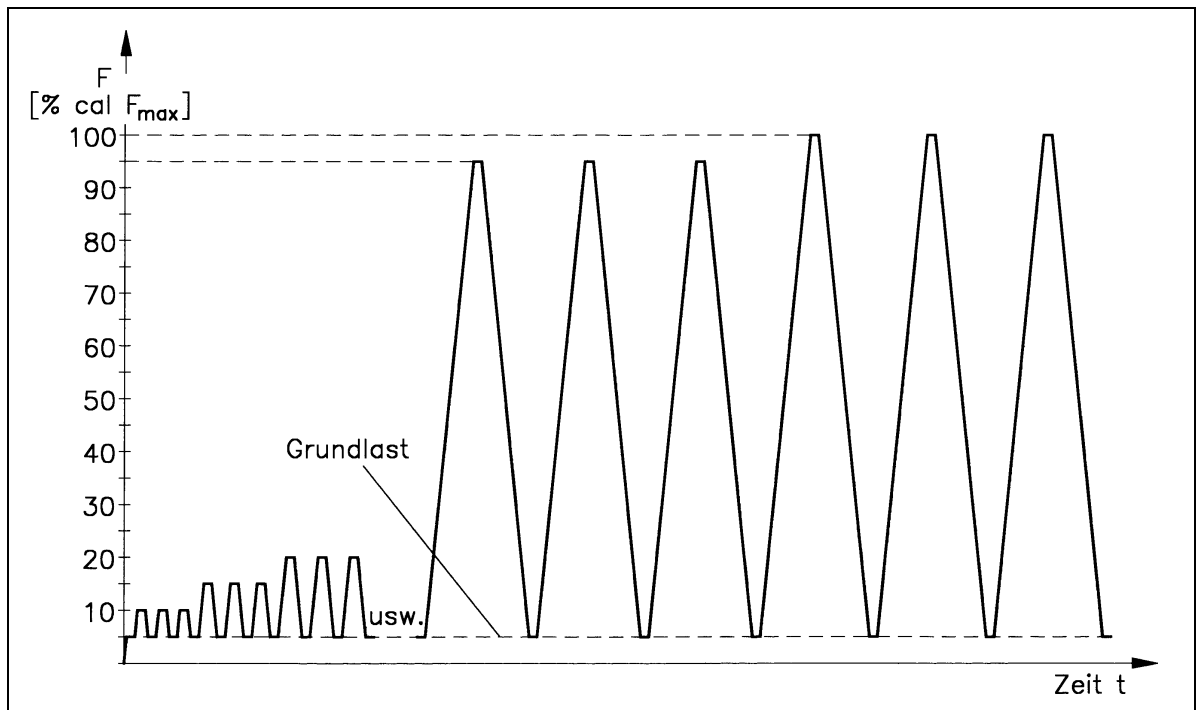


Abb. 37: Belastungsregime für alle Balkenversuche

Tabelle 5: Angaben zu den Belastungsregimes der einzelnen Balkenserien

| | Serie 01 | Serie 02 | Serie 03 | Serie 04 |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Grundlast [kN] $\sim 5 \% \text{ cal } F_{\max}$ | 1,5 | 4,0 | 8,1 | 3,8 |
| Lastwechsel-Zahl je Laststufe | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Be- und Entlastungsgeschwindigkeit [kN/s] $\sim 1/240 \cdot \text{cal } F_{\max}$ | 0,125 | 0,333 | 0,675 | 0,317 |
| Belastungsdauer / Entlastungspause [s] | 180 | 180 | 180 | 180 |
| Laststufendifferenz [kN] $\sim 5 \% \text{ cal } F_{\max}$ | 1,5 | 4,0 | 8,1 | 7,6 |

Bei je einem Versuchsobjekt der Serien 02, 03, 04 wurde vor Durchführung des Hauptversuchs eine Vorbeanspruchung nach dem beschriebenen Belastungsregime bis zu nachfolgender Lastgröße aufgebracht (etwa maximales Gebrauchslastniveau):

- Versuchsobjekt B-2.2: 50% cal F_{\max}
- Versuchsobjekt B-3.2 40% cal F_{\max}
- Versuchsobjekt B-4.2: 45% cal F_{\max}

Nach Durchführung der Vorbelastung erfolgte die vollständige Entlastung dieser Objekte an die sich eine Erholungspause von ca. 40 h vor Durchführung des Hauptversuchs anschloß. Mit dieser Vorbeanspruchung sollte der Tragzustand eines realen Tragwerks, welches während seiner Nutzungszeit immer eine (allerdings weitgehend unbekannt) Belastungsgeschichte erfahren hat, angenähert werden und die daraus resultierenden Einflüsse auf die Energiedissipation untersucht werden.

5.3.2 Beton- und Stahlproben

Die drei Betonzylinder wurden vor Versuchsbeginn an beiden Stirnseiten planparallel geschliffen und danach vermessen. Die IST-Maße können Tabelle 6 entnommen werden. Die Ermittlung des mittleren Durchmessers erfolgte dabei durch drei über den Umfang verteilten Messungen auf beiden Stirnseiten des Prüfkörpers.

Tabelle 6: Abmessungen der Betonprüfkörper

| Prüfkörper | mittl. Durchmesser | Prüfkörperhöhe |
|----------------------|--------------------|----------------|
| Z - 1 | 97,1 | 297,5 |
| Z - 2 | 96,6 | 298,0 |
| Z - 3 | 96,8 | 298,5 |
| alle Angaben in [mm] | | |

Alle Zylinder wurden mit jeweils drei im Winkel von 120 ° über den Umfang angeordneten DMS in Längs- und Querrichtung versehen (siehe Abb. 38 und 39).

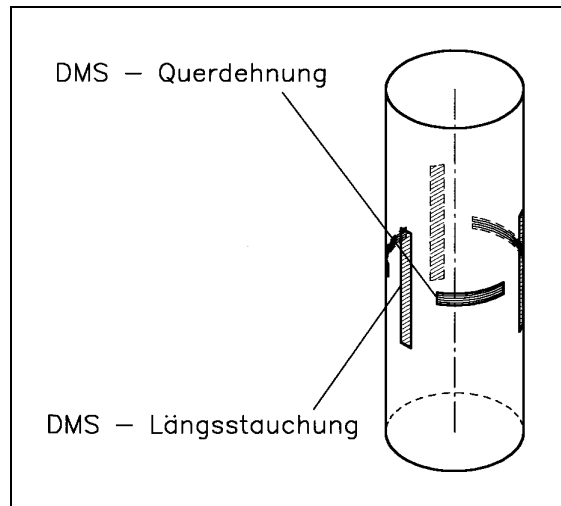


Abb. 38: Anordnung der Dehnmeßstreifen am Betonzylinder

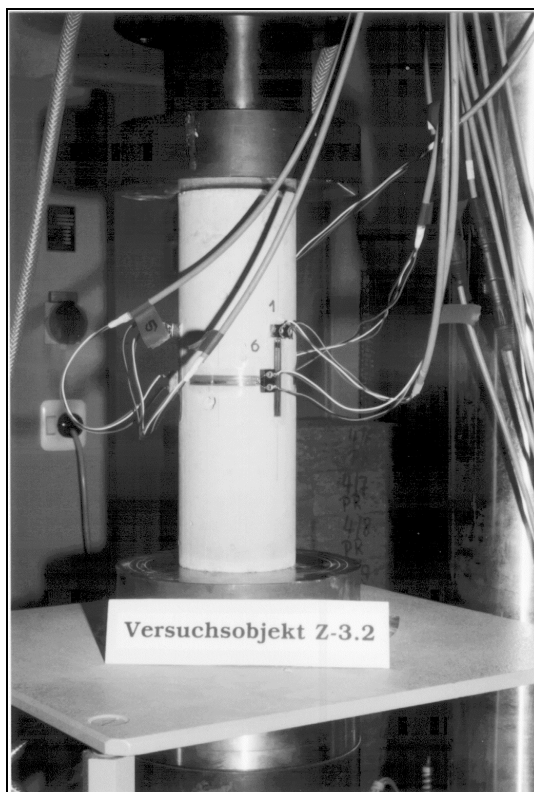


Abb. 39: Vorbereitetes Versuchsobjekt

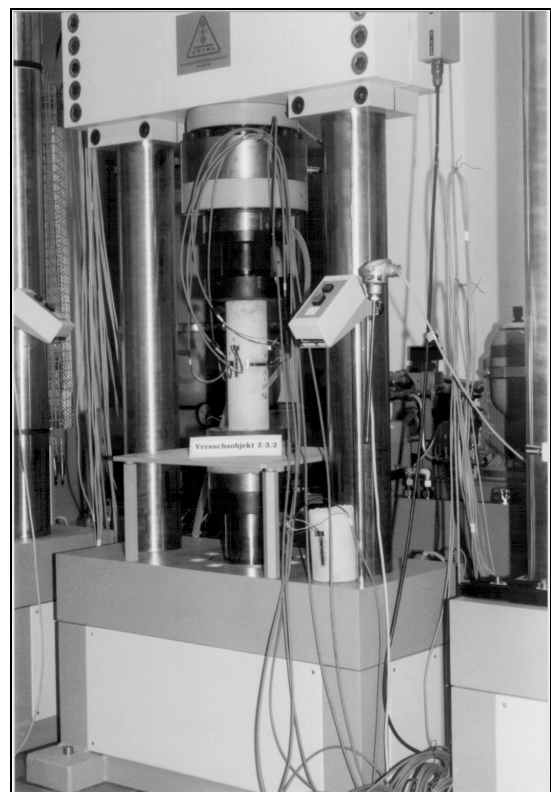


Abb. 40: Servohydraulischer Prüfstand

Für die Prüfung kam eine servohydraulische 63t-Zug-Druck-Prüfmaschine zum Einsatz (Abb. 40). Die Belastung erfolgte kraftgesteuert bis zum Versagen des Prüfkörpers, wobei

das in Abb. 37 prinzipiell dargestellte Belastungsregime mit den nachfolgend genannten Komponenten zugrunde lag:

- während des Versuchs wirkende Grundlast von 25 kN
- zwei Lastwechsel-Wiederholungen auf jeder Laststufe
- konstante Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von $1,5 \text{ kN/s} \cong \sim 1/240 \text{ cal } F_{\max} \text{ kN/s}$
- konstante Belastungsdauer und Entlastungspausen von 3 min (siehe Abb. 21)
- Laststufendifferenz von 25 kN

Die zu prüfenden Bewehrungsstahlproben wurden auf eine Länge von 300 mm geschnitten und in der Stabmitte mit je einem DMS versehen. Zur Prüfung kam eine servohydraulische 40-t-Zug-Druck-Prüfmaschine zum Einsatz. Die Einspannlänge an jedem Stabende betrug 100 mm.

Von den zwei Proben eines Materials wurde die erste Probe (Probe S-*.1) zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungslinie im weggesteuerten Versuch verwendet. Für die beiden anderen Proben (Probe S-*.2) kam ein zu den Balkenversuchen äquivalentes Belastungsregime zur Anwendung, dessen wesentliche Größen in Tabelle 7 angegeben sind:

Tabelle 7: Angaben zum Belastungsregime für die Betonstahlproben S-*.2

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Grundlast [kN] $\sim 5 \% \text{ cal } F_{\max}$ | 2,5 |
| Lastwechsel-Zahl je Laststufe | 3 |
| Be- und Entlastungsgeschwindigkeit [kN/s] $\sim 1/240 \cdot \text{cal } F_{\max}$ | 0,5 |
| Belastungsdauer / Entlastungspause [s] | 30 |
| Laststufendifferenz [kN] $\sim 5 \% \text{ cal } F_{\max}$ | 2,5 |

5.4 Versuchsdurchführung

5.4.1 Stahlbetonbalken

Nach Abschluß aller Vorbereitungen am Versuchsstand (Abb. 41) war ein 30-minütiger Meßbasistest durchzuführen, d. h. während dieser Zeit wurden alle Meßgeräte

kontinuierlich abgefragt und so deren Signalstabilität geprüft. Danach konnte der Kolben des Hydraulikzylinders an das Lastprofil herangefahren werden. Nach Herstellung des Kraftschlusses erfolgte die Umschaltung in die automatische Steuerung der Prüfanlage. Ab diesem Zeitpunkt war ein manuelles Eingreifen in den Versuchsablauf bis zum Versagen des Objekts nicht mehr vorgesehen. Die Belastung wurde zunächst auf das Grundlastniveau gebracht und dann entsprechend dem jeweiligen Belastungsregime (Tabelle 5) gesteigert.

Die Abfrage aller Sensoren erfolgte im Meßtakt von 1s. Die während der drei Lastwechsel innerhalb einer Laststufe registrierten Meßwerte wurden jeweils in einer Datei gespeichert. Dieser Speichervorgang erfolgte in der Entlastungspause nach dem dritten Lastwechsel, so daß ausschließlich in diesem Zeitraum keine Meßwerte aufgenommen werden konnten.

Außerdem wurden die wesentlichen Meßdaten on-line auf dem Monitor dargestellt, so daß Plausibilitätskontrollen zu jedem Zeitpunkt möglich waren.

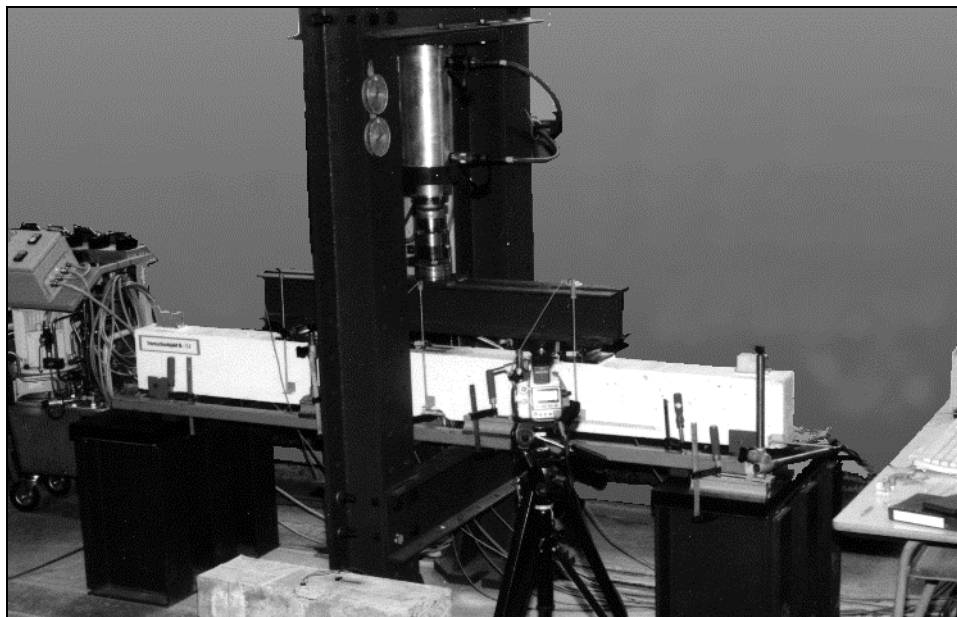


Abb. 41: Versuchsstand für Balkenversuche

5.4.2 Beton- und Stahlproben

Die Versuchsdurchführung an den Beton- und Stahlproben erfolgte analog zur Durchführung der Balkenversuche. Nach Plazierung der Probe in der Prüfmaschine wurde

der Kraftschluß innerhalb des Systems hergestellt und die Prüfanlage in die automatische Steuerung umgeschaltet. Diese brachte die Beanspruchung zunächst auf das Grundlastniveau und verfuhr im weiteren entsprechend des jeweilig angegebenen Belastungsregimes. Die Beanspruchung wurde bis zum vollständigen Versagen des Prüfobjektes gesteigert.

Auch die Messung, Speicherung und Überwachung der Meßdaten erfolgte wie bei den Balkenversuchen.

5.5 Ergebnisse

5.5.1 Stahlbetonbalken

5.5.1.1 Last-Verformungsverhalten

Aufgrund der Variationen im Bewehrungsgrad und in den Stahleigenschaften zwischen den einzelnen Balkenserien ergaben sich für diese auch entsprechende Veränderungen im Last-Verformungsverhalten sowie Unterschiede in den Versagensmechanismen. Diese Unterschiede im Versagensverlauf entstehen aus Differenzen in der Beton- und Stahlauslastung, da sich auch die Schädigungsprozesse entsprechend der Materialbeanspruchung im jeweils höherbelasteten Werkstoff konzentrieren. Dies bedingt ebenfalls ein unterschiedliches Maß der Vorankündigung des Versagens, welches sich letztlich auch im Abstand der Bruchlast von der festgestellten Versuchsgrenzlast widerspiegelt.

Deshalb sollen nachfolgend die visuellen Beobachtungen während der Laststeigerung und während des Versagens für die einzelnen Balkenserien beschrieben werden. In Anhang A - Abb. A.1 - A.12 ist der für das Versagen maßgebende Biegebereich der einzelnen Balken dargestellt.

Balkenserie 01 ($\mu = 0,39 \%$, BSt 500 S):

Die Belastung wurde ausgehend von der Grundlast (1,5 kN) in Stufen von 1,5 kN gesteigert. Die ersten Biegerisse traten zwischen 7,5 und 9,0 kN auf. Damit liegt die Reißlast unterhalb des für einen B 55 rechnerisch ermittelten Wertes.

Auch bei höheren Beanspruchungen waren erhebliche Reißneubildungen im Biegebereich zu beobachten. Die Bildung von Schubrissen setzte etwa zwischen 12 - 15 kN ein, wobei erste Risse zunächst in der Nähe der Lasteintragungspunkte auftraten und sich die weitere Reißbildung in Auflagerichtung anschloß. Die

entstandenen Schrägrisse wiesen nach Entlastung eine bleibende Rißweite von 0,05 - 0,1 mm auf, während sich die Biegerisse wieder vollständig schlossen.

Anhand der Last-Verformungs-Linien waren erste Plastizierungen etwa ab 31,5 kN erkennbar. In den Fällen, bei denen sich im Bereich der Dehnungsmeßstellen an der Bewehrung ein Biegeri gebildet hatte, lieferte die Last-Stahldehnungsfunktion das deutlichste Signal. Entsprechend war bei Lage der Dehnungsmestelle im ungerissenen Bereich auch bei großen plastischen Verformungen nur rein elastisches Verhalten erkennbar (siehe Abschnitt 5.5.1.4).

Mit der weiteren Laststeigerung setzte eine starke Rißöffnung mehrerer Risse im Biegebereich ein, bis die Balken dann schließlich infolge Bruch der Bewehrung vollständig versagten. Die Druckzone blieb, abgesehen von den Biegerissen, die sich bei großen Plastizierungen über die gesamte Balkenhöhe erstreckten, ungeschädigt.

Balkenserie 02 ($\mu = 1,08 \%$, BSt 500 M):

Grundlast und Laststufenintervall betragen bei dieser Balkenserie 4,0 kN. Schon bei Beanspruchung auf der 1. Laststufe bildeten sich die ersten Biegerisse. Der Übergang in den Zustand II setzte sich während der folgenden drei Laststufen fort und war dann im wesentlichen abgeschlossen. Direkt nach abgeschlossener Biegerißbildung wurden die ersten Risse im Schubbereich sichtbar. Hier waren Rineubildungen noch bis etwa 40 kN zu beobachten. Im Schubbereich ergaben sich wieder die größten Rißweiten im be- und entlasteten Zustand.

Plastizierungen konnten anhand der Last-Verformungslinien etwa ab 72 kN beobachtet werden. Wie bei Serie 01 lieferte die Stahldehnung bei Lage der Meßstelle in einem Biegeri das signifikanteste Signal. Die plastischen Verformungen blieben jedoch sehr klein - etwa in der Größenordnung verzögerter Verformungen. Plastizierungen mit großen sichtbaren Flieverformungen ergaben sich erst ab etwa 80,0 kN.

Im Versagenzustand öffneten sich mehrere Risse im Biegebereich zunächst gleichmäßig, später konzentrierten sich die Plastizierungen auf einen Riß. Bei Erreichen der Höchstlast trat das Versagen durch Abplatzen der Betondruckzone ein.

Balkenserie 03 ($\mu = 2,88 \%$, BSt 500 M):

Bei dieser Balkenserie hatten Grundlast und Laststufendifferenz eine Größe von 8,0 kN. Mit Belastung auf der ersten Laststufe setzte die sofortige Rißbildung sowohl im Biege- als auch im Schubbereich ein, welche anhand der Last-Verformungslinien deutlich zu beobachten war. Allerdings waren die Risse visuell erst bei Laststufe 3 zu

erkennen. Im Zustand II ergab sich ein gleichmäßiges, aus feinen Haarrissen bestehendes Rißbild über die gesamte Balkenlänge. Mit weiter steigender Beanspruchung zeigte sich in den Schubbereichen wieder die größte Rißöffnung, die mit einer starken Rißverlängerung einherging. Bei einer Beanspruchung von etwa 150 kN waren die Schubbereiche von Rissen durchzogen. Die maximale Schubrißweite betrug 0,3 - 0,4 mm.

Etwa ab 170 kN waren minimale Nichtlinearitäten in den Stahldehnungen zu sehen. Mit weiter steigender Belastung ergab sich nach geringfügigen plastischen Verformungen das vollständige Versagen der Versuchsobjekte, indem die Druckzone im Biegebereich schlagartig weggesprengt wurde.

Balkenserie 04 ($\mu = 2,04$ %, St 37):

Grundlast und Laststufenintervall betragen bei dieser Balkenserie 3,8 kN. Im Verlauf der ersten beiden Laststufen setzte sofort die Rißbildung ein. Die ersten Risse entstanden in Balkenmitte, weitere bildeten sich in Richtung Auflager aus. Die Schubrißbildung schloß sich wieder direkt an die Biegerißbildung an. Die Schubrisse waren auch bei diesen Balken am weitesten geöffnet.

Erste wahrnehmbare plastische Verformungen waren bei etwa 68 kN zu erkennen. Diese konzentrierten sich auf ein oder zwei Risse und erreichten unter konstanter Last sofort eine erhebliche Größe, so daß ohne weitere Laststeigerung das Versagen der Druckzone eintrat. Die plastischen Dehnungen des Stahls blieben so gering, daß die Verfestigungsphase und somit eine weitere Laststeigerung nicht erreicht wurde.

5.5.1.2 Energiedissipation

Aus den vorliegenden gemessenen Last-Verformungsdiagrammen lassen sich die Energieanteile D_S , D_D und W_{el} inkrementell berechnen (Abb. 42). Dabei ergibt sich die Verformungsarbeit für das Lastinkrement zu:

$$W_i = \left(\frac{F_{i-1} + F_i}{2} \right) \cdot (s_i - s_{i-1}) \quad (9)$$

Die gesamte Verformungsarbeit innerhalb eines Belastungs- bzw. Entlastungszyklus ergibt sich als Summe über alle Inkremente:

$$W_{\text{Zyklus}} = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{F_{i-1} + F_i}{2} \right) \cdot (s_i - s_{i-1}) \right] \quad (10)$$

wobei i - Inkrement im Zyklus

n - Anzahl der Inkremente im Zyklus

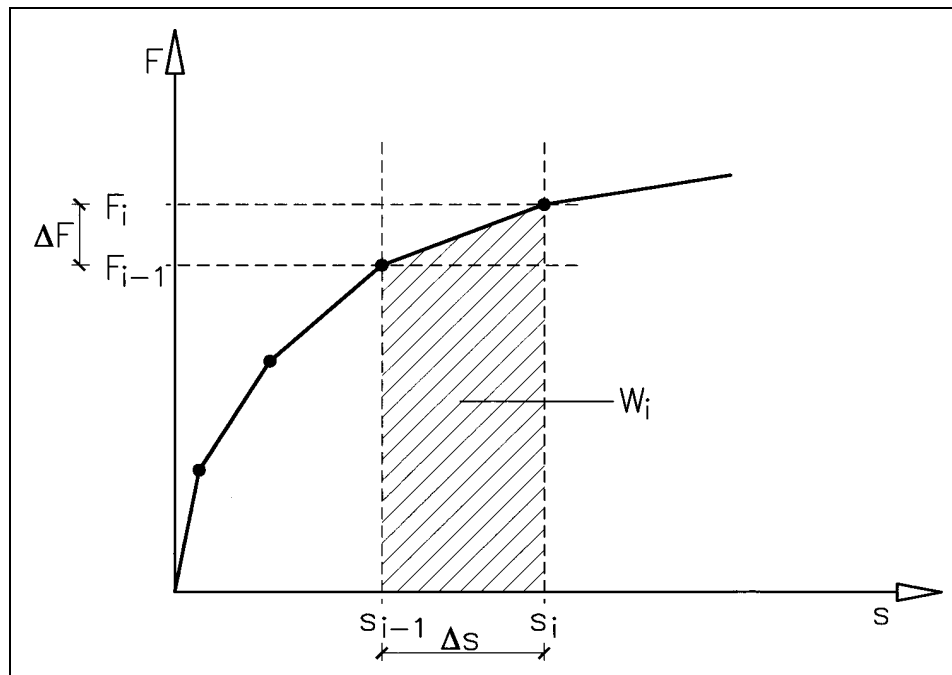


Abb. 42: Inkrementelle Berechnung der Verformungsarbeit

Aufgrund des Meßtaktes von 1s und der sich daraus ergebenden großen Anzahl von Meßwerten kann der Fehler infolge inkrementeller Berechnung als vernachlässigbar gering eingeschätzt werden. Zur Ermittlung der Energieanteile D_S und D_D wurde der Schnittpunkt der Last-Verformungslinien des 1. und 2. Lastwechsels berechnet (Punkt 5 in Abb. 20), der dann als Verformungs-Oberwert der betrachteten Belastungszyklen zur Anwendung kam.

Die wesentlichen Aussagen lassen sich aus dem Einfluß der Beanspruchung auf die Energiedissipation für eine geeignete Verformungsgröße ableiten. In Anhang A - Abb. A.13 - A.24 sind die entsprechenden Veränderungen von D_S und D_D mit steigender Belastung aus der für das Versagen maßgebenden Verformungsgröße der Biegekrümmung dargestellt. Durch Normierung auf die elastisch gespeicherte Energie wurden die bezogenen Energieanteile δ_S und δ_D ermittelt. Die entsprechenden Veränderungen von δ_S und δ_D aus der Biegekrümmung mit steigender Belastung gehen

aus den Abb. A.25 - A.36 in Anhang A hervor (zugunsten einer besseren Auflösung im Bereich der Versuchsgrenzlast liegen die hohen δ_S -Werte außerhalb der dargestellten Skalierung).

In den genannten Darstellungen wurden die berechneten Einzelwerte durch Geraden miteinander verbunden, um die Veränderungen mit steigender Beanspruchung deutlicher hervorzuheben. Es dürfen hier jedoch keine Zwischenwerte interpoliert werden, da sich bei Anwendung eines veränderten Belastungsregimes auch prinzipielle Veränderungen in der Energiedissipation ergeben.

Die Versuchsobjekte B-2.2, B-3.2 und B-4.2 waren vor Durchführung des Hauptversuchs einer Vorbelastung ausgesetzt worden (siehe Abschnitt 5.3.1.3). Als Folge dieser Veränderungen im Belastungsregime zeigen die F-D bzw. F- δ -Kurven bestimmte Spezifika, auf die in Abschnitt 5.5.1.5 eingegangen wird.

Für den zuerst untersuchten Balken B-1.2 entsprachen die F-D bzw. F- δ -Kurven aus der Krümmung im Biege- bzw. im Schubbereich nicht dem sonst beobachteten und mechanisch begründeten Strukturverhalten. Als Ursache hierfür wurde die ungünstige Platzierung der Neigungsaufnehmer in den Viertelpunkten direkt neben der Lasteinleitungsstelle angesehen (Einfluß lokaler Verformungseffekte). Nach Veränderung der Aufnehmerapplikation an allen anderen untersuchten Objekten traten derartige Erscheinungen nicht mehr auf. Einige der nachfolgend genannten Aussagen treffen also für die F-D bzw. F- δ -Kurven des Balkens B-1.2 nicht zu.

Zum Vergleich sind in den Abb. A.49 - A.60 (Anhang A) die Last-Biegekrümmungsfunktionen der letzten 4 vollständig durchgeführten Laststufen für alle Balken dargestellt, auf deren Grundlage nach [50] ebenfalls das Erreichen der Versuchsgrenzlast identifiziert werden kann. Die einzelnen Last-Verformungsfunktionen sind der besseren Überschaubarkeit wegen etwas auseinander gerückt und es ist für jede Funktion der entsprechende lokale Koordinatenursprung abgebildet.

Folgende Feststellungen können abgeleitet werden:

absolute Strukturveränderungsenergie D_S :

- Der Verlauf der absoluten Strukturveränderungsenergie D_S widerspiegelt den beobachteten Schädigungsverlauf. Im Zustand I zeigen sich hier sehr geringe Werte. In dieser Phase geschehen Strukturveränderungen nur in Form von Plastizierungen im Porenraum und durch den Abbau von Eigenspannungsspitzen. Mit einsetzender Rißbildung steigt D_S aufgrund der Energiedissipation durch Oberflächenbildung an.

- Bei den Versuchsobjekten mit geringer und mäßiger Betonauslastung zeigt D_S nach abgeschlossener Biegerißbildung einen relativ konstanten Verlauf, also ein gleichbleibendes Schädigungsquantum je Laststufe. Beginnende Plastizierungen der Bewehrung äußern sich in einem deutlichen Anstieg von D_S .
- Bei einem Bewehrungsstahl mit kontinuierlicher Spannungs-Dehnungslinie sind die plastischen Verformungen und damit auch die Strukturveränderungsenergie D_S mit Überschreiten der Elastizitätsgrenze aufgrund der Verfestigung zunächst begrenzt. Weitere Laststeigerungen sind ohne große Schädigungen möglich.
- Ein Bewehrungsstahl mit ausgeprägter Streckgrenze zeigt sofort große plastische Formänderungen, so daß auch D_S sehr große Werte annimmt. Im Falle, daß die Verfestigungsphase des Stahls aufgrund Versagens der Druckzone nicht genutzt werden kann, sind weitere Laststeigerungen nicht möglich.
- Für Bauteile mit hoher Betonauslastung (Serie 03) zeigt sich im Zustand II ein steigendes Schädigungsquantum je Laststufe. Hier werden die wachsenden Strukturschädigungen im Beton erkennbar.

bezogene Strukturveränderungsenergie δ_S :

- Die Abhängigkeit der bezogenen Strukturveränderungsenergie δ_S reflektiert ebenfalls den Schädigungsverlauf. Mit Beginn der Rißbildung steigt die Kurve an um dann im Zustand II wieder abzufallen.
- Bei Bauteilen mit Stahlversagen steigt δ_S mit einsetzenden Plastizierungen wieder an. Dieser Anstieg von δ_S ist eindeutig und zeigt damit den Übergang in den Plastizierungsbereich an, der aufgrund visueller Beurteilung der Last-Verformungsfunktionen (Abb. A.49 - A.60) noch nicht explizit identifiziert werden kann, da die plastischen Verformungen die Größenordnung der verzögerten Verformungen nicht überschreiten.
- Für die Bauteile mit hoher Betonbeanspruchung (Serie 03) zeigt die F - δ_S -Kurve im Zustand II ein Minimum bei etwa 90 - 100 kN. Die Streckgrenze des Stahls war bei dieser Belastung noch nicht erreicht. Der Grenzwert der Betonstauchung $\varepsilon_{b,lim} = 0,8 \text{ ‰}$ war unterhalb dieser Belastung (bei ca. 70 kN) erreicht. Der nachfolgende Kurvenverlauf ist zunächst nicht eindeutig, jedoch steigt δ_S mit Annäherung an die Höchstlast wieder an.
- Die mit steigender Belastung der Balken (Serie 03) zunehmende Strukturschädigung des Betons geht deutlich aus einem Anstieg in den F - δ_S -Kurven aus der Betonquerdehnung in Balkenmitte (siehe Meßstellenplan - Abb. 31) hervor (Abb. 43). Hier

ergeben sich jedoch erwartungsgemäß größere Unterschiede zwischen den einzelnen Balken dieser Serie aufgrund des lokalen Charakters dieser Formänderungsgröße (siehe Abschnitt 5.5.1.4).

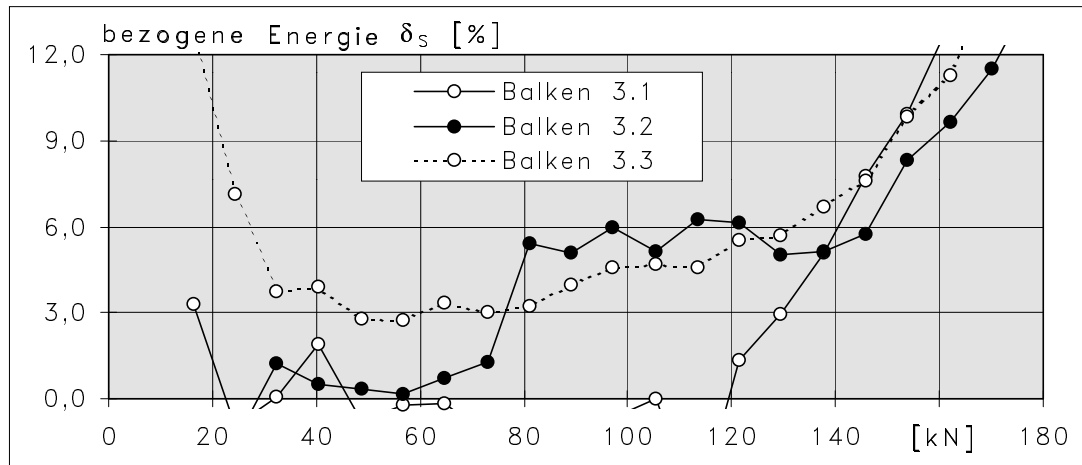


Abb. 43: Veränderung von δ_s aus der Querdehnung in Balkenmitte für die Balken der Serie 03

absolute Reibungsenergie D_D :

- Im Zustand I sind die ermittelten Werte für D_D sehr klein. In der Phase der Rißbildung wächst D_D überproportional mit der Belastung. Dieser Anstieg ergibt sich aus dem mit wachsender Rißbildung zunehmendem Anteil der trockenen Reibung zwischen Bewehrung und Beton sowie an den Rißufern.
- Für die gering bewehrten Balken (Serie 01) steigt D_D im Zustand II etwa proportional mit der Belastung. Mit steigendem Bewehrungsgrad wird die Abweichung vom linearen Verlauf immer deutlicher.
- Auch bei größeren plastischen Verformungen der Bewehrung ergeben sich keine nennenswerten Veränderungen im Verlauf der Reibungsenergie D_D .

bezogene Reibungsenergie δ_D :

- Die bezogene Reibungsenergie δ_D nimmt im Zustand I zunächst ab, steigt aber mit wachsender Rißbildung wieder an.
- Nach Ausbildung des Zustandes II fällt δ_D für die Objekte mit geringem und mittlerem Bewehrungsgrad mit wachsender Beanspruchung ab. Diese Verringerung von δ_D mit steigender Belastung ergibt sich aus dem Verhalten der Coulomb-Dämpfung mit wachsender Verschiebung [15].

- In den F - δ_D -Kurven für die Balken der Serie 03 ist bei Annäherung an die Höchstlast eine Zunahme von δ_D zu beobachten. Hier wird der zunehmende Anteil des Betons an der Gesamtenergiedissipation und damit die hohe Betonbeanspruchung deutlich.

5.5.1.3 Bleibende Verformungen

In der Regel sind die während eines Lastwechsels ablaufenden Strukturveränderungen wie Rißbildung und Plastizierung mit bleibenden Verformungen nach Entlastung verbunden. In solchen Fällen gibt auch diese Formänderungsgröße Aufschluß über zunehmende Strukturveränderungen.

Die gesamte bleibende Verformung $s_{bl,ges}$ nach einem Lastwechsel setzt sich dabei nach Abb. 44 aus den zwei Anteilen $s_{v,el}$ und s_{bl} zusammen. Der Anteil $s_{v,el}$ stellt die verzögert elastische Nachwirkung dar, eine reversible Verformungskomponente, die nach einiger Zeit vollständig auf Null zurückgeht. Die bleibende plastische Verformung s_{bl} ist dagegen irreversibel und entsteht analog D_S aus Strukturveränderungen.

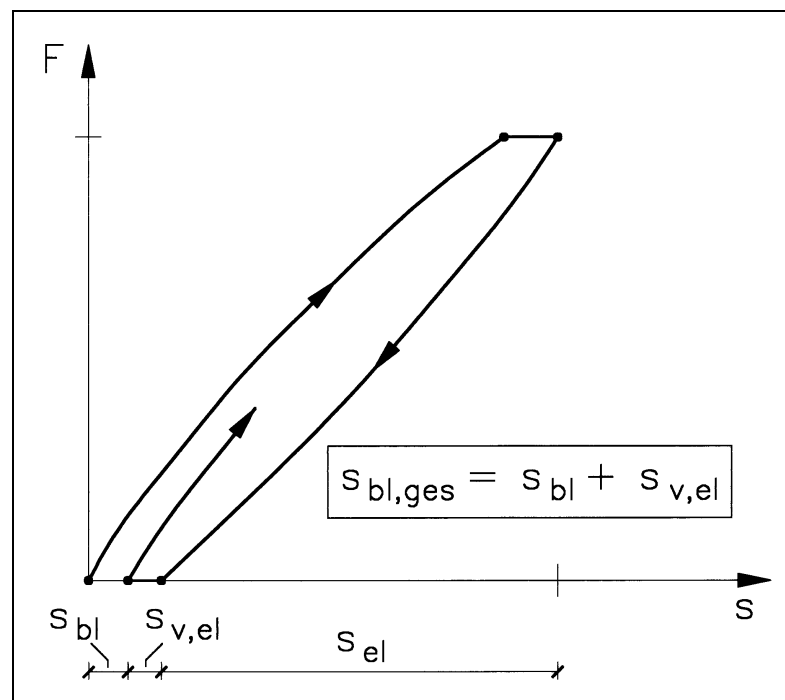


Abb. 44: Ermittlung der bleibenden plastischen und der verzögert elastischen Verformung aus dem Last-Verformungsdiagramm

In den Abb. A.37 - A.48 in Anhang A wurde die bleibende irreversible Biegekrümmung $1/r_{bl}$ im ersten Lastwechsel auf einer Laststufe über der Belastung aufgetragen. Wie auch bei den Darstellungen der Energieanteile ist zu beachten, daß eine Veränderung des Belastungsregimes prinzipielle Veränderungen im Kurvenverlauf zur Folge hätte, also keine Zwischenwerte interpoliert werden dürfen.

Der Einfluß der Vorbelastung auf den Verlauf der entsprechenden Kurven wird hier ebenfalls zunächst ausgeklammert und es wird auf Abschnitt 5.5.1.5 verwiesen.

Es können folgende Feststellungen getroffen werden:

- Die qualitativen Veränderungen von $1/r_{bl}$ bei zunehmender Beanspruchung sind am besten mit den $F-\delta_S$ -Kurven vergleichbar.
- Mit Beginn der Rißbildung steigt $1/r_{bl}$ an, um dann im Zustand II wieder kontinuierlich zu fallen und sich einem Minimalwert anzunähern.
- Beginnende Plastizierungen der Bewehrung werden auch hier in einem Anstieg von $1/r_{bl}$ sichtbar. Aufgrund der veränderten Spannungs-Dehnungslinie des Bewehrungsstahls steigen die bleibenden Krümmungen bei den Balken der Serie 02 über mehrere Laststufen sukzessive an, während bei den Balken der Serie 04 sofort große irreversible Verformungen einsetzen.
- Bei den Balken der Serie 03 liegt der Minimalwert der bleibenden Krümmung bei etwa 90 kN äquivalent zu den entsprechenden $F-\delta_S$ -Kurven.

5.5.1.4 Betrachtete Verformungsgrößen

In Abschnitt 4.5 wurde bereits darauf hingewiesen, daß die Auswahl einer geeigneten Verformungsgröße für die Beobachtung des Schädigungsverlaufs und damit für die Identifikation der Versuchsgrenzlast eine entscheidende Rolle spielt. Nachfolgend sollen die verschiedenen gemessenen Verformungsgrößen genauer betrachtet und auf ihre Eignung zur Bestimmung der Versuchsgrenzlast bewertet werden.

Die Beobachtung lokaler Verformungen ermöglicht die Feststellung geringster Strukturveränderungen im entsprechenden Bereich. Hier ist der Einfluß lokaler Effekte jedoch so groß, daß eine entsprechende Veränderung der beobachteten Größe kaum Schlußfolgerungen für einen größeren Tragwerksbereich oder das Gesamtsystem zuläßt. In Abb. 45 ist die Veränderung von δ_S für die an den beiden äußeren Bewehrungsstäben

in der Mitte des Balkens 1.1 gemessene Stahldehnung dargestellt. Es zeigt sich trotz symmetrischer Anordnung der Meßstellen und zentrischer Lasteinleitung ein deutlicher Einfluß lokaler Verformungseffekte. An diesem Objekt lagen die betrachteten Meßstellen genau zwischen zwei Rissen (siehe Abb. A.1), so daß die Dehnmeßstreifen auch bei großen globalen Plastizierungen (Durchbiegung) nahezu elastisches Verhalten des betreffenden Bereichs signalisierten (Abb. 46).

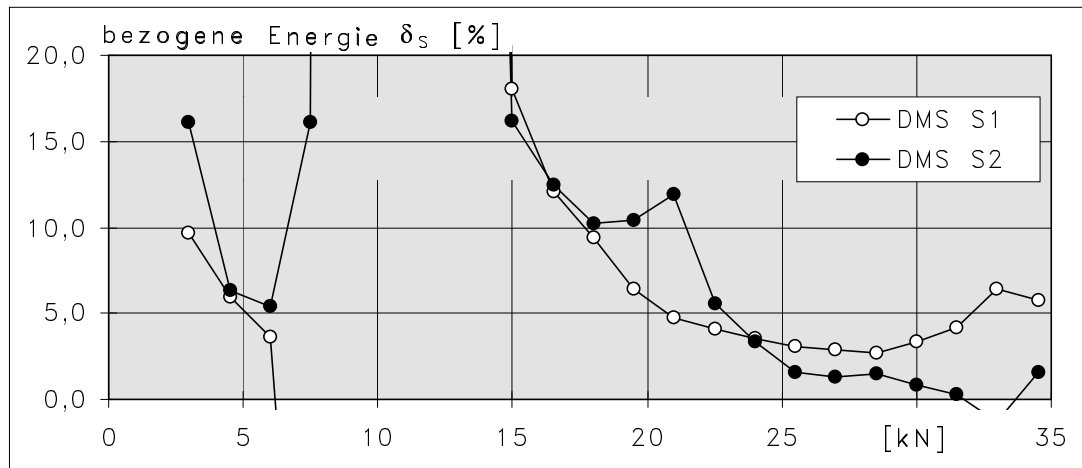


Abb. 45: Veränderung von δ_s aus der Stahldehnung in Balkenmitte für den Balken 1.1

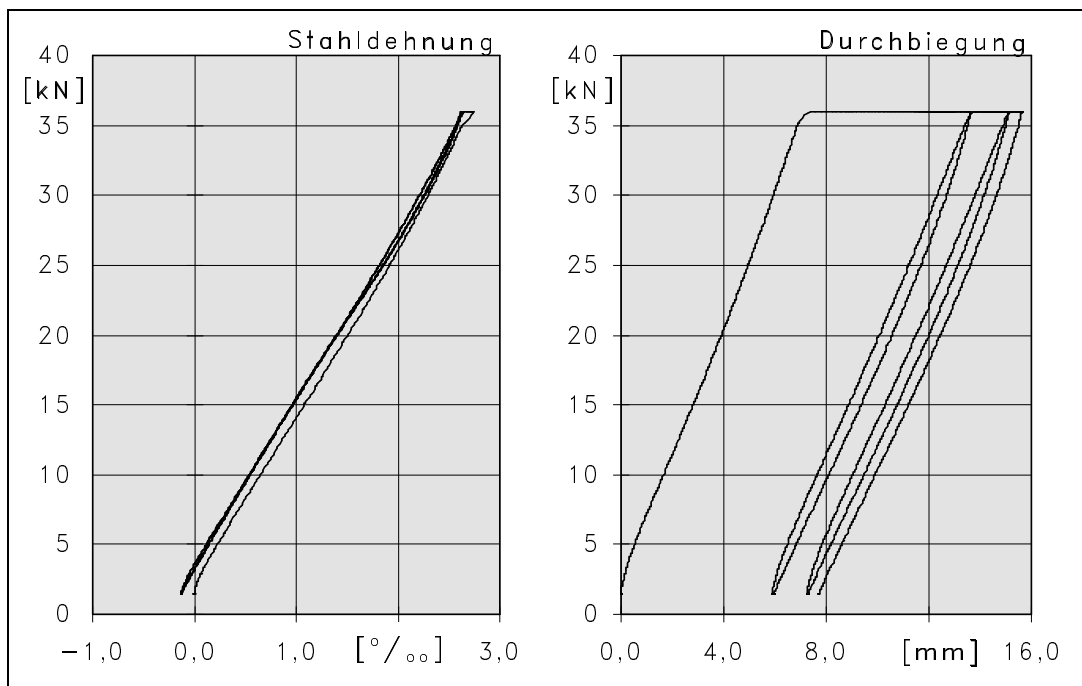


Abb. 46: Last-Stahldehnungs- und Last-Durchbiegungsfunktion des Balkens 1.1 für die Laststufe vor dem vollständigen Versagen

Bei der Messung globaler Verformungen werden Strukturveränderungen im gesamten Objekt erfaßt. In Abb. 47 ist der Verlauf von δ_s aus der Mittendurchbiegung, der Krümmung im Biegebereich und der Krümmung im Schubbereich mit zunehmender Beanspruchung am Beispiel des Versuchsobjektes B-1.3 dargestellt. Es wird deutlich, daß die sich in der F - δ_s -Kurve der Durchbiegung ergebenden Anstiege bei 22,5 kN und 28,5 kN aus einer Veränderung der Struktur im Schubbereich (Rißbildung) folgen, während sich der Knick der F - δ_s -Kurve bei 18 kN mit einer weiteren Biegerißbildung und der Anstieg bei Lasten > 30 kN mit Plastizierungen im Biegebereich begründet.

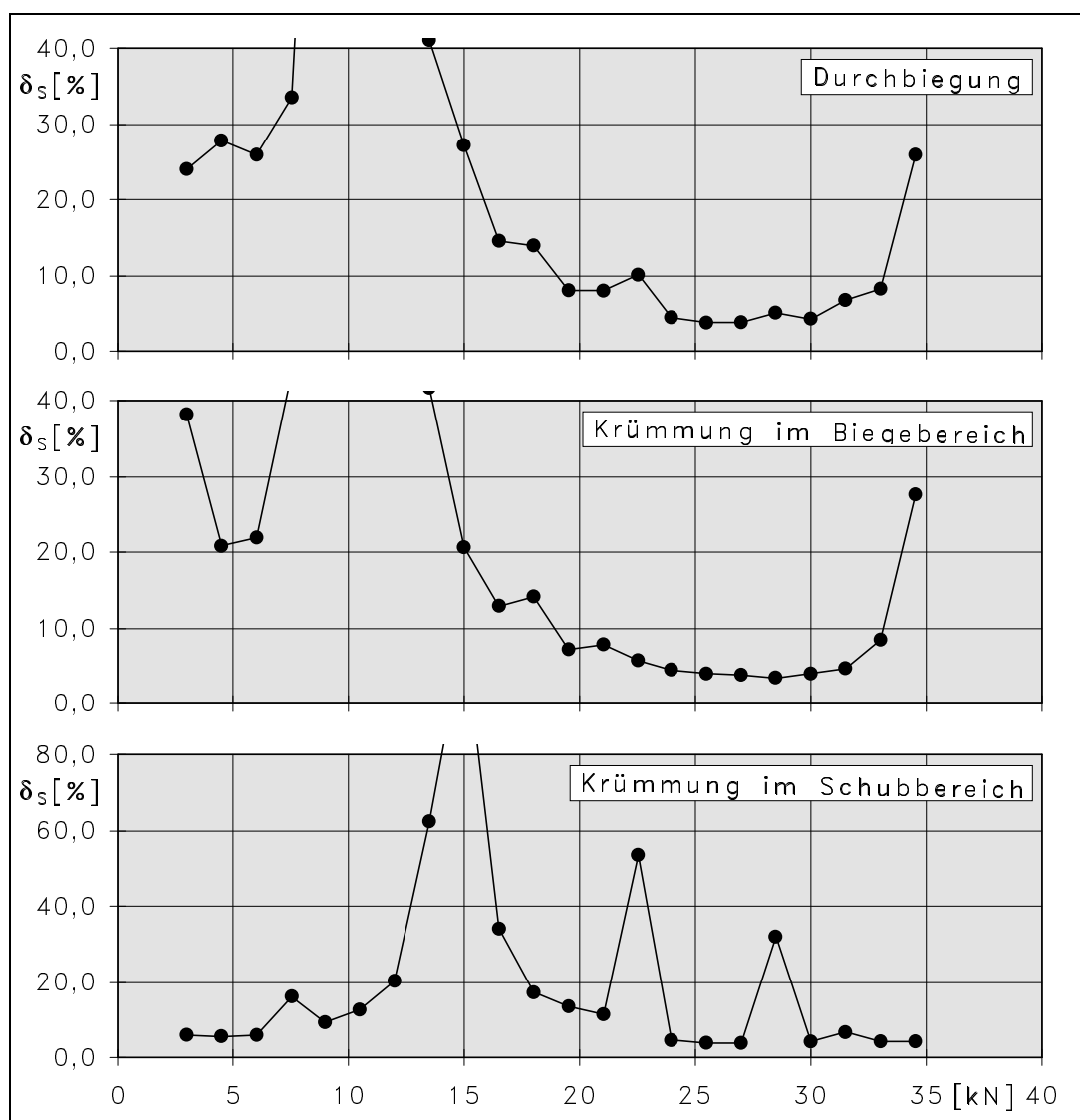


Abb. 47: Gegenüberstellung von δ_s in Funktion der Belastung aus Durchbiegung, Krümmung im Biegebereich und Krümmung im Schubbereich für Balken 1.3

Damit besteht eine bereichsweise Zuordnungsmöglichkeit der sonst nur global zu beobachtenden Strukturveränderungen. Die Grenzen des betrachteten Abschnitts sind dabei durch die Positionierung der Neigungsgeber festgelegt. Je enger sich der für das Versagen relevante Bereich eingrenzen läßt, um so signifikanter wird die Information bei einsetzenden Plastizierungen (Anstieg von δ_S), die dann zur Identifikation der Versuchsgrenzlast führt.

5.5.1.5 Einfluß einer Vorbelastung

Die Abb. A.17, A.20 und A.23 zeigen die beanspruchungsabhängigen Veränderungen von D_S für die Balken, die vor Durchführung des Hauptversuchs mit einer Vorbelastung beansprucht worden waren.

Im vorbelasteten Bereich sind die Werte von D_S sehr klein, da hier kaum noch Strukturveränderungen auftreten. Bei Übergang in den unvorbelasteten Bereich steigt D_S infolge der nun verstärkten Rißbildung und -verlängerung zunächst deutlich an. Mit weiterer Laststeigerung verläuft die Kurve äquivalent zu den an nicht vorbelasteten Balken ermittelten F- D_S -Beziehungen.

Die bei Überschreitung der Vorbelastung wachsende Strukturveränderung geht deutlich aus dem Verlauf von δ_S mit steigender Beanspruchung (Abb. A.29, A.32 und A.35) hervor. Diese Beziehung zeigt für alle Objekte einen merklichen Anstieg im Bereich der Vorbelastung. Beide Fälle (Überschreiten der Vorbelastung und Einsetzen plastischer Verformungen) ergeben aufgrund des gesteigerten Anteils der Strukturveränderung an der gesamten Energiedissipation identisches Verhalten von δ_S im jeweiligen Bereich.

Der Verlauf der bleibenden Krümmung $1/r_{bl}$ mit steigender Belastung (Abb. A.41, A.44 und A.47) entspricht dabei qualitativ den F- δ_S -Kurven.

Der Einfluß einer Vorbelastung auf die Reibungsenergie ist nur schwach ausgeprägt. Lediglich bei Belastung unterhalb der Rißbildungslast ergeben sich hier für vorbelastete Balken etwas vergrößerte Werte.

5.5.2 Betonproben

5.5.2.1 Visuelle Beobachtungen

Unter der Einwirkung der maximalen Belastung auf die Betonzylinder waren zunächst kleine Oberflächenrisse, teilweise auch minimale Abplatzungen sichtbar. Infolge der kraftgesteuerten Versuchsdurchführung trat das Versagen schlagartig ein, das Nachbruchverhalten wurde nicht erfaßt. Das Bruchverhalten kann als eher spröde bezeichnet werden, da auch die gemessenen Stauchungen und Querdehnungen kaum Hinweise auf den bevorstehenden Bruch gaben. Aus den Bruchstücken ließ sich eine Ausbildung von Druckkegeln oder Gleitebenen deutlich erkennen (Abb. 48). Die Dehnmeßstreifen für die Längsstauchung und die Querdehnung blieben bis zum Versagen funktionsfähig.

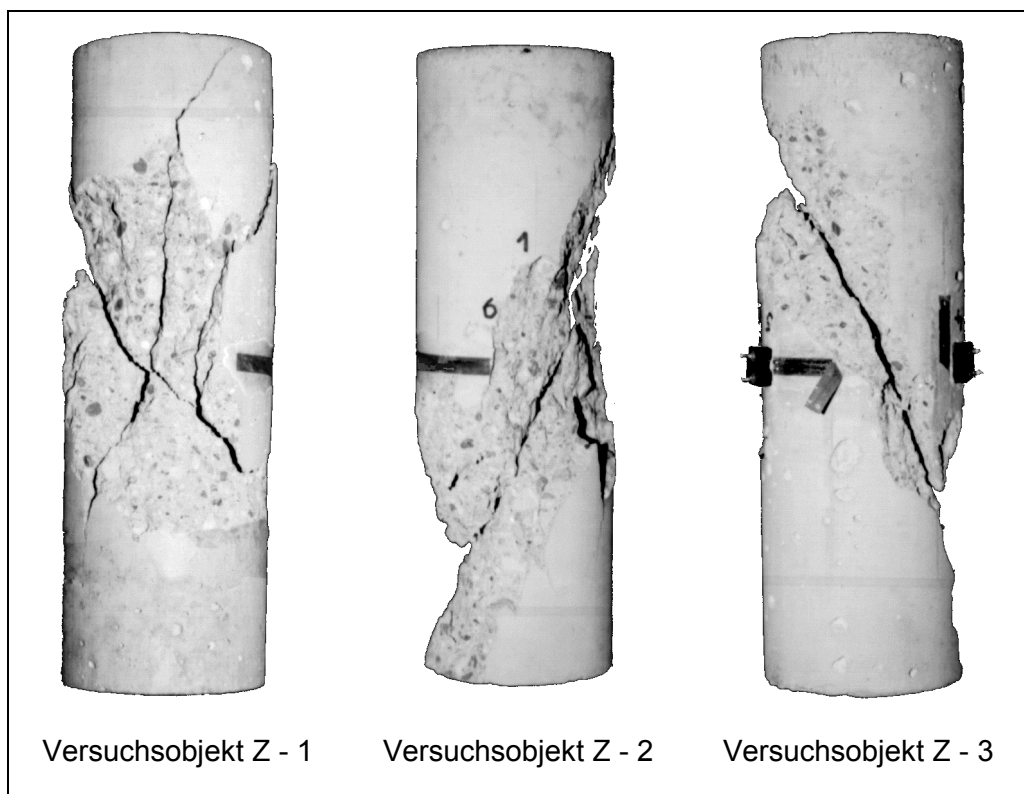


Abb. 48: Bruchfiguren der untersuchten Betonzylinder

5.5.2.2 Energiedissipation

Aus den gemittelten Last-Stauchungs- bzw. Last-Querdehnungslinien ließen sich entsprechend Abschnitt 5.5.1.2 die Energieanteile D_S , D_D und W_{el} ermitteln. Im Anhang B sind die zugehörigen Darstellungen für die absoluten und die bezogenen Energieanteile sowie für die bleibenden Längsstauchungen und Querdehnungen abgebildet.

Folgende Feststellungen lassen sich ableiten:

- In den Kraft-Längsstauchungsfunktionen ist der Anteil der Reibungsenergie D_D größer als der Anteil aus Strukturveränderung D_S (Abb. B.1 - B.3). Beide Energieanteile steigen kontinuierlich mit der Belastung.
- In den Kraft-Querdehnungsfunktionen sind die beiden Energieanteile D_D und D_S etwa gleich groß (Abb. B.4 - B.6). Während D_S hier bei kleinen Beanspruchungen sehr gering ist, ist der Anstieg mit Annäherung an die Höchstlast ausgeprägter als in der Längsstauchung.
- Die bezogene Strukturveränderungsenergie δ_S aus der Längsstauchung zeigt bei 150 - 175 kN (35 - 40 % der Höchstlast) ein Minimum (Abb. B.7 - B.9). Mit Erhöhung der Belastung nehmen die Werte von δ_S wieder progressiv zu. Die bezogene Reibungsenergie δ_D aus der Längsstauchung wächst fast im gesamten Beanspruchungsbereich kontinuierlich mit der Belastung.
- Auch die bezogenen Energien δ_D und δ_S aus der Querdehnung steigen permanent mit Erhöhung der Beanspruchung (Abb. B.10 - B.12). Die F - δ_S -Kurve zeigt für die Laststufe vor dem Versagen eine merkliche Vergrößerung des Anstiegs.
- Während der bleibende Anteil aus der Längsstauchung (Abb. B.13 - Abb. B.15) je Laststufe relativ gleichmäßig mit der Belastung steigt, ist der bleibende Anteil der Querdehnung (Abb. B.16 - B.18) bei kleinen Lasten gering und wächst erst mit Annäherung an die Höchstlast progressiv an.

5.5.3 Stahlproben

5.5.3.1 Visuelle Beobachtungen

Die Abb. C.1 und C.2 im Anhang C zeigen die Spannungs-Dehnungslinien bzw. die Spannungs-Verlängerungslinien für die beiden untersuchten Stahlproben S-1.1 und S-2.1. Während der Stahl 1.1 (BSt 500 M) eindeutig eine kontinuierliche Spannungs-Dehnungslinie aufweist, besitzt der Stahl 2.1 (St 37) eine ausgeprägte Streckgrenze. Die hohe Duktilität des letzteren wird auch in seiner Bruchdehnung (Tabelle 3) sichtbar.

5.5.3.2 Energiedissipation

Bei den Untersuchungen mit stufenweiser Laststeigerung an den Proben S-1.2 und S-2.2 ergaben sich so schmale Hysteresisschleifen, daß eine Berechnung der Gesamtenergiedissipation nur genähert möglich war. Die Berechnung der Energieanteile D_S und D_D führte nicht zu brauchbaren Ergebnissen.

In Abb. 49 ist der Verlauf der bezogenen dissipierten Energie δ für die Probe S-1.2 dargestellt. Im elastischen Bereich ergeben sich sehr niedrige Werte. Es kann davon ausgegangen werden, daß in diesem Beanspruchungsbereich keine Strukturveränderungen eintreten, die gesamte Energiedissipation also durch die reine Werkstoffdämpfung verursacht wird. Bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze steigt die bezogene dissipierte Energie über mehrere Laststufen progressiv an, die Beträge bleiben jedoch begrenzt.

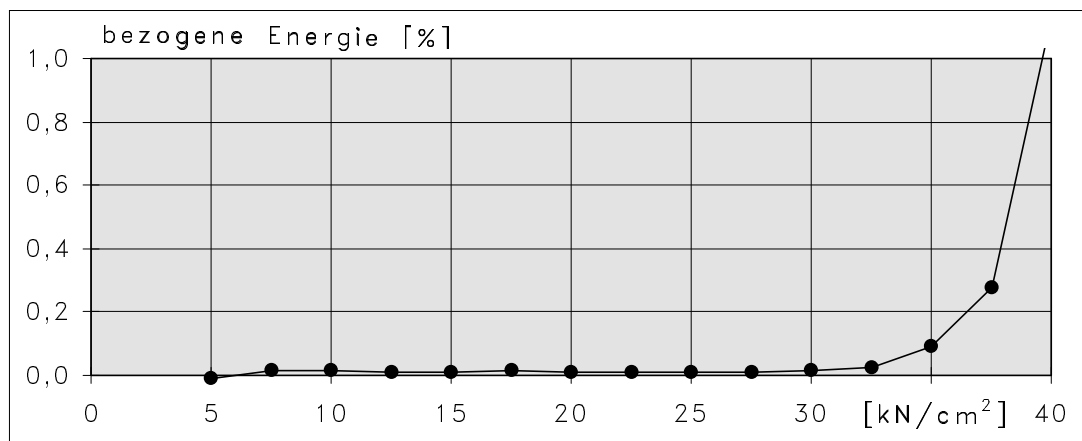


Abb.49: Bezogene dissipierte Energie δ in Funktion der Belastung für Probe S-1.2

Für die Stahlprobe S-2.2 konnte kein plausibler Verlauf der bezogenen dissipierten Energie gewonnen werden. Deshalb wurde versucht, einen direkten Vergleich der beiden Stahlsorten über die Bewertung der bleibenden Verformungen zu bekommen. Die Abb. C.3 und C.4 (Anhang C) enthalten die bleibende irreversible Dehnung ε_{bl} als Funktion der Beanspruchung. Die Stahlprobe S-1.2 (BSt 500 M) zeigte nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze progressiv ansteigende Plastizierungen, wogegen an der Stahlprobe S-2.2 (St 37) bei Erreichen der Streckgrenze sofort große plastische Verformungen sichtbar wurden, so daß der Dehnmeßstreifen bei etwa 2 % Maximaldehnung ausfiel. Die bleibende Dehnung ε_{bl} auf der letzten Laststufe (außerhalb der Skalierung) stellt hier die aus 2% Gesamtdehnung unter Berücksichtigung der elastischen Rückverformung berechnete Größe dar.

5.6 Schlußfolgerungen

5.6.1 Allgemeines

In Tabelle 8 sind die festgestellten Versuchsgrenzlasten und die Bruchlasten aller untersuchten Balken zusammengestellt. Die folgenden Versuchsgrenzlastkriterien wurden als maßgebend betrachtet:

- Grenzkriterium der Betonstauchung $\varepsilon_{b,lim} = 0,8 \text{ ‰}$ [50]
- plastische Verformungen, sichtbar in der Last-Biegekrümmungsfunktion (deutliche Plastizierung der Bewehrung) [50]
- Anstieg von δ_s aus der Last-Biegekrümmungsfunktion

Für das jeweils zuerst maßgebende Kriterium wurde der zugehörige Belastungswert unterstrichen.

Bemerkenswert ist, daß in fast allen Fällen (auch bei den schwach bewehrten Balken) zuerst die zulässige Grenzstauchung des Betons $\varepsilon_{b,lim} = 0,8 \text{ ‰}$ erreicht wird. Ursache hierfür dürfte das in Bezug auf die Festigkeit hohe Formänderungsvermögen des verwendeten Betons sein. Läßt man diesen Sachverhalt jedoch unberücksichtigt, so zeigt sich, daß die Versuchsgrenzlast durch Beobachtung der normierten Strukturveränderungsenergie δ_s in allen Fällen eher identifiziert wurde, als durch visuelle Registrierung der reinen plastischen Verformung. Die Bewehrungskonfiguration der Balkenserie 04 muß hier

wegen des geringen Anstandes von Versuchsgrenzlast und Bruchlast als für Belastungsversuche besonders kritisch bewertet werden.

Tabelle 8: Zusammenstellung von Versuchsgrenzlasten und Bruchlasten

| Versuchs- objekt | Versuchsgrenzlast [kN] nach Kriterium: | | | Bruchlast [kN] |
|---------------------|------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------|----------------|
| | $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,lim}$ $\varepsilon_{b,lim} = 0,8 ‰$ | sichtbare plastische Formänderung | δ_s aus Biege- krümmung | |
| B-1.1 | 36,0 | 36,0 | <u>33,0</u> | 37,0 |
| B-1.2 | <u>28,5</u> | 34,5 | 31,5 | 37,2 |
| B-1.3 | <u>30,0</u> | 34,5 | <u>30,0</u> | 36,3 |
| B-2.1 | <u>56,0</u> | 80,0 | 68,0 | 89,5 |
| B-2.2 | <u>59,0</u> | 76,0 | 64,0 | 86,4 |
| B-2.3 | <u>56,0</u> | 84,0 | 68,0 | 96,4 |
| B-3.1 | <u>68,5</u> | 170,1 | 97,2 | 178,2 |
| B-3.2 | <u>73,7</u> | - | 97,2 | 206,5 |
| B-3.3 | <u>71,4</u> | - | 105,3 | 190,4 |
| B-4.1 | - | 68,4 | <u>64,6</u> | 68,4 |
| B-4.2 | <u>64,6</u> | 72,2 | <u>64,6</u> | 72,7 |
| B-4.3 | <u>62,5</u> | 68,4 | 64,6 | 68,4 |

5.6.2 Bauteile mit Stahlversagen

Die beschriebenen Versuche zeigen, daß für typisch schwach bewehrte Konstruktionen ein klarer Verlauf der absoluten Strukturveränderungsenergie D_s , der bezogenen Strukturveränderungsenergie δ_s sowie der bleibenden irreversiblen Verformung s_{bl} zu erkennen ist. Von den genannten Größen wird die bezogene Strukturveränderungsenergie δ_s als besonders geeigneter Versuchsgrenzlastindikator angesehen, da dieser das eindeutigste Signal liefert und sich auch für verschiedene Verformungsgrößen direkt vergleichen läßt.

Nach abgeschlossener Rißbildung nimmt δ_s mit zunehmender Beanspruchung ab. Bei beginnender plastischer Verformung des Bewehrungsstahls steigt δ_s wieder an. Dabei ergibt sich die Identifikation der Versuchsgrenzlast bereits bei Beanspruchungen, bei denen plastische Verformungen anhand der Last-Verformungslinie noch nicht erkennbar

(siehe Tabelle 8) und daher auch praktisch noch keine nennenswerten Schädigungen aufgetreten sind.

Die von Soretz [58] festgestellte Ähnlichkeit der Last-Durchbiegungsfunktion eines Stahlbetonbalkens mit der Spannungs-Dehnungslinie des verwendeten Bewehrungsstahls bestätigt sich in den beschriebenen Balkenversuchen. Während die Verwendung eines Stahls mit kontinuierlicher Spannungs-Dehnungslinie eine weitere Laststeigerung über die Elastizitätsgrenze hinaus ohne sichtbare Minderung der Gebrauchstauglichkeit (Rißweiten, Durchbiegung) ermöglicht, werden bei Vorliegen eines Stahls mit ausgeprägter Streckgrenze sofort große plastische Verformungen und damit auch entsprechende Rißweiten sichtbar.

Während der Fertigstellung dieser Arbeit wurde eine neue Ausgabe der Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken [51] vorgelegt. In dieser Fassung wurden die Grenzgleichungen für die Beton- und Spannstahldehnungen (siehe Gl. (3) und Gl. (4)) modifiziert. Demnach gelten für die Grenzbeanspruchung des Beton- und Spannstahls nun folgende Grenzgleichungen:

$$\varepsilon_s < 0,9 \cdot \frac{f_{yk}}{E_s} - \varepsilon_{s0} \quad \text{für Betonstahl} \quad (11)$$

$$\varepsilon_p < 0,8 \cdot \frac{f_{pk}}{E_s} - \varepsilon_{p0} \quad \text{für Spannstahl} \quad (12)$$

Eine Belastung bis an die Streckgrenze des Stahls ist danach nicht mehr vorgesehen. Es sind jedoch derzeit keine Methoden zur genauen Bestimmung eines Beanspruchungsgrades von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen unterhalb der Elastizitätsgrenze des Stahls bekannt. Da der Absolutwert der Dehnung des Bewehrungsstahls aufgrund der Rißbildung über die Stablänge stark variiert, stellt dieser keine geeignete Größe zur Identifikation der Versuchsgrenzlast dar (siehe Abschnitt 2.3.3).

Auch der beschriebene Versuchsgrenzlastindikator δ_s liefert erst ein Signal, wenn Plastizierungen einsetzen. Die Versuche zeigen jedoch, daß minimale Strukturveränderungen ausreichen, um die Versuchsgrenzlast zu indizieren. Bei allen untersuchten Balken mit Stahlversagen erfolgte die Identifikation der Versuchsgrenzlast unter einer Beanspruchung, bei der die Struktur ohne Minderung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit einen neuen Gleichgewichtszustand einnehmen konnte.

Bei Anwendung eines Belastungsprogramms in der hier beschriebenen Weise (ca. 20 Laststufen, konstante Laststufendifferenz während des gesamten Versuchs) ermöglicht die

sukzessive Annäherung von δ_S an einen Minimalwert ein bestimmtes Maß der Vorankündigung der Versuchsgrenzlast.

Die Betrachtung einer abschnittswisen Verformungsgröße (Krümmung) erlaubt einerseits eine bereichsweise Zuordnung der beobachteten Strukturveränderungsprozesse, andererseits liefert sie eine gewisse „Signalverstärkung“ für den betreffenden Bereich.

5.6.3 Bauteile mit Betonversagen

Die Ergebnisse der Versuche an Balkenserie 03 mit hoher Betonbeanspruchung können nur Orientierungscharakter haben, da hier allein die Eigenschaften eines einzigen Betons erfaßt wurden. Dennoch lassen sich für die Betonschädigung einige Schlußfolgerungen im Sinne von Hinweisen für die Weiterbearbeitung ziehen.

Die zulässige Grenzstauchung des Betons $\varepsilon_{b,lim}$ stellt einen allgemeinen Grenzwert für alle Betone dar, deshalb waren bei der Festlegung der zulässigen Werte für $\varepsilon_{b,lim}$ einige Unsicherheiten zu berücksichtigen. Für die Beurteilung eines Einzelobjekts stellt $\varepsilon_{b,lim}$ deshalb eine unzureichende Größe zur quantitativen Bewertung der Betonschädigung dar.

Der Versuchsgrenzlastindikator δ_S zeigt auch bei den Balken mit hoher Betonbeanspruchung einen Minimalwert, der etwa 30% oberhalb der Beanspruchung liegt, bei welcher $\varepsilon_{b,lim}$ erreicht wurde. Der Übergangsbereich von fallenden zu steigenden δ_S -Werten ist hier allerdings nicht so ausgeprägt wie bei den Balken mit Stahlversagen. Ein qualitativ gleichartiges Verhalten zeigen die F - δ_S -Kurven aus der Längsstauchung der geprüften Betonzylinder. Aufgrund der verschiedenen Bestimmungsmethoden war die Herstellung eines Zusammenhangs zwischen dem festgestellten Minimalwert der bezogenen Strukturveränderungsenergie δ_S und den von Schickert [53], Berg [3] und Newman [39] dargestellten charakteristischen Schwellenwerten der Gefügeveränderung im Beton (z. B. Mikrorißgrenze mit σ_D) nicht möglich. Hier sind weitere Versuche mit gezielter Variation der verwendeten Betone notwendig.

Wegen des Orientierungscharakters der Versuche mit Betonversagen und des nicht erschöpfend untersuchten Zusammenspiels zwischen Energiedissipation und der wachsenden Strukturschädigung des Betons stellen die beobachteten Mechanismen zunächst nur Hinweise auf weitere Möglichkeiten der Identifikation der Versuchsgrenzlast für den Fall der Betonschädigung dar. Im Rahmen weiterer Versuche ist zu klären, ob die

aufgezeigten Charakteristika die in Abschnitt 4.1 formulierten Anforderungen an einen Versuchsgrenzlastindikator erfüllen.

5.6.4 Hinweise zur Anwendung des Verfahrens

Die Versuche mit vorangegangener Vorbelastung zeigen, daß sich der Anstieg von δ_s auch bei Annäherung an die maximale Beanspruchung aus einer vorangegangenen Belastungsgeschichte ergibt. Eine Unterscheidung von Vorbelastung und Plastizierungsbeginn anhand von δ_s ist dabei nicht möglich. Hier müssen also Wege gefunden werden, die eine sichere Interpretation einer ansteigenden bezogenen Strukturveränderungsenergie ermöglichen, wofür nachfolgend einige Vorschläge gemacht werden.

Eine sorgfältige visuelle Begutachtung der zu prüfenden Konstruktion gibt in aller Regel Auskunft darüber, ob das Tragwerk schon bis in den elastischen Grenzbereich hinein beansprucht worden ist. Hier geben vor allem Risse und Verformungen wichtige Hinweise. Durch eine rechnerische Bewertung und anschließende Sensitivitätsanalyse läßt sich der für die Versuchsgrenzlast maßgebende Bereich bereits vor Versuchsbeginn einschränken. Im Ergebnis aller Voruntersuchungen sollten sich der Vorbelastungsbereich und der Versuchsgrenzlastbereich in ihrer Größenordnung voneinander unterscheiden lassen.

Während bei Überschreitung der Vorbelastung die Strukturveränderungen im wesentlichen durch Rißbildung und -verlängerung realisiert werden, stehen im Bereich der Versuchsgrenzlast vor allem plastische Verformungen des Bewehrungsstahls im Vordergrund (Voraussetzung: Stahlversagen). Es wäre zu prüfen, ob die Kombination der beschriebenen Methode mit anderen Meßverfahren, z. B. der Schallemissionsanalyse [28] eine hinreichende Unterscheidung von Rißbildung und Plastizierung ermöglichen kann.

6. Erprobung des Verfahrens bei Belastungsversuchen in situ

6.1 Allgemeines

Die Durchführung eines Laborversuchs stellt aus vielen Gründen einen Sonderfall im Vergleich zur Realisierung eines Belastungsversuchs in situ dar. Einerseits haben die im Labor geprüften Objekte in der Regel Modellcharakter gegenüber einem entsprechenden Massivbauwerk, wodurch der gesamte Umgang mit dem Versuchskörper erheblich erleichtert wird. Infolgedessen kann auch die Belastungstechnik kleiner dimensioniert und damit einfacher und effektiver installiert werden. Andererseits ermöglichen die Randbedingungen im Labor eine präzisere Applikation der Meßtechnik. Einflüsse aus wechselnden Umgebungsbedingungen sowie technisch bedingte Störungen lassen sich auf ein Minimum begrenzen.

Die Durchführung von Belastungsversuchen in situ ist dagegen immer stark von ablauforganisatorischen Einflüssen geprägt. Das Auftreten von kleineren unplanmäßigen technischen Problemen sowie mögliche Einwirkungen aus Umgebungsbedingungen sind bei Versuchsplanung und -durchführung immer in Betracht zu ziehen.

Aus diesen Gründen ist es notwendig, die Anwendbarkeit des beschriebenen, im Rahmen von Laborversuchen entwickelten Verfahrens zur Bewertung des Beanspruchungsgrades bei der Durchführung von Belastungsversuchen in situ zu erproben und zu bewerten.

Die Durchführung der nachfolgend beschriebenen Feldversuche an Teilen einer Stahlbeton-Massivbrücke lag zeitlich vor den zuvor beschriebenen Laborversuchen. Auf der Grundlage der Ergebnisse aus den Feldversuchen konnte das Verfahren weiterentwickelt werden, wobei im Ergebnis einige Veränderungen bei der Realisierung der Einwirkungen (Belastungsregime) und der Registrierung der Bauteilreaktionen (Meßstellenanordnung, Meßgeräteauswahl) für sinnvoll erachtet wurden (siehe Abschnitt 6.3).

6.2 Pilotobjekt - Weserwehrbrücke Drakenburg

6.2.1 Aufgabenstellung

Die Weserwehrbrücke in Drakenburg stellte eine aus 7 Einzelfeldern bestehende Brückenkonstruktion dar, die aus technischen Gründen abgebrochen werden mußte. Der Abbruch erfolgte so, daß die einzelnen Überbauten für Versuchszwecke im Rahmen des

Forschungsprojekts EXTRA II [11] zur Verfügung gestellt werden konnten. Die einzelnen Felder wurden vor Ort in transportable Einzelträger zerlegt, die geeignet waren, das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion prinzipiell darzustellen. Von den Kooperanden der Bauhaus-Universität waren im Rahmen dieser Experimente die Brückenteile aus den Feldern 1 und 4 (Baujahre 1938 - 1940), die jeweils eine Plattenbalkenkonstruktion mit 6 Stegen darstellten, hinsichtlich ihrer tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften zu untersuchen. Bei der Zerlegung wurde jede Konstruktion durch Längstrennung in drei Einzelteile mit jeweils zwei Stegen zerlegt. Diese Einzelteile wurden auf dem Wasserweg nach Bremen transportiert und für die Untersuchungen vorbereitet. Als Versuchsfeld diente die Stahlbetonsohle eines ehemaligen Hochbunkers, die mit einer Dicke von 2 m in der Lage war als Aufspannfeld zu dienen.

Der Aufbau der Gesamtkonstruktionen der Felder 1 und 4 sowie die Lage der Schnitte geht aus Abb. 50 hervor.

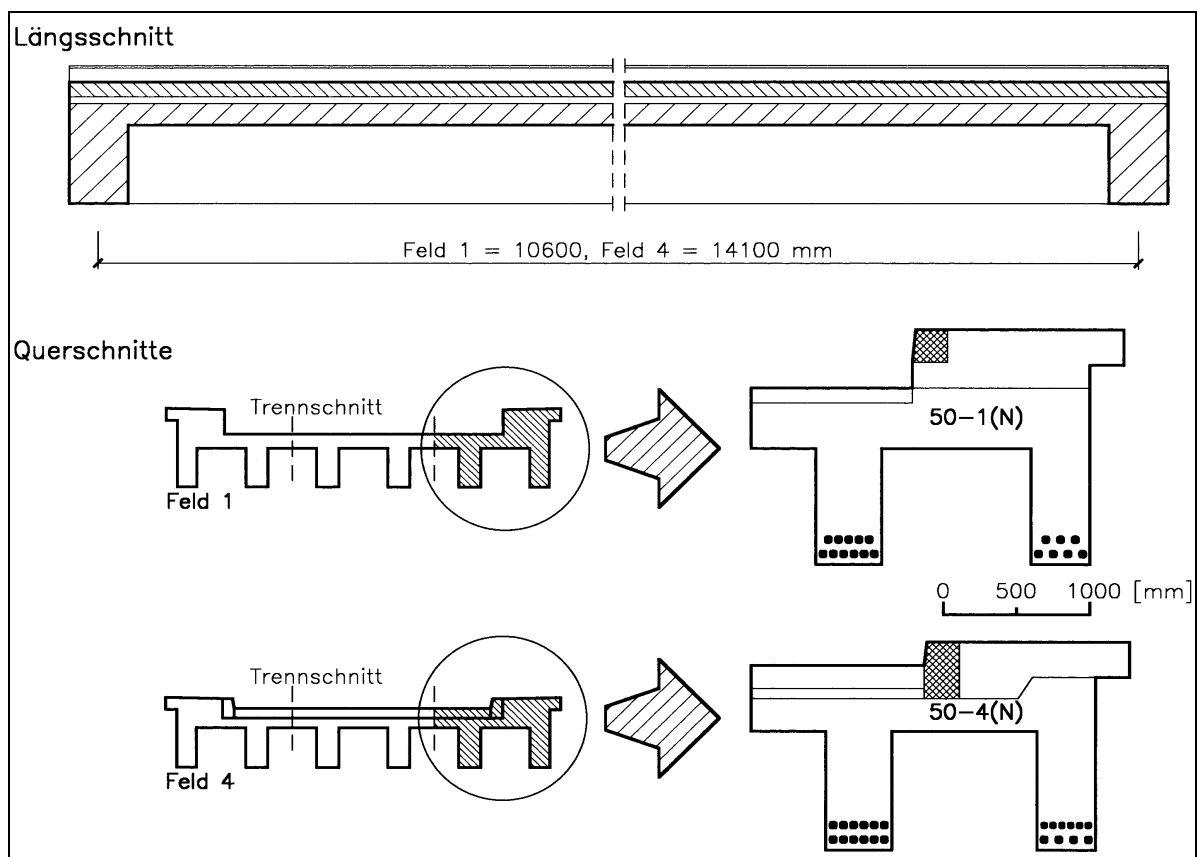


Abb. 50: Längs- und Querschnitte der Versuchsobjekte

Nachfolgend werden beispielhaft nur die Belastungsversuche an zwei ausgewählten Versuchsobjekten (50-1(N) und 50-4(N)) beschrieben, deren Geometrie ebenfalls in Abb. 50 dargestellt ist. Hauptzielstellung für die Belastungsversuche an diesen beiden Objekten war die Bestimmung der Versuchsgrenzlast auf der Basis der Bewertung der laststufenweise dissipierten Energie. Daneben boten die Objekte gegenüber normalen Belastungsversuchen in situ die Möglichkeit, zusätzlich die effektive Bruchlast zu bestimmen, da die Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit hier nicht notwendig war.

6.2.2 Versuchsprogramm

Die Einleitung der Versuchslasten erfolgte durch zwei Belastungsrahmen, die jeweils 1,5 m vom Mittelpunkt der Spannweite angeordnet waren (Abb. 51). In Querrichtung wurde die Kraft aus einem Belastungsrahmen ebenfalls symmetrisch in zwei Einzellasten geteilt, deren Lastangriffspunkte zentrisch über den Stegen lagen (Abb. 52). Die Belastungsrahmen waren über Zugstangen und Lastverteilungsgeschirre mit der Bunkersohle gekoppelt, so daß über diese der Kräftekreislauf geschlossen werden konnte. Mit insgesamt 8 Hydraulikzylindern wurden die Kräfte über die Belastungsrahmen in das Bauteil eingeleitet.

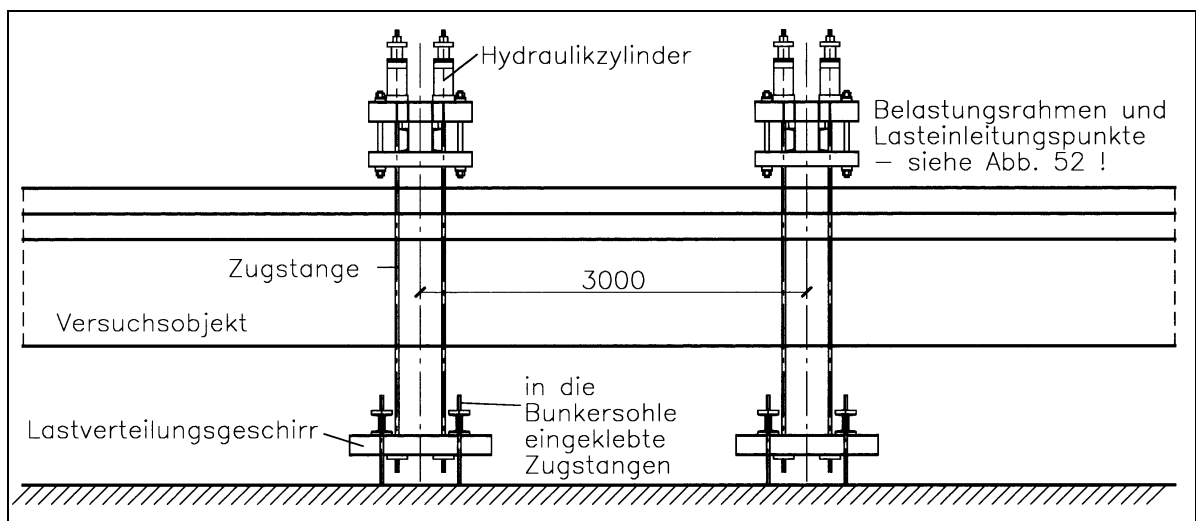


Abb. 51: Ausschnitt der Belastungskonstruktion in Längsrichtung

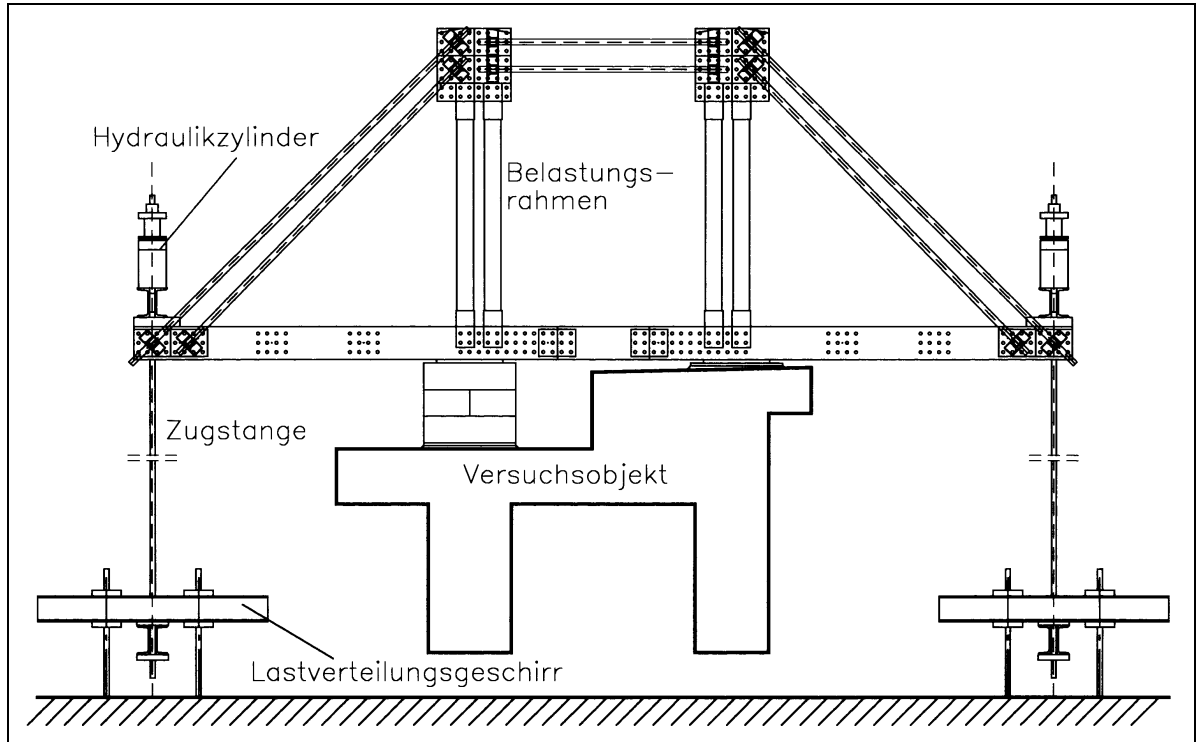


Abb. 52: Queransicht der Belastungskonstruktion

Die für die nachfolgenden Betrachtungen wesentlichen Meßgrößen und -punkte sind im Meßstellenplan (Abb. 53) dargestellt. Zusätzlich wurden Beton- und Stahldehnungen sowie Bauteil- und Lufttemperaturen an verschiedenen Stellen erfaßt. Ein Gesamtüberblick über den Versuchsaufbau sowie meßtechnische Details zeigen die Abb. 54 - 56.

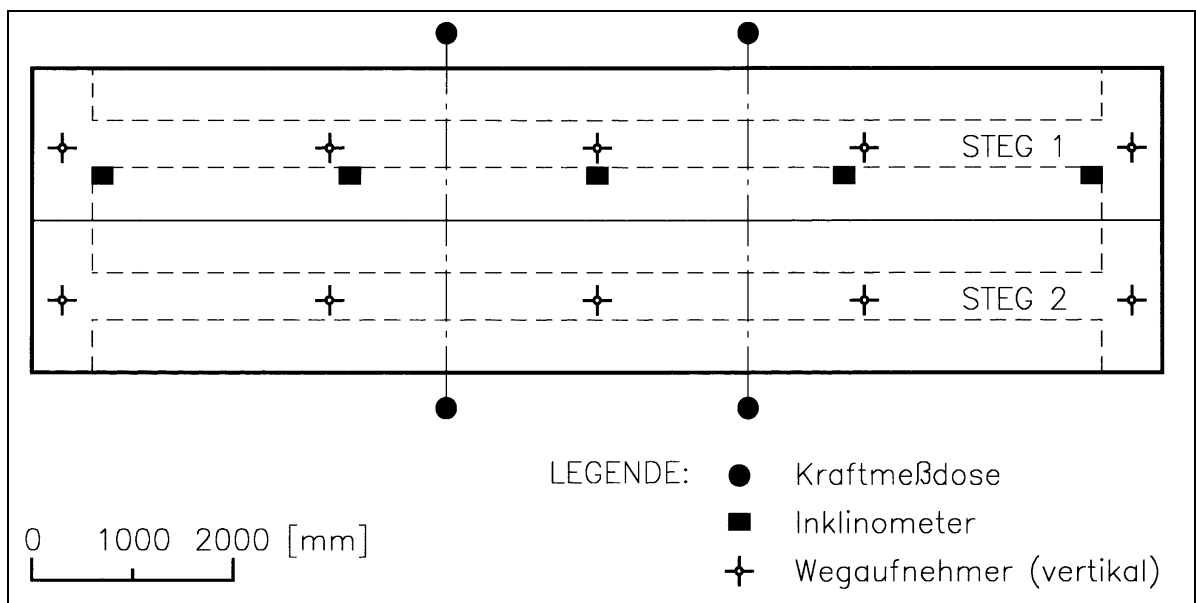


Abb. 53: Prinzipieller Meßstellenplan am Beispiel des Objektes 50-1(N)

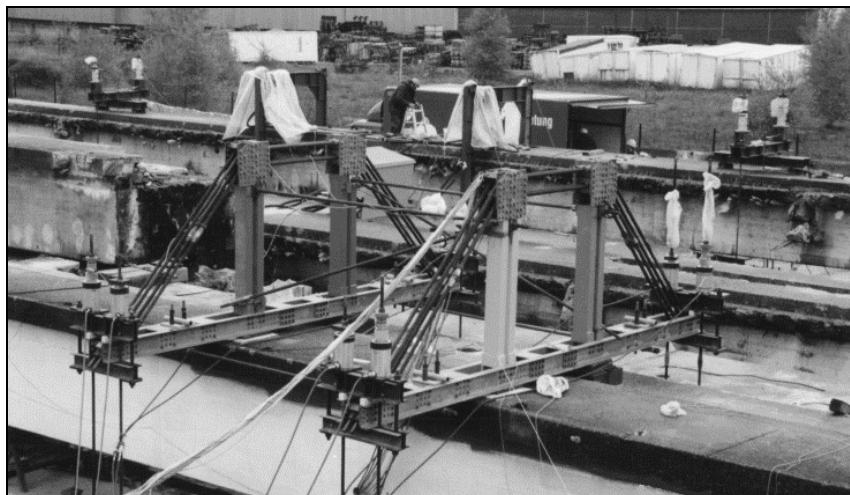


Abb. 54: Gesamtansicht des Versuchsaufbaus am Objekt 50-4(N)



Abb. 55: induktive Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung in Balkenmitte



Abb. 56: Applikation von Dehnmeßstreifen zur Messung der Betonstauchung

Die Belastung wurde bei beiden Objekten laststufenweise mit vollständigen Be- und Entlastungszyklen aufgebracht. Die Entlastung erfolgte dabei auf Null, so daß im entlasteten Zustand nur die Eigenmasse des Bauteils und der Versuchsaufbauten wirksam war. Die Differenz zwischen den einzelnen Laststufen war konstant, auf jeder Laststufe wurden drei Lastwechsel ausgeführt. Innerhalb einer Laststufe betrug die Be- und Entlastungszeit 3 min. Nach Durchführung aller Lastwechsel einer Laststufe war eine Pause von 10 min einzuhalten, da in diesem Zeitraum Messungen zur Erfassung der dynamischen Systemparameter durchgeführt wurden. Eine genaue Regelung der Belastungsgeschwindigkeit war aufgrund der manuellen Steuerung der eingesetzten Hydraulikanlage nicht möglich.

Die genauen Angaben zu den Belastungsregimes beider Versuchsobjekte enthält Tabelle 9.

Tabelle 9: Belastungsregime für Versuchsobjekte 50-1(N) und 50-4(N)

| Laststufe | Versuchslasten [kN] | | Lastwechselzahl | Belastungsdauer [min] |
|-----------|---------------------|----------------|-----------------|-----------------------|
| | Objekt 50-1(N) | Objekt 50-4(N) | | |
| 1 | 222,5 | 137,5 | 3 | 3 |
| 2 | 445,0 | 275,0 | 3 | 3 |
| 3 | 667,5 | 412,5 | 3 | 3 |
| 4 | 890,0 | 550,0 | 3 | 3 |
| 5 | 1112,5 | 687,5 | 3 | 3 |
| 6 | 1335,0 | 825,0 | 3 | 3 |
| 7 | 1557,5 | 962,5 | 3 | 3 |
| 8 | 1780,0 | 1100,0 | 3 | 3 |
| 9 | 2002,5 | 1237,5 | 3 | 3 |
| 10 | 2225,0 | 1375,0 | 3 | 3 |
| 11 | 2447,5 | 1512,5 | 3 | 3 |
| 12 | 2670,0 | 1650,0 | 3 | 3 |
| 13 | 2892,5 | 1787,5 | 3 | 3 |

Der vorgesehene Versuchsplan konnte bei beiden Versuchsobjekten hinsichtlich des Zeitregimes nicht exakt eingehalten werden. Bedingt durch einzelne Störungen der gesamten Meßtechnik oder einzelner Aufnehmer sowie aufgrund von Schwierigkeiten mit der Stromversorgung traten während der Versuche unplanmäßige Pausen (20 - 60 min)

auf. Die wesentlichen Versuchszielstellungen (Identifikation der Versuchsgrenzlast und Bestimmung der effektiven Bruchlast) wurden jedoch erreicht.

6.2.3 Ergebnisse

Als eine geeignete Verformungsgröße zur Bestimmung der Strukturänderungsenergie wird in Abschnitt 4.5 die aus gemessenen Verdrehungen ermittelte abschnittsweise Krümmung beschrieben. Wesentliche Hinweise auf die Aussagekraft dieser Verformungsgröße gaben die Ergebnisse der hier beschriebenen Belastungsversuche [65]. Allerdings zeigten die bei diesen Untersuchungen verwendeten Neigungssensoren ein instabiles, stark von Rauschen überlagertes Signal, so daß eine Berechnung der Energieanteile aus den gemessenen Last-Verdrehungslinien nicht möglich war. Die Energieanteile wurden daher aus der Absolutdurchbiegung in Trägermitte sowie aus der Durchbiegung der Balkenmitte relativ zu den Viertelpunkten ermittelt. Aufgrund der unterschiedlichen Lage von Lastangriffspunkt und Viertelpunkt der Spannweite geht die Abschnittslänge der Relativedurchbiegung über den querkraftfreien Bereich hinaus, so daß auch Verformungsanteile aus Schubbeanspruchung mit erfaßt werden.

In den Abb. 57 und 58 sind die Veränderungen von δ_S und δ_D mit steigender Beanspruchung aus der Absolutdurchbiegung und der Relativedurchbiegung (Mittendurchbiegung bezogen auf die Durchbiegung der Viertelpunkte) der Objekte 50-1(N) und 50-4(N) dargestellt. Die Grafiken bestätigen den auch bei den Laborversuchen beobachteten charakteristischen Verlauf von δ_S mit zunehmender Belastung für ein Bauteil mit Stahlversagen. Während der Rißbildung steigt δ_S an und nimmt dann mit weiter steigender Belastung wieder ab. Das Einsetzen plastischer Verformungen wird durch ein erneutes Ansteigen von δ_S erkennbar. Die Plastizierungen sind in dieser Phase jedoch gering.

Obwohl der verwendete Bewehrungsstahl eine ausgeprägte Streckgrenze besaß, ist aufgrund von Spannungsumlagerungen im Querschnitt eine weitere Laststeigerung möglich. Die Laststufendifferenz war jedoch größer als bei den in Abschnitt 5 beschriebenen Laborversuchen. Dies hatte zur Folge, daß bereits eine Laststufe nach Identifizierung der Versuchsgrenzlast bleibende Rißöffnungen von 0,5 - 1,0 mm sichtbar waren.

Die F - δ_S -Kurven belegen außerdem, daß die Vorbelastung aus der Belastungsgeschichte im Vergleich zur Tragfähigkeit sehr klein gewesen ist, da nennenswerte Rißbildungen erst während der Versuche auftraten. Dies wird dadurch verständlich, daß die gesamte Brücke

im Nutzungszeitraum in die Brückenklasse 12 eingeordnet war, für die hier untersuchten Felder jedoch ein rechnerischer Nachweis der BK 60/30 erbracht werden konnte.

Der Verlauf von δ_S aus der Relativedurchbiegung des Objekts 50-1(N) zeigt bei ~ 1300 kN ein relatives Maximum. Dieser Laststufe war bedingt durch technische Störungen eine Pause von ca. 25 min vorausgegangen, so daß eine eindeutige Wichtung der Ursachen (reale Strukturveränderung und Erholung) nicht vorgenommen werden kann.

Einen qualitativen Überblick über die Strukturveränderungen im Biegebereich und in den Schubereichen gibt Abb. 59 [65]. Hier sind die aus den gemessenen Verdrehungen ermittelten Last-Krümmungslinien für alle Laststufen dargestellt (aus Gründen der Anschaulichkeit nur der jeweils erste Lastwechsel). Während Rißbildung und plastische Verformungen im Schubereich schon ab ca. 1200 kN beobachtet werden können, beginnt die Phase der Plastizierung im Biegebereich erst ab ca. 2000 kN. Auch die durch die Rißbildung bedingte Steifigkeitsverringerung wird durch die Abnahme des Belastungsanstieges in verschiedenen Bereichen sichtbar. Um brauchbare Werte für die einzelnen Energieanteile zu bekommen, ist der Kurvenverlauf jedoch zu unstetig.

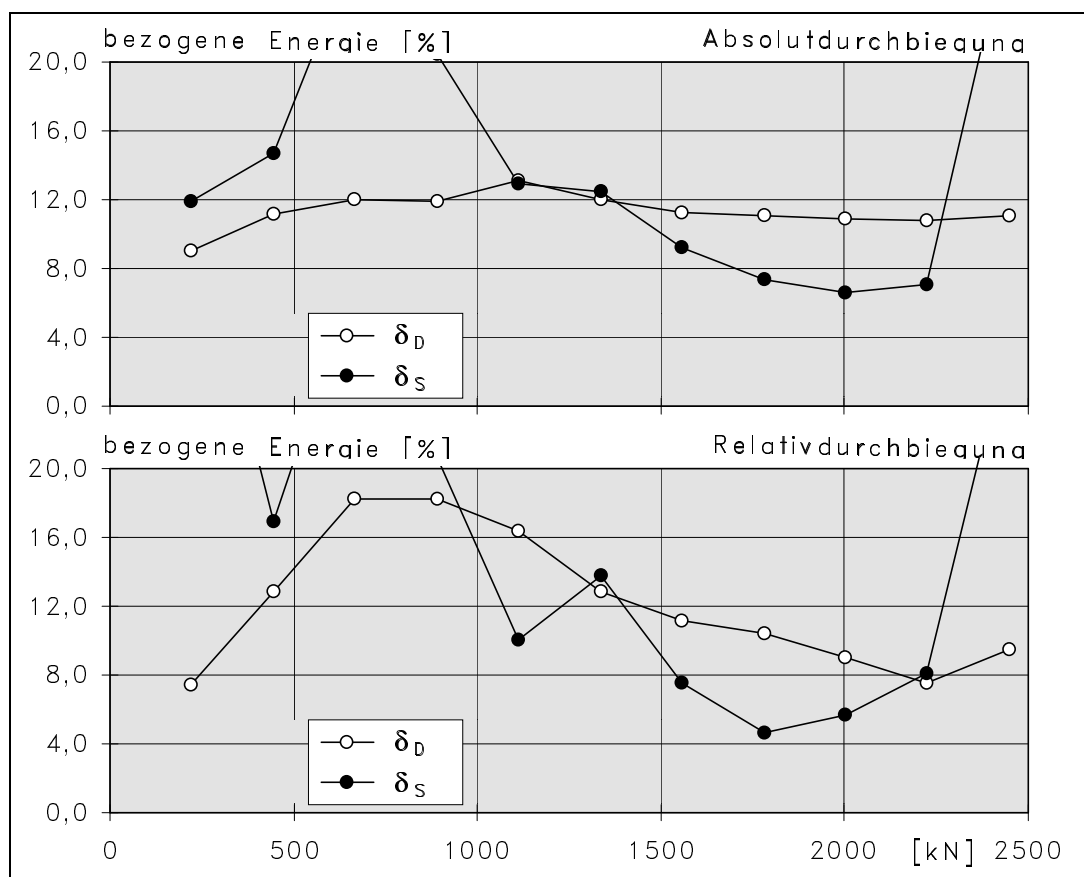


Abb. 57: Werte für δ_S und δ_D aus der Absolut- und der Relativedurchbiegung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Versuchsobjekt 50-1(N)

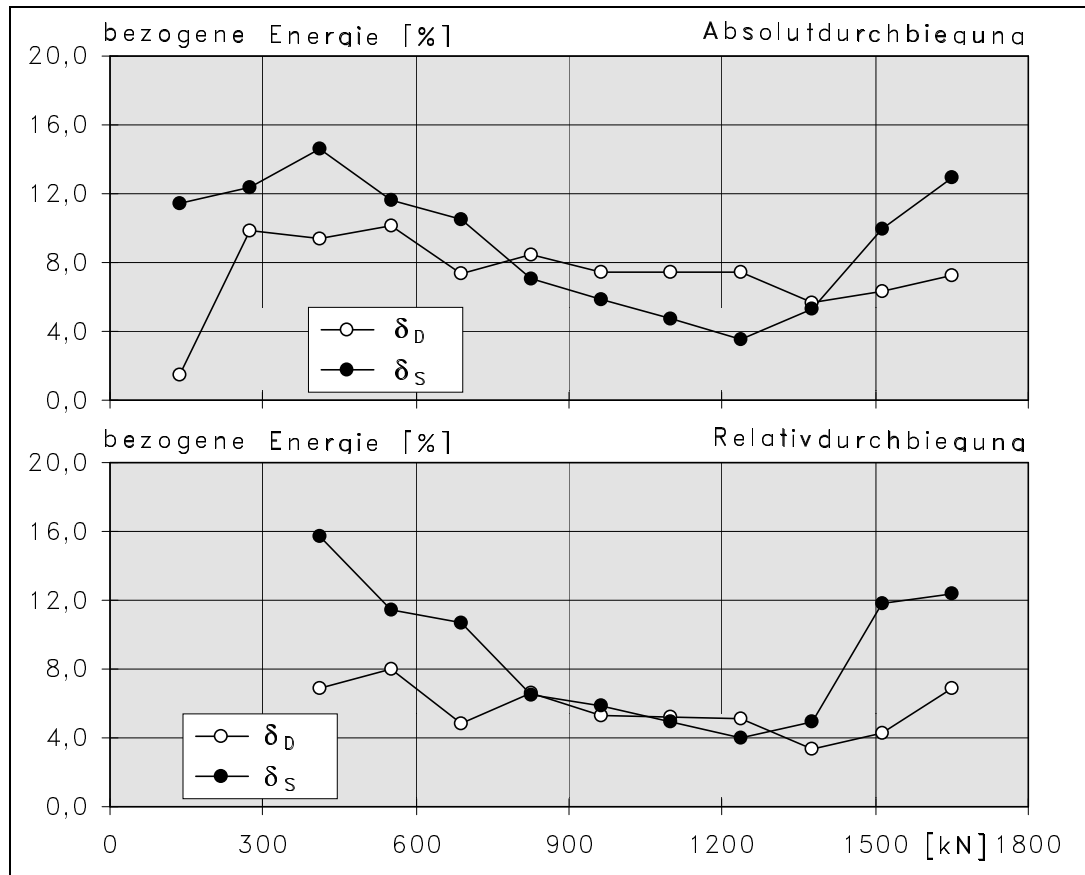


Abb. 58: Werte für δ_D und δ_S aus der Absolut- und der Relativedurchbiegung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Versuchsobjekt 50-4(N)

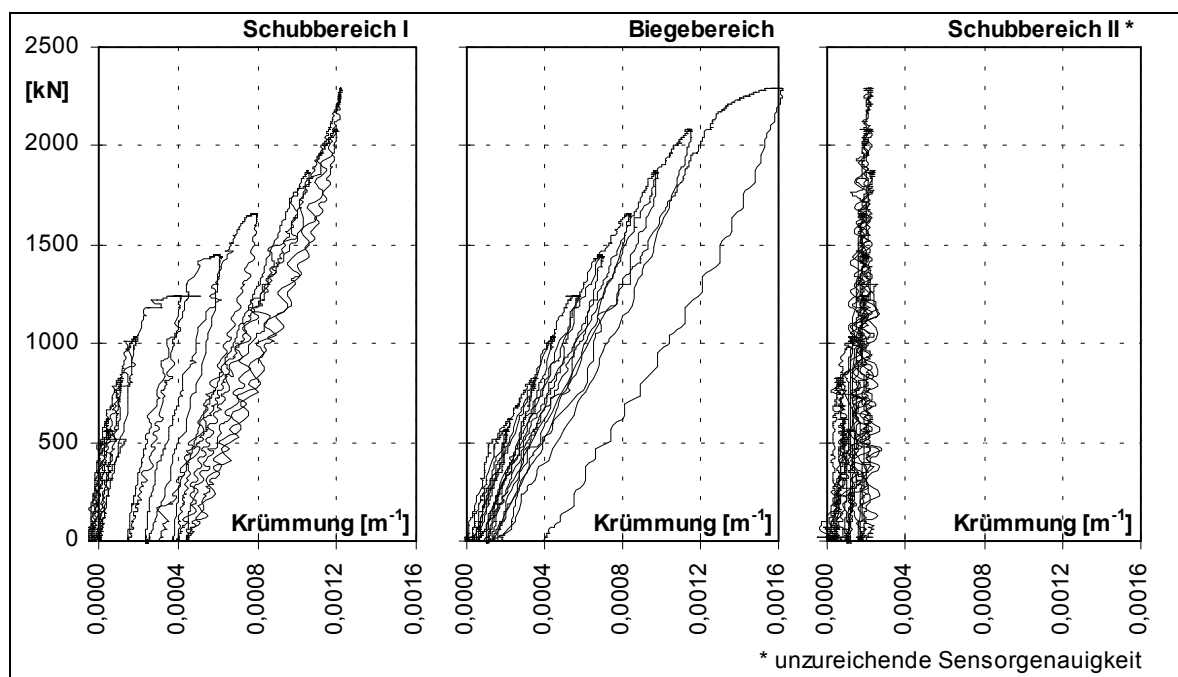


Abb. 59: Last-Krümmungsfunktionen für Versuchsobjekt 50-1(N) [65]

6.3 Schlußfolgerungen

Die Ergebnisse der Versuche am Pilotobjekt Drakenburg sowie weiterer Belastungsversuche in situ (z. B. [7]) bestätigen die prinzipielle Anwendbarkeit des Verfahrens sowie die im Laborversuch bestimmten Eigenschaften des Versuchsgrenzlastindikators δ_s . Auch hier erfolgte die Identifikation der Versuchsgrenzlast bei einer Belastung bei welcher Plastizierungen noch nicht explizit aus der Last-Verformungslinie ersichtlich waren.

Aus den Belastungsversuchen in situ ergaben sich jedoch auch einige Schlußfolgerungen, die zu einer Weiterentwicklung des Verfahrens führten. Dazu zählen insbesondere:

- Die Laststufendifferenz bei den Feldversuchen, die in Anlehnung an die übliche Praxis bei Belastungsversuchen gewählt worden war, erwies sich als zu groß, so daß die Versuchsgrenzlast nicht mit der notwendigen und möglichen Sensibilität identifiziert werden konnte. Für die Laborversuche war eine Laststufendifferenz von ca. $1/20$ obs F_{\max} angestrebt worden, die zu besseren Ergebnissen führte. Daraus ergibt sich als Konsequenz für Belastungsversuche eine geringe und gleichmäßige Laststufendifferenz mindestens im Bereich zwischen Gebrauchslast und Versuchsgrenzlast.
- Die manuelle Steuerung der Hydraulik schließt zeitbedingte Veränderungen in der Energiedissipation nicht aus. Eine servohydraulische Anlage ermöglicht dagegen eine objektive zeitliche Regelung der Be- und Entlastungsvorgänge. Der Einsatz einer solchen Anlage auf der Baustelle ist jedoch mit einer entsprechenden Anpassung an die Baustellenbedingungen und die Sicherheitserfordernisse für Belastungsversuche (z. B. Selbstsicherung) verbunden.
- Für die Ermittlung der Energieanteile ist der Einsatz hochpräziser Meßtechnik erforderlich. Dies wird am Beispiel der Neigungsmeßtechnik deutlich. Hier wurde zwischenzeitlich der notwendige Wechsel der Sensorik vollzogen, so daß bei den Laborversuchen Ergebnisse in guter Qualität gewonnen werden konnten.

Neben den genannten Sachverhalten zeigte es sich, daß die Installation und Applikation der Meßtechnik mit größter Sorgfalt vorzunehmen ist. Umgebungsbedingte Veränderungen der Applikation (z. B. Temperaturverformungen der Meßbasis) können das Meßergebnis erheblich verfälschen.

Außerdem scheint es notwendig, Möglichkeiten zur Kompensation des Erholungseffekts (elastische Nachwirkung) aufgrund von versuchsbedingten Unterbrechungen des Belastungsprogramms, bei denen in der Regel der lastfreie Zustand vorliegt, zu finden.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, einen zuverlässigen Indikator für die beim Belastungsversuch in situ zu ermittelnde Versuchsgrenzlast zu entwickeln und die notwendigen versuchstechnischen Randbedingungen zu beschreiben.

Die in der Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken [50] festgelegten Dehnungskriterien stellen eine geeignete Definitionsbasis für die Versuchsgrenzlast dar. Zur Identifikation dieser Größe sind die in der Praxis verwendeten Methoden (Beobachtung lokaler Verformungen sowie von Linearitätsabweichungen im Last-Durchbiegungsdiagramm) jedoch nur bedingt geeignet. Alternativ dazu stellt die infolge Strukturveränderung während eines Be- und Entlastungsvorgangs dissipierte Energie eine sinnvolle Größe zur Bewertung des Schädigungsverlaufs dar.

In der vorliegenden Arbeit werden zunächst die wichtigsten Einflußfaktoren auf das Last-Verformungsverhalten und die Energiedissipation sowie die wesentlichen Dissipationsmechanismen anhand von in der Literatur beschriebenen Versuchen an Beton- und Stahlproben sowie Stahlbeton- und Spannbetonbalken herausgearbeitet und diskutiert.

Im weiteren wird die bezogene Strukturveränderungsenergie δ_s definiert, die eine geeignete Größe zur Identifikation der Versuchsgrenzlast darstellt. Dazu werden die notwendigen Eigenschaften des anzuwendenden Belastungsregimes beschrieben. Außerdem wird als zweckmäßige Verformungsgröße zur Beobachtung der Struktur-schädigung die bereichsweise Krümmung angegeben, die sich nach ihrer Integrationsstufe zwischen streng lokalen und globalen Verformungen einordnen läßt und eine detailliertere Interpretation der Strukturantwort erlaubt.

Die vom Verfasser durchgeführten Versuche an Stahlbetonbalken beweisen die zuverlässige Identifikation der Versuchsgrenzlast auf der Grundlage des Versuchsgrenzlastindikators δ_s ohne jegliche Minderung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für Bauteile, bei denen Grenzkriterien für die Beanspruchung der Bewehrung maßgebend waren. Der Versuchsgrenzlastindikator δ_s liefert dabei bereits bei geringeren Beanspruchungen (und somit auch bei geringeren Verformungen) ein Signal als sie zur Identifikation der Versuchsgrenzlast mit herkömmlichen Methoden notwendig sind.

Bei Versuchen an Balken mit Neigung zum Betonversagen zeigt die bezogene Strukturveränderungsenergie δ_s ebenfalls bestimmte Charakteristika, die zur Bewertung des Schädigungsverlaufs hilfreich sein können.

Die an den Materialproben beobachteten Veränderungen in den Dissipationsmechanismen zeigen sich auch im dissipativen Verhalten der Stahlbetonbalken. Dies wird besonders deutlich bei Überschreiten der Fließgrenze an Bewehrungsstählen mit verschiedenen qualitativen Spannungs-Dehnungsfunktionen.

Die Anwendbarkeit des Versuchsgrenzlastindikators δ_s bestätigte sich ebenso bei der Durchführung von Feldversuchen an ca. 50 Jahre alten Stahlbeton-Brückentragwerken.

Bei der Beurteilung von Tragwerken durch Belastungsversuche in situ stellt die Bewertung der Energiedissipation einen neuen Aspekt dar. Aufgrund der prinzipiellen Materialunabhängigkeit dieser Verfahrensweise ist eine Übertragung auf andere Werkstoffe möglich. Einen ersten Ansatz dafür stellt [55] dar. Außerdem wird eine Weiterentwicklung des beschriebenen Verfahrens vor allem in drei Zielrichtungen als sinnvoll erachtet:

1. Es ist wünschenswert, das Verfahren auf dem aktuellen Erkenntnisstand bei weiteren Belastungsversuchen in situ anzuwenden und zu verifizieren. Die dabei gewonnenen Erfahrungen können die notwendige Sicherheit liefern, auf deren Grundlage eine Aufnahme der Methode in die Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken in Betracht kommen könnte.
2. Bei Tragwerken aus Spannbeton ergeben sich durch die zusätzliche Größe Vorspannkraft andere Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit. Hier muß im Rahmen weiterer Laborversuche geprüft werden, ob das beschriebene Verfahren eine zuverlässige Identifikation der Versuchsgrenzlast ohne Minderung der Vorspannung und damit der Gebrauchstauglichkeit erlaubt.
3. Die Bewertung der Betonschädigung wurde in dieser Arbeit nur orientierungsweise behandelt. Es konnten jedoch auch bei diesen Versuchen erfolgversprechende Ansätze zur Auswertung der belastungsabhängigen Strukturveränderung beobachtet werden. Zur Herstellung eines Zusammenhangs zwischen den Spezifika in der Strukturveränderungsenergie und den charakteristischen Schwellenwerten der Gefügeveränderung sowie zur systematischen Bewertung der Betonschädigung in Biegebalken sind ebenfalls weitere Versuche erforderlich.

Literatur

- [1] Bader, U.; Feuchter, G.; Stiglat, K.: Versuche an Stahlbetondecken aus dem Jahre 1905 im psychiatrischen Landeskrankenhaus in Wiesloch, Beton- und Stahlbetonbau, Berlin (W.), 77(1982)Nr. 3, S. 74 .. 79
- [2] Banon, H.; Biggs, J. M.; Irvine, H. M.: Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames, Journal of Struct. Div., ASCE, ST9, Sept. 1981
- [3] Berg, O. J.: Die Hauptentwicklungsrichtungen der Theorie der Festigkeit und Verformungen des Betons, Wiss. Zeitschr. der TU Dresden, 17(1968), S. 1486 .. 1496
- [4] Berner, K.: Der Einfluß der Dehnungsgeschwindigkeit auf das mechanische Verhalten von Betonstählen, 12. Forschungskolloquium des DAfStb, März 1981, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, S. 181 .. 195
- [5] Bertero, V. V.; Mahin, S. A.: Problems in Establishing and Prediction Ductility in Aseismic Design, Int. Symp. on Earthquake Struct. Engineering, St. Louis, Missouri, USA, Aug. 1976
- [6] Bolle, G.: Untersuchung des Einflusses der Zeit (Belastungsdauer und Belastungsgeschwindigkeit) auf das Last-Verformungsverhalten, Versuchsbericht: Bauteiluntersuchungen am Objekt Weserwehrbrücke Drakenburg, 1996 (unveröffentlicht)
- [7] Bolle, G.; Bucher, C.; Huth, O.; Schwesinger, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung der Brücke über die Ilm in Darnstedt, Schriftenreihe des Fachbereiches Bauingenieurwesen der Hochschule Bremen, Heft 11, 1998, S. 109 .. 122
- [8] Bolle, G.; Schwesinger, P.: Neigungsmessungen, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1995, S. 66 .. 70
- [9] Bolle, G.; Schwesinger, P.: Zur Beurteilung des erreichten Beanspruchungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile anhand on-line dargestellter Last-Verformungs-Funktionen, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, 3. Zwischenbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 67 .. 78
- [10] Brandl, H.; Quade, J.: Erprobung der Trag- und Nutzungsfähigkeit einer Kellerdecke, Bauplanung-Bautechnik, 42(1988)Nr. 10, S. 443 .. 446

- [11] Bucher, C.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K.: EXTRA II - Pilotobjekt Weserwehrbrücke Drakenburg, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken, Bautechnik, 74(1997), Heft 5, S. 301 .. 319
- [12] Büttner, A.: Beitrag zur Beschreibung des Dämpfungsverhaltens von Stahlbetonbalken, Dissertation, HAB Weimar, 1992
- [13] Büttner, A.; Burkhardt, G.: Beitrag zur Beschreibung des Dämpfungsverhaltens von Stahlbetonbalken, Industrie und Spezialbau - Theorie und Anwendung, Festschrift zum Ehrenkolloquium anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. e.h. E. Hampe, Weimar, April, 1993
- [14] Darwin, D.; Nmai, C. K.: Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load, Journal of Struct. Eng., ASCE, Vol. 112, Nr. 8, Aug., 1986
- [15] Dieterle, R.: Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im gerissenen und ungerissenen Zustand, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 111, Basel und Stuttgart, Birkhäuser Verlag, 1981
- [16] Dieterle, R.; Bachmann, H.: Einfluß der Rißbildung auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken, Schweizer Ingenieur und Architekt, Zürich 98(1980)Nr. 32, S. 715 .. 721
- [17] DIN 1045, Ausgabe 1925
- [18] DIN 1045, Ausgabe 1978
- [19] Ehlers, G.: Das Elastizitätsmaß des Betons bei Schwingungen, Beton und Eisen, Heft 20, 1941
- [20] Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 260, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1976
- [21] Eligehausen, R.; Kreller, H.: Querschnittsbericht zur Rißbildung in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 393, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1988
- [22] Freudenthal, A. M.: Inelastisches Verhalten von Werkstoffen, VEB Verlag Technik Berlin, 1955
- [23] Gisin, W.; Bachmann, H.: Versuche zum dynamischen Verhalten teilweise vorgespannter Leichtbeton- und Betonbalken, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7501-2, Basel und Stuttgart: Birkhäuser Verlag, September 1985

- [24] Großmann, F.: Bedingungen für die Anwendung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung im Brückenbau, VDI-Berichte Nr. 1196, 1995, S. 91 .. 100
- [25] Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GRUSIBAU), 1. Auflage, DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Herausgeber), Beuth Verlag GmbH, 1981
- [26] Jones, R.: The Effect of Frequency on the Dynamic Modulus and Damping Coefficient of Concrete, Zement-Kalk-Gips, Nr. 7, 1958, S. 321 .. 322
- [27] Jüppner, K.: Schubbruch, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 45 .. 53
- [28] Kapphahn, G.: Anwendungs- und Bewertungskriterien für die Schallemissionsprüfung bei der Tragfähigkeitsermittlung von Massivbauwerken in situ, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, 3. Zwischenbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 79 .. 87
- [29] König, G.; Meyer, J.; Pommerening, D.; Qian, L.; Tue, N.: Verformungsvermögen und Umlagerungsvermögen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Beton- und Stahlbetonbau 92(1997), Heft 10, S. 266 .. 272
- [30] Krätzig, W. B.; Mekouris, K.; Meyer, I. F.; Stangenberg, F.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen an zyklisch nichtlinear beanspruchten Stahlbetonbalken, SFB 151-Berichte Nr.5, Ruhr Universität Bochum, Oktober 1986
- [31] Lenk, H.: Über das Schwingungsverhalten von Spannbeton- und Stahlbetonbalken, Dissertation, TH Stuttgart, 1964
- [32] Lybas, J. M.; Sozen, M. A.: Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of R/C Coupled Walls, in [44]
- [33] Marx, S. Weitzmann, R.: Komplexe Eigenwertbestimmung und Querschnittsanalyse als spezielle Anwendungsbeispiele der mathematischen Optimierung bei der Tragwerksanalyse, Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4 Nr. 147, Düsseldorf, VDI Verlag, 1998, S. 117 .. 124
- [34] Mehmel, A.; Kern, E.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 153, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1962

- [35] Meyer, I. F.: Ein werkstoffgerechtes Schädigungsmodell und Stababschnittselement für Stahlbeton unter zyklisch nichtlinearer Beanspruchung, Schriftenreihe des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr. 88-4, Aug. 1988
- [36] Morrone, A.: Damping Values of Nuclear Power Plant Components, Nuclear Engineering and Design, 26(1974), S. 343 .. 363
- [37] Müller, F. P.; Keintzel, E.; Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 1: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 342, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1983
- [38] Naumann, T.: Experimentelle Ermittlung der Eigenlastdehnung, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 36 .. 43
- [39] Newman, K.; Newman, J.: Failure theories and design criteria for plain concrete. Conference „Structure, Solid Mechanics and Engineering design“, Southampton 1969. Wiley-Interscience, London 1971, S. 963..995
- [40] Opitz, H.: Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton, Habilitationsschrift, 1992
- [41] Opitz, H.: Grenzdehnungen des Beton- und Spannstahles sowie Grenzwerte der Rißbreiten, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 43 .. 44
- [42] Opitz, H.: Verankerungsbruch, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1994, S. 53
- [43] Opitz, H.: Zur Anwendung des Sicherheitskonzepts der Grenzzustände bei In-situ Versuchen, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, 2. Zwischenbericht, Forschungsprojekt 13 RG 9116, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1993, S. 35 .. 42
- [44] Ötes, A.: Zur werkstoffgerechten Berechnung der Erdbebenbeanspruchung in Stahlbetontragwerken, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, H. 25, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1984

- [45] Park, Y. J.; Ang, H. S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of the Struct. Div., ASCE, Vol. 111, No. 4, 1985
- [46] Park, Y. J.; Ang, H. S.; Wen, Y. K.: Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, Journal of the Struct. Div., ASCE, Vol. 111, No. 4, 1985
- [47] Penzien, J.: Damping Characteristics of Prestressed Concrete, ACI Journal, Proceedings V. 61, No. 9, September 1964, P. 1125 .. 1148
- [48] Rasch, C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 154, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1962
- [49] Reckling, K. A.: Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York, 1967
- [50] Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil 1 Hochbau, Entwurf März 1997; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, AA „Prüfverfahren“, UA „Betonkonstruktionen“
- [51] Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil 1 Hochbau, Fassung November 1998; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, AA „Prüfverfahren“, UA „Betonkonstruktionen“
- [52] Roufaiel, M. S. L.; Meyer, C.: Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, Journal of Struct. Eng., ASCE, Vol. 113, Nr. 3, Mar., 1987
- [53] Schickert, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 312, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1980
- [54] Schießl, D.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 255, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1976
- [55] Schivelbein, O.: Zur Bestimmung der Versuchsgrenzlast auf der Grundlage des Kraft-Verformungsverhaltens bei Nadelholz, Bauhaus-Universität Weimar, Diplomarbeit, 1998
- [56] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure, Zürich: Verlag der Fachvereine; Stuttgart: Teubner, 1994
- [57] Siebel, E.: Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normal- und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch, Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 50, 1989

- [58] Soretz, S.: Einheitliche Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahleinlagen, Betonstahl in Entwicklung - Heft 34
- [59] Soretz, S.: State of the art report. Über den Einfluß der Spannungs-Dehnungs-Linie des Bewehrungsstahles auf die Verformungsfähigkeit und die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken auf Biegung, Betonstahl in Entwicklung, Heft 68, Wien, Sept. 1980
- [60] Spaethe, G.: Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken, Bauingenieur, 72(1997)Nr. 2, S. 85 .. 92
- [61] Spaethe, G.: Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerkes durch Probebelastung, Bauingenieur 69 (1994), S. 459 .. 468
- [62] Spooner, D. C.; Dougill, J. W.: A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading, Magazine of Concrete Research, 27(1975), H. 92, S. 151 .. 160
- [63] Spooner, D. C.; Pomeroy, C. D.; Dougill, J. W.: Damage and energy dissipation in cement pastes in compression, Mag. of Concr. Research 28(1976), H. 94, S. 21 .. 29
- [64] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Traglastermittlung an Bauwerken, Grundlagen, Technik, Anwendung, Schriftenreihe des Fachbereiches Bauingenieurwesen der Hochschule Bremen, Heft 1, 1988
- [65] Stockmann, A.; Bolle, G.; Schwesinger, P.: Begleitende Neigungsmessungen, Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung, Zwischenbericht, Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1997, S. 68 .. 77
- [66] Swamy, R. N.: Damping Mechanics of Cementitious Systems, Chapter 30 in Dynamic Waves in Civil Engineering, Wiley Interscience, 1974
- [67] Teichen, K. T.: Über die innere Dämpfung von Beton, Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, Heft 38, Stuttgart, 1968
- [68] TGL 33407/04 Betonbau. Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit auf Grund experimenteller Erprobung; Bauwerke, Bauwerksteile, 1986
- [69] Wagner, K.: Zur Einschätzung der Schubtragfähigkeit älterer Stahlbetonkonstruktionen, Bauplanung - Bautechnik, Berlin, 37(1983)Nr. 1, S. 36 .. 43
- [70] Wagner, K.: Zur Wertung von Stabverankerungen in alten Stahlbetonkonstruktionen, Bauplanung - Bautechnik, Berlin, 40(1986)Nr. 11, S. 512 .. 515
- [71] Wischers, G.: Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton, beton 28(1978), H. 2, S. 63 .. 67 und H. 3, S. 98 .. 103

Anhangsverzeichnis

Anhang A - Ergebnisdokumentation der Versuche an Stahlbetonbalken

Anhang B - Ergebnisdokumentation der Versuche an Betonprüfkörpern

Anhang C - Ergebnisdokumentation der Versuche an Stahlprüfkörpern

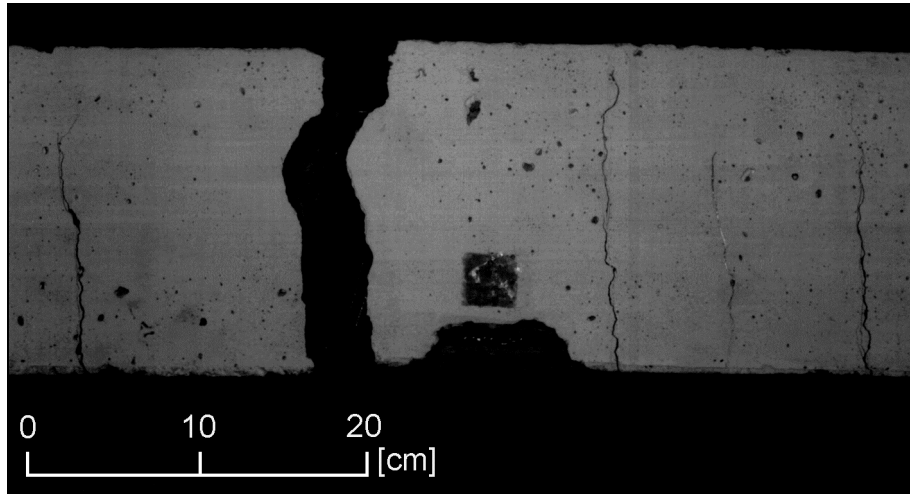


Abb. A.1: Versagensbereich - Balken 1.1

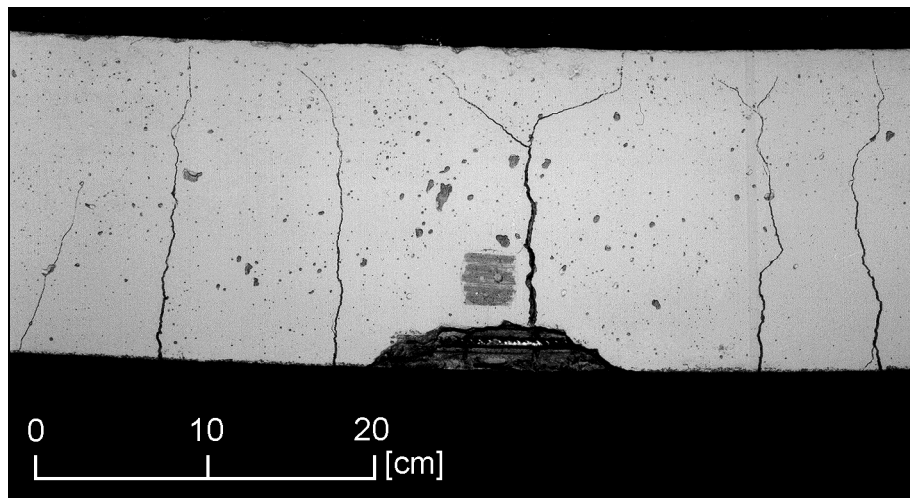


Abb. A.2: Versagensbereich - Balken 1.2

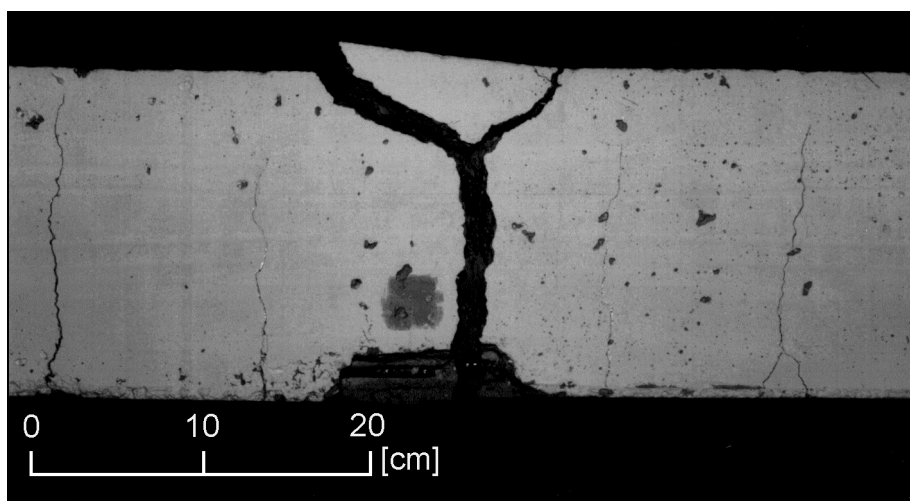


Abb. A.3: Versagensbereich - Balken 1.3

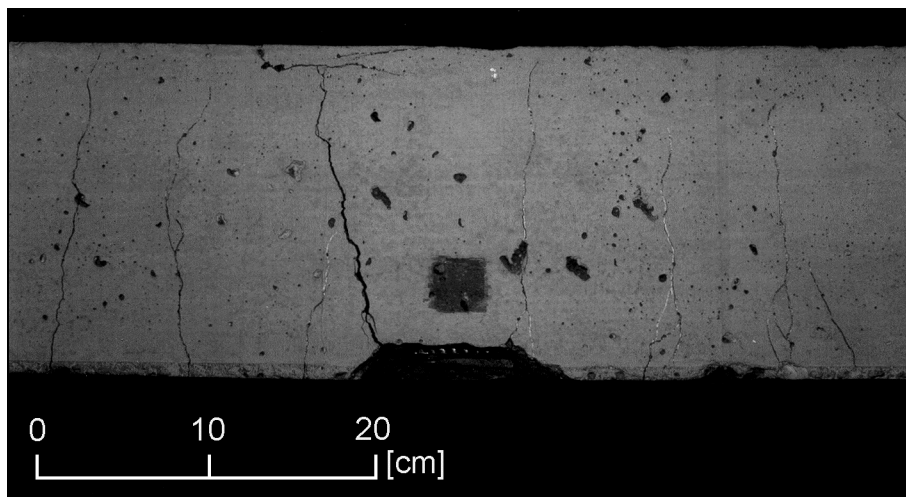


Abb. A.4: Versagensbereich - Balken 2.1

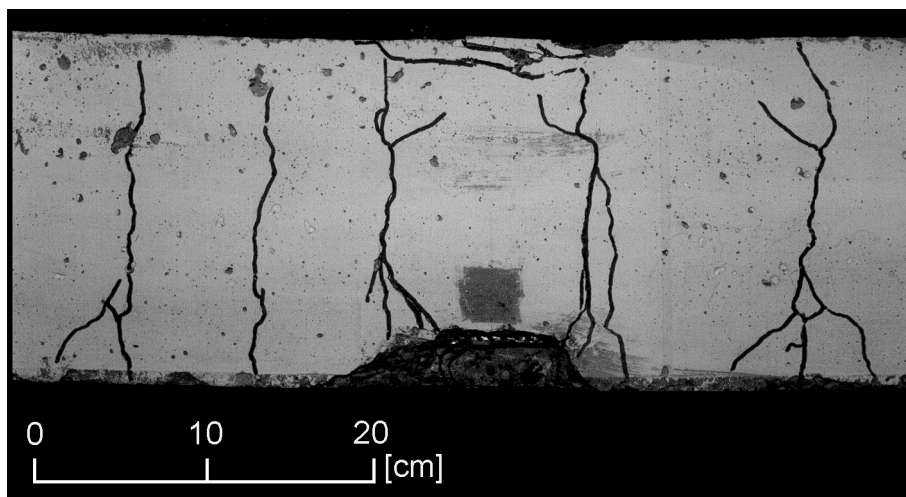


Abb. A.5: Versagensbereich - Balken 2.2

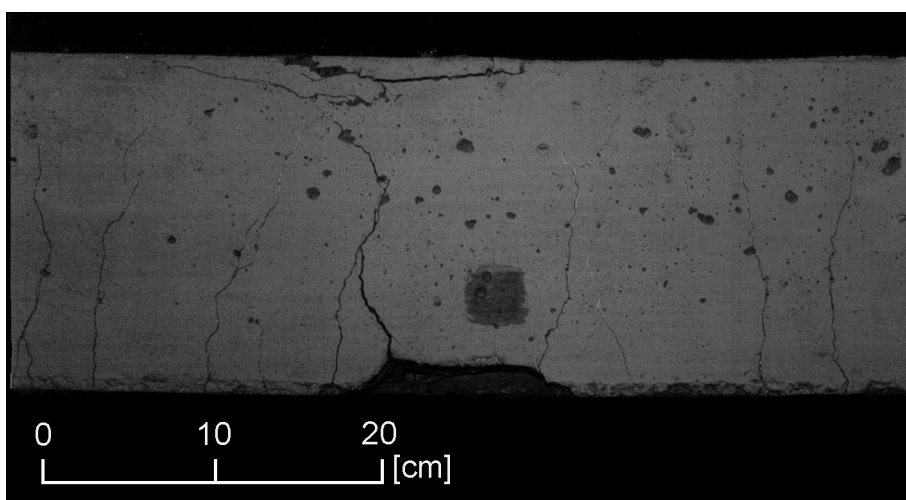


Abb. A.6: Versagensbereich - Balken 2.3

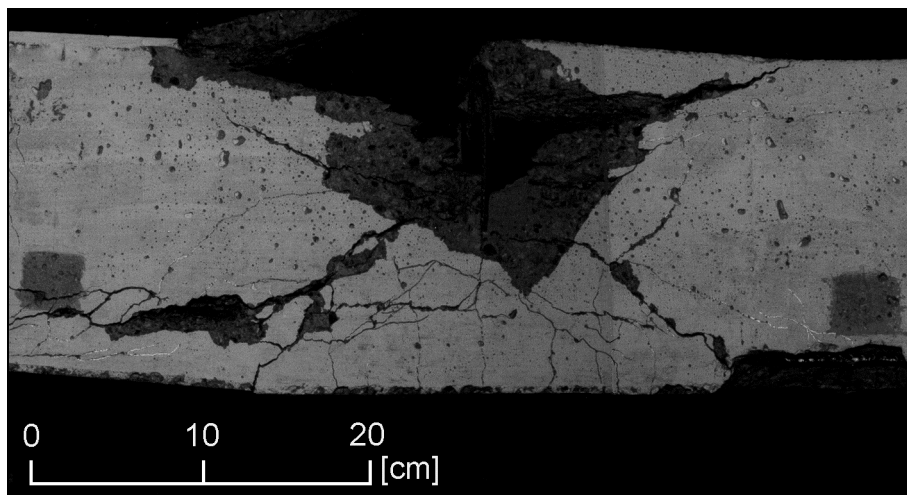


Abb. A.7: Versagensbereich - Balken 3.1

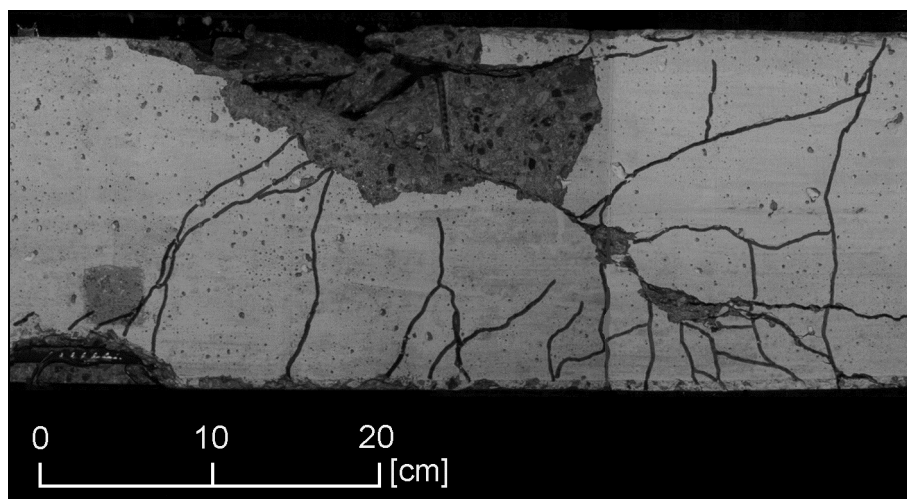


Abb. A.8: Versagensbereich - Balken 3.2

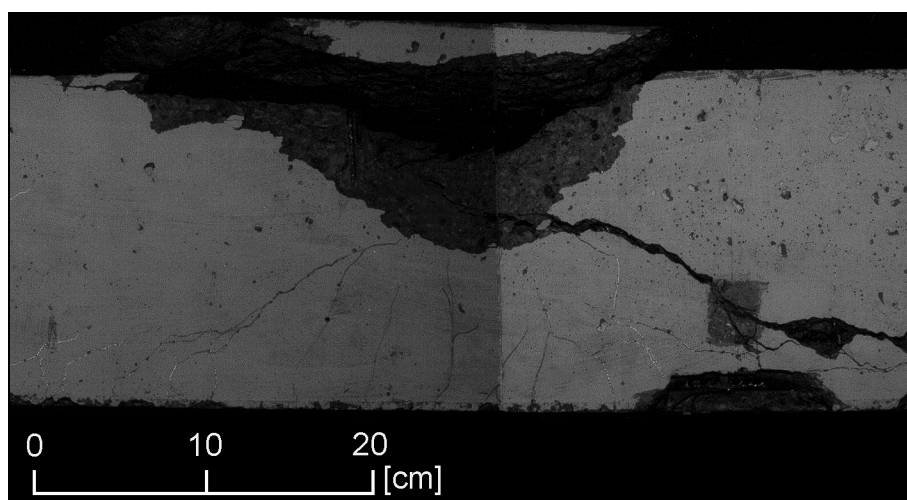


Abb. A.9: Versagensbereich - Balken 3.3

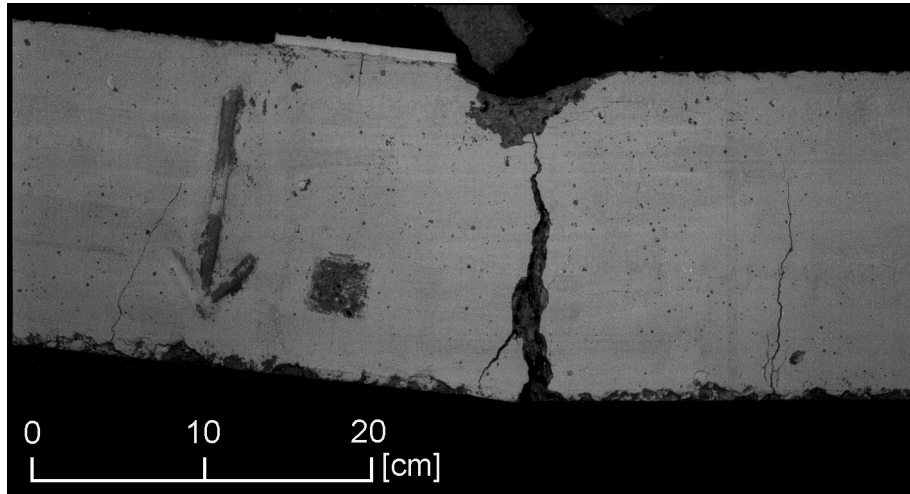


Abb. A.10: Versagensbereich - Balken 4.1

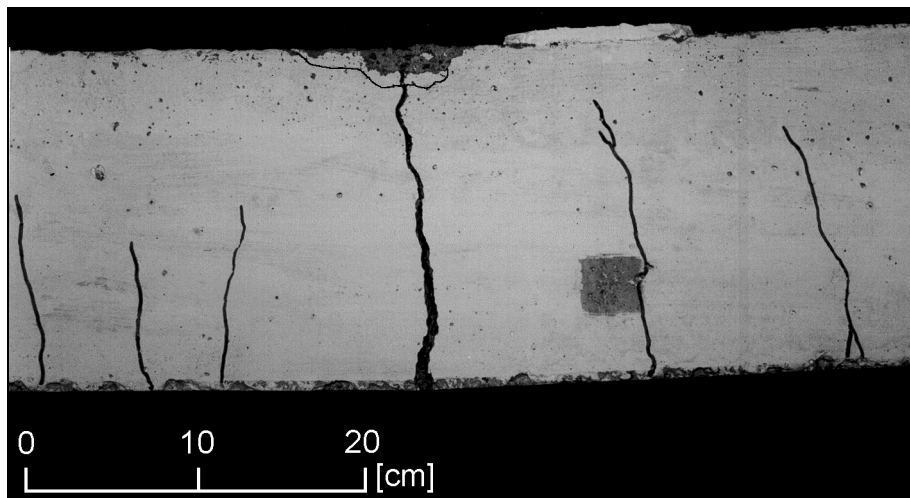


Abb. A.11: Versagensbereich - Balken 4.2

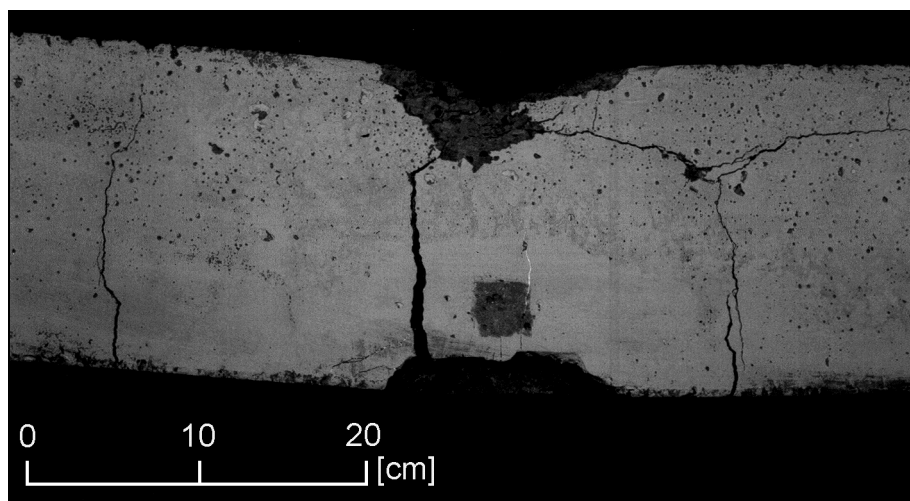


Abb. A.12: Versagensbereich - Balken 4.3

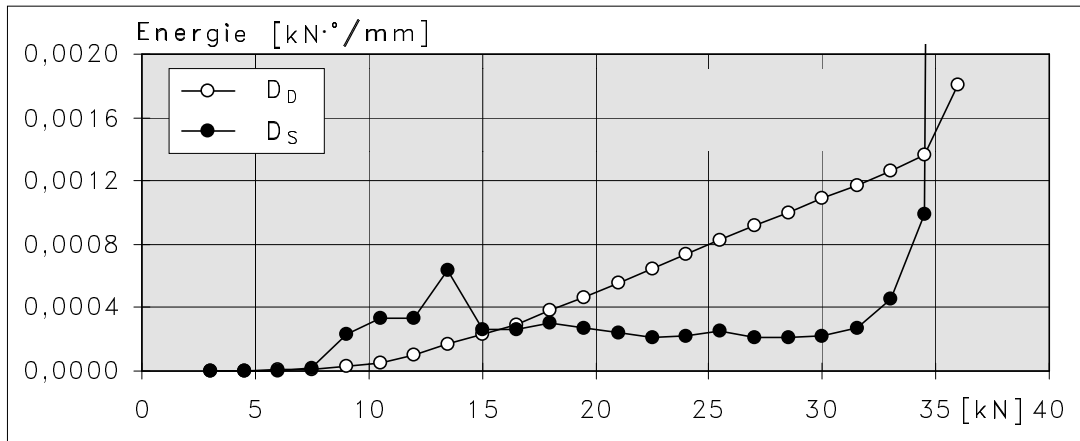


Abb. A.13: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.1

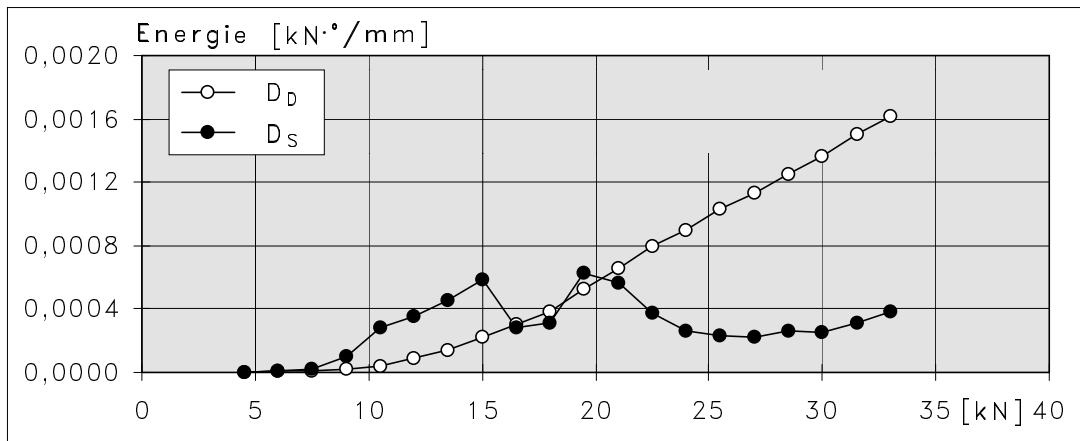


Abb. A.14: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.2

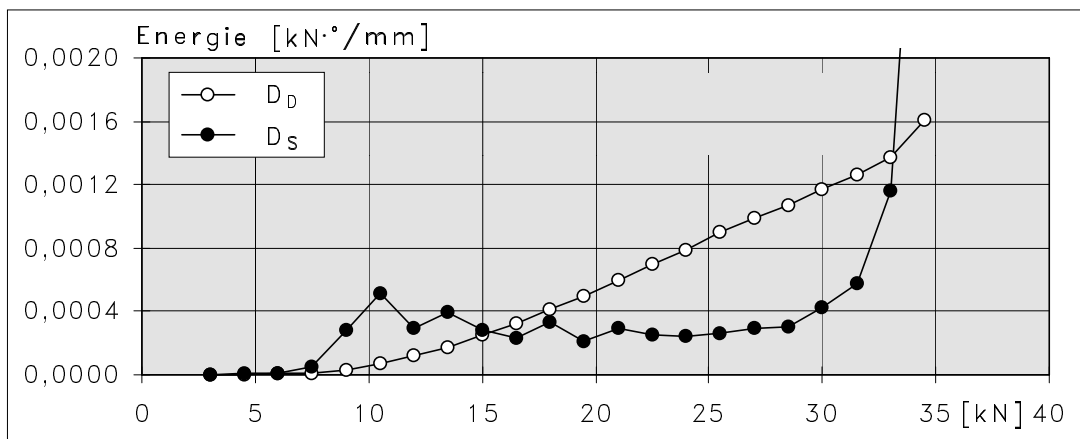


Abb. A.15: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.3

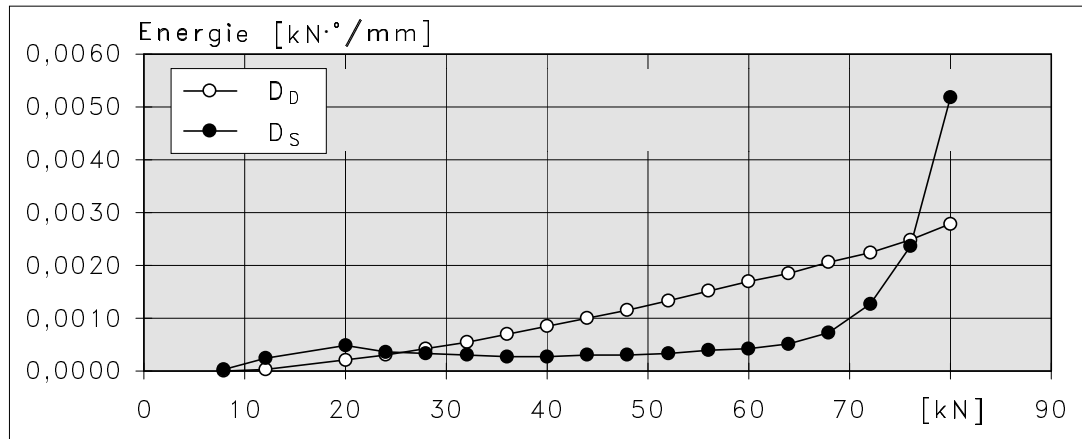


Abb. A.16: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.1

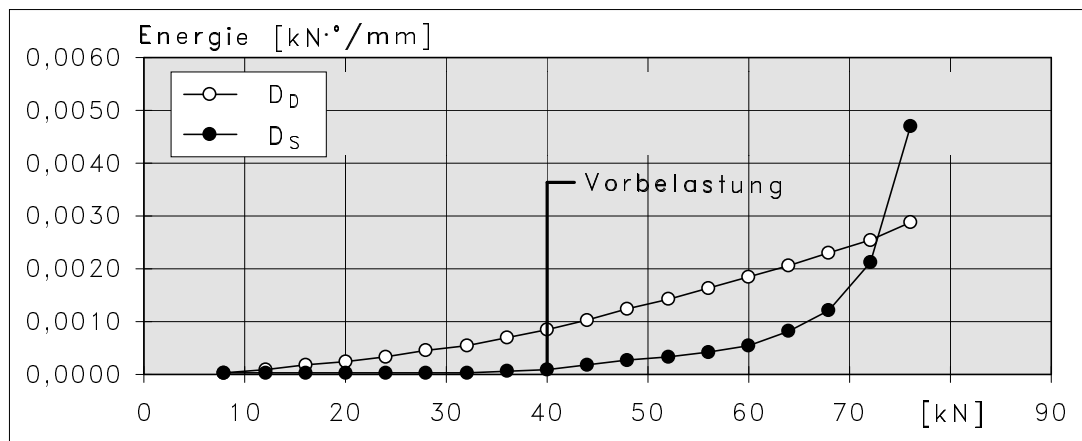


Abb. A.17: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.2

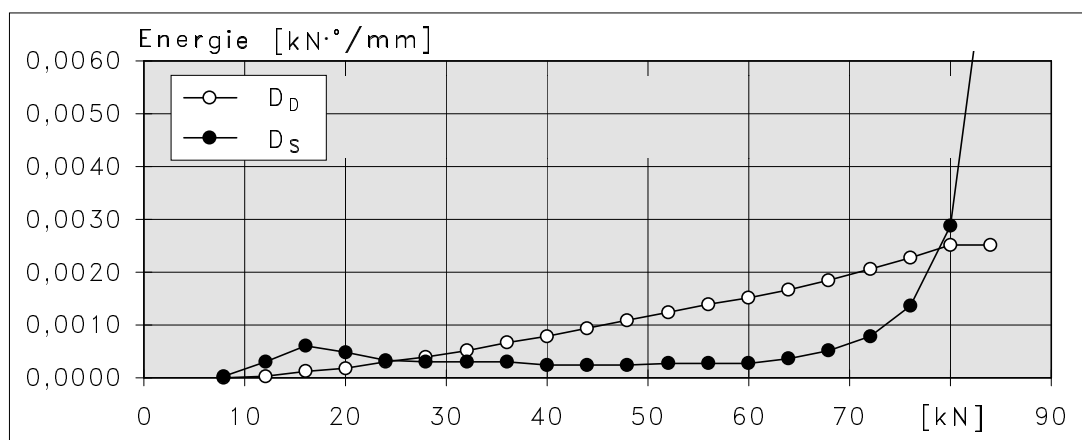


Abb. A.18: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.3

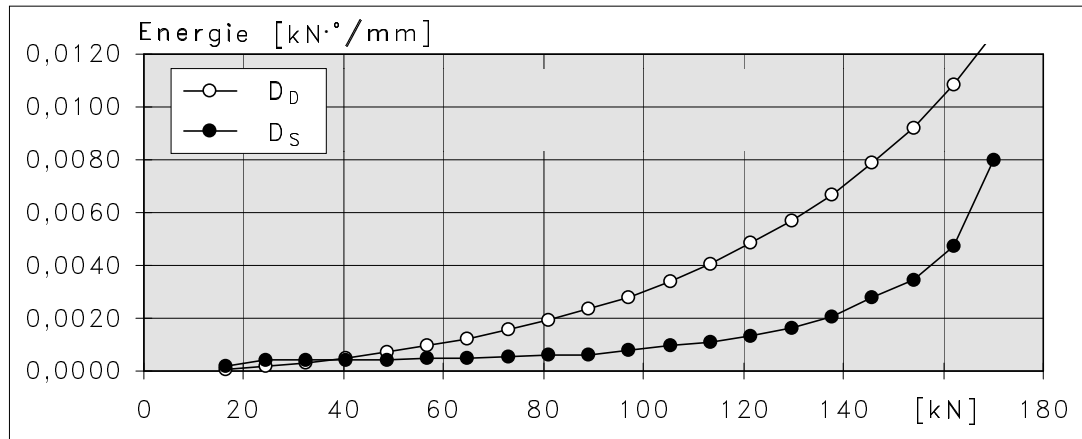


Abb. A.19: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.1

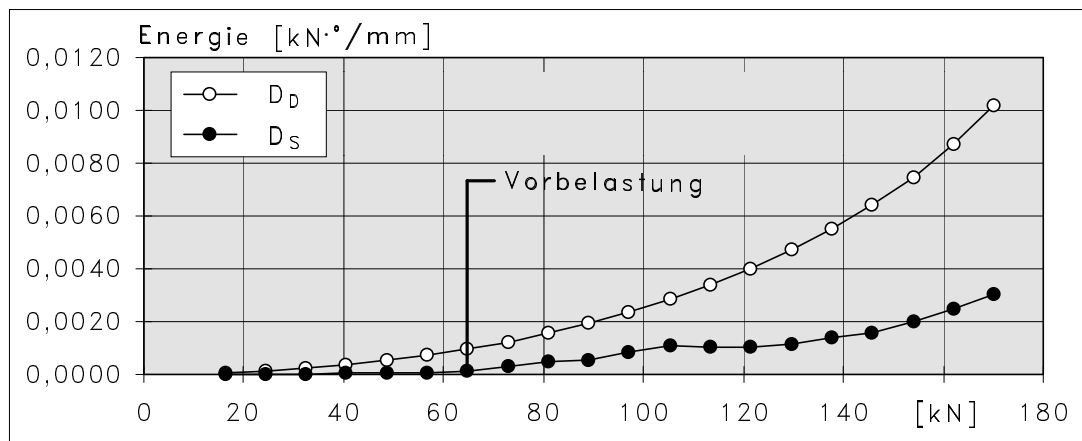


Abb. A.20: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.2

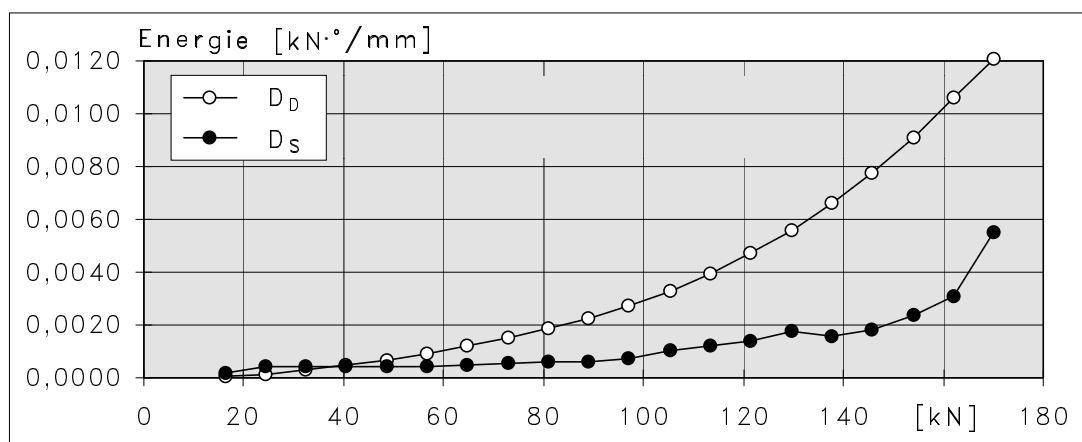


Abb. A.21: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.3

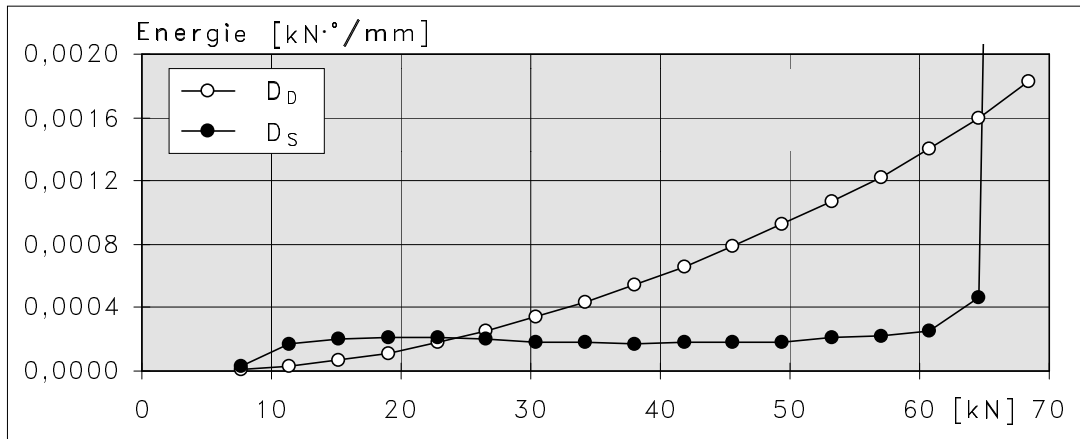


Abb. A.22: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.1

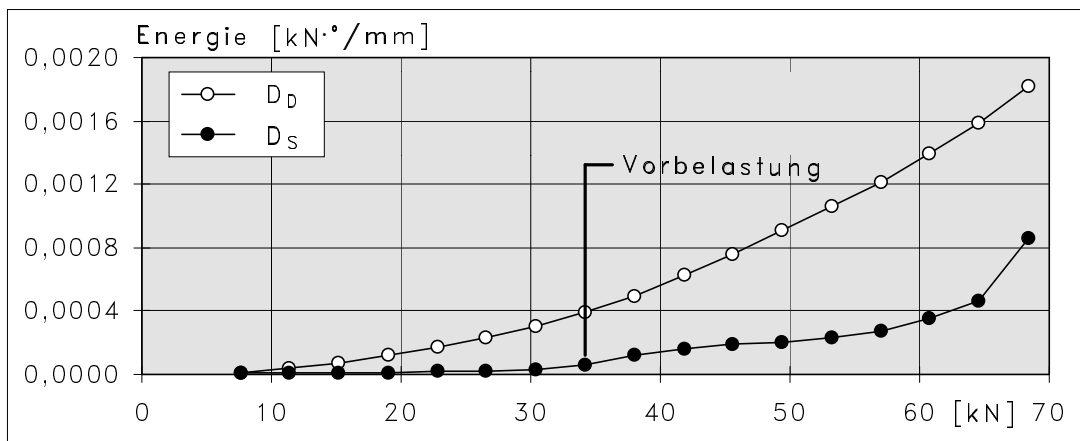


Abb. A.23: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.2

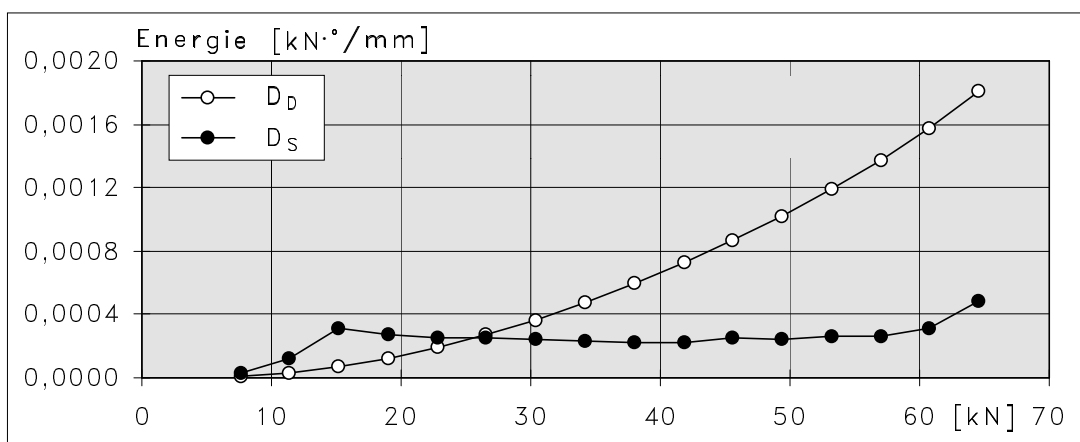


Abb. A.24: Energieanteile D_D und D_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.3

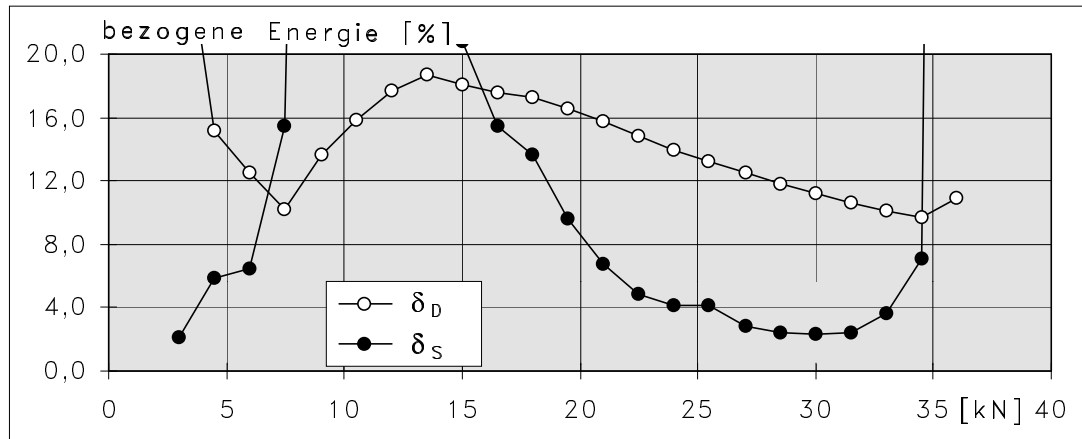


Abb. A.25: bezoogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.1

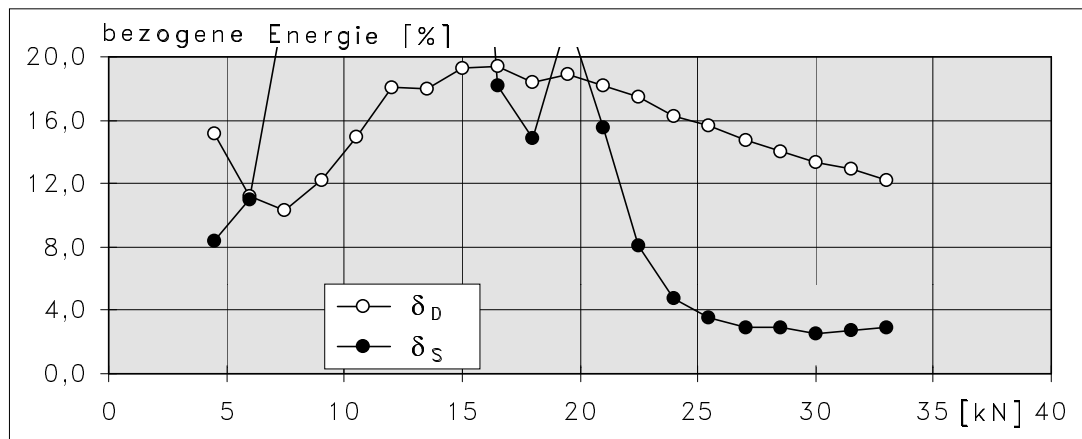


Abb. A.26: bezoogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.2

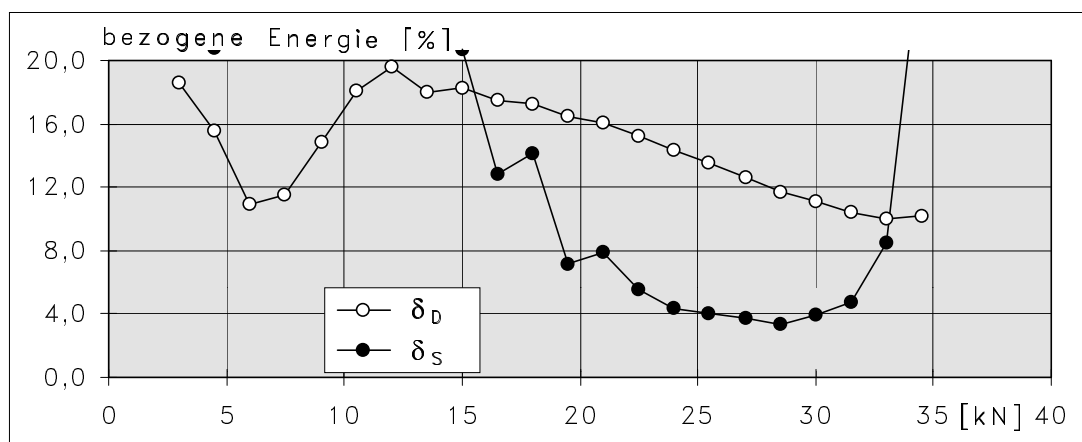


Abb. A.27: bezoogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.3

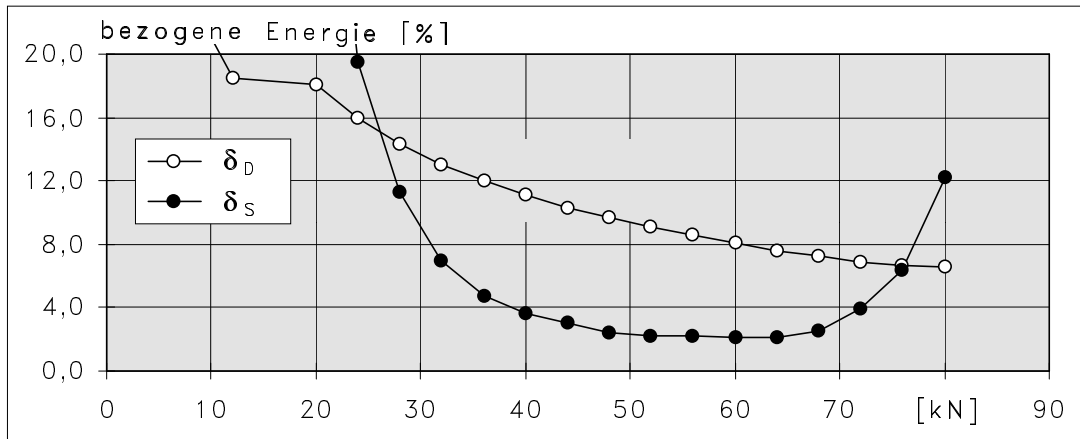


Abb. A.28: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.1

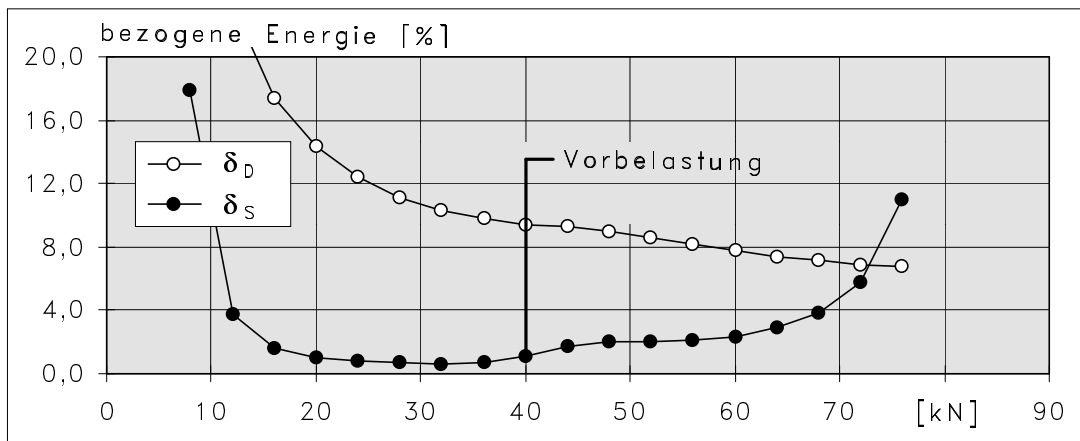


Abb. A.29: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.2

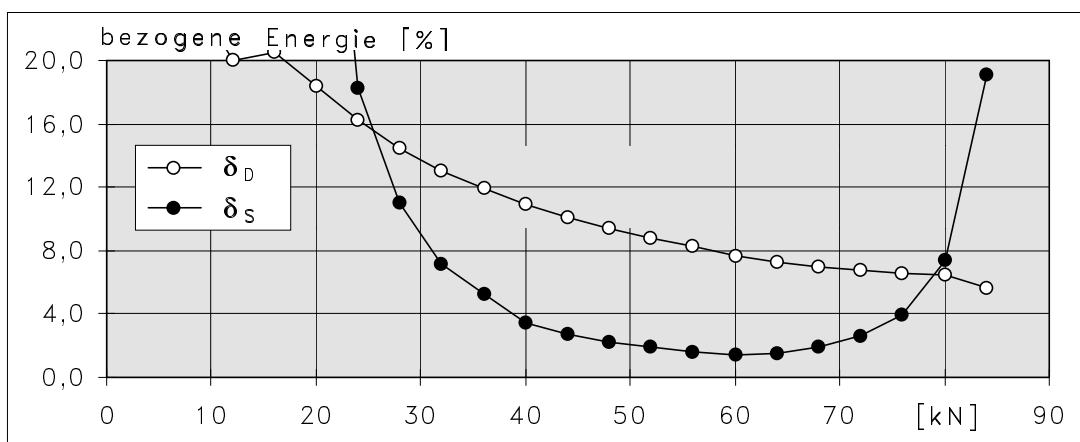


Abb. A.30: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.3

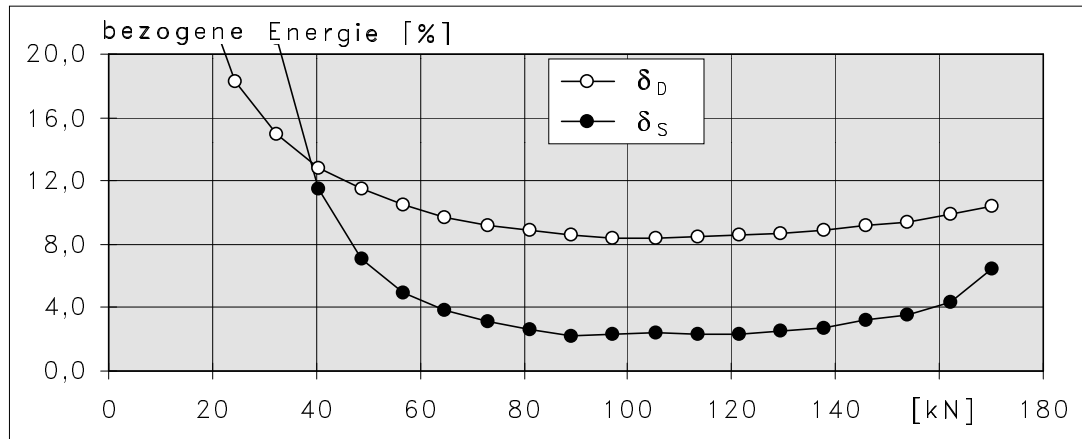


Abb. A.31: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.1

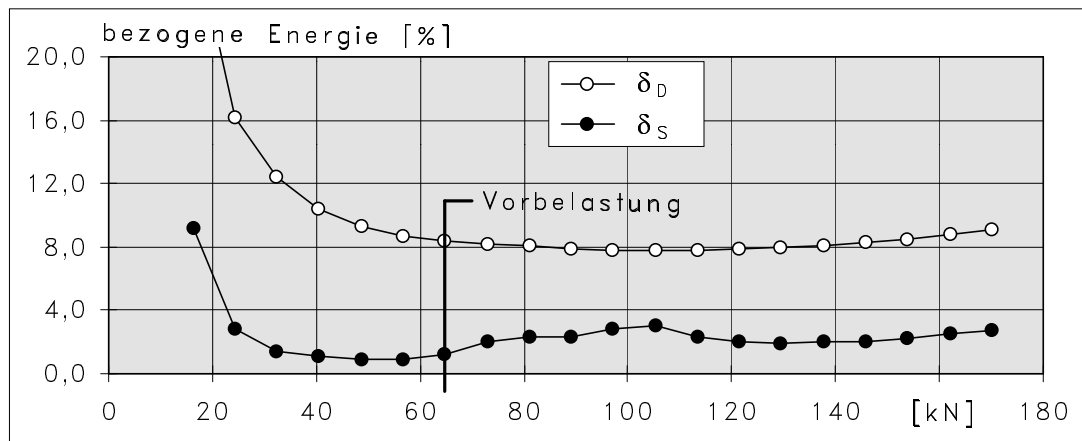


Abb. A.32: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.2

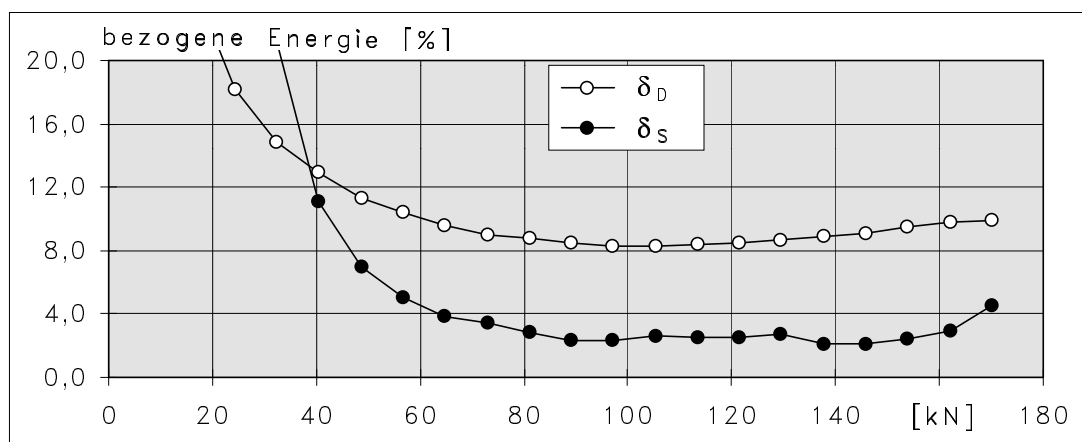


Abb. A.33: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.3

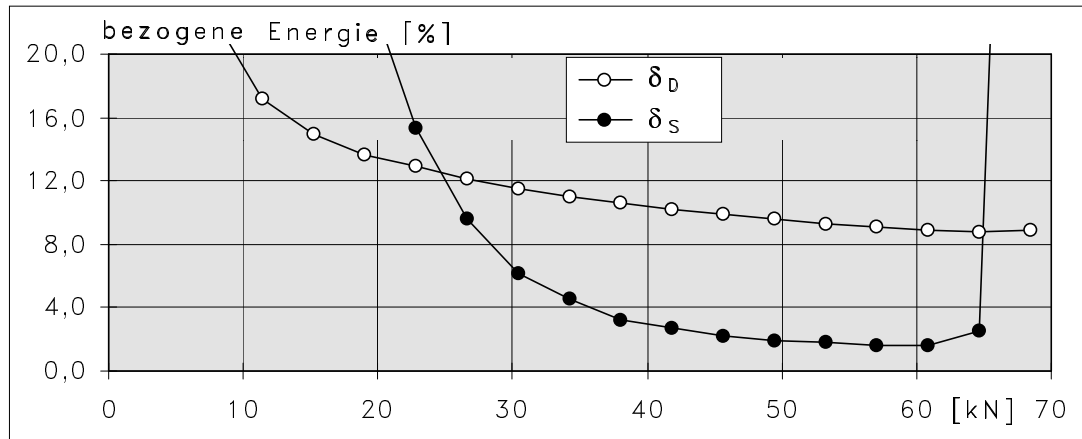


Abb. A.34: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.1

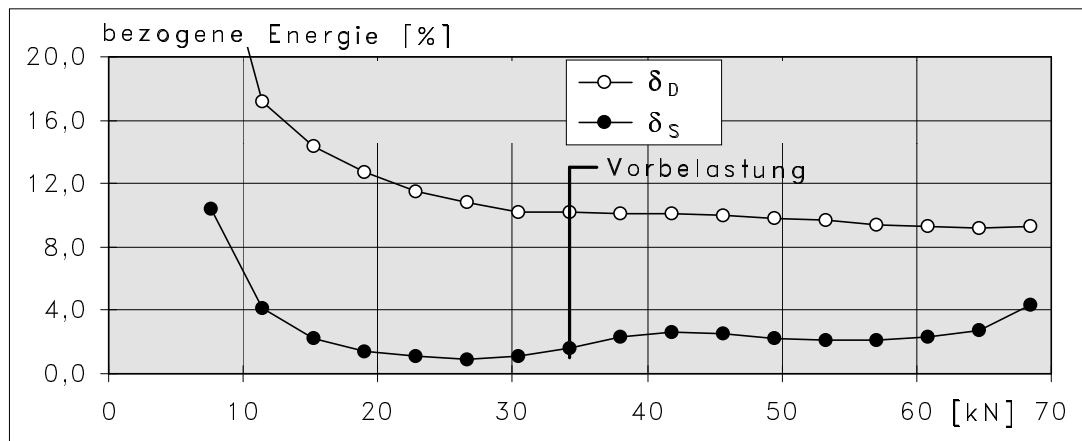


Abb. A.35: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.2

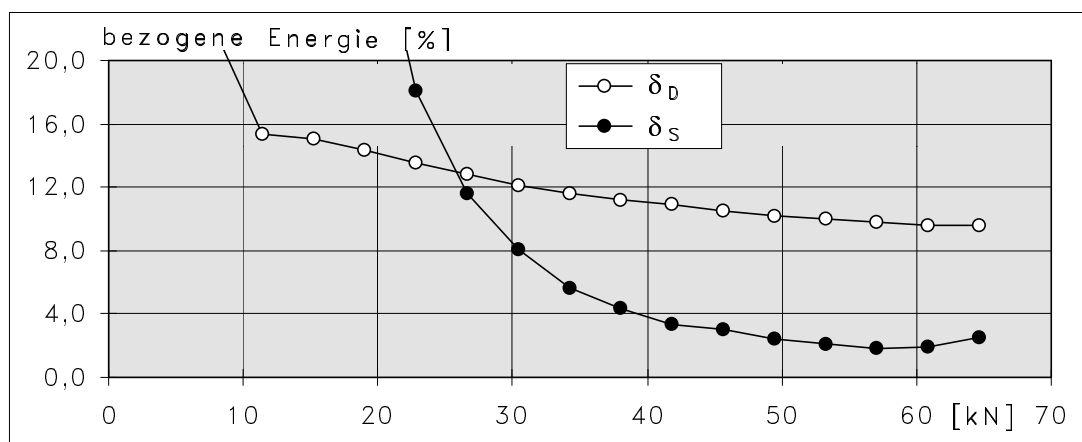


Abb. A.36: bezogene Energien δ_D , δ_S aus der Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.3

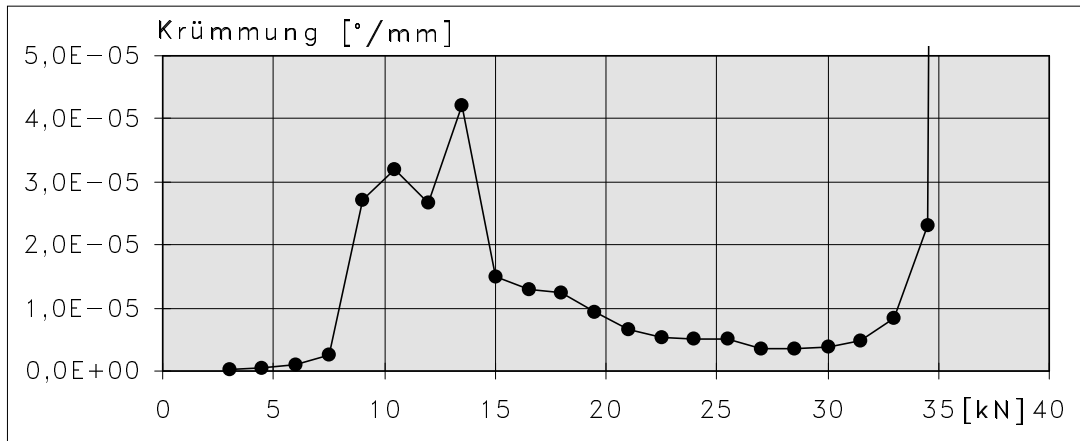


Abb. A.37: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.1

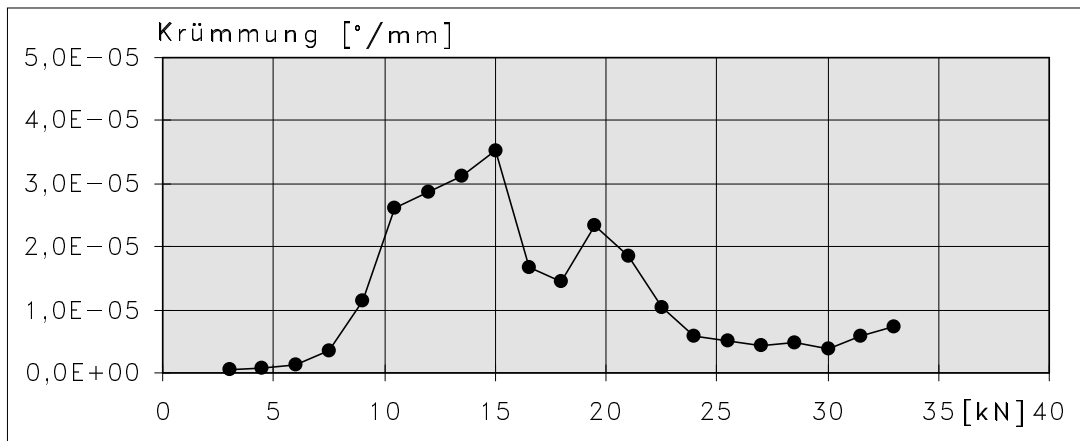


Abb. A.38: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.2

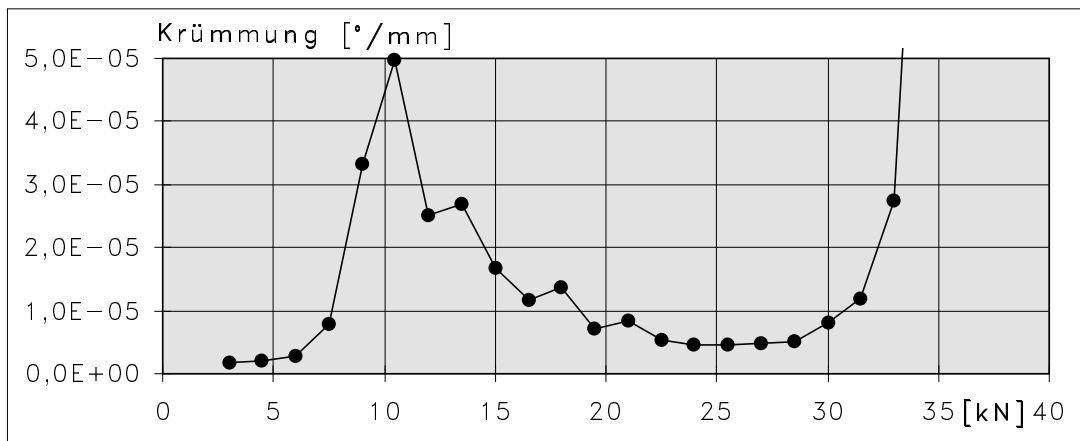


Abb. A.39: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 1.3

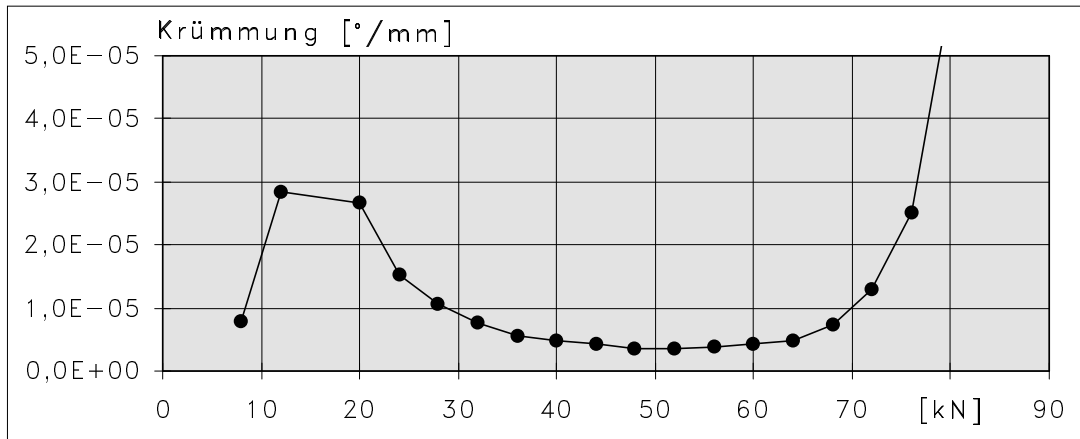


Abb. A.40: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.1

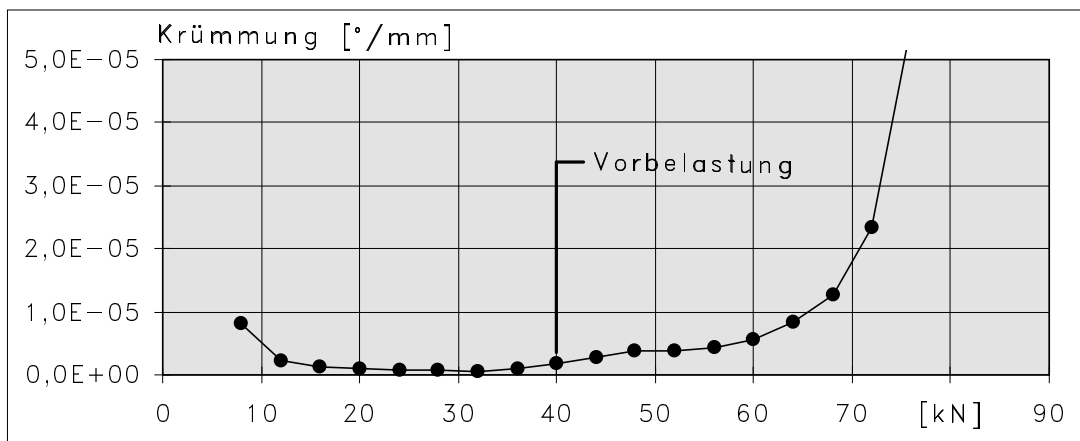


Abb. A.41: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.2

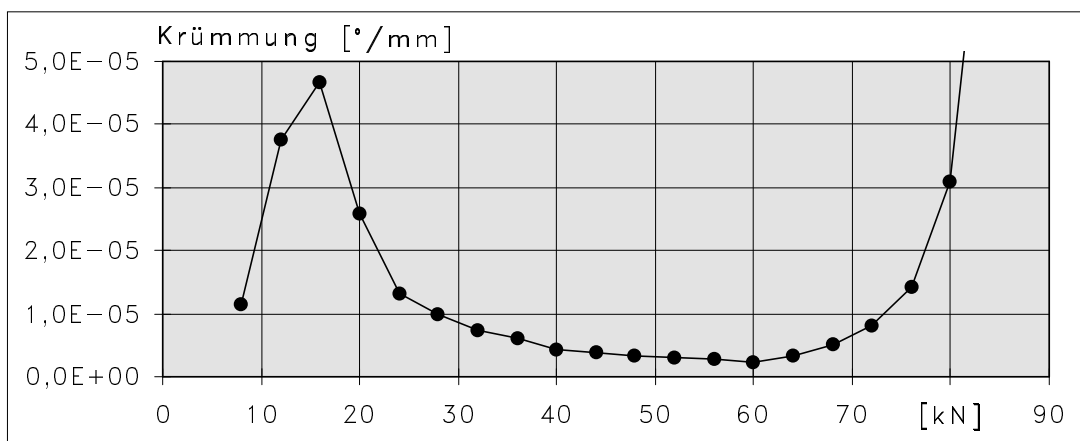


Abb. A.42: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 2.3

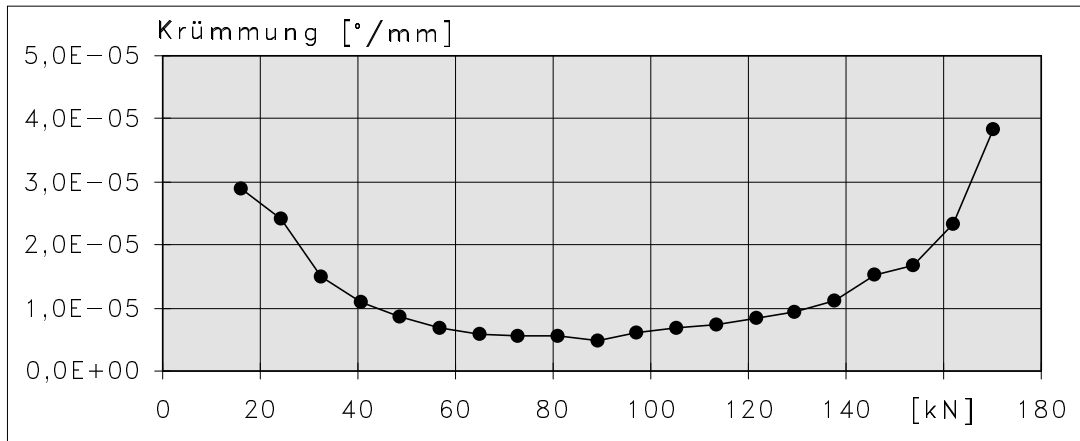


Abb. A.43: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.1

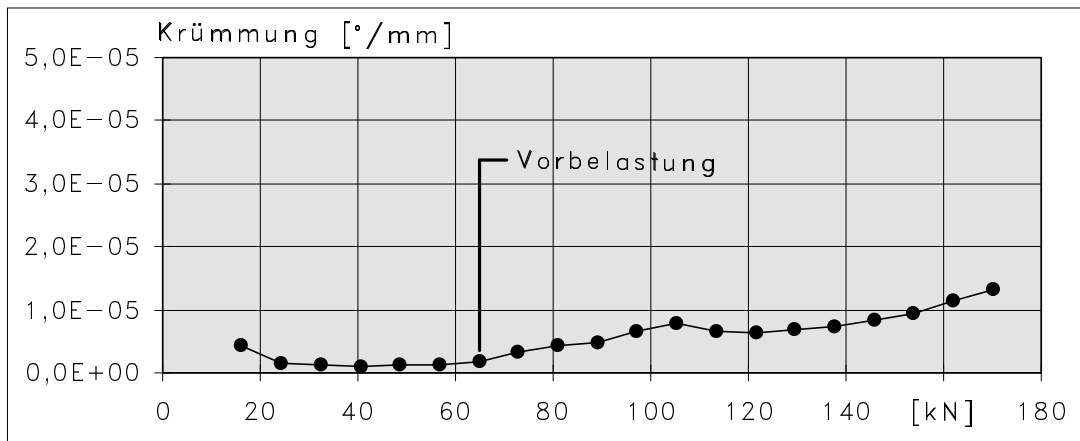


Abb. A.44: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.2

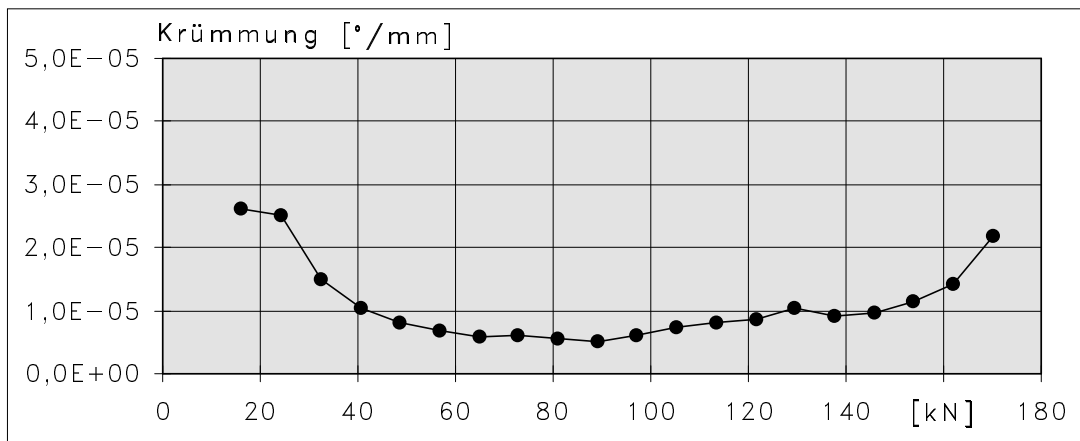


Abb. A.45: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 3.3

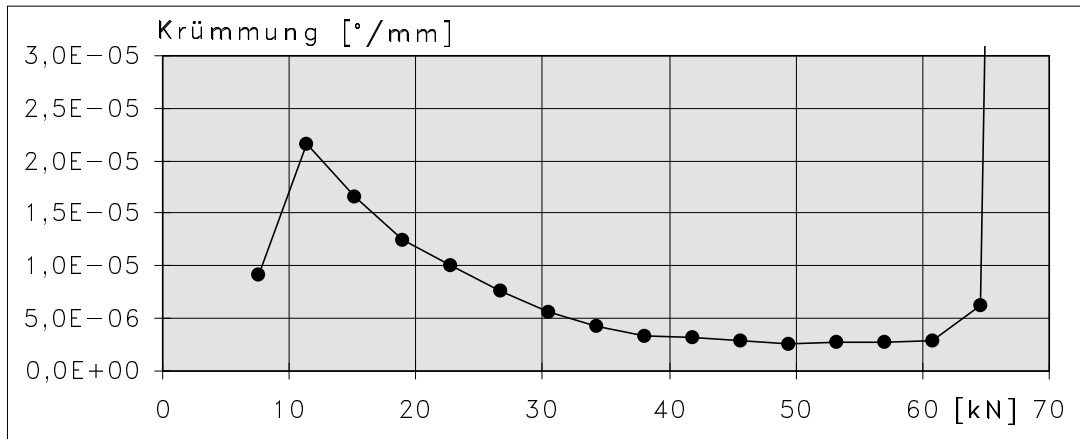


Abb. A.46: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.1

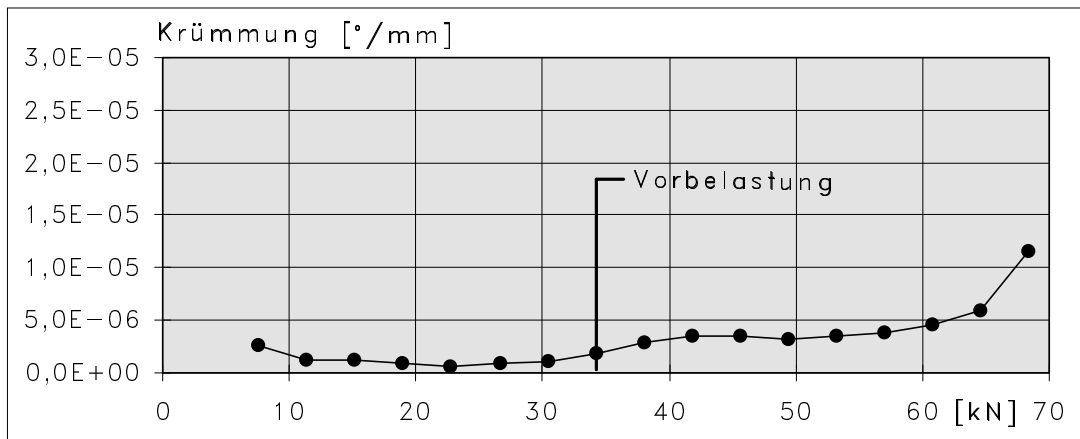


Abb. A.47: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.2

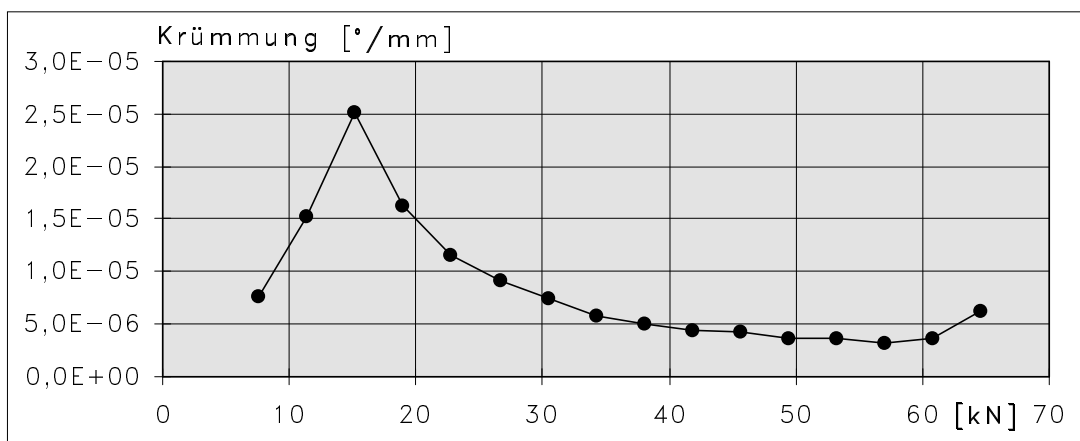


Abb. A.48: bleibende Krümmung im Biegebereich in Abhängigkeit der Beanspruchung für Balken 4.3

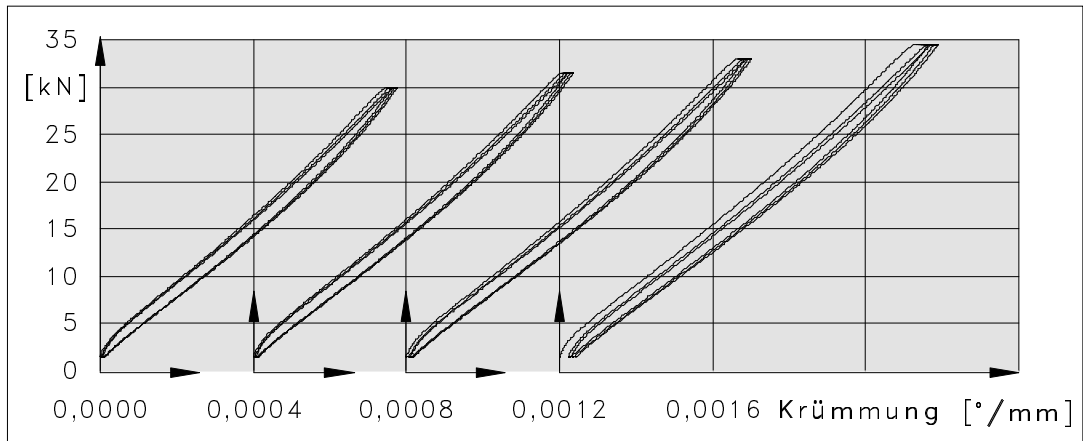


Abb. A.49: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 1.1

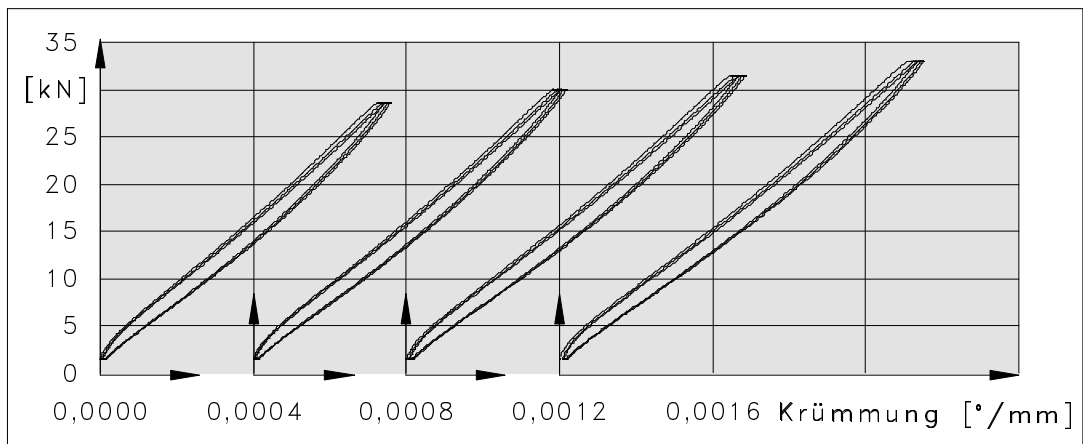


Abb. A.50: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 1.2

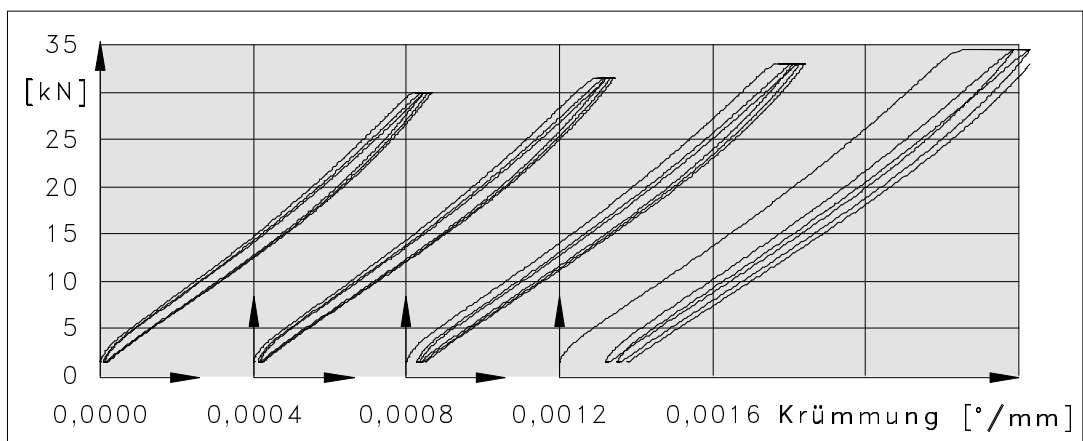


Abb. A.51: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 1.3

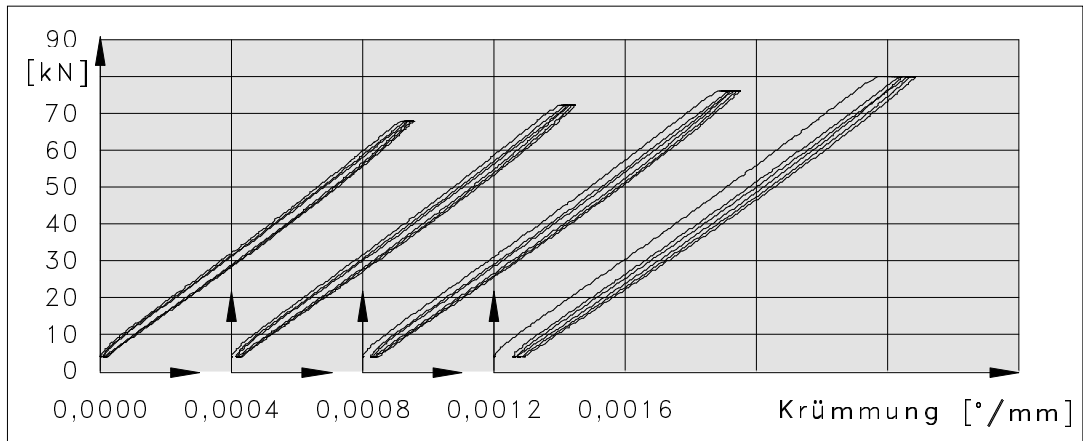


Abb. A.52: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 2.1

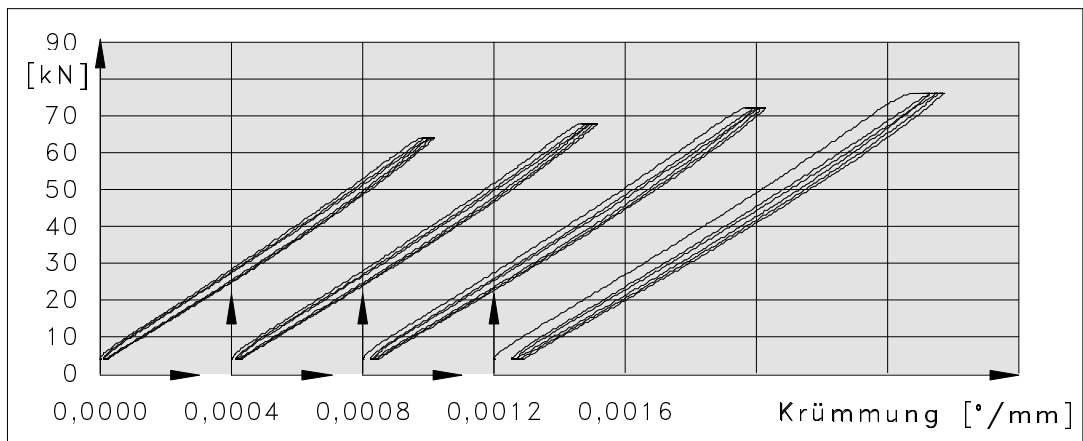


Abb. A.53: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 2.2

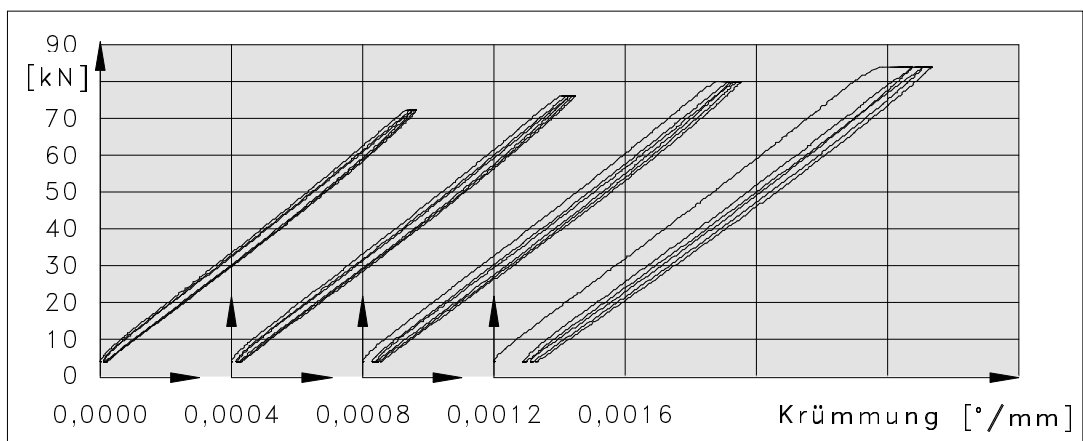


Abb. A.54: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 2.3

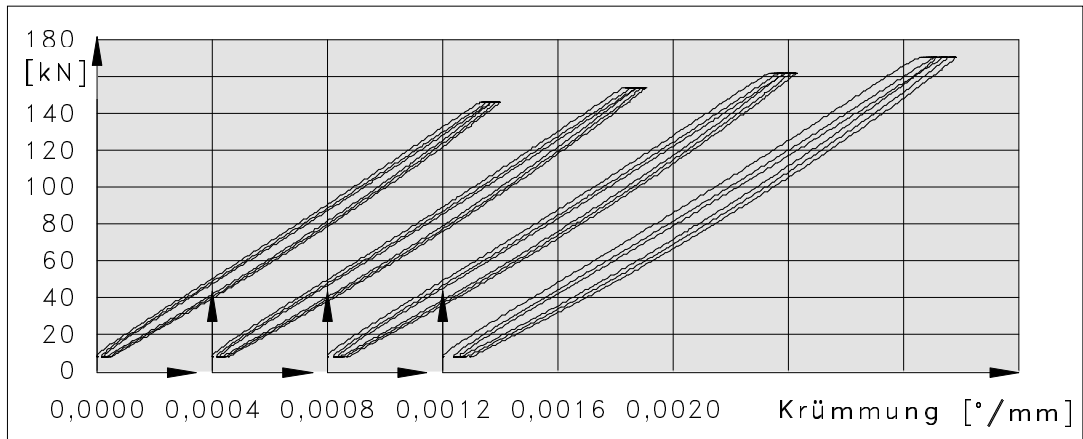


Abb. A.55: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 3.1

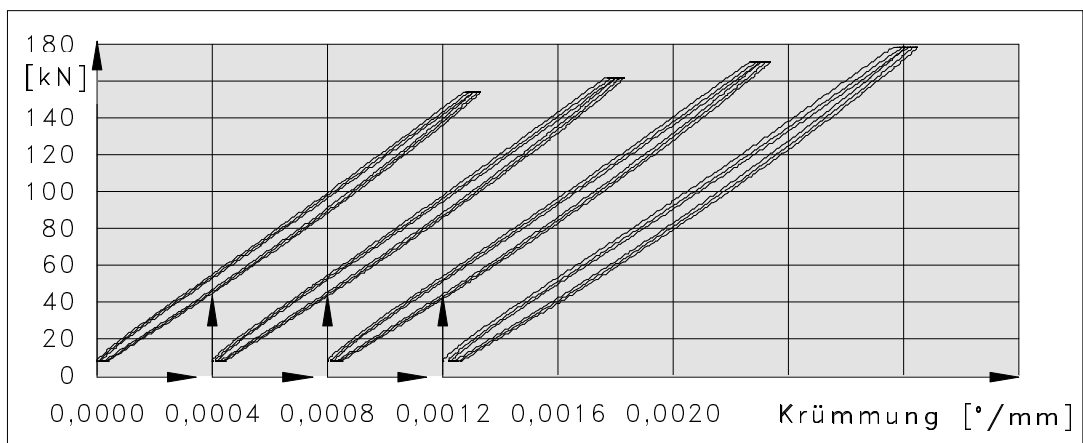


Abb. A.56: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 3.2

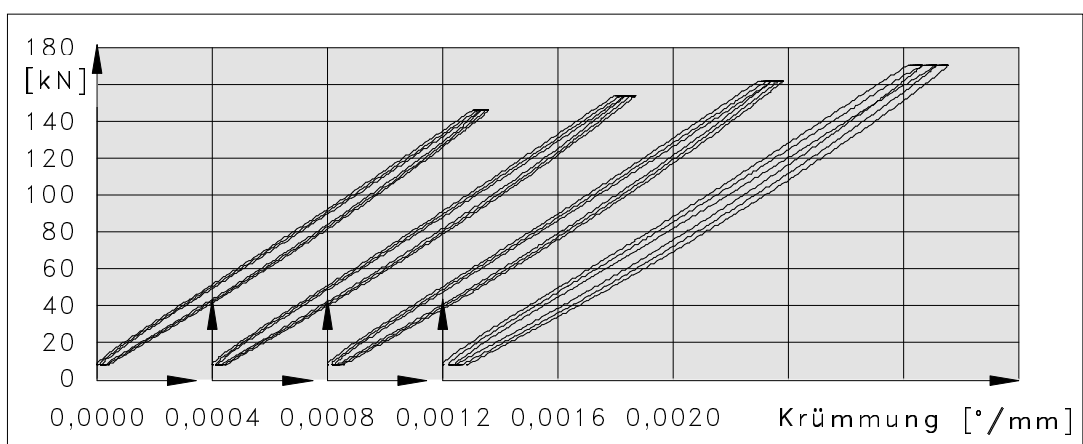


Abb. A.57: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 3.3

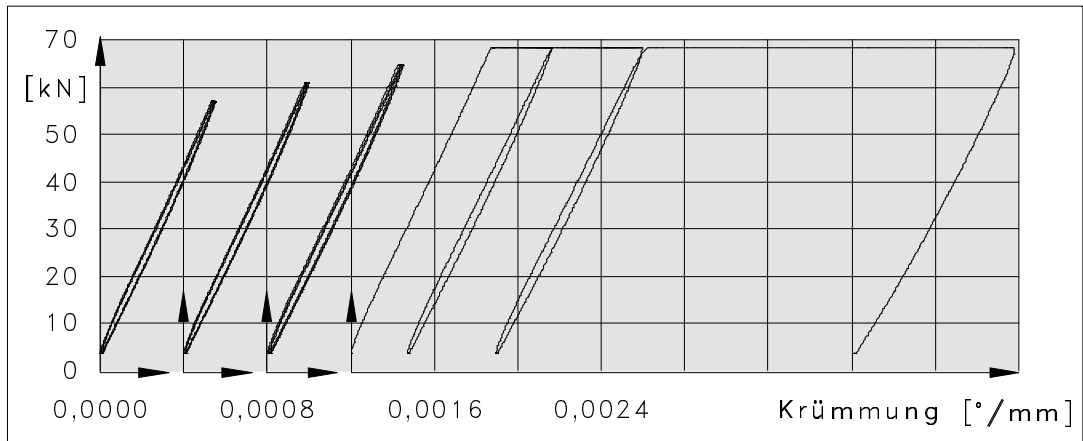


Abb. A.58: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 4.1

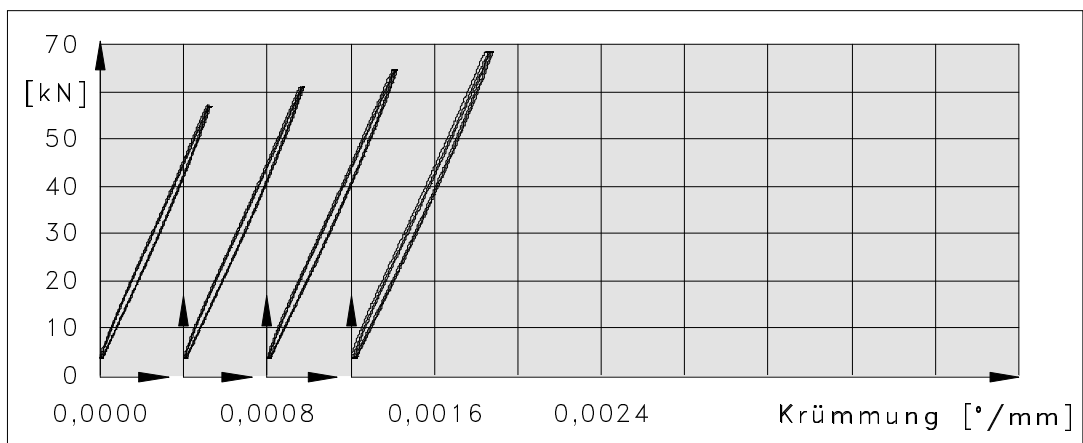


Abb. A.59: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 4.2

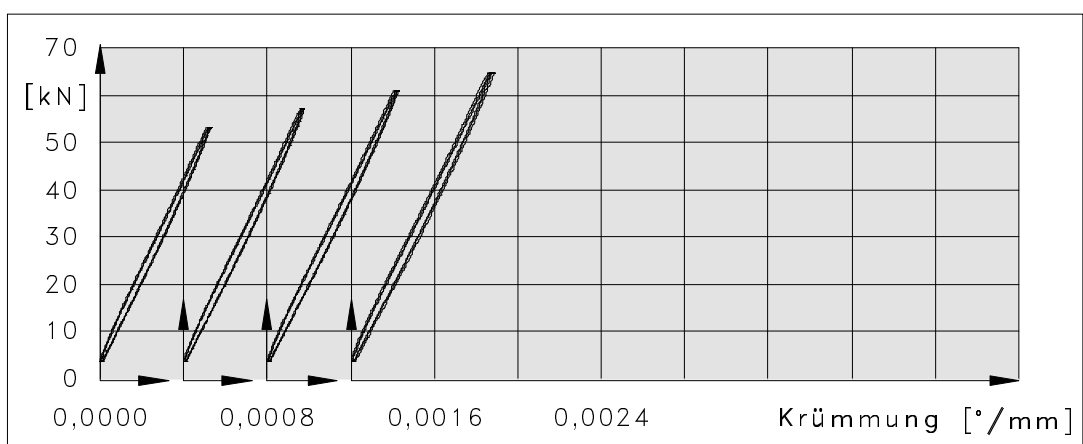


Abb. A.60: Last-Biegekrümmungsfunktionen im Bereich der Höchstlast für Balken 4.3

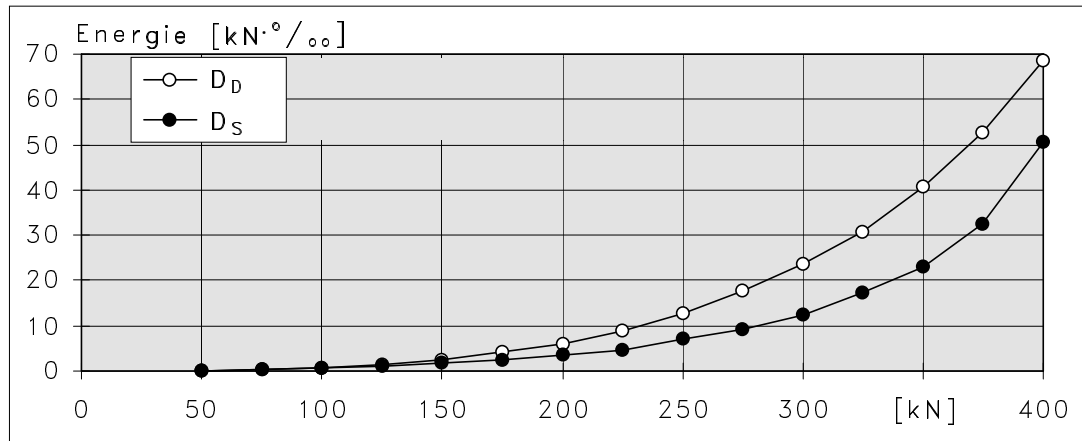


Abb. B.1: Energieanteile D_D und D_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

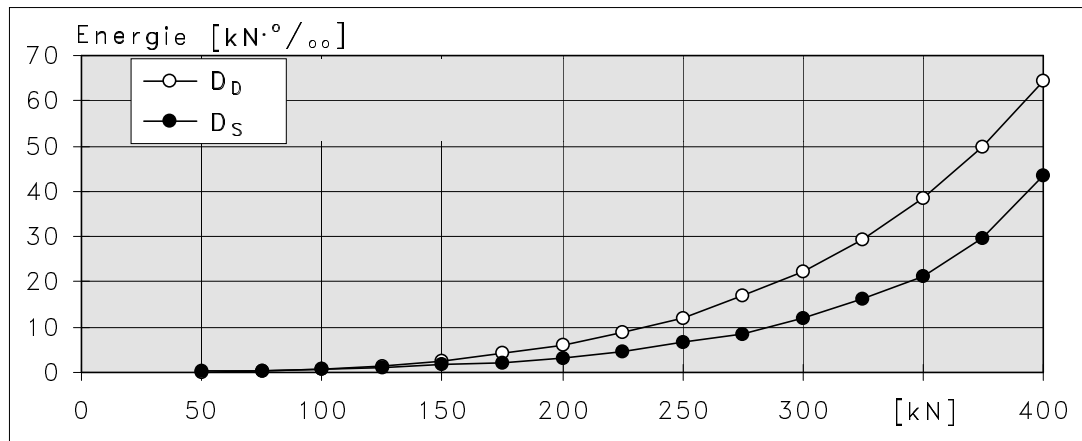


Abb. B.2: Energieanteile D_D und D_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

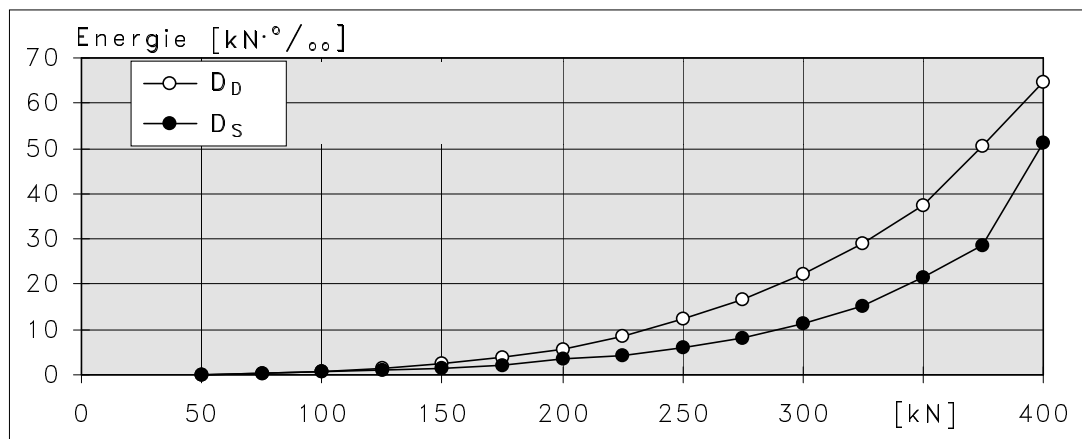


Abb. B.3: Energieanteile D_D und D_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

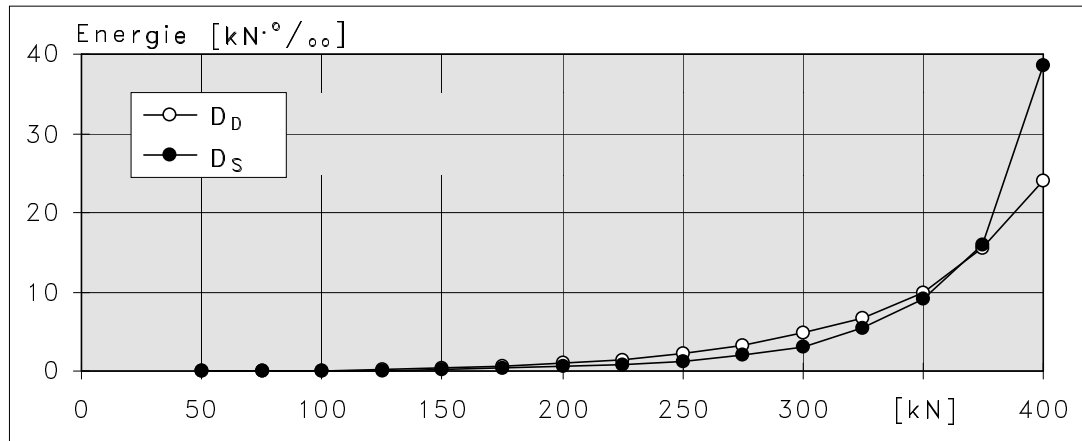


Abb. B.4: Energieanteile D_D und D_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

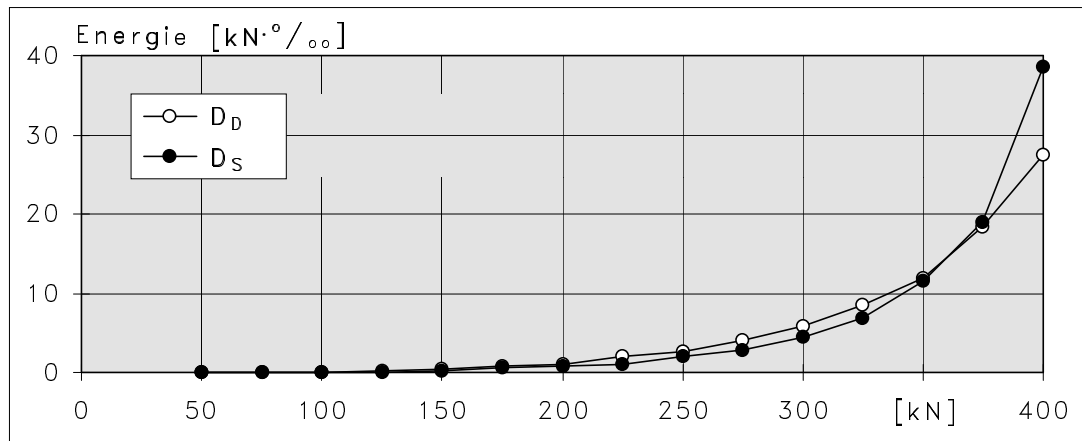


Abb. B.5: Energieanteile D_D und D_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

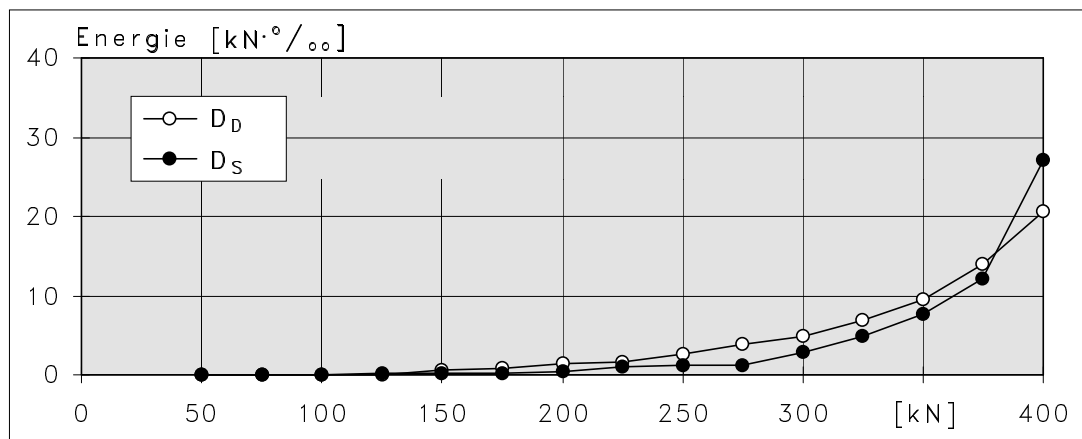


Abb. B.6: Energieanteile D_D und D_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

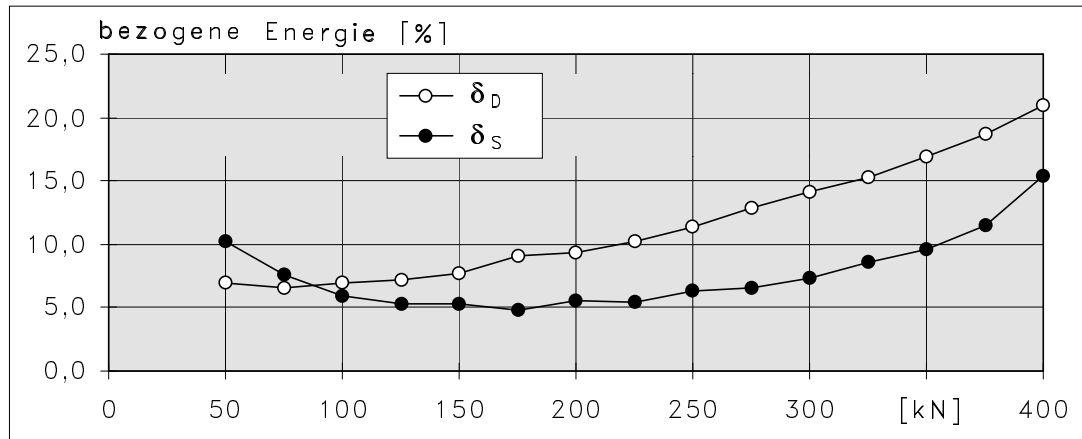


Abb. B.7: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

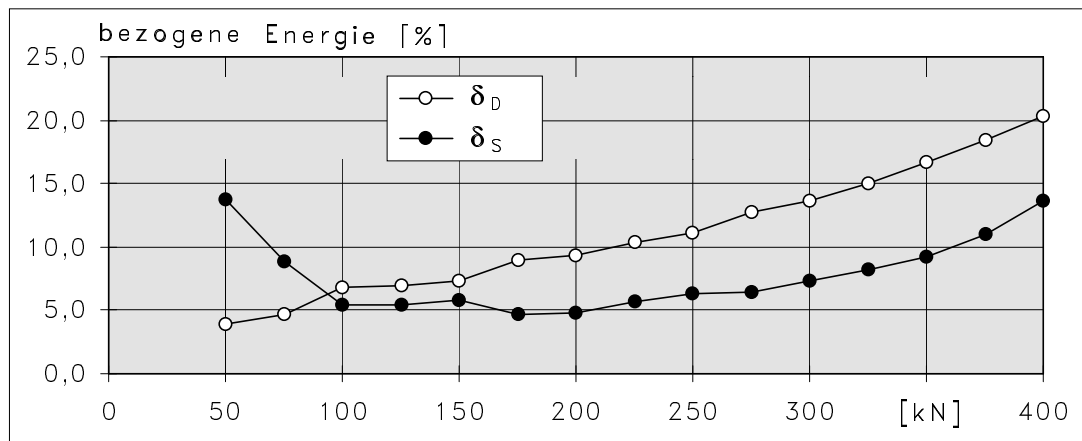


Abb. B.8: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

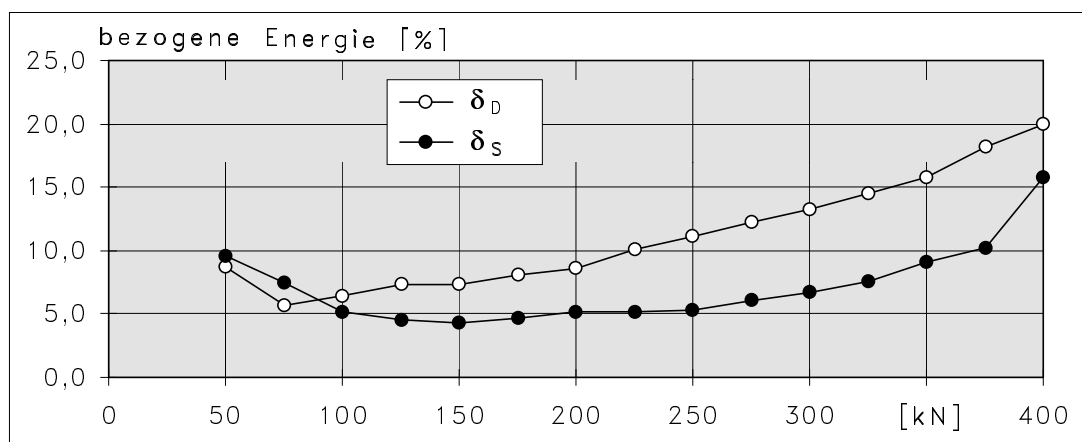


Abb. B.9: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

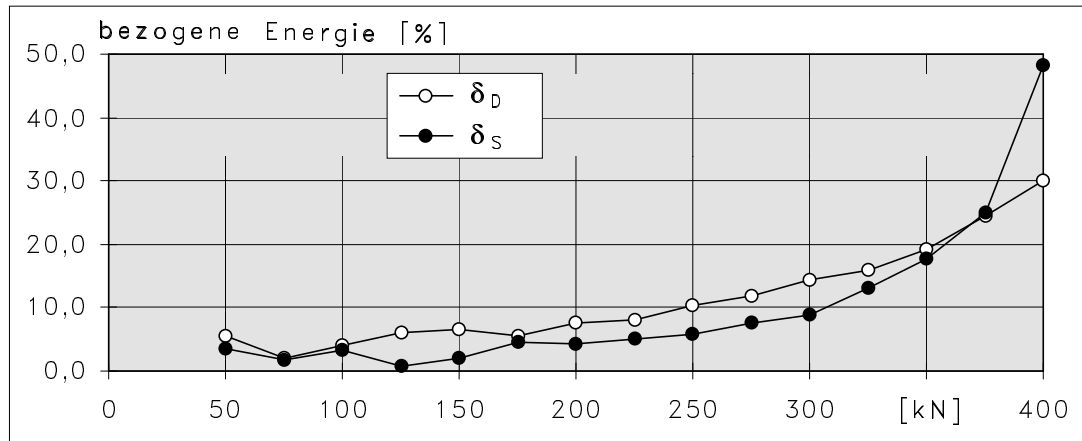


Abb. B.10: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

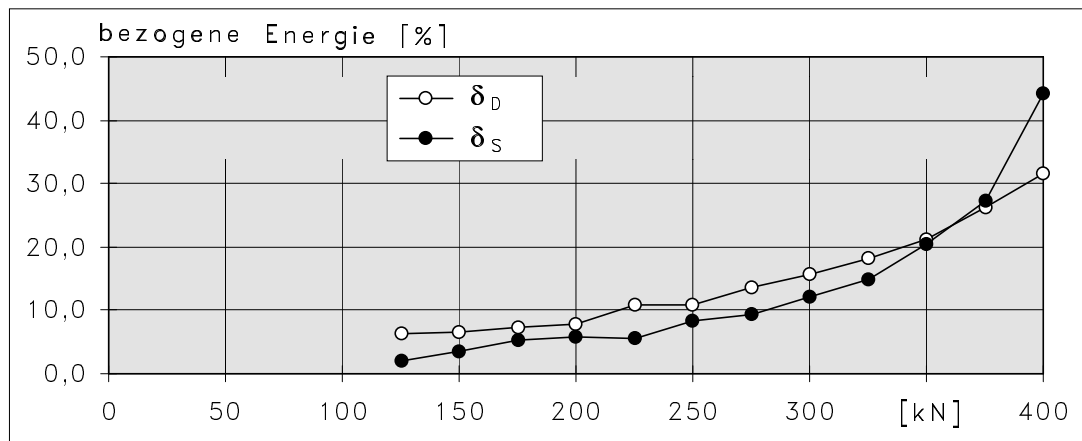


Abb. B.11: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

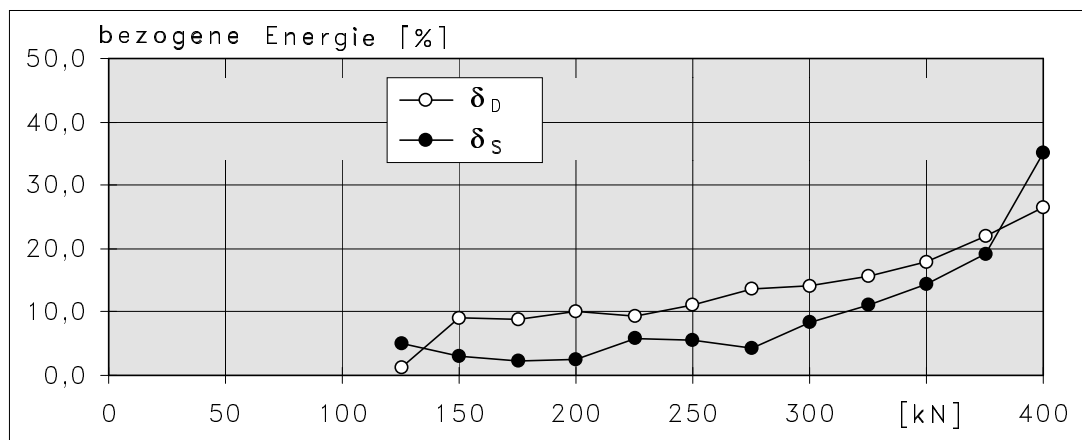


Abb. B.12: bezugene Energien δ_D , δ_S aus der Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

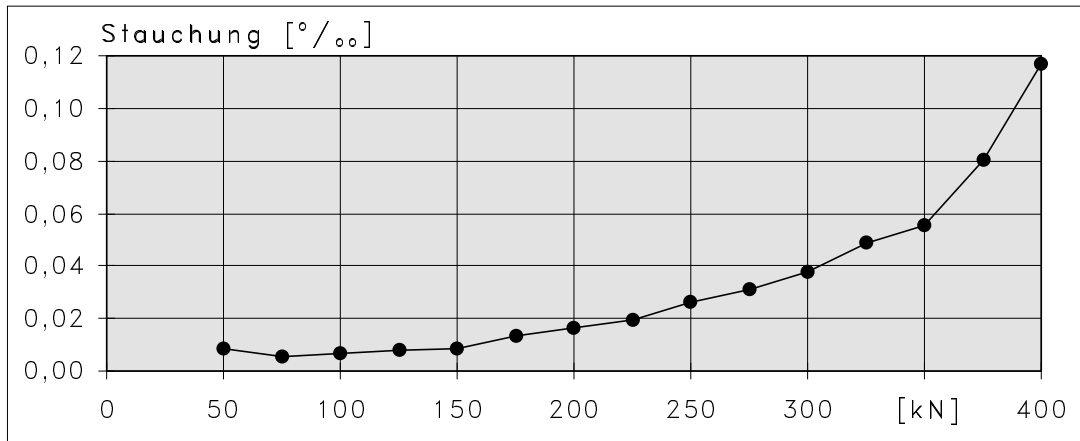


Abb. B.13: bleibende Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

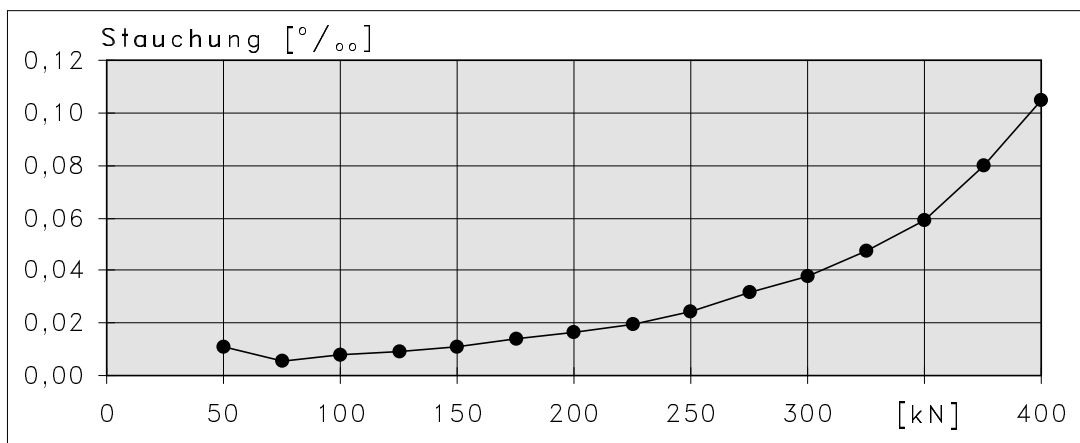


Abb. B.14: bleibende Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

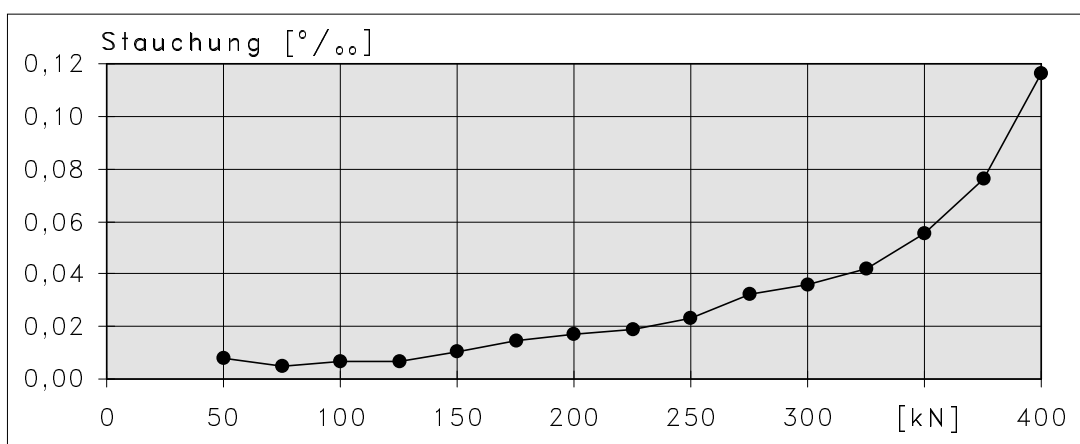


Abb. B.15: bleibende Längsstauchung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

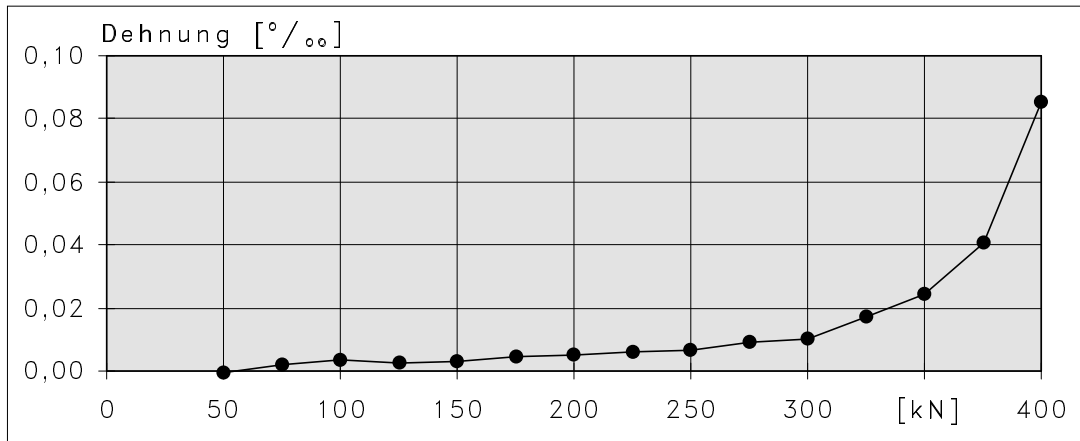


Abb. B.16: bleibende Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 01

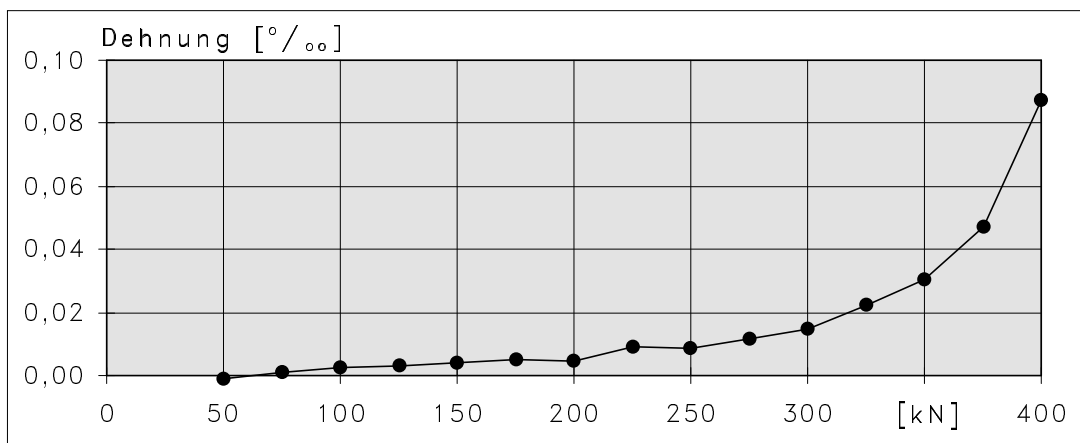


Abb. B.17: bleibende Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 02

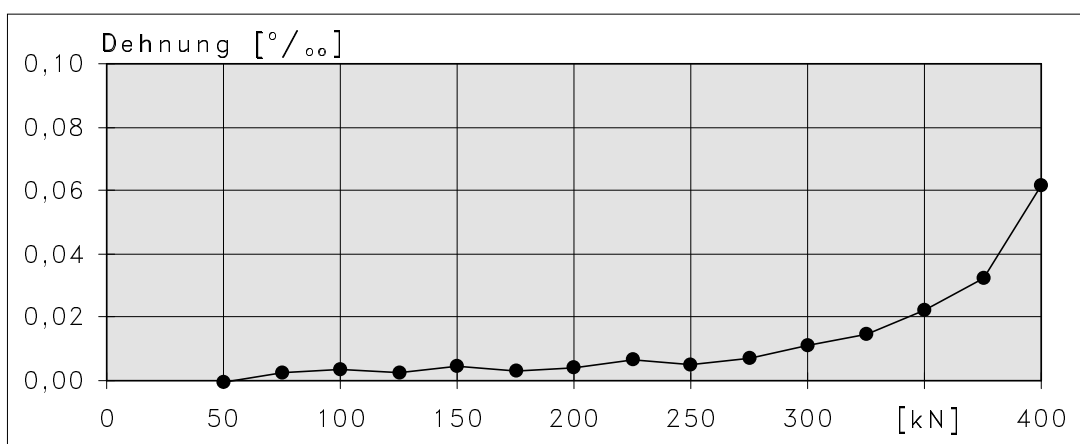


Abb. B.18: bleibende Querdehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Zylinder 03

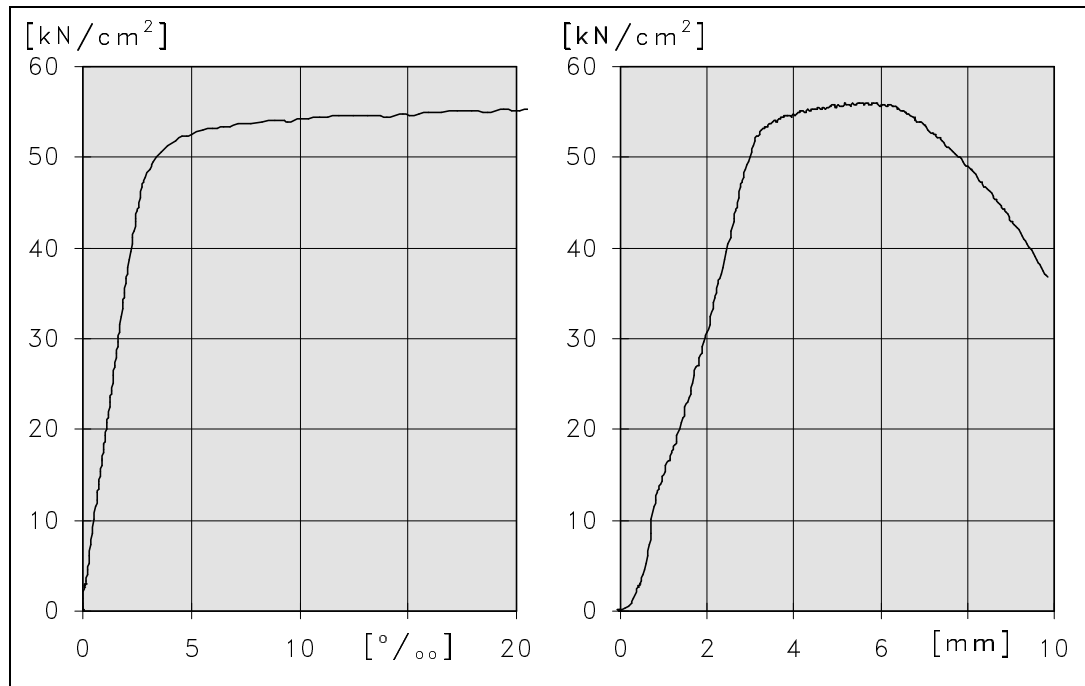


Abb. C.1: Spannungs-Dehnungslinie und Spannungs-Verlängerungslinie für Stahlprobe S-1.1 (BSt 500 M)

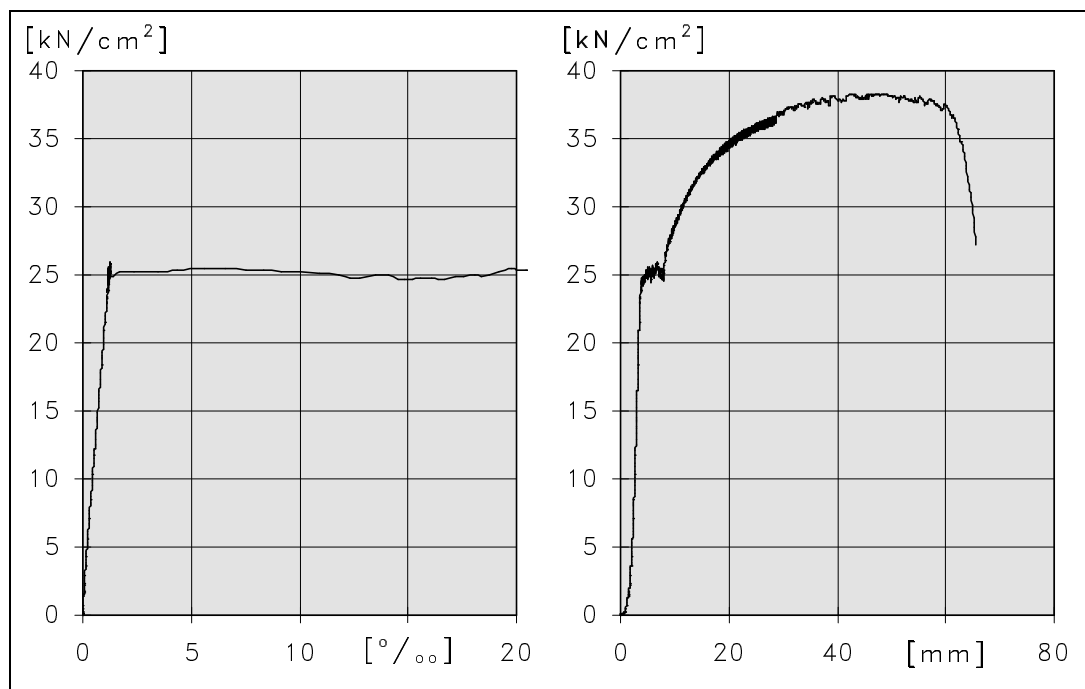


Abb. C.2: Spannungs-Dehnungslinie und Spannungs-Verlängerungslinie für Stahlprobe S-2.1 (St 37)

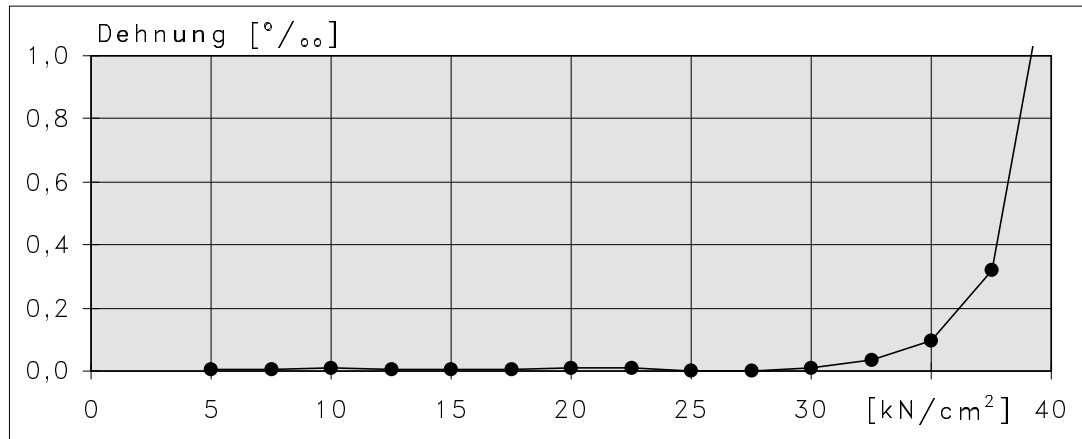


Abb. C.3: bleibende Dehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Stahlprobe S-1.2 (BSt 500 M)

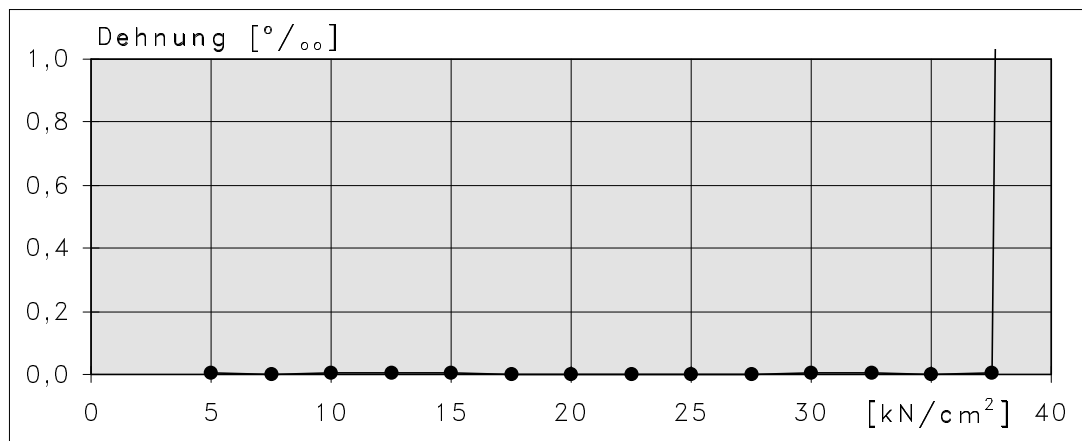


Abb. C.4: bleibende Dehnung in Abhängigkeit der Beanspruchung für Stahlprobe S-2.2 (St 37)

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre hiermit in Kenntnis der strafbaren Folgen einer eidesstattlichen Falschaussage an Eides statt, daß ich die vorliegende Arbeit ohne unzulässige Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus anderen Quellen direkt oder indirekt übernommenen Daten, Methoden und Konzepte sind unter Angabe der Quellen gekennzeichnet.

Weimar, den 06.12.1999

Lebenslauf

Persönliche Daten

| | |
|---------------------|-------------------------------------------|
| Name | Guido Bolle |
| geboren am | 21. September 1967 |
| Geburtsort | Bleicherode |
| Eltern | Günter Bolle Maria Bolle, geb. Mueller |
| Staatsangehörigkeit | deutsch |
| Familienstand | verheiratet, 3 Kinder |

Ausbildung, Werdegang

| | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1974 - 1984 | Polytechnische Oberschule III in Leinefelde |
| 1984 - 1986 | Erweiterte Oberschule in Leinefelde, Abschluß mit Abitur |
| 1986 - 1988 | Wehrdienst |
| 1988 - 1993 | Studium an der Fakultät Bauingenieurwesen der HAB Weimar |
| seit 1993 | wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Abteilung Versuchswesen der Bauhaus-Universität Weimar |