

Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen

von

H. J. Blaß und M. Romani

Diese Arbeiten wurden gefördert durch die
Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V. mit Mitteln des
Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) in Berlin

Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
Abteilung Ingenieurholzbau
Universität Fridericiana Karlsruhe
Univ.-Professor Dr.-Ing. H.J. Blaß

2002

Inhaltsverzeichnis

1	Zielsetzung	1
2	Stand der bisherigen Forschung und Technik	1
3	Rechenmodelle	5
3.1	Berechnungsverfahren nach Mungwa und Kenmou	5
3.2	Berechnungsverfahren nach Ceccotti und Covan	5
3.3	Rechenmodell nach Kupfer und Kirmair	6
3.4	FE-Berechnungen	8
3.5	Vereinfachtes Berechnungsverfahren	8
4	Versuchsprogramm, Versuchsaufbau und Ergebnisse	12
4.1	Versuchsprogramm	12
4.2	Prüfkörper	14
4.2.1	Aufbau und Abmessungen	14
4.2.2	Versuchsmaterial	14
4.2.3	Herstellung der Prüfkörper	16
4.3	Langzeituntersuchung	16
4.3.1	Allgemeines	16
4.3.2	Versuchseinrichtung	17
4.3.3	Messeinrichtung	18
4.3.4	Versuchsdurchführung	20
4.3.5	Ergebnisse der Langzeituntersuchung	20
4.3.6	Vergleichende Berechnung der Durchbiegung nach dem vereinfachten Verfahren	25
4.3.7	Ermittlung der Kriechzahlen	27
4.3.8	Schlussfolgerungen der Langzeituntersuchung	30
4.4	Kurzzeit Biegeversuche	30
5	Empfehlung für die Praxis	33
5.1	Langzeitverhalten	33
5.2	Resttragfähigkeit nach einer Langzeitbeanspruchung	34
6	Zusammenfassung	35
7	Literatur	37

Vorwort

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wird in den letzten Jahren zunehmend in der Schweiz, in Italien und in den skandinavischen Ländern zur Verstärkung von Holzbalkendecken eingesetzt. Im Vergleich mit reinen Holzbalkendecken weisen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen neben erhöhter Tragfähigkeit auch verbesserte Eigenschaften in den Bereichen Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen), Schallschutz und Brandschutz auf.

Für eine breite Anwendung in Deutschland fehlen bisher für Langzeitbeanspruchungen abgesicherte Angaben zum Trag- und Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindungen und zuverlässige Methoden zur Bemessung. Dieses Vorhaben, das eine Ergänzung einer vorangegangenen, umfangreicheren Untersuchung des Kurzzeitverhaltens darstellt, sollte insbesondere Lücken in der Kenntnis des Langzeitverformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundbauweisen schließen.

Das Forschungsvorhaben entstand im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (DGfH) mit finanzieller Unterstützung der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AIF).

Die umfangreichen Langzeituntersuchungen wurden von Frau Dipl.-Ing. M. Schlager, den Herrn Dipl.-Ing. O. Eberhart und Dipl.-Ing. M. Romani betreut und durchgeführt. Für die Vorbereitung der Prüfkörper und die Messungen waren die Herren G. Köhler und M. Huber verantwortlich. Die Prüfkörper wurden von Mitarbeitern der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine hergestellt. Bei der Auswertung und graphischen Darstellung der Ergebnisse haben die wissenschaftlichen Hilfskräfte des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen gewissenhaft mitgewirkt.

Allen Beteiligten ist für die Mitarbeit zu danken.

Hans Joachim Blaß

1 Zielsetzung

BLAB ET AL (1995) untersuchten in einem Forschungsvorhaben das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern. Neben einer Reihe von Untersuchungen an Druckscherkörpern mit verschiedenen Verbindungsmitteln und Biegeprüfungen an Holz-Beton-Verbundträgern wurde auch mit einer Langzeituntersuchung an 8 Holz-Beton-Verbundträgern begonnen. Ziel dieser Langzeituntersuchung war es das Verformungsverhalten unter wirklichkeitsnahen Klimabeanspruchungen zu untersuchen und eine Aussage über die Gültigkeit bestehender Berechnungsmodelle für das Verformungsverhalten zu erhalten. Im Anschluss an die Langzeitbelastung sollten die Träger bis zum Bruch belastet werden um Angaben über die Resttragfähigkeit zu erhalten.

Diese Untersuchung stellt die Ergebnisse dieser Langzeituntersuchung und der anschließenden Kurzzeitbiegeversuche dar. Weiterhin werden die Ergebnisse der Langzeituntersuchung mit einem gängigen Berechnungsmodell verglichen und auf ihre Anwendbarkeit bewertet.

In den folgenden Abschnitten und in den Anlagen wird häufiger Bezug auf den Forschungsbericht von BLAB ET AL (1995) genommen und Teile dieses Forschungsberichtes direkt aus dem Forschungsbericht übernommen, um eine übersichtliche Zusammenstellung der damaligen Angaben zu den Verbundträgern mit den heutigen Ergebnissen zu ermöglichen.

2 Stand der bisherigen Forschung und Technik

Die ersten Entwicklungen der Holz-Beton-Verbundbauweise entstanden aus Mangel an Stahl für die Betonbewehrung. Eine Patentschrift des deutschen Patentamtes aus dem Jahre 1939 beschreibt eine Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte (SCHAUB, 1939). DEAN (1943) berichtet von Brücken in Florida, USA, die im Hinblick auf möglichst große Stahleinsparung konstruiert wurden. Der Verbund zwischen Beton und Holz wird durch fortlaufend versetzt angeordnete, dreiecksförmige Stahlbleche hergestellt, die zwischen schmalen, nebeneinander liegenden Holzträgern unterschiedlicher Höhe verkeilt werden. Die Verbundkonstruktion einer Straßenbrücke in Neuseeland (N.N., 1976) besteht aus einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte und Längsträgern aus Brettschichtholz. Die Verbindung zwischen Beton und Holz wurde durch Profilierung der Holzoberfläche mittels Aufleimen sogenannter Schubleisten und Kopfdübeln hergestellt. Die Kopfdübel wurden dabei entsprechend dem Querkraftverlauf gestaffelt angeordnet.

Erste Arbeiten auf dem Gebiet der Erhaltung und Sanierung alter Holzbalkendecken wurden von GODYCKI ET AL (1984) durchgeführt. Sie prüften sowohl die Verbindung

zwischen Holz und Beton in Scherversuchen als auch ganze Verbundelemente, bestehend aus zwei Holzträgern mit Betonplatte, in Biegeversuchen. Die Verbindung zwischen Holz und Beton bestand aus in die Holzbalken gesägten Einschnitten und Nägeln bzw. ausschließlich Nägeln. Es ergab sich eine Steigerung der mittleren Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion um das Zweieinhalbfache gegenüber einer Holzbalkendecke. Je starrer die Verbindung ausgeführt wurde, desto höher war die Biegesteifigkeit des Verbundsystems. Auf der Grundlage des elastischen Verbundes wurde ein Bemessungsverfahren entwickelt. Kriechen des Betons wird durch eine Abminderung des Beton-Elastizitätsmoduls bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Verbundkonstruktion berücksichtigt.

NATTERER und HOEFT (1987) untersuchten im Rahmen eines Forschungsvorhabens das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Die Kraftübertragung zwischen Holz und Beton erfolgte zunächst mit rechtwinklig in die Holzbalken eingebrachten Holzschrauben oder Stabdübeln. Zusätzlich sollten dann aber Dübel besonderer Bauart verwendet werden, um einerseits die Druckspannungsspitzen am Holzrand und andererseits den Anfangsschlupf zu reduzieren. Der annähernd gleiche Effekt ist mit schräg eingeleimten Holz- oder Bauschrauben zu erreichen. Weitere Möglichkeiten der Schubkraftübertragung sind eine Verzahnung durch Einschnitte in die Holzbalken sowie Nagelplatten oder andere ebene Stahlblechteile, die zwischen zweiteilige Holzquerschnitte oder in Nuten bei einteiligen Holzquerschnitten so eingebracht werden, dass sie über den Holzrand stehen und mit dem Beton vergossen werden können. Natterer und Hoefft führten experimentelle Untersuchungen an großen Verbundelementen durch. Die Verbindung zwischen Beton und Holz wurde mit Bauschrauben hergestellt, die unter 30° zur Horizontalen ins Holz eingeleimt wurden. Ihr Berechnungsvorschlag basiert auf der Lösung der allgemeinen Differentialgleichung. Diese wurde unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens von Beton, Holz und Verbindung aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet. Für die wichtigsten Lastfälle werden Schnitt- und Verformungsgrößen angegeben. Kriechinflüsse werden durch Abminderung der Elastizitätsmoduln von Holz und Beton und des Verschiebungsmoduls der Verbindung berücksichtigt.

Das Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen erläuterten CECCOTTI und COVAN (1990). Demnach resultiert die Verschiebung der Verbindung in der Fuge nicht nur aus Anfangsschlupf und Kriechverformungen, sondern auch aus Temperatur- und Luftfeuchteschwankungen des Umgebungsklimas. Es wurde ein Finite-Elemente-Programm mit linear-elastischem Kraft-Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich und nichtlinearem Verhalten im Traglastbereich vorgestellt. Die Berechnung der Langzeitverformungen im Gebrauchslastbereich wird unter kontinuierlicher Abminderung der Elastizitätsmoduln durchgeführt. Das nichtlineare Ver-

halten im Traglastbereich wird durch die Annahme eines elastisch-plastischen Kraft-Verschiebungsverhaltens der Verbindungen simuliert.

BECKER (1990) entwickelte ein Rechenmodell, in dem sowohl das elastisch-plastische Verformungsverhalten des Betons als auch eine vereinfachte elastisch-plastische Arbeitslinie der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Er schätzte das Langzeitverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ab, indem er das Schwind- und Kriechverhalten der einzelnen Baustoffe miteinander verglich.

Eine neue Verbindung aus Betonnocken und Stiften aus Betonstahl wurde von WERNER (1992) vorgestellt. Die Betonnocken entstehen beim Betonieren der Betonplatte, wenn Beton in zylindrische Ausfräsungen auf der Oberseite der Holzbalken fließt. Die Stifte aus Betonstahl werden vor dem Betonieren in vorgebohrte Löcher in den Ausfräsungen eingeschlagen und beim Betonieren im Beton vergossen. Die Betonnocken dienen zur Übertragung der Schubkräfte, während die Stahlstifte als Bewehrung und zur Aufnahme eventuell vorhandener Zugkräfte rechtwinklig zur Fuge herangezogen werden. Das Trag- und Verformungsverhalten dieser Verbindung wurde mittels Scherversuchen in der VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE an der Universität Karlsruhe (1992) untersucht. Es zeigte sich im unteren Lastbereich ein relativ steifes Last-Verformungsverhalten und im Traglastbereich ein plastisches Verformungsvermögen. Werner berücksichtigt in seinem Bemessungsvorschlag die nichtlineare Kraft-Verformungsbeziehung der Verbindung durch unterschiedliche Verschiebungsmoduln im Gebrauchslast- und Traglastbereich. Kriecheinflüsse werden durch Abminderung der Elastizitätsmoduln der Einzelbaustoffe und des Verschiebungsmoduls in Rechnung gestellt.

Die Firma SFS PROVIS AG (1992) entwickelte eine Schraube für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Ihr unterer Teil ist mit einem speziellen Gewinde versehen und erlaubt ein einfaches Setzen im Holzträger ohne Vorbohren. Der obere, glattschaftige Teil wird im Beton verankert (siehe auch: MEIERHOFER, 1992; THOMI und WAIBEL, 1994). Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden Untersuchungen mit diesem Verbindungsmittel durchgeführt (TIMMERMANN und MEIERHOFER, 1993; MEIERHOFER, 1994). In Scherversuchen sowie Ausziehversuchen aus Beton und aus Holz wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung untersucht. Holz-Beton-Verbundträger wurden unter Biegebeanspruchung geprüft. Versuchsparameter waren Anordnung und Neigung der Verbindungsmittel, Holzfeuchte und bei den Langzeituntersuchungen das Belastungsniveau. Es zeigte sich, dass die größte Trägersteifigkeit bei Anordnung der Verbindungsmittel unter $\pm 45^\circ$ in zwei Reihen im Holzträger erreicht werden konnte. Die ausgeprägten Kriechverformungen unter Langzeitbeanspruchung können durch eine entsprechende Holzqualität, durch eine

Holzfeuchte, die der Ausgleichsfeuchte des Umgebungsklimas angepasst ist und durch eine sorgfältige Herstellung der Verbundkonstruktion minimiert werden.

ERLER (1992) befasste sich mit Verbundträgern aus Holz und Polymerbeton, einem mit Quarzsand gefüllten Kunstharz. Beide Werkstoffe gehen eine starre Haftverbindung ohne Nachgiebigkeit in der Fuge ein. Die Verbindung wurde in Scherversuchen geprüft. An Verbundträgern wurden Kurzzeitbiegeversuche und Langzeituntersuchungen durchgeführt. Erler gibt ein Rechenverfahren für starr verbundene Querschnitte an.

Ebenfalls auf der Annahme des starren Verbundes beruht das Berechnungsverfahren von MUNGWA und KENMOU (1993 a, b). Sie berechnen das Kurzzeitverhalten und das durch Kriech- und Schwindverformungen beeinflusste Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern.

In den Untersuchungen von GERBER et al. (1993) wurden Balkenschuhe zur Verbindung von Holzträgern und Betonplatte benutzt. Die Balkenschuhe wurden vor dem Betonieren auf die Holzträger aufgenagelt, so dass die Schubkraftübertragung in der Fuge eigentlich durch eine Nagelverbindung erfolgt. Mit dieser Balkenschuh-Verbindung wurden Scherversuche durchgeführt. Versuche mit Verbundträgern unter Biegebeanspruchung zeigten eine deutlich größere Biegesteifigkeit unter Gebrauchslast im Vergleich mit geprüften Holzträgern ohne Betonplatte. Das Langzeitverhalten der Verbundträger wurde abgeschätzt, indem Lastwechsel im Bereich der Gebrauchsbeanspruchung bis zum Erreichen einer sich nicht mehr vergrößern Durchbiegung aufgebracht wurden.

Im Hinblick auf eine zukünftige Bemessung nach Eurocode 5 berichten CAPRETTI und CECCOTTI (1994) über die experimentelle Bestimmung des Faktors k_{def} und des Verschiebungsmoduls K_{ser} aus Kurzzeit- und Langzeitprüfungen von Holz-Beton-Verbundträgern.

KENEL UND MEIERHOFER (1998) führten dreijährige Scherkriechversuche und Biegeversuche mit verschiedenen Anordnungen von Verbindern durch. Die Biegeversuche wurden viereinhalb Jahre unter einem Dach im Freien gelagert. Nach dem Untersuchungszeitraum wurden die Biegeträger einer Kurzzeitprüfung unterzogen. Ergebnis der Scherkriechversuche war eine deutliche Kriechverformung, mit einer Kriechzahl zwischen 0,7 bis 1,0 für den Untersuchungszeitraum. Nach einem mehrwöchigen Entlastungszeitraum ging die Verformung um ca. 1/3 zurück. Für die Biegeversuche wird eine deutliche Kriechverformung mit einem Kriechbeiwert der Verbundträger zwischen 2,2 und 3,1 für den Untersuchungszeitraum angegeben. Bei den anschließenden Kurzzeit-Biegeversuchen konnten keine Unterschiede zur Trägfähigkeit ohne Vorbelastung festgestellt werden.

VAN DER LINDEN (1999) wertete die hier dargestellten Träger der Langzeituntersuchung nach 1200 Tagen aus und führte Simulationsberechnungen durch. Aus der Simulation ergaben sich für den Zeitpunkt t nach 1200 Tagen deutlich höhere Kriechzahlen für den Beton, das Holz und die Verbindungen, als die anzusetzenden Kriechzahlen nach den einschlägigen Normen.

Die meisten Verfahren zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen basieren auf der elastischen Verbundtheorie. Sie sind oft nicht allgemeingültig, sondern gelten nur für eine bestimmte Verbindungsart unter vorgegebenen Randbedingungen. Die Streuungen der Baustoffeigenschaften werden nicht berücksichtigt. Die günstige Auswirkung von plastischen Verformungen in mechanischen Verbindungen wurde bisher vereinfacht von BECKER (1990) und von CECOTTI und COVAN (1990) berücksichtigt.

3 Rechenmodelle

3.1 Berechnungsverfahren nach Mungwa und Kenmou

MUNGWA und KENMOU (1993 a, b) schlagen eine Finite-Differenzen-Methode zur Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens eines Holz-Beton-Verbundträgers vor. Die Grundidee des Rechenverfahrens ist es, zunächst die Spannungen im Holz und im Beton in jedem Zeitschritt konstant zu halten. Aufgrund von Kriechen und Relaxation ändern sich diese Spannungen. Um das Gleichgewicht wiederherzustellen, werden zusätzliche äußere Kräfte auf den Querschnitt aufgebracht. Da die äußeren Kräfte über die Zeit in Wirklichkeit unverändert bleiben, ist eine Anpassung an die äußeren Lasten erforderlich. Dies wiederum führt zu einer weiteren Änderung der Spannungen im Holz und im Beton. Diese Iterationen werden für jeden Zeitschritt durchgeführt, bis die gewünschte Dehnung erreicht wird und die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Wegen der aufwendigen Berechnungen ist dieses Verfahren für eine Bemessung nicht geeignet.

3.2 Berechnungsverfahren nach Ceccotti und Covan

Das Berechnungsverfahren von CECOTTI und COVAN (1990) liefert nach Aussage der Autoren auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Die Verschiebung nach beispielsweise 50 Jahren wird durch eine unterschiedliche Abminderung der Elastizitätsmoduln der Baustoffe Holz und Beton und der Verbindungssteifigkeit berechnet. Für jeden Zeitschritt werden die folgenden Anpassungen vorgeschlagen:

$$E(t_i) = \frac{E(t_{i-1})}{1 + \alpha \cdot (1 - e^{-(t_i - t_{i-1})})} \quad (1)$$

mit t_i, t_{i-1} unterschiedliche Zeitschritte in *Jahren*,
 α für Beton ungefähr 2,0,
für Holz zwischen 0,6 und 1,0.

$$k(t_i) = \frac{k(t_{i-1})}{1 + v \cdot \log(t_i - t_{i-1} + 1)} \quad (2)$$

mit v Variable zwischen 0,07 und 0,40 zur Berücksichtigung des Umgebungs-
klimas.

Werden die Berechnungen unter der Annahme eines einzigen Zeitschrittes von 50 Jahren durchgeführt, dann entsprechen sie der üblichen Berechnungsmethode. Bei mehreren aufeinander folgenden kleinen Zeitschritten kann mit diesem Berechnungsverfahren aber besser das tatsächliche Kriechverhalten abgeschätzt werden, allerdings nur mit Hilfe einer Computerberechnung.

3.3 Rechenmodell nach Kupfer und Kirmair

Das von KUPFER und KIRMAIR (1987) vorgestellte Rechenmodell wurde von KREUZINGER (1994) auf Holz-Beton-Verbundträger übertragen. Danach können die Kriechverformungen eines Verbundträgers über einen fiktiven Elastizitätsmodul E_f für jede Komponente j berechnet werden:

$$E_{f,j} = \frac{E_j}{n_j} \quad (3)$$

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode kann bei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen ϕ_j bzw. Entlastungsfaktoren k_j angewendet werden. Bei der Ableitung der Faktoren n_j wurden folgende Annahmen getroffen:

- Der Verlauf der Kriechzahlen ϕ_j ist kongruent für jede Komponente.
- Die Kriechzahlen ϕ_j sind für jede Komponente unabhängig von der Belastungshöhe.
- Jede Komponente besitzt ein linear elastisches Materialverhalten.

Zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen wird der gleiche Faktor n_j , der für die Komponente Holz abgeleitet wird, auf den Verschiebungsmodul der Verbindungen angewendet.

Wird die Komponente Beton mit dem Index a und die Komponente Holz mit dem Index b bezeichnet, dann ergeben sich die Faktoren zur Berücksichtigung des Kriechens beider Werkstoffe $n_{a,c}$ und $n_{b,c}$ zu:

$$n_{a,c} = 1 + k_a + \phi_{a,i} \left(\frac{1 + \phi_b}{\phi_{b,i} - e^{-\psi'} (\phi_{b,i} - \psi' (1 + k_b))} - \frac{1}{\psi'} \right) \quad (4)$$

$$n_{b,c} = 1 + k_b + \phi_{b,i} \left(\frac{1 + \phi_a}{\phi_{a,i} - e^{-\psi'} (\phi_{a,i} - \psi' (1 + k_a))} - \frac{1}{\psi'} \right) \quad (5)$$

mit

ϕ_j Kriechfaktor der Komponente j ,

k_j Entlastungsfaktor der Komponente j ,

$\phi_{j,i}$ irreversibler Anteil des Kriechfaktors der Komponente j ,

ψ' bezogener System-Kriechfaktor.

$$\phi_{j,i} = \phi_j - k_j \quad (6)$$

$$\psi' = \frac{\psi - k_c}{1 + k_c} \quad (7)$$

$$\psi = \alpha_0 \phi_a + \beta_0 \phi_b \quad (8)$$

$$k_c = \alpha_0 k_a + \beta_0 k_b \quad (9)$$

Mit Gleichung (8) wird der System-Kriechfaktor und mit Gleichung (9) der System-Entlastungsfaktor berechnet.

$$\alpha_0 = \frac{\delta_{a11}}{\delta_{a11} + \delta_{b11}} \quad (10)$$

$$\beta_0 = \frac{\delta_{b11}}{\delta_{a11} + \delta_{b11}} = 1 - \alpha_0 \quad (11)$$

$$\delta_{a11} = \frac{1}{EA_a} + \frac{e^2}{EI_a} \quad (12)$$

$$\delta_{b11} = \frac{1}{EA_b} + \frac{(h_0 - e)^2}{EI_b} + \frac{\pi^2}{l^2 \cdot C} \quad (13)$$

$$e = h_0 \left(\frac{1}{1 + EI_b / EI_a} \right) \quad (14)$$

mit

EA_j Dehnsteifigkeit der Komponente j ,

EI_j Biegesteifigkeit der Komponente j ,

C Verschiebungsmodul pro mm in Tragerlangsrichtung,

h_0 Schwerpunktsabstand der beiden Komponenten,

l Spannweite.

Die Gleichung zur Berechnung von $n_{j,c}$ kann auch in einer anderen Form geschrieben werden:

$$n_{j,c} = 1 + k_j + \phi_{j,i} \cdot f(\psi', \phi'_{j,i}) \quad (15)$$

$$\phi'_{j,i} = \frac{\phi_j - k_j}{1 + k_j} \quad (16)$$

mit

$\phi_{j,i}$ irreversibler Anteil des Kriechfaktors der Komponente j nach Gleichung (6)

Die Funktion $f(\psi', \phi'_{j,i})$ beinhaltet den bezogenen System-Kriechfaktor ψ' nach Gleichung (7) und den bezogenen irreversiblen Anteil des Kriechfaktors $\phi'_{j,i}$ der Komponente j nach Gleichung (16).

3.4 FE-Berechnungen

Das für die Kriechberechnungen verwendete Finite Elemente-Modell wird in VAN DER LINDEN (1995 b) beschrieben. Es wurden folgende Erweiterungen eingearbeitet:

- Zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Holz, Beton und Holz-Beton-Verbindung wird eine Potenzfunktion verwendet:

$$\psi = at^b \quad (17)$$

mit den Konstanten a und b und der Zeit t (in Tagen).

Die Gleichung kann so angepasst werden, dass das Kriechverhalten der verschiedenen Baustoffe erfasst wird.

- Die für das Kurzzeitverhalten programmierten Federelemente für die Verbindungen wurden durch Elemente ersetzt, die ihr Materialverhalten im Laufe der Zeit ändern können.
- Obwohl Risse in der Betonplatte für Verbundträger mit T-Querschnitt nur einen geringen Einfluss haben, können sie bei anderen Trägergeometrien die Biegesteifigkeit oder das Langzeitverhalten signifikant beeinflussen. Auch durch Schwinden können Risse im Beton entstehen. Deshalb ist es angebracht, das Rissverhalten zu berücksichtigen, auch wenn unter der aufgetragenen Last kein Aufreißen des Betons zu erwarten ist. Hierzu wurde die Belastung um das Doppelte bis Dreifache erhöht, anschließend wieder auf das Lastniveau für die Kriechberechnungen entlastet und die Kriechberechnungen durchgeführt.

3.5 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

Aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens von Holz, Beton und Holz-Beton-Verbindungen ist das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern rechnerisch schwer zu erfassen. Bestehende Rechenmodelle für Stahl-Beton-Verbundsysteme

können nicht genutzt werden, da dort nur das Kriechen des Betons berücksichtigt wird.

Mit den Versuchsergebnissen der Langzeituntersuchung wird das hier dargestellte und in BLAB ET AL (1995) empfohlene Rechenmodell für das Langzeitverhalten anhand tatsächlich gemessener Verformungen überprüft.

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern wird berücksichtigt durch Abminderung des Elastizitätsmoduls E_i jedes Werkstoffes auf $E_i/(1+\phi_i)$ wobei ϕ_i die Kriechzahl des jeweiligen Baustoffes i ist. Die Verbindungssteifigkeit K_i wird auf $K_i/(1+\phi_i)$, mit der Kriechzahl ϕ_i des Holzes, abgemindert. Diese Vorgehensweise wurde z.B. von NATTERER und HOEFT (1987) zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Holz-Beton verwendet. Verglichen mit dem Rechenmodell nach Kupfer ist die Abminderung unabhängig von der Querschnittsgeometrie und von den Materialeigenschaften des zweiten Baustoffes im Querschnitt.

Zum Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird das in Eurocode 5, Anhang B angegebene Berechnungsverfahren für Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen vorgeschlagen.

Die Nachgiebigkeit der Holz-Beton-Verbindungen wird durch den Verschiebungsmodul K_u für Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und durch den Verschiebungsmodul K_{ser} für Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (entspricht k_s nach DIN EN 26891) erfasst. Es darf angenommen werden:

$$K_{u,mean} = 2 \cdot K_{ser,mean} / 3 \quad (18)$$

Die Holz-Beton-Verbindungen können entweder gleichmäßig über die Trägerlänge angeordnet oder entsprechend der Querkraftlinie zwischen s_{min} und s_{max} ($\leq 4 s_{min}$) abgestuft werden. Bei abgestufter Anordnung darf mit dem wirksamen Abstand s_{ef} gerechnet werden:

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad (19)$$

Für einen zweiteiligen Querschnitt mit einem Gurt aus Beton (Index 1) und einem Steg aus Holz (Index 2) berechnet sich die wirksame Biegesteifigkeit zu

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (20)$$

wobei für E_i stets der Mittelwert E_{mean} einzusetzen ist.

Die Eingangswerte in Gleichung (3) berechnen sich zu:

$$A_i = b_i \cdot h_i \quad (21)$$

$$I_i = b_i \cdot h_i^3 / 12 \quad (22)$$

Unter der Annahme, dass die maßgebende Spannungsnullebene im Holz (Index 2) auftritt, ist

$$\gamma_1 = \left[1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s / K \cdot l^2 \right]^{-1} \quad (23)$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (24)$$

Bei Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte liegt die Spannungsnullebene in der Regel im Beton (Index 1). Es ergibt sich dann

$$\gamma_1 = 1 \quad (25)$$

$$\gamma_2 = \left[1 + \pi^2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot s / K \cdot l^2 \right]^{-1} \quad (26)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot \sum_{i=1}^2 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (27)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 \quad (28)$$

Es bedeuten:

b_i Querschnittsbreiten,

h_i Dicken bzw. Höhen der einzelnen Querschnittsteile,

γ_i Abminderungswerte zur Berechnung von $(EI)_{ef}$,

E_i Elastizitätsmoduln der einzelnen Querschnittsteile,

s Abstand der Holz-Beton-Verbindungen oder mittlerer Abstand der in eine Reihe geschobenen Holz-Beton-Verbindungen oder wirksamer Abstand s_{ef} , nach Gleichung (2)

K Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung,

l maßgebende Stützweite,

a_i Abstand der Schwerachsen der ungeschwächten Querschnittsflächen von der maßgebenden Spannungsnullebene.

Ist zwischen Holz und Beton eine Zwischenschicht angeordnet, dann muss der Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung in Versuchen mit Prüfkörpern, bei denen eine entsprechende Zwischenschicht vorhanden ist, ermittelt werden. Bei der Berechnung der Abstände a_i wird eine Zwischenschicht der Dicke d wie folgt berücksichtigt:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + 2 \cdot d + h_2)}{2 \cdot \sum_{i=1}^2 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (29)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + 2 \cdot d + h_2)}{2} - a_2 \quad (30)$$

Die mitwirkende Plattenbreite der Betonplatte $b_{1,ef}$ wird entsprechend dem Verfahren für Plattenbalken aus Beton nach Eurocode 2 berechnet. Demnach ergibt sich für einen symmetrischen Holz-Beton-Verbundträger

$$b_{1,ef} = b_2 + \frac{1}{5} \cdot l_0 \leq b_1 \quad (31)$$

und für einen Holz-Beton-Verbundträger mit einseitig angeordnetem Gurt

$$b_{1,ef} = b_2 + \frac{1}{10} \cdot l_0 \leq b_1 \quad (32)$$

Es bedeutet:

l_0 Abstand der Momentennullpunkte im Feld; für Einfeldträger: Stützweite l .

Bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die Einflüsse von Kriechverformungen und Feuchteänderungen zu berücksichtigen. Die Nachweise sind sowohl im Anfangszustand, d.h. ohne jede Berücksichtigung von Kriecheinflüssen, als auch für die Zeit $t = \infty$ zu führen. Kriechen und Feuchteänderungen für das Holz können vereinfacht durch Abminderung des Elastizitätsmoduls der beiden Baustoffe und des Verschiebungsmoduls der Verbindung abgeschätzt werden:

$$E_{1,t} = \frac{E_{1,0}}{1 + \phi_1} \quad (33)$$

$$E_{2,t} = \frac{E_{2,0}}{1 + k_{def}} \quad (34)$$

$$K_t = \frac{K_{u,0}}{1 + k_{def}} \text{ für Nachweise der Tragfähigkeit} \quad (35)$$

$$K_t = \frac{K_{ser,0}}{1 + k_{def}} \text{ für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit} \quad (36)$$

Es bedeuten:

ϕ_1 Kriechzahl des Betons nach Eurocode 2,

k_{def} Beiwert nach Eurocode 5.

Bei Lastkombinationen aus Einwirkungen, die zu verschiedenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer gehören, ist der Elastizitätsmodul des Holzes und der Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung anteilig aus den verschiedenen Einwirkungen mit den jeweils entsprechenden Werten für k_{def} zu berechnen. Für eine Einwir-

kung g mit ständiger Lasteinwirkungsdauer und eine Einwirkung p mit mittlerer Lasteinwirkungsdauer ergibt sich dann z.B. der Elastizitätsmodul des Holzes zu:

$$E_{2,t} = \frac{g}{g+p} \cdot \frac{E_{2,0}}{1+k_{\text{def,ständig}}} + \frac{p}{g+p} \cdot \frac{E_{2,0}}{1+k_{\text{def,mittel}}} \quad (37)$$

In einer Verbunddecke aus Holzträgern und Betonplatte liegen mehrere Holzträger mit unterschiedlichen Biegesteifigkeiten nebeneinander. Da die Steifigkeit und Festigkeit der Holzträger positiv korreliert sind, kann ein steifer Holzträger eine höhere Belastung ertragen als ein weicher Holzträger. Durch die relativ steife Betonplatte wird eine nahezu gleichförmige Durchbiegung sämtlicher Holzträger erzwungen. Dadurch werden die steiferen Träger höher belastet als die weicheren. Es findet also eine Lastumlagerung von den weniger tragfähigen zu den höher belastbaren Holzträgern statt, bei der die Betonplatte als Lastverteilungssystem wirkt. Dadurch ergibt sich, dass die charakteristische Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbunddecke mit mehreren Holzträgern höher ist als die vergleichbare Tragfähigkeit eines Holz-Beton-Verbundträgers. Da Steifigkeit und Rohdichte der Holzträger positiv korreliert sind, hat ein steifer und dadurch hoch beanspruchter Holzträger in der Regel eine hohe Rohdichte. Verbindungen in Holzträgern mit hoher Rohdichte können eine höhere Belastung übertragen und weisen einen höheren Verschiebungsmodul auf als Verbindungen in Holzträgern mit niedriger Rohdichte. Entsprechend den Angaben in Eurocode 5 wird deshalb vorgeschlagen, bei der Berechnung einer Verbunddecke aus Holzträgern und Betonplatte die Bemessungswerte der Tragfähigkeit der Holzträger sowie der Holz-Beton-Verbindungen mit einem Lastverteilungsfaktor $k_{ls}=1,1$ zu erhöhen. Beim Nachweis der Holz-Beton-Verbunddecke nach DIN 1052 sollen die zulässigen Beanspruchungen der Holzträger und der Holz-Beton-Verbindungen um 10 % erhöht werden.

4 Versuchsprogramm, Versuchsaufbau und Ergebnisse

4.1 Versuchsprogramm

Das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird beeinflusst durch das bei bestimmten Klimabedingungen unterschiedliche Langzeitverhalten von Holz, Beton und der Verbindung. Beton kriecht besonders in trockener Umgebung, während Holz eher in feuchtem Klima und besonders bei wechselnder Feuchte zum Kriechen neigt. Bei ausgeprägtem Kriechen des Betons entzieht sich dieser im Laufe der Zeit einen Teils der Belastung, wodurch das Holz stärker belastet wird. Um das durch Kriechen und Schwinden beeinflusste Verformungsverhalten einer Holz-Beton-

Verbundkonstruktion zu bestimmen, wurden Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern unter Dauerbelastung durchgeführt.

Es wurden jeweils zwei Holz-Beton-Verbundträger pro Verbindungsart untersucht:

- Träger SCH-(1+2) mit Schrauben unter $\pm 45^\circ$ und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NAG-(1+2) mit Nagelplatten (Typ II) zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger N+S-(1+2) mit Betonnocken $d = 70$ mm und Stiften aus Betonstabstahl $d = 20$ mm zwischen Holzträger und Betonplatte,
- Träger NPL-(1+2) mit bewehrten Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte aus Kerto Q und Betonplatte.

Die Querschnitte der Träger sind in der Abbildung A-3 (Anlage A-2) und Tabelle A-1 (Anlage A-3) dargestellt.

Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Langzeituntersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern wurden im Mai 1995 begonnen. Die Versuchskörper wurden bis August 2001 beobachtet, wobei die Verformungen in der Verbindungsfuge und die Durchbiegung in regelmäßigen Abständen aufgenommen wurden. Die Belastungsdauer t_e betrug zwischen 2277 und 2282 Tagen. Nach der Entlastung wurden die Träger ca. fünf Wochen unbelastet gelagert, bevor eine Abschlussmessung vorgenommen wurde und die Resttragfähigkeit in Biegeversuchen entsprechend DIN EN 408 und DIN EN 26891 ermittelt wurde.

Die Ergebnisse dieser Langzeitversuche liefern Vergleichsdaten für Rechenmodelle. FE-Berechnungen in BLAB ET AL (1995) haben gezeigt, dass das Verformungsverhalten des Holzes einen bedeutenden Einfluss auf das Verformungsverhalten der Verbundkonstruktion hat. Deshalb wurden die Holz-Beton-Verbundträger während des Untersuchungszeitraumes im Außenklima mit üblichen Klimaschwankungen gelagert, in dem sich relativ große, aber doch wirklichkeitsnahe Holzverformungen einstellen können. Die Verbundträger wurden dort etwa $6 \frac{1}{4}$ Jahre beobachtet.

Nach Abschluss der Langzeituntersuchungen wurde die Resttragfähigkeit der Verbundträger durch Kurzzeit-Biegeversuche ermittelt und mit den Traglasten der bereits geprüften Verbundträger verglichen. Dadurch konnte ein eventuell vorhandener Einfluss der Langzeitbelastung auf die Tragfähigkeit bestimmt werden.

Die Klimabedingungen und die Veränderung der Feuchte der Vergleichsholzproben über den Untersuchungszeitraum kann der Abbildung B-1 und den Tabellen B-1 und B-2 (Anlage B-1) entnommen werden.

4.2 Prüfkörper

4.2.1 Aufbau und Abmessungen

Die Untersuchungen wurden an Prüfkörpern durchgeführt, die im Aufbau, in den Abmessungen und in der Ausbildung der Verbindungen mit den Prüfkörpern der Kurzzeit-Biegeversuche aus BLAß ET AL (1995) übereinstimmen. Das Tragsystem und die Aufbauten der Träger sind in den Abbildungen A-1 bis A-3 (Anlagen A-1 und A-2) und in der Tabelle A-1 (Anlage A-3) dargestellt. Beim Verbundträger NPL-1 aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte wurde in der Betonplatte keine Bewehrung gegen Eigenspannungen beim Abbinden angeordnet. Die Betonplatte des Verbundträgers NPL-2 wurde zweilagig mit Betonstahlmatten Q 131 bewehrt. Die Betonstahlmatten wurden mit jeweils 20 mm Betonüberdeckung verlegt.

4.2.2 Versuchsmaterial

Das Versuchsmaterial entsprach dem Versuchsmaterial, das für die Prüfkörper der Kurzzeit-Biegeversuche in BLAß ET AL (1995) verwendet wurde. Angaben zu den Materialeigenschaften, der Belastung und der Anordnung der Messstellen können der Abbildung A-4 (Anlage A-5) entnommen werden.

Das für die Verbundträger mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocken und Stahlstiften verwendete Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne wurde aus dem Fachhandel bezogen. Die Lagerung der Hölzer zur Klimatisierung erfolgte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Dort wurden die BS-Holz Träger auch zugesägt und die vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen durchgeführt. Für die Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen wurde ebenfalls Brettschichtholz aus Nadelholz Fichte/Tanne verwendet. Die Holzträger wurden in einer Holzbaufirma vorbereitet. Die aufgebogenen Nagelplatten wurden dort mit einer dafür geeigneten Presse in das Holz eingepresst. Danach wurden die Holzträger angeliefert und ebenfalls im Prüflabor bei Normalklima klimatisiert. Die Materialkennwerte der Brettschichtholzträger wurden bei den vorbereitenden Arbeiten zum Herstellen der Verbindungen bzw. nach ausreichender Klimatisierung der angelieferten Träger im Prüflabor bestimmt. Die mittleren Rohdichten der Brettschichtholzträger wurden durch Wiegen ermittelt. Bei Trägern mit eingepressten Nagelplatten wurde das Gewicht der Nagelplatten vom Gesamtgewicht abgezogen. An Darrproben aus den Endquerschnitten der Träger wurde die Holzfeuchte des Brettschichtholzes bestimmt. Die Elastizitätsmoduln der Holzträger wurden mit Hilfe der Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen ermittelt (GÖRLACHER 1990). Bei der Berechnung der Elastizitätsmoduln aus den gemessenen Schwingungszeiten

und den Rohdichten wurde bei den Trägern mit eingepressten Nagelplatten das Gewicht der Nagelplatten mitberücksichtigt, da die Nagelplatten zusammen mit dem Holz in Schwingung versetzt wurden. Der statische Wert des Elastizitätsmoduls wurde zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle A-2 (Anlage A-4) zusammengestellt.

Das Furnierschichtholz Kerto Q hatte eine Dicke von 27 mm mit dem im Zulassungsbescheid Nr. Z-9.1-100 geregelten Plattenaufbau, bei dem 2 der 9 Furnierlagen quer verlaufen. Es wurden 800 mm breite Furnierschichtholzplatten verwendet, die in 600 mm breite Platten für die Prüfkörper und 200 mm breite Plattenstreifen getrennt wurden. In die 600 mm breiten Furnierschichtholzplatten für die Prüfkörper wurden in einer Holzbaufirma die Vertiefungen für die Verbindungen mit einer computergesteuerten Abbundanlage gefräst. Danach wurde die Furnierschichtholzplatten und die zugehörigen Plattenstreifen angeliefert und im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2 klimatisiert. Vor dem Betonieren der Betonplatten wurden an den ungeschwächten Plattenstreifen die Materialkennwerte bestimmt. Die mittleren Rohdichten wurden durch Wiegen ermittelt. Die Elastizitätsmoduln wurden mit dem Verfahren der Eigenfrequenzmessung von Längsschwingungen bestimmt. Dabei wurde der statische Wert des Elastizitätsmoduls zu 95 % des gemessenen dynamischen Elastizitätsmoduls angenommen. An Darrproben aus den Endquerschnitten der Prüfkörper wurde die Holzfeuchte des Furnierschichtholzes bestimmt. Die ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle A-2 (Anlage A-4) enthalten.

Der Beton wurde nach der gleichen Rezeptur wie für die Prüfkörper der Kurzzeit-Biegeversuche als Transportbeton aus dem Fachhandel bezogen. Zur Überprüfung der Druckfestigkeiten und Rohdichten wurden drei Betonwürfel mit 200 mm Kantenlänge hergestellt und nach 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle A-3 (Anlage A-4) angegeben. Mit einem kleinsten Einzelwert von $27,8 \text{ N/mm}^2$ ($> 25 \text{ N/mm}^2$), aber einer mittleren Druckfestigkeit von $28,5 \text{ N/mm}^2$ ($< 30 \text{ N/mm}^2$) sind die Anforderungen an die Betonfestigkeitsklasse B 25 nicht erfüllt. Wie bei den Prüfkörpern der Kurzzeit-Biegeversuche hat sich auch hier die niedrige Betongüte nicht negativ auf die Versuchsergebnisse ausgewirkt, da das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger hauptsächlich von den Eigenschaften der Holzträger und der Verbindungen zwischen Holz und Beton abhängig ist. Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Untersuchungen können deshalb auch auf die Langzeituntersuchungen übertragen werden. Um Aufschluss über weitere Materialeigenschaften des verwendeten Betons zu erhalten, wurden nach DIN 1048, Teil 5 an drei zylindrischen Proben mit 150 mm Durchmesser und etwa 300 mm Höhe die statischen Druck-Elastizitätsmoduln sowie an drei Probe-Balken von 150 mm Höhe, 150 mm Breite und 700 mm Länge in 4-Punkt-Versuchen die Biegezugfestigkeiten bestimmt. Diese Werte sind ebenfalls in Tabelle A-3 (Anlage A-4) angegeben.

4.2.3 Herstellung der Prüfkörper

Sowohl die Holzträger als auch die Furnierschichtholzplatten lagerten nach dem Einbau der entsprechenden Holz-Beton-Verbindung bzw. nach Abschluss der vorbereitenden Arbeiten bis zum Betonieren der Betonplatte im Prüflabor bei Normalklima DIN 50014 - 20/65-2. Zum Aufbetonieren der Betonplatten wurden sie in passende Schalungen eingebaut. Die acht Prüfkörper wurden in einem Betonierdurchgang hergestellt.

Nach dem Betonieren wurden die Betonplatten zur Nachbehandlung 7 Tage lang mit wassergetränktem Gewebe abgedeckt. Die Prüfkörper wurden in der zweiten Woche nach dem Betonieren ausgeschalt. Danach lagerten sie bis zum Beginn der Langzeituntersuchungen abgedeckt im Freien. Die Beton-Nachbehandlung der jeweils 3 Probewürfel, Zylinderproben und balkenförmigen Proben entsprach der Nachbehandlung der Prüfkörper, also Abdecken mit nassem Gewebe in der Schalung bis zum 7. Tag, Ausschalen zusammen mit den Prüfkörpern und Luftlagerung im Freien bis zum jeweiligen Versuch am 28. Tag.

4.3 Langzeituntersuchung

4.3.1 Allgemeines

Das Verformungsverhalten von Holz-Beton Verbundträgern unter Klimabeanspruchungen ist durch die verschiedenen Kriech- und Schwindeigenschaften der beteiligten Baustoffe sehr komplex und kann daher für einen Verbundträger nicht einfach berechnet werden. Als Einflüsse auf das Kriechverhalten ist für Holz das Kriechen, Schwinden und Quellen zu nennen. Der Beton unterliegt Kriech- und Schwindverformungen. Diese Einflüsse sind abhängig von der Temperatur und der Luftfeuchte und ändern sich kontinuierlich entsprechend den ausgesetzten Klimabedingungen. Ebenso ergeben sich aus dem sich ständig ändernden Umgebungsklima teilweise gegenläufige Verformungsanteile der einzelnen Bauteile aufgrund der Kriech-, Schwind- und Quelleigenschaften. Dies führt zu klimaabhängigen Verformungen des Verbundträgers und sich ändernden Spannungsverteilungen im Verbundquerschnitt.

Für das Verformungsverhalten der Verbundträger kommt der Einfluss des Langzeitverhaltens der verwendeten Verbindungsmittel hinzu, deren Steifigkeitsabfall über einen Zeitraum derzeit mit der Kriechzahl des Holzes abgeschätzt wird.

Für das Berechnungsmodell nach Abschnitt 3.5 wird eine Abminderung des Elastizitätsmoduls mit einer Kriechzahl ϕ vorgeschlagen. Wird der Elastizitätsmodul als zeitabhängige Größe angegeben, so ergibt sich entsprechend diesem Abschnitt:

$$E_i(t) = \frac{E_i}{1 + \varphi_i(t)} \quad (38)$$

Die Kriechzahl wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$\varphi_j(t) = \frac{w(t) - w(t=0)}{w(t=0)} = \frac{\Delta w}{w(t=0)} \quad (39)$$

Abbildung 1 zeigt das grundsätzliche Last-/Verformungsverhalten über einen Belastungszeitraum.

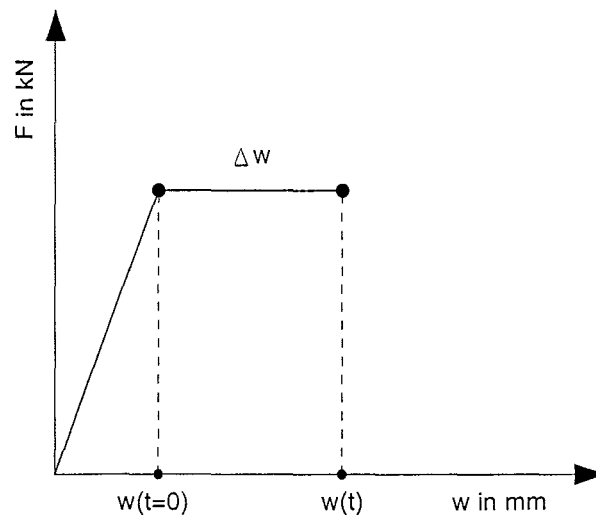


Abbildung 1: Grundsätzliches Last-/Verformungsverhalten

Die hier dargestellten Messungen der Langzeitverformung unter konstanter Belastung beinhalten nicht den elastischen Anteil des Eigengewichts. Als Ausgangspunkt der gemessenen Verschiebungen wurde aus messtechnischen Gründen der Zeitpunkt nach dem Aufstellen der Träger unter Eigengewicht und vor dem Aufbringen der Langzeitbelastung F gewählt. Der in Abbildung 1 dargestellte elastische Verformungsanteil bezieht sich somit auf $w(t=0)$, dem Zeitpunkt ab dem die gesamte Beanspruchung aufgebracht ist und eine Verformungszunahme bis zu $w(t)$ nur noch über das Kriechverhalten aufgrund des Eigengewichtes und der Last F erfolgt.

4.3.2 Versuchseinrichtung

Jeder Holz-Beton-Verbundträger wurde als Einfeldträger über zwei Einzellasten F in den Drittelpunkten belastet. Somit entsprachen das statische System und die Abmessungen dem statischen System und den Abmessungen der Versuchseinrichtung für die Kurzzeit-Biegeversuche aus BLAB ET AL (1995), wie sie auch in Abbildung A-1 (Anlage A-1) dargestellt sind. Abbildung A-2 (Anlage A-2) zeigt die aufgestellten und belasteten Prüfkörper kurz vor der Entlastung.

Die Höhe der Belastung wurde zwischen 20 % und 30 % der mittleren Kurzzeit-Tragfähigkeit gewählt. In Tabelle A-4 (Anlage A-4) sind die genauen Werte der auf die jeweiligen Verbundträger aufgebrachten Belastungen zusammengestellt. Der Belastungsgrad wurde im Hinblick auf einen stabilen Kriechzustand und unter Berücksichtigung der Tatsache, dass in den meisten Anwendungsfällen die ständigen Lasten höchstens 25 % der Kurzzeit-Tragfähigkeiten betragen, nach den Versuchsergebnissen von BLAß ET AL (1995) in diesem Bereich festgelegt. Aus den später ermittelten Resttragfähigkeiten der Versuchsträger ergaben sich Langzeitbelastungen zwischen ca. 19 % bis 34 % der Resttragfähigkeit. Die Lasten wurden durch einen Block bzw. zwei Blöcke aus Beton und durch Zusatzgewichte aus Stahl aufgebracht. Die Lasteinleitung erfolgte über zwei 100 mm breite Stahlprofile gleichmäßig über die gesamte Breite der Betonplatte von 600 mm. Zum Ausgleichen der Betonebenenheiten wurden unter die Stahlprofile Weichfaserplatten gelegt.

Die Verbundträger waren unter den Holzträgern bzw. den Furnierschichtholzplatten über die gesamte Holzbreite aufgelagert. Unter den Holzträgern betrug die Länge der stählernen Auflagerplatte jeweils 250 mm, unter den Furnierschichtholzplatten 100 mm. Gegen mögliches Kippen wurden die Verbundsysteme aus Holzträger und Betonplatte durch Unterstellen von Hölzern unter die Betonplatte im Bereich der Auflager gesichert. Über diese Hölzer konnte im stabilen Zustand keine Kraft abgeleitet werden.

4.3.3 Messeinrichtung

Neben der Durchbiegung in Trägermitte wurden die Verschiebungen zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden, bei der jeweils zweiten und der vierten bzw. fünften Verbindung aufgenommen. Die Anordnung der Messstellen ist in Abbildung A-4 (Anlage A-5) dargestellt. Alle Verschiebungen und die Durchbiegungen wurden jeweils beidseitig, auf der rechten und der linken Trägerseite gemessen.

Die beiden Messpunkte einer Messstelle zur Aufnahme der Verschiebungen zwischen Holz und Beton wurden symmetrisch im Abstand von 30 mm um die Schwerachse der entsprechenden Verbindung im Holz bzw. im Beton angebracht. Alle Verschiebungen wurden mit einem induktiven Wegaufnehmer W 20 aufgenommen.

Die Durchbiegungsmessungen wurden mit Messuhren durchgeführt. Gemessen wurden die Verformungen zwischen Holz auf halber Höhe und dem festen Untergrund. Auflagereindrückungen im Holz sind unter der vorhandenen Belastung vernachlässigbar.

Der Trocknungs- bzw. Befeuchtungsablauf des Holzes in den Verbundträgern wurde durch Ermittlung der vorhandenen Holzfeuchte von Vergleichskörpern aus Brett-

schichtholz und aus Furnierschichtholz kontrolliert. Hierzu wurden Vergleichskörper vorbereitet, die die gleichen Querschnittsabmessungen wie die Hölzer der Prüfkörper haben. Die Länge der Vergleichskörper betrug 1,1 m. Die Hirnholzenden und die Oberseite, über die im inneren Bereich der Prüfkörper kein Feuchteaustausch mit der Umgebungsluft möglich sind, wurden bei den Vergleichskörpern durch Anstrich mit Holzlack abgedichtet. Die Vergleichskörper wurden vor und auch während der Langzeituntersuchungen immer zusammen mit den Prüfkörpern gelagert. Bei gleicher Ausgangsfeuchte der Hölzer der Prüfkörper und der Vergleichskörper zu Beginn der Untersuchungen wurde die jeweils vorhandene Holzfeuchte über die Masse der Vergleichskörper berechnet mit:

$$u_t = \frac{m_t(u_{t=1} + 100)}{m_{t=1}} - 100 \quad (40)$$

Es bedeuten:

u_t	Holzfeuchte zum Zeitpunkt der Messung in %,
m_t	Masse zum Zeitpunkt der Messung,
$u_{t=1}$	Holzfeuchte zu Beginn der Untersuchungen in %,
$m_{t=1}$	Masse zu Beginn der Untersuchungen,
u_{te}	Holzfeuchte am Ende der Untersuchungen in %,
m_{te}	Masse am Ende der Untersuchungen.

Die Massen und zugehörigen Holzfeuchten der Vergleichskörper wurden am Tag der Lastaufbringung auf die Prüfkörper und der Entlastung wie folgt bestimmt:

Tag der Lastaufbringung:

- Vergleichskörper aus Brettschichtholz: $m_{t=1} = 8672 \text{ g}$ $u_{t=1} = 11,3 \%$
- Vergleichskörper aus Furnierschichtholz: $m_{t=1} = 9466 \text{ g}$ $u_{t=1} = 10,7 \%$

Tag der Entlastung:

- Vergleichskörper aus Brettschichtholz: $m_{te} = 8712 \text{ g}$ $u_{te} = 11,8 \%$
- Vergleichskörper aus Furnierschichtholz: $m_{te} = 9467 \text{ g}$ $u_{te} = 10,7 \%$

Während der Langzeituntersuchungen wurden kontinuierlich der Verlauf der Temperatur und der Verlauf der relativen Luftfeuchte des Umgebungsklimas durch Thermohygraphen aufgezeichnet. Der Verlauf der über den Tag gemittelten Werte der Luftfeuchte und Tagestemperaturen und die Feuchte der Vergleichholzproben können der Abbildung B1 und der Tabelle B-1 und B-2 (Anlage B-1) entnommen werden. Die Vergleichsholzprobe aus BS-Holz wies eine minimale Feuchte von 11,0 %, eine maximale Feuchte von 15,5 % und einen Mittelwert von 13,2 % im Untersuchungszeitraum auf. Die Kerto-Q Vergleichsprobe hatte im Untersuchungszeitraum einen minimalen Wert der Feuchte von 9,6 %, eine maximale Feuchte von 15,8 % und einen Mittelwert der Feuchte von 12,6 %.

4.3.4 Versuchsdurchführung

Die jeweils zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Schraubenverbindungen und mit Verbindungen aus Betonnocken und Stahlstiften wurden am 30. Tag, die zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Nagelplattenverbindungen am 31. Tag und die zwei Holz-Beton-Verbundträger mit Verbindungen aus Betonnocken zwischen Furnierschichtholzplatte und Betonplatte am 35. Tag nach dem Betonieren der Betonplatten auf die Holzträger bzw. die Furnierschichtholzplatten aufgestellt. Die erste Ablesung der Messstellen erfolgte unmittelbar nach der Montage. Die dabei gemessenen Werte gelten als Bezugswerte (Null-Messung) für die später abgelesenen Werte. Die Differenzen entsprechen den aufzunehmenden Verformungen. Die zweite Ablesung wurde nach Aufbringen der Belastung am gleichen Tag durchgeführt. Alle Verformungen wurden in regelmäßigen Abständen, zunächst täglich, dann zweimal wöchentlich, später einmal wöchentlich und anschließend alle vier Wochen bestimmt. Zusammen mit jeder Ablesung wurden die Vergleichskörper gewogen und die vorhandene Holzfeuchte berechnet.

4.3.5 Ergebnisse der Langzeituntersuchung

In den Abbildungen B-2 bis B-17 (Anlage B-2 bis B-9) sind die Verformungskurven der einzelnen Träger über den Untersuchungszeitraum dargestellt. In diesen Abbildungen wird für jede Versuchsreihe eine Abbildung mit der mittleren Mittendurchbiegung w_m und über alle acht Messstellen die gemittelte gegenseitige Verschiebung angegeben. In diesen Diagrammen wird ebenfalls die Holzfeuchte der Vergleichsprobe über den Untersuchungszeitraum angegeben. Des Weiteren wird für jeden Träger einer Versuchsreihe die mittlere gegenseitige Verschiebung an den Messstellen x_3 , x_4 , x_5 und x_6 dargestellt. In den Tabellen B-5 bis B-7 (Anlage B-11 und B-12) sind die Eingangswerte zur Berechnung der Langzeitverformung und Biegesteifigkeit der Verbundträger entsprechend den einschlägigen Normen angegeben. Die Berechnung erfolgt nach dem in Abschnitt 3.5 dargestellten Berechnungsverfahren. Die Auswertung und Gegenüberstellung mit den Messergebnissen ist in Tabelle B-6 (Anlage B-12) dargestellt.

Die größten Verformungszunahmen sind im ersten Jahr der Untersuchung festzustellen. Dies liegt sicherlich auch an dem Schwindverhalten des Betons, welches am Anfang ausgeprägter ist.

In Abbildung 2 ist das Verformungsdiagramm der Versuche NAG-1 und NAG-2 über die Belastungsdauer aufgetragen. Dargestellt sind die Durchbiegung in der Mitte, die Relativverschiebung der einzelnen Querschnittsteile und die Feuchte der Vergleichsprobe aus BS-Holz. Auf der linken Ordinate wird die Durchbiegung in Trägermitte

die Feuchte der Vergleichsholzprobe aufgetragen. Die rechte Ordinate gibt die Relativverschiebung zwischen dem Holz und dem Beton an. Auf der Abszisse sind die Belastungstage aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass ein zyklischer Verlauf entsprechend der Jahreszeit vorhanden ist. Die Feuchte des Holzes nimmt im Winter zu und gleichzeitig erhöht sich die Durchbiegung w_m in Trägermitte. Als maßgebender Einfluss für dieses jahreszeitliche Verhalten wurde von CAPRETTI ET AL (1994) und KENEL ET AL (1998) ebenfalls die Feuchteänderung des Holzes angegeben. Schwind- und Längenänderungen des Betons über die Jahreszeiten aufgrund von Feuchte- und Temperaturänderungen dürften nach VAN DER LINDEN (1999) keinen Einfluss auf das jahreszeitliche Verformungsverhalten haben.

Bemerkenswert ist, dass diese Erhöhung der Durchbiegung zu keiner Erhöhung bzw. sogar zu einer Verringerung der gegenseitigen Verschiebung zwischen Holz und Beton führt. In Abbildung 2 ist dieses Verhalten für die Versuchsreihe NAG dargestellt, bei der dieser Effekt am deutlichsten in entgegengesetzter Richtung auftrat. Dieser auch von CAPRETTI ET AL (1994) und KENEL ET AL (1998) beobachtete Effekt bedeutet, dass sich die Beanspruchungen auf die Verbindungsmittel reduzieren. Eine Erklärung hierfür können Lastumlagerungszustände im Verbundquerschnitt aufgrund der unterschiedlichen Kriecheigenschaften und Längenänderungen der einzelnen Querschnittsteile bei den jahreszeitlichen Klimaänderungen geben.

Die Kriechzahlen unterliegen jahreszeitlichen Schwankungen. So ergibt sich z.B. für den Beton eine Endkriechzahl von 4,2 bei ca. 50 % und 2,6 bei ca. 80 % relativer Luftfeuchte nach DIN 1045, Ausgabe Juli 2001. Für die Kriechzahl von Holz ergibt sich allerdings bei einem Klima von 20°C und max. 65 % relativer Luftfeuchte eine Kriechzahl von 0,6 und bei einem Klima von 20°C und max. 85% relativer Luftfeuchte eine Kriechzahl von 0,8. Wird für eine Sommerperiode z.B. die Kriechzahl des Holzes herabgesetzt, so ergeben sich geringere Kräfte auf die Verbindungsmittel. Zu einer geringfügigen Erhöhung der Beanspruchung führt, dass die Kriechzahlen für Beton für ein Sommerklima steigen.

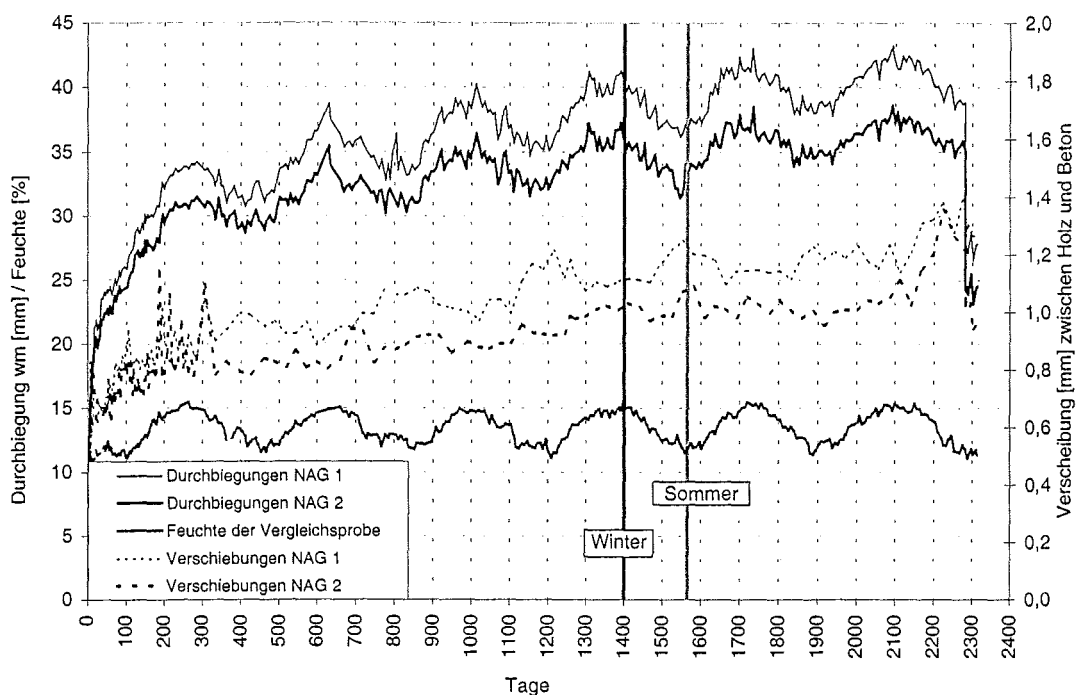


Abbildung 2: Durchbiegung, Verschiebungen zwischen den Querschnittsteilen und Feuchte der Vergleichsprobe über den Untersuchungszeitraum

Um eine von den jahreszeitlichen Verformungen unabhängige Betrachtung zu erhalten wurden die Durchbiegungskurven durch Regressionskurven angenähert.

In der Tabelle B-3 (Anlage B-10) sind die Gleichungen der Regressionskurven für die Durchbiegung in Trägermitte mit der aufgebracht Last F ohne Eigengewicht und die bezogene Durchbiegung angegeben. Bei der Auswahl der Regressionsgleichung wurde angestrebt, eine bessere Übereinstimmung für den Untersuchungsbereich gegen Ende der Untersuchung, als für den Beginn zu erhalten. Als Regressionskurve wurden logarithmische Verteilungen gewählt, die vor allem das Verformungsverhalten gegen Ende des Untersuchungszeitraumes für die meisten Träger genauer erfassen konnten, als z.B. ein zunächst alternativ gewählter Potenzansatz. Die Darstellung der Regressionskurven für die bezogene Verformung der einzelnen Versuchsreihen erfolgt in den Abbildungen B-5 (Anlage B-3), B-9 (Anlage B-5), B-13 (Anlage B-7) und B-17 (Anlage B-9). Die bezogene Verschiebung entsprechend der Definition der Kriechzahl wird wie folgt ermittelt:

$$w_{m,bez.} = \frac{w_m(F, t) - w_m(F, t = 0)}{w_m(F, t = 0) + w_m(q, t = 0)} \quad (41)$$

wobei

$w_m(F, t)$: Durchbiegung in der Mitte des Trägers aufgrund der Last F zum Zeitpunkt t

$w_m (F, t=0)$: Elastische Durchbiegung in der Mitte des Trägers aufgrund der Last F direkt nach Lastaufbringung zum Zeitpunkt $t=0$

$w_m (q, t=0)$: Elastische Durchbiegung in der Mitte des Trägers aufgrund des Eigengewichts q , ermittelt mit der Biegesteifigkeit aus der Verschiebung mit der Last F , direkt nach Lastaufbringung zum Zeitpunkt $t=0$

Als Durchbiegungsanteil der Beanspruchung F wurde die gemessene Durchbiegung direkt nach Aufbringung der Last entsprechend Tabelle B-6 (Anlage B-12), Spalte (1) angesetzt. Aus diesem Wert wurde die effektive Biegesteifigkeit ermittelt mit der die elastische Durchbiegung in Trägermitte für das Eigengewicht q berechnet wurde.

In Abbildung 3 und Abbildung 4 ist die Kriechzahl der Verbundträger der einzelnen Versuchsreihen für einen Zeitraum von 50 Jahren bzw. zur deutlicheren Darstellung nochmals für den Untersuchungszeitraum (ca. 2280 Tage) in Abbildung 4 dargestellt. Als Regressionskurven wurden die in Tabelle B-3 (Anlage B-10) verwendeten Gleichungen verwendet.

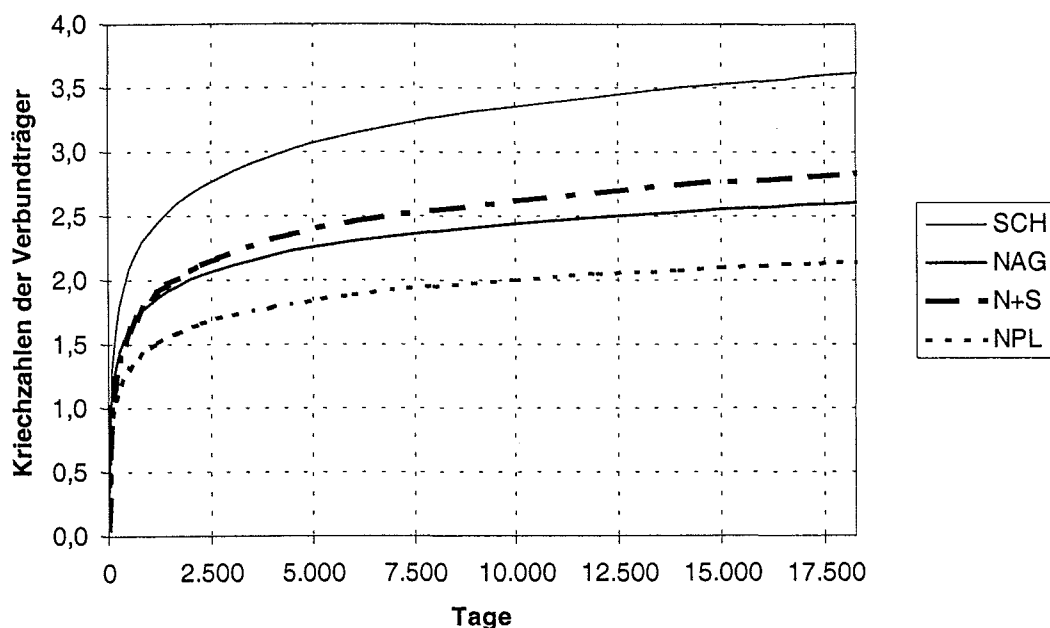


Abbildung 3: Kriechzahlen der Verbundträger für einen Zeitraum von 50 Jahren

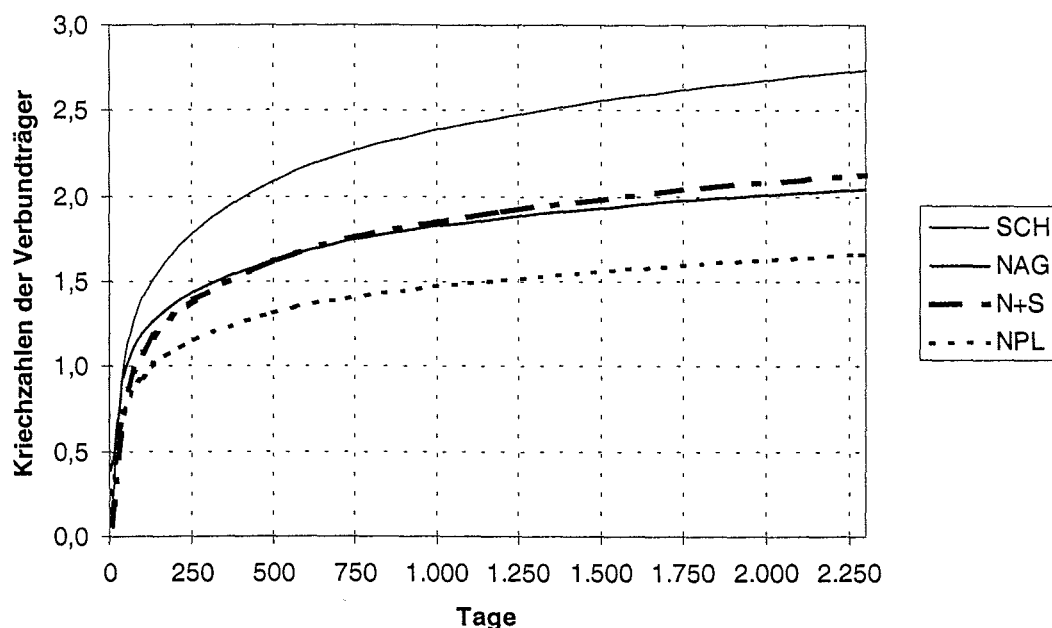


Abbildung 4: Kriechzahlen der Verbundträger für den Untersuchungszeitraum

Es ist aus Abbildung 3 bzw. Abbildung 4 zu erkennen, dass die Versuchreihe SCH das ausgeprägteste Kriechverhalten zeigt. Dies liegt sicherlich mit an der 28 mm dicken Zwischenschicht aus Spanplatte. KENEL ET AL (1998) haben diesen Effekt einer erhöhten Kriechzahl bei einer Langzeituntersuchung mit einer Zwischenschicht ebenfalls beobachtet.

Tabelle 1: Kriechzahlen der Verbundträger

Versuchsreihe	500 Tage	1200 Tage	2280 Tage	18250 Tage ¹⁾
SCH	2,08	2,45	2,73	3,61
NAG	1,63	1,86	2,03	2,60
N+S	1,62	1,91	2,13	2,83
NPL	1,31	1,51	1,66	2,14

¹⁾ extrapoliert

Den geringsten Kriecheinfluss zeigt die Versuchreihe NPL. Bei dieser Versuchreihe ist mit der Kerto-Q Platte nur ein geringer Holzanteil in der Zugzone und die größte Verbindungsmittelsteifigkeit vorhanden.

4.3.6 Vergleichende Berechnung der Durchbiegung nach dem vereinfachten Verfahren

Die Berechnung der Durchbiegung erfolgt mit dem vereinfachten Berechnungsverfahren nach Abschnitt 3.5 und mit den Materialeigenschaften der einschlägigen Normungen. Hierzu wurde das Eigengewicht und die Materialeingangswerte bewusst nach den einschlägigen Normen gewählt, um einen Vergleich mit einer praxisnahen Berechnung zu erhalten. Die Eingangswerte sind in den Tabellen B-5 bis B-7 (Anlage B-11 und B-12) zusammengestellt. Es erfolgt ein Vergleich der derzeit üblichen Berechnung für Holz-Beton Verbundträger mit den ermittelten Versuchsergebnissen. Dieser Vergleich wurde in der Tabelle B-8 (Anlage B-12) dargestellt.

Die Regressionskurven aus Tabelle B-3 (Anlage B-10) werden für die Gesamtverformung verwendet, um eine von den jahresbedingten Klimaschwankungen unabhängige Durchbiegungen in Trägermitte zu erhalten. Diese Durchbiegungen sind in der Tabelle B-8 (Anlage B-12) dargestellt.

In der Tabelle B-8 (Anlage B-12) ist eine Zusammenstellung der Durchbiegungen (Spalten (1) bis (4)) und der Biegesteifigkeit (Spalte (5)) der einzelnen Träger aus den Versuchen angegeben. Zusätzlich wurden die Durchbiegung und Biegesteifigkeiten entsprechend dem Verfahren nach Abschnitt 3.5 für eine ungerissene und gerissenen Betonzugzone berechnet.

Da die gemessenen Durchbiegungen den elastischen Anteil des Eigengewichts nicht enthalten, wurde die berechneten Durchbiegungen der einzelnen Spalten (i) der Tabelle B-8 (Anlage B-12) wie folgt ermittelt:

- Die Mittendurchbiegung wird ohne den Verformungsanteil aus Eigengewicht beim Belastungsbeginn angegeben.
- Berechnung der Mittendurchbiegung für q und F :

Durchbiegung zum Zeitpunkt t aus Eigengewicht q entsprechend den einschlägigen Normen:

$$w_m(q, t) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI_{ef}(t)} \quad (42)$$

Durchbiegung zum Zeitpunkt t aus der Last F :

$$w_m(F, t) = \frac{F \cdot a}{24 \cdot EI_{ef}(t)} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) \quad (43)$$

Für die einzelnen Spalten dieser Tabelle ergibt sich somit:

- (1) Berechnung direkt nach der Belastung mit der Last F:

$$w_m(F, t=0)$$

- (2) Berechnung unter Berücksichtigung der Kriechverformungen mit reduziertem E-Modul und reduzierter Steifigkeit der Verbindung kurz vor der Entlastung der Last F zum Zeitpunkt t_e . Der Kriechanteil aus dem Eigengewicht wird berücksichtigt:

$$w_m(q, t_e) + w_m(F, t_e) - w_m(q, t=0)$$

- (3) Berechnung der Durchbiegung nach der Regressionsgleichung in Tabelle B-3 (Anlage B-10)

- (4) Berechnung unter Berücksichtigung der Kriechverformungen mit reduziertem E-Modul und reduzierter Verbindungssteifigkeit. Der Kriechanteil aus dem Eigengewicht wird berechnet zu:

$$w_m(q, t_e) + w_m(F, t_e) - w_m(q, t=0) - w_m(F, t=0)$$

- (5) Biegesteifigkeit aus den Versuchen direkt nach Lastaufbringung bzw. die entsprechende Berechnung der Biegesteifigkeit zu diesem Zeitpunkt

Die Berechnung wurde für eine ungerisse und gerissene Betonzugzone durchgeführt. Die Risshöhe wurde iterativ ermittelt und ist in Tabelle B-9 (Anlage B-13) dargestellt. Die Lasten der Holz-Beton Verbindungen wurden entsprechend dem Berechnungsmodell ermittelt und sind für den Belastungsbeginn und den Endzeitpunkt für eine ungerissene und gerissene Betonzugzone in Tabelle B-10 (Anlage B-13) dargestellt.

Wie aus der Tabelle B-8 (Anlage B-12) entnommen werden kann, sind die berechneten Durchbiegungen um ca. 50% niedriger als die Durchbiegungen der Versuchsträger und dies obgleich die berechneten Werte für einen Zeitraum länger als der Untersuchungszeitraum vorgesehen sind. Diese Abweichung kann für das Berechnungsmodell nur mit einer unzureichenden Abminderung des Elastizitätsmoduls und der Verbindungssteifigkeit erklärt werden. Bei der Versuchsreihe NPL haben deutlich erkennbare Risse im Beton zusätzlich einen ungünstigen Einfluss auf das Verformungsverhalten. Es ist anzunehmen, dass diese Risse im Beton ebenfalls die Steifigkeit der Verbindung herabsetzen. Unterstützt wurde die Beobachtung durch eine nur sehr geringe Rücknahme der elastischen Verformung nach der Entlastung.

Es erscheint somit sinnvoll, die Verschiebungssteifigkeit der Verbindung in ihrem Kriechverhalten entkoppelt vom Kriechverhalten des Holz zu betrachten, so dass eine getrennte Kriechzahl für die Verbindung angegeben werden sollte.

Für die dargestellten Versuchsreihen SCH, NAG und N+S wurden von VAN DER LINDEN (1999) Kriechzahlen auf Grundlage einer Simulation für den Beton, das Holz und die Verbindung für eine Belastungsdauer von 100, 500 und 1200 Tagen ermittelt. VAN DER LINDEN (1999) gibt für diese Zeitpunkte für alle Träger eine Kriechzahl für den Beton und für jede Versuchsreihe getrennte Kriechzahlen für das Holz und die Verbindung an. Bei einer Belastungsdauer von 1200 Tagen wird eine Kriechzahl von 2,43 für den Beton, für das Holz von 1,08 bis 1,81 und für die Verbindungen einen Wert zwischen 3,91 bis 5,46 angegeben. Es ist zu erkennen, dass die Kriechzahlen des Betons und Holzes, trotz des geringen Belastungszeitraumes von 1200 Tagen, teilweise deutlich größer sind als die Kriechzahlen der einschlägigen Normen und die Kriechzahlen der Verbindung ebenfalls größer sind, als die Kriechzahlen für das Holz und die des Betons. Große Kriechzahlen für die Verbindung werden ebenfalls durch Untersuchungen von REYER ET AL (1996) bestätigt, die Untersuchungen an mechanischen Verbindungsmitteln unter Langzeitbelastung und unterschiedlichen Holzfeuchten durchführten.

4.3.7 Ermittlung der Kriechzahlen

Im Folgenden wird im Gegensatz zur Berechnung nach Abschnitt 3.5 und 4.3.6 für die Verbindung eine weitere Kriechzahl $k_{\text{def},j}$ angesetzt.

Da aus der Langzeituntersuchung einerseits nur die Durchbiegung in Trägermitte und die Relativverschiebung zwischen Beton und Holz gemessen wurden, und drei Kriechzahlen als unbekannte Größen zu ermitteln sind, ist eine eindeutige Ermittlung sämtlicher Kriechzahlen nicht möglich. Aus diesem Grund wird eine Parameterstudie auf der Grundlage der in der Normung angegebenen Kriechzahlen für Beton und Holz durchgeführt.

Die Abminderung der Steifigkeiten erfolgt entsprechend dem Berechnungsverfahren wie folgt:

$$E_{1,t} = \frac{E_{1,0}}{1 + \phi_1} \quad (44)$$

$$E_{2,t} = \frac{E_{2,0}}{1 + k_{\text{def}}} \quad (45)$$

$$k_t = \frac{K_{\text{ser},0}}{1 + k_{\text{def},j}} \quad (\text{für Verformungsberechnung}) \quad (46)$$

Es werden für die Belastungsdauern nach 1200, 2280 (Untersuchungszeitraum) und extrapoliert für 18250 Tage (50 Jahre) Kriechzahlen für den Beton, das Holz und für die Verbindung ermittelt. Die Kriechzahlen werden entsprechend einem Vergleich zwischen den Messergebnissen der Langzeituntersuchung und den berechneten

Durchbiegungen und Relativverschiebungen nach dem vereinfachten, um eine Kriechzahl für die Verbindung erweiterten, Berechnungsverfahren nach Abschnitt 3.5 ermittelt. Die Berechnung erfolgt für eine ungerissene Betonzugzone. Da bei der Versuchsreihe NPL eine Berechnung im ungerissenen Zustand nicht sinnvoll ist und die Messung der gegenseitigen Verschiebung zwischen Holz und Beton keine verwertbaren Ergebnisse ergab, wird auf eine Berechnung dieser Versuchsreihe verzichtet.

Die Kriechzahlen werden mit den folgenden Randbedingungen ermittelt:

- a) Die Kriechzahlen der Verbindung können einen anderen Wert als die des Holzes bzw. Betons annehmen.
- b) Für die sich aus den Versuchen ergebenden Durchbiegungen zum Zeitpunkt t , werden die Regressionskurve entsprechend der gemittelten Durchbiegung einer Versuchsreihe angesetzt. Dieser Wert muss mit der berechneten Durchbiegung übereinstimmen.
- c) Die elastischen Durchbiegungsanteile aus der Last F müssen für den Zeitpunkt direkt nach der Lastaufbringung des Langzeitversuches übereinstimmen. Die Verbindungsmittelsteifigkeit wird so gewählt, dass diese Bedingung eingehalten ist.
- d) Die Kriechzahlen erhöhen sich mit der Belastungsdauer.
- e) Die Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton müssen für den Mittelwert aller Messstellen einer Versuchsreihe, entsprechend den Regressionsgleichungen aus Tabelle B-4 (Anlage B-10), mit dem berechneten Wert übereinstimmen.

Aus der Randbedingung c) ergibt sich, dass die Steifigkeiten aus den Druckscherversuchen modifiziert werden und die Abweichungen der berechneten von der elastischen Durchbiegung der Verbindungsmittelsteifigkeit zugeordnet wird. Die Bedingung hierfür ist, dass die elastische Verformung des Gesamtträgers direkt nach der Belastung mit der Last F der berechneten Durchbiegung mit der modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeit entspricht.

Im Gegensatz zu Abschnitt 4.3.6 werden als Eingangswerte die modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeiten und die tatsächlich ermittelten Materialeigenschaften der Verbundträger nach Tabelle A-2 und A-3 (Anlage A-4) zu Grunde gelegt.

Aus der zuvor genannten Bedingung ergeben sich die in Tabelle B-11 (Anlage B-14) dargestellten modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeiten. Die Werte der modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeit liegen zwischen ca. 50 % bis 65 % unter den Werten aus den Druckscherversuchen. Die modifizierten Werte beziehen sich auf eine nur sehr geringe Anzahl von Biegeträgern und lassen somit keinen allgemeingültigen

Vergleich zwischen der Verbindungsmittelsteifigkeit aus einem Druckscherversuche und einem Biegeträger zu.

Eine mögliche Erklärung dieser unterschiedlichen Steifigkeiten könnte die unterschiedliche Beanspruchung bei der Ermittlung der Steifigkeit der Verbindungsmittel in den Druckscherversuchen und der tatsächlichen Beanspruchung im Biegeträger sein. Bei den Druckscherversuchen ist der gesamte Prüfkörper überdrückt. Dies hat zur Folge, dass sich keine Zugspannungen im Beton ausbilden und somit keine Risse im Beton entstehen, wie dies bei einem Biegeträger möglich ist. Weiterhin könnte eine Erklärung in Reibungseffekten liegen, die trotz eingelegter PU-Folie bei den Druckscherversuchen aufgrund der erzwungen Parallelverschiebung in größerem Maße auftreten, als bei den Biegeversuchen. Bei den Kurzzeitversuchen waren z.B. bei der Versuchsreihe SCH im Auflagerbereich deutliche Spalte zwischen der Zwischenschicht und den Holz zu erkennen (vgl. Abbildung 5), so dass in diesem Bereich keine Reibung vorhanden sein konnte.

In Tabelle B-12 (Anlage B-14) sind die Kriechzahlen der Verbindung angegeben, die sich für einen Kriechbeiwert von 2,6 für Beton und für Holz von 0,8 (Nutzungsklasse 2) bzw. 2,0 (Nutzungsklasse 3) ergeben. Als Randbedingung für den gesuchten Kriechbeiwert der Verbindung wurde die Durchbiegung w_m in Trägermitte nach der entsprechenden Regressionskurve der mittleren Durchbiegung der jeweiligen Versuchsreihe verwendet. Die Auswertung erfolgte für 1200 und 2280 Tage und extrapoliert für 18250 Tage. Die Kriechzahlen der Verbindung für den Untersuchungszeitraum liegen zwischen 2,9 und 7,3 ($k_{def}= 0,8$) bzw. 0,5 und 3,9 ($k_{def}= 2,0$).

Unter Berücksichtigung der Durchbiegung w_m und der Relativverschiebung zwischen Holz und Beton, können zwei der drei Kriechzahlen für verschiedenen Zeitpunkte berechnet werden. Unter Variation des Kriechbeiwertes für Beton den 2,0, 2,6 und 3,0 ergeben sich die in Tabelle B-13 (Anlage B-15) dargestellten Kriechzahlen für das Holz und die Verbindung. Es ist zu erkennen, dass eine Veränderung der Kriechzahl des Betons von 2,0 auf 3,0 nur eine geringe Veränderung der übrigen Kriechzahlen zur Folge hat. Die Kriechzahlen der Verbindung liegen, aufgrund der modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeit, teilweise sehr niedrig zwischen 0,3 und 3,5 im Untersuchungszeitraum. Die teilweise niedrigen Verbindungsmittelsteifigkeiten für die Versuchsreihe N+S unter dem Wert 1,0 ergeben sich durch eine deutliche Reduzierung der Verschiebungssteifigkeit.

4.3.8 Schlussfolgerungen der Langzeituntersuchung

Die Durchbiegungen von Holz-Beton-Verbundträgern nach einer Belastungsdauer von 50 Jahren werden vor allem vom Kriechverhalten des Holzes und der Verbindung beeinflusst. Dies gilt insbesondere für Trägergeometrien mit Holzbalken und Betonplatte. Der Einfluss des Kriechverhaltens der Verbindungen hängt vom Entwurf des Verbundträgers ab. Hat die Steifigkeit der Verbindung auch im Kurzzeitverhalten einen großen Einfluss auf die wirksame Steifigkeit des Verbundträgers, dann wirkt sich das Kriechverhalten der Verbindung auch deutlich auf das Langzeitverhalten aus. Haben Änderungen der Fugensteifigkeit im Kurzzeitverhalten jedoch kaum einen Einfluss auf die wirksame Biegesteifigkeit, ist das Kriechverhalten des Verbundträgers vom Kriechverhalten der Verbindung praktisch unabhängig.

Eine Anpassung des Berechnungsmodells nach Abschnitt 3.5 mit einer zusätzlichen Kriechzahl für die Verbindung erscheint notwendig. Die Ermittlung der Kriechzahlen für die untersuchten Träger und Belastungsanordnungen ergab, dass ein Ansatz der Kriechzahl für die Nutzungsklasse 2 mit 0,8 nicht zur Einhaltung der Randbedingung Durchbiegung und Relativverschiebung führt. Für die Einhaltung beider Randbedingungen ergeben sich deutlich höhere Kriechzahlen für das Holz.

Aufgrund des Dauerlastverhältnisses zwischen 20 % und 30 % der Kurzzeittragfähigkeit und den Klimabedingungen, sind für die übliche Anwendung von Holz-Beton Verbundkonstruktionen im Innenbereich wesentlich niedrigere Kriechverformungen zu erwarten als bei den untersuchten Verbundträgern. Für eine statistisch abgesicherte Aussage ist die Anzahl der Versuche allerdings zu gering.

4.4 Kurzzeit Biegeversuche

Etwa fünf Wochen nach der Entlastung der Holz-Beton-Verbundträger wurden die Resttragfähigkeiten der Träger nach DIN EN 408 und DIN EN 26891 in einer Biegeprüfung ermittelt. An bei der Herstellung der Träger vorbereiteten Ösen im Beton wurden die Träger in das Labor transportiert und in der gleichen Anordnung wie bei den Langzeituntersuchungen geprüft. Die Anordnung der Wegaufnehmer erfolgte entsprechend der Anordnung aus den Langzeitversuchen. Die Anordnung ist in Abbildung A-4 (Anlage A-5) dargestellt. Abweichend von den Langzeitversuchen wurden vertikale Verschiebungen zwischen der Betonplatte und dem Holz und Eindrückungen am Auflager, jeweils beidseitig, ermittelt. Der Versuchsaufbau wird in der Abbildung A-1 (Anlage A-1) und in den Abbildungen C-1 bis C-4 (Anlagen C-1 und C-2) dargestellt.

Die Ergebnisse der Biegeversuche sind im Anlagenteil C wie folgt zusammengestellt:

- Versuchsreihe SCH in den Abbildungen C-5 bis C-12 (Anlagen C-3 bis C-6)
- Versuchsreihe NAG in den Abbildungen C-13 bis C-20 (Anlagen C-7 bis C-10)
- Versuchsreihe N+S in den Abbildungen C-21 bis C-28 (Anlagen C-11 bis C-14)
- Versuchsreihe NPL in den Abbildungen C-29 bis C-36 (Anlagen C-15 bis C-18)

Es wird für jeden der beiden Prüfkörper einer Versuchsreihe das Last-Verformungsdiagramm bezogen auf die Mittendurchbiegung angegeben, die Last-Verformungsdiagramme für die Verschiebung zwischen Holz und Beton für jeweils ein Trägerende (Messstelle x_3 mit x_5 und Messstelle x_4 mit x_6), die bezogene Durchbiegung und eine Abbildung der Versagensstelle des geprüften Trägers.

In Tabelle C-1 (Anlage C-19) sind die Höchstlasten und Verschiebungen der einzelnen Träger und als Mittelwerte die entsprechenden Ergebnisse der Biegeprüfungen von BLAß ET AL (1995) dargestellt.

Beschreibung des Versagens der einzelnen Träger:

Versuch SCH-1:

Die maximale Last pro Kolben betrug 13,1 kN. Das Versagen des Trägers wurde durch Risse an Ästen und einer Keilzinkenverbindung (KZV) frühzeitig angekündigt. Das Versagen des Trägers erfolgte durch ein plötzliches Versagen an der KZV der untersten Lamelle.

Es wurde während des Versuches ein Abheben der Spanplatte im Auflagerbereich beobachtet. Dieses Abheben ist in Abbildung 5 dargestellt.

Das Versagen bei 13,1 kN trat im Vergleich zu den Mittelwerten der in BLAß ET AL (1995) durchgeführten Versuche mit 18,8 kN deutlich früher ein.

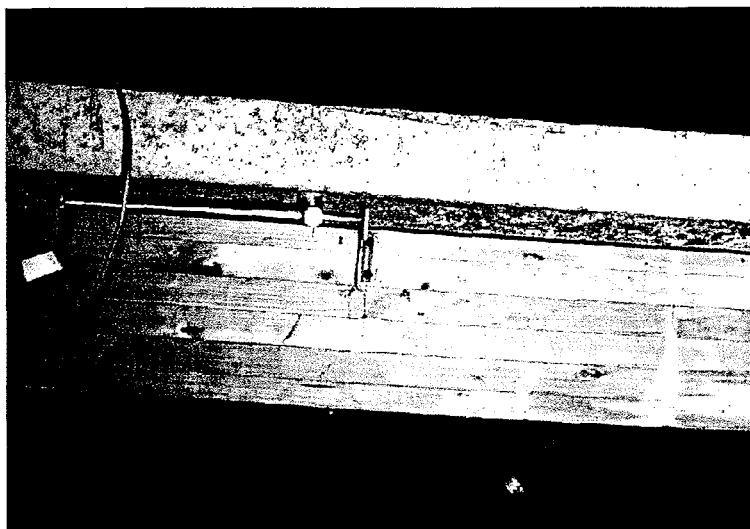


Abbildung 5: Abheben der Spanplatte im Bereich der Messstelle x_3

Versuch SCH-2:

Die maximale Last betrug 17,0 kN und lag mit diesem Wert geringfügig unterhalb des Mittelwertes von 18,8 kN der damals durchgeführten Versuche ohne vorhergehender Langzeitbeanspruchung. Das Versagen des Trägers erfolgte plötzlich und ausgehend von einem Ast der untersten Lamelle.

Während des Versuches wurde ebenfalls ein Abheben der Spanplatte im Auflagerbereich entsprechend Abbildung 5 beobachtet.

Versuch NAG-1:

Die maximale Last betrug 23,4 kN und lag mit diesem Wert etwas oberhalb des Mittelwertes von 22,0 kN. Das Versagen des Trägers erfolgte plötzlich an einem Ast der untersten Lamelle.

Versuch NAG-2:

Die maximale Last betrug 24,2 kN. Das Versagen des Trägers erfolgte plötzlich an einer KZV der untersten Lamelle mit einer ca. 20 cm langen Rissausbreitung in der Trägerlängsrichtung zu einem Ast.

Versuch N+S-1:

Die maximale Last betrug 31,2 kN und lag mit diesem Wert im Bereich der früher gemessenen Mittelwerte von 32,1 kN. Das Versagen des Trägers erfolgte plötzlich an einer KZV der untersten Lamelle.

Versuch N+S-2:

Die maximale Last betrug 31,9 kN und lag mit diesem Wert im Bereich des Mittelwertes der früheren Versuche. Das Versagen des Trägers erfolgte plötzlich an einem Ast.

Versuch NPL-1:

Die maximale Last betrug 24,8 kN und war mit diesem Wert deutlich höher als die Mittelwerte der früheren Versuche mit 18,1 kN, der Versuchsreihen ohne Bewehrung mit 2 x Q 131.

Das Versagen des Trägers erfolgte in der Kerto-Q Platte. Vor dem Versagen zeigten sich Risse im Beton.

Versuch NPL-2:

Die maximale Last betrug 26,1 kN und war mit diesem Wert deutlich höher als die Mittelwerte der früheren Versuche mit 20,5 kN.

Das Versagen des Trägers erfolgte in der Kerto-Q Platte. Vor dem Versagen zeigten sich ebenfalls entsprechend zum Träger NPL-1 Risse im Beton.

Das Verhältnis aus Langzeitbeanspruchung und der Resttragfähigkeit ist in der Tabelle C-2 (Anlage C-20) dargestellt und betrug zwischen 0,19 und 0,34.

Bei den beiden Versuchen der Versuchsreihe NPL sind die Traglasten deutlich höher als bei den Referenzversuchen ohne Langzeitbelastung. Bei den übrigen Versuchsreihen ist dies nicht zu beobachten. Eine Erklärung hierfür könnte die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung der Träger geben. Während die Versuche von BLAB ET AL (1995) bei einem Betonalter von etwa 28 Tagen durchgeführt wurden, hatte der Beton bei der Langzeituntersuchung die Möglichkeit, nahezu seine Endfestigkeit zu erreichen. Bei der Versuchsreihe NPL ist der Anteil des Betons am Gesamtquerschnitt deutlich höher als bei den übrigen Versuchsreihen, so dass eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Betons sich deutlicher auswirkt als bei den übrigen Versuchsreihen.

Die Resttragfähigkeit aus den Biegeversuchen und die Ergebnisse der Verformungen im Bruchzustand können der Tabelle C-1 (Anlage C-19) entnommen werden. Ein Einfluss der Langzeitbelastung bei dem gewählten Belastungsniveau auf die Kurzzeittragfähigkeit konnte nicht festgestellt werden.

5 Empfehlung für die Praxis

5.1 Langzeitverhalten

Die Berechnung mit dem Berechnungsverfahren nach Abschnitt 3.5 mit den Kriechzahlen der einschlägigen Normung ergibt zu hohe Biegesteifigkeiten und damit zu geringe Verformungen im Vergleich zu den durchgeführten Langzeitversuchen. Für die Berechnung von Holz-Beton Verbundträgern für eine Langzeitbeanspruchung ist somit eine Modifikation der Kriechzahlen für das Berechnungsverfahren erforderlich.

Es wird empfohlen, für die Verbindung eine getrennte Kriechzahl einzuführen. Die Kriechzahlen der Untersuchung beziehen sich auf einen Dauerlastanteil von 100 %. Wie sich unterschiedliche Beanspruchungsdauern und -intensitäten auf das Last- und Verformungsverhalten auswirken, kann aus diesen Versuchen nicht abgeleitet werden. Die angegebenen Kriechzahlen der Versuche stellen aufgrund ihres hohen Dauerlastanteils eine konservative Abschätzung für vergleichbare Träger mit einem niedrigeren Dauerlastanteil dar. Aufgrund der Dauerlast und der Klimabedingungen im Freien und des maßgeblichen Kriecheinflusses des Holzes dürften sich für die üblichen Anwendungen von Holz-Beton Verbundträgern im Gebäudeinneren wesentlich geringere Kriechverformungen ergeben. Für die hier untersuchten Holz-Beton Träger erscheint eine Anhebung der Kriechzahl des Holzes in den Bereich von 2,0

für eine Berechnung mit dem vereinfachten Berechnungsmodell notwendig. Mit einer Kriechzahl von 2,0 für Holz ergeben sich auf Grundlage der modifizierten Verschiebungssteifigkeiten der Verbindungsmittel für den Untersuchungszeitraum Kriechzahlen für die Reihe SCH von 3,87, für die Reihe NAG von 1,74 und die Reihe N+S von 0,45.

Eine Berechnung nach dem Berechnungsmodell unter Berücksichtigung der gerissenen Zugzone des Betons ergibt für die Versuchsreihen SCH, NAG und N+S keinen deutlichen Unterschied im Tragverhalten. Einzig die Versuchsreihe NPL, mit einer sehr hohen Betonzugzone und einem geringen Holzquerschnitt zeigt einen deutlichen Unterschied. Für die drei Versuchsreihen SCH, NAG und N+S ergibt sich bei gerissener Betonzugzone nach Berechnung kaum ein Unterschied der Beanspruchungen der Verbindungsmittel für den Zeitpunkt bei Belastungsbeginn und dem Ende des Bemessungszeitraums. Lediglich bei ungerissener Betonzugzone sind geringe Unterschiede vorhanden. Die Unterschiede in der Beanspruchung zwischen einer Berechnung mit gerissener und ungerissener Betonzugzone ergeben bei diesen Reihen ebenfalls nur geringe Unterschiede in der Beanspruchung der Verbindungsmittel.

Deutlich höhere Beanspruchungen der Verbindungsmittel sind für eine Berechnung mit gerissener Betonzugzone bei der Versuchsreihe NPL vorhanden. Die Unterschiede innerhalb eines Berechnungsansatzes für den Zeitpunkt bei Belastungsbeginn und dem Ende des Bemessungszeitraums sind ebenfalls gering. Um eine genauere Ermittlung der Biegesteifigkeit zu erhalten, ist es zu empfehlen, bei entsprechend der Versuchsreihe NPL aufgebauten Querschnitten mit einer gerissenen Betonzugzone zu rechnen.

Für Holz-Beton Verbundträger mit geringer Betonzugzone ist eine Berücksichtigung als gerissene Betonzugzone auch für das Langzeitverhalten nicht erforderlich.

5.2 Resttragfähigkeit nach einer Langzeitbeanspruchung

Die Tragfähigkeit nach einer Langzeitbeanspruchung zeigte bei einem Verhältnis der Langzeitbelastung zur Bruchlast zwischen 0,19 und 0,34 keinen Einfluss. Das Versagen der Träger erfolgte bei allen Trägern im Holzquerschnitt.

Bei der Versuchsreihe SCH versagte der erste Träger deutlich früher und bei der Versuchsreihe NPL wurde höhere Traglasten ermittelt. Da allerdings für das Tragverhalten in den Kurzzeitversuchen keine signifikanten Unterschiede zu den Versuchen von BLAß ET AL (1995) ermittelt werden konnten und die Versuchanzahl sehr gering ist, kann daraus eine Aussage über den Einfluss einer Langzeitbeanspruchung auf die Resttragfähigkeit nicht abgeleitet werden.

6 Zusammenfassung

Diese Untersuchung gibt die Ergebnisse der 1995 begonnenen Langzeituntersuchungen an Holz-Beton Verbundträgern wieder.

Acht Träger mit vier verschiedenen Verbindungsmitteln wurden ca. 6 ¼ Jahre mit einem Verhältnis der Beanspruchung zur später ermittelten Bruchlast zwischen 0,19 und 0,34 belastet. Als Verbindungsmittel wurden gekreuzte Schrauben, Nagelplatten, Betonnocken mit Stahlstiften und Betonnocken gewählt. Drei der vier Versuchserien hatten einen T-Querschnitt, gebildet aus einem BS-Holz Träger und einer Betonplatte, und eine Versuchreihe wurde als Platte mit einer Kerto-Q Werkstoffplatte und Beton ausgebildet. Die Belastung wurde praxisnah im Lastbereich für eine typische Nutzung der Träger gewählt. Die Verformungen in der Mitte der Träger und die Relativverschiebungen zwischen Beton und Holz wurden über den Beanspruchungszeitraum in regelmäßigen Abständen ermittelt.

Nach dem Belastungszeitraum wurden die Resttragfähigkeit der Träger in Kurzzeitversuchen, entsprechend der Belastungsanordnung der Langzeituntersuchung, geprüft.

Die Ergebnisse der Langzeituntersuchung zeigen für alle Träger eine deutlich höhere Durchbiegung, als dies die Bemessung nach dem in der Praxis üblicherweise angewendeten Berechnungsmodell entsprechend Abschnitt 3.5 ergibt. Eine Modifikation des Verfahrens bzw. der Eingangswerte erscheint daher notwendig. Entgegen der derzeit üblichen Praxis, die Abminderung der Verbindungsmittelsteifigkeit in gleicher Weise vorzunehmen wie die des Holzes wird vorgeschlagen, eine getrennte Kriechzahl für die Verbindung einzuführen.

Die Ermittlung von Kriechzahlen für die einzelnen Bestandteile Beton, Holz und Verbindung der Verbundträger konnte aufgrund der nur zwei vorhandenen Randbedingungen mit der Durchbiegung und Relativverschiebung nur unter Fixierung eines Kriechbeiwerts erfolgen. Eine Parameterstudie ergab, dass nur durch eine Erhöhung der Kriechzahl des Holzes die Verformungen der untersuchten Träger mit dem vereinfachten Berechnungsverfahren nach Abschnitt 3.5 berechnet werden können.

Die einzelnen Träger zeigen entsprechend den jahreszeitlichen Klimabedingungen ein zyklisches Verformungsverhalten. Es erfolgt eine Zunahme der Durchbiegung in Trägermitte in den Jahreszeiten mit einer erhöhten Luftfeuchte und niedrigeren Temperatur. Dies lässt den Schluss zu, dass das Holz durch die erhöhte Feuchteaufnahme einen höheren Einfluss auf das Kriechverhalten hat als der Beton. Dieses Verformungsverhalten war bei entgegengesetzten Klimabeanspruchungen entsprechend als Rückgang der Durchbiegung zu beobachten.

Gleichzeitig konnte bei einer Zunahme der Durchbiegung ein Rückgang bzw. keine Zunahme der Relativverschiebung zwischen Beton und Holz beobachtet werden. Dies bedeutet, dass bei einer Zunahme der Durchbiegung aufgrund eines jahreszeitlich bedingten Klimawechsels eine Verringerung der Beanspruchung der Verbindungsmittel erfolgt.

Die Resttragfähigkeit der acht Holz-Beton Verbundträger war nicht signifikant unterschiedlich zu den von BLAß ET AL (1995) in Kurzzeit-Biegeversuchen geprüften Trägern gleichen Aufbaus. Bei der Versuchreihe SCH mit gekreuzten Schrauben und Zwischenschicht wies ein Träger eine deutlich geringere Trägfähigkeit auf. Aufgrund der geringen Versuchsanzahl kann allerdings nicht davon ausgegangen werden, dass dies aufgrund des Einflusses der Langzeitbeanspruchung erfolgte, zudem der zweite Träger der Versuchreihe im Bereich des Mittelwertes der in BLAß ET AL (1995) dargestellten Versuche lag. Etwas erhöhte Traglasten wurden bei der Versuchreihe NPL ermittelt. Da diese Träger zu einem großen Teil ihres Querschnittes aus Beton bestanden und die Referenzversuche bei einer Betonfestigkeit von 28 Tagen durchgeführt wurden, könnte eine erhöhte Betondruckfestigkeit für diese Tragfähigkeitssteigerung verantwortlich sein.

7 Literatur

BLAß, H.J; EHLBECK, J.; VAN DER LINDEN, M.L.R.; SCHLAGER, M. (1995). Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Forschungsbericht der Universität Karlsruhe, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine

BLAß, H.J; VAN DER LINDEN, M.L.R.; SCHLAGER, M. (1996). Sonderdruck aus bmh 5/96 und 6/96: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Bauen mit Holz

CAPRETTI, S.; CECCOTTI, A.; DEL SENNO.; (1994). On the experimental determination of factor K_{def} and slip modulus K_{ser} from short- and longterm tests on a timber-concrete composite (TCC) beam; CIB-W18, Sydney, Australia, July 1994

CAPRETTI, S. UND CECCOTTI, A. (1994). On the experimental determination of factor k_{def} and slip modulus K_{ser} from short- and longterm tests on a timber-concrete composite (TCC) beam. CIB-W18A Paper 27-20-2, Sydney, Australien.

CECCOTTI, A.; COVAN, C. (1990). Behaviour of Timber and Concrete Composite Load-Bearing Structures. IUFRO Timber Engineering Group Meeting, Saint John, New Brunswick, Kanada.

DEAN, W.E. (1943). Timber-Concrete Bridge Decks used in Florida. In: Civil Engineering, Vol.13, No.4.

ERLER, K. (1992). Verbundträger aus Holz und Polymerbeton. TH Wismar; Ingenieurbüro Dr. Erler, Leipzig.- Forschungsbericht.

GODYCKI, T.; PAWLICA, J. und KLESZCZEWSKI, J. (1984). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. In: Bauingenieur 59(1984).

GÖRLACHER, R. (1990). Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinalschwingungen. Universität Karlsruhe. - Dissertation.

KENEL, A.; MEIERHOFER, U.A.; (1998). Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39, EMPA Abteilung Holz, März 2000

KUPFER, H. und KIRMAIR, H. (1987). Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. In: Bauingenieur 62, Seite 371-377.

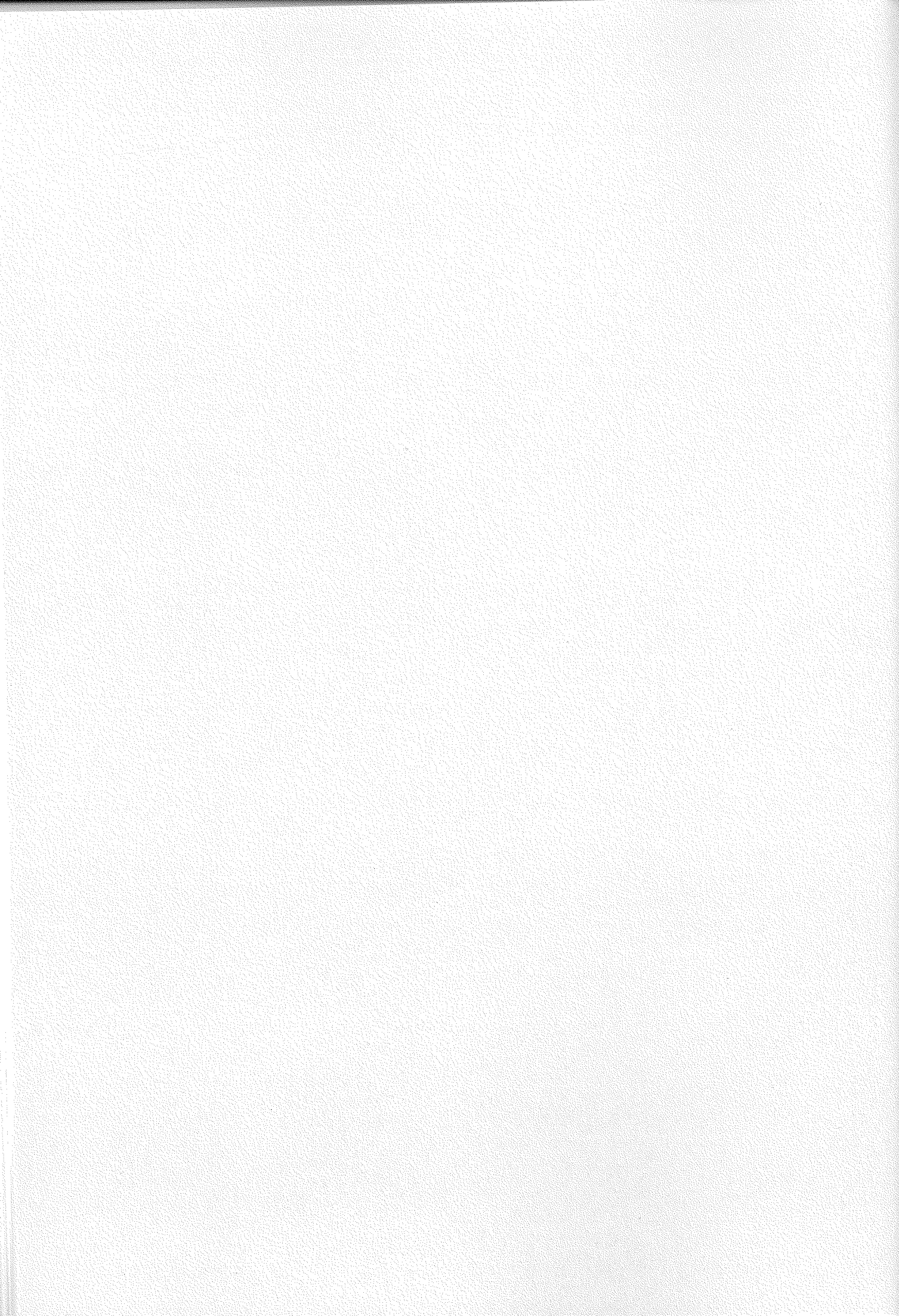
LINDEN VAN DER, M.L.R. (1995). Determination of the notch factor of a blind hole in laminated veneer lumber (LVL) Kerto Q. Report no. 25.4.95.5/HE-37, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Chair Timber structures, Niederlande.

- LINDEN VAN DER, M.L.R. (1995). Timber-concrete composite floor systems. A calculation model. Report no. 95-CON-RO254, TNO Building and Construction Research, Delft, Niederlande.
- MEIERHOFER, U.A. (1992). RF 2000, a new efficient system for Timber/Concrete Composite Structural Elements. RILEM-conference, TC 111, Ravenna, Italien.
- MEIERHOFER, U.A. (1994). Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37(1994).
- MÖHLER, K. (1956). Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Technische Hochschule Karlsruhe.-Habilitation.
- MUNGWA, M.S.; KENMOU, D.A. (1993). Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part I-Instantaneous analysis. In: Materials and structures 26(1993), pp. 98-102.
- MUNGWA, M.S.; KENMOU, D.A. (1993). Instantaneous and time-dependent analysis of wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part II - Time-dependent analysis. In: Materials and structures, 26(1993), pp.176-180.
- NATTERER, J.; HOEFT, M. (1987). Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS Nr. 1345, Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, Schweiz.
- N.N. (1976). Straßenbrücke in Neuseeland. In: Bauen mit Holz 74 (1976), Nr.7.
- Reyer, E.; Bretländer, T. (1996). Deformationsverhalten mechanischer Holzverbindungsmittel unter Langzeitbelastung mit unterschiedlichen Holzfeuchten. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Baukonstruktionen, Ingenieurholzbau und Bauphysik der Ruhr-Universität Bochum, Fraunhofer IRB Verlag
- SCHAUB, O. (1939). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Patentschrift Nr. 673556, Deutsches Patentamt.
- SFS PROVIS AG (1992). Holz-Beton-Verbundsystem mit dem Stadler-Verbundelement VB-48-7,5 x 100 mm. Dokumentation der SFS Provis AG, Heerbrugg, Schweiz.
- THOMI, M. und WAIBEL, H. (1994). Entwicklung und Fertigung von Verbundelementen. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 37.
- VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE, Universität Karlsruhe (1992). Prüfung einer Holz-Beton-Verbindung mit bewehrten Betonnocken und Betonstahlstiften. - Prüfzeugnis Nr. H9110 (unveröffentlicht).

WERNER, H. (1992). Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung. In: Bauen mit Holz 90(1992), Nr.4.

Zitierte Normen, Vornormen und Normentwürfe

DIN 1045, Juli 2001	Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
DIN 1052 Teil 1, April 1988	Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung.
Entwurf DIN 1052-1/A1, Juni 1995	Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung, Änderung 1.
E DIN 1052 Teil 1, November 1999	Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung.
DIN 50014, Juli 1985	Klimata und ihre technische Anwendung; Normalklimate.
DIN 68763	Spanplatten; Flachpressplatten für das Bauwesen.
DIN EN 26891, Juli 1991	Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.
DIN V ENV 1995 Teil 1-1, Juni 1994	Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken, Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau.
Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1995-1-1, Februar 1995	Nationales Anwendungsdokument (NAD)
DIN V ENV 1992 Teil 1-1, Juni 1992	Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.



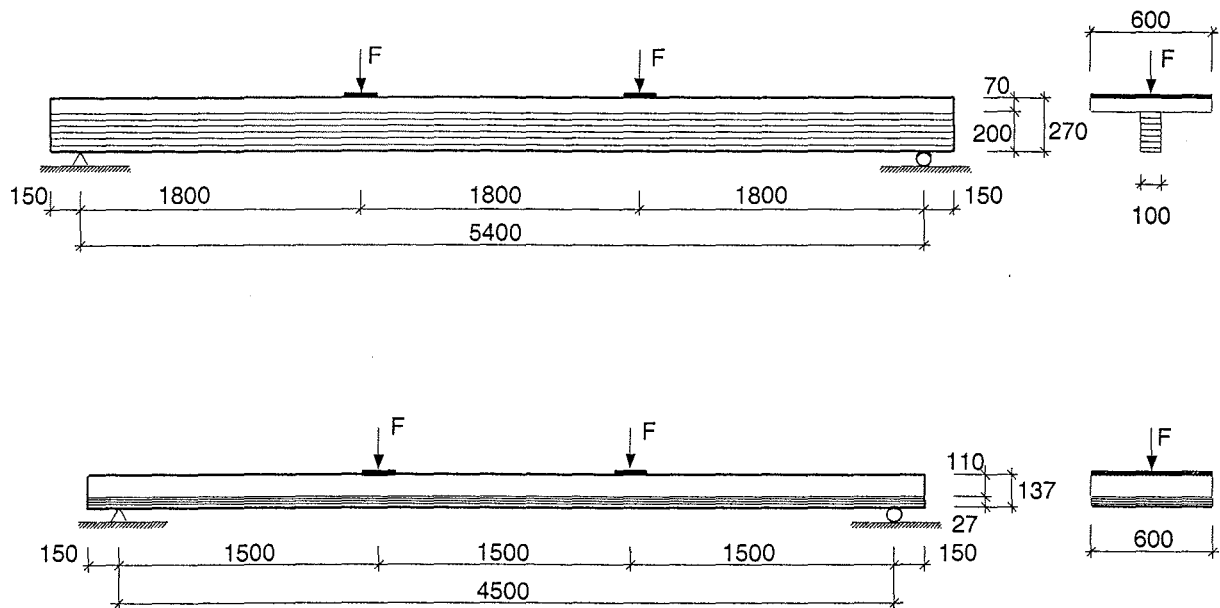


Abbildung A-1: Abmessungen und statisches System der Versuchseinrichtung für die Biegeversuche mit Lage der Auflager- und Lasteinleitungspunkte

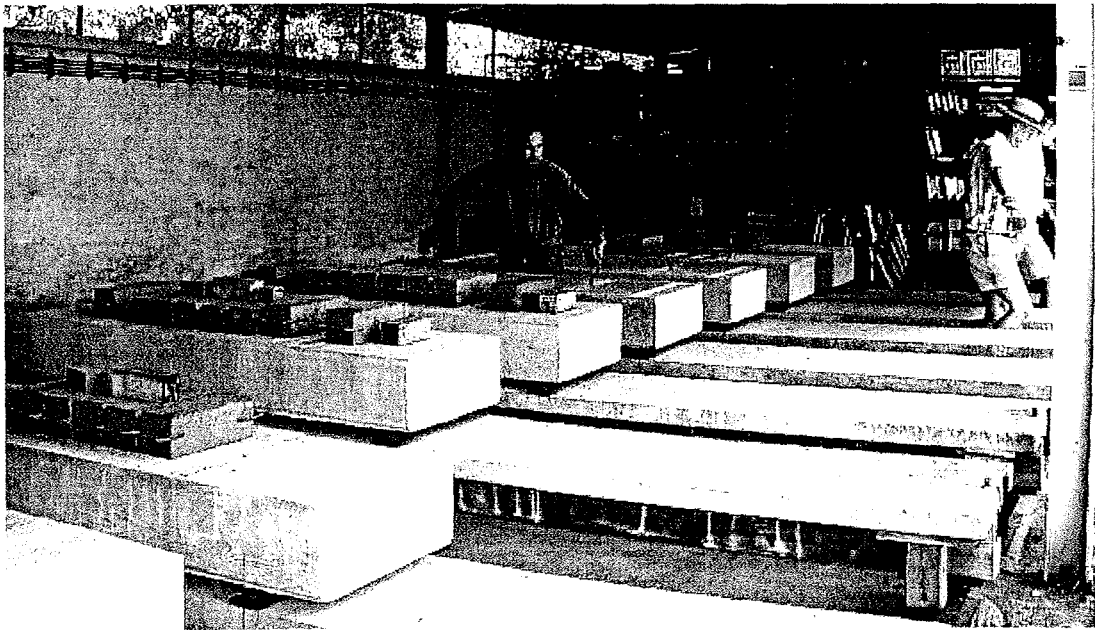


Abbildung A-2: Versuchsaufbau der Langzeitversuche (kurz vor der Entlastung)

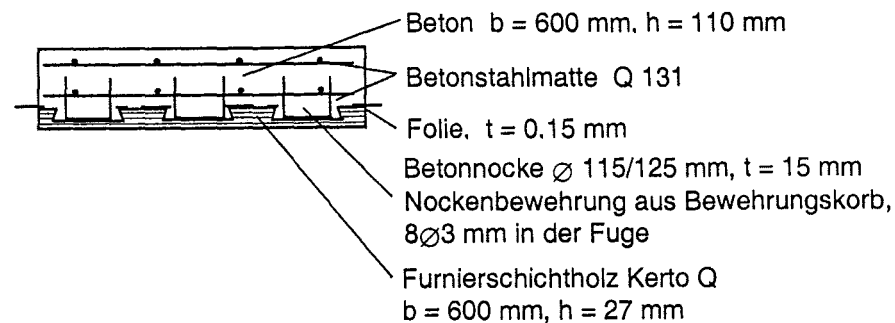
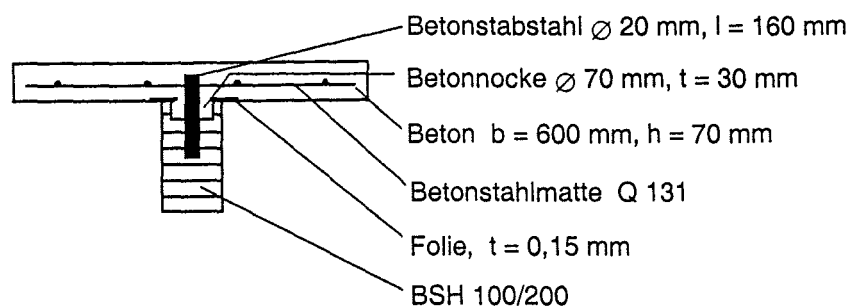
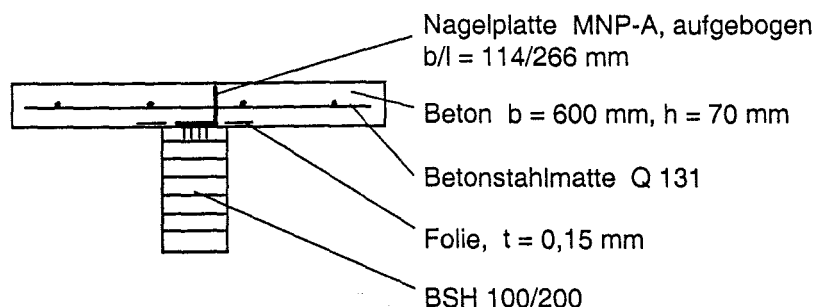
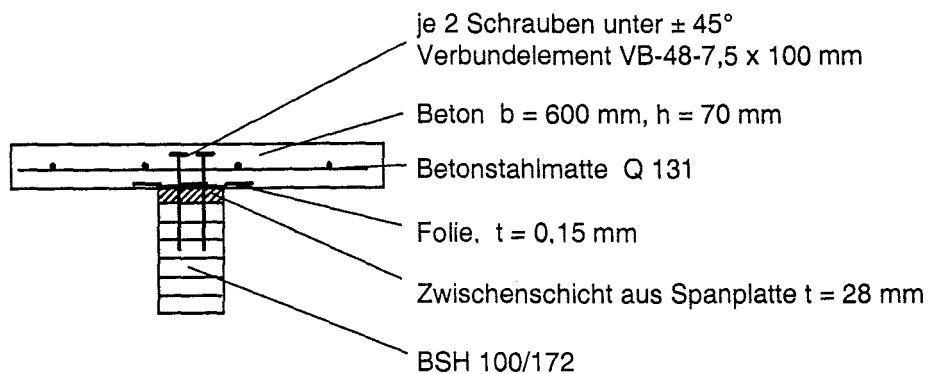


Abbildung A-3: Querschnitte der Holz-Beton-Verbundträger mit unterschiedlichen Verbindungsarten

Tabelle A-1: Anordnung der Verbindungen in den Holz-Beton-Verbundträgern

Versuchsbezeichnung	Verbindung	Anordnung
SCH - (1÷2)	Je 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$, Zwischenschicht $t=28$ mm	
NAG - (1÷2)	Nagelplatte	
N+S - (1÷2)	Betonnocke und Stahlstift	
NPL - (1÷2) ¹⁾	Je 3 Betonnocken mit Bewehrung	

¹⁾ NPL-1 mit Betonplatte ohne Bewehrung

NPL-2 mit Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131

Tabelle A-2: Materialkennwerte der Holzträger aus Brettschichtholz und der Furnierschichtholzplatten für die Prüfkörper der Langzeitversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern

Versuchsbezeichnung	Rohdichte bei Holzfeuchte u [kg/m ³]	Holzfeuchte u [%]	Elastizitätsmodul ¹⁾ [N/mm ²]
SCH-1	409	10,0	10500
SCH-2	432	9,9	10800
NAG-1	498	13,0	12000
NAG-2	486	12,1	12600
N+S-1	424	10,2	10500
N+S-2	412	9,5	10800
NPL-1	501	8,5	10800
NPL-2	502	8,2	11000

¹⁾ Statischer Zug-Elastizitätsmodul der BSH-Träger in den Versuchen SCH-(1+2), NAG-(1+2), N+S-(1+2)
 Statischer Zug-Elastizitätsmodul der Furnierschichtholzplatten bei Belastung parallel zum Deckfurnier in den Versuchen NPL-(1+2)

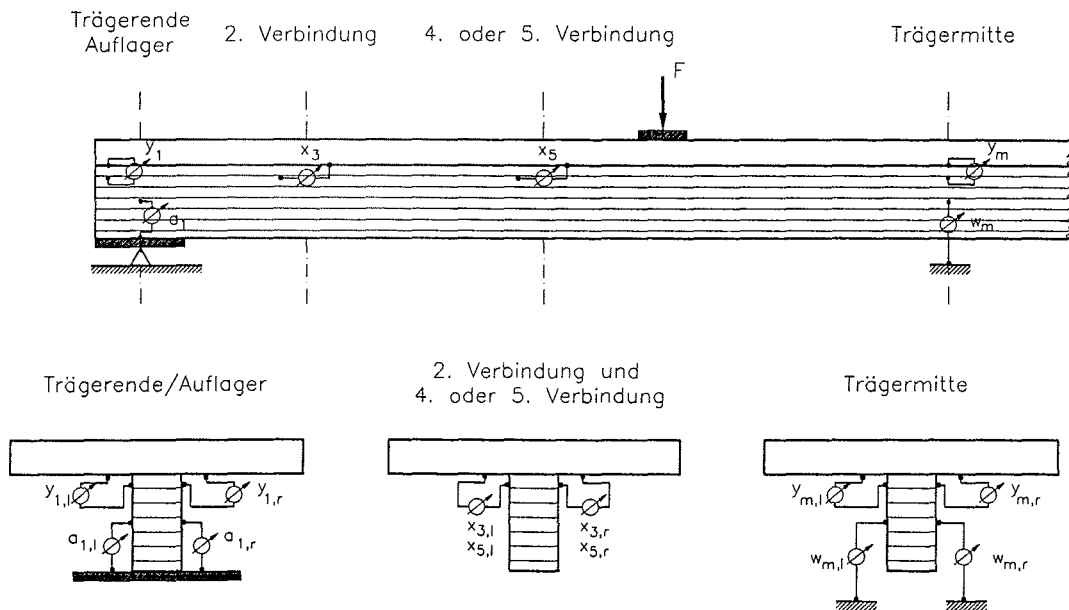
Tabelle A-3: Materialkennwerte des Betons für die Prüfkörper der Langzeitversuche mit Holz-Beton-Verbundträgern (Betonalter: 28 Tage)

Materialkennwerte	Einzelwerte			Mittelwert
Druckfestigkeit [N/mm ²]	28,0	29,8	27,8	28,5
Rohdichte [kg/m ³]	2231	2251	2250	2244
Druck-Elastizitätsmodul [N/mm ²]	28200	28200	26500	27600
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	4,5	5,2	4,8	4,8

Tabelle A-4: Belastung der Holz-Beton-Verbundträger in den Langzeitversuchen

Versuchsbezeichnung	Gesamtmasse der aufgetragenen Belastung [kg]	Kraft F pro Laststeinleitungsstelle [kN]	mittlere Höchstlast pro Kolben der entsprechenden Kurzzeit-Biegeversuche [kN]
SCH-(1+2)	900	4,4	18,8
NAG-(1+2)	1100	5,4	22,0
N+S-(1+2)	1600	7,8	32,1
NPL-1	1000	4,9	18,1
NPL-2	1000	4,9	20,5

NPL-1: Betonplatte ohne Bewehrung
 NPL-2: Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131



Messstellen zwischen Trägerende 1 und Trägermitte:

- x_3 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung am Trägerende 1
- x_5 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung am Trägerende 1;
für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung
- y_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 1
- a_1 Auflagereindrückung im Holz am Auflager beim Trägerende 1

Messstellen in Trägermitte:

- y_m Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge in Trägermitte
- w_m Durchbiegung in Trägermitte; gemessen auf halber Höhe des Holzträgers bzw. der Furnierschichtholzplatte zu einem Festpunkt außerhalb des Meßsystems

Messstellen zwischen Trägerende 2 und Trägermitte (nicht abgebildet):

- x_4 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung am Trägerende 2
- x_6 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung am Trägerende 2;
für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung
- y_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 2
- a_2 Auflagereindrückung im Holz am Auflager beim Trägerende 2

Mit Ausnahme der Verschiebungen x_1 und x_2 zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge an den Trägerenden wurden alle Verformungen beidseitig, auf der rechten und auf der linken Trägerseite gemessen.

Abbildung A-4: Anordnung der Messstellen



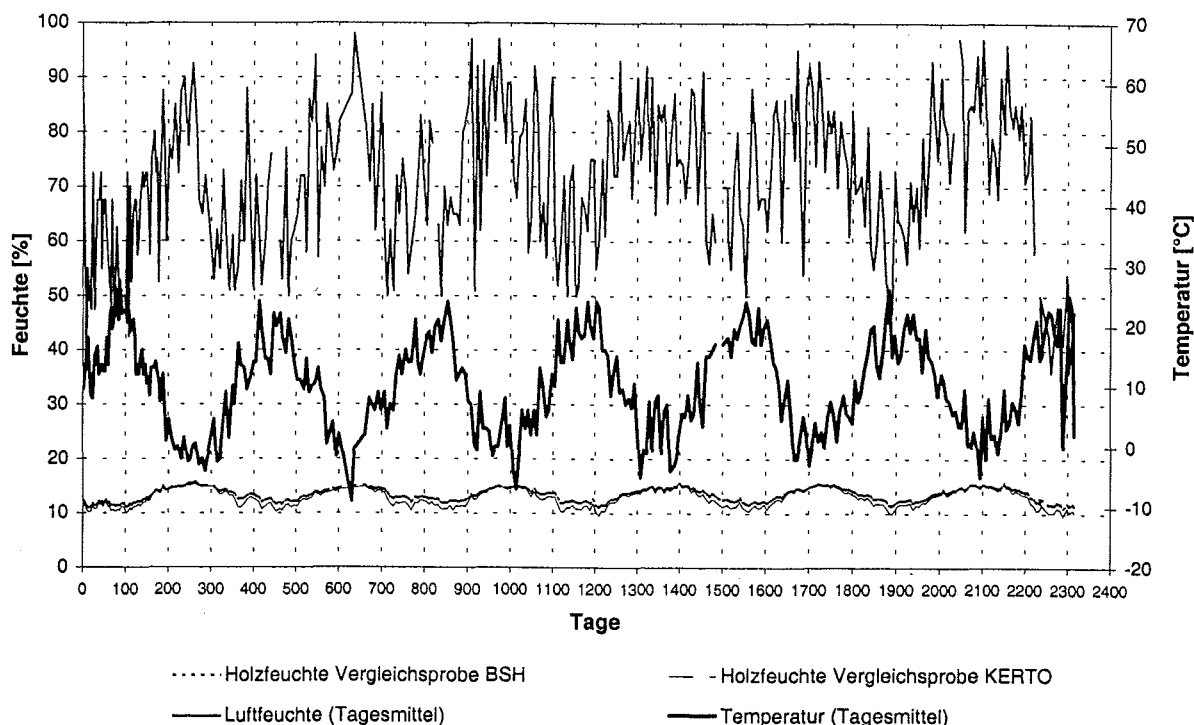


Abbildung B-1: Klima und Holzfeuchten über den Untersuchungszeitraum (Ort: Karlsruhe; überdacht im Freien)

Tabelle B-1: Feuchte der Vergleichproben über den Untersuchungszeitraum

Vergleichsprobe	Minimale Feuchte [%]	Maximale Feuchte	Mittlere Feuchte [%]
BS-Holz	11,0	15,5	13,2
Kerto-Q	9,6	15,8	12,6

Tabelle B-2: Klima über den Untersuchungszeitraum

	Tagestemperatur [C°]			Tagesluftfeuchte [%]		
	Minimum	Maximum	Mittelwert	Minimum	Maximum	Mittelwert
Minimum	-12,0	-6,0	-9,0	19,0	42,0	36,0
Maximum	21,1	35,5	27,5	97,0	100,0	98,0
Mittelwert	7,7	15,3	11,1	51,8	84,4	69,8

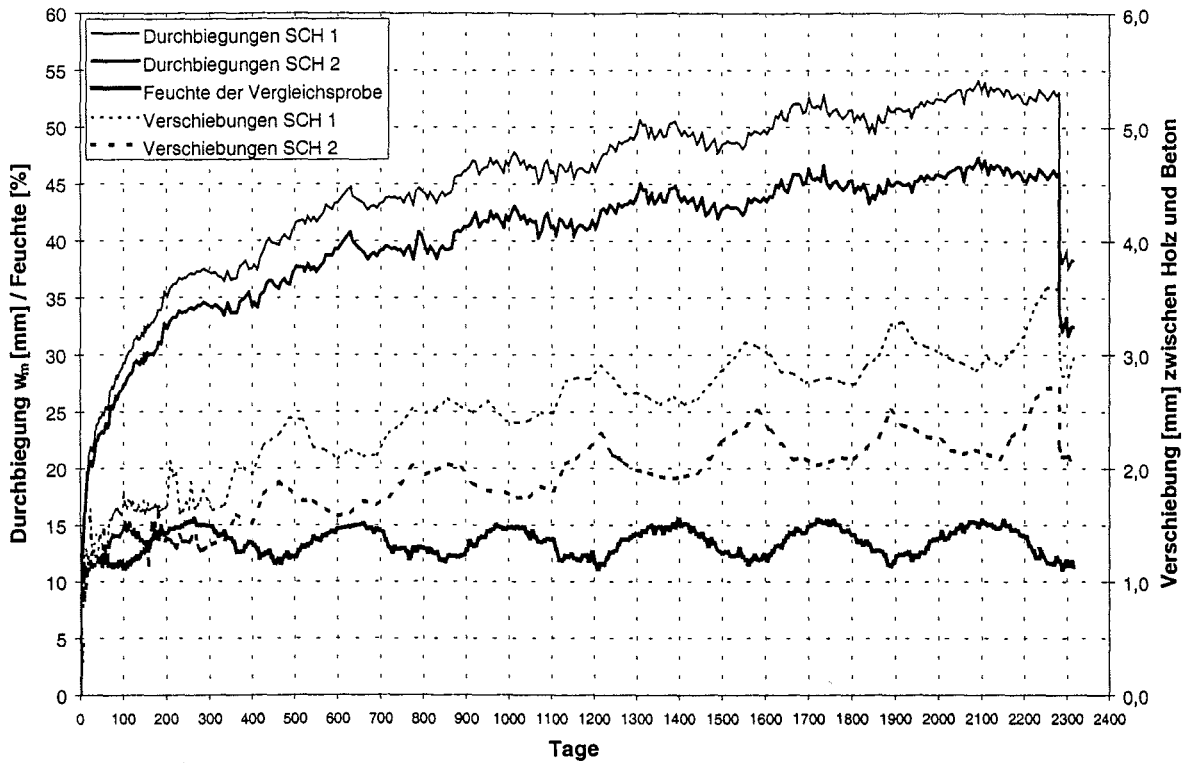


Abbildung B-2: Gesamtdurchbiegung w_m , Mittelwert der gegenseitigen Verschiebung und Holzfeuchte der Vergleichsprobe der Träger SCH-1 und SCH-2 aus der Langzeituntersuchung

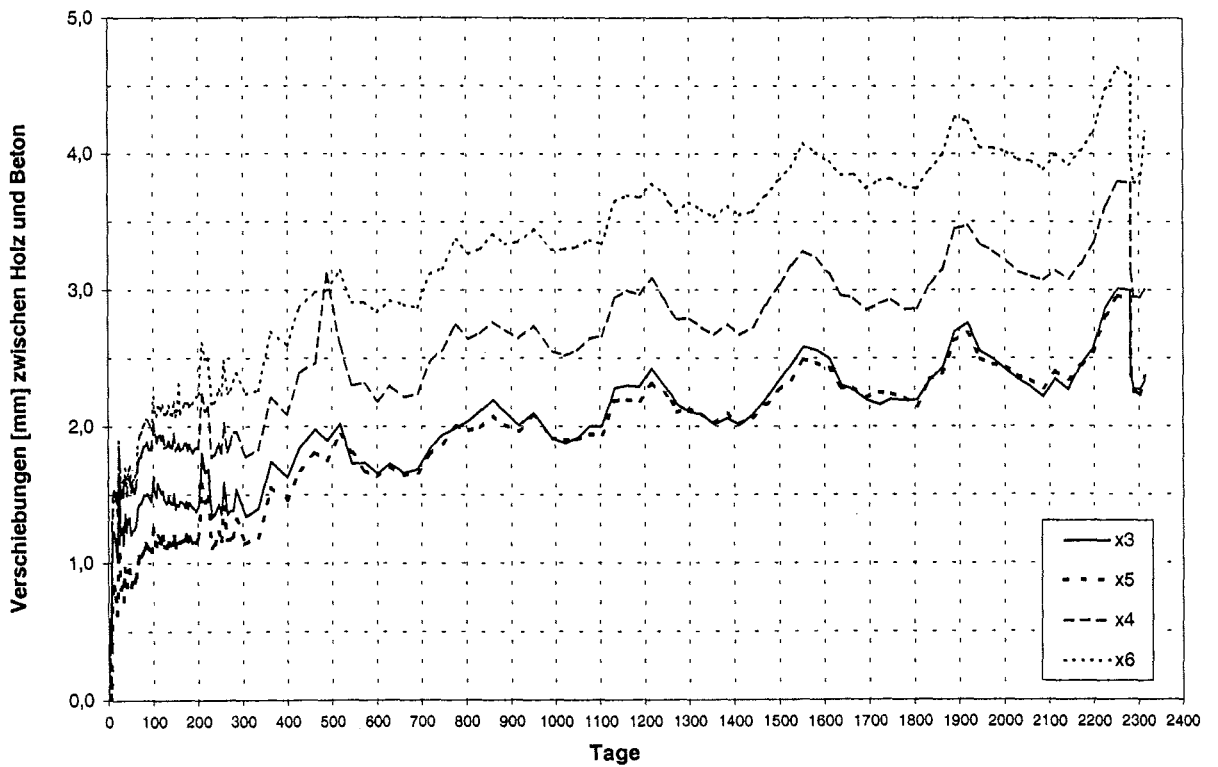


Abbildung B-3: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-1 aus der Langzeituntersuchung

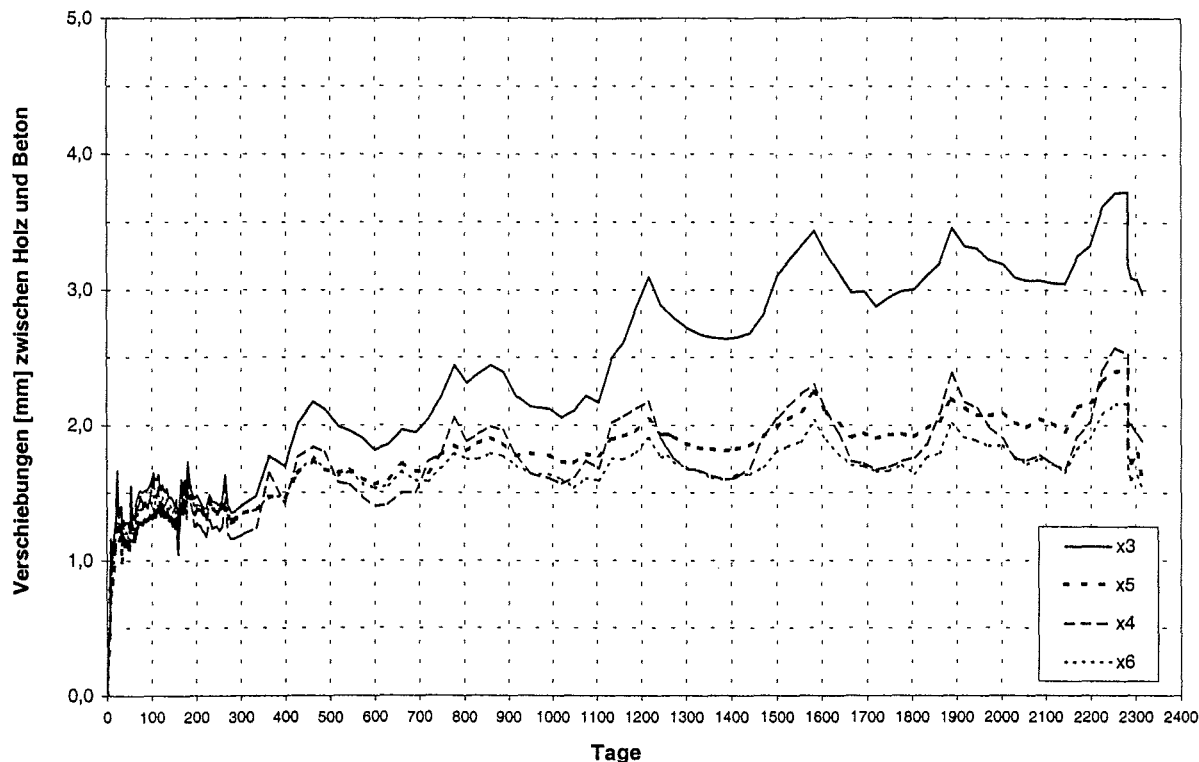


Abbildung B-4: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-2 aus der Langzeituntersuchung

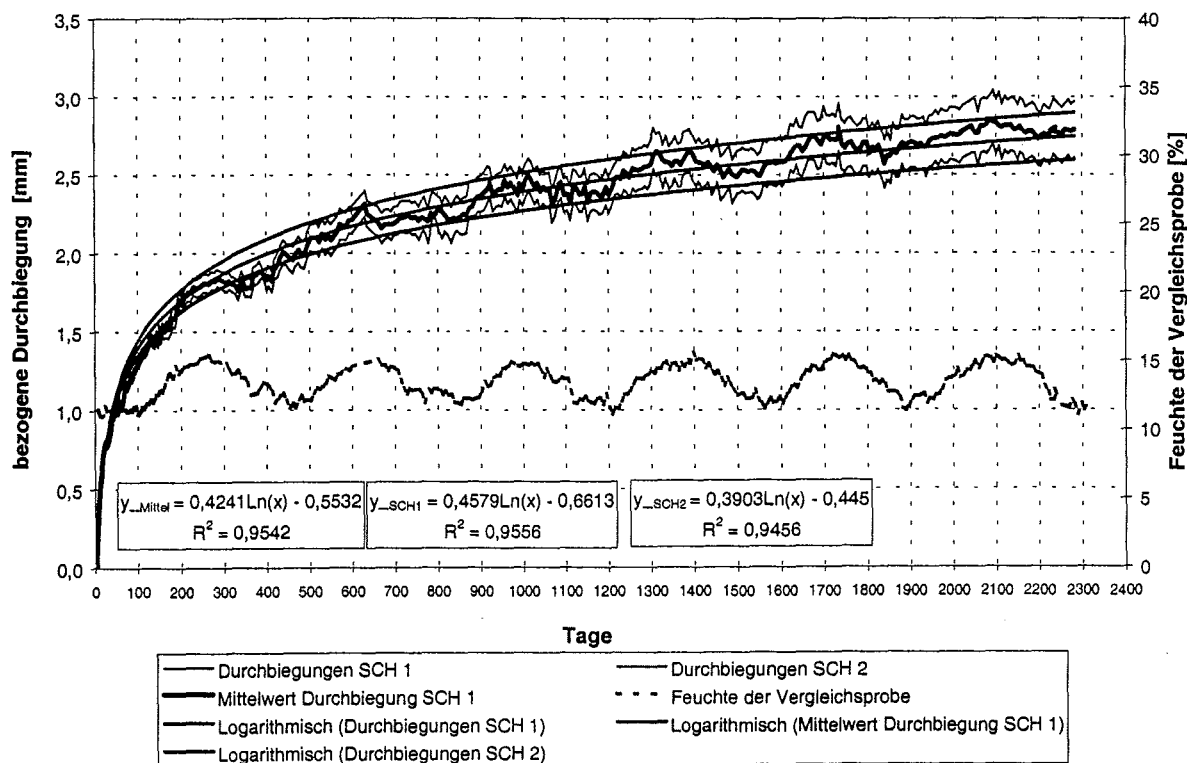


Abbildung B-5: Bezogene Verformungen in Trägermitte der Reihe SCH

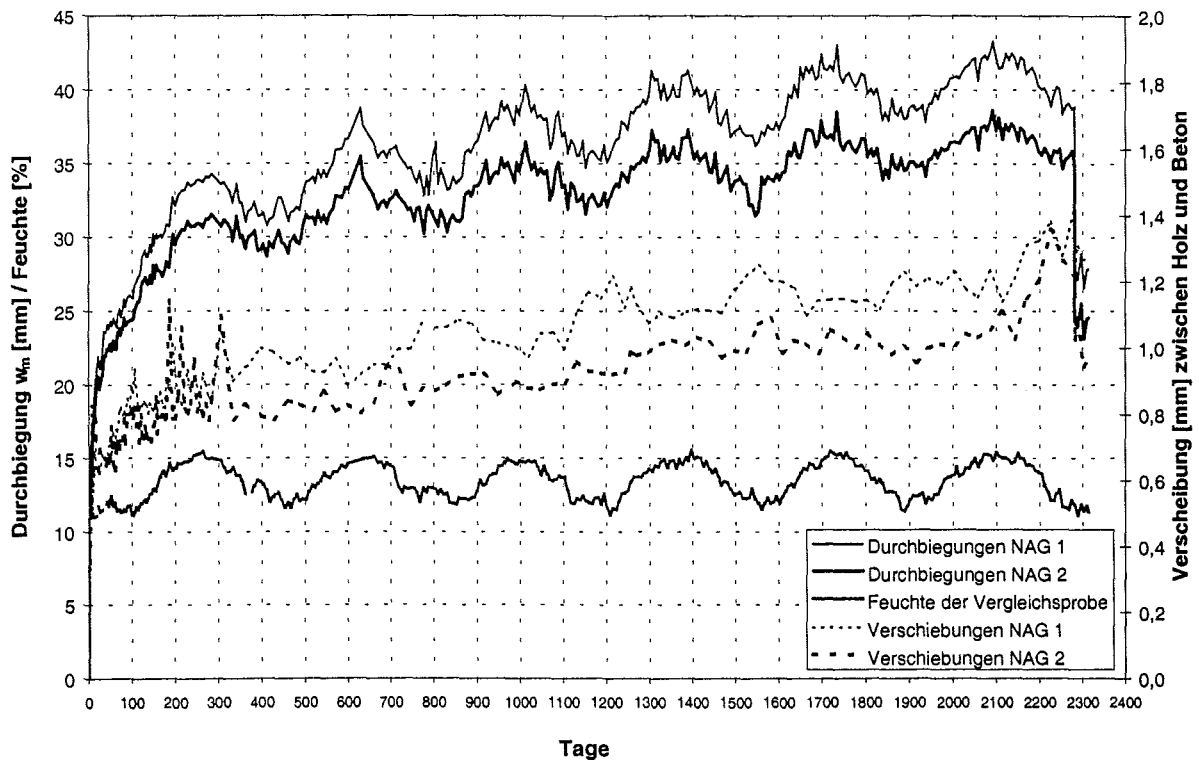


Abbildung B-6: Gesamtdurchbiegung w_m , Mittelwert der gegenseitigen Verschiebung und Holzfeuchte der Vergleichsprobe der Träger NAG-1 und NAG-2 aus der Langzeituntersuchung

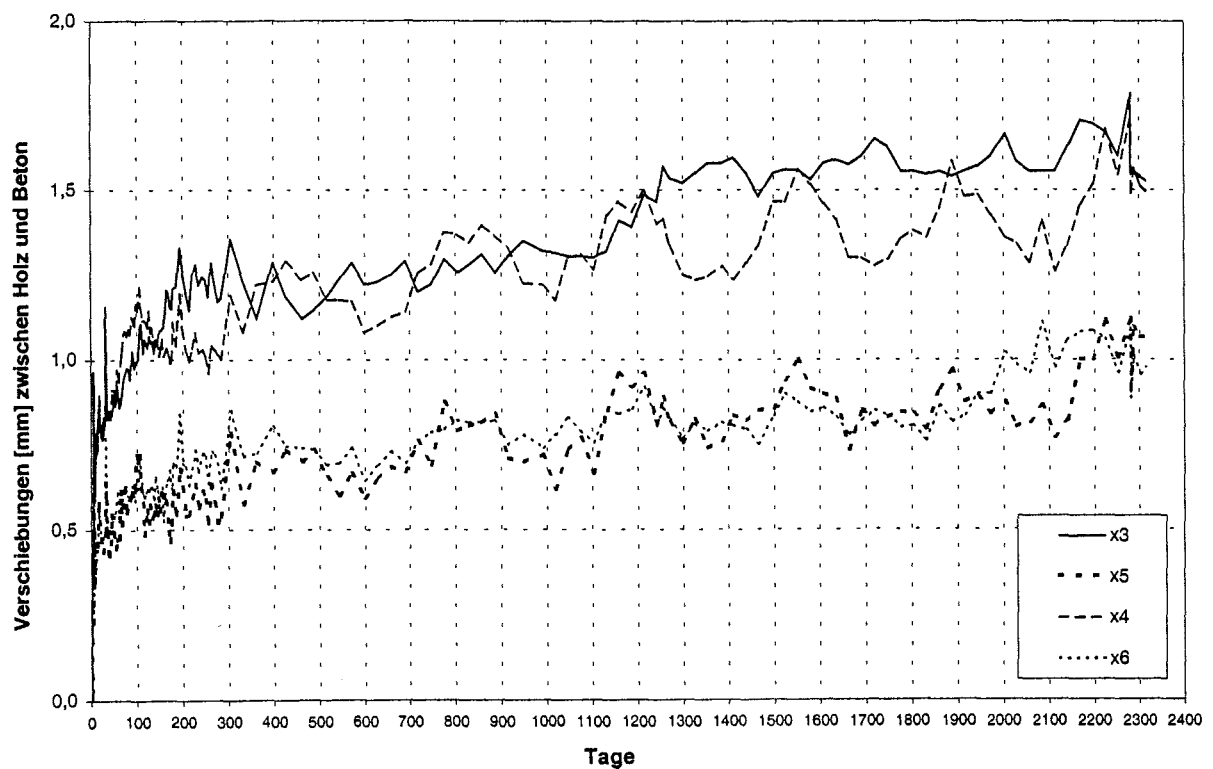


Abbildung B-7: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-1 aus der Langzeituntersuchung

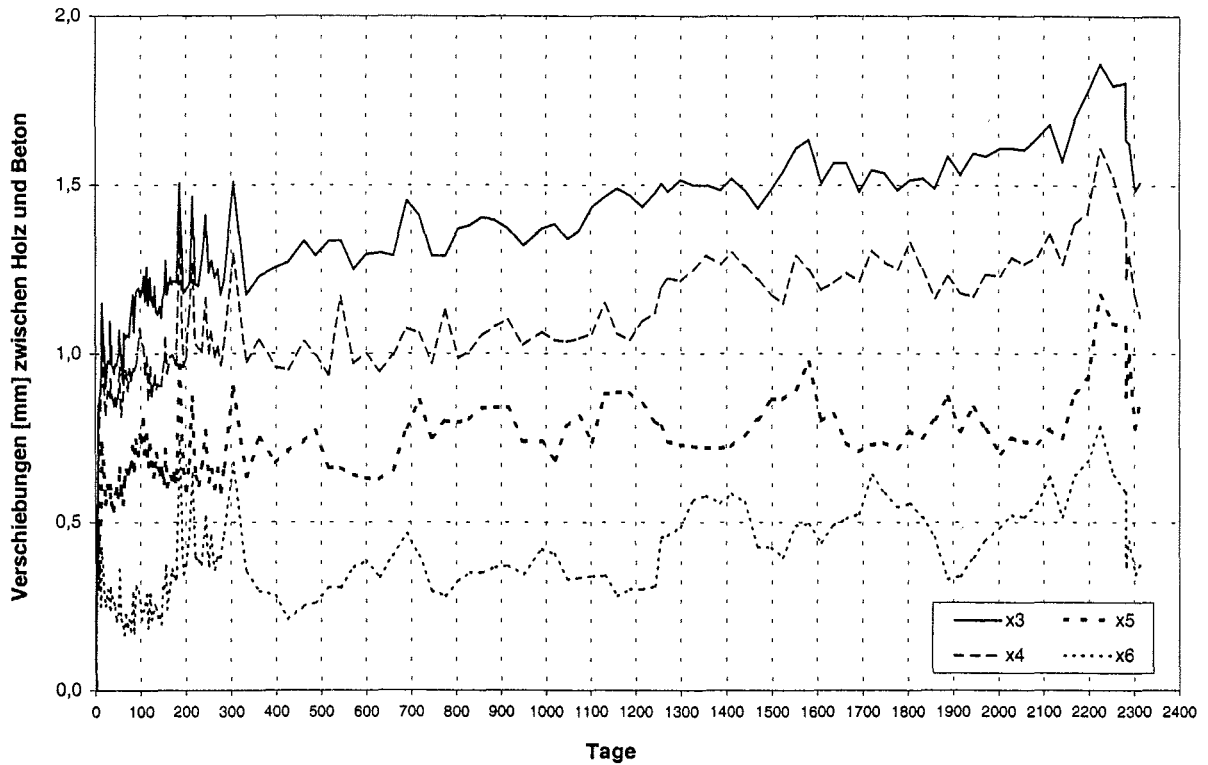


Abbildung B-8: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-2 aus der Langzeituntersuchung

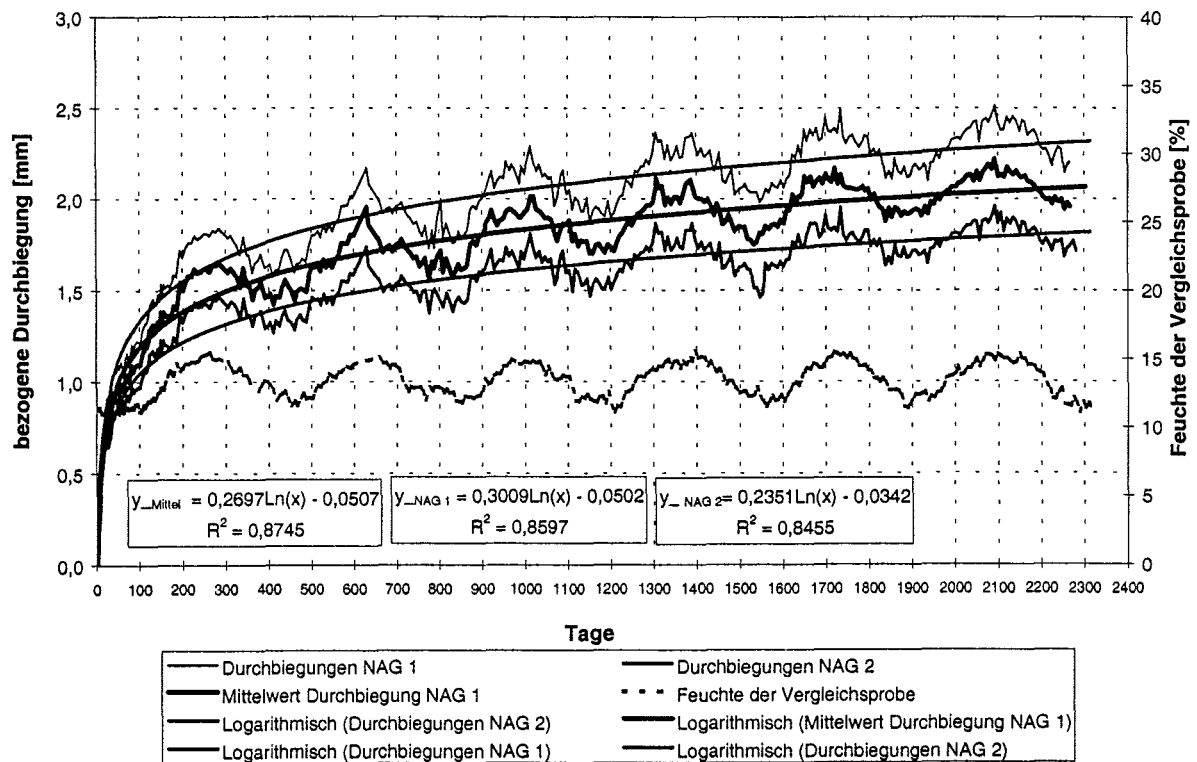


Abbildung B-9: Bezogene Verformungen in Trägermitte der Reihe NAG



Abbildung B-10: Gesamtdurchbiegung w_m , Mittelwert der gegenseitigen Verschiebung und Holzfeuchte der Vergleichsprobe der Träger N+S-1 und N+S-2 aus der Langzeituntersuchung

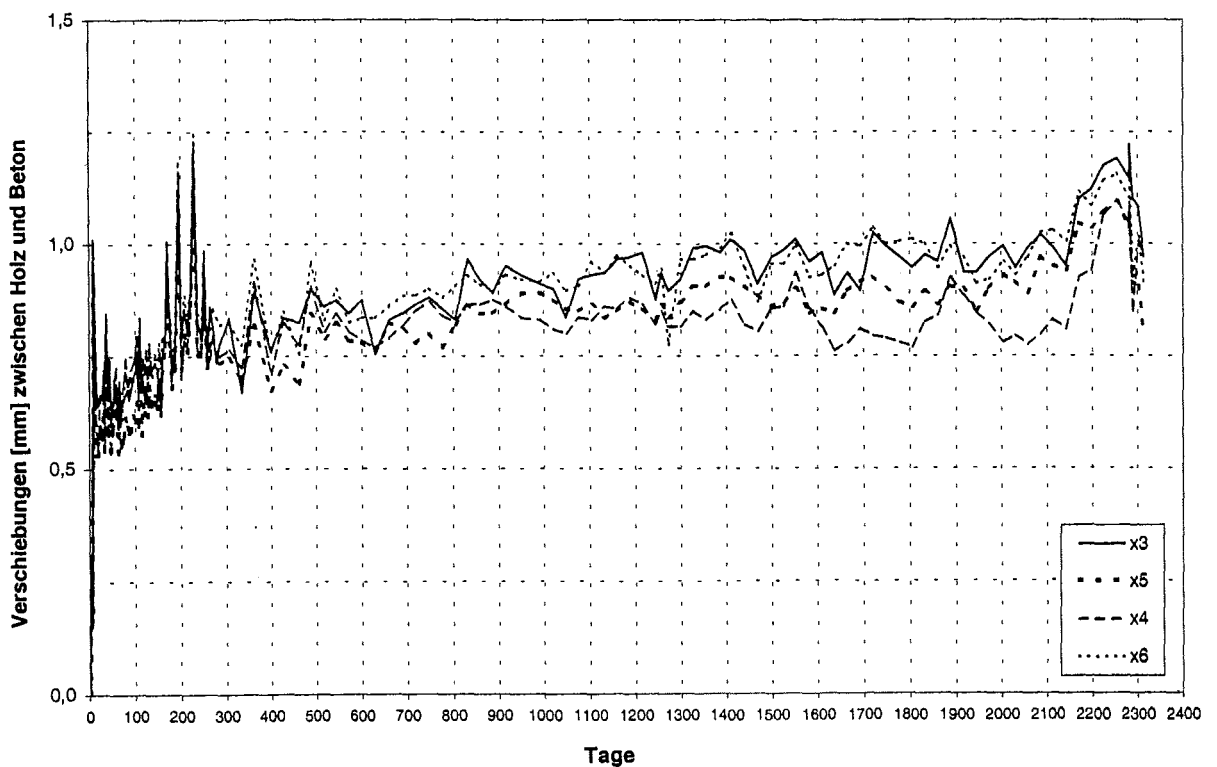


Abbildung B-11: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-1 aus der Langzeituntersuchung

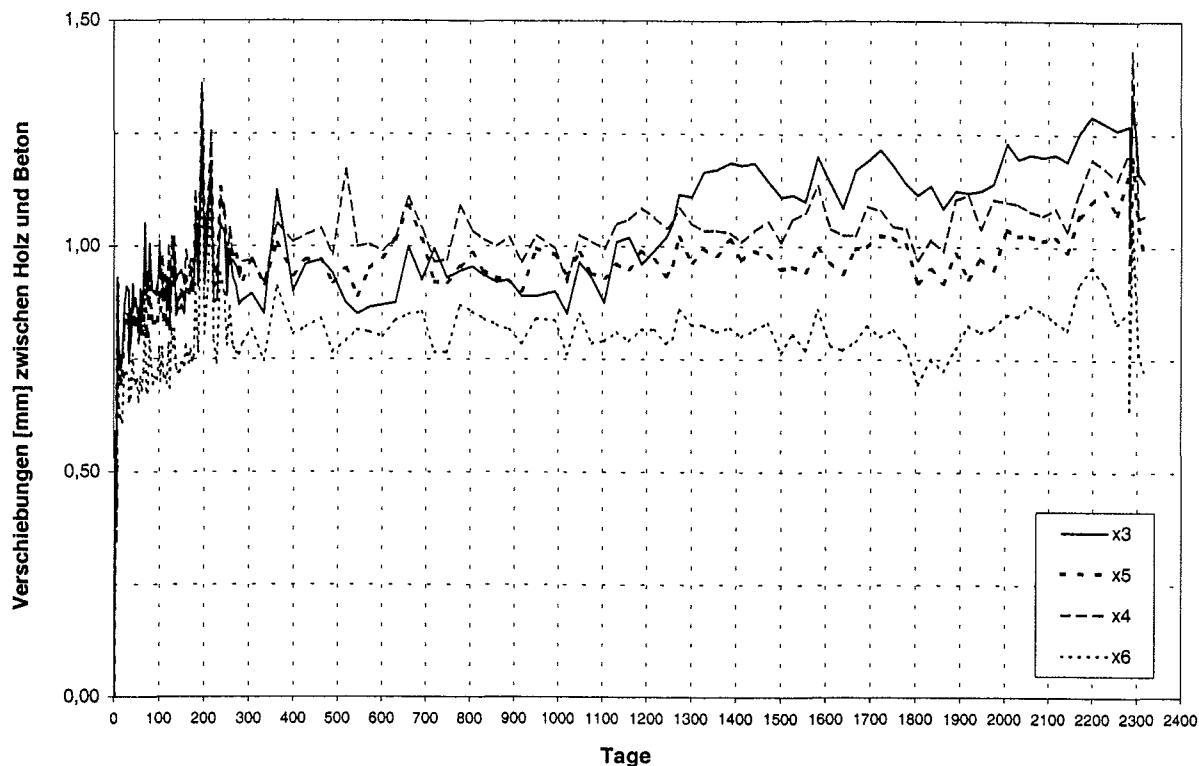


Abbildung B-12: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-2 aus der Langzeituntersuchung

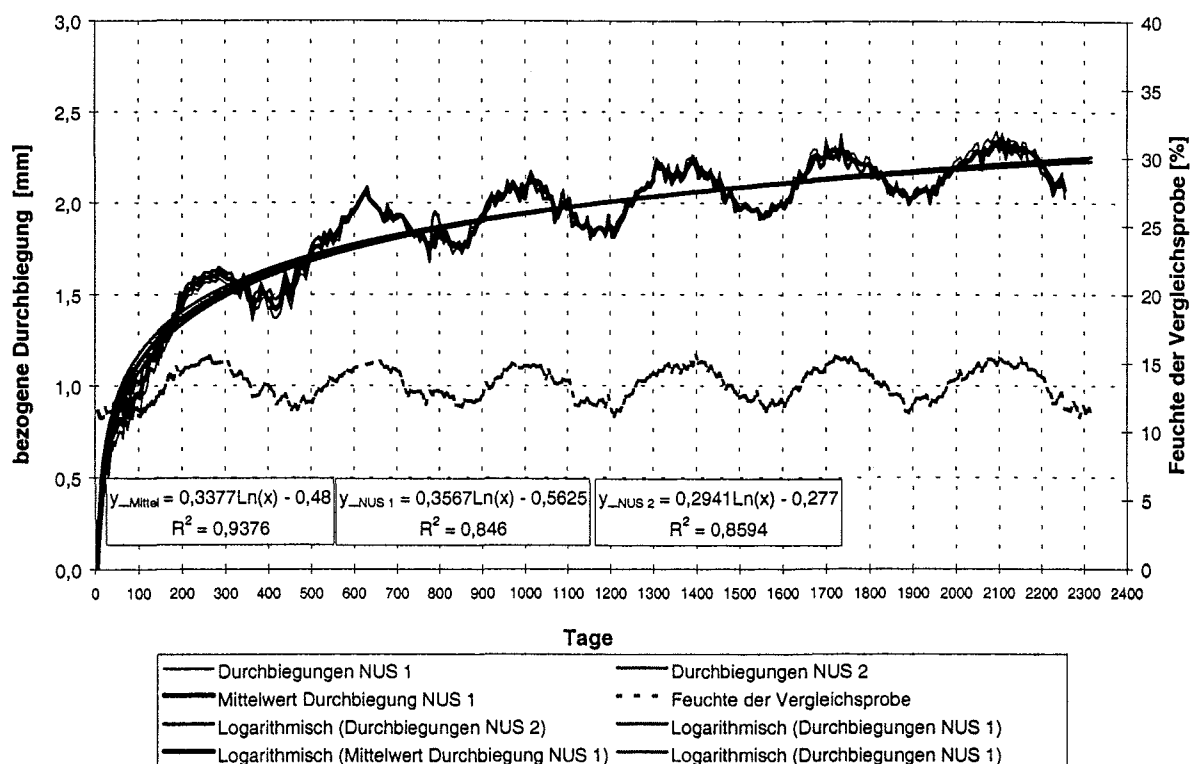


Abbildung B-13: Bezogene Verformungen in Trägermitte der Reihe N + S

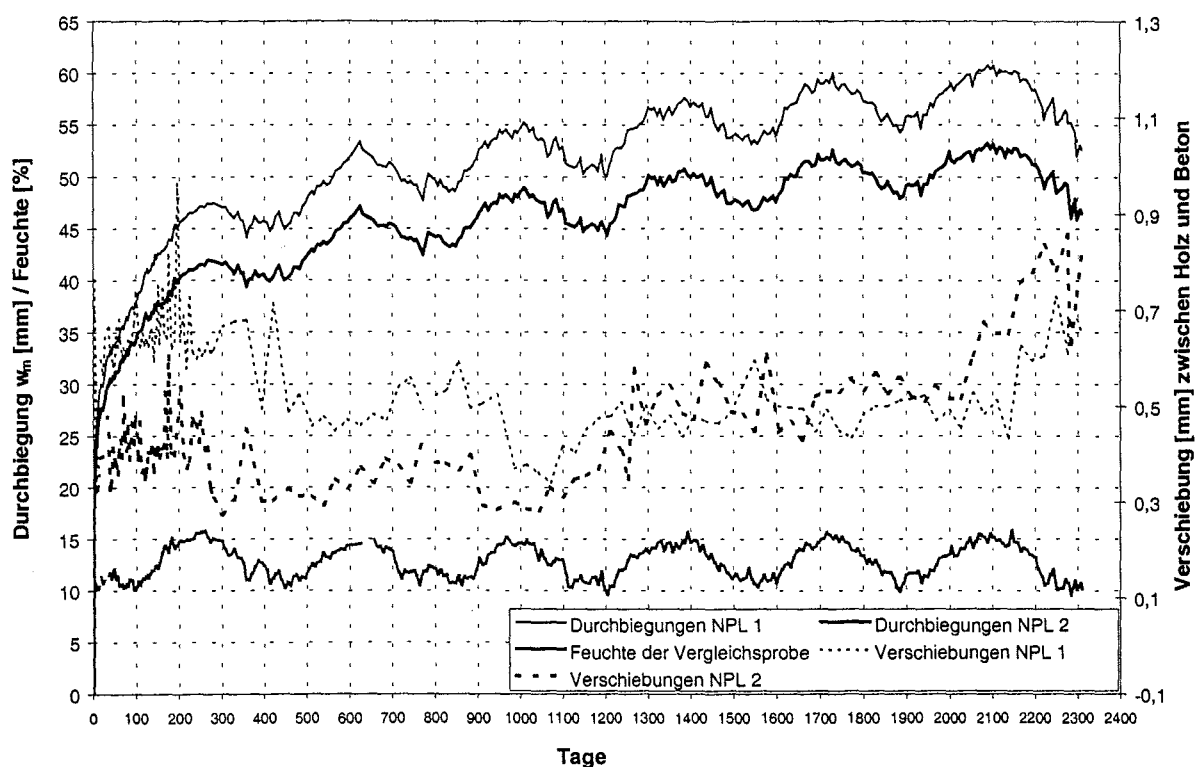


Abbildung B-14: Gesamtdurchbiegung w_m , Mittelwert der gegenseitigen Verschiebung und Holzfeuchte der Vergleichsprobe der Träger NPL-1 und NPL-2 aus der Langzeituntersuchung

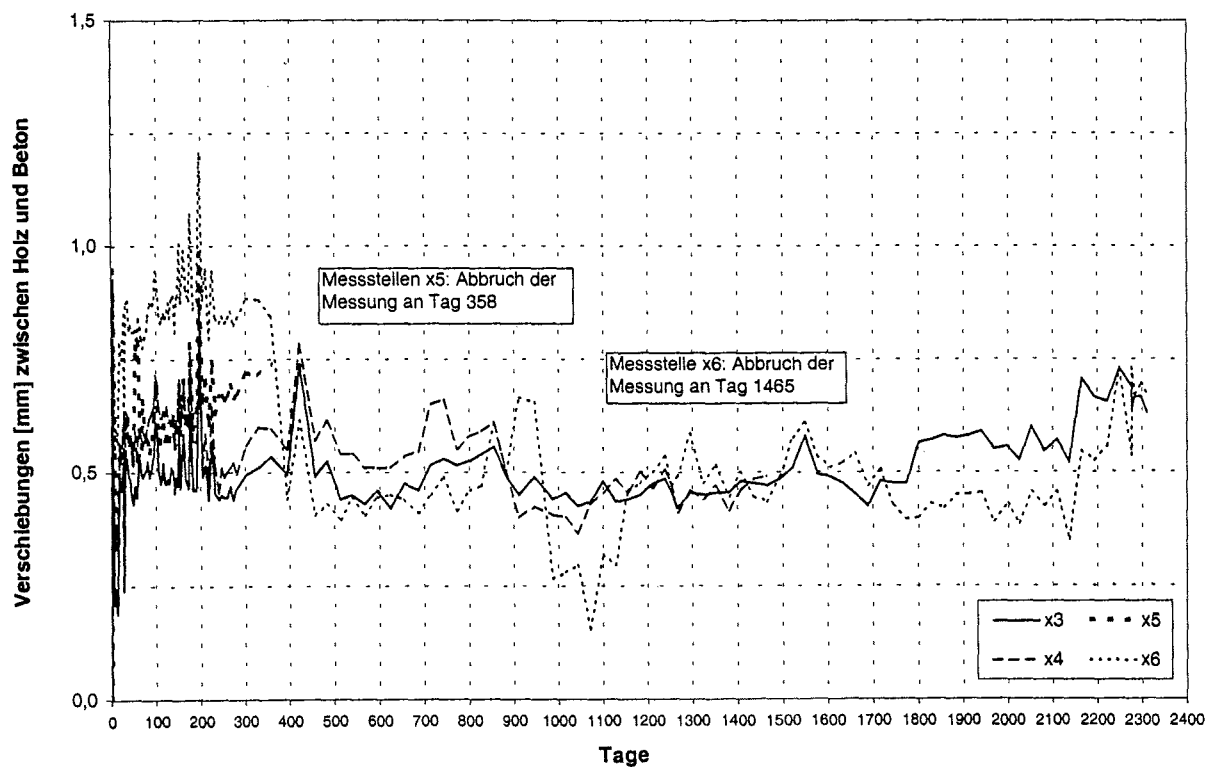


Abbildung B-15: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-1 aus der Langzeituntersuchung

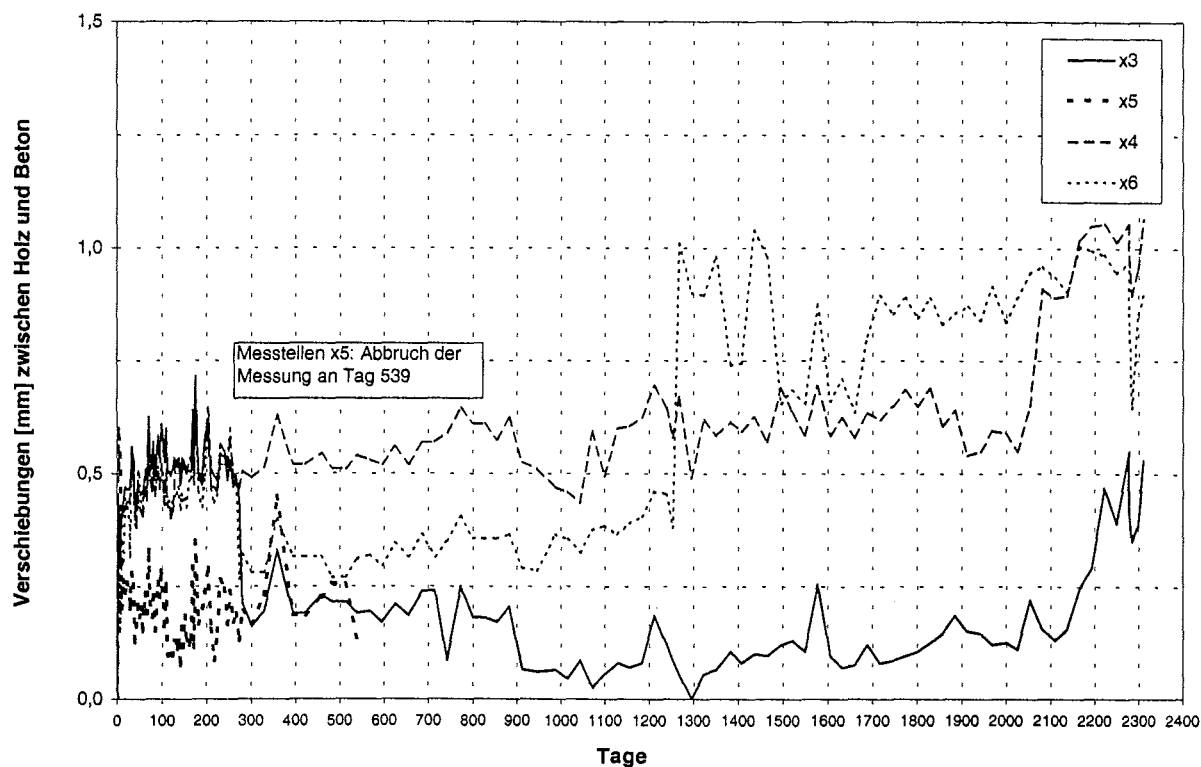


Abbildung B-16: Einzelwerte der gegenseitigen Verschiebungen zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-2 aus der Langzeituntersuchung

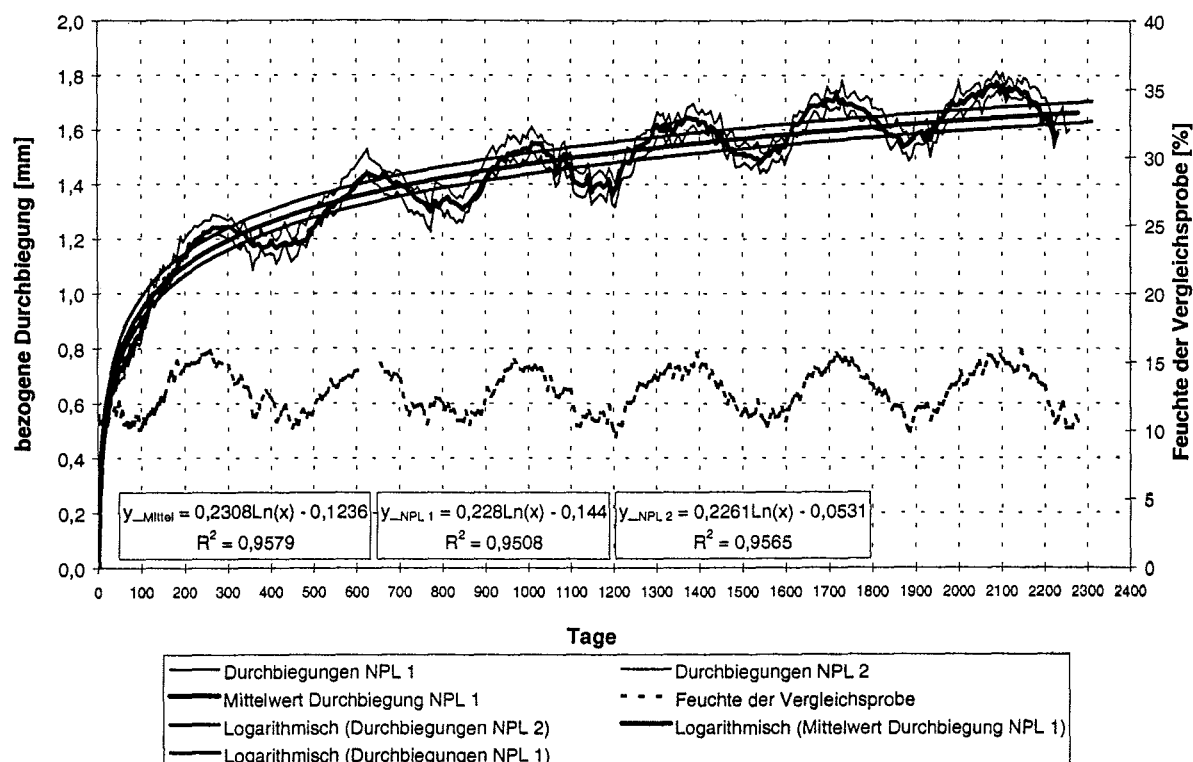


Abbildung B-17: Bezogene Verformungen in Trägermitte der Reihe NPL

Tabelle B-3: Angaben der Regressionsgleichungen und des Bestimmtheitsmaßes der Gesamtdurchbiegung und der bezogenen Verformung

	Regressionsgl. Durchbiegung ¹⁾ y= [m]	Bestimmtheitsmaß R ² [-]	Regressionsgl. bezogene Verformung [m]	Bestimmtheitsmaß R ² [-]
SCH-1	6,5758 Ln(t) + 0,742	0,94	0,4579 Ln(t) - 0,661	0,96
SCH-2	5,4344 Ln(t) + 3,439	0,93	0,3903 Ln(t) - 0,445	0,95
Mittelwert	5,9671 Ln(t) + 2,268	0,92	0,4241 Ln(t) - 0,553	0,95
NAG-1	4,0928 Ln(t) + 8,549	0,87	0,3009 Ln(t) - 0,502	0,86
NAG-2	3,4600 Ln(t) + 9,420	0,85	0,2351 Ln(t) - 0,034	0,85
Mittelwert	3,7993 Ln(t) + 8,874	0,88	0,2697 Ln(t) - 0,051	0,94
N+S - 1	4,9656 Ln(t) + 5,830	0,85	0,3567 Ln(t) - 0,563	0,85
N+S - 2	4,9741 Ln(t) + 7,151	0,87	0,2941 Ln(t) - 0,277	0,86
Mittelwert	5,1573 Ln(t) + 5,573	0,94	0,3377 Ln(t) - 0,480	0,94
NPL-1	5,8715 Ln(t) + 12,370	0,95	0,2280 Ln(t) - 0,144	0,95
NPL-2	4,9694 Ln(t) + 12,418	0,95	0,2261 Ln(t) - 0,053	0,96
Mittelwert	5,5041 Ln(t) + 11,847	0,96	0,2308 Ln(t) - 0,124	0,96

t: Zeit in Tagen

¹⁾ entsprechend der Messungen bei der Langzeitbelastung (mit Einzellasten F und ohne Eigengewicht zum Zeitpunkt t= 0)**Tabelle B-4:** Angaben der Regressionsgleichungen und des Bestimmtheitsmaßes der Relativverschiebung zwischen Holz und Beton

Reihe	Regressionsgl. Relativverschiebung ¹⁾ [m]	Bestimmtheitsmaß R ² [-]
SCH	0,6099 Ln(t) - 1,921	0,83
NAG	0,1471 Ln(t) + 0,334	0,91
N+S	0,0880 Ln(t) + 0,374	0,80
NPL ²⁾	-	-

t: Zeit in Tagen

¹⁾ entsprechend der Messungen bei der Langzeitbelastung (mit Einzellasten F und ohne Eigengewicht zum Zeitpunkt t= 0)²⁾ Aufgrund sehr uneinheitlicher Messungen erfolgt ist eine Auswertung der Relativverschiebung dieser Versuchsreihe nicht sinnvoll

Tabelle B-5: Eingangparameter des Holzes für das Berechnungsmodell

Baustoff	E-Modul	Rohdichte	Kriechzahl
	E_{mean} [N/mm ²]	ρ_k [kg/m ³]	$k_{\text{def}}^{1)}$ [-]
BS 11	11.500	410	- / 0,80
KERTO-Q	10.000	480	- / 0,80

¹⁾ Nutzungsklasse 2; Klasse der Lasteinwirkungsdauer: ständig

BS-Holz: Die Materialeigenschaften wurden der E DIN 1052, Ausgabe 1999 entnommen.

KERTO: Die Materialeigenschaften wurden der Zulassung Z-9.1-100 und der Kriechfaktor k_{def} nach E DIN 1052, Ausgabe 1999 gewählt.

Spanplatte: Die Materialeigenschaften wurden der E DIN 1052, Ausgabe 1999 entnommen.

Tabelle B-6: Eingangparameter des Beton

Reihe	Wirksame Bauteildicke	E-Modul	Rohdichte	Kriechzahl
	[mm] ¹⁾	[N/mm ²]	ρ_k [kg/m ³]	$\phi_{\infty, t\phi}$ [-]
SCH/NAG/N+S	31	29.000	2.500	2,6
NPL	46	29.000	2.500	2,6

¹⁾ Betonfläche/Betonumfang

Beton: Die Materialeigenschaften wurden entsprechend der Betonfestigkeitsklasse C20/C25 nach DIN 1045, Juli 2001 gewählt. Der Kriechfaktor $\phi_{\infty, t\phi}$ ergibt sich für ein Belastungsalter von 28 Tagen.

Tabelle B-7: Eingangswerte der Belastung

Versuch	Mittelwert $k_s^{1)}$ [kN/mm]	Verbindungs- mittelabstand s [mm]	Eigen- gewicht g [kN/m]	Einzel- lasten F [kN]	Abstand a [m]	Spannweite l [m]
SCH	15,6	200	1,10	4,4	1,80	5,40
NAG	48,8	540	1,11	5,4	1,80	5,40
N+S	79,5	300	1,11	7,8	1,80	5,40
NPL	128	250	1,69	4,9	1,50	4,50

¹⁾ Mittelwert aus Druckscherversuchen nach BLAB ET AL (1995), Anlage 19 bis 27

Tabelle B-8: Ergebnisse der Langzeituntersuchung und Berechnung mit dem Berechnungsansatz nach Abschnitt 4.2

Versuch	Mittelwert der Durchbiegung w_m				Dauer Last F	Biegesteifigkeit $(EI)_{ef} \times 10^{12}$ (5)
	(1)	(2)	(3)	(4)		
		vor Entlastung bei		nach Entlastung bei		
	$t=0^{1)}$ [mm]	t_e [mm]	$t_e^{3)}$ [mm]	t_e [mm]	t_e [-]	$t=0^{1)}$ [Nmm ²]
SCH-1	10,0	53,1	51,6	39,7	2282	2,45
SCH-2	9,6	46,1	45,5	33,5	2282	2,56
Rechnung	7,8	20,2	-	12,4	∞	3,16
Rechnung ²⁾	8,0	20,2	-	12,1	∞	3,06
NAG-1	9,7	38,9	40,2	28,2	2281	3,11
NAG-2	10,5	35,1	36,2	24,3	2281	2,89
Rechnung	9,1	22,8	-	13,6	∞	3,31
Rechnung ²⁾	9,4	22,3	-	13,0	∞	3,22
N+S-1	13,8	42,5	44,2	35,8	2282	3,15
N+S-2	12,2	43,6	45,6	30,4	2282	3,58
Rechnung	10,7	25,5	-	14,9	∞	4,09
Rechnung ²⁾	10,8	25,5	-	14,8	∞	4,05
NPL-1	16,7	56,1	57,8	55,3	2277	0,95
NPL-2	14,2	49,3	50,8	48,7	2277	1,11
Rechnung	6,2	25,4	-	19,2	∞	2,55
Rechnung ²⁾	11,7	33,0	-	21,3	∞	1,35

¹⁾ Aufgrund der aufgetragenen Last F pro Lasteinleitungsstelle zum Zeitpunkt $t=0$ und ohne den elastischen Verformungsanteil des Eigengewichtes

²⁾ Mit Berücksichtigung einer gerissenen Betonzugzone

³⁾ Auf Grundlage einer logarithmischen Regression bei t_e

Tabelle B-9: Angaben zur Berechnung ohne Berücksichtigung der gerissener Betonzugzone

Reihe	Zeitpunkt t [Tage]	Höhe Beton- zugzone d [mm]	Resthöhe h ₁ [mm]	Abmind- erungswert γ ₁ [-]	Abmind- erungswert γ ₂ [-]
SCH	0	28,3 ¹⁾	41,7	0,241	1
	∞	14,0 ¹⁾	56,0	0,321	1
NAG	0	27,4	42,5	0,265	1
	∞	13,3	56,7	0,351	1
N+S	0	20,4	49,6	0,476	1
	∞	4,6	65,4	0,579	1
NPL	0	72,7	37,3	1	0,866
	∞	61,0	49,0	1	0,866

¹⁾ Unter Berücksichtigung der Zwischenschicht von 28 mm

Tabelle B-10: Belastung der Verbindungsmittel unter der Belastung der Langzeitver-
suche

Reihe	Zeitpunkt t [Tage]	Zustand Betonzugzone	Holz-Beton Verbindung F [kN]
SCH	0	ungerissen	6,8
		gerissen	7,3
	∞	ungerissen	7,2
		gerissen	7,3
NAG	0	ungerissen	20,8
		gerissen	21,4
	∞	ungerissen	21,8
		gerissen	21,3
N+S	0	ungerissen	16,6
		gerissen	17,1
	∞	ungerissen	17,0
		gerissen	17,1
NPL	0	ungerissen	7,6
		gerissen	19,5
	∞	ungerissen	11,8
		gerissen	20,2

Tabelle B-11: Verbindungsmittelsteifigkeiten

Versuche	Mittelwert Druck- scherversuche [N/mm]	Modifiziert [N/mm]
SCH-1	15.600	8.500
SCH-2		9.200
Rechenwert		8.900
NAG-1	48.800	37.400
NAG-2		25.200
Rechenwert		31.300
N+S-1	79.500	28.600
N+S-2		46.900
Rechenwert		38.000
NPL-1	128.000	22.315 ¹⁾ (d= 79,1 mm)
NPL-2		34.600 ¹⁾ (d= 76,4 mm)
Rechenwert		28.500

¹⁾ mit gerissener Betonzugzone mit der Risshöhe d

Tabelle B-12: Kriechfaktoren der Verbindung mit Eingangswerten nach Norm

Tage	Beton	Holz	SCH	NAG	N+S
1200	2,6	0,8 ¹⁾	5,76	3,99	2,17
2280			7,28	5,02	2,93
18250			15,09	10,02	6,16
1200	2,6	2,0 ²⁾	2,99	1,24	0
2280			3,87	1,74	0,45
18250			7,47	3,70	2,27

¹⁾ Nutzungsklasse 2

²⁾ Nutzungsklasse 3

Die Berechnung erfolgte mit der Bedingung gleicher Durchbiegung w_m zwischen der Berechnung und den Versuchen und der modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeit nach Tabelle B-11. Die Werte für 18.250 Tage sind extrapoliert.

Tabelle B-13: Kriechfaktoren für das Holz und die Verbindung

Tage	Beton	SCH		NAG		N+S	
		Holz	VB	Holz	VB	Holz	VB
1200	2,6	2,32	2,56	2,08	1,13	1,75	0,32
2280		2,36	3,31	2,32	1,29	2,03	0,40
18250		2,53	6,24	3,13	1,83	2,99	0,67
1200	2,0	2,56	2,69	2,27	1,17	1,91	0,34
2280		2,63	3,49	2,52	1,34	2,21	0,42
18250		2,85	6,65	3,4	1,91	3,22	0,71
1200	3,0	2,19	2,50	1,97	1,12	1,66	0,31
2280		2,23	3,23	2,2	1,27	1,94	0,39
18250		2,36	6,07	2,98	1,80	2,86	0,65

Die Berechnung erfolgte mit den Bedingungen gleicher Durchbiegung w_m und Relativverschiebung zwischen Berechnung und Versuchen und der modifizierten Verbindungsmittelsteifigkeit nach Tabelle B-11. Die Werte für 18.250 Tage sind extrapoliert.



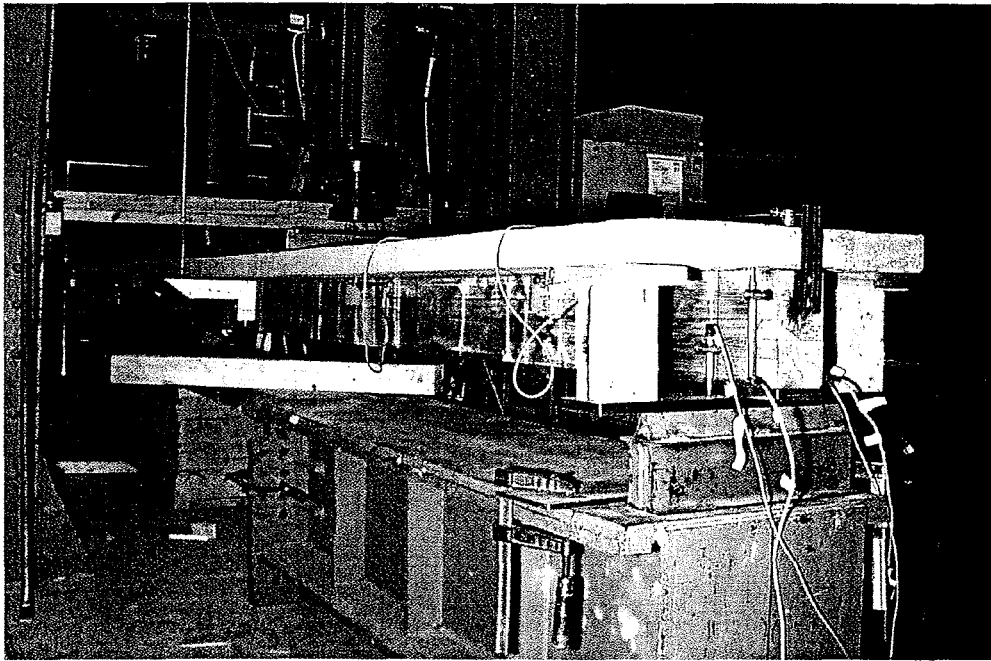


Abbildung C-1: Versuchsaufbau der Biegeversuche

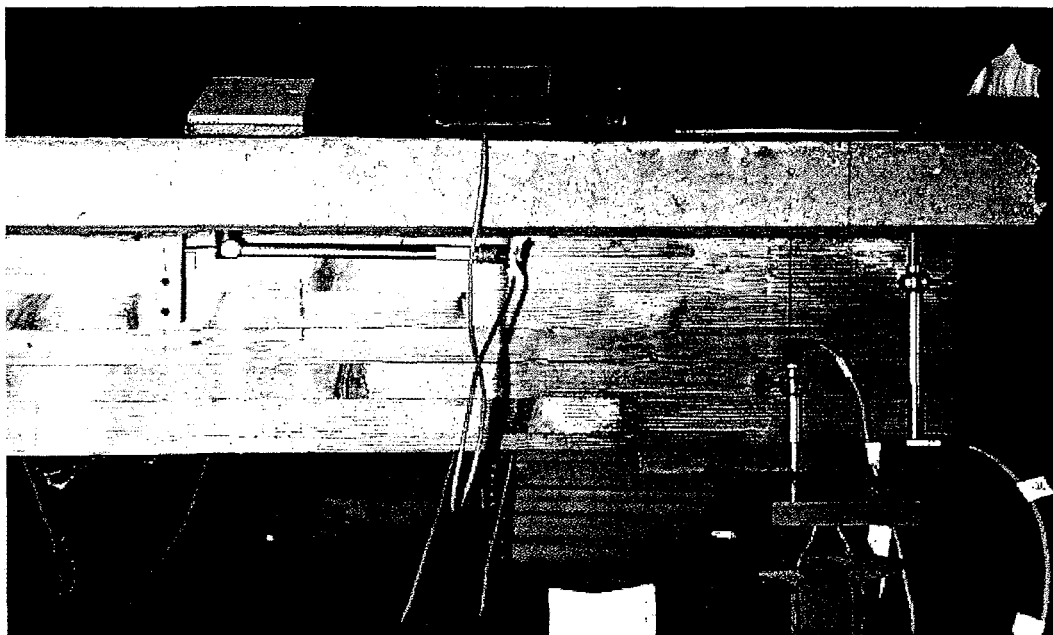


Abbildung C-2: Versuchsaufbau der Biegeversuche im Auflagerbereich (Wegaufnehmer)



Abbildung C-3: Versuchsaufbau der Biegeversuche im Auflagerbereich (seitliche Abstützung)

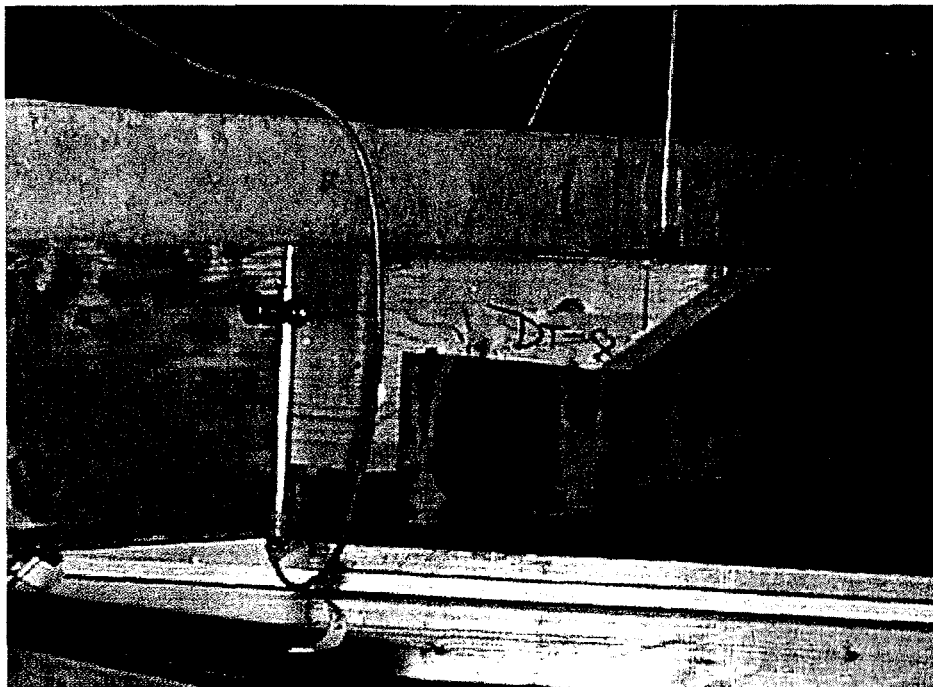


Abbildung C-4: Versuchsaufbau der Biegeversuche in der Mitte

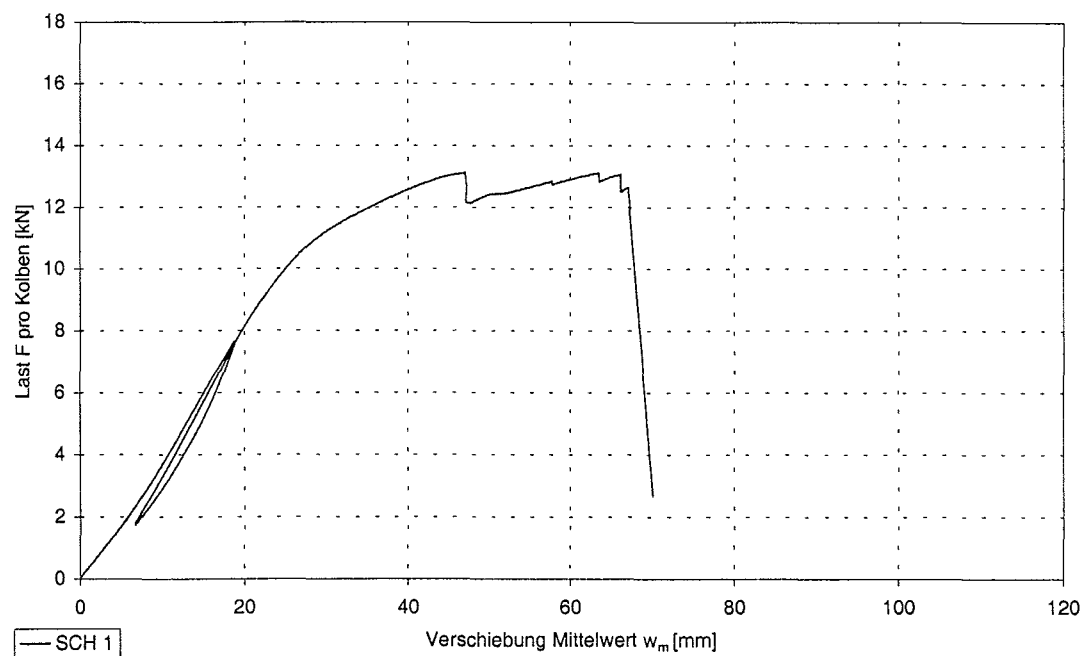


Abbildung C-5: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers SCH-1

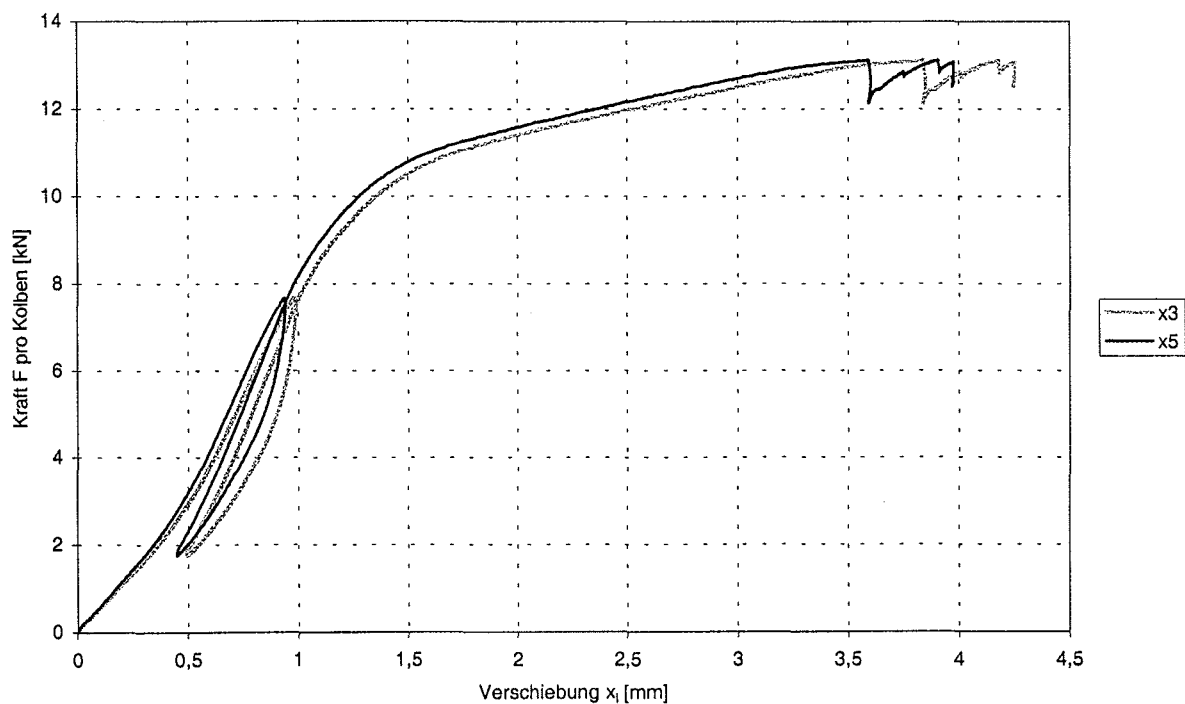


Abbildung C-6: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-1

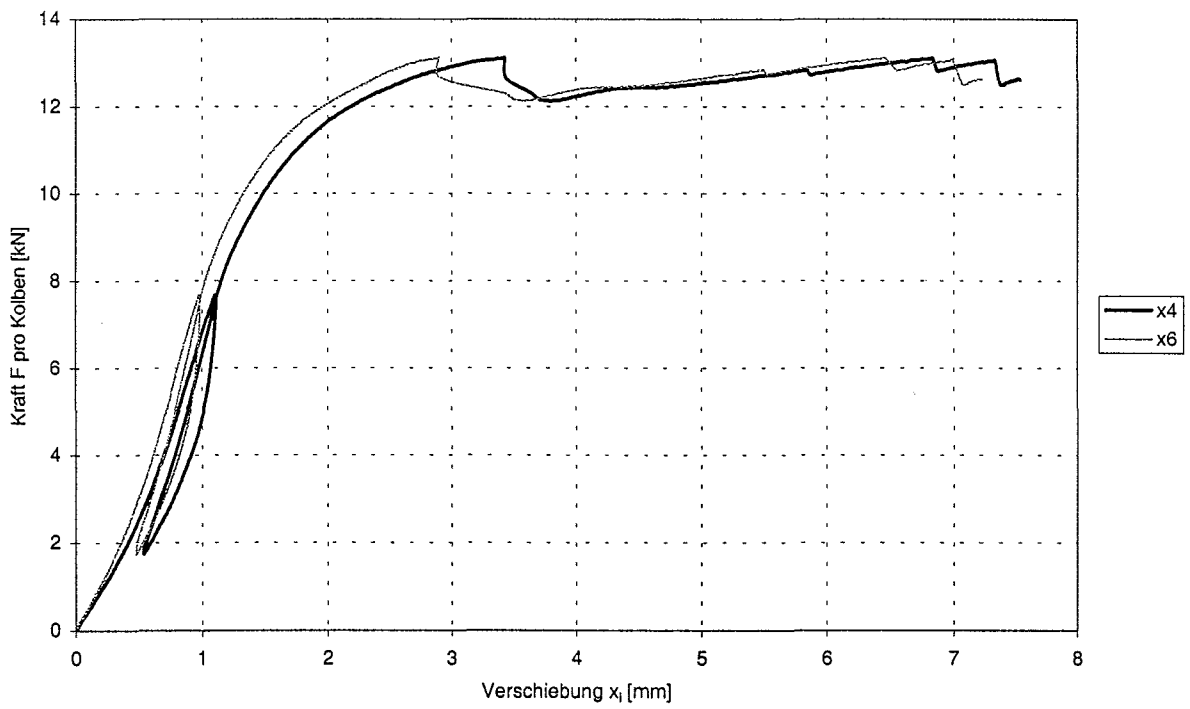


Abbildung C-7: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-1

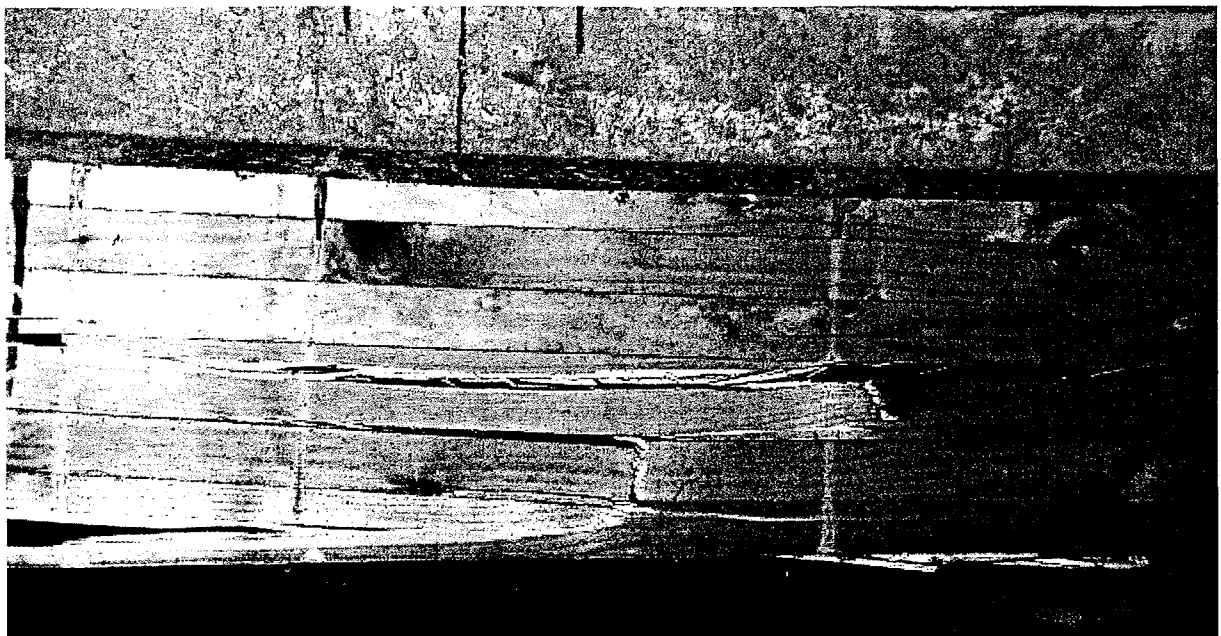


Abbildung C-8: Geprüfter Träger SCH-1

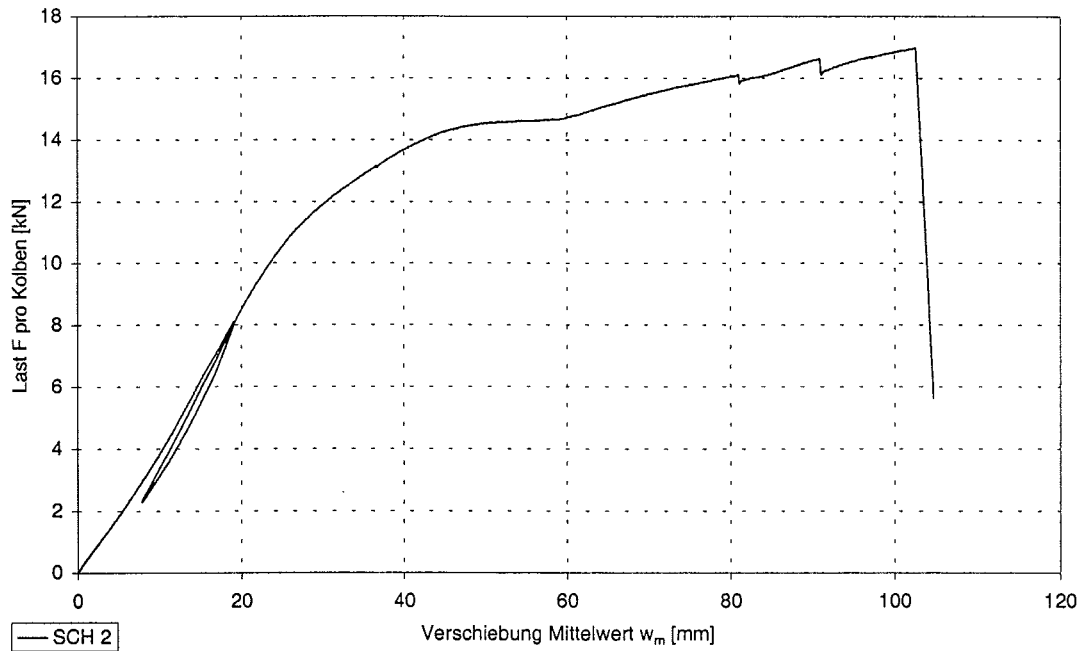


Abbildung C-9: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers SCH-2

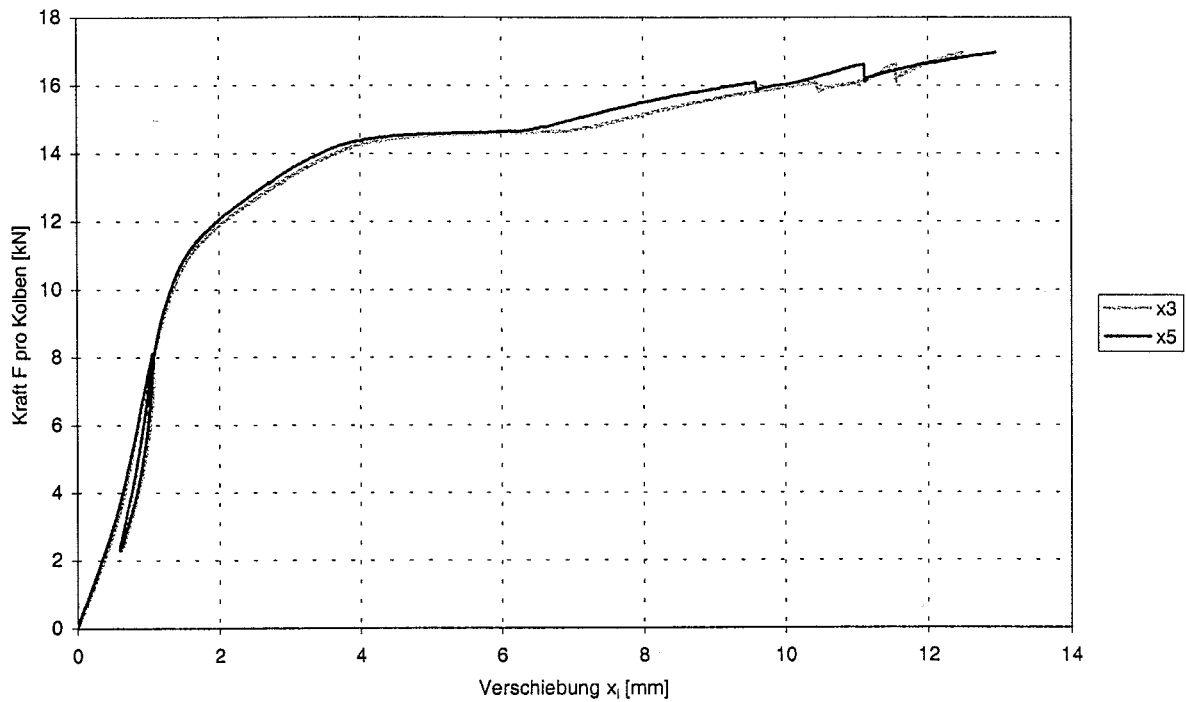


Abbildung C-10: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-2

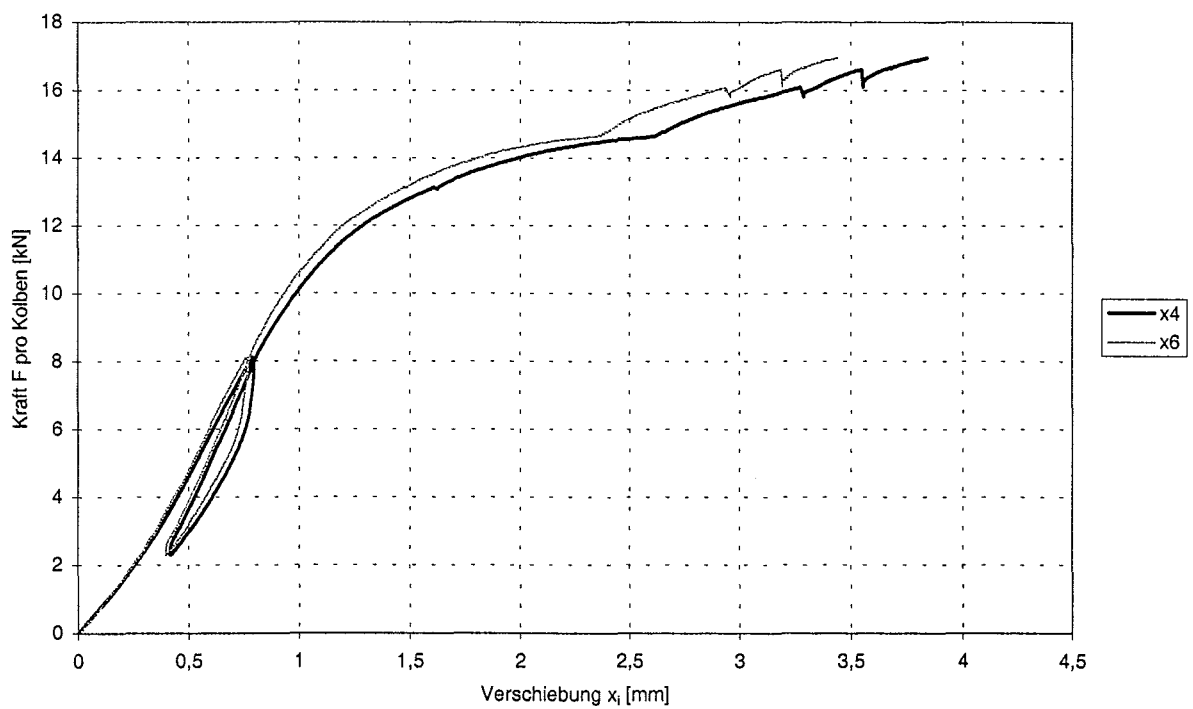


Abbildung C-11: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers SCH-2

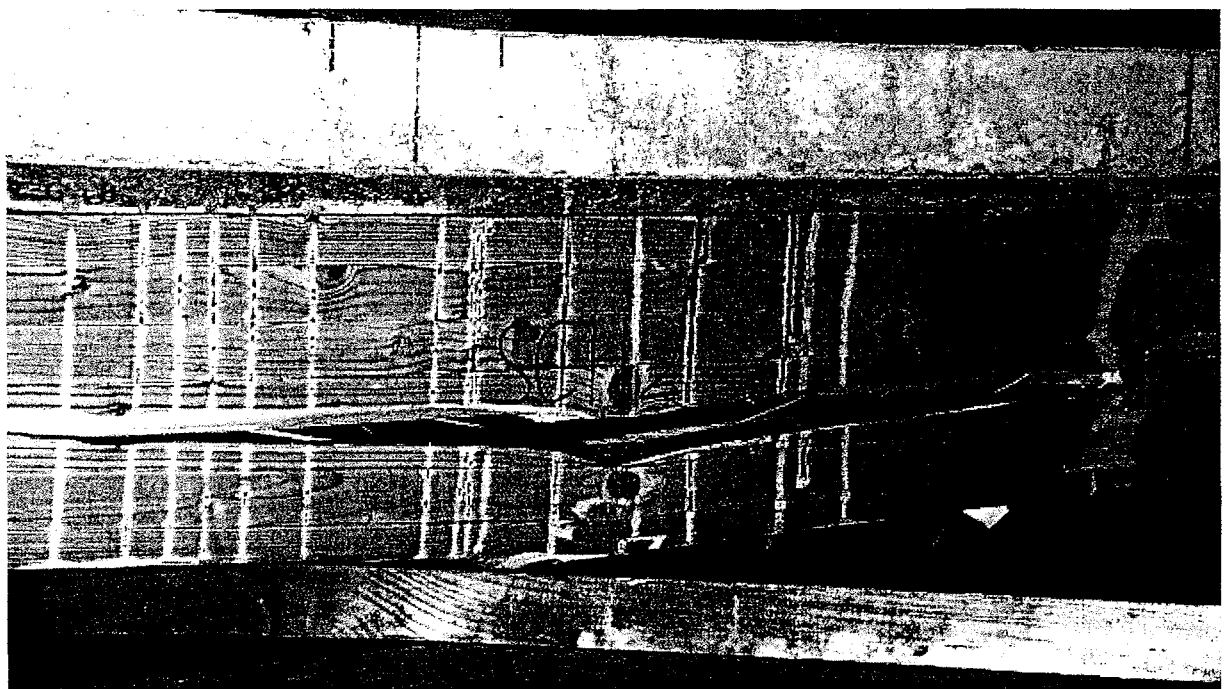


Abbildung C-12: Geprüfter Träger SCH-2

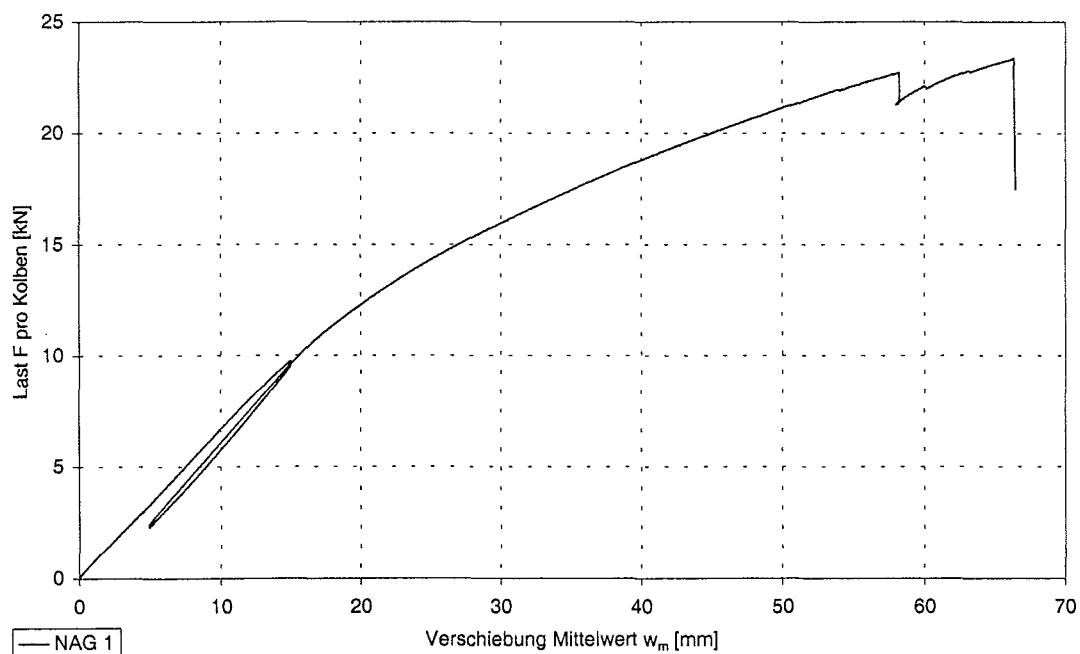


Abbildung C-13: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers NAG-1

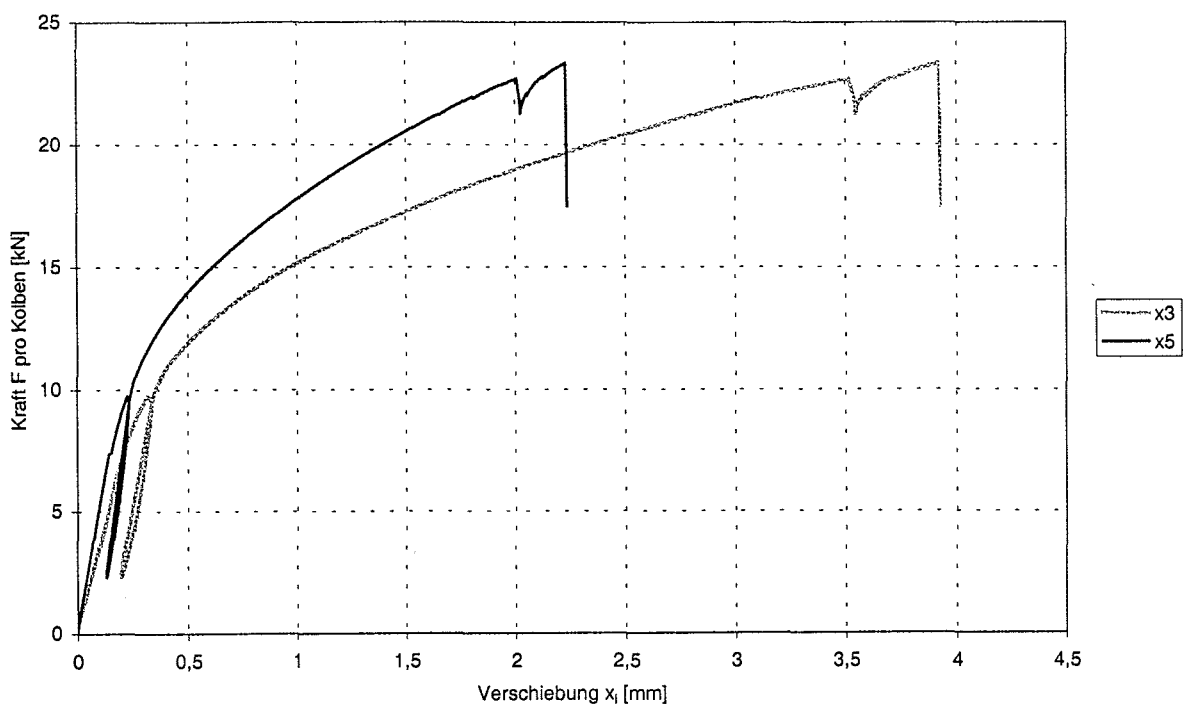


Abbildung C-14: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-1

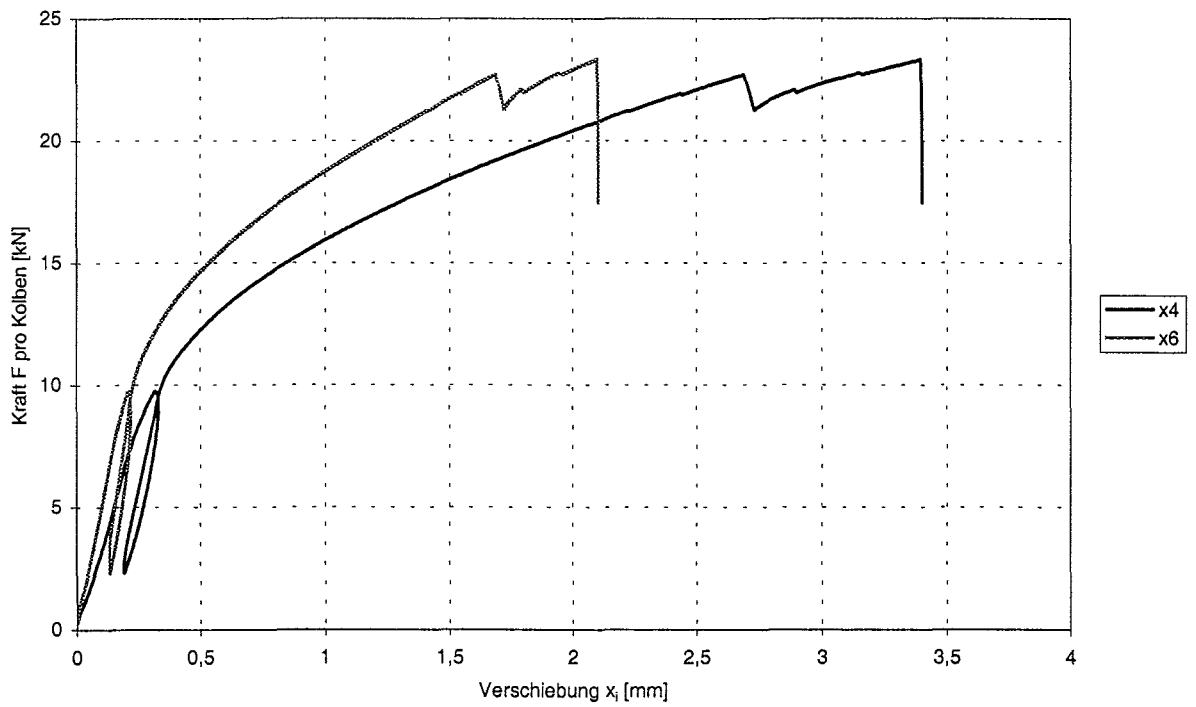


Abbildung C-15: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-1

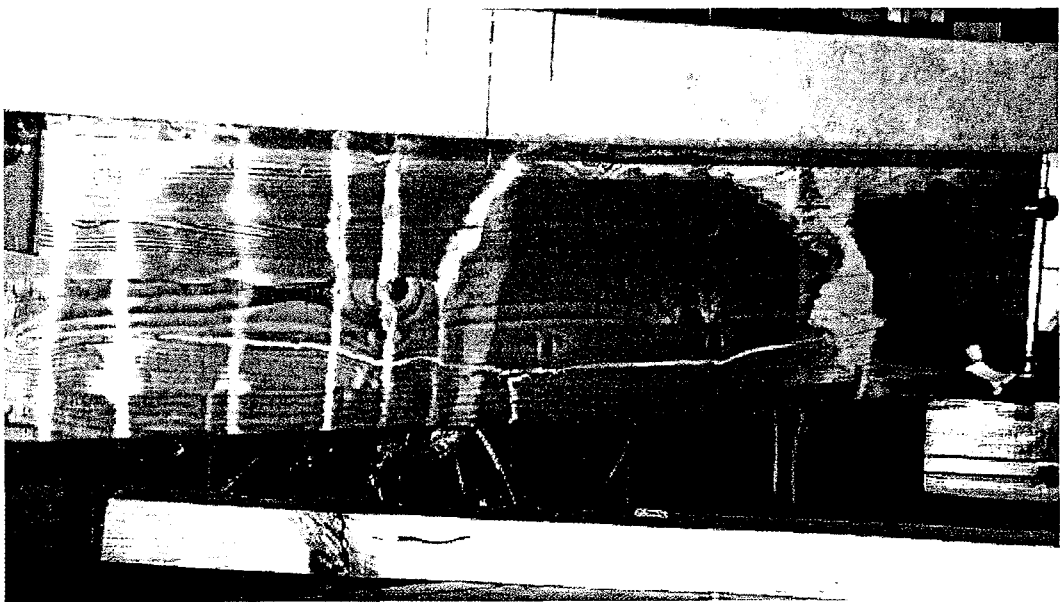


Abbildung C-16: Geprüfter Träger NAG-1

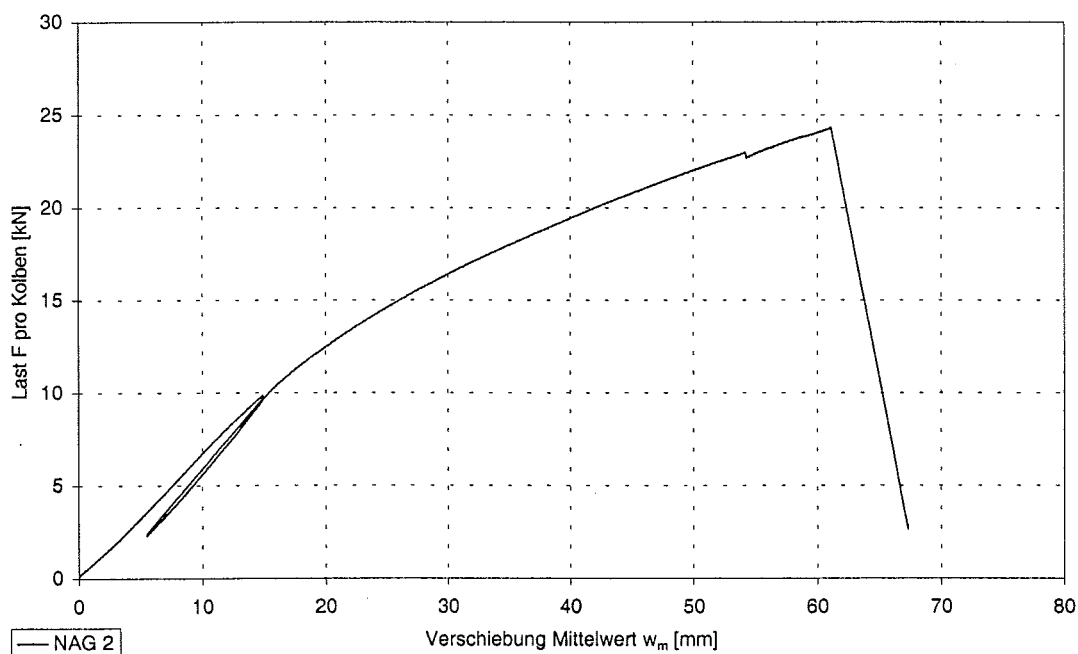


Abbildung C-17: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers NAG-2

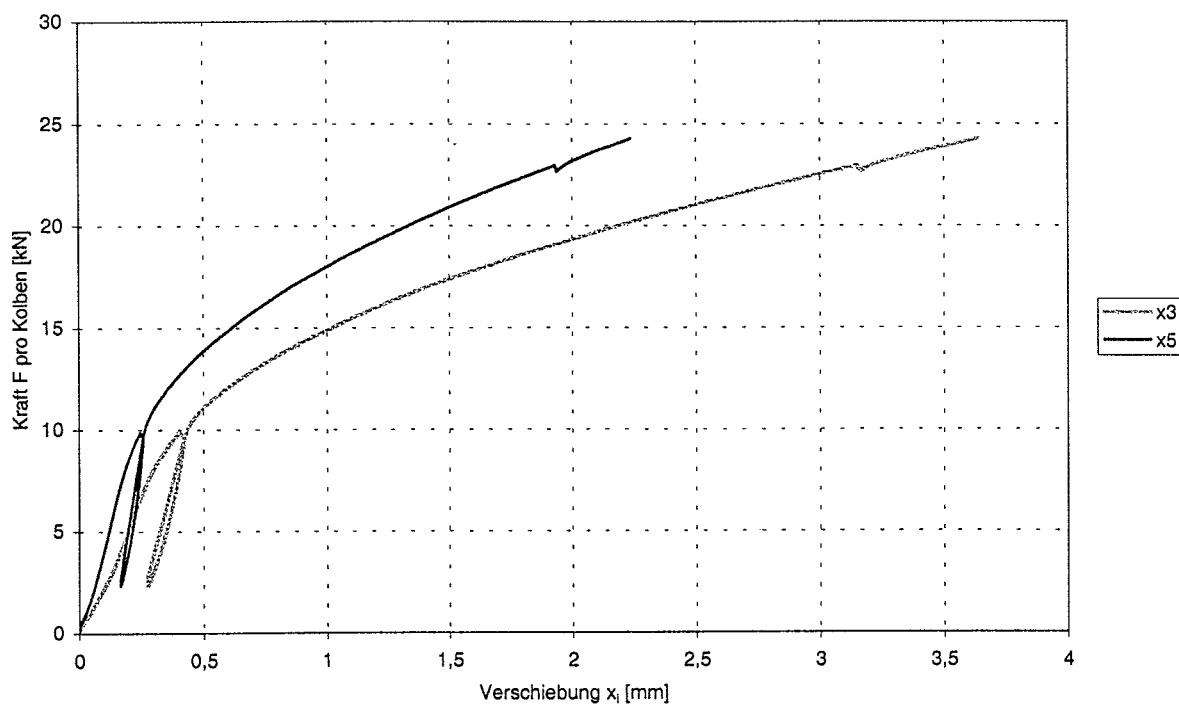


Abbildung C-18: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-2

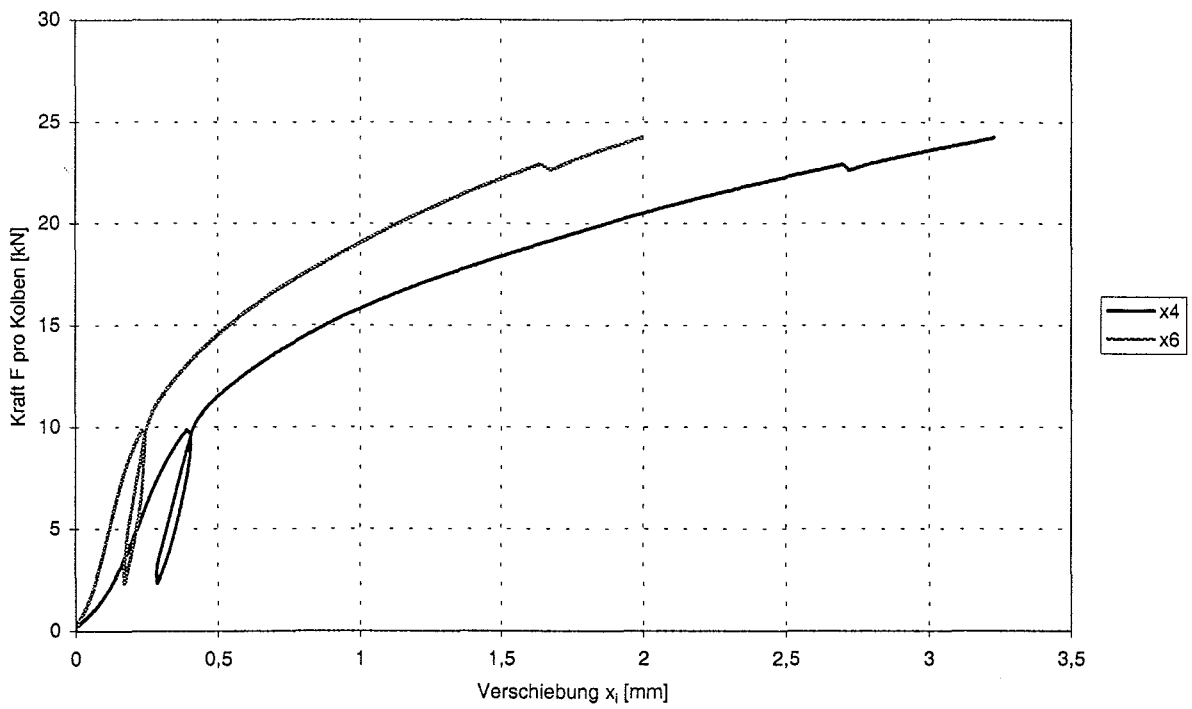


Abbildung C-19: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers NAG-2

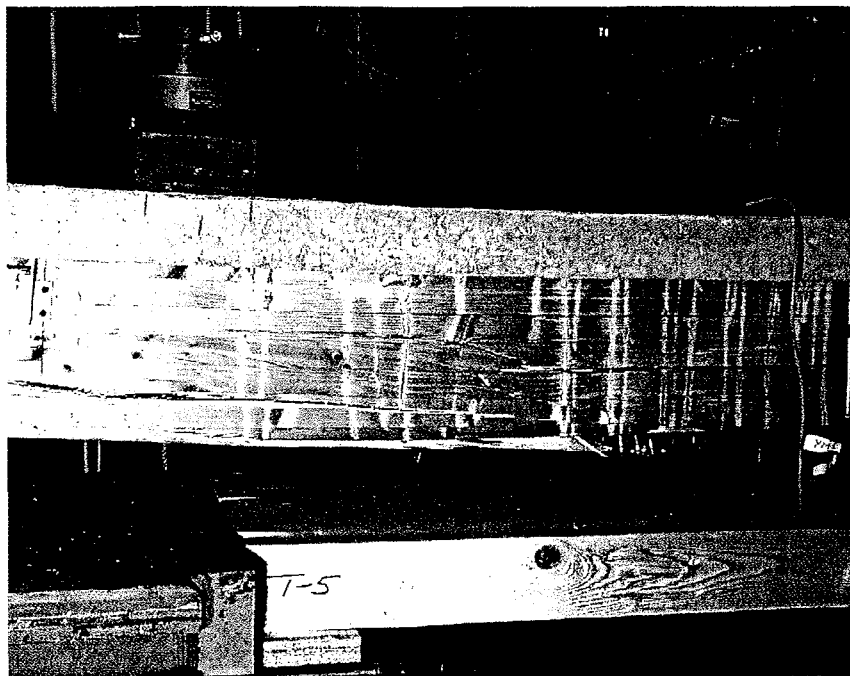


Abbildung C-20: Geprüfter Träger NAG-2

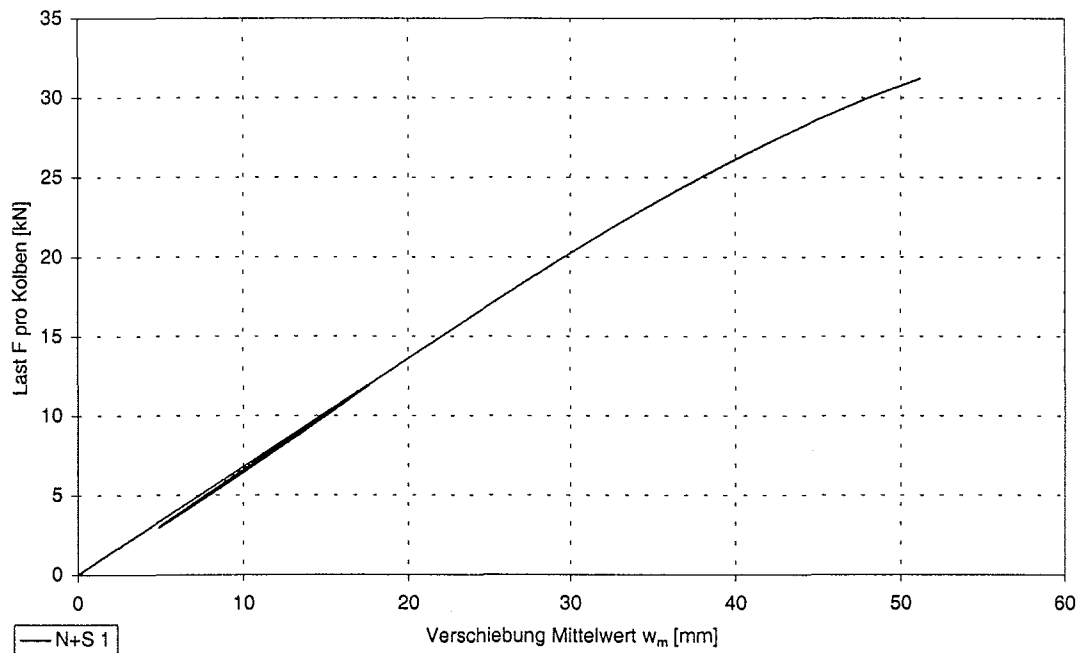


Abbildung C-21: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers N+S-1

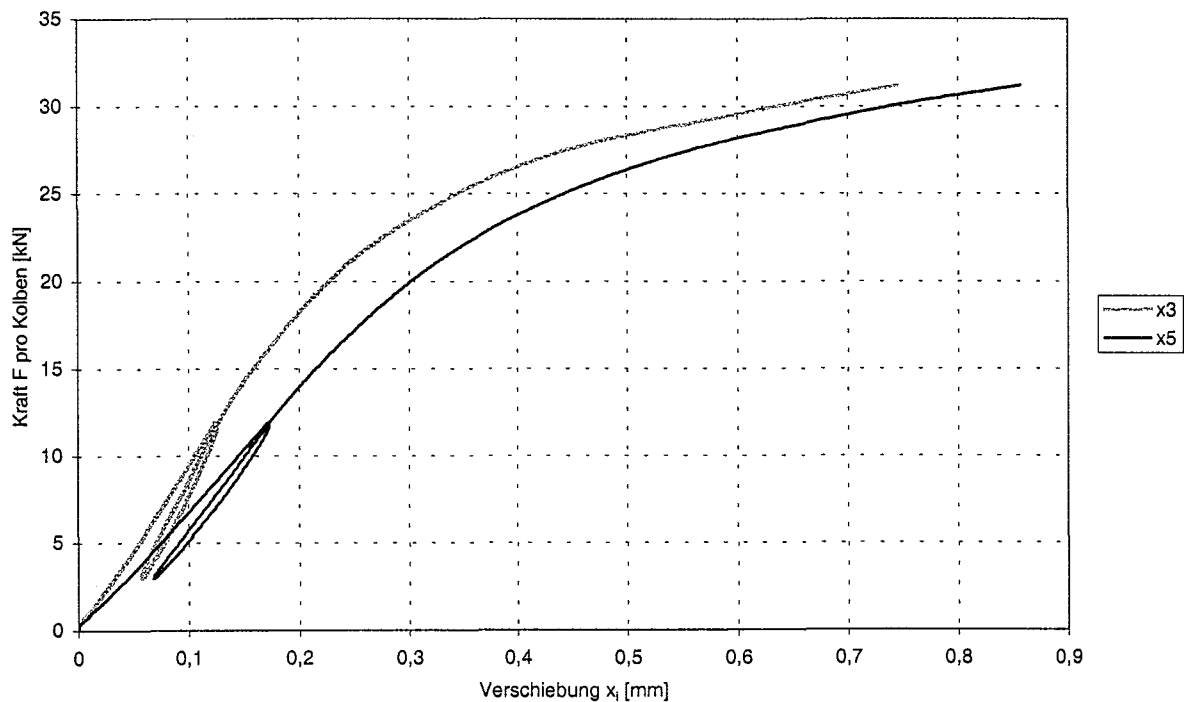


Abbildung C-22: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-1

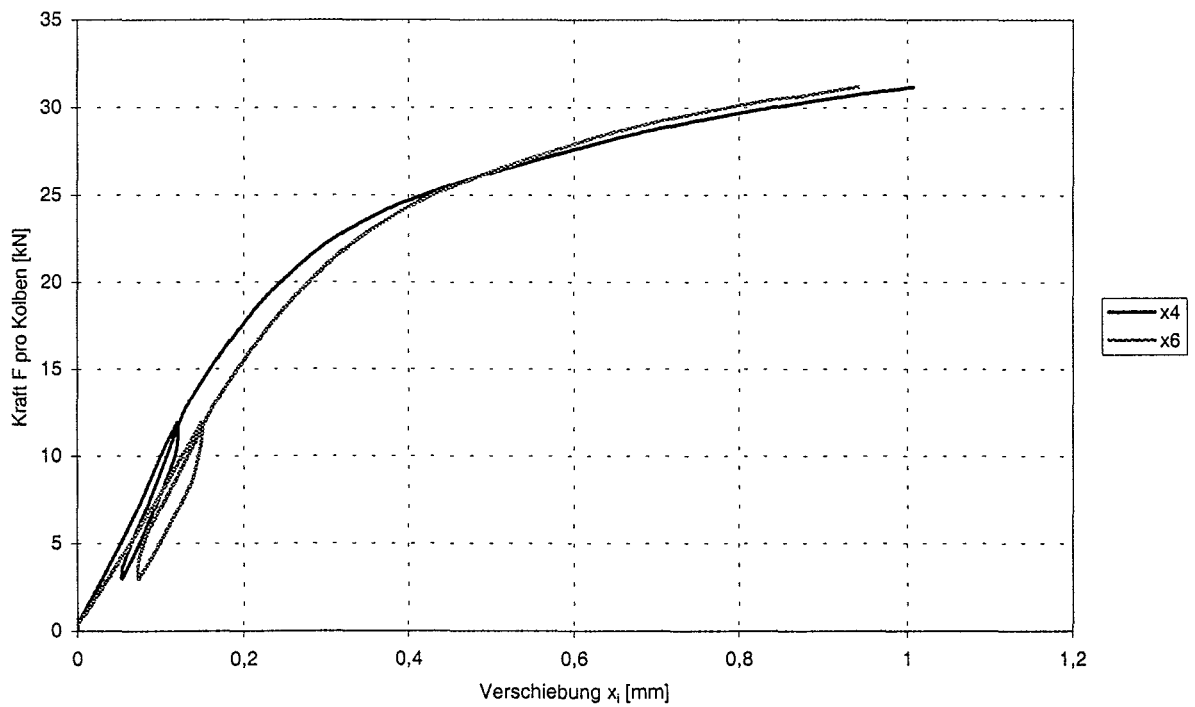


Abbildung C-23: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-1

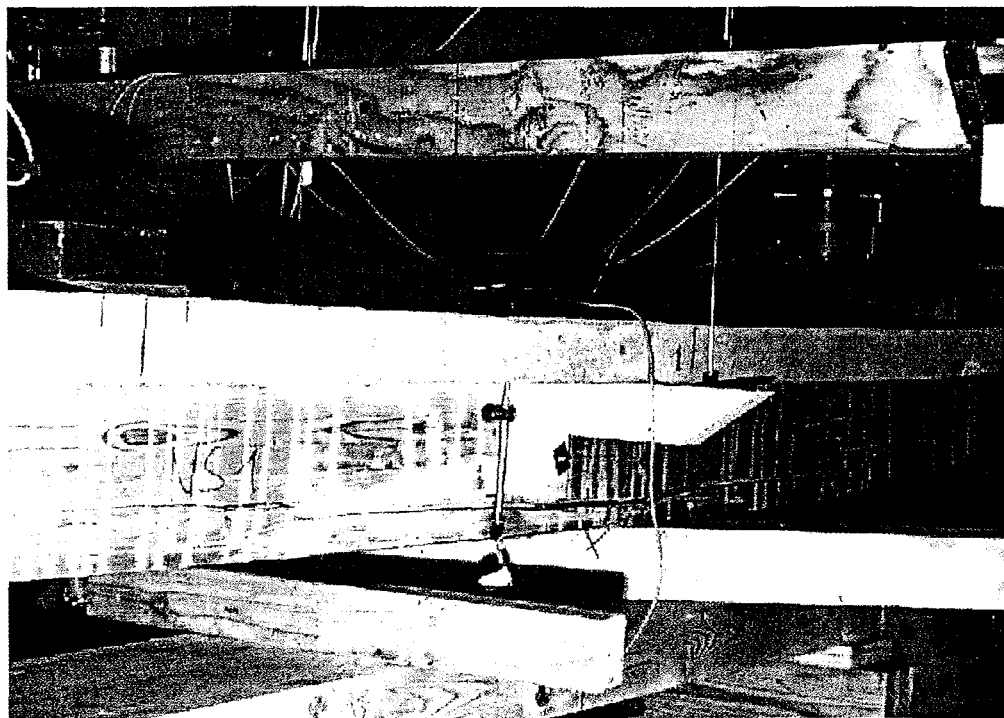


Abbildung C-24: Geprüfter Träger N+S-1

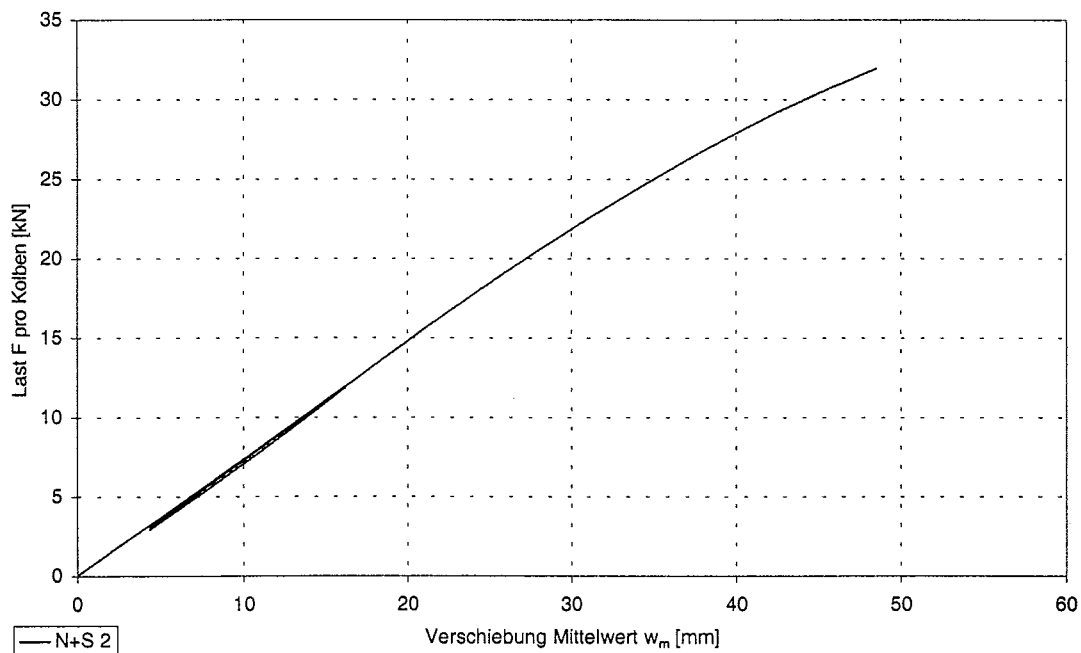


Abbildung C-25: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers N+S-2

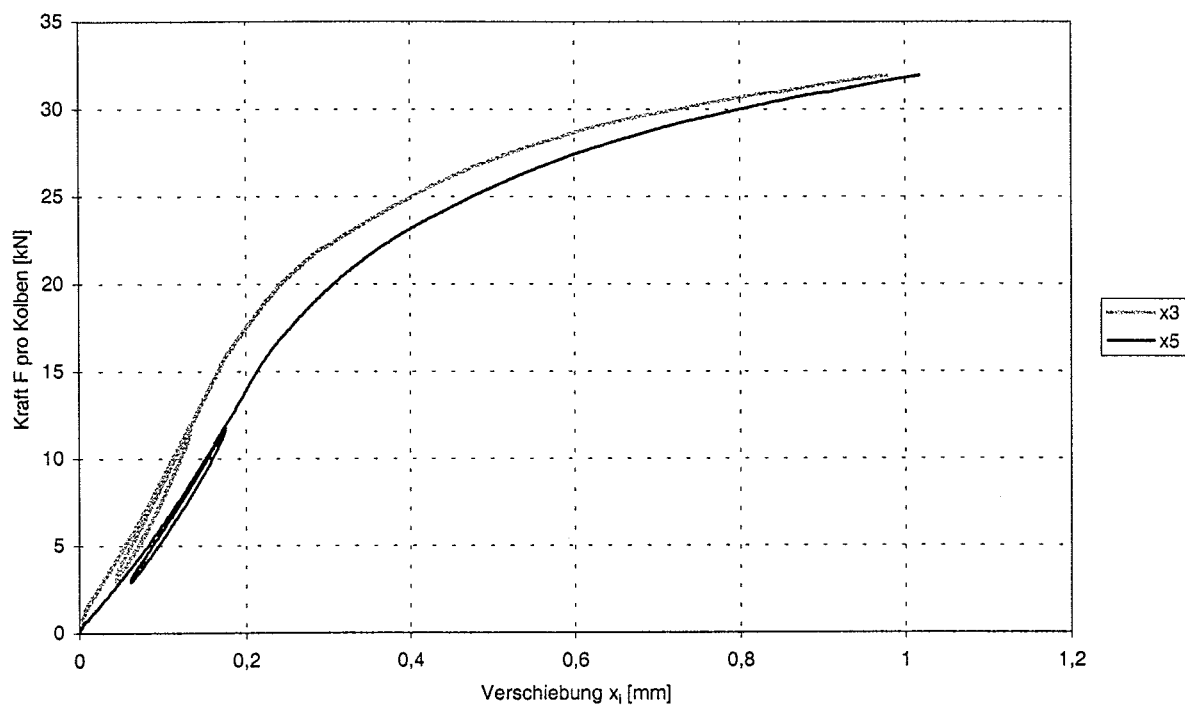


Abbildung C-26: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-2

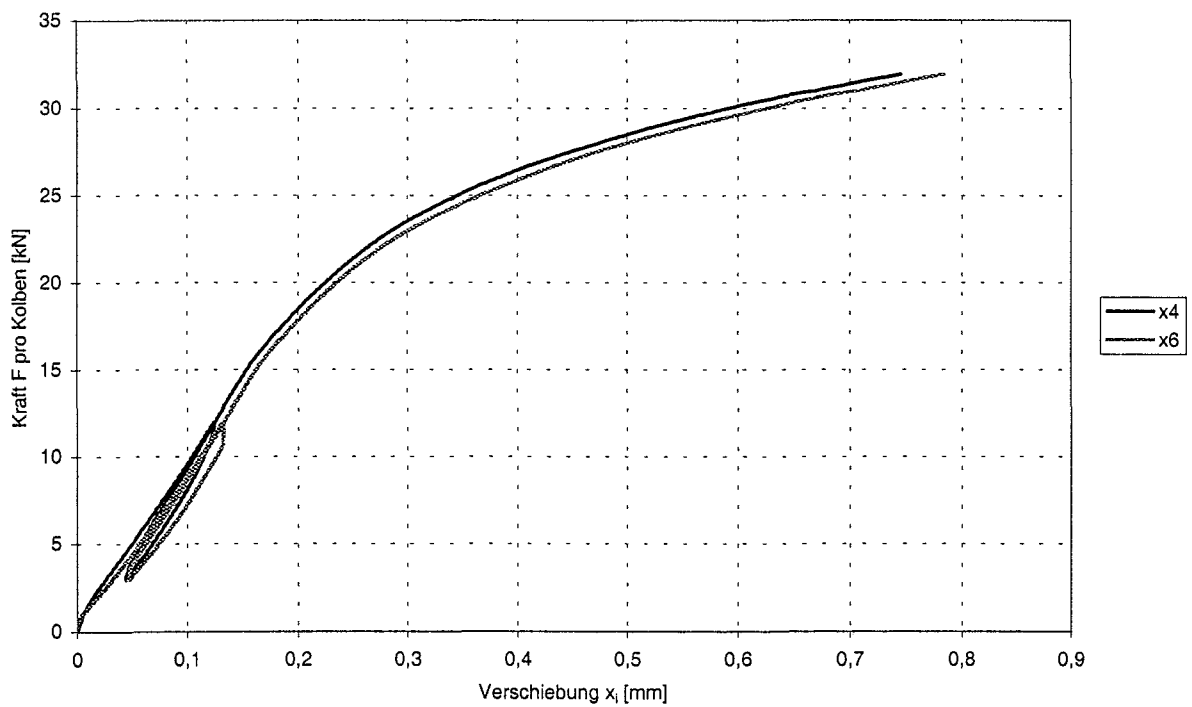


Abbildung C-27: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers N+S-2

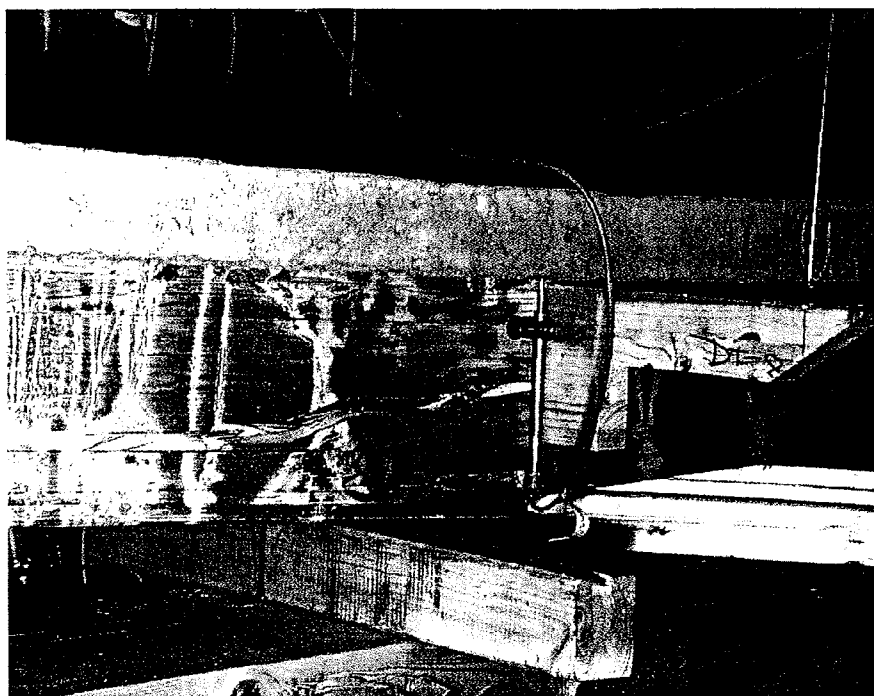


Abbildung C-28: Geprüfter Träger N+S-2

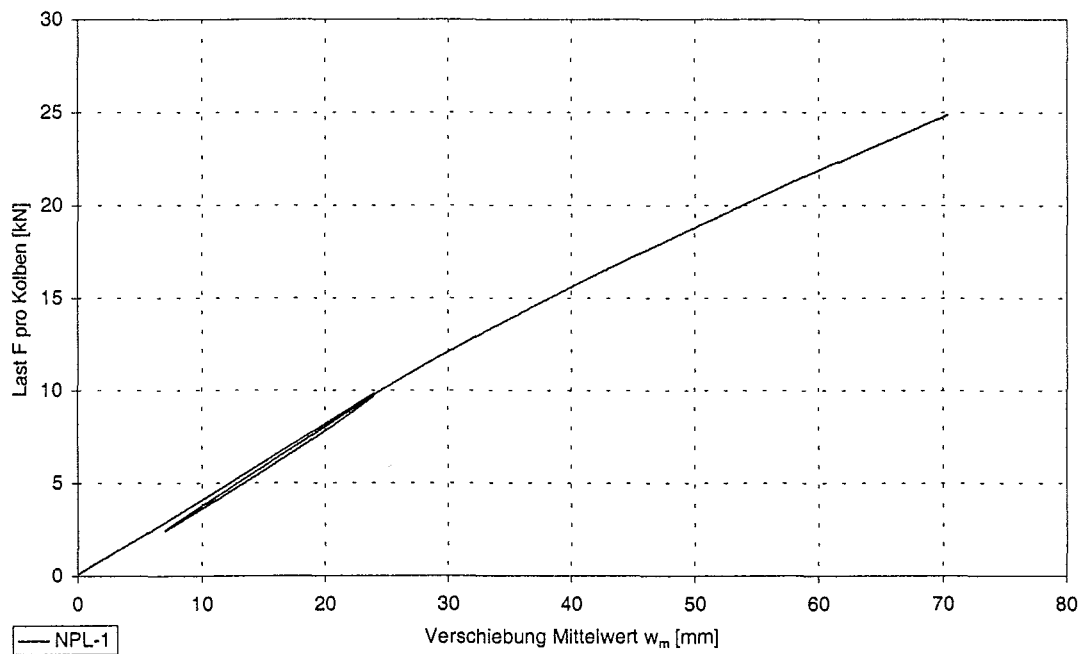


Abbildung C-29: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers NPL-1

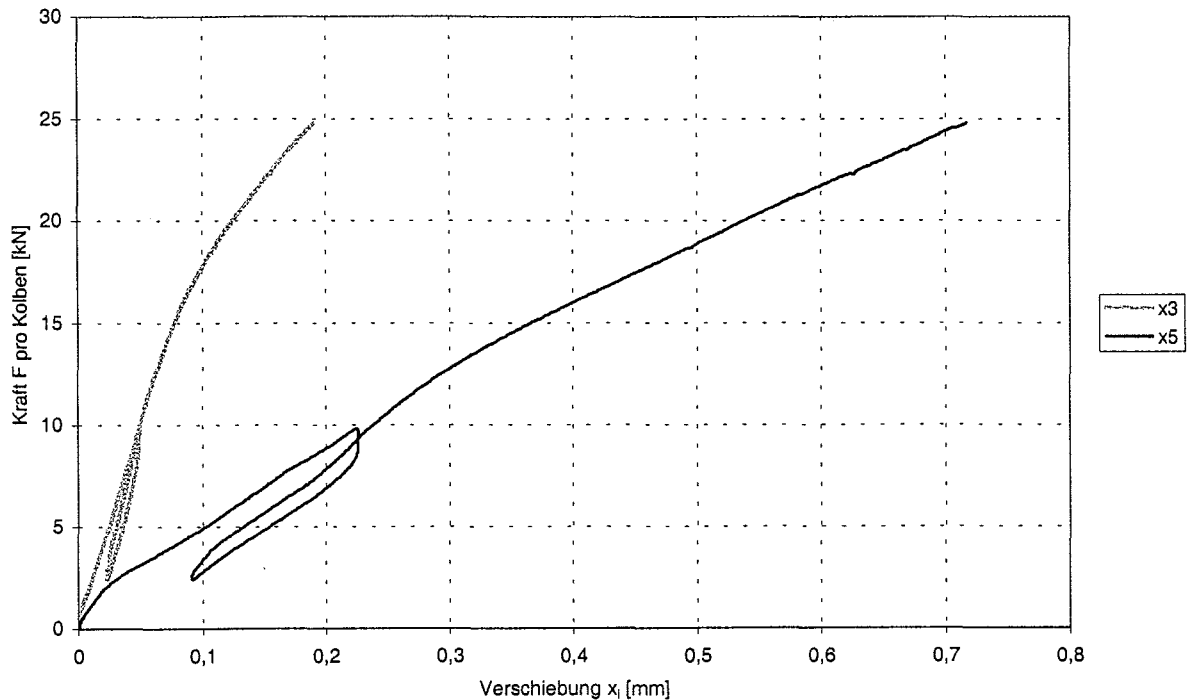


Abbildung C-30: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-1

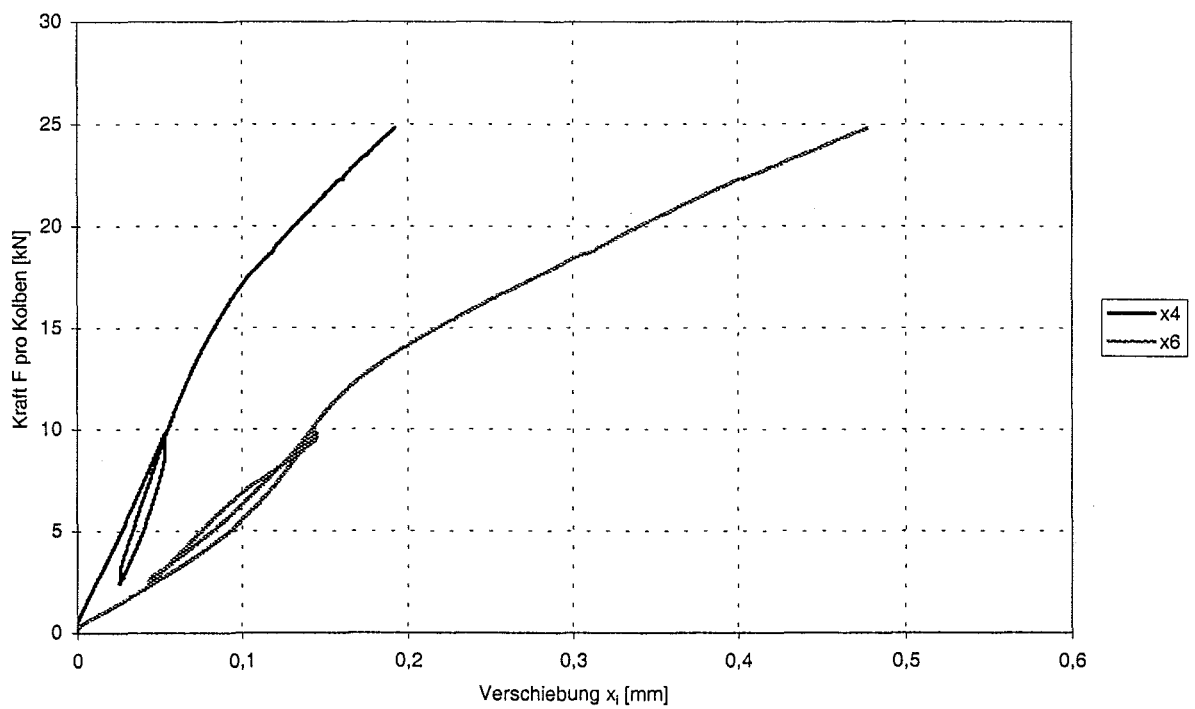


Abbildung C-31: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-1

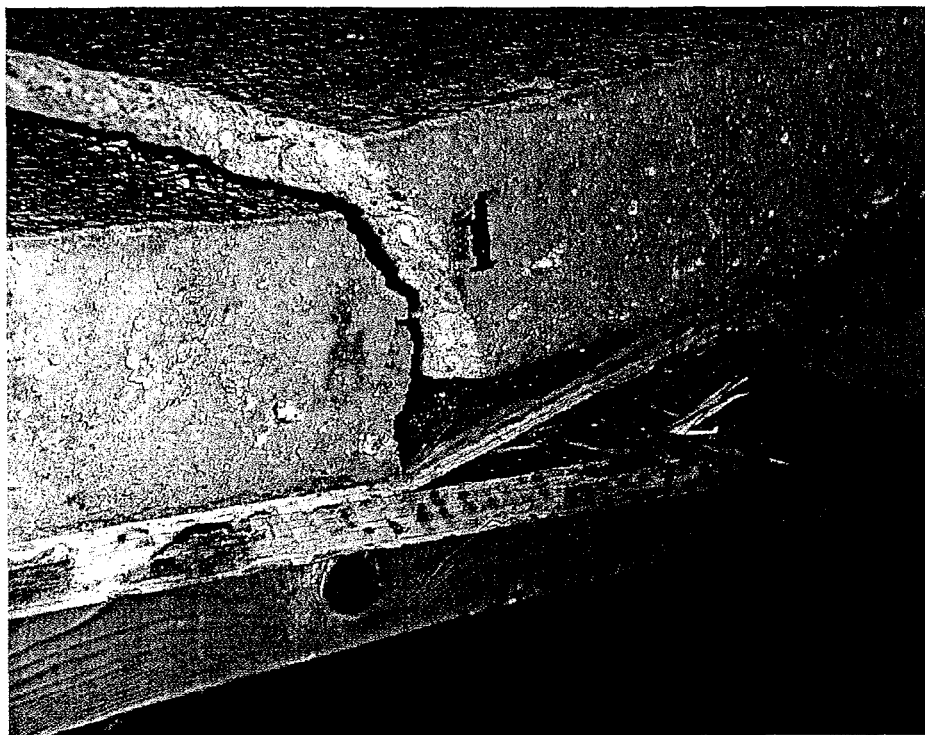


Abbildung C-32: Geprüfter Träger NPL-1

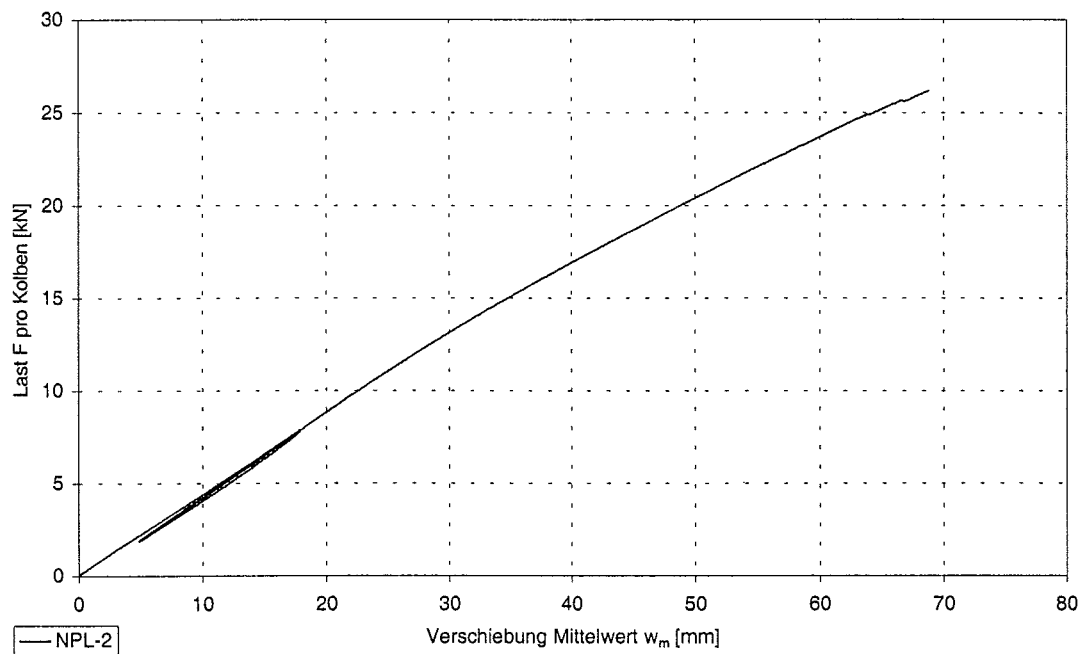


Abbildung C-33: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung w_m des Trägers NPL-2

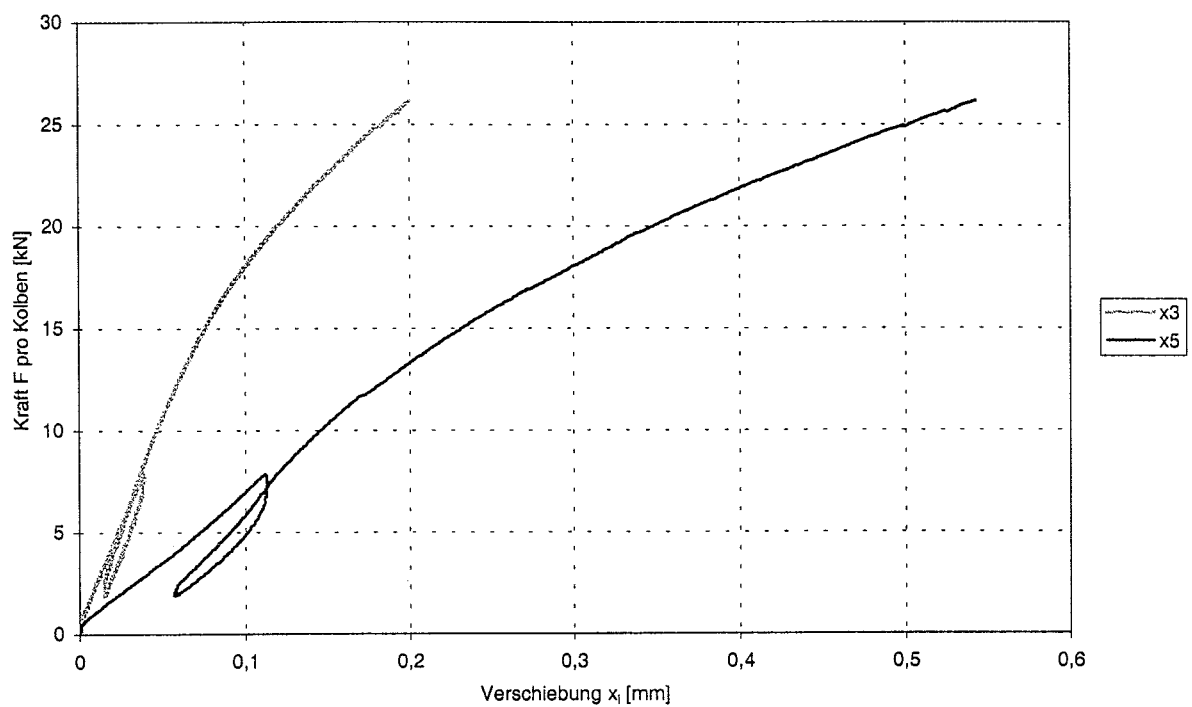


Abbildung C-34: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_3 und x_5 zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-2

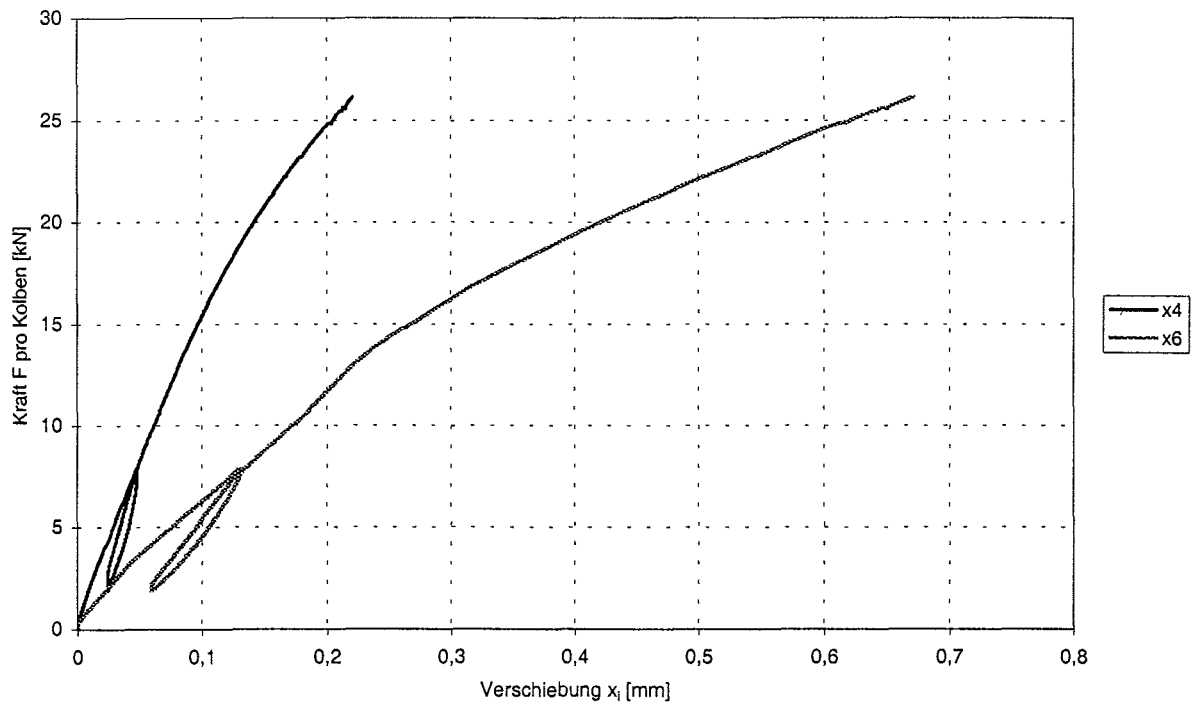


Abbildung C-35: Last-Verformungsverformungsdiagramm der Verschiebung x_4 und x_6 zwischen Holz und Beton des Trägers NPL-2

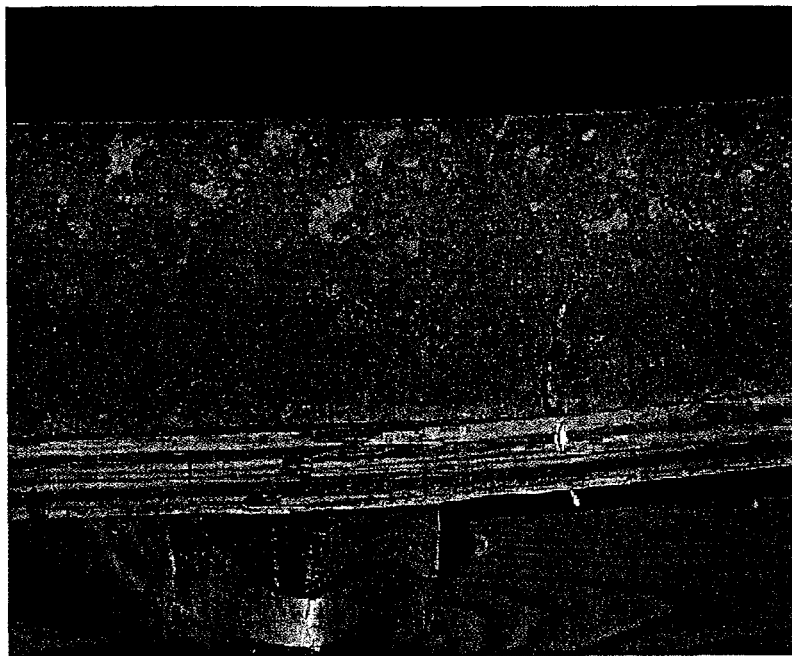


Abbildung C-36: Geprüfter Träger NPL-2

Tabelle C- 1: Versuchsergebnisse der Traglastversuche

Versuchsbezeichnung	F_{\max} [kN]	Trägermitte		Trägerende 1 Trägermitte		Trägerende 2 Trägermitte	
		w_m [mm]	y_m [mm]	x_3 [mm]	x_5 [mm]	x_4 [mm]	x_6 [mm]
SCH-1	13,1	47	0,2	3,8	3,6	3,4	2,9
SCH-2	17,0	103	1,3	12,5	12,9	2,0	3,4
SCH ¹⁾	18,8	108	0,4	11,8	9,4	7,7	5,8
NAG-1	23,4	66	0,1	3,9	2,2	3,4	2,1
NAG-2	24,3	61	0,1	3,6	2,2	3,2	2,0
NAG ¹⁾	22,0	76	0,1	4,7	2,7	4,9	3,1
N+S-1	31,2	51	0,03	0,7	0,9	1,0	0,9
N+S-2	31,9	49	0,03	1,0	1,0	0,7	0,8
N+S ¹⁾	32,1	88	0,1	5,9	4,3	5,5	4,6
NPL-1	24,8	70	-	0,2	0,7	0,2	0,5
NPL ^{1) 2)}	18,1	80	-	0,6	1,3	0,5	1,2
NPL-2	26,1	69	-	0,2	0,5	0,2	0,7
NPL ^{1) 3)}	20,5	75	-	0,5	1,1	0,6	1,0

F_{\max} Höchstlast pro Kolben

Messstellen in Trägermitte:

y Durchbiegung in Trägermitte (unter Berücksichtigung der Auflagereindrückungen im Holz)

y_m Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge in Trägermitte

Messstellen zwischen Trägerende 1 und Trägermitte:

x_3 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 1

x_5 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 1;

für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung

y_1 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 1

Messstellen zwischen Trägerende 2 und Trägermitte:

x_4 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 2. Verbindung beim Trägerende 2

x_6 Verschiebung zwischen Holz und Beton parallel zur Fuge bei der 5. Verbindung beim Trägerende 2;

für Träger mit Nagelplattenverbindungen: Verschiebung bei der 4. Verbindung

y_2 Verschiebung zwischen Holz und Beton rechtwinklig zur Fuge am Trägerende 2

¹⁾ Mittelwerte der entsprechenden Kurzzeit-Biegeversuche aus BLAB ET AL (1995), Tabelle 18 und 19, Anlage 80 und 81

²⁾ Betonplatte ohne Bewehrung

³⁾ Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131

Tabelle C-2: Belastungsgrad der Träger

	Traglast F_{\max} [kN]	Langzeit- belastung F [kN]	F / F_{\max} [-]
SCH-1	13,1	4,4	0,34
SCH-2	17,0	4,4	0,26
NAG-1	23,4	5,4	0,23
NAG-2	24,3	5,4	0,22
N+S-1	31,2	7,8	0,25
N+S-2	31,9	7,8	0,24
NPL-1	24,8	4,9	0,20
NPL-2	26,1	4,9	0,19

