ZUR ZEITFESTIGKEIT VON VERBUNDTRÄGERN MIT PROFILBLECHEN

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

DIPL.-ING. JOACHIM KRETZ
aus Hermeskeil

Kaiserslautern 1999
D 386

ZUR ZEITFESTIGKEIT VON VERBUNDTRÄGERN MIT PROFILBLECHEN

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades des

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

DIPL.-ING. JOACHIM KRETZ
aus Hermeskeil

Dekan:	Prof. Dr. jur. W. Spannowsky
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Bode
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille

Tag der mündlichen Prüfung: 16.12.1999

meinen Eltern in Dankbarkeit gewidmet

Vorwort

Der erste, experimentelle Teil der vorliegenden Doktorarbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Stahlbau der Universität Kaiserslautern in den Jahren 1986 bis 1990. Der wesentliche, wissenschaftliche Teil meiner Doktorarbeit entstand in den Jahren 1991 bis 1999. In dieser Zeit war ich im eigenen Ingenieurbüro als Beratender Ingenieur tätig und Geschäftsführer der Kretz Software GmbH.

Dem Fachgebietsleiter, Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Bode, danke ich sehr herzlich für die Übernahme des Referates und die wertvollen Anregungen, mit denen er meine Arbeit unterstützte und förderte.

Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille vom Lehrstuhl für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal danke ich für die Übernahme des Koreferates und die kritische Durchsicht der Arbeit.

Dem Personal des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern danke ich für die tatkräftige Unterstützung bei der Durchführung des umfangreichen Versuchsprogramms.

Die Mitarbeiter meiner Firmen haben mir durch ihr selbstständiges Arbeiten den notwendigen Freiraum für die Fertigstellung der Dissertation geschaffen. Hierfür bedanke ich mich.

Meiner zukünftigen Frau Ursula gilt mein ganz besonderer Dank für den privaten Rückhalt.

Allen Personen, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, insbesondere Frau Sophie Weishaar, Herrn Mirko Muermanns und Frau Petra Weber-Hellmann, wünsche ich alles Gute und viel Erfolg für ihren weiteren Lebensweg.

Dezember 1999

Joachim Kretz

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung, Abstract 5
Bezeichnungen 7
Begriffsbestimmungen 11

1. Einleitung 16

1.1 Allgemeines 16
1.2 Problemstellung und Stand der Forschung 20
1.3 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit 24

2. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung 26

2.1 Experimentelle Ermittlung 26
2.2 Nennspannungskonzept 26
2.3 Örtliches Konzept (Konzept der örtlichen Beanspruchungen) 26
2.4 Rißfortschrittskonzept 27
2.5 Bewertung der Grundkonzepte 28
2.6 Mischkonzepte 29

3. Experimentelle Untersuchungen 30

3.1 Push-Out-Versuche 30
3.1.1 Beschreibung der Versuchskörper 30
3.1.2 Versuchsdurchführung 31
3.1.3 Versuchsergebnisse 33
3.1.4 Auswertung der Versuchsergebnisse 35
3.2 Trägerversuche 39
3.2.1 Beschreibung der Versuchskörper 39
3.2.2 Zur Berechnung der Dübelkräfte 41
3.2.2.1 Zur Berechnung der Dübelkräfte der Serie T1 41
3.2.2.2 Zur Berechnung der Dübelkräfte der Serie T2 42
3.2.3 Versuchsdurchführung 42
3.2.4 Versuchsergebnisse 43
3.2.5 Auswertung der Versuchsergebnisse 48

4. Werkstoffverhalten des Stahls bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen 56

4.1 Verformungen und Versagen bei zyklischen Beanspruchungen 56
4.2 Zyklisches Spannungs-Dehnungsverhalten 56
4.2.1 Beanspruchungsgrößen der Hysteresen 56
4.2.2 Zyklische Ver- und Entfestigung bei R = -1 58
4.2.3 Zyklisches Kriechen und zyklische Relaxation 61
4.2.4 Zyklische Spannungs-Dehnungskurven 62
4.2.5 Analytische Beschreibung zyklischer σ-ε-Kurven 63
4.2.6 Incremental Step Test 64
4.2.7 Masing-Memory-Verhalten 64
4.2.8 Hysteresen-Zählverfahren 67
4.2.9 Transiente Vorgänge 67
4.2.10 Versagenskriterien 68
4.3 Wöhlerlinien und zyklische σ-ε-Kurven 68
4.3.1 Manson/Coffin/Marrow-Ansatz 69
4.3.2 Erfassung der Streuung 69
4.4 Mittelspannungseinfluß und Schädigung 70
4.4.1 Verknüpfung von Mittelspannungen und -dehnungen 70
4.5 Schädigung und Schadensakkumulation 71
4.5.1 Miner-Regel und Reihenfolgeeinflüsse 71

5. Werkstoffverhalten des Betons bei statischer Beanspruchung und bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen 72

5.1 Werkstoffgesetze für Beton 72
5.1.1 Einachsige Druckbeanspruchung des Betons (statisch) 72
5.1.2 Einachsige Zugbeanspruchung des Betons (statisch), Tension-Stiffening 73
5.1.2.1 Spannungs-Dehnungskurven des Betons mit Tension-Stiffening 73
5.1.2.2 Spannungs-Dehnungskurven des Betonstahls mit Tension-Stiffening 75
5.1.3 Riß- und Krümmungsverhalten von Verbundquerschnitten im negativen Momentenbereich 78
5.2 Zyklische Spannungs-Dehnungskurven des Betons 80
5.2.1 Veränderung der Steifigkeit unter zyklischer Belastung im Druckbereich 80
5.2.2 Spannungs-Dehnungslinien bei zyklischer Zugbelastung 81

6. Verhalten der Verdübelung bei einachsiger statischer Beanspruchung und bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen 82

6.1 Verformungen (Schlupf) und Versagen bei zyklischer Beanspruchung 82
6.2 Zyklische Dübelkennlinien (Last-Schlupfkurven) 82
6.2.1 Statische und zyklische Last-Schlupfkurven der Verdübelung (qualitativ) 82
6.2.2 Beanspruchungsgrößen der Hysteresen 86
6.2.3 Vereinfachte Beschreibung der zyklischen Dübelkennlinien 87
6.2.4 Versagenskriterien 88

7. Programmsystem nglife 89

7.1 Ziele und Aufgabenstellung des Programmsystems nglife 89
7.2 Rechenmodell und Berechnungsgrundlagen 91
7.2.1 Annahmen und Voraussetzungen 91
7.2.2 Parameter und Einflüsse, die vom Rechenverfahren erfaßt werden 92
7.2.3 Werkstoff- und Dübelkennlinien 93
7.2.3.1 Werkstoff- und Dübelkennlinien unter Berücksichtigung der Be- und Entlastung 93
7.2.4 Ableitung des Berechnungsverfahrens 98
7.2.4.1 Elementenaufteilung von Träger und Querschnitten 98
7.2.4.2 Unabhängige Verschiebungsgrößen 99
7.2.4.3 Elementensteifigkeitsmatrix 99
7.2.4.4 Iterationsverfahren zur Erfassung der Nichtlinearitäten 101
7.2.5 Module des Modifizierten Örtlichen Konzepts 104
7.2.5.1 Eingabemodule 106
7.2.5.1.1 System, Geometrie und Lastkonfiguration, Übertragungsfunktion 106
7.2.5.1.2 Last-Zeit-Funktion 106
7.2.5.1.3 Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurven 107
7.2.5.1.4 Ermüdungsfestigkeitskurven -Wöhlerlinien- 107
7.2.5.2 Theoriemodule 108
7.2.5.2.1 Hysteresen- und Memory-Verhalten der Werkstoffe 108
7.2.5.2.2 Last-Dehnungsbeziehungen 109
7.2.5.2.3 Hysteresen- und Memory-Verhalten des Bauteils 109
7.2.5.2.4 Schadensakkumulationsrechnung 109
7.2.6 Berechnungsmöglichkeiten 110
7.2.7 Beispiel zur Kontrolle des Rechenverfahrens 111

8. Vergleichsberechnungen 113

8.1 Allgemeines 113
8.1.1 Bestimmung der zyklischen Dübelkennlinien 113
8.1.1.1 Lösungsweg zur Bestimmung des Spiels der zyklischen Dübelkennlinie 116
8.2 Diskretisierung von System und Querschnitt 119
8.3 Berechnungsablauf einer numerischen Simulation 121
8.4 Vergleichsberechnungen zum Versuch T2.3 122
8.4.1 Vorhandene Meßergebnisse 122
8.4.2 Versuchsparameter 123
8.4.3 Berechnungsergebnisse einzelner Lastzyklen 130
8.4.4 Zyklische Veränderungen bis zum ersten Dübelversagen 135
8.4.5 Vergleich: berechnete Ergebnisse / gemessene Versuchsdaten 141
8.4.6 Vergleich: vereinfachte Auswertung / genaue Berechnung 142
8.4.7 Tragverhalten nach Ausfall des ersten Dübels 144
8.5 Vergleichsberechnungen zum Versuch T2.2 152
8.6 Vergleichsberechnungen zum Versuch T1.3 159
8.7 Zusammenfassung 164

9. Zusammenfassung und Ausblick 166

9.1 Zusammenfassung 166
9.2 Ausblick 168

10. Literaturverzeichnis 169

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird die Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen unter Berücksichtigung der während der Einstufen-Belastung im Versuch auftretenden Veränderungen (zyklische Dübelkennlinien, Kraftumlagerungen, ...) im System Verbundträger behandelt.

Aus den Ergebnissen der Push-Out-Versuche wird eine Ermüdungsfestigkeitskurve -Wöhlerlinie- bestimmt, die im weiteren Grundlage der Zeitfestigkeitsuntersuchungen der Kopfbolzendübel in Betongurten mit Profilblechen ist.

In einer ersten, vereinfachten Versuchsauswertung werden die Dübelkräfte der Verbundträger über die Elastizitätstheorie nach dem elastischen Schubfluß und unter Annahme starrer Verdübelung (d. h. Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts) ermittelt. Daraus wird dann die Zeitfestigkeit berechnet. Die Bestimmung der Restlebensdauer der Verbundmittel über nichtlinear berechnete Dübelkäfte unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge -jedoch mit Steifigkeiten wie bei Erstbelastung- erfolgt in einer zweiten Auswertungsstufe.

Um die wahrscheinlichen Vorgänge im Verbundträger unter wiederholter Be- und Entlastung erklären und anschließend in Computersimulationen nachvollziehen zu können, wird in den Kapiteln 4 bis 6 das phänomenologische Verhalten der einzelnen Komponenten des Verbundträgers (Stahlträger, Betongurt und Verdübelung) unter zyklischer Beanspruchung behandelt. Unter der Annahme, daß die einzelnen Komponenten ihr phänomenologisches Verhalten unter zyklischer Beanspruchung auch im Verbundträger -Zusammenwirken der einzelnen Komponenten zu einer gemeinsamen Tragwirkung- beibehalten, wird in Kapitel 7 ein Rechenmodell entwickelt.

Mit den hergeleiteten zyklischen Dübelkennlinien und nichtlinearen Computersimulationen werden Schädigungen für alle Elemente (Dübel, Stahlträger) der Verbundträger -zu jedem Zeitpunkt während der Versuchsdauer- bestimmt. Mittels der linearen Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner und mit den für die einzelnen Elementen bestimmten Ermüdungsfestigkeitskurven wird daraus die jeweilige Restlebensdauer berechnet. Dabei werden die ständigen Veränderungen im nichtlinearen Tragverhalten der Verbundträger aufgrund der Kraftumlagerungen infolge der zyklischen Kennlinien, der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, des Ausfalls einzelner Dübel, der evtl. auftretenden bleibenden Verformungen, der unterschiedlichen Be- und Entlastungspfade, ..., in den Simulationsberechnungen erfaßt.

Abschließend wird das Verbundträgertragverhalten bis zum endgültigen Versagen (Bruch des Trägers) auch nach dem Abscheren (Ausfall) des ersten Dübels dargestellt.

Abstract

This thesis deals with fatigue strength calculations of composite beams combined with profiled steel sheetings depending on all alterations during the cyclic, but constant loading within the test period (cyclical studs reference lines, force redistribution) in the system 'composite beam'.

A fatigue strength curve -Wöhler curve (SN-curve)- will be determined by the results of the push-out-tests which is furthermore the basis of the fatigue strength research of the headed studs in the concrete flange with profiled steel sheetings.

By a first simplified derivation of the experiment, the studs' forces of the composite beams will be analysed by the elasticity theory according to the elastic shear flow on the assumption of stiff doweled joints (e. g. plane surface of the cross section). This is the basis of the fatigue strength calculations. The evaluation of the residual life of the shear connectors with non-linear calculated studs' forces under consideration of the flexibility in the composite clearance is made within a second evaluation level.

The chapters 4 to 6 deals with the phenomenologic behavior of the single components of the composite beam (steel beam, doweled joints and concrete flange) under the cyclical loading to clarify the probable proceedings within the composite beam under repeated loading and relief and to understand the following computer simulation. On the assumption that the single components keep their phenomenologic behavior also under the cyclical loading within the composite beam - the combination of the single components to a common load capability - a calculation model is being developed in chapter 7.

Damages for all elements (studs, fibres) of the global system -in any time of the life period- will be determined with the derived cyclical studs reference lines and non-linear computer simulations. By the means of the linear damage accumulation hypothesis of Palmgren-Miner and with the single elements determined for the fatique strength curve, the respective residual life period is being calculated. As a result the permanent change within the non-linear load carrying capacity behavior of the composite beams on the basis of the force redistributions according to the cyclical reference lines, the flexiblity in the composite clearance, the failure of the studs, the crack of the steel fibres, the possibly occuring permanent deformations, the different load and unload paths,..., are being covered by the simulation calculations.

Furtheron the ultimate limit state behavior of the composite beam until the final failure (fracture of the beam) is also shown after the break-down of the first stud.

Bezeichnungen

Die Bezeichnungen sind in der Regel in Übereinstimmung mit der Bezeichnungsweise in den Eurocodes 2, 3 und 4 sowie der neuen Stahlbaunorm DIN 18800 gewählt. Einige Bezeichnungen orientieren sich jedoch an der Bezeichnungsweise der eigenen Forschungsberichte und Veröffentlichungen zu diesem Thema. An dieser Stelle werden nur die wichtigsten Begriffe aufgeführt, die Bedeutung der übrigen geht aus dem Kontext hervor.

Koordinaten

x	Koordinate in Trägerlängsrichtung
y	horizontale Koordinate
z	vertikale Koordinate

Geometrie

b_w	rechnerische Rippenbreite des Profilbleches
d	Gesamtdicke der Betonplatte
d_1	Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels
h	Länge des Kopfbolzendübels
h_R	Rippenhöhe des Profilbleches

Material

E	Elastizitätsmodul
E_v	Elastizitätsmodul im Verfestigungsbereich
E_T	Tangentenmodul
E_S	Sekantenmodul
f	Festigkeit (nach DIN 18800 Ausgabe Nov. 1990)
f_y	Streckgrenze des Baustahls
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittelwert der Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
f_{ys}	Streckgrenze des Betonstahls
n	Verhältnis E-Modul Stahl zu E-Modul Beton
ß	Festigkeit (nach DIN 18800 Ausgabe März 1981)
$ß_s$	Steckgrenze von Baustahl oder Betonstahl
$ß_z$	Zugfestigkeit von Baustahl oder Betonstahl
$ß_{WN}$	Würfelnennfestigkeit des Betons
$ß_{WS}$	Würfelserienfestigkeit des Betons

Querschnittswerte

A	Querschnittsfläche
I	Trägheitsmoment
I_I	Trägheitsmoment im Zustand I (ungerissen)
I_{II}	Trägheitsmoment im Zustand II (gerissen)
S	Statisches Moment (in der Verbundfuge)

Kräfte, Schnittgrößen

F	Einwirkung, Kraft
$D_{dü}$	Dübelkräfte
M	Biegemoment
N	Normalkraft
N_u	Normalkraft im Querschnittsteil unterhalb der Verbundfuge
N_g	Normalkraft im Gesamtquerschnitt
T	Schubkraft in der Verbundfuge
Q	Querkraft

Spannungen

σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
σ_F	Fließnormalspannung
σ_A	Spannungsamplitude
$\Delta\sigma_e$	äquivalente Beanspruchung

Verdübelung

Ddü	Dübelkraft
Ddü_u	Dübeltraglast aus Versuchen
C	Dübelsteifigkeit

Verformungen

s	Relativverschiebung in der Verbundfuge; Schlupf ($s = s_s + s_k$)
s_s	Spiel; Verschiebungsanteil in der Verbundfuge ohne Kraftaufnahme
s_k	Relativverschiebungsanteil in der Verbundfuge mit Kraftaufnahme
u	Verschiebung in x-Richtung
w	Verschiebung in z-Richtung
φ	Knotenverdrehung

Verzerrungen

ε	Dehnung
ε_o	Anfangsdehnung
κ	Krümmung

Indizierung

a	Baustahl
b	Beton (nach DIN 1045)
c	Beton (nach EC 4)
d	Bemessungswert
e	schädigungsäquivalent
g	im Gesamtquerschnitt
ir	irreversibel
li	links
m	Mittelwert
o	oben, im Querschnittsteil oberhalb der Verbundfuge
o	bei Oberlast
r	reversibel
re	rechts
s	Spiel
u	unten, bei Unterlast, im Querschnittsteil unterhalb der Verbundfuge
u	im Versagenszustand (ultimate)
vorh	vorhanden
y	Streckgrenze (yield)
Z	Zug
test	experimentell

Matrizen und Vektoren

$\underline{K}$	Steifigkeitsmatrix (je nach Zusammenhang für Element oder System)
$\underline{K}_{To}$	Anfangs-Steifigkeitsmatrix
$\underline{K}_{Ti}$	Steifigkeitsmatrix für Iterationsschritt (i-1)
$\underline{S}$	Vektor der äußeren Schnittgrößen
$\underline{P}$	Lastvektor (je nach Zusammenhang für Element oder System)
$\underline{P}$	Vektor der inneren Schnittgrößen
$\underline{u}$	Verformungsvektor (je nach Zusammenhang für Element oder System)

Sonstige

F, F1, F2	Einzellasten
B	Biegung
D	Druckkraft
e	äquivalent (schädigungsäquivalent)
i	Laufindex (1, 2, ... , Anzahl)
k	Steigung der Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie)
n	Anzahl der Lastwechsel
N	Bruchlastspielzahl
M	Mittelspannungsabhängigkeit $M = (\sigma_{D-1}/\sigma_o)-1$
u	Ungleichgewichtskräfte
D	Schädigung D = n/N
S	Sekante
R	Reibung, Spannungsverhältnis $R= \sigma_u/\sigma_o$
T	Tangente
α	Neigungswinkel der Betondruckkräfte
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für Widerstandsgrößen
Δ	Differenzbeanspruchung, Differenzlänge
κ	Spannungsverhältnis
$\varnothing$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels

Abkürzungen

DKL	Dübelkennlinie
dyn	dynamisch
ini	initial (s_ini = Anfangsschlupf unter statischer Belastung, bei Erstbeanspruchung)
bruch	im Bruchzustand (s_bruch = Schlupf bei Erreichen der Grenzlastspielzahl)
KD	Kopfbolzendübel
LW	Lastwechsel
max	maximaler Wert (der Dehnung, der Kraft, des Dübels)
min	minimaler Wert (der Dehnung, der Kraft, des Dübels)
...Rest	Restlebensdauer, Restschädigung, Restlastspiele

Begriffsbestimmungen

Kurzzeitfestigkeit

Unter Kurzzeitfestigkeit versteht man die Schwingfestigkeit (Spannung) eines Bauteils im Bereich bis ca. 10^4 Lastspielen. Die Lebensdauerlinie eines Bauteils stellt den funktionalen Zusammenhang zwischen ertragbarer Lastspielzahl und zugehöriger Festigkeit dar.

Zeitfestigkeit

Unter Zeitfestigkeit versteht man die Schwingfestigkeit (Spannung) eines Bauteils im Bereich zwischen ca. 10^3 bis ca. $5 \cdot 10^6$ Lastspielen. Die Lebensdauerlinie eines Bauteils stellt den funktionalen Zusammenhang zwischen ertragbarer Lastspielzahl und zugehöriger Festigkeit dar.

Dauerfestigkeit

Unter Dauerfestigkeit versteht man die Schwingfestigkeit (Spannung) eines Bauteils im Bereich ab ca. $5 \cdot 10^6$ Lastspielen. Die Lebensdauerlinie eines Bauteils stellt den funktionalen Zusammenhang zwischen ertragbarer Lastspielzahl und zugehöriger Festigkeit dar. Beanspruchungen (Spannungen), die kleiner als die Dauerfestigkeit sind, können beliebig oft ertragen werden; sie verursachen keinen Bruch des Bauteils.

Betriebsfestigkeit

Unter Betriebsfestigkeit versteht man die Schwingfestigkeit (Ermüdung) eines Bauteils unter wirklichkeitsnahen Betriebsbedingungen. Die größten Unsicherheiten liegen im allgemeinen im Ansatz zutreffender Last- bzw. Spannungskollektive.

Versagenskriterien

Zur Beurteilung des Versagens eines Bauteils können verschiedene Kriterien festgelegt werden. Für metallische Werkstoffe werden beispielsweise folgende Kriterien angegeben:

- Spannungsverlust $\Delta\sigma_a$ gegenüber dem stabilisierten Zustand (meist als prozentuale Spannungsabnahme angegeben),
- vollständiger Bruch der Probe,
- prozentualer Steifigkeitsverlust, gemessen an der Entlastungsgeraden der Hysterese im Zugbereich und
- das Erreichen einer definierten Anrißlänge.

Lebensdauer

Als Lebensdauer bezeichnet man die Anzahl der Lastwechsel, die ein Bauteil unter einer gegebenen Last-Zeit-Funktion bis zum Versagen ertragen kann.

Für die Ermittlung der Lebensdauer für Verbundträger ist folgende Besonderheit infolge der zeitlich veränderlichen Dübelcharakteristik unter zyklischer Beanspruchung zu beachten. Da sich das Tragverhalten eines Verbundträgers unter zyklischer Belastung ständig ändert (zyklische Kennlinien), werden auch die einzelnen Komponenten (Beton, Verdübelung und Baustahl) zeitabhängig unterschiedlich hoch beansprucht, so daß die Lebensdauer nur iterativ unter Berücksichtigung der zeitlich veränderlichen Dübelcharakteristik wirklichkeitsnah bestimmt werden kann.

Anrißlebensdauer

Unter Anrißlebensdauer ist die Anzahl von Lastwechsel zu verstehen, die ein Bauteil unter einer gegebenen Last-Zeit-Funktion bis zum Entstehen eines Anrisses im Bauteil erträgt (Versagenskriterium = Rißentstehung). Die Anrißlänge ist üblicherweise mit 1 mm definiert.

Versuchsdauer

Als Versuchsdauer bezeichnet man die Anzahl der Lastwechsel, die ein Bauteil unter einer gegebenen Last-Zeit-Funktion im Versuch (experimentelle Ermittlung) bis zum Versagen ertragen kann.

Restlebensdauer

Die Restlebensdauer definiert die Anzahl der noch ertragbaren Lastspiele bei gegebener Last-Zeit-Funktion (Lastkollektiv) und einer bereits vorhandenen Schädigung eines Bauteils. Die Anzahl der insgesamt ertragbaren Lastspiele (Lebensdauer) ist die Summe der bereits ertragenen Lastspiele und der Restlebensdauer.

Bei Verbundträgern muß bei der Bestimmung der Restlebensdauer die zeitlich veränderliche Dübelcharakteristik beachtet werden um wirklichkeitsnahe Lastspielzahlen zu erhalten.

Wöhlerlinie

Die Ergebnisse der Zeitfestigkeit werden im Zeitfestigkeitsdiagramm –Wöhlerlinie- dargestellt. Die Wöhlerlinie stellt den Zusammenhang zwischen den Beanspruchungsdifferenzen $\Delta\sigma$ oder $\Delta\tau$ und der Lastspielzahl N dar. Die Wöhlerlinien werden durch einen analytischen Ansatz -meist ein Potenzansatz- beschrieben. Sie werden im doppelt-logarithmischen Maßstab als Geraden aufgetragen und mittels einer linearen Regressionsanalyse hergeleitet. Da die Versuchswerte streuen, wird bei der Berechnung der Fraktilwerte angenommen, daß die Logarithmen von $\Delta\sigma$ und $\Delta\tau$ (Schwingbreite) bzw. N_i durch eine Gaußsche Normalverteilung erfaßt werden können.

Nennspannung

Unter der Nennspannung versteht man den Rechenwert der Spannung nach der technischen Festigkeitslehre (z. B. $\sigma = N/A + M/W$).

Komponente

Als Komponente wird hier ein spezieller Teil (Betonplatte, Stahlträger und Verdübelung) eines Verbundträgers definiert, der einen eindeutig beschreibbaren Beitrag zu dem Verhalten eines Verbundträgers leistet.

Spannungskollektiv, Lastkollektiv

Für schwingbeanspruchte Bauteile müssen zunächst Lastannahmen geschaffen werden, die alle für eine zutreffende Bemessung erforderlichen Angaben über Größe und Häufigkeit der Betriebslasten und möglichst auch über deren zeitlichen Verlauf enthalten. Das so ermittelte Lastkollektiv bzw. das für das jeweilige Konstruktionsdetail sich daraus ergebende Spannungskollektiv bilden die Grundlagen der Schädigungsrechnung. Es gibt an, wie oft eine bestimmte Merkmalsgröße (Spannungsspitze, Spannungsamplitude) überschritten bzw. erreicht wird.

Statische und zyklische Dübelkennlinie

Die Dübelkennlinie stellt den Zusammenhang zwischen der übertragenen Scherkraft und der zugehörigen Verformung (Schlupf) dar. Dabei wird der funktionale Zusammenhang zwischen Dübelkraft und Schlupf unter statischer Belastung als statische Dübelkennlinie bezeichnet, während die zyklische Dübelkennlinie den ständig veränderlichen Zusammenhang zwischen Dübelkraft und Verformung unter wiederholter Be- und Entlastung beschreibt.

Steifigkeit C (kN/cm)

Sie beeinflußt die Größe der Relativverschiebung zwischen Stahlträger und Betonplatte (Schlupf) in der Verbundfuge. Davon hängt u. a. das Zusammenwirken der Verbundpartner (Beton und Stahl) und die Gesamtverformung des Verbundträgers im Gebrauchslastbereich ab.

Schlupf

Als Schlupf wird die Relativverschiebung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger definiert. Der Schlupf wird von der Steifigkeit der Verbundmittel beeinflußt.

Initialschlupf

Als Initialschlupf wird in dieser Arbeit der Schlupfanteil verstanden, der sich nach einem einmaligen Lastspiel (d. h. Anfahren der Oberlast und anschließender Entlastung auf Unterlastniveau) einstellt. Dieser Schlupfanteil ist im wesentlichen von der Größe der Oberlast abhängig.

Spiel

Im Laufe der dynamischen Belastungen wird durch die allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß der Kontakt zwischen dem Kopfbolzendübel und dem Beton gelöst. Dadurch kommt es zu Relativverschiebungen in der Verbundfuge, ohne daß Kräfte zwischen Beton und Dübel übertragen werden. Dieser Verschiebungsanteil wird im folgenden als *Spiel* s_s bezeichnet. Die Gesamtverschiebung s_{gesamt} (Gesamtschlupf) setzt sich additiv aus dem Spiel s_s und dem Verschiebungsanteil s_k (infolge Kraftaufnahme) zusammen.

Starrer Verbund

Wesentliches Kriterium hierfür ist die Steifigkeit der Verdübelung. Sie wird nicht nur vom Dübel selbst, sondern auch von dem ihn umgebenden Beton bestimmt. Starren Verbund gibt es streng genommen nur mit unendlich großer Steifigkeit, d. h. in der Verbundfuge tritt kein Schlupf auf. Ob näherungsweise starrer Verbund vorliegt, hängt zusätzlich auch von der Dehnsteifigkeit der Verbundpartner ab. Sind diese sehr weich, so genügt eine geringere Dübelsteifigkeit, um von starrem Verbund ausgehen zu können, als wenn die Verbundpartner sehr steif sind.

Nachgiebiger Verbund

In Verbindung mit der Nachgiebigkeit ist die Unterscheidung in vollständiges und unvollständiges Zusammenwirken der Verbundpartner zu sehen. Beim vollständigen Zusammenwirken kann die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte als uneingeschränkt gültig angesehen werden. Dies kann man aber nur bei starrem Verbund voraussetzen. Bei nachgiebiger Verdübelung (nachgiebigem Verbund) tritt infolge des Schlupfes auch ein Sprung in der Dehnungsverteilung auf. Damit kann die Bernoulli-Hypothese nur noch für die Teilquerschnitte als gültig angenommen werden, das Zusammenwirken ist unvollständig.

Tension Stiffening

Bei statischer Belastung führt das Mitwirken des Betons auf Zug (Tension Stiffening) zwischen den Rissen auch bei höheren Beanspruchungen zu einer deutlichen Vergrößerung der Steifigkeit des Betongurtes und damit auch zur Gesamtsteifigkeit des Verbundquerschnitts. Wesentliche Einflußgrößen für das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen sind die Betonfestigkeit, die Verbundgüte und der Bewehrungsgrad.

Hysteresen-(Rainflow) Zählverfahren

Beim Rainflow-Zählverfahren werden geschlossene Beanspruchungshysteresen gezählt und für die Lebensdauerabschätzung schädigungsmäßig bewertet. Die Übertragung dieses Verfahrens auf Bauteile ist möglich, weil jeder geschlossenen Hystere der örtlichen Beanspruchung eine Lasthysterese zugeordnet werden kann.

Übertragungsfunktion

Die Übertragungsfunktion stellt die funktionalen Zusammenhänge zwischen der äußeren Belastung und den örtlichen Spannungs-Dehnungspfaden (örtlichen Beanspruchungen) dar. Im einfachsten Fall eines linearen Zusammenhangs zwischen äußerer Belastung und örtlicher Beanspruchung ist die Übertragungsfunktion ein elastischer Übertragungsfaktor. Im kompliziertesten Fall charakterisiert die Übertragungsfunktion ein hochgradig nichtlineares Rechenmodell (FE-System).

Schadensakkumulation, Miner-Regel und Reihenfolgeeinflüsse

Zur Beurteilung der Auswirkungen einer Folge von Schwingspielen mit unterschiedlich hohen Spannungsamplituden und Mittelspannungen wird ein Schadensakkumulationsgesetz benötigt. Die Miner-Regel, die am häufigsten angewendet wird, zeichnet sich dadurch aus, daß die Reihenfolge, mit der die einzelnen Schwingspiele aufgebracht werden, ohne Einfluß auf die Lebensdauer (= Summe aller ertragbaren Schwingspiele bis zum Versagen) ist.

Sind die einzelnen Schädigungsprozesse auf allen Beanspruchungsniveaus affin, so ist eine Reihenfolgeunabhängigkeit gegeben; d. h. auch bei Änderung der Beanspruchungsreihenfolge ändert sich die Lebensdauer nicht. In diesem Fall spricht man von der *linearen Schadensakkumulation*.

Mit dieser linearen Schadensakkumulation ist die erzielbare Genauigkeit aber nicht immer ausreichend. Grund für die Abweichungen sind die sogenannten Reihenfolgeeinflüsse, von denen drei Arten unterschieden werden:

- mittelspannungsbedingte Reihenfolgeeinflüsse,
- dauerfestigkeitsbedingte Reihenfolgeeinflüsse und
- schädigungsbedingte Reihenfolgeeinflüsse.

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Stahl- und Verbundkonstruktionen, die zeitlich veränderlichen (nicht vorwiegend ruhenden) Lasten ausgesetzt sind, sind gegen Versagen infolge Materialermüdung nachzuweisen. Dieser Nachweis setzt die Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit voraus. Diese wiederum ist von Kerbwirkungen und vom Betriebscharakter der Belastung (schwellend/wechselnd) abhängig. Damit wird mit dem Begriff „Ermüdungsfestigkeit“ ein ganzer Festigkeitskomplex in Abhängigkeit von der konstruktiven Gestaltung, dem Werkstoff, der Fertigung, der Umgebung und vom Beanspruchungstyp, gekennzeichnet durch den zeitlichen Verlauf, die Intensität und die Lastspielzahl, umschrieben.

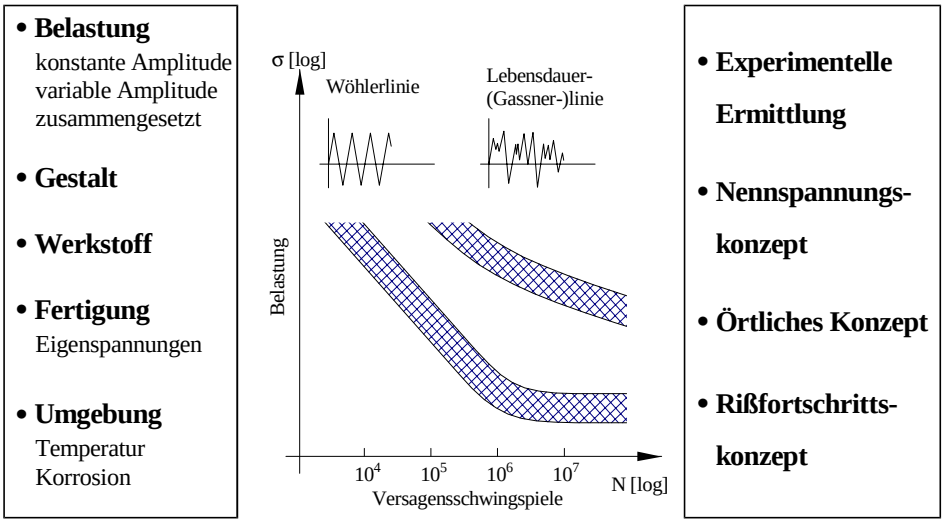


Bild 1.1: Betriebsfestigkeit von Bauteilen; Einflußgrößen und Bestimmungsmethoden nach /1.32/

Zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit stehen die folgenden vier Methoden zur Verfügung:

- Experimentelle Ermittlung
- Nennspannungskonzept
- Örtliches Konzept (Konzept der örtlichen Beanspruchungen)
- Rißfortschrittskonzept

Das Nennspannungskonzept hat sich als die im Bauwesen am häufigsten angewendete Methode herausgebildet. Bei diesem Konzept wird angenommen, daß die Nennspannung für die Schädigung eines Bauteils maßgebend ist. Örtliche Spannungsspitzen z. B. infolge der Bauteilgeometrie werden durch diese Methode -im Gegensatz zum Konzept mit örtlichen Beanspruchungen- nicht erfaßt.

Beim *Nennspannungskonzept* werden auf der Grundlage von definierten Nennspannungen Wöhlerlinien experimentell bestimmt. Die Wöhlerlinien werden durch einen analytischen Ansatz -meist einen Potenzansatz- beschrieben. Sie werden im doppelt-logarithmischen Maßstab als Geraden aufgetragen und mittels einer linearen Regressionsanalyse hergeleitet. Da die Versuchswerte streuen, wird bei der Berechnung der Fraktilwerte angenommen, daß die Logarithmen von $\Delta\sigma$ und $\Delta\tau$ (Schwingbreite) bzw. N_i durch eine Gaußsche Normalverteilung erfaßt werden können. Die in den nachfolgenden Auswertungen berücksichtigten charakteristischen Werte entsprechen einer k-2s-Fraktile.

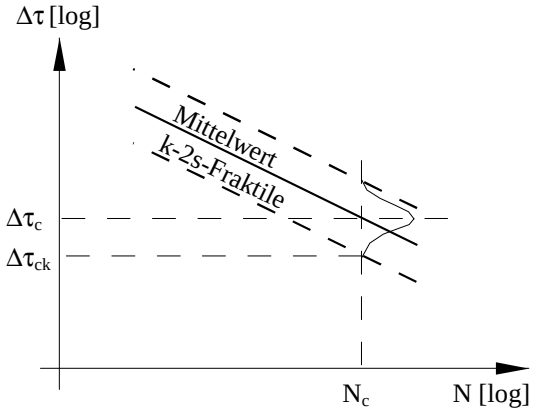


Bild 1.2: Wöhlerlinie, Mittel- und Fraktilwerte nach /1.29/

Im Wöhler-Diagramm werden folgende Bereiche unterschieden:

- Kurzzeitfestigkeit (low cycle fatigue) bis N = 10^3 bis 10^4
- Zeitfestigkeitsbereich mit stark fallender Tendenz der Wöhlerlinie bis etwa N = $2 \cdot 10^6$
- Übergangsbereich
- Dauerfestigkeitsbereich

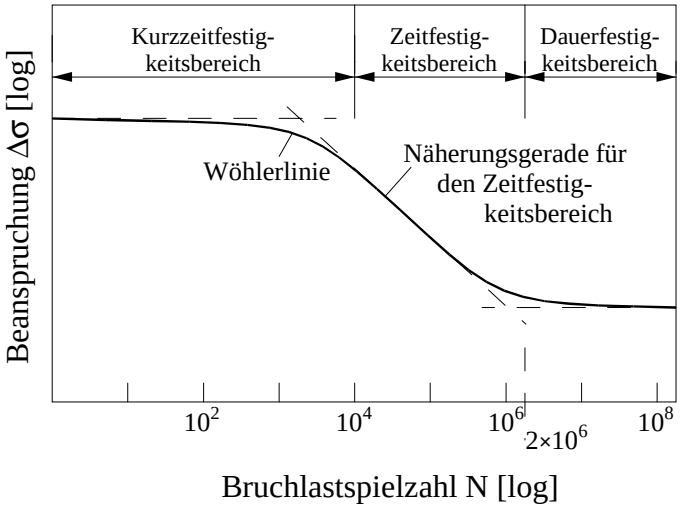


Bild 1.3: Bereiche der Ermüdungsfestigkeit

Der Nachweis der Ermüdung kann entweder über einen Dauerfestigkeitsnachweis oder einen Betriebsfestigkeitsnachweis erfolgen. Beim Nachweis der Dauerfestigkeit wird nachgewiesen, daß alle auftretenden Beanspruchungen kleiner als die Dauerfestigkeit sind und deshalb beliebig oft ertragen werden können. Die tatsächliche Dauerfestigkeit ist in vielen Fällen aber nicht genau bekannt. Aus diesem Grund wird die Wöhlergerade oft bis zu den vereinbarten Grenzen extrapoliert (siehe hierzu auch Bild 1.4).

Die wirtschaftlichste Bemessung läßt sich über einen Betriebsfestigkeitsnachweis erreichen. Dabei wird ein Bauteil für eine bestimmte Nutzungsdauer durch den Nachweis der Betriebsfestigkeit ausgelegt. Unter der Betriebsfestigkeit versteht man die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils unter *Betriebsbedingungen* - d. h. unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungen. Betriebsbeanspruchungen

sind u. a. dadurch gekennzeichnet, daß die aus den veränderlichen Einwirkungen resultierenden Beanspruchungsanteile nicht immer in gleicher Größe auftreten, sondern zwischen dem maximalen und minimalen Wert schwanken, wobei sich die einzelnen Schwankungen unterschiedlich oft wiederholen. Dies bedeutet, daß die Last-Zeit-Funktion des nachzuweisenden Bauteils bekannt sein muß oder abgeschätzt werden muß. Die vorgegebene Last-Zeit-Funktion -oder Spannungs-Zeit-Funktion- einer Betriebsbelastung (Bild 1.4) wird über ein Zählverfahren (z. B. Rainflow- oder Reservoir-Zählmethode) in einzelne, unterschiedlich große Schwingspiele (Phasen) zerlegt, die zu einem Nennspannungskollektiv zusammengestellt werden. Da unter Betrieb auch Beanspruchungs-schwingbreiten mit niedrigen Amplituden auftreten, ist die Betriebsfestigkeit immer größer als die den gleichen Schwingzahlen zugeordnete Ermüdungsfestigkeit. Aus diesem Grund ist auch die Lebensdauerlinie eines Bauteils günstiger als die der gleichen Schwingzahl zugeordnete Wöhlerlinie.

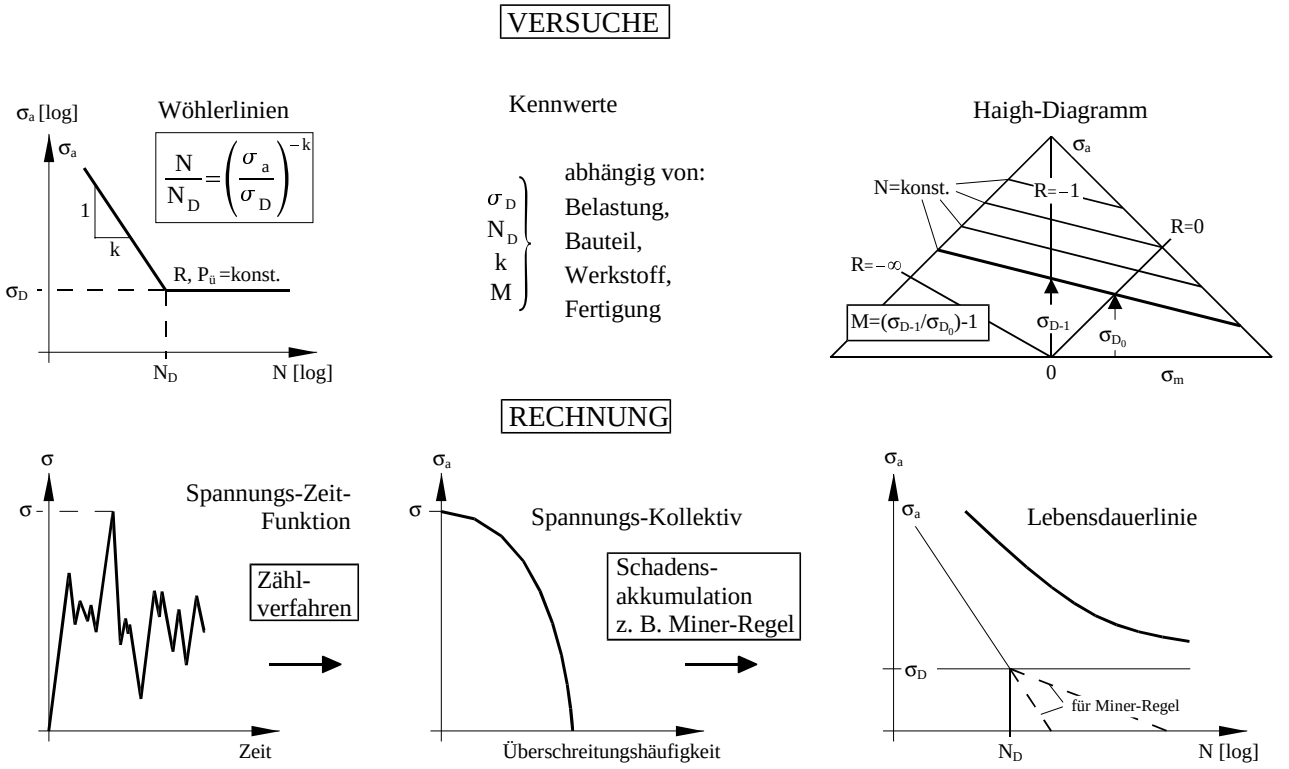


Bild 1.4: Nennspannungskonzept nach /1.32/

Im Haigh-Diagramm wird die Spannungsamplitude σ_a als Funktion der Mittelspannung σ_m aufgetragen. Der Einfluß der Eigenspannungen (z. B. Schweißeigenspannungen), die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht berücksichtigt werden, läßt sich mit Hilfe dieses Diagramms gut zeigen.

Mittels einer Schadensakkumulationshypothese (meist die sogenannte Miner-Regel) werden die einzelnen Last- oder Schwingspiele entsprechend ihrer zugehörigen Spannungsamplituden σ_a (Spannungsschwingweiten $\Delta\sigma = 2\sigma_a$) und Mittelspannungen σ_m (Spannungsverhältnis $R = \sigma_u/\sigma_o$) hinsichtlich ihrer schädigenden Wirkung bewertet. Die Schädigung eines Lastspiels beträgt $1/N_i$ des zugehörigen Spannungshorizontes σ_{ai} der betreffenden Wöhlerlinie. Wenn die Summe der einzelnen Beträge einen bestimmten Wert, meist den Wert 1.0, erreicht hat, gilt die Lebensdauer als erreicht.

$$D = \sum_i D_i = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + ... = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1{,}0 \qquad \textbf{(1.1)}$$

mit

D Schädigungsgrad n/N, berechnet als Summe der Teilschädigungen

n_i Zahl der vorhandenen Lastspiele mit den Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ $(\Delta\tau_i)$

N_i Zahl der ertragbaren Lastspiele mit den Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ $(\Delta\tau_i)$

Infolge der Betriebsbelastung sinkt die ursprüngliche Dauerfestigkeit ab. Um diesen Effekt berücksichtigen zu können, werden die Wöhlerlinien für die Anwendung der Miner-Regel oft unter die Dauerfestigkeit verlängert (Bild 1.4).

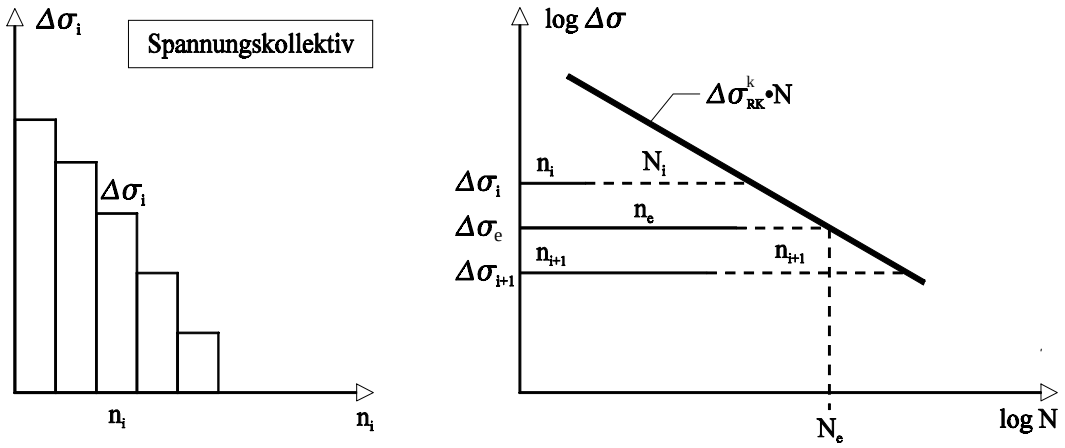


Bild 1.5: Miner-Regel (1.1)

$$N_e = \sum n_i \qquad \textbf{(1.2)}$$

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i \cdot \Delta\sigma_i^k}{N_e}\right]^{1/k} \qquad \textbf{(1.3)}$$

Gegenüber den älteren Stahlbaunormen (z. B. DIN 4132), in denen die Grenze der Dauerfestigkeit mit $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspielen angenommen wurde, sind neuere Normen (z. B. EC 3, EC 4) konservativer und legen die Grenzen bei $N = 5 \cdot 10^6$ oder $N = 10^8$ fest (Bild 1.8). Dies trägt dem o. g. Effekt des Absinkens der Dauerfestigkeit infolge von Betriebsbelastungen Rechnung.

1.2 Problemstellung und Stand der Forschung

Der Tragfähigkeitsnachweis für Kopfbolzendübel unter nicht vorwiegend ruhender Belastung ist nach den Regeln der Verbundträgerrichtlinie /1.1/ mit abgeminderten Rechenwerten -gegenüber den Werten für vorwiegend ruhende Belastung- als Doppelnachweis zu führen:

$$\max D_{dü} = 2/3 \cdot 0{,}25 \cdot d_1^2 \cdot (ß_{WN} \cdot E_b)^{1/2} \qquad \textbf{(1.4)}$$

$$\max D_{dü} = 2/3 \cdot 0{,}7 \cdot \pi \cdot d_1^2/4 \cdot ß_s \qquad \textbf{(1.5)}$$

Diese sogenannte *2/3-Regelung gilt nur für massive Betongurte*. Hierdurch soll sichergestellt werden, daß unter dynamischer Belastung kein Ermüdungsbruch eintritt. Dabei wird ein Zusammenhang zwischen statischer Tragfähigkeit und Ermüdung unterstellt, was jedoch durch die in dieser Arbeit beschriebenen Versuche nicht bestätigt wurde.

Bei Verwendung von Kopfbolzendübeln in *Verbundkonstruktionen mit Profilblechen* ist der Nachweis der Tragfähigkeit auf Schub nach /1.2/ für den rechnerischen Bruchzustand mit einer Dübeltragfähigkeit von $\max D_{dü}^*$ je Rippe zu führen (Bild 1.6).

$$\max D_{dü}^* = 0{,}6 \cdot b_W / h_R \cdot (h - h_R) / h_R \cdot \max D_{dü} \leq \max D_{dü} \qquad \textbf{(1.6)}$$

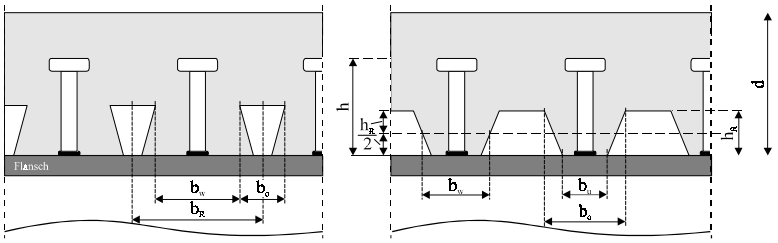


Bild 1.6: Betonplatte mit Profilblechen

Bei allen in Kapitel 3 beschriebenen Versuchen, die nach dem Nennspannungskonzept ausgewertet wurden, hat sich jedoch eine deutliche Abhängigkeit der Lastspielzahl N von der Größe der Belastungsdoppelamplitude oder Schwingbreite

$$\Delta D_{dü} = \max D_{dü} - \min D_{dü} \qquad \textbf{(1.7)}$$

ergeben. Die Schubspannungsdoppelamplitude $\Delta\tau$ ist definiert als Quotient aus Dübelkraftdifferenz und der Querschnittsfläche $A_{dü}$ ($A_{dü} = \pi \cdot d_1^2/4$) des Bolzenschaftes (Formel 1.8).

$$\Delta\tau = \Delta D_{dü} / A_{dü} \qquad \textbf{(1.8)}$$

Auch bei den Nachweisen der Betriebsfestigkeit im Stahlbau hängt die ertragbare Lastspielzahl wesentlich von der Größe der nicht ruhenden Beanspruchungen und der daraus resultierenden Schwingbreite $\Delta\sigma$ ab. Auf diesem sogenannten $\Delta\sigma$-Konzept beruhen moderne Empfehlungen (z. B. /1.28/) und Regelungen wie in DS 804 /1.12/ und EC 3 /1.13/. Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit ergibt sich die ertragbare Lastspielzahl N als Funktion der Schwingbreiten $\Delta\sigma$ bzw. $\Delta\tau$ (bei Einstufenbelastungen) über die für das untersuchte Detail gültige Wöhlerlinie.

Für Vollplatten von Verbundträgern sind diese Abhängigkeiten -ertragbare Lastspielzahl zur Größe der Schubspannungsdoppelamplitude- inzwischen relativ gut erforscht, siehe /1.6/, /1.11/, /1.14/ und /1.16/. Die Neuauswertung aller zugänglichen Versuchsergebnisse -für *Verbundträger mit massiven Betongurten*- führte zu einem Bemessungsvorschlag /1.29/ für den EUROCODE 4 /6.3/ auf der Grundlage des Nachweises im EC 3 /1.13/ und für den Entwurf zur DIN 18800 Teil 5 /6.4/.

Aus diesen Untersuchungen /1.29/ konnte eine Wöhlerlinie für die alleinige Wirkung von $\Delta\tau$ im Bolzenschaft von Vollplatten mit einer Neigung der Wöhlergeraden von k = 10 abgeleitet werden (Bild 1.7).

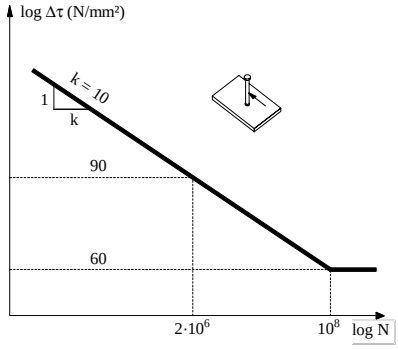


Bild 1.7: Wöhlerlinie für $\Delta\tau$ für Kopfbolzendübel in Vollplatten nach /1.29/

Für $\Delta\sigma$-Beanspruchungen des Flansches, auf den Kopfbolzendübel aufgeschweißt sind, ist, entsprechend EC 3, die Wöhlerlinie nach Bild 1.8 anzusetzen.

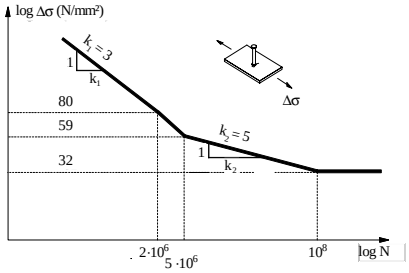


Bild 1.8: Wöhlerlinie für $\Delta\sigma$ im Flansch beiaufgeschweißten Kopfbolzendübeln nach /1.29/

Das gleichzeitige Zusammenwirken von Schubspannungen im Bolzenschaft und Längsspannungen im Flansch des Stahlträgers läßt sich über nachfolgende Interaktionsbeziehung nach /1.29/ erfassen:

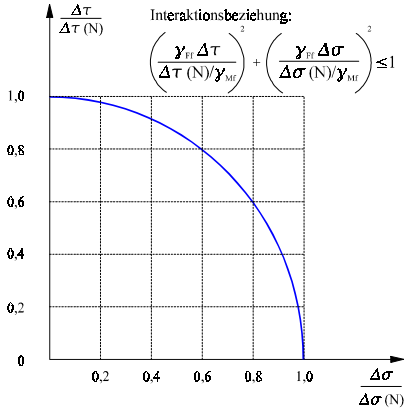


Bild 1.9: Interaktion $\Delta\tau$-$\Delta\sigma$ nach /1.29/

Der Versagensmechanismus der Kopfbolzendübel in Vollplatten ist in /1.29/ dargestellt. Danach läßt sich das Verhalten von Kopfbolzendübeln im Grenzzustand der Tragfähigkeit -statisch- durch Bild 1.10 beschrieben.

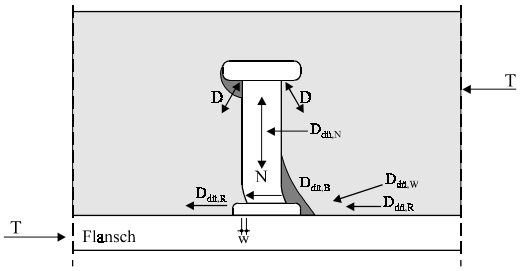


Bild 1.10: Tragmodell für Kopfbolzendübel in Vollplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit /1.29/

Am Bolzenfuß wird zunächst ein großer Teil der Schubkraft T direkt übertragen ($D_{dü,W}$). Bei weiterer Laststeigerung kommt es dort durch die hohen Betonpressungen am Dübelfuß zu örtlichen Schädigungen des Betons und zu Umlagerungen der Schubkraft in den Bolzenschaft. Dieser wird nun zunehmend auf Biegung beansprucht ($D_{dü,B}$). Als Folge dieser Umlagerungen kommt es zu Biegeverformungen des Bolzenschaftes, die zu merklichen Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen Stahl und Beton führen. Infolge der Behinderung der vertikalen Dübelkopfverschiebung wird eine Zugkraft N im Dübelschaft und eine entsprechende Betondruckkraft D zwischen Dübelkopf und Trägerflansch erzeugt. Die Horizontalkomponente der Dübelzugkraft führt zum Traglastanteil $D_{dü,N}$; die im Beton vorhandene Druckkraft führt zu zusätzlichen Reibungskräften $D_{dü,R}$. Das Versagen oberhalb des Schweißwulstes tritt schließlich durch einen Schub-Zugbruch ein.

Ein deutlich niedrigeres Beanspruchungsniveau kennzeichnet im Gegensatz dazu den Grenzzustand der Ermüdung. Auch hier kann ein zweistufiger Versagensmechanismus beobachtet werden. Mit zunehmender Lastwechselzahl N wird zunächst der Beton in den hoch beanspruchten Bereichen am Dübelfuß geschädigt. Dadurch wird der Bolzenschaft verstärkt auf Biegung beansprucht, und es kommt auf der Biegezugseite des Bolzens zu Versagensformen, die in Bild 1.11 dargestellt sind.

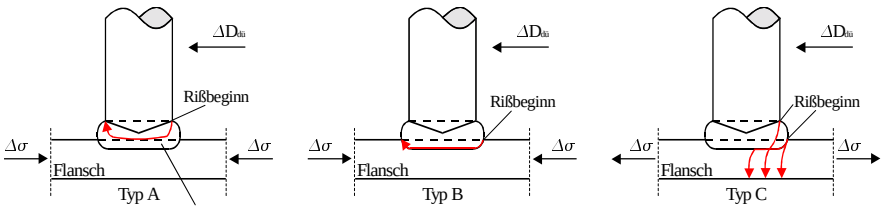


Bild 1.11: Verläufe von Ermüdungsrissen

Typ A: Rißbeginn am Bolzenfuß, Rißfortschritt durch den Schaft bzw. durch den Schweißwulst.

Typ B: Der Rißbeginn findet am Fuß des Schweißwulstes statt. Im weiteren verläuft der Riß durch die Schweißeinflußzone im Flansch.

Typ C: Auch hier findet der Rißbeginn am Fuß des Schweißwulstes statt. Die Rißfortpflanzung geschieht entweder direkt durch den Flansch oder zunächst unterhalb der Schweißeinflußzone mit einer anschließenden Richtungsänderung durch den Flansch. Dieses Versagen wird nur bei Trägern mit Beton in der Zugzone beobachtet.Das typische Last-Verformungsverhalten (Schlupf) eines Dauerfestigkeitsversuches bei Vollplatten mit einem Push-Out-Versuchskörper /1.29/ ist in Bild 1.12 zu erkennen.

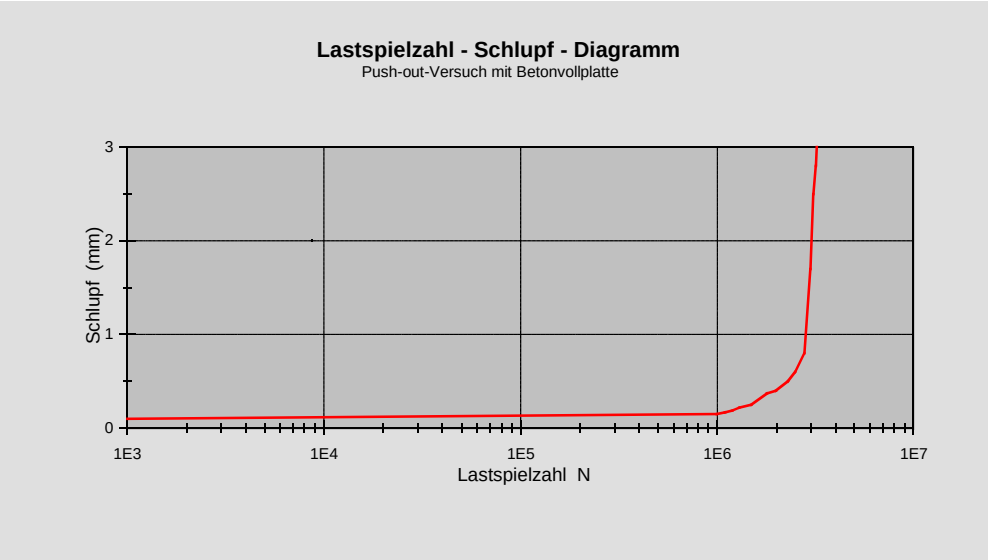


Bild 1.12: Last-Verformungsverhalten eines Push-Out-Versuchskörpers mit Vollplatten nach /1.29/

Über eine große Lastspielzahl N steigt die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton nur sehr gering an. Der Bruch kündigt sich infolge der Schädigung des Betons durch Zunahme des Schlupfes mehr oder weniger frühzeitig an. Die Schlupfwerte beginnen schnell zu wachsen.

Auf die Vielzahl der Parameter (Durchmesser und Höhe der Kopfbolzendübel, Doppelamplitude der Dübelkräfte, Oberlast, Schwell- und Wechselbeanspruchung, Betongüte, Profilblechgeometrie, Einfluß von Querdruckbeanspruchungen, Einfluß von Spannungswechseln $\Delta\sigma$ im Flansch des Stahlträgers), die die Zeitfestigkeit von Kopfbolzendübeln beeinflussen (siehe /1.29/), wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen. Diese Parameter werden -soweit sie in den Versuchen berücksichtigt sind- im Rahmen der Auswertung der Versuche eingehend behandelt.

Alle bisher durchgeführten Forschungsvorhaben beziehen sich *ausschließlich auf massive Betongurte ohne Rippen*. Für die Anwendung von Kopfbolzendübeln in Betongurten mit Profilblechen unter zyklischer Belastung sind weder in den deutschen Normen /1.1/ noch im Eurocode 4 /1.3/ Regelungen enthalten. Bei Anwendungen in der Praxis wird z. B. auf die 2/3-Regelung der Verbundträgerrichtlinie im Abschnitt 12.2.2 verwiesen, die aber für Verbundbrücken mit massiven Betongurten gilt.

Bei Verwendung von Profilblechen erhält der Betongurt eine deutliche Profilierung, die zum einen eine geringere Dübeltragfähigkeit (/1.5/, /1.7/, /1.9/ und /1.29/) gegenüber massiven Gurtplatten bewirkt, zum anderen aber auch die Einleitung des Horizontalschubes in den Betongurt stark beeinflußt. Sowohl die Dübel als auch der Beton werden anders beansprucht, so daß die Ergebnisse für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen in massiven Betongurten nicht übernommen werden können.

Da es bei Betriebsfestigkeitsproblemen aber nicht nur auf das Belastungskollektiv und die Häufigkeit des Auftretens ankommt, sondern gerade auf den örtlichen Kraftfluß mit den *echten Beanspruchungen* und den vorhandenen schädlichen Kerbwirkungen, ist dies entsprechend zu untersuchen.

1.3 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Das Ziel der Arbeit besteht zum einen darin, durch experimentelle Untersuchungen die Zeitfestigkeit in Abhängigkeit der verschiedenen Einflußparameter (Profilblechgeometrie, Doppelamplitude der Dübelkräfte, Höhe des maximalen Beanspruchungsniveaus sowie des Durchmessers des Dübels) von Verbundkonstruktionen mit Profilblechen zu bestimmen, und zum anderen, das zeitlich veränderliche Verbundträgertragverhalten und den wahrscheinlichen Versagensmechanismus des Verbundträgers durch numerische Simulationen berechnen zu können. Wegen der geringen Anzahl von Versuchskörpern wird sich auf die Untersuchung der o. g. Einflußparameter beschränkt.

Die Zeitfestigkeit wird sowohl aus Push-Out-Versuchen als auch aus Trägerversuchen bestimmt. Die Vorteile der Push-Out-Versuche -im Vergleich zu Trägerversuchen- zur Bestimmung der Zeitfestigkeit liegen in der einfacheren und preiswerteren Herstellung sowie in der eindeutigeren Auswertung. Die Dübelbeanspruchung läßt sich direkt aus der Versuchslast und der Anzahl der Dübel berechnen, aber Einflüsse wie z. B. die Dübelnachgiebigkeit können nicht erfaßt werden.

Mit den experimentell gewonnenen Daten aus den Push-Out-Versuchen wird als Ergebnis -Kapitel 3, Abschnitt 1- eine *Wöhlerlinie* mit Streuband (k-2s) für Kopfbolzendübel mit Profilblechen abgeleitet.

Mit einfachen Push-Out-Versuchen lassen sich jedoch einige Einflüsse (z. B. Dübelnachgiebigkeit, Verteilung der Dübelkräfte über die Trägerlänge, Mitwirken des Betons zwischen den Rissen, ...), die bei Trägerversuchen auftreten, nicht erfassen. Deshalb werden 6 Trägerversuche durchgeführt, -Kapitel 3, Abschnitt 2- drei im positiven Momentenbereich (Beton in der Druckzone - ungerissener Beton) und drei im negativen Momentenbereich (Beton in der Zugzone - gerissener Beton), um das Ermüdungsverhalten von Trägern, soweit möglich, zu erfassen.

Um über die Aussage der Anzahl der ertragenen Lastspiele der einzelnen Trägerversuche hinaus den *Versagensmechanismus der Kopfbolzendübel* im Träger bestimmen und gleichzeitig das *Tragverhalten auch nach Ausfall der ersten Dübel* erfassen zu können, werden die Versuchsträger im zweiten Teil der Arbeit mit dem nichtlinearen Programmsystem *nglife* nachgerechnet (simuliert).

In Kapitel 7 werden die theoretischen Grundlagen des Programmsystems vorgestellt. Neben den Erläuterungen der allgemeinen physikalisch nichtlinearen Berechnungsroutinen werden die verwendeten statischen und zyklischen Werkstoff- (Stoffgesetze) und Dübelkennlinien beschrieben. Entscheidend für die Bestimmung der Zeitfestigkeit der einzelnen '*Elemente*' (Dübel, Träger, Bewehrung, ...) sind die -jeweils wahrscheinlich richtigen- *Ermüdungsfestigkeitskurven* (Kapitel 7, Abschnitt 3).

Da die 'ε-Wöhlerlinien' (s. Kapitel 2) zur Auswertung nach dem Örtlichen Konzept nicht bekannt sind, erfolgt die Versuchsauswertung nach einem *Mischkonzept* bzw. nach einem *Modifizierten Örtlichen Konzept*. Als Grundlage für die Lebensdauerberechnungen -im Bereich der Zeitfestigkeit- der Elemente wird die lineare Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner, die sogenannte Miner-Regel, verwendet. Zwangsläufig wird damit in Kauf genommen, daß keine Reihenfolgeeffekte berücksichtigt werden können. Das schädigungsbedingte Absinken der Dauerfestigkeit (siehe hierzu auch die Kapitel 4 bis 8) wird durch die Berücksichtigung neuerer, gegenüber den älteren Normen (z. B. DIN 4132) konservativeren, Wöhlerlinien erfaßt.

Die unter den getroffenen Annahmen genauen Berechnungen -Kapitel 8- geben unter anderem Aufschluß über:

- die tatsächlichen Dübelbeanspruchungen im Träger,
- die permanenten Umlagerungen der Dübelkräfte infolge zyklischer Dübelkennlinien,
- die Zeitfestigkeit der einzelnen Elemente sowie
- den Versagensmechanismus der Dübel eines Verbundträgers.

Anschließend werden die Ergebnisse der vereinfachten Auswertung mit den genauen Berechnungen verglichen. Hierbei wird die Steigerung der Lebensdauer (im Versuch) bei Auswertung nach dem genauen Berechnungsverfahren -unter Berücksichtigung der sich während der Lebensdauer einstellenden Veränderungen- deutlich.

2. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

2.1 Experimentelle Ermittlung

Die experimentelle Ermittlung der Betriebsfestigkeit soll Ergebnisse mit hohem Genauigkeits- und Zuverlässigkeitsgrad sicherstellen. Zu diesem Zweck werden Originalbauteile oder solche, die diesen sehr nahe kommen, mit den wirklichkeitsnahen Lasten getestet.

2.2 Nennspannungskonzept

Beim Nennspannungskonzept werden auf der Grundlage von definierten Nennspannungen Wöhlerlinien experimentell bestimmt. Die Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten des Nennspannungskonzeptes sind in Kapitel 1.1 bereits beschrieben.

2.3 Örtliches Konzept (Konzept der örtlichen Beanspruchungen)

Beim Örtlichen Konzept (Konzept der örtlichen Beanspruchungen) werden für betriebsbelastete Bauteile Anrißlebensdauern berechnet. Für die anrißgefährdeten Stellen eines Bauteils werden die elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Pfade rechnerisch ermittelt. Über eine Schädigungsrechnung wird anschließend das (Anriß) Versagen bewertet (Bild 2.1).

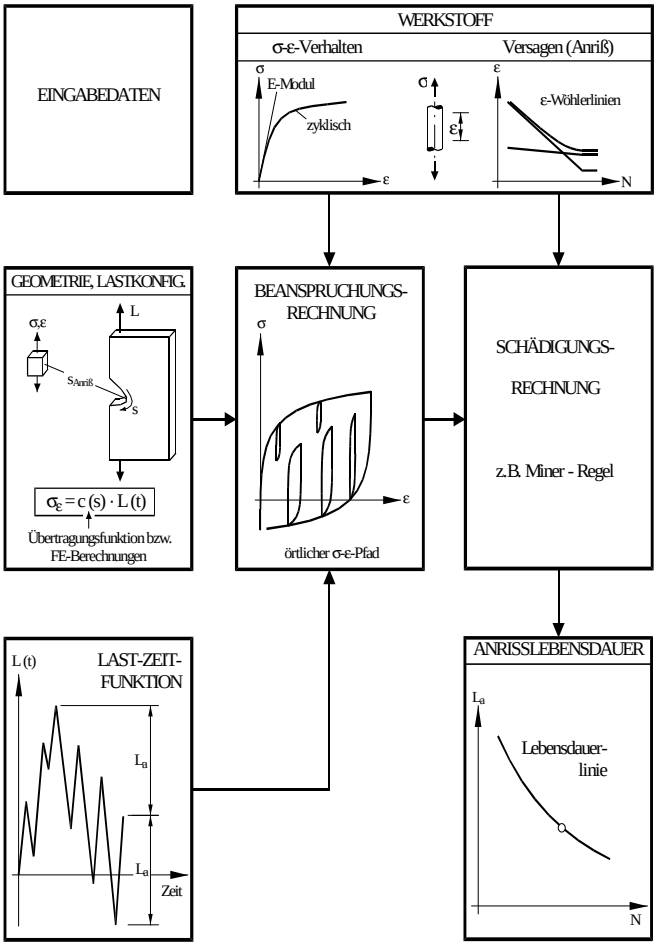


Bild 2.1: Örtliches Konzept **(**Konzept der örtlichen Beanspruchung) nach /2.1/

Die wichtigsten Eingabedaten sind:

- der 'elastische' Übertragungsfaktor c zwischen der Nenngröße L der äußeren Last und der örtlichen elastischen Spannung σ_e, und zwar für die anrißgefährdete Stelle s_A auf dem Weg s der potentiellen Anrißstellen,
- die stabilisierte σ-ε-Kurve des eingesetzten Werkstoffs,
- die zugehörige Wöhlerlinien für die elastischen, plastischen und totalen Dehnungen sowie
- die Last-Zeit-Funktion der am Bauteil angreifenden Betriebsbelastung.

Die Beanspruchungs- und Schädigungsrechnung führt zur Anrißlebensdauer. Werden die Beanspruchungs- und Schädigungsrechnungen für verschieden große Lasten L ermittelt, führt dies zur Anriß-Lebensdauerlinie. Die Ermittlung der Anrißstelle s_A ist Bestandteil der Beanspruchungs- berechnung.

2.4 Rißfortschrittskonzept

Die Lebensdauer des Bauteils bis zum Anriß bleibt nach dem Rißfortschrittskonzept (Bild 2.2) außer Betracht. Beim Rißfortschrittskonzept wird an der Anrißstelle ein Riß angenommen, dem eine definierte Anrißlänge zugewiesen wird. Bei den Eingabedaten treten an die Stelle der elastischen Übertragungsfaktoren c des Örtlichen Konzepts bruchmechanische Spannungsintensitätsfaktoren K, die von der Lastgröße L und der Rißlänge abhängen. Auf der Seite des Werkstoffs werden die Dehnungswöhlerlinien als Versagensaussage beim Örtlichen Konzept ersetzt durch werkstoffbezogene Rißgeschwindigkeits-Diagramme. Im Rahmen der Beanspruchungsrechnung werden statt σ-ε-Pfade beim Örtlichen Konzept nun Rißöffnungslasten und effektive K-Werte berechnet. An Stelle der Schädigungsrechnung tritt eine Rißfortschrittsrechnung, die als Ergebnis zur Rißfortschrittsdauer bzw. zur Lebensdauerlinie für den Rißfortschritt führt.

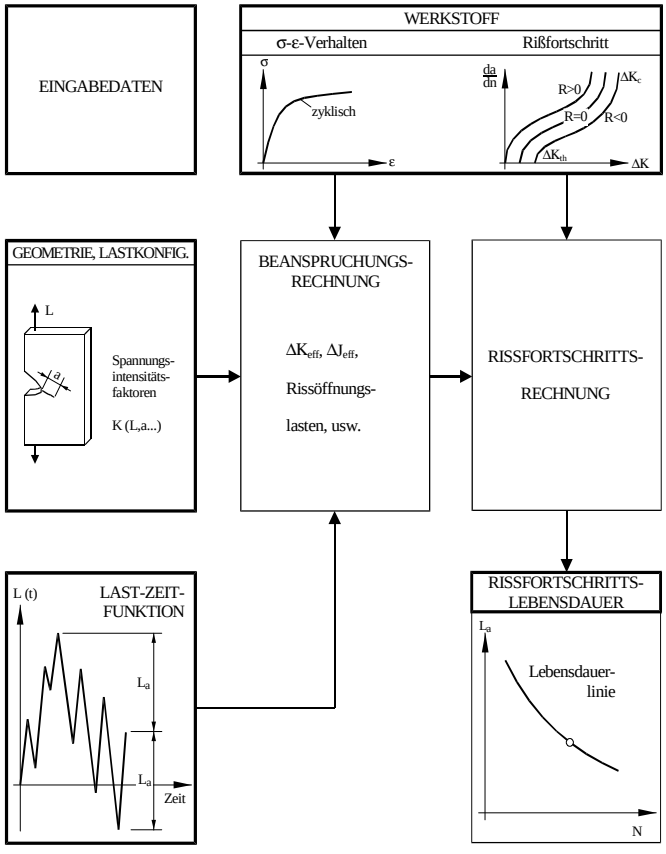


Bild 2.2: Rißfortschrittskonzept nach /2.1/

2.5 Bewertung der Grundkonzepte

Nachfolgend wird eine Bewertung der einzelnen Grundkonzepte der Betriebsfestigkeitsermittlung hinsichtlich ihrer Eignung für die praktische Anwendung durch Gegenüberstellung von Vorteilen einerseits und Nachteilen bzw. Einschränkungen andererseits vorgenommen. Die Gewichtung der Vor- und Nachteile hängt dabei sehr stark von den gegebenen Randbedingungen ab.

Konzepte			Vorteile	Nachteile / Einschränkungen
Grundkonzepte	1	**Experimentelle Ermittlung**	• Hohe Ergebnisgenauigkeiten	• Zeit- und Kostenaufwand sehr hoch • Originalbauteile und –Lasten erforderlich • Kaum Ergebnisverallgemeinerung
	2	**Nennspannungs-konzept**	• Befriedigende bis gute Ergebnisgenauigkeiten • Leicht anwendbar	• Zeit- und Kostenaufwand sehr hoch • Originalbauteile erforderlich • Zusammengesetzte Lasten schwer erfaßbar
	3	**Örtliches Konzept**	• Experim. Zeit- und Kostenaufwand niedrig • Beanspruchungs- und Anrißinformationen • Bauteilwöhlerlinien werden vorhergesagt • Zusammengesetzte Lasten und Reihenfolgeeffekte werden erfaßt • Unterstützung für Konzepte 1 und 2 • Kozeptverbesserung durch Versuche	• Elast. Örtliche Spannungen müssen bekannt sein • Fallweise hoher numerischer Aufwand, z. B. bei Fertigungseinflüssen • Anrißdefinition
	4	**Rißfortschritts-konzept**	Sinngemäß wie beim Örtlichen Konzept	
	5	**Mischkonzept**	• Kombination der Elemente der vier Grundkonzepte zur optimalen Abstimmung der Vor- und Nachteile	

Bild 2.3: Bewertung der Betriebsfestigkeitskonzepte

Der Vorteil der *rein experimentellen Betriebsfestigkeitsermittlungen* liegt darin begründet, daß hohe Ergebnisgenauigkeiten durch die Berücksichtigung der relevanten Einflüsse erzielt werden können. Dem stehen aber neben den hohen Kosten- und Zeitaufwendungen für die Versuche (meist Originalbauteile und –belastungen) auch die sehr beschränkte Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Fälle gegenüber.

Dadurch, daß in den experimentell ermittelten Wöhlerlinien alle relevanten Bauteil- , Werkstoff- und Fertigungseinflüsse einhalten sind, liefert das *Nennspannungskonzept* ebenfalls relativ gute Ergebnisgenauigkeiten. Der Kosten- und Zeitaufwand ist wegen der Wöhlerlinienermittlung, die an Originalbauteilen zu ermitteln ist, zum Teil sehr hoch (sofern die Wöhlerlinie noch nicht bekannt ist). Darüber hinaus können zusammengesetzte Lasten wegen den fehlenden Informationen zu den örtlichen Beanspruchungen nur ungenau erfaßt werden. Auch die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Fälle ist nur eingeschränkt möglich.

Die Vorteile beim *Örtlichen Konzept* sind:

- der experimentelle Zeit- und Kostenaufwand ist gering, weil nur Werkstoffdaten zu ermitteln sind,
- es werden Informationen über örtliche Beanspruchungen erhalten,
- Wöhlerlinien können berechnet werden,
- zusammengesetzte Belastungen und Reihenfolgeeffekte können erfaßt werden,
- Unterstützung des Nennspannungskonzeptes und der experimentellen Methoden durch vorbereitende Untersuchungen,
- Konzeptverbesserung durch Vergleiche mit Ergebnissen von Bauteilversuchen.

Als Nachteile dieses Konzeptes sind zu nennen:

- die elastischen örtlichen Spannungen (elastische Übertragungsfaktoren) müssen bekannt sein (Messung oder FE-Berechnung). Sind diese nicht bestimmbar, ist keine Auswertung möglich;
- der numerische Aufwand ist teilweise sehr hoch,
- die Anrißdefinition ist unscharf und damit auch der Abstand zwischen Anriß- und Bruchlebensdauer.

Beim *Rißfortschrittskonzept* lassen sich sinngemäß in ähnlicher Weise die Vor- und Nachteile gegenüberstellen.

2.6 Mischkonzepte

Durch Kombination der Elemente der vier Grundkonzepte entstehen *Mischkonzepte*. Das Ziel bei der Anwendung von Mischkonzepten ist es, eine Methode zu entwickeln, bei der die Vor- und Nachteile der Verfahren optimal aufeinander abgestimmt sind.

Auch bei der Auswertung der Trägerversuche nach Kapitel 8 wird ein Mischkonzept angewendet, bei dem versucht wird, unter den gegebenen Randbedingungen (Verfügbarkeit von Daten zum zyklischen Werkstoffverhalten) die Vorteile des Örtlichen Konzeptes mit denen des Nennspannungskonzeptes und den experimentellen Ermittlungen zu kombinieren (Kapitel 8 Vergleichsberechnungen).

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Push-Out-Versuche

Um die Zeitfestigkeit der Kopfbolzendübel bei Verwendung von Profilblechen zu untersuchen, wurden zunächst drei Push-Out-Versuchsserien (S1, S2 und S3) durchgeführt. Dabei wurden die Profilgeometrie, die Dübeldurchmesser, die Differenz der Dübelkräfte und das Beanspruchungsniveau variiert. Dabei trägt das gewählte hohe Beanspruchungsniveau ($D_{dü} \geq 0.6 \cdot D_{dü,u}$) der hohen Dübelbeanspruchung bei plastischer Bemessung im Hoch- und Industriebau Rechnung.

3.1.1 Beschreibung der Versuchskörper

Die Abmessungen der durchgeführten Scherversuche sind in Bild 3.1 angegeben. Diese entsprechen etwa den Angaben nach EC 4 Kapitel 10, sie haben jedoch etwas größere Betonplatten.

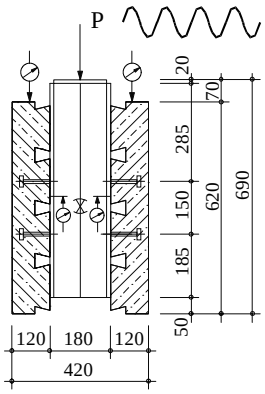


Bild 3.1: Abmessungen und Aufbau eines Scherversuchs

Um dieselben Beton- und Verbundeigenschaften um die Dübelschäfte herum zu erhalten wie in den Trägerversuchen, wurden die Betonplatten liegend betoniert. Erst nach dem Erhärten des Betons wurden die beiden Versuchskörperhälften zusammengeschweißt.

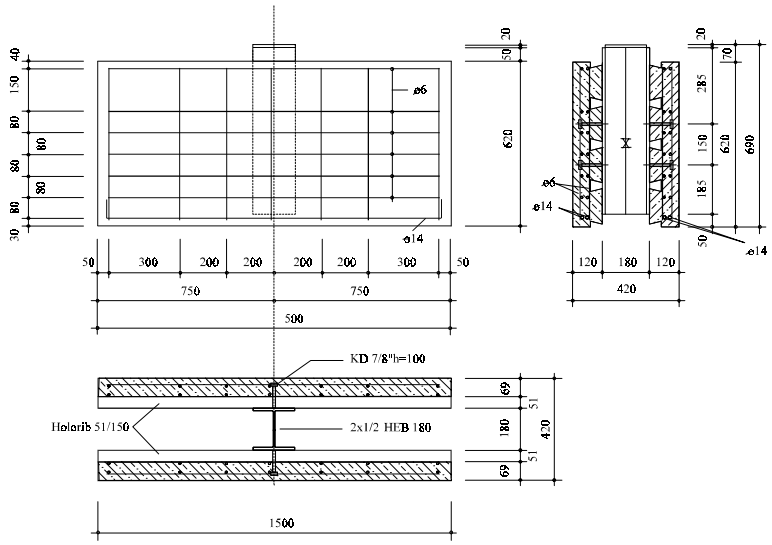


Bild 3.2: Scherversuche der Serie S1

Versuch	Träger	Profilart	KD ∅ (mm)	KD Höhe (mm)
S1-1	HE180B	E 51 V	22	100
S1-2	HE180B	E 51 V	22	100
S1-3	HE180B	E 51 V	22	100
S1-4	HE180B	E 51 V	22	100
S1-5	HE180B	E 51 V	22	100
S1-6	HE180B	E 51 V	22	100
S2-1	HE180B	E 51 V	19	100
S2-2	HE180B	E 51 V	19	100
S2-3	HE180B	E 51 V	19	100
S2-4	HE180B	E 51 V	19	100
S2-5	HE180B	E 51 V	19	100
S2-6	HE180B	E 51 V	19	100
S2-7	HE180B	E 51 V	22	100
S2-8	HE180B	E 51 V	22	100
S2-9	HE180B	E 51 V	22	100
S3-0	HE180B	Fi 60/200	22	150
S3-1	HE180B	Fi 60/200	22	150
S3-2	HE180B	Fi 60/200	22	150
S3-3	HE180B	Fi 60/200	22	150

Tabelle 3.1: Dübel und Profilarten der Push-Out-Versuche

Die ausführlichen Versuchsbeschreibungen der Push-Out-Versuche mit den zugehörigen Materialkennwerten sind in dem Forschungsbericht von Bode und Kretz /1.7/ enthalten.

3.1.2 Versuchsdurchführung

Um das Verformungsverhalten experimentell bestimmen zu können, wurden an beiden Versuchskörperhälften zwischen dem Stahlträgerflansch und der Betonplatte induktive Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung (Schlupf) angebracht. Die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer ist in Bild 3.1 dargestellt. Eine Kraftmeßdose, die zwischen Versuchs-körper und Prüfzylinder angeordnet war, kontrollierte zusätzlich die Zylinderkraft der servohydraulisch gesteuerten Prüfmaschine (Bauart MFL).

Die Prüfkraft wurde sinusförmig schwingend zwischen Ober- und Unterlast mit einer Frequenz von etwa 4 Hz aufgebracht.

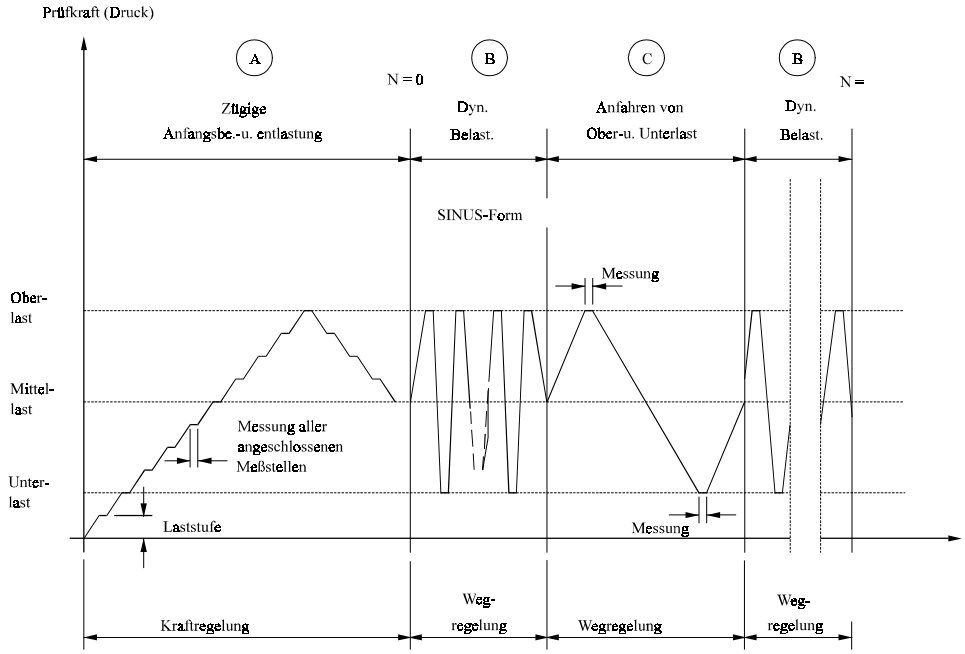


Bild 3.3: Prüfkräfte und Doppelamplituden

Für Profilgeometrien und Dübeldurchmesser, für die noch keine statischen Versuchsergebnisse vorlagen, wurden zusätzlich statische Vorversuche durchgeführt, um die statische Dübeltragfähigkeit zu erhalten. Statische Versuche sind die Versuche mit der Bezeichnung S2-1, S2-2, S2-3 und S3-0. Für die Versuchskörper mit Holoribblechen und Kopfbolzendübeln ∅ 22 mm waren statische Dübeltragfähigkeiten nach /1.5/ bekannt.

Da der Oberlastbereich $D_{max} \geq 0.6 \cdot D_{dü,u}$ bisher nur unzureichend durch Versuche abgedeckt war, auch bei Vollplatten, wurden alle Push-Out-Versuche mit einem maximalen Belastungsniveau $\geq 0.6 \cdot D_{dü,u}$ durchgeführt. Das maximale Belastungsniveau wurde wie folgt berechnet:

max. Niveau (%) = (gefahrene Oberlast / Dübeltragfähigkeit aus statischem Versuch) $\cdot$ 100

Über die von mir selbst durchgeführten Push-Out-Versuche hinaus fanden drei weitere Versuche, die zwischenzeitlich an der Universität Kaiserslautern von Bode und Becker durchgeführt wurden /1.10/, in der Versuchsauswertung Berücksichtigung. Diese Versuche sind mit S2-10, S2-12 und S2-15 bezeichnet.

Versuchskörper	$D_{dü,o}$ (kN)	$D_{dü,u}$ (kN)	$\Delta\tau$ (kN/cm²)	max. Niveau (%)	Lastspielzahl N (-)
S1-1	90,0	45,0	11,63	81,8	100 300
S1-2	90,0	45,0	11,63	81,8	202 000
S1-3	90,0	45,0	11,63	81,8	172 500
S1-4	70,0	25,0	11,63	63,6	218 000
S1-5	70,0	25,0	11,63	63,6	154 000
S1-6	70,0	25,0	11,63	63,6	140 000
S2-4	69,2	40,0	10,10	81,6	1 512 000
S2-5	69,2	40,0	10,10	81,6	1 290 000
S2-6	69,2	40,0	10,10	81,6	1 600 000
S2-7	90,0	32,5	14,85	81,8	43 400
S2-8	90,0	32,5	14,85	81,8	50 820
S2-9	90,0	32,5	14,85	81,8	42 500
S3-1	85,0	27,5	14,85	78,9	22 500
S3-3	85,0	27,5	14,85	78,9	36 100
S3-2	85,0	27,5	14,85	78,9	26 550
S2-10	90,0	32,5	14,82	81,8	32 290
S2-12	70,0	25,0	11,60	63,6	127 620
S2-15	90,0	50,5	10,18	81,8	207 000

Tabelle 3.2: Push-Out-Versuche der Serien S1, S2 und S3, dynamische Belastung

3.1.3 Versuchsergebnisse

Die ertragenen Lastspielzahlen N in Abhängigkeit der Schubspannungsdifferenz $\Delta\tau$ -bei konstanter Ober- und Unterlast- und des maximalen Belastungsniveaus sind in Tabelle 3.2 angegeben.

Bei den Push-Out-Versuchen mit Profilblechen zeigt sich ein ähnliches Ermüdungsverhalten, wie dies bereits aus Versuchen mit Betonvollplatten bekannt ist. Die Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl steigt über eine große Lastspielzahl N nur langsam an. Äußerlich ist die zunehmende Ermüdung an der allmählichen Vergrößerung des Schlupfes zu erkennen. Grund für die Zunahme des Schlupfes ist die fortschreitende Zerstörung des Betons im hochbelasteten Bereich vor dem Dübelfuß. Verstärkt muß der Dübel dadurch elastische und plastische Verformungen ertragen. Auf der Biegezugseite des Bolzens kommt es dadurch zu den bereits in Kapitel 1, Abschnitt 1 beschriebenen Versagenstypen A und B.
Bild 3.4 zeigt das Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm des Scherversuches S1-3. Ähnliche Diagramme ergeben sich für alle durchgeführten Push-Out-Versuche. Im Vergleich zu den Lastspielzahl-Schlupf-Diagrammen bei Vollplatten ergeben sich größere Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen Stahl und Beton.

Treten bei Erreichen der Grenzlastspielzahl N in Betonvollplatten Schlupfwerte zwischen 2 bis 4 mm auf, so werden bei Scherversuchen mit Profilblechen Relativverschiebungen zwischen 5 bis 30 mm erreicht.

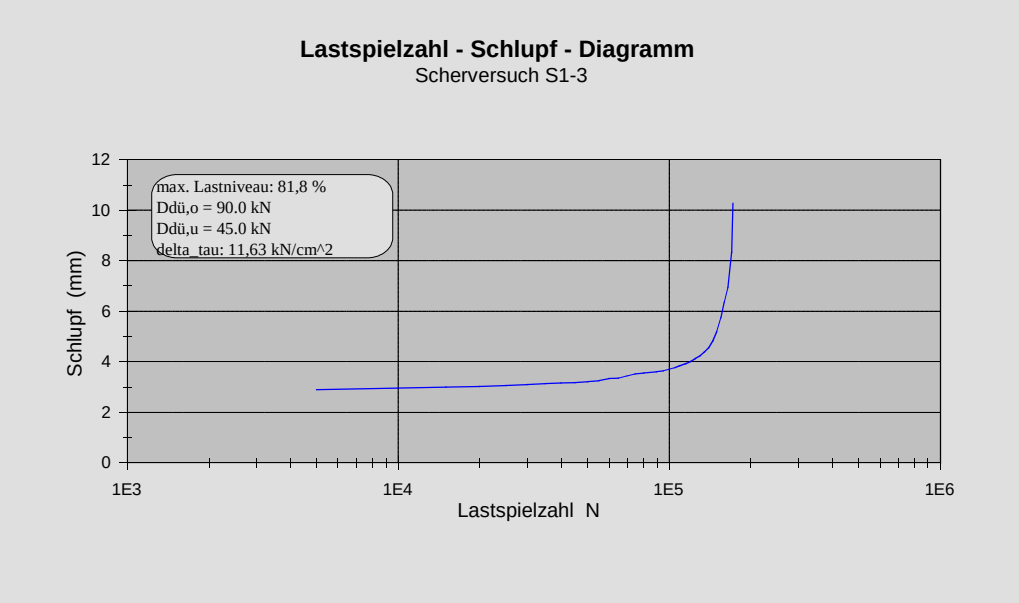


Bild 3.4: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm des Scherversuches S1-3

Die Dübelsteifigkeit fällt während der dynamischen Beanspruchung nur sehr gering ab. In Bild 3.5 ist das Last-Schlupfverhalten des Scherversuches S2-10 dargestellt. Im Laufe der dynamischen Beanspruchung entwickelt sich ein bleibender Schlupfanteil (Spiel), der durch die allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß hervorgerufen wird. Es zeigt sich eine Abhängigkeit zwischen der Größe des auftretenden Schlupfes, der Höhe der Oberlast, der Schubspannungsdifferenz und dem Grad der Schädigung D = (n/N).

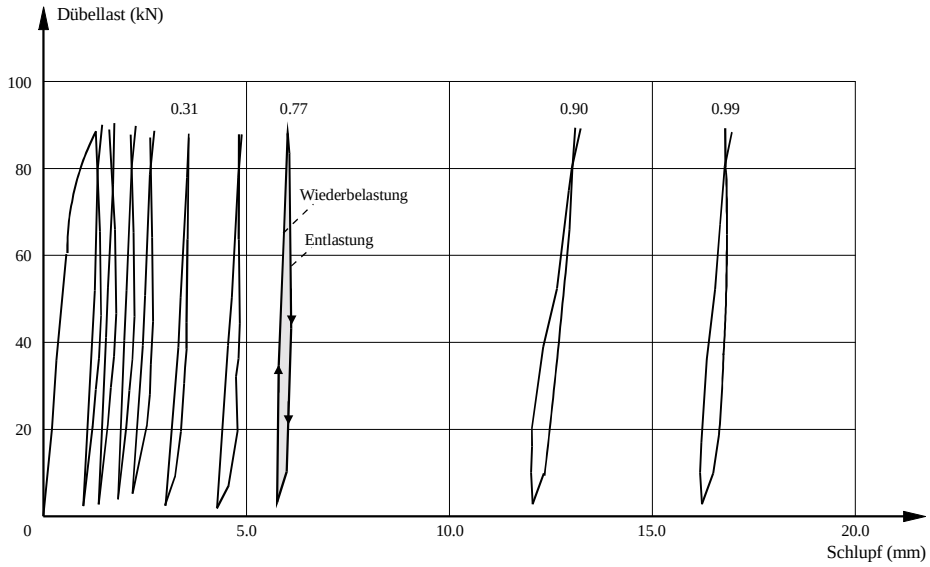


Bild 3.5: Dübellast-Schlupfdiagramm des Scherversuches S2-10 nach /1.10/

3.1.4 Auswertung der Versuchsergebnisse

Für Holoribbleche E 51 V und Kopfbolzendübel ∅ 22 war die Anzahl der durchgeführten Versuche unter Einbeziehung der zwischenzeitlich zusätzlich an der Universität gefahrenen Scherversuche (S2-10, S2-12 und S2-15 nach /1.10/) groß genug, um eine Wöhlerlinie über eine Regressionsanalyse bestimmen zu können. Die Ergebnisse hierzu sind in Bild 3.6 in einer doppeltlogarithmischen Auftragung -nach Bode und Becker /1.10/- als Schubspannungsdifferenz $\Delta\tau$ (N/mm^2) über der erreichten Lastspielzahl N dargestellt. Die über eine Regressionsanalyse ermittelte Wöhlerlinie mit einem Streuband der Größe k-2s (s := Standardabweichung) besitzt ein Steigungmaß k von 4,4. Die Gleichung dieser Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich lautet:

$$\log N = 14.158 - 4.4 \cdot \log \Delta\tau \qquad (3.1)$$

Durch weitere Versuche sollte diese Wöhlerlinie bestätigt, notfalls korrigiert werden.

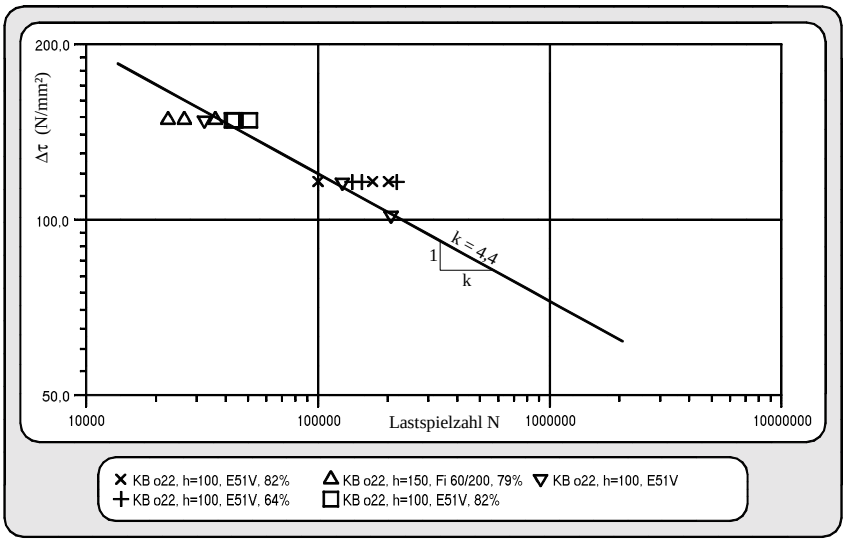


Bild 3.6: Scherversuchsergebnisse im $\Delta\tau$-N-Diagramm

Trägt man in dieses Diagramm die weiteren Versuche (S3-1, S3-2 und S3-3) mit Profilblechen 60/200 in Negativlage (breite Rippe unten) ein, so erkennt man, daß diese etwas ungünstigere Zeitfestigkeitswerte liefern. Für diese Profilbleche wäre durch weitere Versuche zu klären, ob die gleiche Wöhlerlinie wie für Holoribbleche verwendet werden darf.

Bisher wurden für alle durchgeführten Versuche die Ergebnisse jeweils separat in Form von Lastspielzahl-Schlupf-Diagrammen dargestellt. Im folgenden wird nun versucht, eine für alle Versuche gemeinsam gültige Ergebnisbeschreibung zu finden.

Allen Push-Out-Versuchen ist gemeinsam, daß der Zeitpunkt des Versagens der Dübel (Lastspielzahl N) relativ genau bestimmt werden kann. Die Grenzlastspielzahl N wird erreicht, wenn der Dübel zu 100% geschädigt ist und abschert. Die Schädigung D = n/N beträgt zum Zeitpunkt des Dübelversagens D = n/N = 1.0. In Abhängigkeit der Schädigung wird beispielhaft für den Scherversuch S1-3 (repräsentativer Versuch) das Schädigung-Schlupfdiagramm aufgestellt.

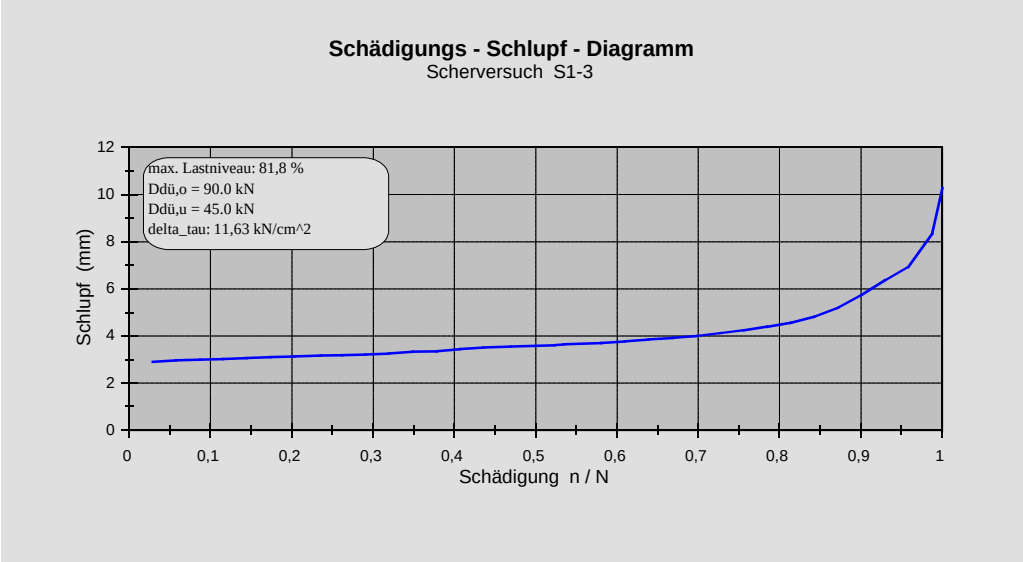


Bild 3.7: Schädigung-Schlupf-Diagramm des Scherversuches S1-3

Die Schädigung-Schlupfdiagramme weisen alle ein ähnliches Verhalten wie die Lastspielzahl-Schlupfdiagramme auf. Über eine lange Schädigungsdauer nehmen die Schlupfwerte nur geringfügig zu. Erst ab etwa 80 % Schädigung steigen die Schlupfwerte merklich an.

Wertet man alle Scherversuche über Schädigung-Schlupfdiagramme aus, so läßt sich ein prinzipieller Verlauf eines allgemeinen Schädigung-Schlupfdiagrammes ableiten, in dem die Größe des Schlupfes in Abhängigkeit der Oberlast, der Schädigung D = n/N, des Durchmessers des Kopfbolzendübels sowie der Geometrie des Profilbleches dargestellt werden kann. Bild 3.8 zeigt den prinzpiellen Verlauf des Schlupfes als Funktion der variierten Einflußfaktoren.

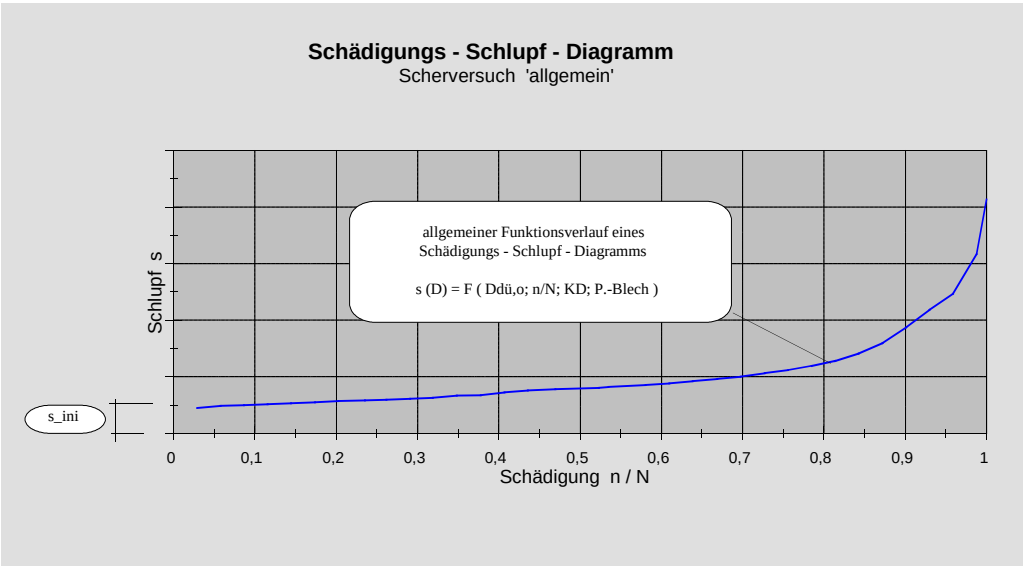


Bild 3.8: Schädigung-Schlupfdiagramm eines 'allgemeinen' Scherversuches

Entscheidend für den Anfangsschlupf -**Initialschlupf s_ini**-, das heißt bei Erstbelastung mit einer Schädigung von n/N = 0, ist -neben örtlichen Einflüssen- u. a. die Größe der Oberlast. Über den möglichen Einfluß von weiteren Parametern, die im Rahmen des Versuchsprogramms nicht variiert bzw. untersucht wurden (wie z. B. die Betonfestigkeit oder der Einfluß von Querdruck-

beanspruchungen), kann keine Aussage gemacht werden. Für die drei untersuchten Versuchskörpervarianten (Variation der Dübeldurchmesser und der Profilgeometrie) sind die exponentiell angepaßten Kurvenverläufe in einem Oberlast-Schlupfdiagramm in Bild 3.9 dargestellt.

Für die Ermittlung des jeweiligen Oberlast-Schlupf-Diagramms einer Versuchsvariante wurden alle Versuche mit gleicher Geometrie (Dübeldurchmesser u. Profilbleche) herangezogen, und daraus wurde ein allen Versuchen möglichst gut angenäherter Kurvenverlauf 'Oberlast-Schlupf' bestimmt.

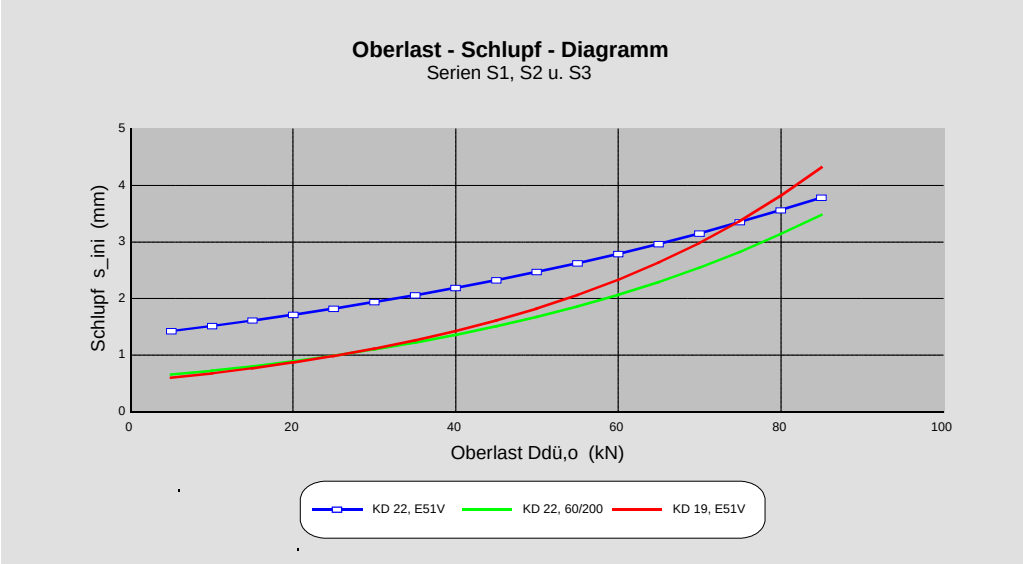


Bild 3.9: Oberlast-Schlupfdiagramme der gefahrenen Push-Out-Versuche

In Tabelle 3.3 sind für die durchgeführten Push-Out-Versuche neben den Werten der Oberlast und der ertragenen Schubspannungsdifferenz auch die Werte des Initialschlupfes 's_ini' (Anfangsschlupf unter statischer Belastung) und die Schlupfwerte 's_bruch' bei Erreichen der Grenzlastspielzahl angegeben.

Versuchs-körper	**Lastniveau (%)**	**Ober-last (kN)**	**$\Delta\tau$ (kN/cm²)**	**s_ini (mm)**	**s_bruch (mm)**	**Grenzlast-spielzahl N (-)**	**Profil-blech**	**∅ (mm)**
S1-1	81,8	90	11,6	3,85	18,6	100 300	E 51 V	22
S1-2	81,8	90	11,6	4,28	24,9	202 000	E 51 V	22
S1-3	81,8	90	11,6	3,85	24,3	172 500	E 51 V	22
S1-4	63,6	70	11,6	2,56	11,5	218 000	E 51 V	22
S1-5	63,6	70	11,6	2,68	17,0	154 400	E 51 V	22
S1-6	63,6	70	11,6	1,22	17	140 000	E 51 V	22
S2-7	81,8	90	14,8	4,30	15,0	43 400	E 51 V	22
S2-8	81,8	90	14,8	3,88	15,0	50 820	E 51 V	22
S2-9	81,8	90	14,8	3,54	18,0	42 500	E 51 V	22
S2-10	81,8	90	14,8	1,31	17,1	32 290	E 51 V	22
S2-12	63,6	70	11,6	0,53	16,0	127 620	E 51 V	22
S2-15	81,8	90	10,2	1,13	~15,0	207 000	E 51 V	22
S3-1	78,9	85	14,8	3,01	9,0	22 500	60/200	22
S3-2	78,9	85	14,8	2,66	12,0	36 100	60/200	22
S3-3	78,9	85	14,8	2,95	11,0	26 550	60/200	22
S2-4	81,6	70	10,1	5,37	9,94	1 512 000	E 51 V	19
S2-5	81,6	70	10,1	3,14	12,0	1 290 000	E 51 V	19
S2-6	81,6	70	10,1	3,29	8,2	1 600 000	E 51 V	19

Tabelle 3.3: Schlupfwerte für Schädigungen von 0 und 100 %, Lastniveau und Grenzlastspielzahl N

3.2 Trägerversuche

Mit Scherversuchen lassen sich nicht alle Einflüsse, die bei Trägerversuchen auftreten, erfassen. Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit wie z. B. die Verteilung der Dübelkräfte (Größe der Dübelkräfte) über die Trägerlänge infolge der Dübelnachgiebigkeit oder die Dübelkraftumlagerungen können nur mit Trägerversuchen bestimmt werden.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden deshalb sechs Trägerversuche durchgeführt. Drei Trägerversuche wurden dabei in 'Positivlage' (Betongurt in der Druckzone) und drei in 'Negativlage' (Betongurt in der Zugzone) getestet. Ziel war es, das Ermüdungsverhalten bei ungerissenem und gerissenem Beton zu bestimmen.

3.2.1 Beschreibung der Versuchskörper

Der Versuchsaufbau sowie die Querschnittsabmessungen der Einfeldträger sind den Konstruktionszeichnungen der Bilder 3.10 (Träger in Positivlage) und 3.11 (Träger in Negativlage) zu entnehmen. Belastet wurden alle Versuchsträger mit zwei Einzellasten, F1 und F2, im Abstand von 1.0 m. Diese Einzellasten ergaben sich als Reaktionskräfte der Lasttraverse, die durch die Zylinderkraft F belastet wurde. Dadurch entstanden in den Bereichen zwischen Auflager und Lastangriffspunkt konstante Querkräfte und zwischen den Einzellasten ein Bereich mit konstantem Moment. Bild 3.12 zeigt den Träger T2.2 im Versuchsstand nach Beendigung des Versuchsprogramms.

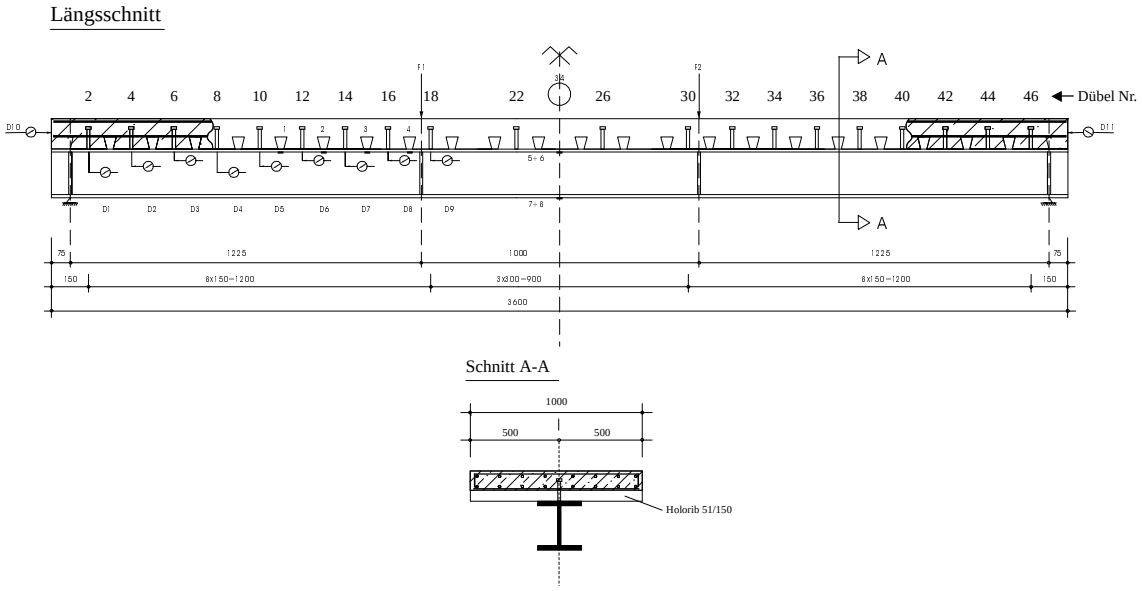


Bild 3.10: System und Abmessungen der Trägerversuche T1 in Positivlage

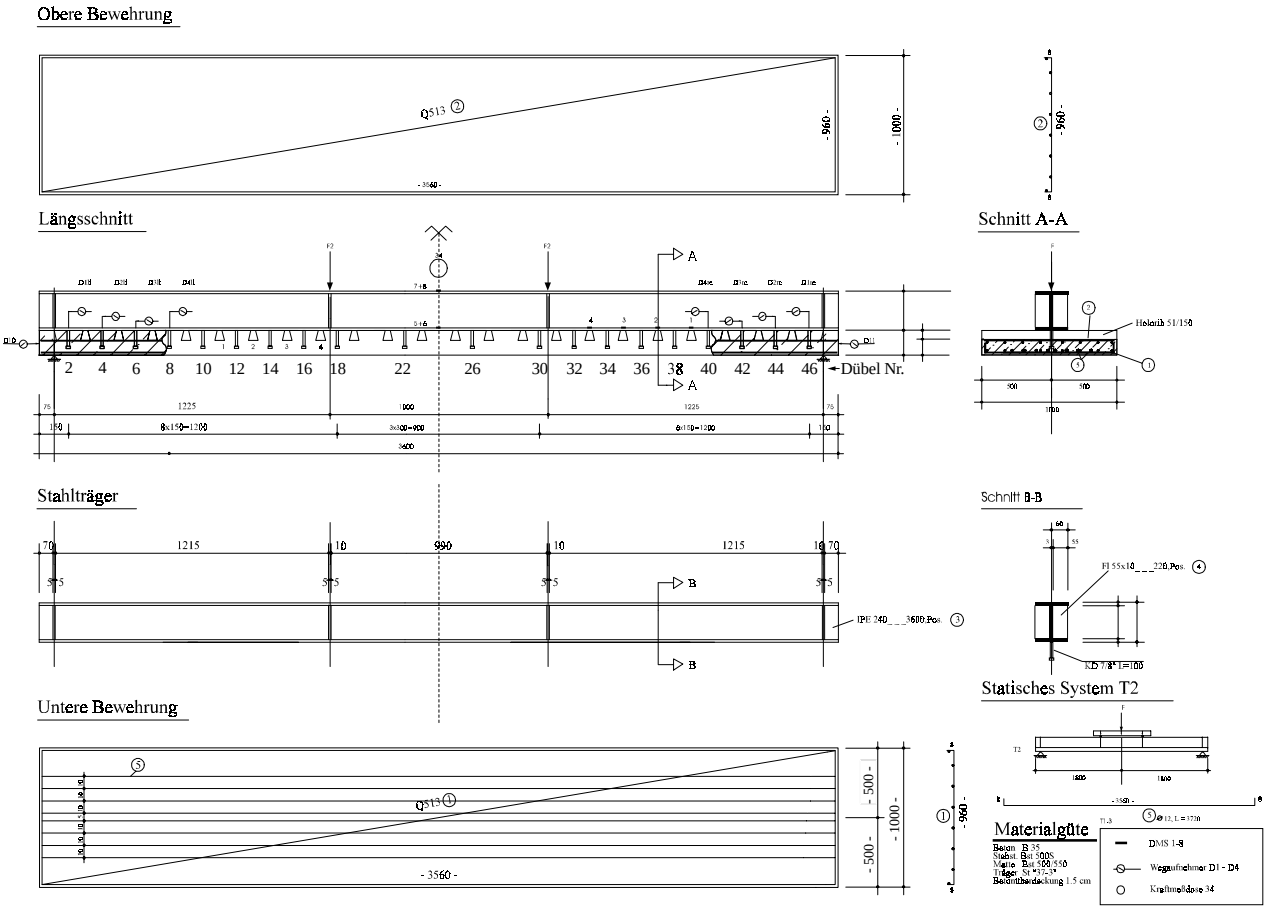


Bild 3.11: Konstruktionszeichnung der Trägerversuche T2 in Negativlage

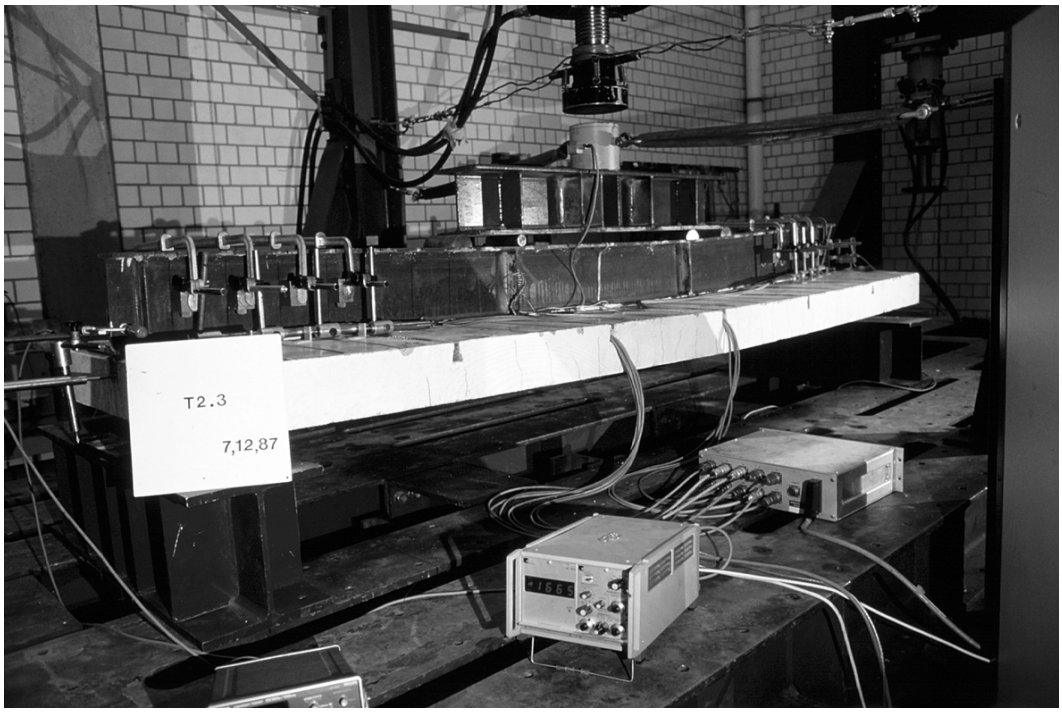


Bild 3.12: Verbundträger T2.3 im Versuchsstand

Von jedem Versuchskörper wurden Zugproben nach DIN 50125 gefertigt und anschließend nach DIN 50145 geprüft. Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind in Tabelle 3.4 eingetragen.

Versuchskörper	**Streckgrenze** β_S **(kN/cm²)**	**Zugfestigkeit** β_Z **(kN/cm²)**	**Bewehrung** A_{SO} **(cm²/m)**	**Bewehrung** A_{Su} **(cm²/m)**
T 1.1	43,4	61,0	5,13	5,13
T 1.2	41,9	58,8	5,13	5,13
T 1.3	36,3	53,1	5,13	5,13
T 2.1	37,9	54,1	5,13	14,18
T 2.2	36,9	53,1	5,13	14,18
T 2.3	36,9	53,4	5,13	14,18

Tabelle 3.4: Materialkennwerte der Stahlträger und Bewehrung

Die Betondruckfestigkeiten -Tabelle 3.5- wurden für jeden Versuchskörper an drei Probewürfeln nach DIN 1048 ermittelt.

Versuchs-körper	**mittl. Würfeldruckf.** β_W **(kN/mm²)**	**Rechenfestigkeit** $\beta_R = 0.85 \cdot \beta_W$ **(kN/mm²)**	**E-Modul** E_{b0} **(kN/cm²)**	**Betonreduktions-faktor** $n_0 = E_{st}/E_{b0}$ **(-)**
T 1.1	37,7	32,0	3. 245	6,471
T 1.2	39,3	33,4	3. 282	6,398
T 1.3	39,7	33,7	3. 290	6,383
T 2.1	43,7	37,1	3. 377	6,218
T 2.2	48,7	41,4	3. 481	6,033
T 2.3	50,2	42,7	3. 511	5,981

Tabelle 3.5: Betonfestigkeitswerte, E_{b0}-Moduli und Reduktionszahlen der Betonfläche für $t = t_0$

Die ausführlichen Versuchsbeschreibungen der Trägerversuche zu den Serien T1 und T2 mit den zugehörigen Materialkennwerten sind in dem Forschungsbericht von Bode und Kretz /1.7/ enthalten.

3.2.2 Zur Berechnung der Dübelkräfte

In einer ersten Auswertung wird die Dübelbeanspruchung aus dem Querkraftverlauf nach der technischen Biegelehre über den (elastisch) berechneten Schubfluß in der Verbundfuge ermittelt.

Hierbei wird vereinfachend, aber praxisnah starrer Verbund und Ebenbleiben des Querschnitts angenommen.

3.2.2.1 Zur Berechnung der Dübelkräfte für Versuchsserie T1

Die Dübelkräfte können in erster Näherung für die Trägerversuche der Serie T1 (Betongurt in der Druckzone) mit der Dübelformel $T = Q \cdot S_y / I$ ermittelt werden, da der Betongurt im Druckbereich -ungerissener Beton- liegt. In der Realität liegt jedoch ein nachgiebiger Verbund vor; die Beanspruchung der Dübel wird auf diese Weise überschätzt.

Die aus den Würfelproben ermittelten Betondruckfestigkeiten wichen von den Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045 ab. Deshalb wurden die Beton-E-Moduli und damit die Querschnittswerte nach /1.31/ neu berechnet (aktualisiert) . Die aktualisierten Werte sind in Tabelle 3.5 angegeben. Daraus ermitteln sich die Dübelkräfte $D_{dü}$ zu:

$$D_{dü} = Q \cdot S_y \cdot \Delta x / I. \qquad \textbf{(3.2)}$$

Δx ist dabei mit dem Abstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung von 15 cm einzusetzen.

3.2.2.2 Zur Berechnung der Dübelkräfte für Versuchsserie T2

Für die Versuchsserie T2 werden die Dübelkräfte sowohl für Zustand I als auch für Zustand II (ohne Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) zunächst vereinfachend auf der Grundlage der technischen Biegelehre ermittelt.

Um die Dübelbeanspruchungen genauer bestimmen zu können, werden anschließend die Versuche *statisch* mit dem Programm 'ngverbund' /1.25/ nachgerechnet. Dieses Programm berücksichtigt die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge und das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen (siehe hierzu Kapitel 5). Ein Vergleich der Dübelkraftverläufe für den Träger T2.2 bei Erstbelastung ist in Bild 3.24 dargestellt.

Die sich im Laufe der Versuchsdauer tatsächlich einstellenden Dübelkräfte sind in Kapitel 8 angegeben (nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen sowie der zeitabhängigen Veränderungen der Beanspruchungen der Elemente infolge von zyklischen Werkstoffkennlinien).

3.2.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Trägerversuche erfolgte auf dem Biegeprüfstand des Versuchslabors für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kaiserslautern. Die Versuchsaufbauten für die Serien T1 und T2 sind in den Bildern 3.10 und 3.11 dargestellt.

Vor jedem dynamischen Versuch wurde ein statischer Vorversuch durchgeführt, bei dem alle Prüflasten des anschließenden dynamischen Versuches angefahren und die Meßwerte aufgezeichnet wurden. Bild 3.13 skizziert den Kraftverlauf während des statischen Vorversuches.

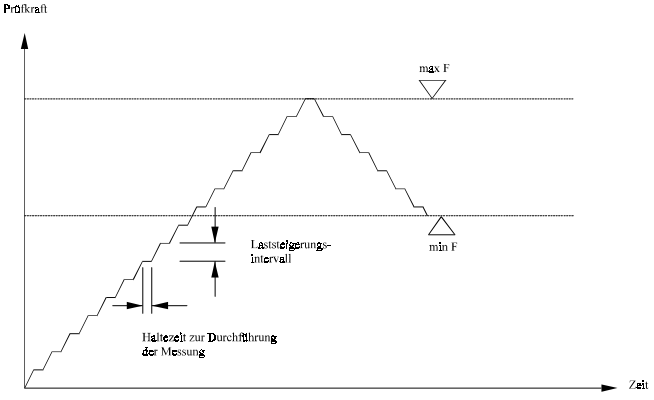


Bild 3.13: Kraftverlauf während des statischen Vorversuches

Gemessen wurden bei den Trägerversuchen Dehnungen des Stahlträgers mittels DMS, Relativverschiebungen der Betonplatte bezogen auf den Stahlträgerflansch (Schlupf) sowie der Endschlupf an den Trägerenden. Die Anordnung der DMS (Dehnungsmeßstreifen) und der induktiven Wegaufnehmer für die Versuchsserien T1 und T2 ist in den Bildern 3.10 und 3.11 dargestellt.

Zu Beginn des dynamischen Versuches wurde die Last in kleinen Lastschritten bis zur Oberlast gefahren, um dann bis zur Mittellast entlastet zu werden. Nach Erreichen der Mittellast wurden die gewünschte Amplitude und Frequenz eingestellt und der Versuch gestartet. Das Aufbringen der Prüflast erfolgte quasi sinusförmig. Damit wurde ein Einstufenkollektiv als Belastung aufgebracht und gleichzeitig die Möglichkeit zur Anwendung der Miner-Regel sichergestellt. Die Frequenz betrug je nach Versuch zwischen 0.6 und 2.0 Hz. Der Versuchsablauf bei dynamischer Belastung ist in Bild 3.14 abgebildet.

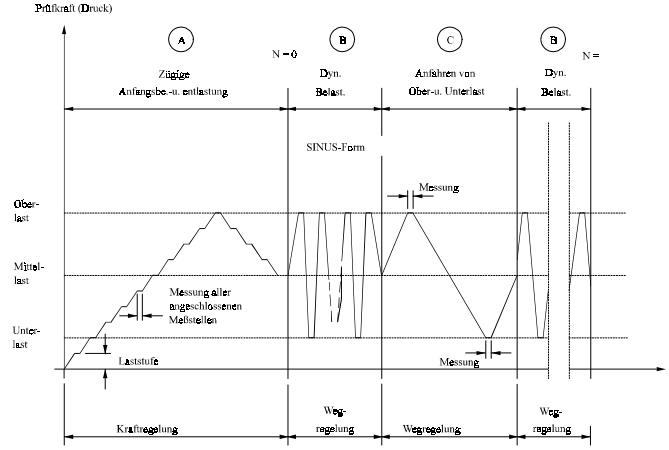


Bild 3.14: Versuchsablauf bei dynamischer Belastung

3.2.4 Versuchsergebnisse

Die aus den Versuchen gewonnenen Daten liegen in Form von

- Kraft - Dehnungsmessungen,
- Kraft - Schlupfmessungen,
- Lastspielzahl - Schlupfmessungen und
- Lastspielzahl - Dehnungsmessungen

als Tabellen und Plots vor (siehe /1.7/).

Abgesehen vom Trägerversuch T1.1 -Durchläufer- weisen alle Dehnungs- und Schlupfwerte die gleichen typischen Verläufe auf. Über einen langen Zeitraum der Versuchsdauer ergibt sich nur eine allmähliche Zunahme des Schlupfes sowie der Dehnungen ohne nennenswerte oder sichtbare Schädigung. Vermutlich nach dem Versagen des ersten oder der ersten Dübel nehmen der Schlupf und die Dehnung überproportional zu. Ob zuerst der Randdübel versagte und sich die Beanspruchung dann auf die übrigen Dübel umlagerte, oder ob alle Dübel gleichzeitig versagten, konnte aufgrund der Versuchsbeobachtungen und der Meßergebnisse zunächst nicht festgestellt werden.

Versagt in Scherversuchen der erste Dübel, so führt dies sehr schnell zum Versagen des ganzen Scherkörpers. Im Gegensatz dazu ist das Versagen des ersten Dübels bei Trägerversuchen nicht so leicht -wenn überhaupt- feststellbar, weil das Versagen nur eines Dübels oder weniger Dübel zunächst noch nicht zum Versagen des gesamten Trägers führt.

In Bild 3.15 ist der typische Lastspielzahl-Schlupfverlauf (Endschlupf) eines Verbundträgers dargestellt, während Bild 3.16 ein typisches Lastspielzahl-Dehnungsdiagramm eines Verbundträgers zeigt.

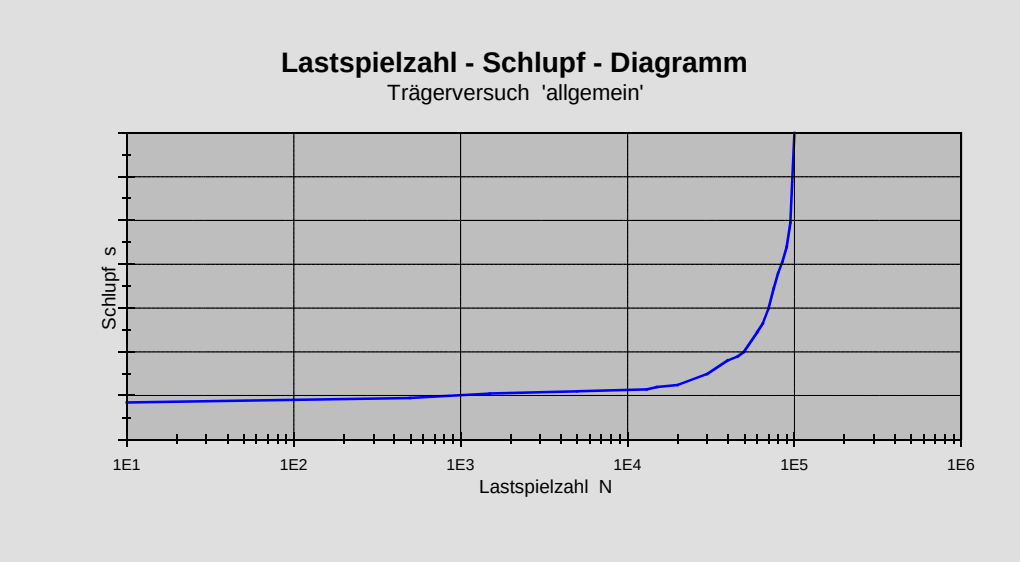


Bild 3.15: Typisches Lastspielzahl-Schlupfdiagramm eines Verbundträgers

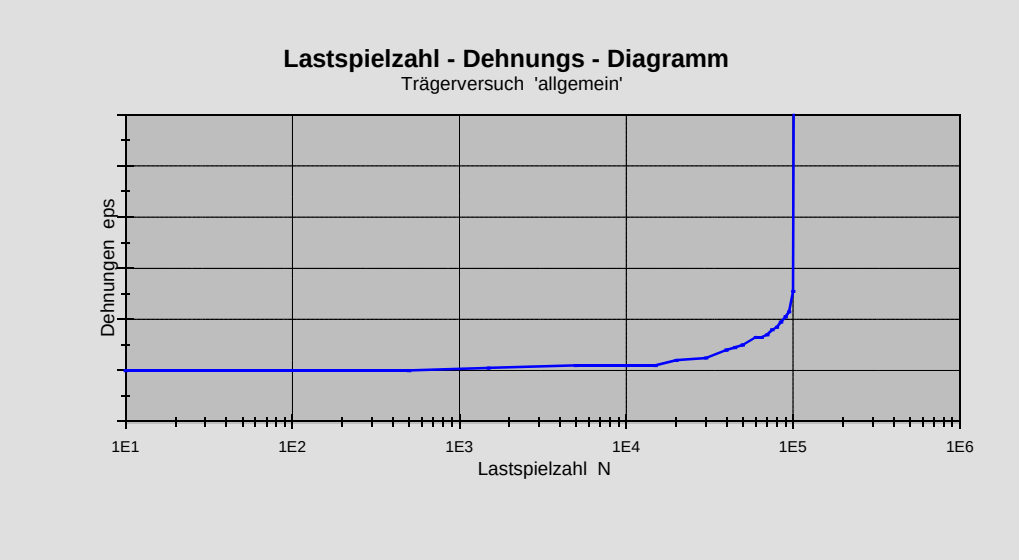


Bild 3.16: Typisches Lastspielzahl-Dehnungsdiagramm eines Verbundträgers

Die Schubspannungsdifferenzen $\Delta\tau$, zunächst vereinfachend mit der Dübelformel für starren Verbund ermittelt, das maximale Beanspruchungsniveau und die ertragenen Lastspiele der einzelnen Versuchskörper sind in den Tabellen 3.6 und 3.7 angegeben.

max. Niveau (%) = ($D_{dü,o}$ / Dübeltragfähigkeit aus statischem Versuch) $\cdot$ 100

Versuchs-körper	$D_{dü,o}$ (kN)	$D_{dü,u}$ (kN)	$\Delta\tau$ (kN/cm²)	max. Niveau (%)	Lastspielzahl N (-)	Profilart
T 1.1	51,3	18,4	8,4	46,6	Durchläufer	E 51 V
T 1.2	55,7	3,8	13,4	50,6	335.000	E 51 V
T 1.3	65,3	15,2	12,9	59,4	278.800	E 51 V
T 2.1	68,7	2,8	14,7	62,5	527.000	E 51 V
T 2.2	73,0	2,4	18,2	66,4	69.170	E 51 V
T 2.3	73,6	2,5	18,4	66,9	103.030	E 51 V

Tabelle 3.6: Beanspruchungen nach der Dübelformel für starren Verbund und Lastspielzahlen der Trägerversuche der Serien T1 u. T2 im Zustand I

Versuchs-körper	$D_{dü,o}$ (kN)	$D_{dü,u}$ (kN)	$\Delta\tau$ (kN/cm²)	max. Niveau (%)	Lastspielzahl N (-)	Profilart
T 2.1	63,7	2,6	13,7	57,9	527. 000	E 51 V
T 2.2	67,5	2,2	16,9	61,4	69. 170	E 51 V
T 2.3	67,5	2,4	16,8	61,4	103. 030	E 51 V

Tabelle 3.7: Beanspruchungen nach der Dübelformel für starren Verbund und Lastspielzahlen der Trägerversuche der Serie T2 im Zustand II (ohne Mitwirken zwischen den Rissen)

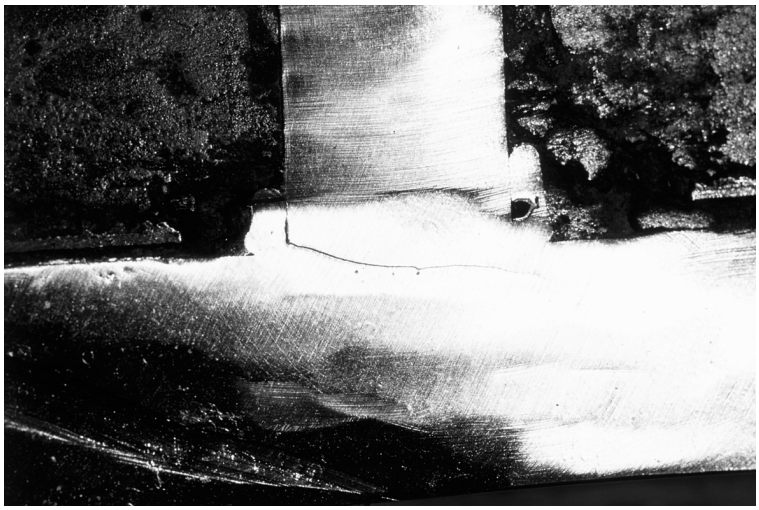


Bild 3.17: Schnitt durch den Betongurt des Versuchskörpers T1.2; Versagenstyp A

Das Dübelversagen der Versuchskörper der Serie T1 (Beton in der Druckzone) erfolgte nach den Versagenstypen A und B. Um die Versagenstypen feststellen zu können, wurden -nach Beendigung der dynamischen Versuche- die Versuchskörper an einigen Stellen durchtrennt. Bild 3.17 zeigt einen Schnitt durch den Betongurt des Versuchskörpers T1.2 mit Kopfbolzendübel und Profilblech E 51V. Deutlich ist der Anriß unterhalb des Schweißwulstes nach Versagenstyp A erkennbar.

Versagenstyp C mit Rißausbreitung in den Flansch und den Steg trat bei Trägern mit Beton in der Zugzone (T2.2 und T2.3) auf. Der typische Verlauf eines Ermüdungsrisses nach Typ C ist in Bild 3.18 zu erkennen.

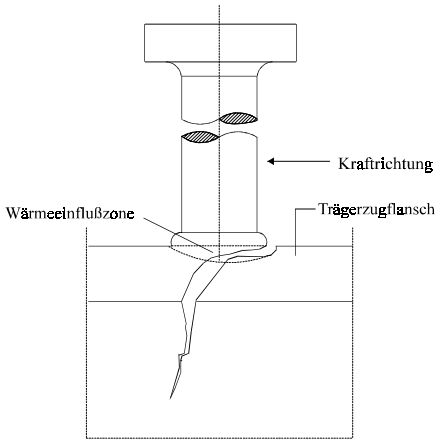


Bild 3.18: Ermüdungsriß Typ C-,
Rißbildung und Rißfortschritt

Nach ≈ 68.000 Lastwechseln breitete sich bei Versuchsträger T2.2 von der Zugseite des Dübelfußes (erster Dübel neben der Lasteinleitung -in Richtung Auflager-) ausgehend der Ermüdungsriß nach Typ C quer zur Trägerachse durch den Zugflansch aus. Der Rißfortschritt erfolgte sehr schnell bis weit in den Trägersteg, so daß der Versuch nach 69.170 Lastwechseln abgebrochen werden mußte. Die Rißtiefe beim Versuchsträger T2.2 betrug etwa 90 mm.

Nach Abschluß des dynamischen Versuches wurde die Betonplatte entfernt, und die freigelegten Dübel wurden fotografiert. Bild 3.19 zeigt den Stahlträger mit den noch vorhandenen Kopfbolzendübeln nach Abschluß des dynamischen Versuches (im Stegbereich des Trägers wurden zwischenzeitlich Materialproben entnommen). Weitere Fotos -Bilder 3.20 und 3.21- zeigen den Ermüdungsbruch des Versuchsträgers T2.2.

Bild 3.19: Stahlträger des Versuches T2.2 mit noch vorhandenen Kopfbolzendübeln nach Beendigung des dynamischen Versuches

Bild 3.20: Foto des Ermüdungsbruches nach Typ C des Versuchsträgers T2.2 (Blick auf den Zugflansch)

Bei allen Trägerversuchen mit Beton in der Zugzone bildete sich ein sehr gleichmäßiges Rißbild mit Rißabständen von ≈ 10 bis 12 cm aus, was auf ein geringes Mitwirken des Betons zwischen den Rissen schließen läßt (siehe Kapitel 8). Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird in den nichtlinearen Berechnungen durch die Anwendung einer wirksamen mittleren Spannungs-Dehnungslinie für den Bewehrungsstahl nach E DIN 1045-1 (Entwurf: Januar 1999) berücksichtigt (siehe hierzu die Kapitel 5, 7 und 8).

Bild 3.21: Foto des Rißfortschritts weit in den Trägersteg des Versuchsträgers T2.2

Risse im Holoribblech an den Trägerenden der Trägerversuche mit Betongurt in der Zugzone lassen Zugkräfte senkrecht zum Rißverlauf vermuten. Der Rißbeginn zeigte sich zunächst unterhalb des Dübelfußes des Randdübels und breitete sich unter einem Winkel zwischen 35° - 45° zum Trägerende hin aus.

3.2.5 Auswertung der Versuchsergebnisse

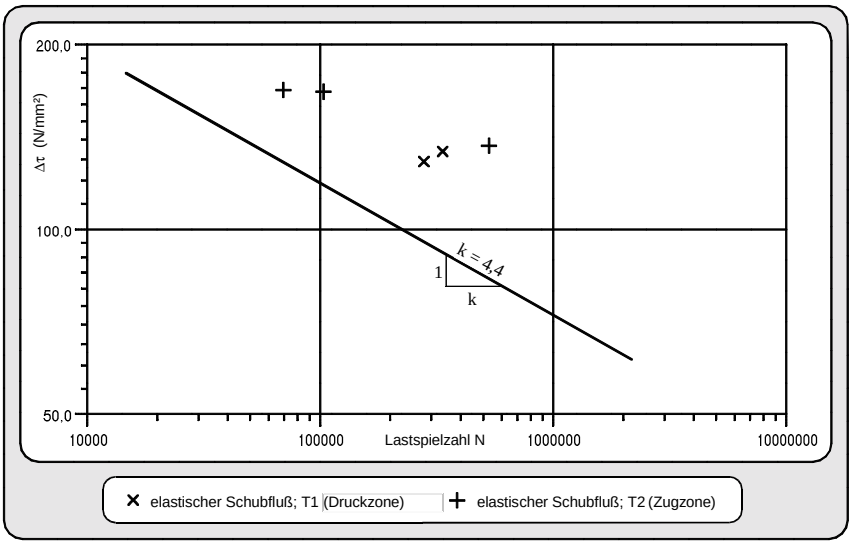


Bild 3.22: Trägerversuchsergebnisse im $\Delta\tau$-N-Diagramm; Wöhlerlinie aus Scherversuchen nach /1.10/

In einem *ersten Auswertungsschritt* werden die Ergebnisse der Trägerversuche, die vereinfachend, aber praxisnah über die *Dübelformel* für *starren Verbund* berechnet wurden, in das zuvor für die Scherversuche (nach Abschnitt 3.1.4) ermittelte $\Delta\tau$-N-Diagramm nach /1.10/ eingetragen.

Die Grenzlastspielzahlen der Versuchsserien T1 und T2 liegen -für die nach dem elastischen Schubfuß ermittelten Beanspruchungen- weit oberhalb der Wöhlerlinie für die Scherversuche. Da die Beanspruchung der Dübel infolge der *vereinfachten Auswertung überschätzt* wird, wird damit automatisch auch die *Zeitfestigkeit unterschätzt.*

Um die Dübelbeanspruchungen -Dübelkräfte bei Ober- und Unterlast, sowie die Schubspannungsdifferenzen- genauer bestimmen zu können, wurden die Versuche zunächst *statisch* mit dem Programm 'ngverbund' /1.25/ nachgerechnet. Diese Software berücksichtigt die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge sowie nichtlineare Material- und Dübelcharakteristiken. Im Vergleich zum starren Verbund führt die *Nachgiebigkeit* der Verdübelung zu *niedrigeren Dübelbeanspruchungen*.

Für die Simulation der Trägerversuche bei *Erstbelastung* wurden die Material- und Dübelcharakteristiken der statischen Versuche verwendet. *Zyklische Dübelkennlinien für Verbundträger sind bisher noch nicht bekannt.* In Bild 3.23 wird beispielhaft für den Träger T1.3 (Betongurt in der Druckzone) der Dübelkraftvergleich zwischen einer Berechnung nach der Dübelformel -elastischer Schubfluß- und einer nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (für die Erstbeanspruchung, d. h. ohne Berücksichtigung dynamischer Einflüsse) gezeigt. Für die Verbundträger (T2.2 und T2.3) mit Betonplatte in der Zugzone wird dieser Vergleich anhand von Bild 3.24 veranschaulicht.

Die Dübelanordnung und -numerierung über die Trägerlängsachse ist aus den Bildern 3.10 und 3.11 zu erkennen; auf diese wird bei der Darstellung der Ergebnisse (Dübelkräfte, Schlupf, ...) in den folgenden Bildern und Diagrammen immer Bezug genommen.

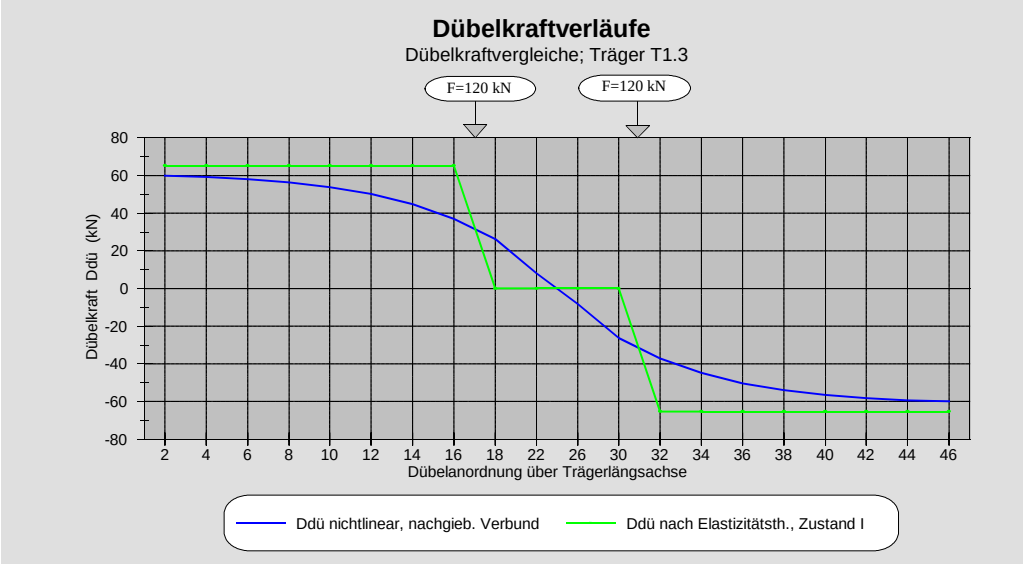


Bild 3.23: Vergleich der Dübelkraftverläufe (Druckzone) für Träger T1.3 bei Erstbelastung

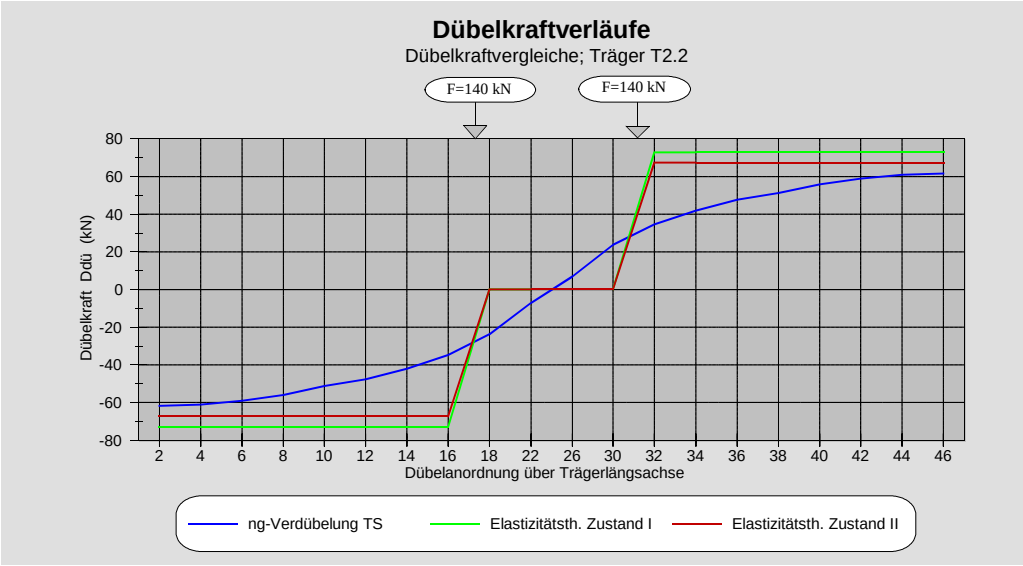


Bild 3.24: Vergleich der Dübelkraftverläufe für Träger T2.2 bei Erstbelastung

Deutlich ist in beiden Bildern die *geringere Dübelbeanspruchung* bei *genauer nichtlinearer Berechnung* (statisch) gegenüber der vereinfachten Auswertung über den elastischen Schubfluß zu erkennen. Auch in den Bereichen, in denen nach der technischen Biegelehre die Querkraft ≡ 0 ist, treten nach der nichtlinearen Berechnung Dübelkräfte auf.

Ein weiterer Einflußfaktor für die Zeitfestigkeit ist die Größe der Schubspannungsdifferenz. In Tabelle 3.8 werden die -je nach gewählter Berechnungsmethode- ermittelten Schubspannungs-differenzen angegeben.

Versuch	$\Delta\tau$ nach Dübel-formel (kN/cm²)	max. $\Delta\tau$ inf. nachgiebiger Verdübelungund M.z.d.R. (kN/cm²)	Lastspielzahl N bei Abschalten (-)
T1.1	8,4	7,8	Durchläufer
T1.2	13,4	13	335. 000
T1.3	12,9	11,2	278. 000
T2.1-I	14,7	-	527. 000
T2.1-II*	13,7	10,6	527. 000
T2.2-I	18,2	-	69. 170
T2.2-II*	16,9	15,0	69. 170
T2.3-I	18,4	-	103. 030
T2.3-II*	16,8	15,0	103. 030

Tabelle 3.8: Schubspannungsdifferenzen und Grenzlastspielzahl der Trägerversuche der Serien T1 und T2
* in den nichtlinearen Berechnungen wird das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen (M.z.d.R.) berücksichtigt

In den Bildern 3.25 und 3.26 sind die Dübelkraftverläufe (statisch) bei Oberlast und Unterlast nach der *nichtlinearen Berechnung* unter Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit bei *Erstbelastung* für die Versuchsträger T1.3 und T2.2 (T2.3) dargestellt.

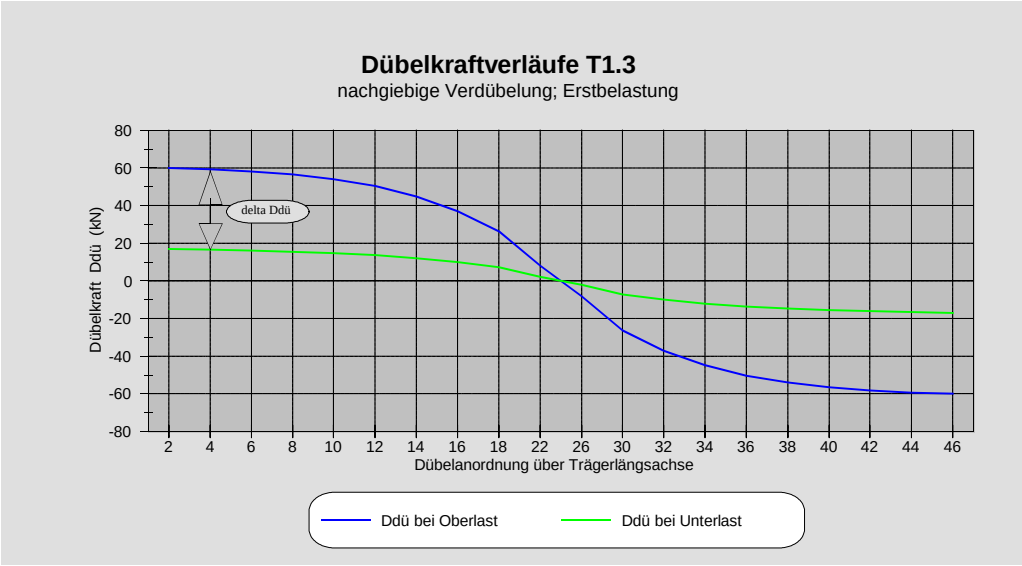


Bild 3.25: Dübelkraftverläufe (statisch) bei Ober- und Unterlast; Träger T1.3 mit den Steifigkeiten der Erstbelastung

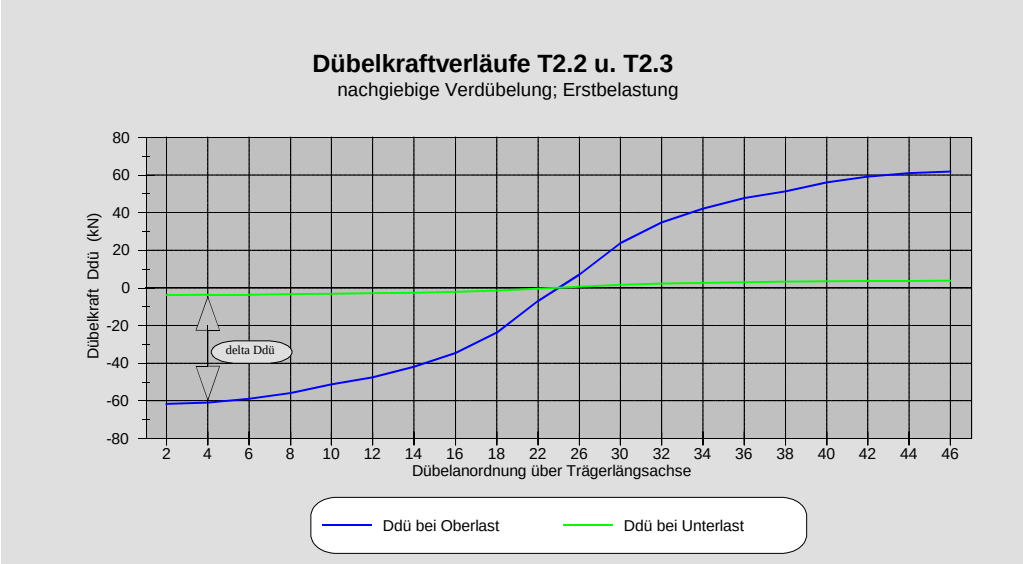


Bild 3.26: Dübelkraftverläufe (statisch) bei Ober- und Unterlast; Träger T2.2 und T2.3 mit den Steifigkeiten der Erstbelastung und unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen

Für die *Erstbelastung* sind die Schubspannungsdifferenz-Verläufe (statisch) für alle gefahrenen Trägerversuche in Bild 3.27 angegeben.

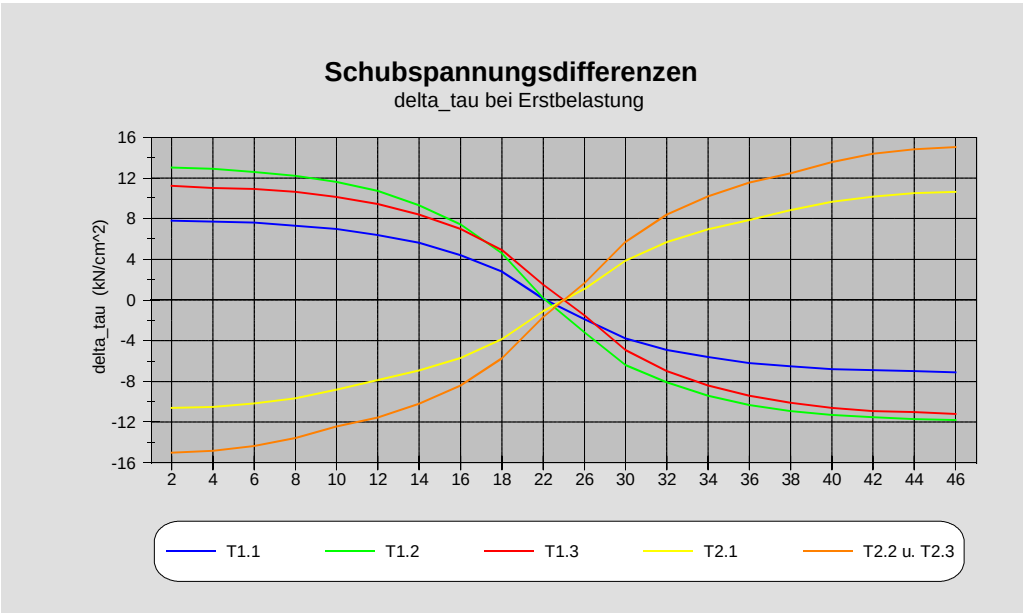


Bild 3.27: Verläufe der Schubspannungsdifferenzen (statisch) der Versuchsserien T1 und T2 mit den Steifigkeiten der Erstbelastung

Geht man nun davon aus, daß sich die Verbundmittel bei *gleicher Beanspruchung gleich verhalten*, ob im Scherversuch oder im Trägerversuch, so ergeben sich unter Ansatz des vorgegebenen Lastkolletivs (Einstufenkollektiv; sinusförmige Belastung nach Abschnitt 3.2.3 Bild 3.14) für die Verbundmittel der Trägerversuche die in Bild 3.28 dargestellten ertragbaren Lastspiele. Ermittelt werden diese *ertragbaren Lastspiele* nach der *Miner-Regel*, wobei für die Verbundmittel die Wöhlerlinie aus den Scherversuchen -Bild 3.6- angesetzt wurde.

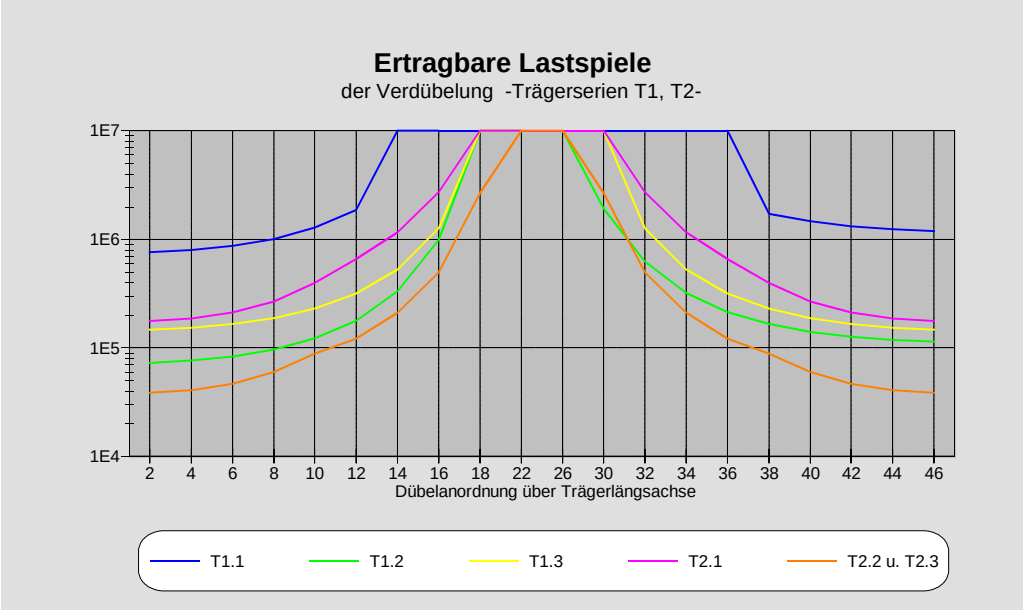


Bild 3.28: Ertragbare Lastspiele von Kopfbolzendübeln der Versuchsserien T1 und T2; ermittelt mit den Steifigkeiten der Erstbelastung

Trägt man die nach der nichtlinearen *statischen* Berechnung ermittelten Trägerergebnisse bei Erstbelastung in das aus den Scherversuchen hergeleitete $\Delta\tau$-N-Diagramm ein -Bild 3.29-, so nähern sich diese deutlich der Wöhlerlinie an. Alle Ergebnisse liegen jedoch noch weit oberhalb dieser Wöhlerlinie, d. h. in allen Berechnungen wird auch bei dieser Auswertung die *Zeitfestigkeit überschätzt*.

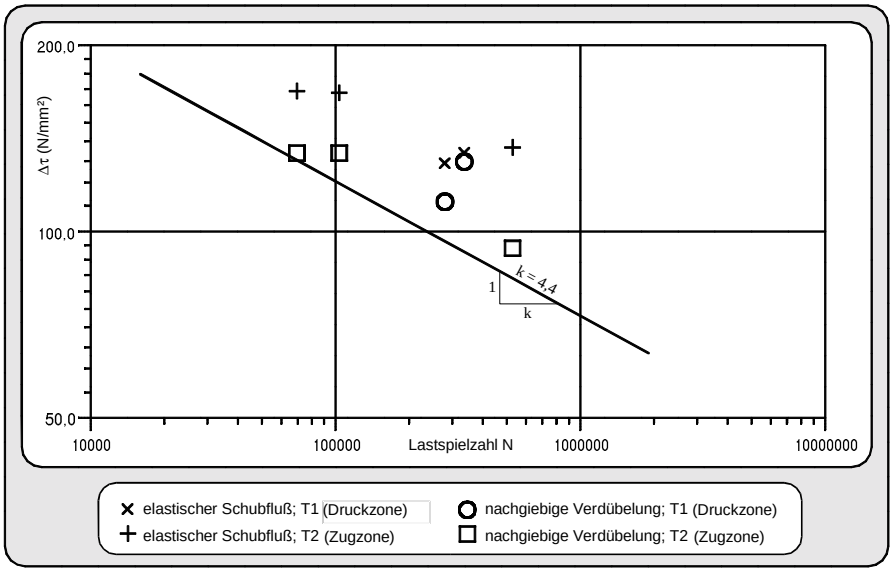


Bild 3.29: Trägerversuchsergebnisse im $\Delta\tau$-N-Diagramm, Wöhlerlinie aus Scherversuchen nach /1.10/

Für den bei Erstbelastung am höchsten beanspruchten Dübel je Trägerhälfte (Dübel Nr. 2 bzw. 46 = Randdübel) gemäß Bild 3.11 der Trägerversuche T2.2 und T2.3 werden in Bild 3.30 die Dübelkraftdifferenzen in Abhängigkeit der Berechnungsmethode dargestellt.

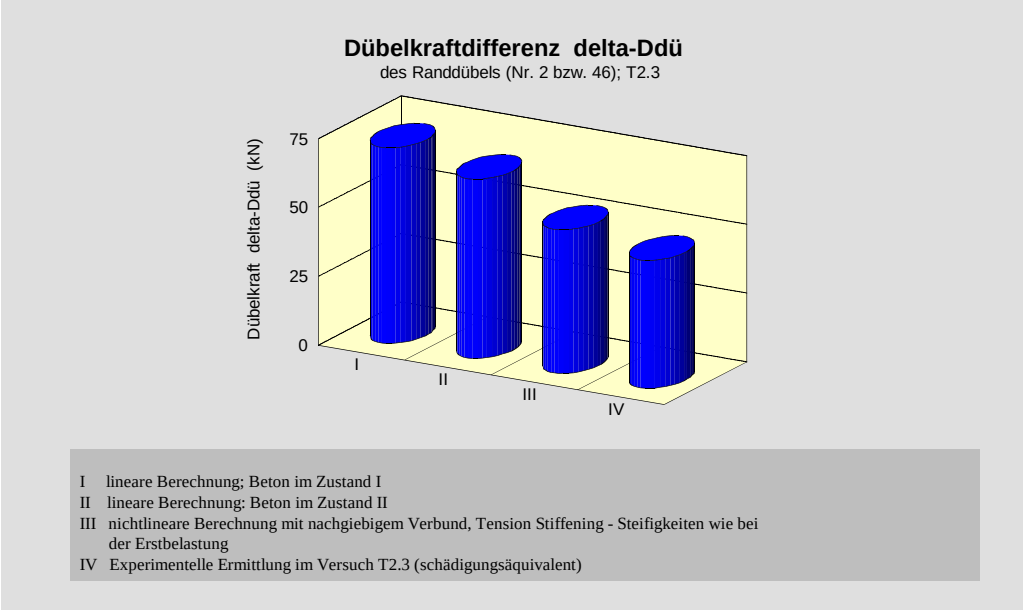


Bild 3.30: Dübelkraftdifferenzen des statisch höchst beanspruchten Dübels (Randdübel) der Trägerversuche T2.2 und T2.3 in Abhängigkeit der Berechnungsmethode

Die Bilder 3.30 und 3.31 verdeutlichen sehr klar den Zusammenhang zwischen der Größe der Beanspruchungsdifferenz und der ertragbaren Lastspiele (bei einem Einstufenkollektiv nach Abschnitt 3.2.3, Bild 3.14).

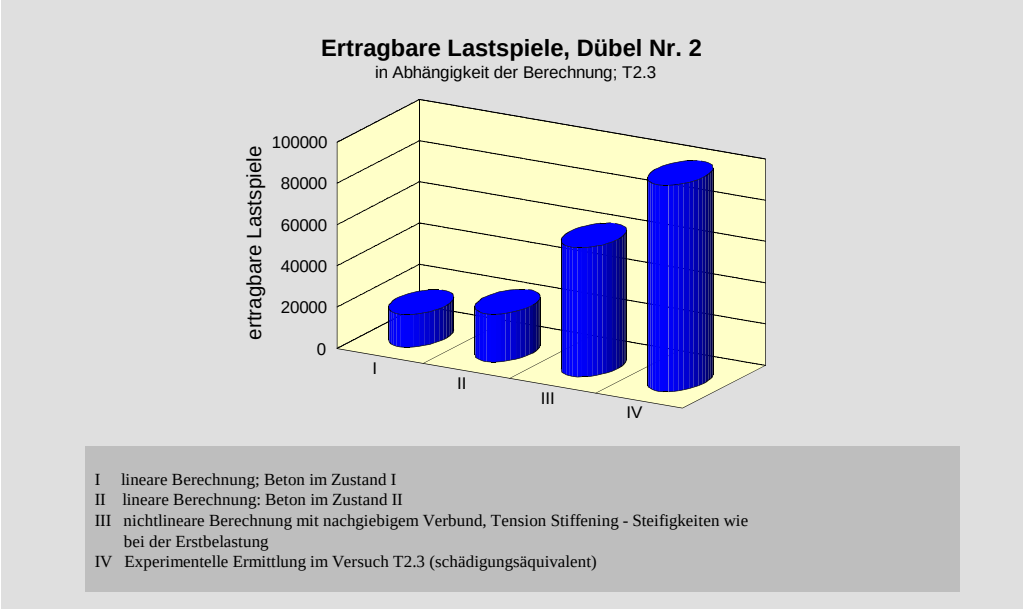


Bild 3.31: Ertragbare Lastspiele der Verdübelung in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell und einem Lastkollektiv nach Abschnitt 3.2.3

Alle bisherigen Auswertungen *unterschätzen die Zeitfestigkeit* der Verdübelung. Selbst die Ermittlung der Dübelkräfte über nichtlineare Berechnungen (statisch, mit Steifigkeiten wie bei Erstbelastung) unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge und dem Mitwirken des Betons zwischen den Rissen liefert zu hohe Dübelkräfte. Eine zuverlässige Berechnung in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ist auf diese Weise nicht möglich.

Die Randdübel (Dübel Nr. 2 und 46 nach Bild 3.11) erhalten nach den nichtlinearen Berechnungen (M.z.d.R., Steifigkeiten wie bei Erstbelastung) die größten Beanspruchungen und müßten demnach als erste versagen. In den Versuchen wurde aber ein anderes Versagen beobachtet. Nicht die Randdübel versagten zuerst, sondern die weiter innen liegenden Dübel (der dritte Dübel vom Trägerende aus gesehen).

In den Versuchen konnte beobachtet werden, daß die weiter innen liegenden Dübel bei zunehmendem Schlupf noch eine gewisse Anzahl von Lastspielen ertragen, bis schließlich nur noch der Stahlträger mit (lose) aufliegender Betonplatte wirkt. Die Auswertung kann daher nur für die ersten Dübelbrüche vorgenommen werden. Das Versagen der ersten Dübel ist jedoch nur sehr schwer zu erkennen, da sich durch Kraftumlagerungen zunächst keine deutliche Zunahme des Schlupfes einstellt.

Es ist zu vermuten, daß ähnlich wie bei den Scherversuchen infolge der dynamischen Beanspruchung eine allmähliche Zerstörung des Betons vor dem Dübelfuß erfolgt. Diese Zerstörung des Betons führt zu größeren Relativverschiebungen in der Verbundfuge und zu Umlagerungen auf benachbarte Dübel und den Stahlträger. Das Tragverhalten des Trägers ändert sich.

Die richtige Auswertung der Trägerversuche ist jedoch, wie nachfolgend aufgezeigt, mit folgenden Schwierigkeiten verbunden:

- Die Ermittlung der Dübelbeanspruchung bei starrem Verbund nach der technischen Biegelehre über den (elastisch) berechneten Schubfluß in der Verbundfuge führt wegen der Dübelnachgiebigkeit zu falschen Dübelkräften und damit zu falschen Schubbeanspruchungen.

- Für eine genaue Auswertung der Träger im negativen Momentenbereich unter Berücksichtigung des Reißens des Betons und Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen ist die Formel $T=Q \cdot S/I$ nicht anwendbar, da sie nur zutreffende Werte für konstante Querschnitte im linear elastischen Bereich liefert.
- Aus den Dehnungsmessungen am Stahlträger müssen die Dübelkräfte als Differenzen der Normalkräfte in der Betonplatte (oder im Stahlträger) ermittelt werden. Dies ist jedoch wegen der Streuung der Meßwerte nur sehr ungenau möglich.
- Bei Trägerversuchen mit teilweise gerissenen Betongurten treten die ersten Dübelbrüche in den mehr oder weniger ungerissenen Bereichen am Trägerende auf. Der Ausfall eines Dübels ist der Beginn einer schnellen Versagenskette (Reißverschluß-Effekt), bei der die einzelnen Dübel innerhalb weniger Lastspiele versagen. Es stellt sich ein sich ständig änderndes Tragsystem ein.
- Die tatsächlichen Beanspruchungen der Dübel müssen entweder aus Dehnungsmessungen oder mit Hilfe der Finite-Element-Methode unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze berechnet werden.
- Bei der rechnerischen Ermittlung ist zu beachten, daß Streuungen (wie z. B. die Streuung der Steifigkeit (E-Modul des Betonteils), die Streuung des Schlupfes in der Verbundfuge, die Streuung der Betonfestigkeit) zu abweichenden Ergebnissen gegenüber den Versuchswerten führen können.
- Wegen der Nachgiebigkeit der Verdübelung ist die genaue Ermittlung der Dübelkräfte nur über nichtlineare Berechnungen möglich.
- Die Effekte aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) im

negativen Momentenbereich sind nur über nichtlineare Berechnungen zu erfassen.

Gelingt es, die sich *ständig ändernde Dübelbeanspruchung* mittels *zyklischer Dübelkennlinien* über die gesamte Beanspruchungsdauer zu bestimmen, wird gegenüber den bisherigen Möglichkeiten eine *genauere Berechnung der ertragbaren Lastspiele* und des Tragverhaltens des Trägers möglich sein. Für die richtige Ermittlung der noch zu ertragenden Lastspiele infolge eines vorgegebenen Lastkollektivs ist auch der Einfluß einer bereits *vorhandenen Vorschädigung* infolge früherer Beanspruchungen (Schadensakkumulation) zu berücksichtigen. Ein Programmsystem, mit dem die o. g. Berechnungen durchgeführt werden können, muß folgende Anforderungen erfüllen:

- In den nichtlinearen Berechnungen müssen die Einflüsse aus den *veränderlichen Be- und Entlastungspfaden, der Schadensakkumulation, der Rißbildung im Beton und der nachgiebigen Verdübelung* berücksichtigt werden können.
- Nach jeder Laststufe (= Anzahl Schwingspiele mit einem zugehörigen Einstufen-Lastkollektiv) müssen die Teilschädigungen für alle Elemente berechnet und zu den Vorschädigungen addiert werden; d. h. eine Schadensakkumulationshypothese muß in den Berechnungsmodulen enthalten sein.
- Für jede weitere Laststufe -unter Beachtung der jeweils aktuellen zyklischen Kennlinien- muß die kleinste ertragbare Lastspielzahl ermittelt werden. Die Anzahl der Schwingspiele für die weitere Laststufe darf maximal der kleinsten ertragbaren Lastspielzahl entsprechen.
- Veränderungen im Verbundträger wie z. B. der Bruch eines Dübels müssen in den nichtlinearen Berechnungen erkannt und berücksichtigt werden (Umlagerungskräfte).

Wie die Darstellung der ertragbaren Lastspiele (Trägerversuch T2.3) in Bild 3.31 deutlich zeigt, liegen die Ergebnisse der bisher angewendeten Berechnungsmethoden im Vergleich zu dem im Versuch beobachteten Ergebnis noch sehr weit auseinander. Nur die Berücksichtigung der ständigen Veränderungen im Verbundträger (über die Verwendung von zyklischen Kennlinien für die Verdübelung und die Werkstoffe) ermöglicht eine wirklichkeitsnähere Berechnung.

Da für diese Aufgabenstellung kein Rechenprogramm existierte, wurde das nichtlineare Rechenprogramm *nglife* /7.1/ entwickelt, mit dem die *Berechnung der Zeit- und Dauerfestigkeit* von Verbundträgern unter *Berücksichtigung der physikalisch nichtlinearen Eigenschaften von Verbundträgern mit nachgiebiger Verdübelung* möglich ist. Das zugrundeliegende Rechenmodell wird in Kapitel 7 beschrieben.

4. Werkstoffverhalten des Stahls bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen

Die in diesem und den Kapiteln 5 und 6 beschriebenen Prozesse des zyklischen Materialverhaltens (zyklische Ver- und Entfestigung, zyklisches Kriechen und zyklische Relaxation, zyklisches Spiel infolge der Zerstörung des Betons am Dübelfuß, ...) sind vereinfachte Darstellungen von in der Realität oft noch komplizierteren Vorgängen. Von der Beschreibung ganz allgemeiner Beanspruchungs-Zeit-Abläufe ist man noch weit entfernt. Dies gilt insbesondere für Konstruktionen, die aus mehreren unterschiedlichen Materialien bestehen und zudem noch über nichtlineare Verbundmittelcharakteristiken miteinander verbunden sind (wie z. B. Verbundträger).

Um das wahrscheinliche Verhalten der Versuchsträger -bestehend aus den Komponenten: Stahlträger, Betonplatte mit Stahlbetonbewehrung und der Verdübelung- unter dynamischer Belastung besser bzw. überhaupt beurteilen zu können, wird im folgenden das Werkstoffverhalten des Stahls (Kapitel 4), des Betons (Kapitel 5) und der Verdübelung (Kapitel 6) unter einachsigen zyklischen Beanspruchungen untersucht.

4.1 Verformungen und Versagen bei zyklischen Beanspruchungen

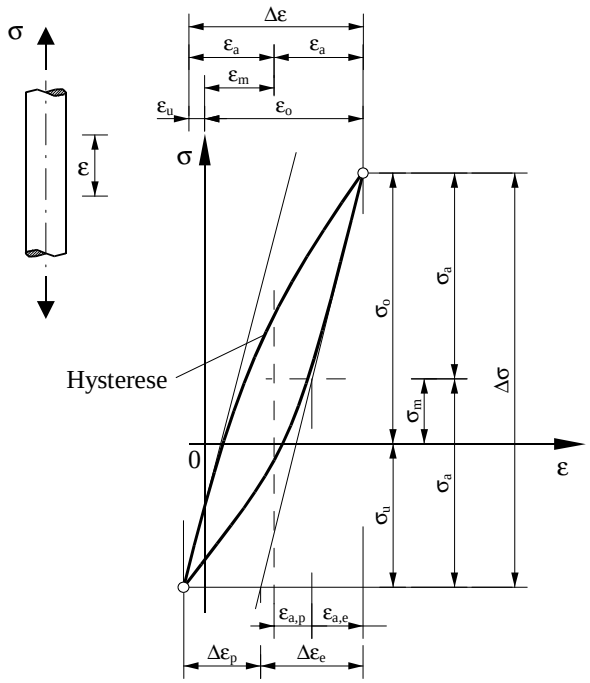
Zwei Grundgesetzmäßigkeiten der Werkstoffe sind zur Beurteilung der Bauteilfestigkeiten nach dem Örtlichen Konzept erforderlich. Zum einen ist das Verformungsverhalten der Werkstoffe so zu beschreiben, daß sich für beliebig vorgegebene Beanspruchungs-Zeit-Abläufe eindeutige elastisch-plastische σ-ε-Pfade ergeben. Zum anderen müssen die örtlichen σ-ε-Pfade bezüglich Werkstoffversagen, z. B. Anrißbildung, bewertet werden. Die hierzu definierten Versagensgesetze müssen für beliebige σ-ε-Pfade stets zu eindeutigen Lebensdauern führen.

Für den Sonderfall einer einachsigen Beanspruchung werden im folgenden die benötigten Spannungs-Dehnungs- und Versagensgesetze behandelt. Dabei wird der Werkstoff Stahl als makroskopisch-homogen betrachtet. Aus den Ergebnissen (Spannungen, Dehnungen und Versagenslebensdauer) von konstant zyklisch beanspruchten Stahlproben werden durch Verallgemeinerung die gesuchten Spannungs-Dehnungs- und Versagensgesetze entwickelt.

4.2 Zyklisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten

4.2.1 Beanspruchungsgrößen der Hysteresen

Zyklische Beanspruchungen verursachen Spannungs-Dehnungs-Hysteresen (Bild 4.1), die sich durch die Angaben ihrer oberen und unteren Spitzenwerte sowie den Funktionsverlauf für die Hysterese-Halbäste beschreiben lassen. Das Durchfahren einer kompletten Hysterese kennzeichnet ein Schwingspiel und somit ein Schädigungsereignis. Die Spitzenwerte selbst sind durch vier Beanspruchungsgrößen festgelegt, und zwar durch die Oberspannungen und –dehnungen sowie Unterspannungen und –dehnungen oder durch die Spannungs- und Dehnungsamplituden (-schwingweiten) sowie Mittelspannungen und –dehnungen bzw. Spannungs- und Dehnungsverhältnisse.



σ_o, ε_o	: Oberspannungen und –dehnungen
σ_u, ε_u	: Unterspannungen und –dehnungen
σ_m, ε_m	: Mittelspannungen und –dehnungen
σ_a, ε_a	: Spannungs- und Dehnungsamplitude
$\Delta\sigma = 2\sigma_a$; $\Delta\varepsilon = 2\varepsilon_a$:	: Spannungs- und Dehnungsschwingbreite (-weite)
$R = \sigma_u/\sigma_o$; $R = \varepsilon_u/\varepsilon_o$	: Spannungs- und Dehnungsverhältnis
$\varepsilon = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \frac{\sigma_a}{E} + \varepsilon_{a,p}$	: Totale Dehnung = elast. + plast. Dehnung

Bild 4.1: Beanspruchungsgrößen einer Hysterese nach /4.1/

Die Schwingweiten der totalen Dehnungen lassen sich nach /4.1/ aus den elastischen und plastischen Dehnungsanteilen zusammensetzen. Dabei werden die elastischen Dehnungen aus den Spannungen dividiert durch den E-Modul bestimmt. Die Größe des E-Moduls wird dabei entweder als zyklischer E-Modul aus gemessenen Hysteresen oder als statischer E-Modul aus Werkstoffhandbüchern entnommen.

Die Gesamtdehnungen lassen sich somit definieren zu:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \sigma_a/E + \varepsilon_{a,p} \qquad \textbf{(4.1)}$$
$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_e + \Delta\varepsilon_p = \Delta\sigma/E + \Delta\varepsilon_p$$

4.2.2 Zyklische Ver- und Entfestigung bei R = -1

Werden Zug-Druck-Belastungen auf ungekerbte Werkstoffproben so aufgebracht, daß konstante Spannungsamplituden auftreten (σ-kontrollierte Beanspruchung) und die eingestellten Spannungsamplituden zwischen der Dauerfestigkeit und der statischen Streckgrenze liegen, so wird anfänglich rein elastisches Werkstoffverhalten beobachtet.

Plastische Verformungen treten mit zunehmender Lastspielzahl allmählich auf. Mit steigender Lastspielzahl wird die Breite der auftretenden Hysteresen immer größer. Die plastischen und damit auch die totalen Dehnungen nehmen zu.

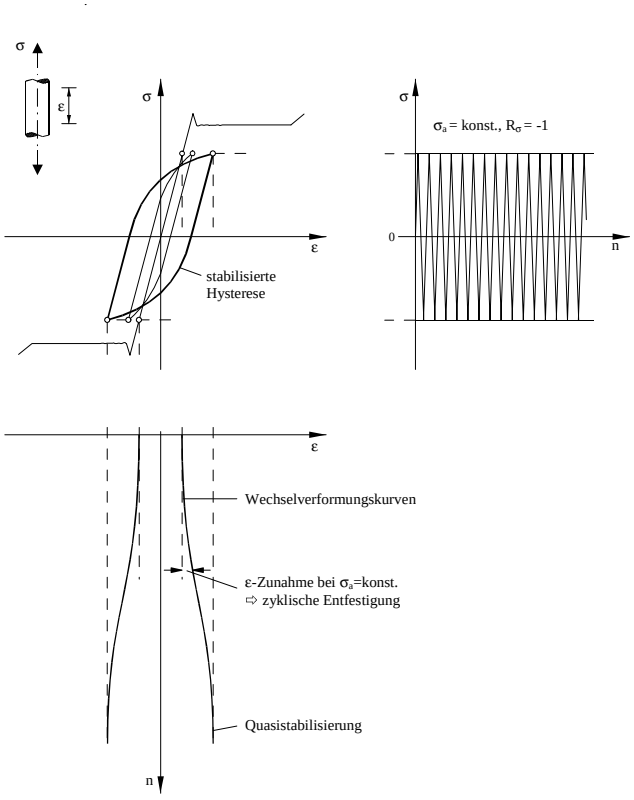


Bild 4.2: σ-kontrollierte Beanspruchung nach /4.1/ -zyklische Entfestigung-

Die über die Spannungsspielzahl n aufgetragenen Dehnungsamplituden ergeben sogenannte Wechselverformungskurven. Das Phänomen zunehmender Dehnungsamplituden bei spannungs-kontrollierter Beanspruchung wird als *zyklische Entfestigung* (Bild 4.2) bezeichnet. Werden weitere Lastspiele aufgebracht, ändern sich die Hysteresen kaum noch. Es stellen sich nahezu *stabilisierte Hysteresen* ein.

Erfolgt die zyklische Beanspruchung auf einem Niveau, das höher als die Streckgrenze gewählt ist, so tritt nach /4.1/ bereits beim ersten Schwingspiel eine breite Hysterese auf. Bei weiterer schwingender Belastung werden die Breiten der Hysteresen kleiner; die plastischen Dehnungen nehmen ab. Das Phänomen abnehmender Dehnungsamplituden bezeichnet man als *zyklische Verfestigung* (Bild 4.3). Bei weiterer Zunahme der Lastwechsel stellen sich auch hier näherungsweise *stabilisierte Hysteresen* ein.

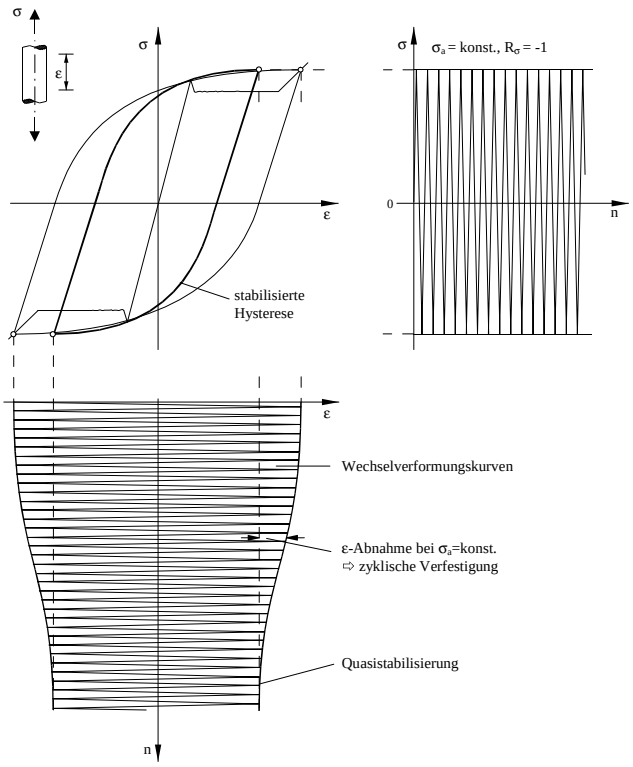


Bild 4.3: σ-kontrollierte Beanspruchung nach /4.1/ -zyklische Verfestigung-

Auch bei der Durchführung von dehnungskontrollierten Versuchen wird nach /4.1/ ein ähnliches Verhalten festgestellt.

Bei zyklischen Beanspruchungen -auf einem Niveau unterhalb der Steckgrenze- mit konstanten Dehnungsamplituden nehmen die Spannungen mit zunehmender Schwingzahl ab. Auch dieses Phänomen wird als zyklische Entfestigung (Bild 4.4) bezeichnet. Bei weiteren Lastspielen stellt sich auch hier eine nahezu stabilisierte Hysterese ein.

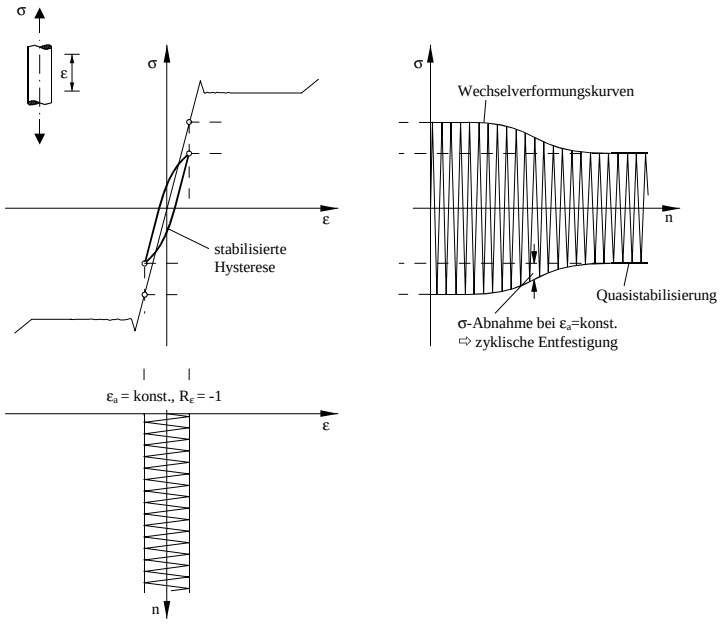


Bild 4.4: ε-kontrollierte Beanspruchung nach /4.1/ -zyklische Entfestigung-

Zyklische Beanspruchungen auf einem Niveau oberhalb der Streckgrenze (bei konstanten Dehnungsamplituden) führen mit zunehmender Lastspielzahl zu einem Anwachsen der Spannungen -zyklische Verfestigung (Bild 4.5)- bis sich schließlich näherungsweise eine stabilisierte Hysterese einstellt.

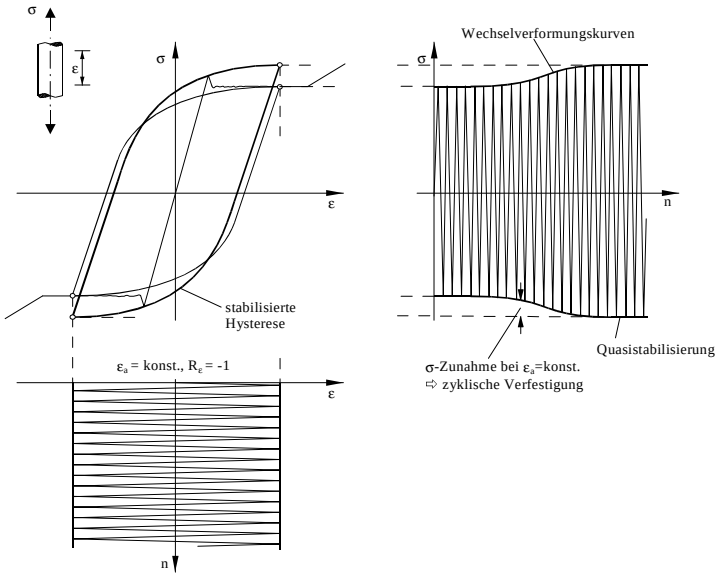


Bild 4.5: ε-kontrollierte Beanspruchung nach /4.1/ -zyklische Verfestigung-

4.2.3 Zyklisches Kriechen und zyklische Relaxation

Bei zyklischen Beanspruchungen mit von Null verschiedenen Mittelspannungen oder –dehnungen treten neben den beschriebenen Ent- bzw. Verfestigungen noch Änderungen infolge von zyklischem Kriechen und zyklischer Relaxation auf.

Nehmen die Mitteldehnungen bei spannungskontrollierten Beanspruchungen zu oder ab, wird dies als zyklisches Kriechen definiert (Bild 4.6).

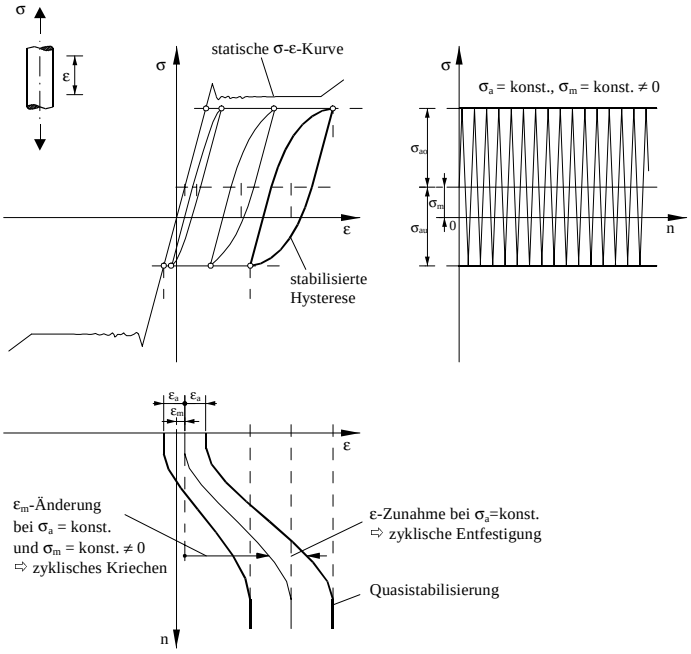


Bild 4.6: Zyklisches Kriechen nach /4.1/

Nehmen hingegen bei dehnungskontrollierten Beanspruchungen die Mitteldehnungen ab, wird dies als zyklische Relaxation bezeichnet (Bild 4.7).

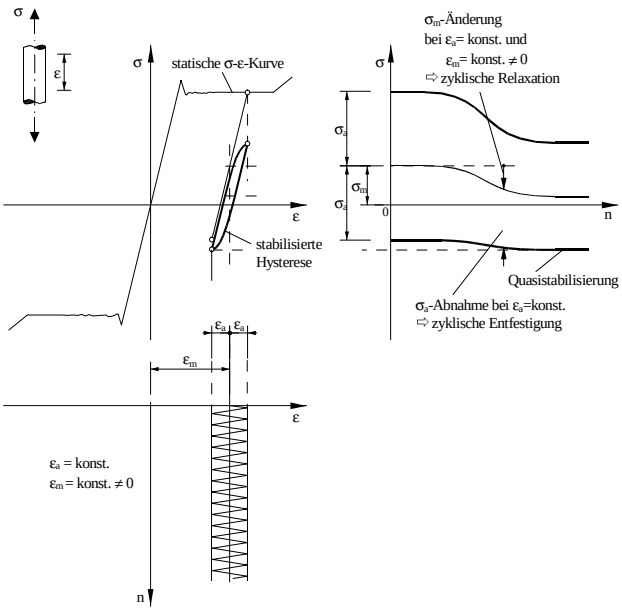


Bild 4.7: Zyklische Relaxation nach /4.1/

4.2.4 Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurven

Das Ermüdungsverhalten ist in erster Linie von den auftretenden Spannungs-Dehnungs-Amplituden abhängig, und erst in zweiter Linie von den Mittelspannungen und –dehnungen. Deshalb werden zunächst die Gesetzmäßigkeiten zur Beschreibung der Beanspruchungsamplituden untersucht.

In Bild 4.8 werden die stabilisierten Hysteresen aus spannungs- und/oder dehnungskontrollierten Versuchen nach /4.1/ in einem σ-ε-Diagramm so zusammengestellt, daß ihre Mittelpunkte im Koordinatenursprung liegen.

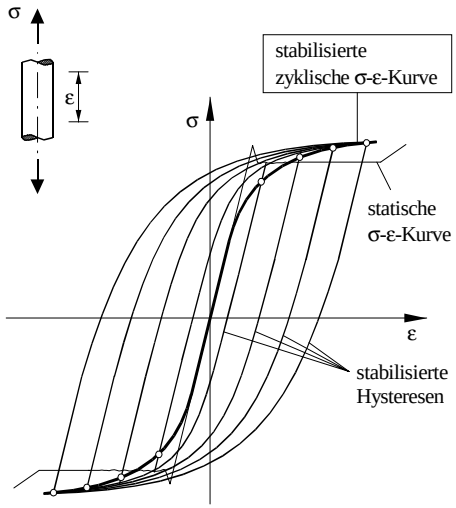


Bild 4.8: Stabilisierte zyklische σ-ε-Kurve
nach /4.1/ (schematisch)

Verbindet man die oberen und unteren Spitzenpunkte der Hysteresen, so erhält man einen Kurvenzug. Diese Kurve wird als *stabilisierte zyklische σ-ε-Kurve* bezeichnet. Seeger /4.1/ hat aus Versuchsauswertungen folgende wichtige Eigenschaft zur Beschreibung eines allgemeinen σ-ε-Pfades erkannt: Sowohl spannungs- als auch dehnungskontrollierte Beanspruchungen führen nahezu auf die gleiche stabilisierte zyklische σ-ε-Kurve. Die Vorgeschichte hat demzufolge keine Bedeutung für den Kurvenverlauf (Bild 4.9).

Eine weitere wichtige Eigenschaft ist das im Verhältnis zur Gesamtlebensdauer relativ frühe Erreichen eines quasistabilen Zustandes. Stabilisierte Zustände stellen sich aber nicht exakt, sondern immer nur näherungsweise ein. Dabei ist die Güte der Näherung ebenfalls unterschiedlich.

Das Erreichen eines stabilisierten Zustandes wird nach /4.1/ nach der halben Versagensschwingzahl angenommen. Die dort erreichten Hysteresewerte σ_a, ε_a, σ_m, ε_m usw. werden zur analytischen Beschreibung und graphischen Darstellung stabilisierter Zustände angenommen.

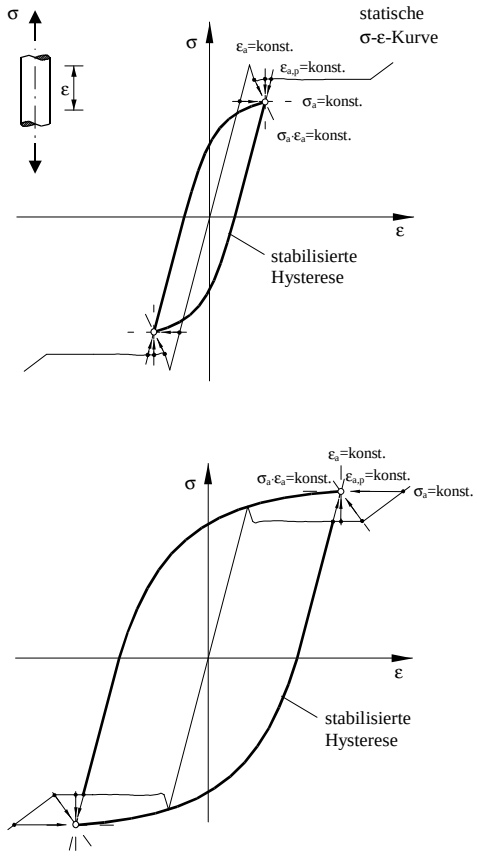


Bild 4.9: Vorgeschichteunabhängige Stabilisierung nach /4.1/ (schematisch)

4.2.5 Analytische Beschreibung zyklischer σ-ε-Kurven

Nach Ramberg-Osgood lassen sich die stabilisierten zyklischen σ-ε-Kurven durch einen zweiparametrischen Potenzansatz für die plastischen Dehnungsamplituden beschreiben (Bild 4.10).

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \sigma_a/E + (\sigma_a/K')^{1/n'} \qquad \textbf{(4.2)}$$

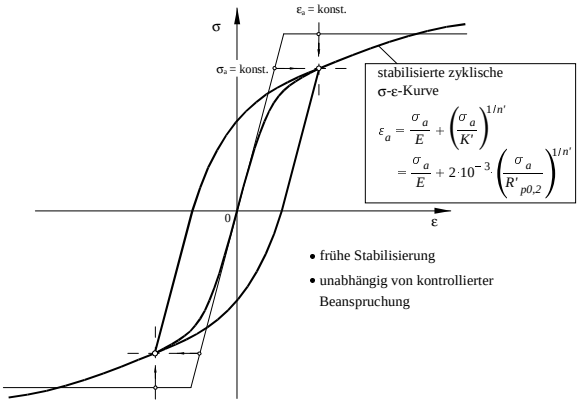
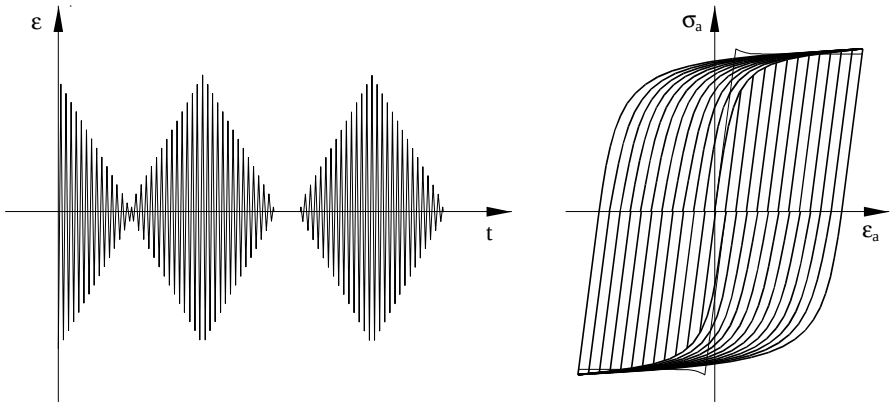


Bild 4.10: Zyklische σ-ε-Kurve

K' ist dabei ein zur plastischen Dehnung $\varepsilon_{a,p}$ = 1 gehörender Spannungswert und n' ein Verfestigungsexponent, der im Bereich zwischen n'=0.05 und 0.25 liegt.

4.2.6 Incremental Step Test

Die zyklischen σ-ε-Kurven sind für die Beurteilung der Bauteilschwingfestigkeiten nach dem Örtlichen Konzept von zentraler Bedeutung. Experimentell läßt sich die stabilisierte σ-ε-Kurve mit Hilfe des sogenannten Incremental Step Tests (Bild 4.11) näherungsweise bestimmen.



$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \frac{\sigma_a}{E} + \left(\frac{\sigma_a}{K'}\right)^{1/n'}$$

Bild 4.11: Zyklische σ-ε-Kurve aus Incremental Step Test nach /4.1/

Bei diesem Test wird eine Maximaldehnung zwischen 1 und 2 % festgelegt und die Dehnungen von Umkehrpunkt zu Umkehrpunkt um einen kleinen Betrag erhöht oder erniedrigt. Die Verbindungslinie der σ-ε-Umkehrpunkte liefert näherungsweise die zyklische σ-ε-Kurve.

4.2.7 Masing-Memory-Modell

Zur Beschreibung eines allgemeinen σ-ε-Pfades reicht die Definition der zyklischen σ-ε-Kurve noch nicht aus. Es müssen weitere Werkstoffeigenschaften und Gesetzmäßigkeiten formuliert werden. Dies sind:

- die Gleichheit von zyklischer σ-ε-Kurve und Erstbelastungskurve,
- das Masingverhalten, und
- das Memoryverhalten.

Zunächst wird für eine allgemeine Beschreibung eines σ-ε-Pfades eine Erstbelastungskurve benötigt, auf der, im Koordinatenursprung beginnend, der σ-ε-Pfad beginnt (Bild 4.12). Diese Erstbelastungskurve fällt näherungsweise mit der stabilisierten zyklischen σ-ε-Kurve als Verbindungslinie von Hysteresepunkten zusammen.

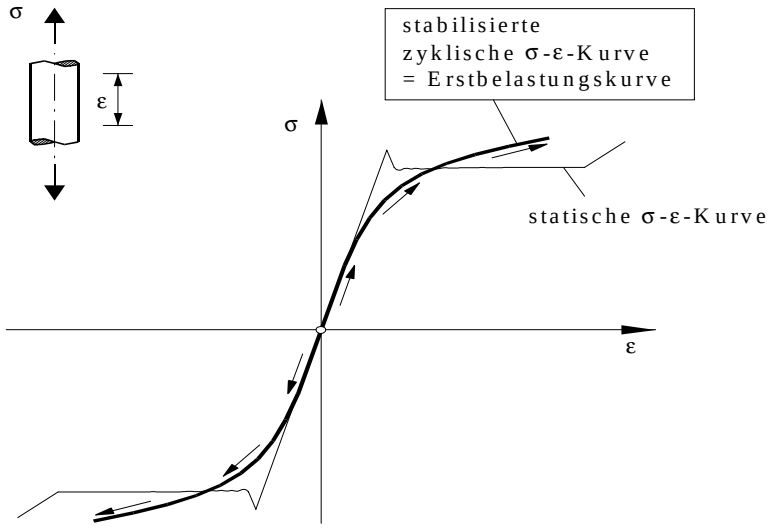


Bild 4.12: Zyklische σ-ε-Kurve als Erstbelastungskurve

Von weiterer Bedeutung ist das Werkstoffverhalten nach einer Spannungs-Dehnungs-Umkehr. Der σ-ε-Pfad des Werkstoffs Stahl gehorcht näherungsweise dem sogenannten *Masing-Gesetz*. Dieses Gesetz besagt, daß nach Beanspruchungsumkehr der neue σ-ε-Pfad einer Kurve folgt, die der in Spannungen und Dehnungen verdoppelten Erstbelastungskurve entspricht (Bild 4.13).

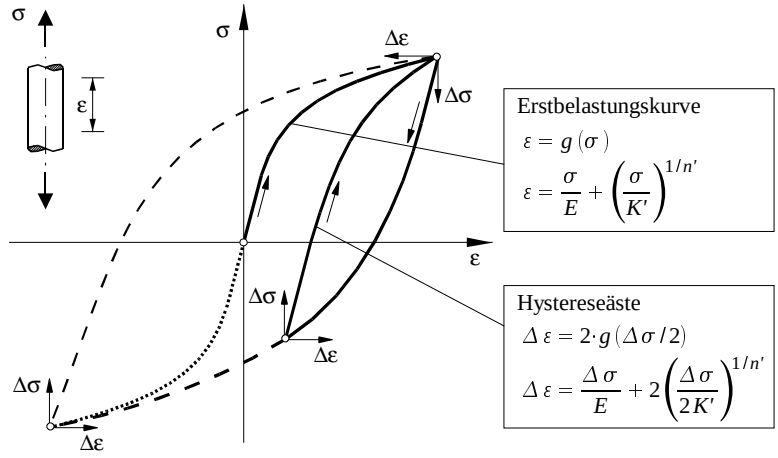


Bild 4.13: Masing-Verhalten des Werkstoffs Stahl nach /4.1/

Auch bei weiteren zyklischen Belastungen wird das Masing-Verhalten beibehalten.

Werden, von der Erstbelastungskurve ausgehend, nach dem Masing-Gesetz geschlossene Hysteresen berechnet, deren Mittelpunkt im Nullpunkt des σ-ε-Koordinatensystems liegen, so liegen zwangsläufig die Spitzenwerte der Hysteresen tangentengleich auf der Erstbelastungskurve im Zug- und Druckbereich (Bild 4.14). Nach dem Masing-Gesetz ist die Verbindungslinie der Hysteresenspitzen, die als zyklische σ-ε-Kurve bezeichnet wird, identisch mit der Erstbelastungskurve.

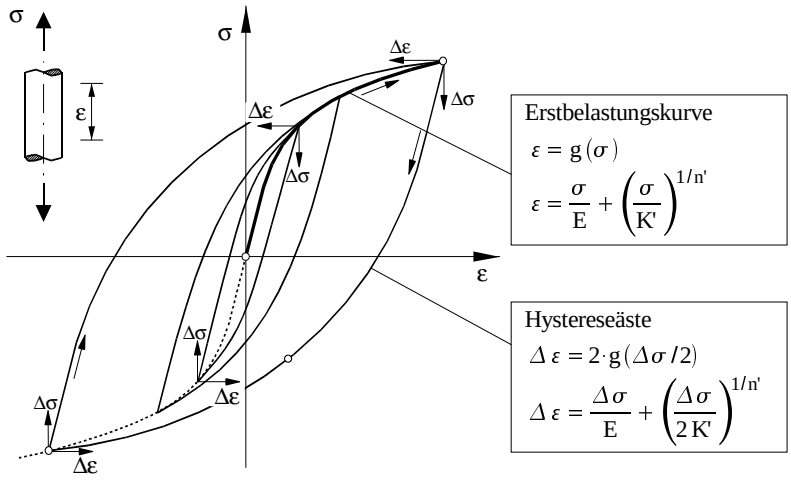
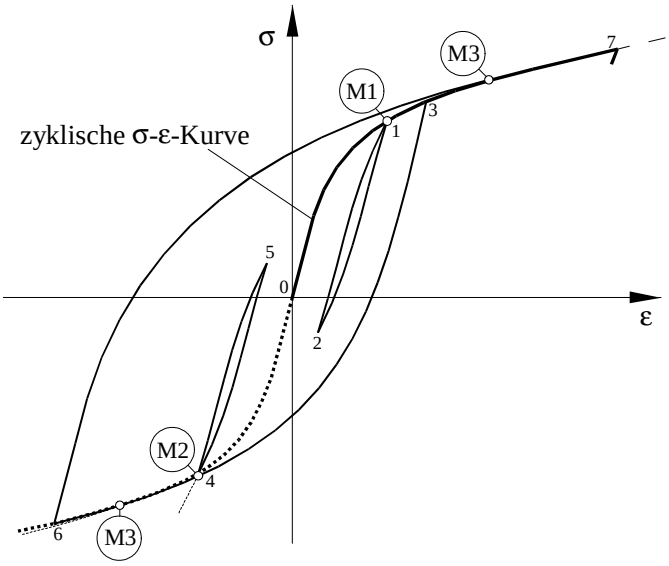


Bild 4.14: Masing-Verhalten des Werkstoffs Stahl nach /4.1/

Zur Beschreibung eines allgemeinen σ-ε-Pfades mit beliebigen Beanspruchungsumkehrpunkten reicht auch das Masing-Gesetz noch nicht aus. Wenn auf einem solchen σ-ε-Pfad gerade eine Hysterese geschlossen ist, dann setzt sich nach /4.1/ der σ-ε-Pfad nicht auf der gerade gültigen Hysteresefunktion fort, sondern ändert seine Richtung (Bild 4.15). Der σ-ε-Pfad verläuft entweder auf der zyklischen σ-ε-Kurve oder auf dem Ast einer übergeordneten Hysterese. Die Gesetzmäßigkeit für die Richtungsänderung wird als *Memory-Gesetz* (Werkstoffgedächtnis) bezeichnet. Nach /4.2/ lassen sich drei Arten von Werkstoff-Memory erkennen:



M1 Nach Schließen einer Hysterese, die auf der zyklischen σ-ε-Kurve begonnen wurde, folgt der σ-ε-Pfad wieder der zyklischen σ-ε-Kurve.

M2 Nach Schließen einer Hysterese, die auf einem Hystereseast begonnen wurde, folgt der σ-ε-Pfad dem ursprünglichen Hystereseast.

M3 Ein auf der zyklischen σ-ε-Kurve begonnener Hystereseast endet, sobald der ε- oder σ-Betrag des Startpunktes im gegenüberliegenden Quadranten errreicht wird; der σ-ε-Pfad wird auf der zyklischen σ-ε-Kurve fortgesetzt.

Bild 4.15: Die drei Arten des Werkstoff-Memory nach /4.2/

M1: Memory 1
Nach Schließen einer Hysterese, die auf der zyklischen σ-ε-Kurve begonnen wurde, folgt der Spannungs-Dehnungs-Pfad wieder der zyklischen σ-ε-Kurve,

M2: Memory 2
Nach Schließen einer Hysterese, die auf einem Hystereseast begonnen wurde, folgt der Spannungs-Dehnungs-Pfad dem ursprünglichen Hystereseast,

M3: Memory 3
Ein auf der zyklischen σ-ε-Kurve begonnener Hystereseast endet, sobald der Betrag der Spannung oder Dehnung seines Startpunktes im gegenüberliegenden Quadranten wieder erreicht wird (zwischen 4 und 6). Der Spannungs-Dehnungs-Pfad folgt anschließend weiter der zyklischen σ-ε-Kurve.

Unter Ansatz des Masing- und Memory-Gesetzes läßt sich nun unter Vorgabe der zyklischen σ-ε-Kurve und einer Abfolge von Spannungs- und/oder Dehnungsumkehrpunkten jeder σ-ε-Pfad eindeutig beschreiben.

4.2.8 Hysteresen- (Rainflow) Zählverfahren

Beim Rainflow-Zählverfahren (Bild 4.16) werden geschlossene Beanspruchungshysteresen gezählt und für die Lebensdauerabschätzung schädigungsmäßig bewertet. Dabei wird das aus dem Masing- und Memory-Verhalten bestehende Werkstoffgesetz berücksichtigt. Die Übertragung dieses Verfahrens auf Bauteile ist möglich, weil jeder geschlossenen Hystere der örtlichen Beanspruchung eine Lasthysterese zugeordnet werden kann.

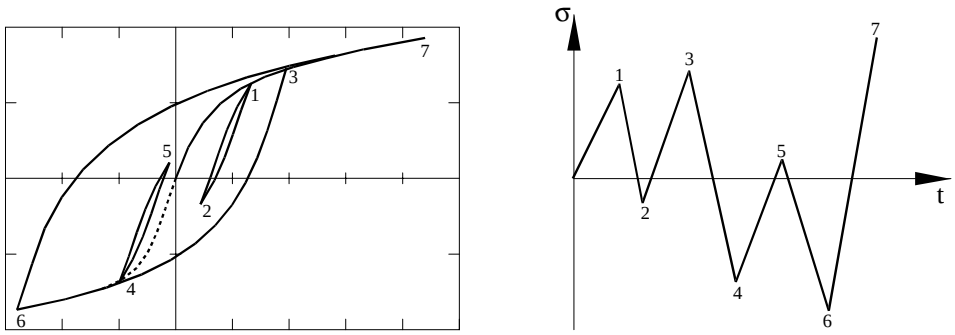


Bild 4.16: Rainflow-Verfahren

4.2.9 Transiente Vorgänge

Sofern σ-ε-Pfade beschrieben werden sollen, die sich vor dem Erreichen einer stabilisierten zyklischen σ-ε-Kurve einstellen, so kann dies über die Messung der nichtstabilisierten zyklischen σ-ε-Kurven (transiente Vorgänge) geschehen. Nach dem Örtlichen Konzept werden aber vereinfachend die Beanspruchungsberechnungen von Anfang an mit einer stabilisierten zyklischen σ-ε-Kurve durchgeführt.

4.2.10 Versagenskriterien

Für das Versagen eines Bauteils werden nach /4.1/ folgende Kriterien angegeben:

- Spannungsverlust $\Delta\sigma_a$ gegenüber dem stabilisierten Zustand (meist als prozentuale Spannungsabnahme angegeben),
- vollständiger Bruch der Probe,
- prozentualer Steifigkeitsverlust, gemessen an der Entlastungsgeraden der Hysterese im Zugbereich und
- das Erreichen einer definierten Anrißlänge.

Die genannten Versagenskriterien werden nebeneinander angewendet. Sie sind in der beschriebenen Form geeignet, das Versagen eines einzelnen Bauteils zu beschreiben.

Für die Versagensbewertung eines Verbundträgers ist das Kriterium drei (prozentualer Steifigkeitsverlust) nicht geeignet, da die Nachgiebigkeit der Verdübelung zu sehr großen Steifigkeitsverlusten (siehe Kapitel 8) führt. Damit ist eine eindeutige Zuordnung der Ursache des Steifigkeitsverlustes (wie z. B. Versagen eines Dübels oder verstärkte Nachgiebigkeit der Verdübelung) nur sehr schwer -wenn überhaupt- möglich.

4.3 Wöhlerlinien und zyklische σ-ε-Kurve

Bei der experimentellen Ermittlung der Zeitfestigkeit erhält man als Ergebnis eine Gruppe unterschiedlich großer Hysteresen mit zugehörigen Versagensschwingspielzahlen N. Aus dem funktionale Zusammenhang zwischen den einzelnen Hysteresen und den zugehörigen Versagensschwingzahlen N lassen sich nachfolgende Darstellungen ableiten (Bild 4.17):

- zyklische σ-ε-Kurve (σ_a-ε_a-Zuordnung)
- Spannungswöhlerlinie (σ_a-N-Zuordnung)
- Dehnungswöhlerlinie (ε_a-N-Zuordnung)

In Bild 4.17 sind die totalen Dehnungen dargestellt, die aus den elastischen und plastischen Dehnungsanteilen bestehen.

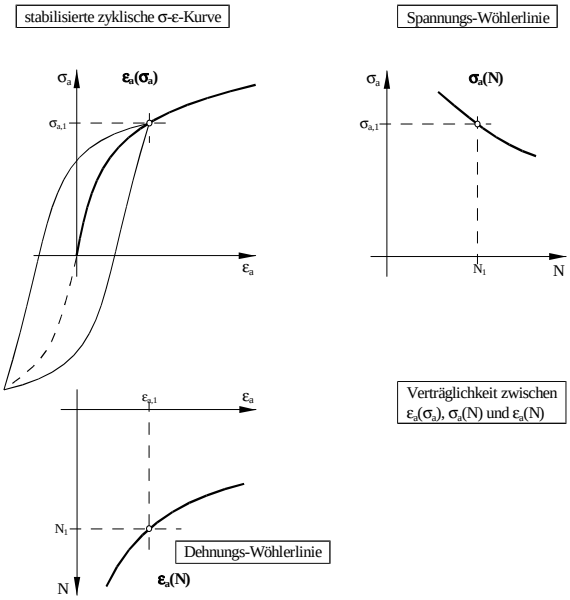


Bild 4.17: zyklische σ-ε-Kurve mit σ- und ε-Wöhlerlinien nach /4.1/

4.3.1 Manson/Coffin/Morrow-Ansatz

Nach Manson, Coffin und Morrow werden für die zyklische σ-ε-Kurve und die Dehnungswöhlerlinien nachfolgende Potenzansätze gemacht:

Zyklische σ-ε-Kurve:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \sigma_a/E + (\sigma_a/K')^{1/n'} \qquad \textbf{siehe (4.2)}$$

Wöhlerlinie für die elastischen Dehnungen:

$$\varepsilon_{a,e} = \sigma_a/E = (\sigma'_f/E) \cdot (2N)^b \qquad \textbf{(4.3)}$$

Wöhlerlinie für die plastischen Dehnungen:

$$\varepsilon_{a,p} = \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \qquad \textbf{(4.4)}$$

Wöhlerlinie für totale Dehnungen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = (\sigma'_f/E) \cdot (2N)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \qquad \textbf{(4.5)}$$

4.3.2 Erfassung der Streuung

Da die Versuchswerte teilweise stark streuen, reicht zur Beurteilung der Zeitfestigkeit die Kenntnis von Mittelwerten (Überlebenswahrscheinlichkeiten $P_Ü$ = 50 %) allein nicht aus. Es sind zusätzliche Angaben über die Streuverteilungen nötig. Wie bereits in Abschnitt 3.1.4 beschrieben, werden die Wöhlerlinien aus Versuchsergebnissen mittels einer linearen Regressionsrechnung hergeleitet. Bei doppelt-logarithmischer Auftragung ergibt sich eine Gerade. Zur Kennzeichnung der Streuung der Wöhlerlinie für die elastischen und plastischen Dehnungsamplituden sowie für die zyklische σ-ε -Kurve wird die logarithmische Standardabweichung s bestimmt.

Die o. g. Gleichungen werden mit einem Faktor $10^{q \cdot s}$ multipliziert, um den Wöhlerlinien und der zyklischen σ-ε-Kurve eine bestimmte Überlebenswahrscheinlichkeit zuzuordnen. Darin bezeichnet s die logarithmische Standardabweichung und q ein beliebiges Vielfaches von s -je nach gewünschter Überlebenswahrscheinlichkeit. Damit lauten die Gleichungen nach /4.1/ für die:

Zyklische σ-ε-Kurve:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = \sigma_a/E + (\sigma_a/K')^{1/n'} \cdot 10^{q \cdot s} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Wöhlerlinie für die elastischen Dehnungen:

$$\varepsilon_{a,e} = \sigma_a/E = (\sigma'_f/E) \cdot (2N)^b \cdot 10^{q \cdot s} \qquad \textbf{(4.7)}$$

Wöhlerlinie für die plastischen Dehnungen:

$$\varepsilon_{a,p} = \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \cdot 10^{q \cdot s} \qquad \textbf{(4.8)}$$

Wöhlerlinie für totale Dehnungen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a,e} + \varepsilon_{a,p} = (\sigma'_f/E) \cdot (2N)^b \cdot 10^{q \cdot s} + \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \cdot 10^{q \cdot s} \qquad \textbf{(4.9)}$$

mit:

n' zyklischer Verfestigungsexponent
K' Spannungswert der zyklischen σ-ε-Kurve bei $\varepsilon_{a,p}$ = 1 (100%)
ε'_f Dehnungswert der $\varepsilon_{a,p}$-Wöhlerlinie bei N = ½
σ'_f Spannungswert der σ_a-Wöhlerlinie bei N = ½
b Wöhlerexponent der Spannungen oder elastischen Dehnungen
c Wöhlerexponent der plastischen Dehnungen
q Vielfaches der Standardabweichung s
s Standardabweichung

4.4 Mittelspannungseinfluß und Schädigung

4.4.1 Verknüpfung von Mittelspannungen und –dehnungen

Das Versagensverhalten von Werkstoffen wird auch von den Beanspruchungsmittelwerten σ_m (Mittelspannung) und ε_m (Mitteldehnung) beeinflußt. In Bild 4.18 ist der Einfluß von σ_m und ε_m auf die Dauerfestigkeit vereinfacht dargestellt. Danach werden die ertragbaren Spannungs- und Dehnungsamplituden durch Zugmittelspannungen erniedrigt und durch Druckmittelspannungen erhöht. Die genaue Erfassung dieses Einflußes erfolgt über Ansätze für Zeitfestigkeitsfunktionen. Für nähere Erläuterungen zu den Zeitfestigkeitsfunktionen wird auf die weitere Literatur verwiesen (wie z. B. /4.1/, /4.10/, /4.11/ und /4.12/).

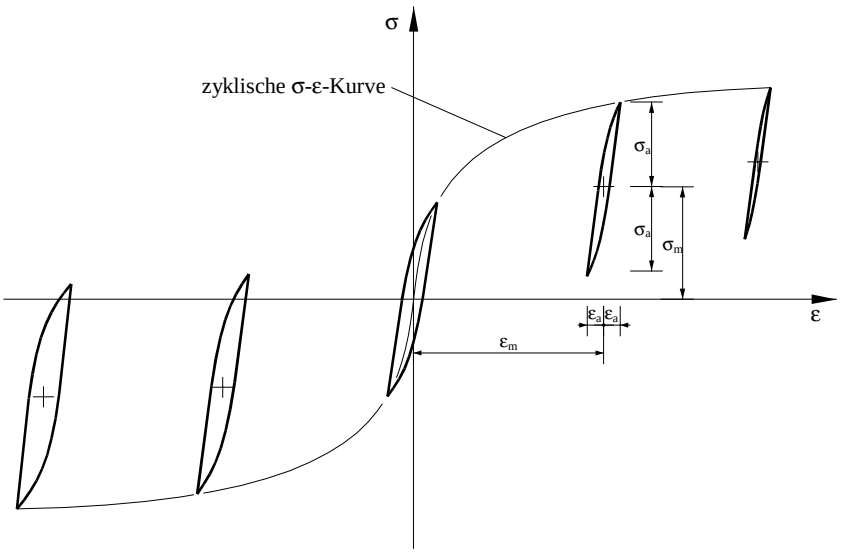


Bild 4.18: σ_m- und ε_m-Einfluß auf die Dauerfestigkeiten nach /4.1/

4.5 Schädigung und Schadensakkumulation

4.5.1 Miner-Regel und Reihenfolgeeinflüsse

Zur Beurteilung der Auswirkungen einer Folge von Schwingspielen mit unterschiedlich hohen Spannungsamplituden und Mittelspannungen wird ein Schadensakkumulationsgesetz benötigt. Die in Kapitel 1.1 beschriebene Miner-Regel, die am häufigsten angewendet wird, zeichnet sich dadurch aus, daß die Reihenfolge, mit der die einzelnen Schwingspiele aufgebracht werden, ohne Einfluß auf die Lebensdauer (= Summe aller ertragbaren Schwingspiele bis zum Versagen) ist.

Sind die einzelnen Schädigungsprozesse auf allen Beanspruchungsniveaus affin, so ist eine Reihenfolgeunabhängigkeit gegeben; d. h. auch bei Änderung der Beanspruchungsreihenfolge ändert sich die Lebensdauer nicht. In diesem Fall spricht man von der *linearen Schadensakkumulation*.

Mit dieser linearen Schadensakkumulation ist die erzielbare Genauigkeit aber nicht immer ausreichend. Grund für die Abweichungen sind die sogenannten Reihenfolgeeinflüsse, von denen drei Arten unterschieden werden:

- mittelspannungsbedingte Reihenfolgeeinflüsse,
- dauerfestigkeitsbedingte Reihenfolgeeinflüsse und
- schädigungsbedingte Reihenfolgeeinflüsse.

Die *mittelspannungsbedingten* Reihenfolgeeinflüsse entstehen durch nicht affine Mittelspannungsveränderungen während des Beanspruchungs-Zeit-Ablaufes. Ändert sich die Reihenfolge der Beanspruchungen, so ändert sich auch die Lebensdauer. Bei der Anwendung des Örtlichen Konzepts werden diese mittelspannungsbedingten Reihenfolgeeinflüsse durch die Hystereseberechnungen und über die Mittelspannungsparameter erfaßt.

Die *dauerfestigkeitsbedingten* Reihenfolgeeinflüsse entstehen durch das Absinken der Dauerfestigkeit. Dieses Absinken wird durch Beanspruchungen oberhalb der Dauerfestigkeit verursacht. Durch eine Verlängerung der Wöhlerlinie unterhalb der Dauerfestigkeit oder durch konservativere Festlegungen der Dauerfestigkeit wird versucht, diese Reihenfolgeeffekte zu berücksichtigen. Beispiel: Wird ein Bauteil oberhalb der Dauerfestigkeit bis zur 0.7-fachen Versagensspielzahl und anschließend unterhalb der Dauerfestigkeit weiter beansprucht, kommt es zum Versagen des Bauteils mit einer Minimalsumme von $n_1/N_1 + n_2/N_2 = 0.7 + n_2/\infty = 0.7$. Bei Vertauschung der Reihenfolge erträgt das Bauteil auf dem höheren Beanspruchungsniveau die Versagensschwingzahl n_1/N_1, weil unterhalb der Dauerfestigkeit keine Schädigung erfolgt ist. Die Miner-Regel ergibt einen Wert $n_2/N_2 + n_1/N_1 = n_2/\infty + N_1/N_1 = 1.0$ statt 0.7.

Die *schädigungsbedingten* Reihenfolgeeinflüsse entstehen dadurch, daß oberhalb der Dauerfestigkeit die Schädigungsprozesse (z. B. infolge von Eigenspannungen oder Plastizierungen) nicht affin verlaufen. Nach /4.1/ wird versucht, die schädigungsbedingten Reihenfolgeeinflüsse durch bruchmechanische Ansätze zu erfassen.

5. Werkstoffverhalten des Betons bei statischer Beanspruchung und bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen

Während das Werkstoffverhalten des Stahlbetons bei statischer Belastung sehr gut erforscht ist, gibt es nur wenige Untersuchungen, die sich mit dem Verhalten unter zyklischer Belastung befassen. Entsprechend gering sind deshalb die Kenntnisse zur Beschreibung der zyklischen σ-ε-Kurven des Betons unter wiederholter Be- und Entlastung.

5.1 Werkstoffgesetze für Beton

Für den hier behandelten Problemkreis ist es ausreichend, einachsige, nichtlinear elastische Werkstoffgesetze einzusetzen. Auch für den Beton erfolgt die Formulierung der Stoffgesetze über die Definition von eindeutigen σ-ε-Pfaden. Damit eine wirklichkeitsnahe Systemberechnung durchgeführt werden kann, ist in den Verformungsberechnungen die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu berücksichtigen.

5.1.1 Einachsige Druckbeanspruchung des Betons (statisch)

Das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1045/DIN 4227 wurde für die Querschnittsbemessung im rechnerischen Bruchzustand entwickelt, nicht aber für den Einsatz zur Verformungs- und Steifigkeitsberechnung.

Damit jedoch in den Simulationen die Verformungsberechnungen wirklichkeitsnäher durchgeführt werden können, werden die σ-ε-Pfade auf der Grundlage des CEB-FIB Model Codes /5.1/ beschrieben (Bild 5.1).

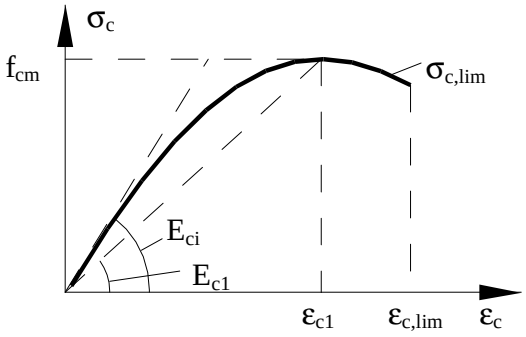


Bild 5.1: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für einachsige Druckbeanspruchung nach /5.1/

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einachsige Druckbeanspruchung ist wie folgt definiert:

$$\sigma_c = -\frac{\frac{E_{ci}}{E_{cl}}\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^2}{1+\left(\frac{E_{ci}}{E_{cl}}-2\right)\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}} f_{cm} \quad \text{für } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \tag{5.1}$$

mit

E_{ci} Tangentenmodul

σ_c Betondruckspannung

E_{ci} Tangentenmodul

ε_c Betonstauchung (Betondruckdehnung)

ε_{cl} = - 0,0022

E_{cl} = $f_{cm}/0{,}0022$ = E-Modul vom Ursprung bis zur Spitze der Betondruckbeanspruchung f_{cm}

5.1.2 Einachsige Zugbeanspruchung des Betons (statisch), Tension Stiffening

Durch die geringe Zugtragfähigkeit des Betons und der daraus resultierenden Rißbildung bei Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es zu einem Aufreißen des Betonquerschnitts. Im Riß werden die Kräfte vom Bewehrungsstahl allein übernommen, zwischen den Rissen werden aber Kräfte vom Bewehrungsstahl durch Verbund auf den umgebenden Beton übertragen. Dieses Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Tension Stiffening) kann in nichtlinearen Berechnungsverfahren auf zwei verschiedene Arten berücksichtigt werden. Entweder kann für die Steifigkeitserhöhung eine modifizierte σ-ε-Kurve im Zugbereich des Betons definiert werden, oder sie kann durch eine modifizierte σ-ε-Kurve des Bewehrungsstahls erfaßt werden. Beide Möglichkeiten werden nachfolgend kurz vorgestellt.

5.1.2.1 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Betons im Zugbereich (statisch) mit Tension Stiffening

Die Arbeitslinie des Betons auf Zug ist gekennzeichnet durch ein lineares Anwachsen der Betonzugspannungen bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit. Nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit f_{ctm} läßt sich die σ-ε-Kurve durch einen abfallenden Ast beschreiben, dessen Länge auf die zur Zugfestigkeit gehörende Dehnung ε_{ct} bezogen ist. Die Faktoren α werden nach /5.9/ mit 8 bis 10 angegeben.

$$\varepsilon_{ctu} = \alpha \cdot \varepsilon_{ct} \qquad \textbf{(5.2)}$$

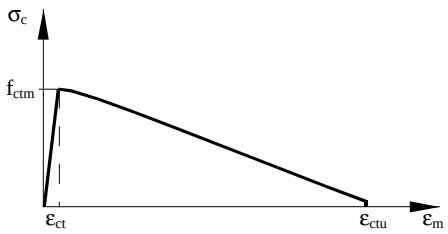


Bild 5.2: Zugbereich des Betonwerkstoff-gesetzes zur Berücksichtigung der Mit-wirkung des Betons zwischen den Rissen

Der Verlauf des abfallenden Astes in der in Bild 5.2 beschriebenen σ-ε-Kurve zeigt nach Schwennicke /5.10/ eine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad. Bei einem kleinen Bewehrungsgrad μ verläuft der abfallende Ast nahezu linear oder schwach parabelförmig, während er bei einem hohen Bewehrungsgrad zunächst stark abfällt (auf etwa den halben Wert der Betonzugfestigkeit) und dann sehr flach verläuft, so daß nur noch eine schwache Mitwirkung des Betons auf Zug vorhanden ist.

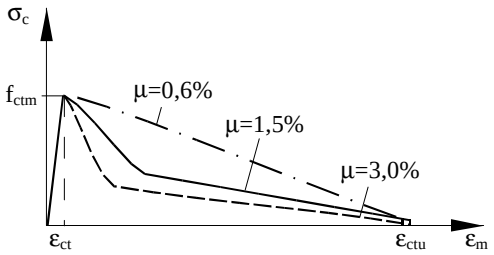


Bild 5.3: Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Spannungs-Dehnungsbeziehung und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach /5.10/

Der Verlauf der σ-ε-Kurve des Betons im Druck- und Zugbereich läßt sich damit nach Bild 5.4 beschreiben.

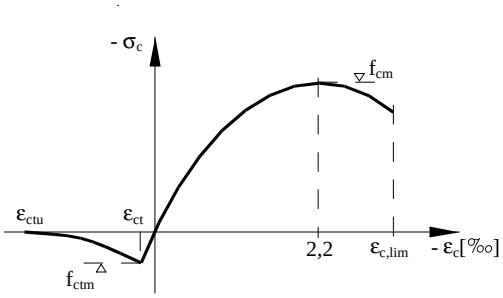


Bild 5.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons im Druckbereich sowie im Zugbereich unter Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Zur Beurteilung der Bauteilfestigkeit nach dem Örtlichen Konzept ist auch das Verformungsverhalten des Betons so zu beschreiben, daß sich für beliebig vorgegebene Beanspruchungs-Zeit-Abläufe eindeutige σ-ε-Pfade ergeben. In dieser Arbeit werden Entlastungen (statisch) aus dem Druckbereich mit einer Steigung des Anfangs-Elastizitätsmoduls und Entlastungen aus dem Zugbereich nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ctm} mit einer Geraden zum Koordinatenursprung erfaßt.

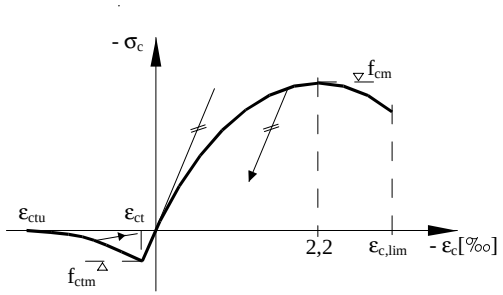


Bild 5.5: Be- und Entlastungspfade im Zug- und Druckbereich bei Beton

5.1.2.2 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Bewehrungsstahls im Zugbereich (statisch) mit Tension-Stiffening

In der Literatur (z. B. /5.1/ bis /5.4/, /5.6/, /5.9/ bis /5.12/ und /5.15/ bis /5.19/) wird die Rißbildung im Beton unter Zugbeanspruchung und das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen ausführlich beschrieben. Im Rahmen dieser Arbeit werden deshalb nur die wesentlichen Vorgänge dargestellt.

Das gesamte Spannungs-Dehnungsverhalten (statisch) eines in Beton eingebetteten Bewehrungsstahls ist im CEB-FIP Model Code 1990 /5.1/ angegeben (Bild 5.6). Mit diesen Beziehungen lassen sich die Verformungen und die Steifigkeiten eines Stahlbeton-Zuggliedes unter statischer Belastung sehr wirklichkeitsnah abschätzen.

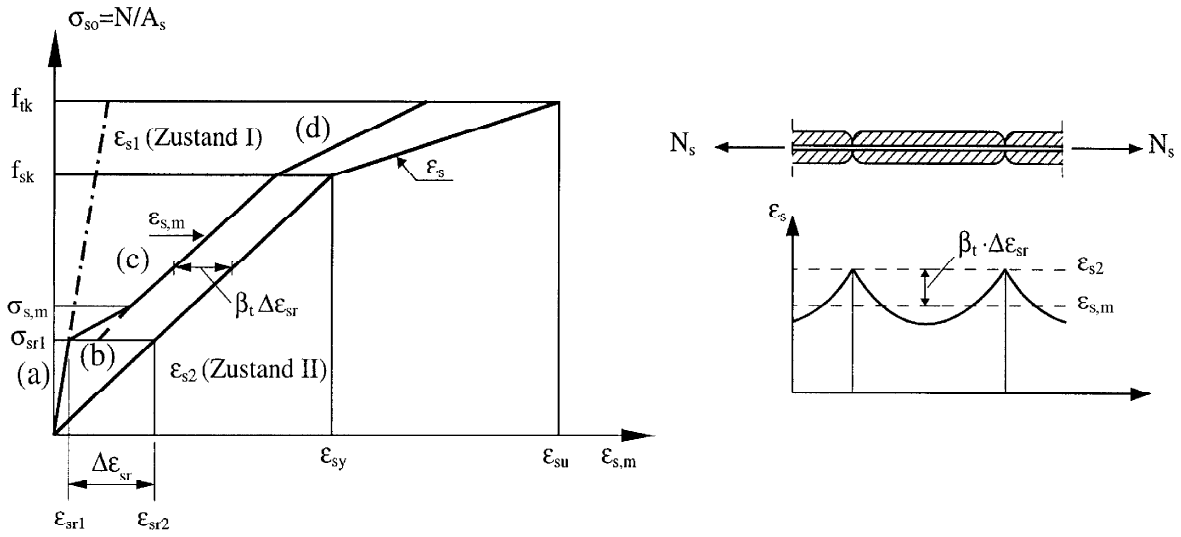


Bild 5.6: Spannungs-Dehnungsbeziehung für den eingebetteten Bewehrungsstahl nach /5.1/

Vom Beanspruchungsbeginn bis zum Fließen der Bewehrung werden folgende Phasen der Rißbildung unterschieden:

(a) der ungerissene Zustand I

(b) die Erstrißbildung bis zum abgeschlossenen Rißbild

(c) das stabile Rißwachstum (sukzessive Rißteilung)

(d) Fließen und Nachfließverhalten (mit Verfestigung).

Um den Einfluß der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen besser erkennen zu können, enthält Bild 5.6 die Spannungs-Dehnungslinie des Bewehrungsstahls im reinen Zustand II.

Die Be- und Entlastungspfade (statisch) eines auf Zug beanspruchten Betonstahls unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen werden im Rahmen dieser Arbeit als Geraden zwischen der zuletzt erreichten Bewehrungsstahlspannung ($\sigma_s \leq f_{sk}$) und dem Koordinatenursprung erfaßt.

Die modifizierte Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist für die einzelnen Bereiche wie folgt definiert:

a) ungerissener Querschnitt

$$0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr1} \quad \text{bzw.} \quad 0 \leq N_s \leq N_{s,cr} \qquad \textbf{(5.3)}$$
$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s1}$$

(b) Zustand der Erstrißbildung

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta_t(\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{sm} - \sigma_s)}{\sigma_{sm} - \sigma_{sr1}} \underbrace{(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})}_{\Delta\varepsilon_{sr}} \qquad \textbf{(5.4)}$$

In dieser Phase findet ein Dehnungssprung der Größe $\Delta\varepsilon_{sr}$ statt.

(c) Stabiles Rißwachstum (sukzessive Rißbildung)

$\sigma_{srn} < \sigma_s \leq f_{sk}$ bsw. $N_{s,m} < N_{s,y}$

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s2} - \beta_t (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon s_{r1}) \qquad \textbf{(5.5 a)}$$

$$= \varepsilon_{s2} - \beta_t * \Delta\varepsilon_{sr} \qquad \textbf{(5.5 b)}$$

(d) Fließen und Nachfließverhalten

$f_{sk} < \sigma_s < f_{tk}$

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \underbrace{(\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})}_{\Delta\varepsilon_{sr}} + \delta \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{sk}}\right)(\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \qquad \textbf{(5.6)}$$

Dabei ist:

ε_{s1} die Betonstahldehnung im ungerissenen Zustand,

ε_{s2} die Betonstahldehnung im gerissenen Zustand ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen,

ε_{sy} die Betonstahldehnung an der Fließspannung f_{sk},

ε_{sr1} die Betonstahldehnung im ungerissenen Zustand infolge der Rißschnittgröße $N_{s,cr}$, die mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu bestimmen ist,

ε_{sr2} die Betonstahldehnung des gerissenen Querschnittes (reiner Zustand II) unter der Rißschnittgröße,

$\varepsilon_{s,m}$ mittlere Betonstahldehnung

σ_{sr2} die Betonstahlspannung im Riß,

σ_{sr1} die Betonstahlspannung vor dem ersten Riß, eine Funktion der Betonzugfestigkeit und des Bewehrungsgrades,

σ_{sm} die Betonstahlspannung bei abgeschlossener Rißbildung; wenn keine genaueren Angaben vorliegen, darf mit $\sigma_{sm} = 1.3\,\sigma_{sr1}$ gerechnet werden;

$N_{s,cr}$ die Normalkraft bei Erstrißbildung ($N_{s,cr} = \sigma_{sr1}\, A_s$),

$N_{s,m}$ die Normalkraft bei abgeschlossener Erstrißbildung, für die der Wert $N_{s,m} = 1.3\, N_{s,cr}$ angesetzt werden darf,

$ß_t$ ein Beiwert, der für Betonrippenstahl für Kurzzeitbelastung (reiner Zug) mit 0.4 angesetzt werden darf,

$ß_t$ ein Beiwert, der für Betonrippenstahl für Dauerlast oder wiederholter Belastung (reiner Zug) mit 0.25 angesetzt werden darf,

f_{sk} der charakteristische Wert der Streckgrenze,

δ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses f_{tk}/f_{sk} und der Fließspannung $f_{sk,}$ der für duktilen Bewehrungsstahl und f_{sk} = 500 M Pa mit 0.8 angenommen werden darf.

Wesentliche Einflußgrößen für das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen sind die Betonfestigkeit f_{ct}, die Verbundgüte und der Bewehrungsgrad μ. Die Mitwirkung des Betons steigt, wenn der Bewehrungsgrad abnimmt (vergl. hierzu auch Bild 5.3). Bild 5.7 verdeutlicht dies sehr eindrucksvoll.

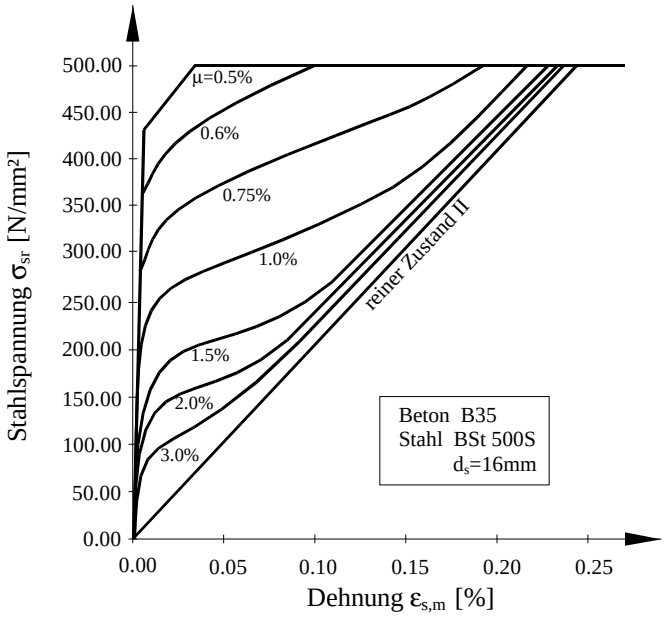


Bild 5.7: Mittlere Dehnungs-Spannungsbeziehungen im elastischen Stahldehnungsbereich nach /5.11/

5.1.3 Riß- und Krümmungsverhalten von Verbundquerschnitten im negativen Momentenbereich

Hanswille /5.12/ hat, aufbauend auf den Regelungen im EC2, ein modifiziertes Verfahren zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern entwickelt. Damit ist eine realistische Berechnung der Betonstahlspannungen von Verbundquerschnitten mit gerissenen Betongurten unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen möglich.

In Bild 5.8 sind für einen Verbundquerschnitt unter negativer Momentenbeanspruchung (statisch) die Zusammenhänge zwischen Biegemoment M bzw. Gurtnormalkraft N_s und der Krümmung κ dargestellt. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit in der Randfaser des Betongurtes unter dem Rißmoment M_r besteht ein linearer, der Elastizitätstheorie gehorchender Zusammenhang. Sobald das Rißmoment M_r erreicht ist, bilden sich unter der Rißnormalkraft N_{sr} zunächst einige Risse mit relativ großen Rißabständen. Die Rißbildung verursacht eine Abnahme der Steifigkeit des Betongurtes und eine entsprechende Zunahme der mittleren Dehnung $\varepsilon_{s,m}$. Der sich einstellende Gleichgewichtszustand ist durch ein größeres Biegemoment M_a im Stahlträger und entsprechend kleinere Normalkräfte N_s und N_a gekennzeichnet.

Erst wenn das Biegemoment so weit gesteigert wird, daß im Stahlbetongurt wiederum die Rißnormalkraft N_{sr} erreicht wird, können weitere Risse entstehen. Der erneute Abfall der Gurtnormalkraft bzw. die Zunahme der Krümmung bei weiterer Rißbildung ist dann weniger stark ausgeprägt. Der Bereich, in dem die Gurtnormalkraft nicht über das Niveau N_{sr} hinaus anwächst, wird als Bereich der Erstrißbildung bezeichnet.

Die Rißbildung bewirkt, daß in der unmittelbaren Umgebung des Risses eine Umlagerung der Kräfte vom Beton auf den Bewehrungsstahl stattfindet. Die daraus resultierenden Schubbeanspruchungen zwischen dem Beton und dem Bewehrungsstahl (Verbundspannungen) führen zu Relativverschiebungen zwischen diesen Verbundpartnern und damit zur Öffnung des Risses.

Der Verlauf der Spannung σ_c im Beton und σ_s im Bewehrungsstahl im Bereich der Erstrißbildung wird durch Bild 5.9 charakterisiert. Zwischen den einzelnen, weit auseinanderliegenden Rissen befinden sich noch Bereiche, in denen keine Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl auftreten. Wächst in diesen Bereichen die Betonspannung durch Momentensteigerung bis auf den Wert der Betonzugfestigkeit an, kommt es dort zu weiteren Rißbildungen.

Im Bereich der Erstrißbildung ist die obere Grenze der Beanspruchung des Gurtes durch die Rißnormalkraft N_{sr} gegeben. Infolge der noch großen Rißabstände werden die Relativverschiebungen an einzelnen Rissen nicht durch benachbarte Risse beeinflußt. Die Risse öffnen sich in diesem Beanspruchungsbereich maximal bis auf den Wert bei Entstehen des ersten Risses.

Wird die Momentenbeanspruchung weiter bis auf den Wert M_{su} gesteigert, stellt sich im Gurt ein Rißabstand ein, bei dem über die gesamte Länge zwischen Bewehrungsstahl und Beton Relativverschiebungen auftreten. Unter der Gurtkraft $N_s = N_{sr}$ ist die Betonspannung σ_c zwischen den Rissen stets kleiner als die Betonzugfestigkeit. Der Zustand wird als abgeschlossene Erstrißbildung bezeichnet.

Ein Anwachsen der Gurtnormalkraft N_s über das Niveau N_{sr} hinaus wird bei einer weiteren Steigerung der Biegebeanspruchung erreicht; dabei wachsen die Rißbreiten an. Zwischen den Rissen können noch weiterhin Kräfte in den Beton eingeleitet werden, da die Verbundwirkung zwischen der Bewehrung und dem Beton noch nicht erschöpft ist. Diese Steigerung bewirkt wieder ein Erreichen der Betonzugfestigkeit und weitere sukzessive Rißbildungen.

Bei **statischer** Belastung führt das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen –in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades- auch bei höheren Beanspruchungen zu einer deutlichen Vergrößerung der Steifigkeit des Betonsgurtes und damit auch zur Gesamtsteifigkeit des Verbundquerschnitts.

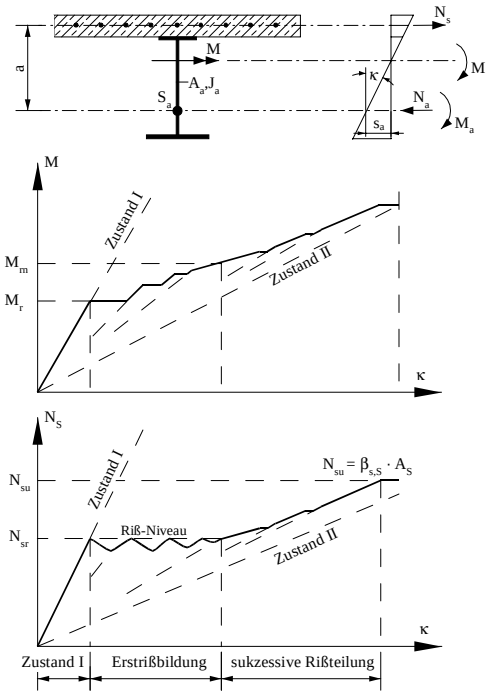


Bild 5.8: Momenten-Krümmungsbeziehung und Normalkraft-Krümmungsbeziehung bei Rißbildung im gezogenen Betongurt

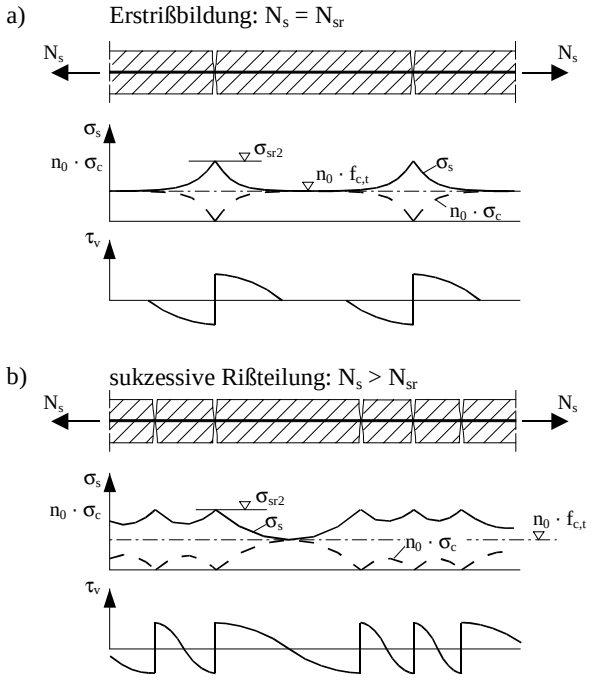


Bild 5.9: Beanspruchungen im Betongurt bei Erstrißbildung und bei sukzessiver Rißbildung nach /5.3/

Schwindverformungen haben auf das Rißverhalten von Verbundträgern einen nennenswerten Einfluß. Infolge der Behinderung der Schwinddeformationen durch die Bewehrung und den Stahlträger entsteht ein Eigenspannungszustand, der im Betongurt Zugkräfte erzeugt. Bei gleichzeitiger Biegebeanspruchung entstehen dann Risse unter einem geringeren Lastniveau. Im Rahmen dieser Arbeit werden diese Anteile jedoch vernachlässigt.

5.2 Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurven des Betons

Die Vorgänge, die im zyklisch belasteten Werkstoff Beton ablaufen, sind nicht in gleichem Maße geklärt wie bei metallischen Werkstoffen. Der Schadensprozeß scheint aber sowohl unter zyklischer als auch unter monoton anwachsender Belastung ähnlich zu verlaufen. Der gesamte Schadensablauf läßt sich in drei Phasen unterteilen. Die Rißentstehungsphase ist, bedingt durch die schon vorhandenen Vorschädigungen, bereits nach 5 bis 10 % der insgesamt ertragbaren Lastspielzahlen abgeschlossen. Den größten Anteil im Schadensablauf nimmt die Phase des stabilen Rißwachstums ein. In etwa den letzten 20 % der Lebensdauer spielt sich die zum endgültigen Bruch führende Phase des instationären Rißwachstums ab.

5.2.1 Veränderung der Steifigkeit unter zyklischer Belastung im Druckbereich

Die Gesamtlebensdauer eines auf Druck belasteten Betonkörpers kann in drei Bereiche unterschiedlicher Steifigkeitsänderung unterteilt werden. Der erste Bereich ist durch einen schnellen Zuwachs der Gesamtdehnung (Betonstauchung) gekennzeichnet; er liegt im Bereich der ersten 10 % der ertragbaren Lastspiele. In dem zweiten, mittleren Bereich, der Betonlebensdauer wächst die Gesamtdehnung langsam, aber kontinuierlich an. Dieser Bereich liegt etwa bei Lastspielzahlen, die zwischen 10 und 80 % der Bruchlastspielzahl liegen. Der dritte Bereich mit Lastspielzahlen, die über 80 % der Bruchlastspielzahl hinausgehen, charakterisiert eine beschleunigte Vergrößerung der Dehnungszunahme bis zum Versagen des Betonkörpers. Die Geschwindigkeit der Veränderung der Gesamtdehnung kann als Maß der fortschreitenden Schädigung des Betons angesehen werden.

Trägt man die Spannungs-Dehnungsbeziehung für verschiedene Schädigungsverhältnisse n/N auf, so lassen sich nach Holmen /5.20/ aus dem Verlauf der σ-ε-Linien Schlüsse auf die verbleibende Lebensdauer des Betons ziehen. Zu Anfang der zyklischen Belastung ist die σ-ε-Linie konkav, mit zunehmenden Lastspielzahlen nimmt sie eine konvexe Form an.

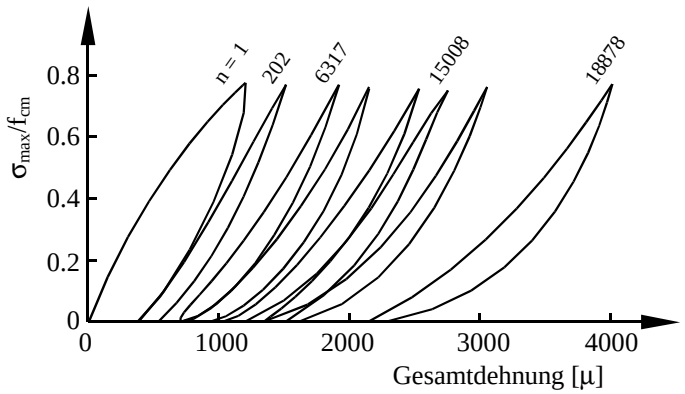


Bild 5.10: Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter Druckbeanspruchung nach /5.20/

Der Verlauf der σ-ε-Linien unter zyklischer Druckbeanspruchung des Betons zeigt eine Analogie zu dem Verlauf der zyklischen Dübelkennlinien.

Die Gesamtdehnung des Betons läßt sich ähnlich wie bei metallischen Werkstoffen in zwei Anteile aufspalten: in einen reversiblen Anteil ε_e, der auch die rein elastische Dehnung beinhaltet, und einen nicht reversiblen Anteil ε_p. Mit wachsender Lastspielzahl nehmen beide Dehnungsanteile zu. Die verbleibende Dehnung kann als von der Festigkeit des Betons unabhängige Kriechverformung aufgefaßt werden. Der E-Modul des Betons kann aus dem elastischen Anteil der reversiblen Dehnung als Funktion der Lastspielzahl bestimmt werden. In Bild 5.11 ist der Verlauf einer solchen Funktion dargestellt.

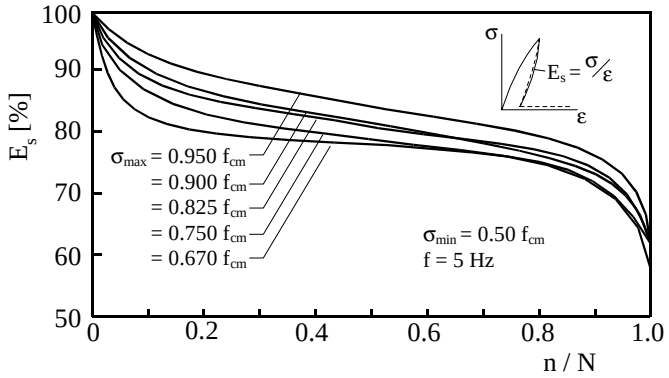


Bild 5.11: Entwicklung des Sekantenmoduls des Betons unter zyklischer Belastung nach /5.20/

5.2.2 Spannungs-Dehnungslinien bei zyklischer Zugbeanspruchung

Bei zugbeanspruchtem Beton bleibt die Größe der elastischen Dehnung nach /5.21/ von der Lastspielzahl unabhängig. Die Zunahme der Gesamtdehnung ist nur durch die wachsende plastische (irreversible) Verformung bedingt.

Reinhardt /5.7/ gibt aus Versuchsauswertungen an prismatischen Betonproben unter zyklischer Zugbelastung Spannungs-Dehnungslinien gemäß Bild 5.12 an. Für die in Bild 5.12 dargestellte Spannungs-Dehnungslinie betrug die Meßlänge 35 mm.

Diese Spannungs-Dehnungslinien sind gekennzeichnet durch eine stetige Abnahme der Spannung mit zunehmender Verformung (Entfestigung nach Erreichen der Zugfestigkeit), eine Steifigkeitsabnahme mit zunehmenden Lastspielzahlen sowie eine Zunahme der irreversiblen Verformung.

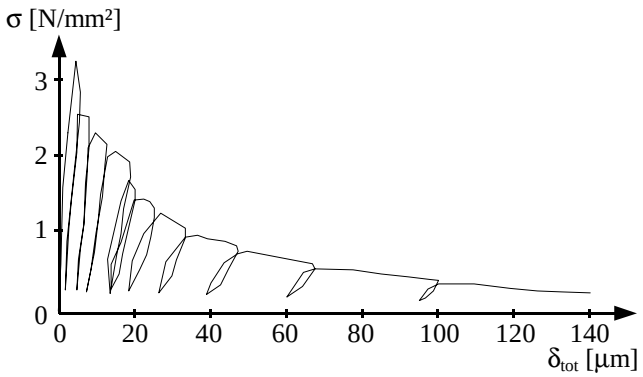


Bild 5.12: Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter Zugbelastung nach /5.7/

Durch die schnelle Abnahme der Zugspannungen im Beton unter zyklischer Belastung baut sich der Einfluß aus dem Mitwirken des Betons zwischen den Rissen sehr schnell ab.

6. Verhalten der Verdübelung bei einachsiger statischer und bei einachsigen zyklischen Beanspruchungen

In den nachfolgenden Betrachtungen werden Kopfbolzendübel als Verbundmittel zwischen den zu verbindenden Bauteilen Beton und Stahlträger vorausgesetzt. Die Befestigung der Kopfbolzendübel auf dem Stahlträger erfolgt durch das Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung.

Kopfbolzendübel bestehen aus einem metallischen Werkstoff (Stahl), so daß für die zyklischen Beanspruchungen zunächst das Werkstoffverhalten entsprechend Kapitel 4 unterstellt werden darf. Zusätzlich wird die Gesamtcharakteristik der Verdübelung aber noch von den Komponenten Beton und Profilblech beeinflußt. Insbesondere ist die kontinuierliche Veränderung der Kennlinie durch die allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß zu berücksichtigen. Damit stellen die zyklischen Dübelkennlinien ein kombiniertes Verhalten der zyklischen Kennlinien von Stahl und Beton dar.

Experimentell ist das zyklische Verhalten der Verdübelung mit Profilblechen bislang nur im Schwellbereich und für maximale Oberlasten bis zu 82 % der statischen Dübeltragfähigkeit untersucht. Entsprechend gelten die anschließenden Beschreibungen auch nur für diesen Anwendungsbereich.

6.1 Verformungen (Schlupf) und Versagen bei zyklischen Beanspruchungen

Zur Beurteilung der Zeitfestigkeit mit numerischen Berechnungen nach dem Örtlichen Konzept ist es zum einen erforderlich, das Verformungsverhalten der Werkstoffe so zu beschreiben, daß sich für beliebig vorgegebene Beanspruchungs-Zeit-Abläufe eindeutige elastisch-plastische σ-ε-Pfade ergeben. Zum anderen müssen die örtlichen σ-ε-Pfade bezüglich Versagen, z. B. Anrißbildung, bewertet werden.

Die σ-ε-Pfade der Verdübelung unter zyklischer Belastung sind aber noch nicht so ausreichend erforscht, um daraus genaue analytische Beschreibungen der zyklischen σ-ε-Kurven sowie deren Verhalten (Hysterese-Memory-Verhalten) ableiten zu können. Dennoch wird in diesem Kapitel versucht, durch Analogiebetrachtungen zu dem zyklischen Verhalten des Stahls und unter Berücksichtigung des zyklischen Verhaltens des Betons sowie einem Vergleich mit den bereits vorliegenden Meßergebnissen (Spannungen, Dehnungen, Schlupf, ...) das phänomenologische Verhalten der Verdübelung unter zyklischer Belastung zu beschreiben.

6.2 Zyklische Dübelkennlinien (Last-Schlupfkurven)

Alle bisherigen Push-Out-Versuche wurden mit konstanten Ober- und Unterlasten mit Einstufenbelastungen durchgeführt. Eine systematische, experimentelle Ermittlung der stabilisierten zyklischen σ-ε-Kurven der Verdübelung -beispielsweise mit einem Incremental Step Test- ist bisher noch nicht erfolgt.

6.2.1 Statische und zyklische Last-Schlupfkurven der Verdübelung (qualitativ)

Die Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln wird üblicherweise in Scherversuchen ermittelt. In mehreren Forschungsvorhaben wurden an der Universität Kaiserslautern (/6.1/, /6.3/ bis /6.5/) die statischen Dübelkennlinien (Last-Verformungskurven der Verdübelung), die den Zusammenhang zwischen der Dübelkraft $D_{dü}$ und dem Schlupf s darstellen, für Dübel mit Profilblechen ermittelt. Nach Bode /6.3/ sind für Kopfbolzendübel Ø22 statische Last-Verformungskurven 'Dübelkennlinien' (Bild 6.1) bei Profilblechen angegeben.

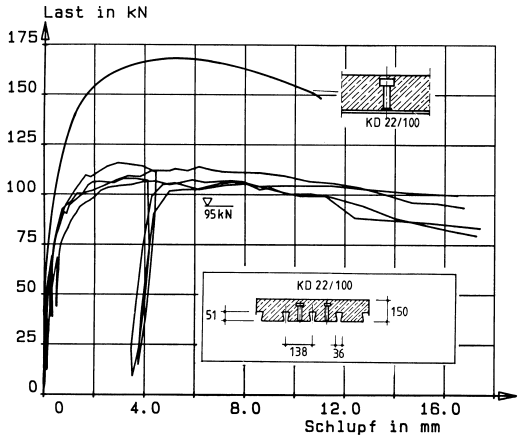


Bild 6.1: Statische Last-Verformungskurven bei Holoribblechen nach /6.3/ (Dübelkennlinien aus Versuchen)

Eine Mittelwertbildung der aus den Versuchen gewonnenen Dübelkennlinien führt zu einer repräsentativen Dübelkennlinie (Bild 6.2) für Kopfbolzendübel Ø22 mit Hororibblechen.

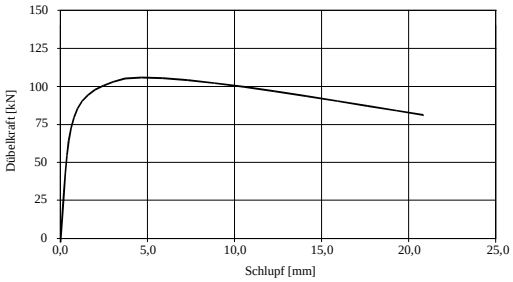


Bild 6.2: Repräsentative statische Dübelkennlinie für KBD Ø22 mit Holoribblechen nach /6.3/

Sämtliche Versuche, die im Rahmen des Forschungsvorhabens 'Trägerverbund im Industriebau unter nicht ruhender Belastung bei Verwendung von Profilblechen' von Bode und Kretz /6.1/ durchgeführt wurden, erfolgten mit Dübelbeanspruchungen, die maximal 82 % der statischen Dübelkragfähigkeit entsprachen.

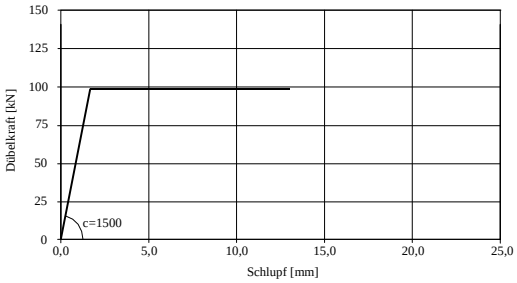


Bild 6.3: Vereinfachte statische Dübelkennlinie für KBD Ø22 mit Holoribblechen

Da die Dübel bei allen Versuchen im linear-elastischen Bereich beansprucht wurden, ist eine vereinfachte Abbildung der statischen Dübelkennlinie möglich, ohne daß sich die Dübelkräfte im linear-elastischen Bereich gegenüber der genaueren Abbildung (Bild 6.2) ändern. Als Dübeltragfägkeit $D_{dü,u}$ wird die Dübelkraft, die sich aus den Versuchsergebnissen bei einer Verformung von 10 mm ergeben hat, angenommen. Zur Festlegung einer vereinfachten statischen Dübelkennlinie ist die Dübelsteifigkeit C (kN/cm) und die Dübeltragfähigkeit $D_{dü,u}$ anzugeben (Bild 6.3).

Aus den Versuchsauswertungen von dynamisch beanspruchten Push-Out- und Trägerversuchen von Bode und Kretz /6.1/ sowie aus den Versuchen von Bode und Becker /6.5/ läßt sich das Spannungs-Dehnungsverhalten bzw. Last-Schlupfverhalten der Verdübelung durch drei Bereiche charakterisieren (Bild 6.4). Der erste Bereich, der sich nur über wenige Lastwechsel erstreckt, ist durch einen schnellen Zuwachs der Gesamtverformung (Schlupf) gekennzeichnet. Dabei hat die Verdübelung bei der Erstbelastung die größte Nachgiebigkeit. Nach der ersten Entlastung stellt sich ein bleibender Schlupf ein (Initial-Schlupf), der im wesentlichen von der Größe der Oberlast abhängt. Während der weiteren Lastspiele wächst der Schlupf nur langsam aber kontinuierlich an; es liegt eine nahezu linear-elastische Dübelcharakteristik mit Anfangsschlupf vor. Dieser Bereich liegt etwa bei Lastspielzahlen, die zwischen 1 und 80 % der Bruchlastspielzahl betragen. Im anschließenden dritten Bereich, mit Lastspielzahlen über 80 % der Bruchlastspielzahl, steigen die Schlupfwerte überproportional an, während die Steifigkeit stark abnimmt (vergl. Kapitel 3.1.4). Das Versagen kündigt sich durch ein schnelles Anwachsen des Schlupfes an.

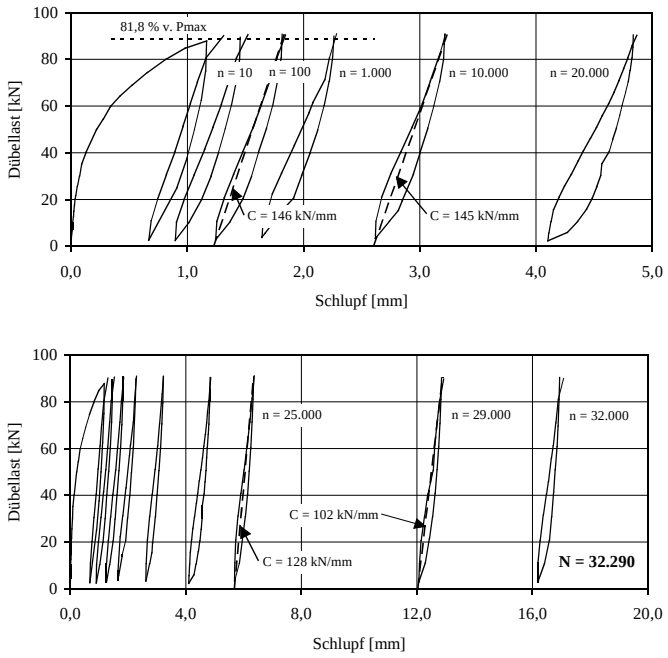


Bild 6.4: Dübellast-Schlupfdiagramm des Scherversuches S2-10 nach /6.4/

Für das experimentell ermittelte Verhalten der Verdübelung unter zyklischer Belastung läßt sich folgende Modellvorstellung entwickeln:

Die Dübel können sich anfangs noch plastisch an den umgebenden Beton andrücken, so daß sich die Steifigkeit (außer nach der ersten Belastung) zunächst kaum verändert. Mit zunehmender Lastspielzahl vergrößert sich die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Betonplatte und Stahlträger, die durch eine allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß verursacht wird. Damit geht der Kraftschuß zwischen Dübel und Beton verloren, wodurch die Dübelsteifigkeit langsam abfällt. Die Dübel

werden verstärkt auf Biegung beansprucht. Dies führt letztlich zum Anreißen und einem fortschreitenden Riß, bis der Restquerschnitt so stark eingeschnürt ist, daß er bricht.

Das Verhalten der zyklischen Dübelkennlinien (z. B. Bild 6.4) weist teilweise prinzipielle Ähnlichkeiten mit dem σ-ε-Kurvenverlauf des Werkstoffs Stahl unter zyklischem Kriechen auf (vergl. Bild 4.6).

Als Hauptunterschiede der beiden der σ-ε-Kurven sind jedoch zu nennen,

- daß es bei der σ-ε-Kurve der Verdübelung infolge der kontinuierlichen Zerstörung des Betons am Dübelfuß (zyklische Entfestigung) zu keiner Stabilisierung der Hysteresen kommt (Bild 6.5),
- daß die Erstbelastungshysteresen der Verdübelung wesentlich größere Dehnungen enthalten und
- daß die Formen der Hysteresen der Verdübelung mit wachsender Lastspielzahl eine konvexe Form annehmen.

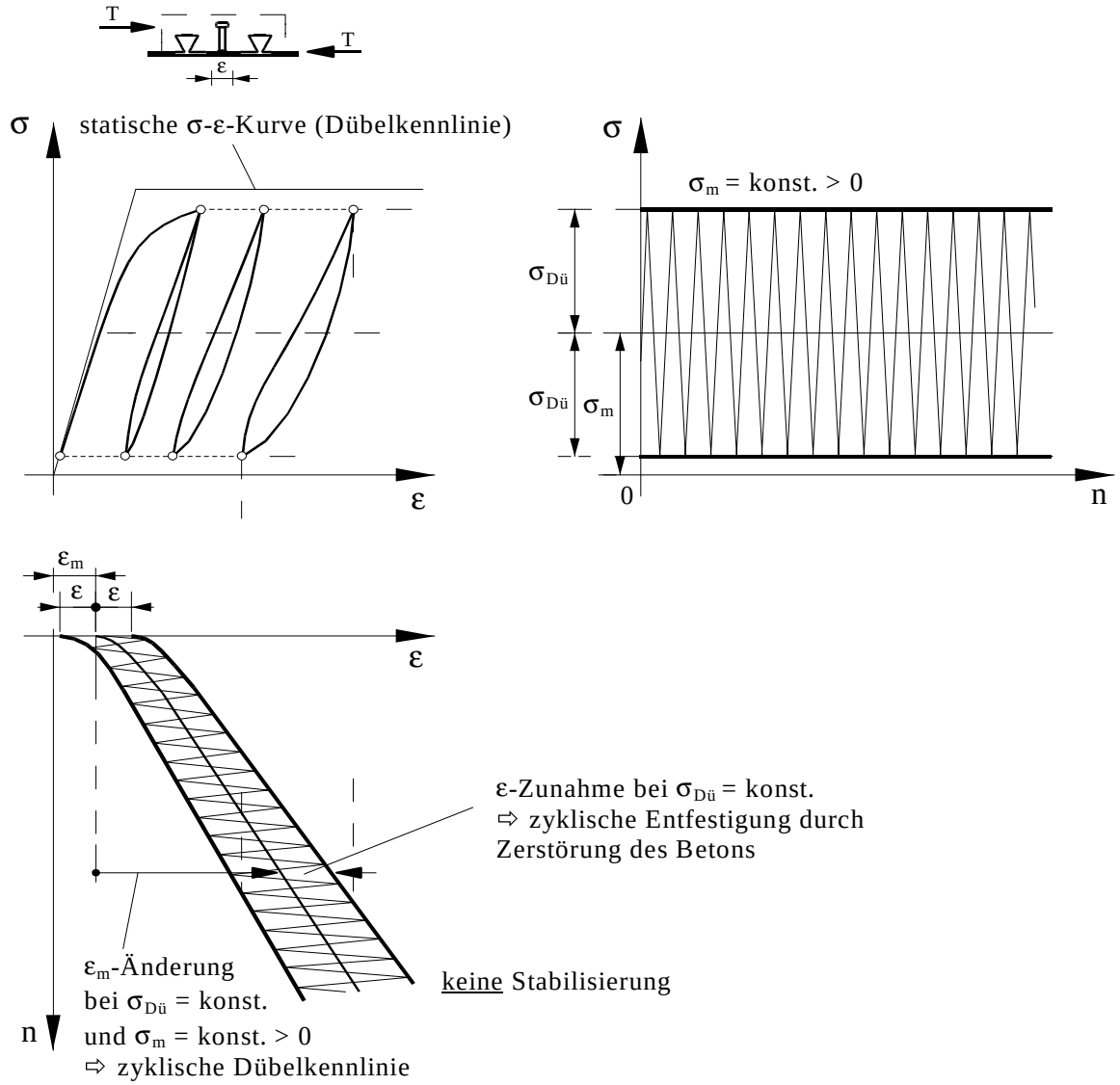


Bild 6.5: Zyklische Dübelkennlinien (schematisch)

6.2.2 Beanspruchungsgrößen der Hysteresen

Zyklische Beanspruchungen der Verdübelung verursachen Spannungs-Dehnungs- bzw. Last-Schlupfhysteresen (Bild 6.6), die sich durch die Angaben ihrer oberen und unteren Spitzenwerte sowie den Funktionsverlauf für die Hystereseäste (qualitativ) beschreiben lassen. Im Gegensatz zu dem Funktionsverlauf für die Hysteresehalbäste des Stahls nimmt die σ-ε-Linie der Verdübelung mit zunehmender Lastspielzahl eine konvexe Form an.

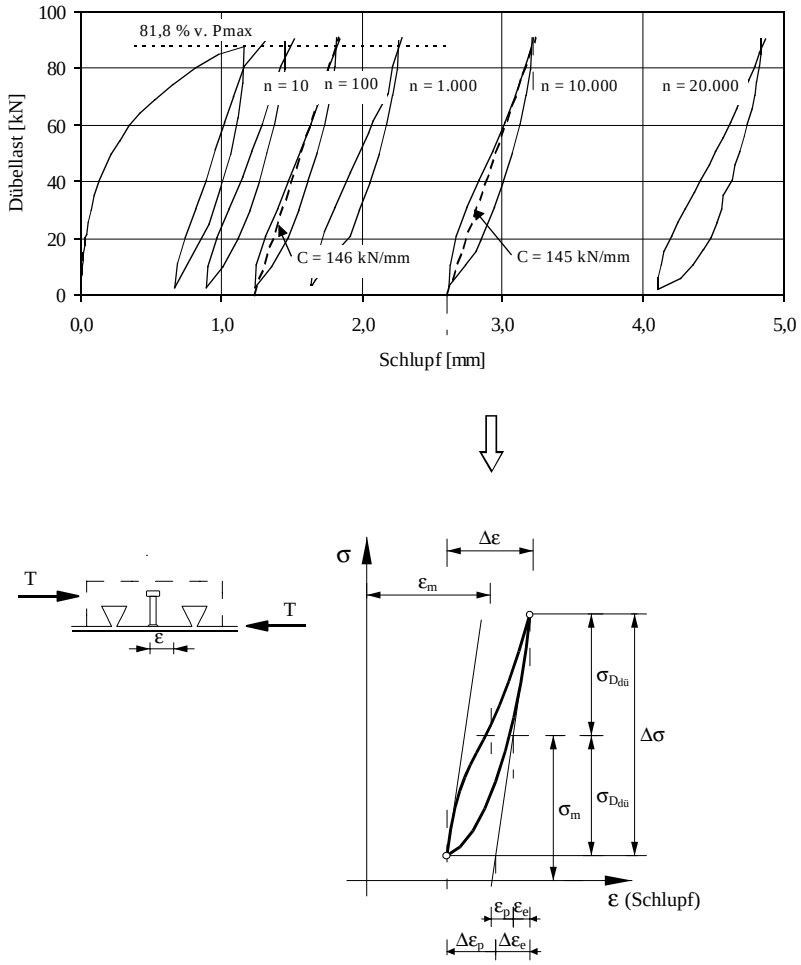


Bild 6.6: Beanspruchungsgrößen einer Hysterese der Verdübelung (qualitativ)

Auch für die Verdübelung kennzeichnet das Durchfahren einer kompletten Hysterese ein Schwingspiel und somit ein Schädigungsereignis. Die Spitzenwerte selbst sind wiederum durch vier Beanspruchungsgrößen festgelegt, und zwar durch die Oberspannungen und -dehnungen sowie Unterspannungen und -dehnungen oder durch die Spannungs- und Dehnungsamplituden (-schwingweiten) sowie Mittelspannungen und -dehnungen bzw. Spannungs- und Dehnungsverhältnisse.

Die Schwingweiten der totalen Dehnungen lassen sich aus den elastischen und plastischen Dehnungsanteilen zusammensetzen.

6.2.3 Vereinfachte Beschreibung der zyklischen Dübelkennlinien

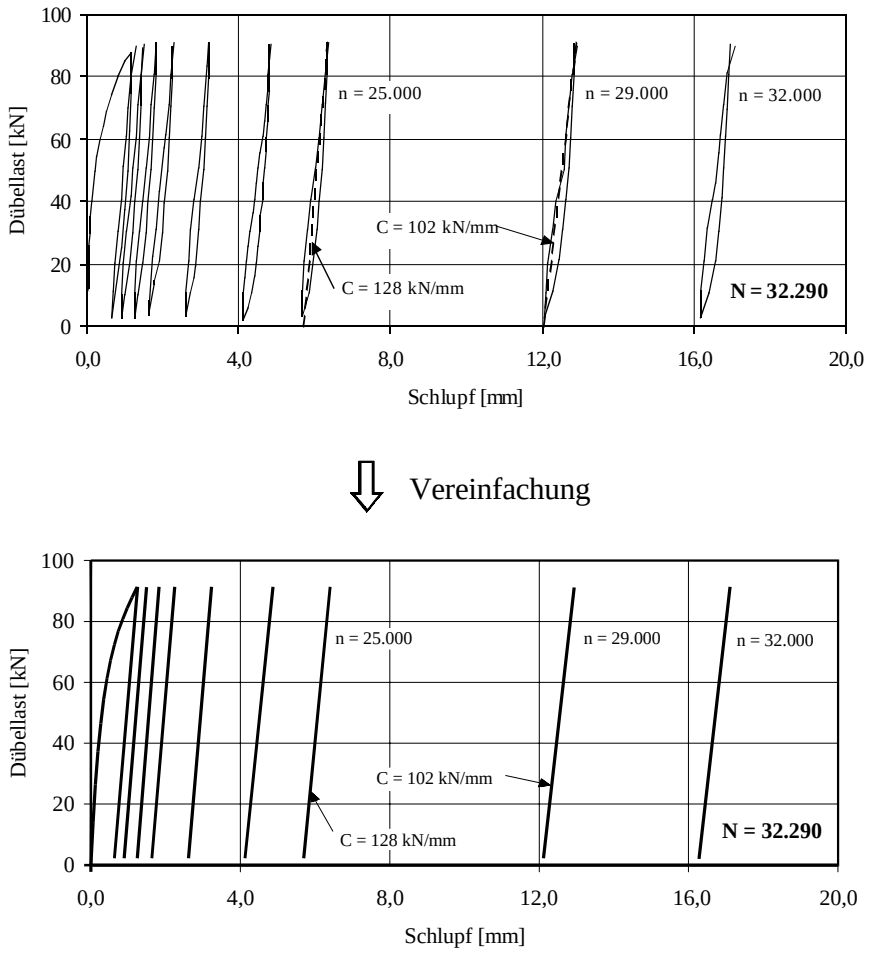


Bild 6.7: Vereinfachte Beschreibung des prinzpiellen Verlaufes der zyklischen Dübelkennlinien

Unter Vernachlässigung des genauen σ-ε-Kurvenverlaufes der Verdübelung bei Be- und Entlastung läßt sich eine vereinfachte Darstellung einer zyklischen Dübelkennlinie durch eine Gerade (im linear-elastischen Bereich) zwischen dem unteren und oberen Umkehrpunkt der Hysterese beschreiben. Aus diesen beiden Umkehrpunkten ergibt sich die Steigung der Geraden, die der Dübelsteifigkeit C_i (kN/cm) entspricht. Zur weiteren Beschreibung der Kennlinie muß noch die Größe des Schlupfanteils s_s (Spiel) bei Belastungsbeginn (ohne Kraftaufnahme) definiert sein (Bild 6.7).

Im Laufe der dynamischen Belastungen wird durch die allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß der Kontakt zwischen dem Kopfbolzendübel und dem Beton gelöst. Dadurch kommt es zu Relativverschiebungen in der Verbundfuge, ohne daß Kräfte zwischen Beton und Dübel übertragen werden. Dieser Verschiebungsanteil wird im folgenden als *Spiel* s_s bezeichnet. Die Gesamtverschiebung s_{gesamt} (Gesamtschlupf) setzt sich additiv aus dem Spiel s_s und dem Verschiebungsanteil s_k (infolge Kraftaufnahme) zusammen. Die vereinfachte zyklischen Dübelkennlinie ($D_{dü} \leq 0.82 \cdot D_{dü,u}$) kann damit durch die Größe des Spiels s_s und durch die veränderliche Dübelsteifigkeit C_i festgelegt werden (Bild 6.8).

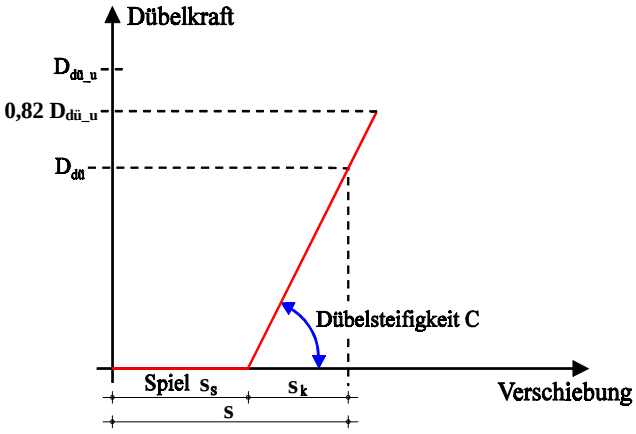


Bild 6.8: Prinzipieller Verlauf einer zyklischen Dübelkennlinie (schematisch, vereinfacht)

6.2.4 Versagenskriterien

Um das Versagen der Verdübelung zu beschreiben, können folgende Kriterien angegeben werden:

- schnelles Anwachsen des Schlupfes (im Bereich 3 nach Abschnitt 6.),
- starker Steifigkeitsverlust (im Bereich 3 nach Abschnitt 6.),
- vollständiges Abscheren der Verdübelung.

7. Programmsystem nglife

7.1 Ziel und Aufgabenstellung des Programmsystems nglife

Wie in Kapitel 3 gezeigt, liefern die bisherigen Berechnungsmöglichkeiten für dynamisch beanspruchte Verbundträger noch sehr große Unterschiede zu den experimentell gewonnenen Ergebnissen. Die Zeitfestigkeit der Verdübelung wird stark unterschätzt.

Ziel dieses Programmsystems ist es, das sich während der dynamischen Beanspruchung ständig ändernde Tragsystem möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen. Mit den wirklichkeitsnahen Beanspruchungen der einzelnen Komponenten des Verbundträgers (Beton, Bewehrung, Baustahl und Verdübelung) und zutreffenden Theoriemodulen zur Schädigungsbewertung soll dann eine zuverlässige Beurteilung (im Rahmen der bisherigen Erkenntnisse) der ertragbaren Lastspiele erfolgen.

Um dieses Ziel zu erreichen, sind neben der Entwicklung der Theoriemodule (zyklisches Materialverhalten, Wöhlerlinien und Schadensakkumulationsrechnung) vor allem die **Bestimmung der zyklischen Dübelkennlinien** und der **Übertragungsfunktionen** die wesentlichen Aufgabenstellungen.

Die Übertragungsfunktion stellt die funktionalen Zusammenhänge zwischen der äußeren Belastung und den örtlichen Spannungs-Dehnungspfaden (örtlichen Beanspruchungen) dar. Im einfachsten Fall eines linearen Zusammenhangs zwischen äußerer Belastung und örtlicher Beanspruchung ist die Übertragungsfunktion ein elastischer Übertragungsfaktor. Im kompliziertesten Fall charakterisiert die Übertragungsfunktion ein hochgradig nichtlineares Rechenmodell (FE-System). Unter 'örtlich' wird in der hier verwendeten modifizierten Fassung des Begriffs eine Stelle (z. B. im Bereich des Dübels 'xy') verstanden, während die Definition im Rahmen des Örtlichen Konzepts wesentlich enger gefaßt ist. Dort wird beispielsweise ein Bereich im Schweißwulst des Dübels als 'örtlich' festgelegt.

Das Standardverfahren 'Örtliches Konzept' ist in /2.1/ von Seeger beschrieben. Da für die hier zu untersuchenden Verbundträger teilweise andere bzw. zusätzliche Berechnungen durchzuführen sind, kann das Standardverfahren Örtliches Konzept in der dargestellten Form nicht angewandt werden. Es muß ergänzt und an die Besonderheiten von Verbundträgern angepaßt (modifiziert) werden. Im folgenden wird deshalb vom **Modifizierten Örtlichen Konzept** (Mischkonzept) gesprochen.

Die Bilder 7.1 und 7.2 stellen vereinfacht das zyklische Verhalten der Einzelkomponenten (Beton, Verdübelung und Baustahl) sowie eines Verbundträgers dar. Die Last-Schlupfverläufe des jeweiligen Trägers sind aus Versuchsmessungen nach /1.10/ entnommen.

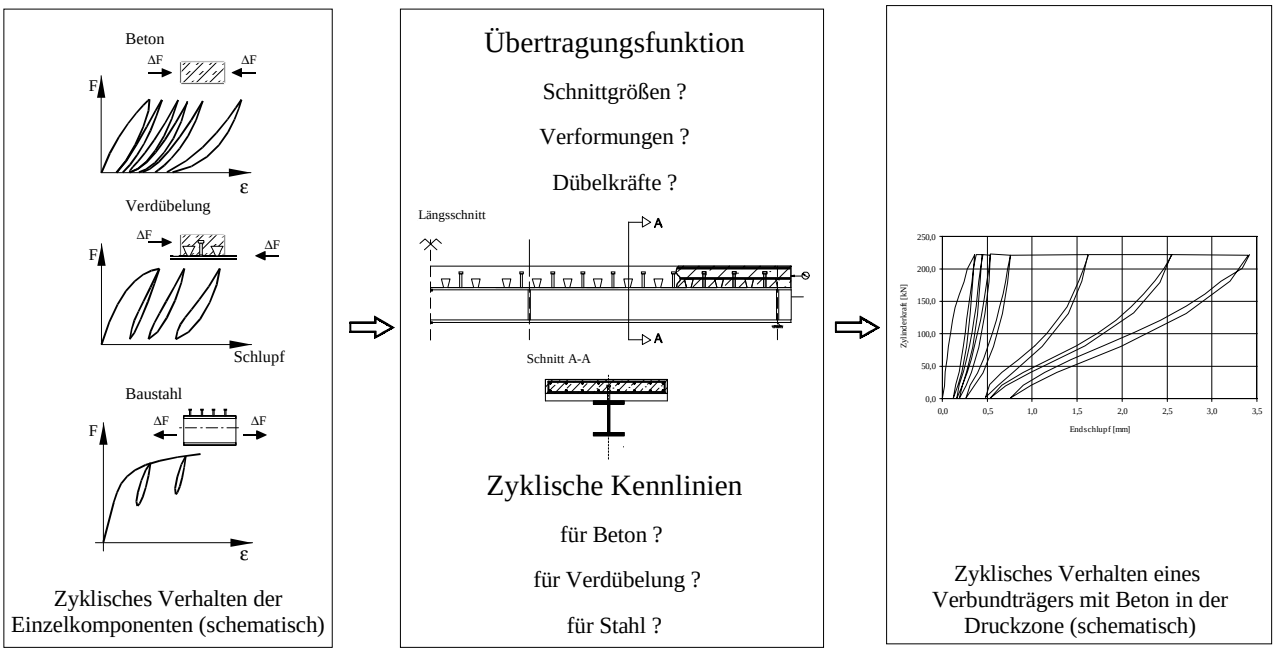


Bild 7.1: Zyklisches Verhalten der Komponenten Beton (druckbeansprucht), Verdübelung und Stahlträger sowie eines Verbundträgers mit Beton in der Druchzone (schematisch)

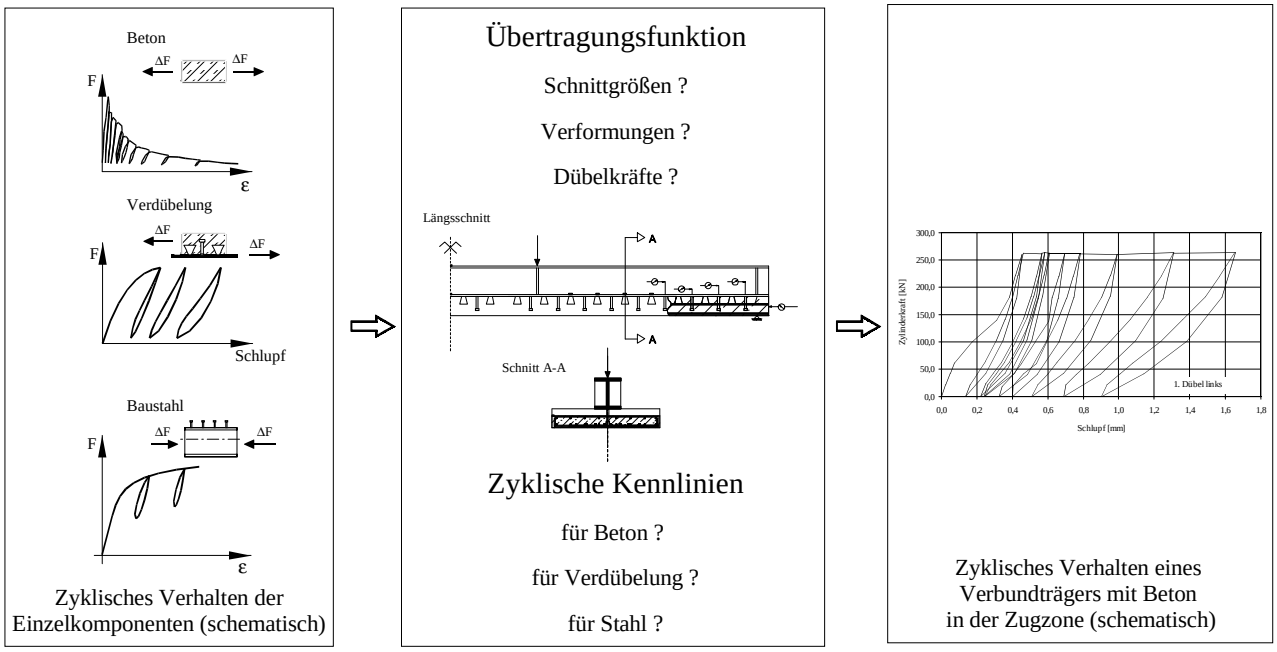


Bild 7.2: Zyklisches Verhalten der Komponenten Beton (zugbeansprucht), Verdübelung und Stahlträger sowie eines Verbundträgers mit Beton in der Zugzone (schematisch)

7.2 Rechenmodell und Berechnungsgrundlagen

7.2.1 Annahmen und Voraussetzungen

Das entwickelte Computerprogramm ermöglicht die Berechnung von statisch bestimmt und unbestimmt gelagerten Verbundträgern unter wiederholter Be- und Entlastung. Dabei wird das mit der Lastspielzahl und der Größe der Beanspruchung veränderliche, nichtlineare Werkstoff- und Dübelverhalten (*zyklische Werkstoff- und Dübelkennlinien*) berücksichtigt.

Darüber hinaus kann zu jedem Zeitpunkt der Berechnung, d. h. nach n-Lastzyklen, die *Schädigung des Trägers* sowie sämtlicher *Komponenten* (Dübel, Stahlprofil, Bewehrung, ...) berechnet und eine Ermittlung der *noch ertragbaren Lastspiele* -unter einer zu erwartenden weiteren zyklischen Einstufenbeanspruchung- durchgeführt werden.

Das zugrundegelegte Rechenmodell basiert auf dem Weggrößenverfahren und ist an nachfolgende Voraussetzungen gebunden:

1. Der Verbundträgerquerschnitt besteht aus Teilquerschnitten, die über ein definiertes Stabelement jeweils konstant sind.
2. Für jeden Teilquerschnitt gilt die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts.
3. Die einzelnen Teilquerschnitte sind durch Verbundmittel (Kopfbolzendübel) diskontinuierlich miteinander verbunden.
4. Die Teilquerschnitte sind einfach-symmetrisch.
5. Der Einfluß der Schubspannungen aus Querkraft auf die Querschnittsplastizierung und die Verformungen bleibt unberücksichtigt.
6. Die Belastung erzeugt nur einachsige Biegung mit Längskraft.
7. Die Verformungen der Stabachse sind klein gegenüber den Querschnittsabmessungen.
8. Alle Gleichgewichtsbeziehungen werden am unverformten System (Theorie I. Ordnung) aufgestellt.
9. Lokales Stabilitätsversagen einzelner Querschnittsteile z.B. an Lasteinleitungspunkten sowie Stabilitätsversagen infolge von Knicken, Beulen oder Biegedrillknicken treten nicht auf.
10. Sämtliche Werkstoffe sind homogen und isotrop.
11. Zeitabhängiges Materialverhalten (Kriechen und Schwinden) bleibt rechnerisch unberücksichtigt.
12. Die Werkstoffe und Verbundmittel verhalten sich nichtlinear elastisch-plastisch.

7.2.2 Parameter und Einflüsse, die vom Rechenverfahren erfaßt werden

1. Für Werkstoffe und Verbundmittel können beliebige, *veränderliche* (zyklische) *Kennlinien* angegeben werden.
2. Für sämtliche Kennlinien können *Be- und Entlastungspfade* (vergl. Kapitel 4 bis 6) definiert werden. *Plastische Verformungen* (Spiel bzw. Schlupf der Dübelkennlinien) werden dabei berücksichtigt.
3. Die Belastung, das System (Lagerung, Verbundmittelanordnung, Querschnittsteile) sowie die Werkstoff- und Dübelkennlinien können von Lastzyklus zu Lastzyklus verändert werden.
4. Für jedes Werkstoffgesetz läßt sich eine eigene ε-Wöhlerlinie definieren. Ist diese nicht bekannt, kann alternativ eine Wöhlerlinie für (globale) Nennspannungen angegeben werden.
5. Auf der Grundlage der Miner-Regel können Schädigungen sowie die noch zu ertragenden Lastspiele (bei Vorgabe der Belastungen der nächsten Laststufe) bestimmt werden.
6. Für jede Laststufe werden alle Ergebnisse (z. B. *Teilschädigung aller Elemente* auf dieser Laststufe, ...) der Laststufe selbst sowie die *akkumulierten* Ergebnisse (z. B. Gesamt- schädigung aller Elemente, Restlebensdauer aller Elemente, ...) und *Effekte* (z. B. Dübel abgeschert, Faser gerissen, ...) aller vorherigen Lastzyklen einschließlich der aktuellen Laststufe berechnet.
7. *Umlagerungen* aus Systemänderungen, Änderungen der Kennlinien, Ausfall der Verbundmittel oder Versagen der einzelnen Stahl-, Betonstahl- und Betonfasern werden berücksichtigt.
8. Die Werkstoffe und Verbundmittel verhalten sich statisch *nichtlinear elastisch-plastisch*. Unter wiederholter Be- und Entlastung sind die zyklischen Kennlinien nur im linear-elastischen Bereich bekannt und damit auf diesen Anwendungsbereich beschränkt.
9. Die Relativverschiebung in der Verbundfuge -der Schlupf- wird berücksichtigt.
10. Die allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß wird über die Eingabe eines *Spiels* in der Dübelkennlinie (Anschlagproblem) erfaßt.
11. Die Verschiebung der Schwerachse im Querschnitt infolge der Werkstoffgesetze (z. B. Plastizieren, Reißen, ...) wird berücksichtigt.
12. Normalkraftverformungen werden berücksichtigt.
13. Plastische Verformungen (Spiel der zykl. DKL, irreversible Stahldehnungen) der Materialien werden berücksichtigt.

7.2.3 Werkstoff- und Dübelkennlinien

Die Werkstoffe werden durch *Arbeitslinien* (statische bzw. zyklische Kennlinien) beschrieben, die den Zusammenhang zwischen den Dehnungen ε und Spannungen σ herstellen. Die Kennlinien werden durch eine beliebige Anzahl von Wertepaaren σ–ε definiert. Die Verbindung zwischen den einzelnen Wertepaaren ist linear. In dem implementierten Rechenverfahren werden die Belastungen inkremetell aufgebracht und damit auch die Kennlinien inkrementell nachgefahren (Δσ–Δε). Aufgrund des gewählten *Fasermodells* genügt die Beschreibung der Kennlinien für einachsige Beanspruchung.

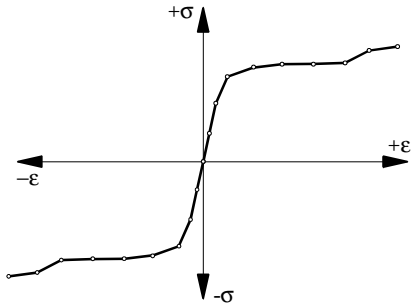


Bild 7.3: Statische Werkstoffkennlinie in allgemeiner Formulierung (schematisch)

Infolge der Beschreibung des Querschnitts als Fasermodell können Schubverzerrungen nur über die Definition einer Querkraftfläche auf Querschnittsebene berücksichtigt werden. Mit der vorhandenen Querkraft und der zur Kraftabtragung definierten Querkraftfläche (Stegfläche) wird eine mittlere Schubspannung berechnet. In der Werkstoffkennlinie führt diese Schubspannung zu einer Reduktion der Fließspannung. Als Fließbedingung wird hier die Fließhypothese nach Huber-v. Mises-Hencky zugrunde gelegt. Die Reduktion der Fließgrenze infolge von Schubbeanspruchung wird auf alle σ-Werte in der Kennlinie angewandt. Entsprechend werden die zugehörigen ε-Werte der Kennlinie korrigiert. Diese Vorgehensweise stellt eine gute Näherung zur Berücksichtigung der Interaktion zwischen Biegemoment, Normalkraft und Querkraft dar. (Anmerkung: Für die Simulation der Versuchsträger kann der Querkrafteinfluß auf die Biegung wegen der geringen Größe vernachlässigt werden).

7.2.3.1 Werkstoff- und Dübelkennlinien unter Berücksichtigung der Be- und Entlastung

Die zyklische Kennlinie stellt als Kurvenzug die Verbindung zwischen den oberen und unteren Spitzenpunkten (Umkehrpunkte) der Hysteresen dar (vergl. Kapitel 4.2.4 ff.). Auch die zyklische Werkstoffkennlinie (stabilisierte zyklische σ–ε–Kurve) wird durch eine beliebige Anzahl von σ–ε-Wertepaaren, die linear verbunden werden, definiert.

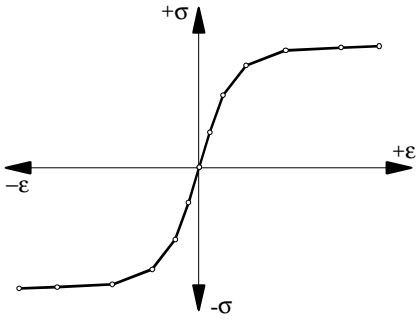


Bild 7.4: Zyklische Werkstoffkennlinie (stabilisierte zyklische σ–ε–Kurve) in allgemeiner Formulierung (schematisch)

Zur Beschreibung eines *allgemeinen σ-ε-Pfades* unter beliebiger Be- und Entlastung reicht die Definition der zyklischen *σ*-*ε*-Kurve noch nicht aus. Hierzu müssen weitere Werkstoffeigenschaften und Gesetzmäßigkeiten formuliert werden. Dies sind, wie bereits in Kapitel 4 beschreiben:

- die Gleichheit von zyklischer *σ*-*ε*-Kurve und Erstbelastungskurve (siehe Kapitel 4),
- das Masingverhalten (siehe Kapitel 4.2.7), und
- das Memoryverhalten (siehe Kapitel 4.2.7).

Um Be- und Entlastungsvorgänge nicht nur nichtlinear-elastisch, d. h. mit voll reversiblen Beanspruchungen, sondern auch unter Berücksichtigung von irreversiblen Verformungen (z. B. Spiel in der Dübelkennlinie) simulieren zu können, sind zusätzliche Angaben über *Beginn, Richtung, Größe* und *Verlauf* der nichtlinear elastisch-plastischen Be- und Entlastungs*pfade* erforderlich. Im Programmsystem nglife können deshalb die *σ*-*ε*-Pfade unter Be- und Entlastung auf drei verschiedene Arten definiert werden:

Typ a) Vorgabe der stabilisierten zyklischen *σ*-*ε*-Kurve, Eingabe der Parameter zum Masing- und Memoryverhalten (analytische Ermittlung der Δσ–Δε–Wertepaare);

Typ b) Vorgabe der stabilisierten zyklischen *σ*-*ε*-Kurve, programmseitige Ermittlung des Be- und Entlastungspfades als Funktion des angegebenen Entlastungstyps (standardmäßig: als Gerade parallel zur Anfangstangente der zyklischen *σ*-*ε*-Kurve /7.17/);

Typ c) Vorgabe des vollständigen Kurvenverlaufes der zyklischen Kennlinie einschließlich der Be- und Entlastung. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Be- und Entlastung entlang des gleichen Kurvenzuges erfolgt.

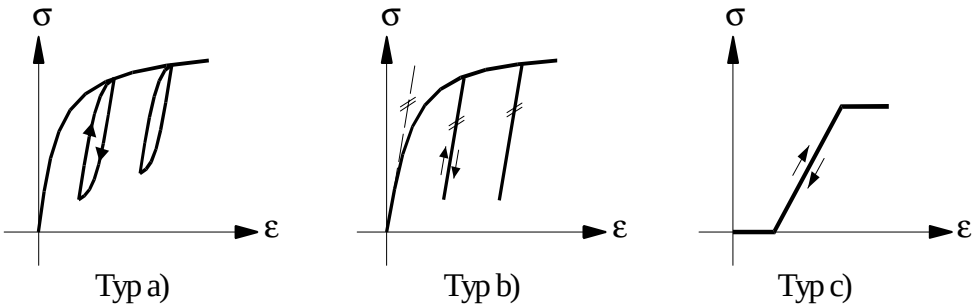


Bild 7.5: Definitionsmöglichkeiten der Werkstoffkennlinien in nglife unter Berücksichtigung der Be- und Entlastungspfade bei zyklischer Belastung

Die zu berücksichtigenden Entlastungspfade werden über Entlastungstyp-Nummern beschrieben und den Werkstoffgesetzen zugewiesen. Für alle hier implementierten Entlastungstypen ist die Entlastung in den Werkstoffgesetzen für Stahl, Stahlbetonbewehrung und Beton (im Druckbereich) durch eine parallel zur Anfangstangente verlaufende Entlastungsgerade realisiert /3.17/.

In den nachfolgenden Bildern werden die Werkstoffkennlinien für Stahl, Beton, Bewehrung und Verdübelung, wie sie standardmäßig in nglife enthalten sind, dargestellt.

Werkstoffgesetz Stahl:

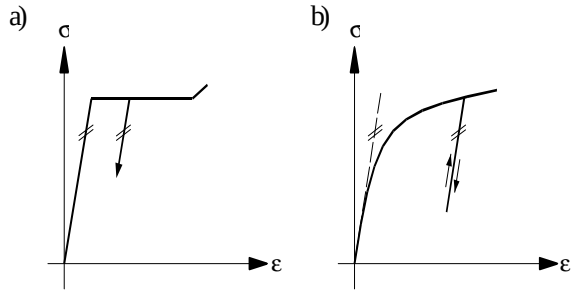


Bild 7.6: Werkstoffgesetz des Stahles:
a) statisch b) zyklisch

Werkstoffgesetz Stahlbetonbewehrung ohne Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen:

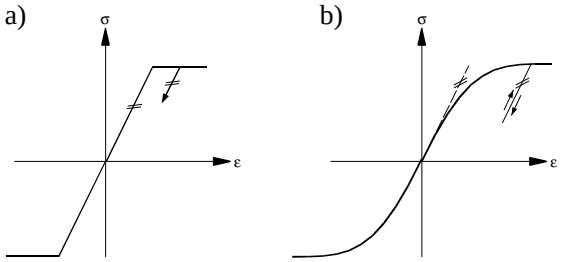


Bild 7.7: Werkstoffgesetz der Stahlbetonbewehrung (ohne M.z.d.R.):
a) statisch b) zyklisch

Werkstoffgesetz Stahlbetonbewehrung mit Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen:

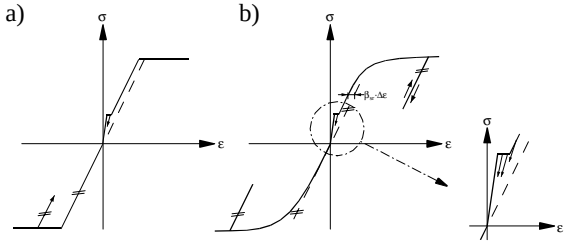


Bild 7.8: Werkstoffgesetz der Stahlbetonbewehrung (mit M.z.d.R.):
a) statisch b) zyklisch

Werkstoffgesetz Beton:

Für den Beton können Werkstoffgesetze mit und ohne Zugfestigkeit angesetzt werden. Entlastungen aus dem Druckbereich werden mit einer Steigung des Anfangs-Elastizitätsmoduls und Entlastungen aus dem Zugbereich nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ctm} werden mit einer Geraden zum Koordinatenursprung erfaßt.

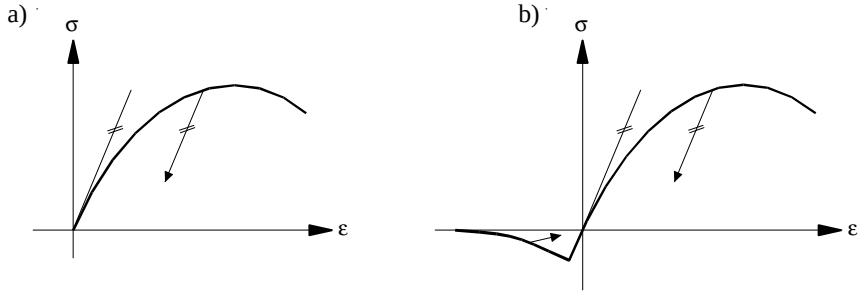


Bild 7.9: Werkstoffgesetz des Betons auf der Grundlage des CEB-FIB Model Codes: a) ohne Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen b) mit Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Das zyklische Verhalten des Betons läßt sich zwar über die Definition von zyklischen Kennlinien beschreiben, diese sind aber noch so wenig erforscht, daß hier keine 'Vorbelegungen' im Programm enthalten sind. Das zyklische Verhalten des Betons wird bei den Verbundträgersimulationen 'verschmiert' in den Definitionen der zyklischen Dübelkennlinien berücksichtigt.

Werkstoffgesetz Verdübelung, Dübelkennlinien:

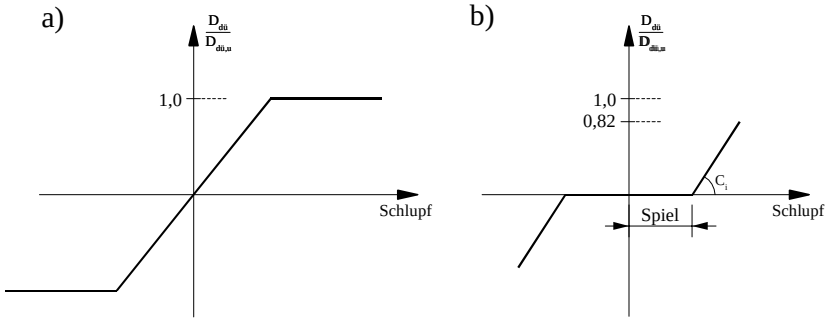


Bild 7.10: Vereinfachtes Werkstoffgesetz der Verdübelung zur Beschreibung des prinzpiellen Verlaufes:
a) der statischen und b) der zyklischen Dübelkennlinien

Unter Vernachlässigung des genauen σ-ε-Kurvenverlaufes (Hysteresen) der Verdübelung bei Be- und Entlastung läßt sich eine vereinfachte Darstellung einer zyklischen Dübelkennlinie durch eine Gerade (im linear-elastischen Bereich) zwischen dem unteren und oberen Umkehrpunkt der Hysterese beschreiben. Aus diesen beiden Umkehrpunkten ergibt sich die Steigung der Geraden, die der Dübelsteifigkeit C_i (kN/cm) entspricht. Zur weiteren Beschreibung der Kennlinie muß noch die Größe des Schlupfes bei Belastungsbeginn definiert sein.

Allgemeines zur Berücksichtigung der Be- und Entlastungsgeschichte:

Für die zyklischen Berechnungen, bei denen die Belastungen inkrementell aufgebracht werden, muß der Spannungs-Dehnungszustand eines vorherigen Lastschrittes für jede Querschnittsfaser jedes Elementes abgespeichert werden. Der Vergleich der aktuell ermittelten Dehnung mit der im vorherigen Lastschritt gefundenen gibt zunächst Aufschluß darüber, ob es sich um eine Be- oder Entlastung handelt. Weiterhin ist aus dem Dehnungszustand des vorherigen Lastschrittes für jede Faser zu erkennen, ob diese bereits plastische (irreversible) Dehnungen erhalten hat (der Wert ε_F ist in jedem Werkstoffgesetz gespeichert). Mit diesen Informationen werden die neuen Be- oder Entlastungspfade programmgesteuert automatisch für jede Faser jedes Elementes auf jeder Laststufe ermittelt und nachgefahren.

7.2.4 Ableitung des Berechnungsverfahrens

7.2.4.1 Elementaufteilung von Träger und Querschnitt

Die Trägersysteme werden für die Berechnung in k-Elemente mit jeweils konstantem Querschnitt eingeteilt.

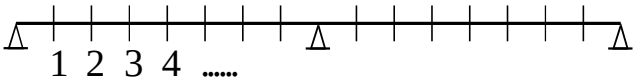


Bild 7.11: Diskretisierung eines Trägers

Der Querschnitt selbst wird in z-Richtung durch eine beliebige Zahl von Schnitten senkrecht zur Lastebene in Fasern zerlegt. Für jede Faser ist die Fläche A, der Schwerpunktsabstand z von der Oberkante des Gesamtquerschnitts, die Zuordnung zum Teilquerschnitt ober- oder unterhalb der Verbundfuge und die Zuordnung zu einem definierten Werkstoffgesetz festgelegt.

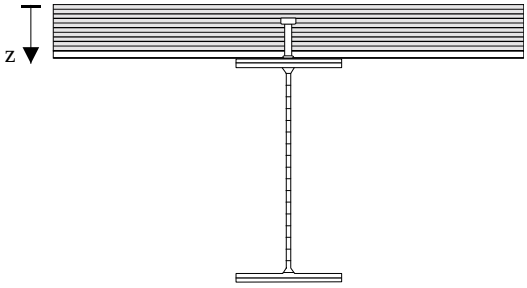


Bild 7.12: Fasermodell des Querschnitts

Der Zusammenhang zwischen den Spannungen in einem infinitesimal kleinen Inkrement und den Dehnungen ist durch den Tangentenmodul E_T gegeben. Dieses Gesetz gilt für jede Faser des Querschnitts. Der Übergang zu endlichen Inkrementen führt zur Differenzendarstellung:

$$\Delta\sigma = E \cdot \Delta\varepsilon \qquad \textbf{(7.1)}$$

mit: $\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_o + \Delta\kappa_y \cdot z$

Die Integration (Summation über die Teilbereiche i) der Spannung über die Querschnittsfläche liefert die Schnittgrößen im Inkrement zu:

$$\Delta N = \int \Delta\sigma \cdot dA \qquad \textbf{(7.2)}$$

$$\Delta M_y = \int \Delta\sigma \cdot z \cdot dA \qquad \textbf{(7.3)}$$

Für die einzelnen Teilquerschnitte werden folgende Querschnittswerte berechnet:

$$EA = \sum E_i \cdot A_i \qquad \textbf{(7.4)}$$

$$EAz = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_i \qquad \textbf{(7.5)}$$

$$EAzz = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 \qquad \textbf{(7.6)}$$

Infolge der σ-ε-Kurven (Werkstoffnichtlinearitäten) ist der E-Modul nicht konstant. In Abhängigkeit des Dehnungszustandes des Querschnitts ändert der Gesamtschwerpunkt somit ständig seine Lage. Als Bezugspunkt wird deshalb für alle Berechnungen die Oberkante des Gesamtquerschnitts gewählt.

7.2.4.2 Unabhängige Verschiebungsgrößen

In Bild 7.13 ist das zugrundegelegte Koordinatensystem dargestellt. Als unbekannte Knotenweggrößen sind der Schlupf s (Relativverschiebung zwischen den einzelnen Teilquerschnitten), die Horizontalverschiebung u, der Verdrehnungswinkel φ und die Vertikalverschiebung w eingetragen.

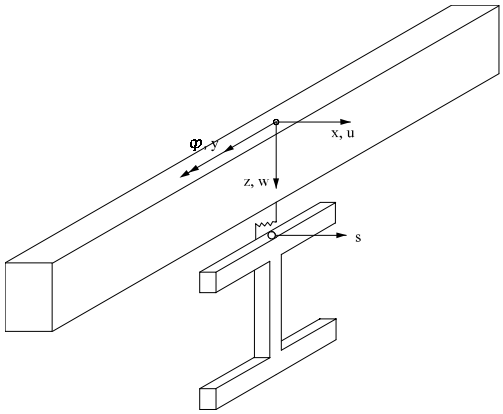


Bild 7.13: Koordinaten und Verformungen

7.2.4.3 Elementsteifigkeitsmatrix

Die Elastizitätsgleichung des beidseitig eingespannten Stabes mit der Schwerachse als Bezugsachse lautet in Matrizenform:

$$\underline{K} \cdot \underline{u} = \underline{S} \qquad \textbf{(7.7)}$$

mit: $\underline{u} = (u_i,\ \varphi_i, w_i, u_k,\ \varphi_k, w_k)$

$\underline{S} = (N_i, M_i, Q_i, N_k, M_k, Q_k)$

K= Elementsteifigkeitsmatrix des beidseitig eingespannten Stabes (siehe /7.16/)

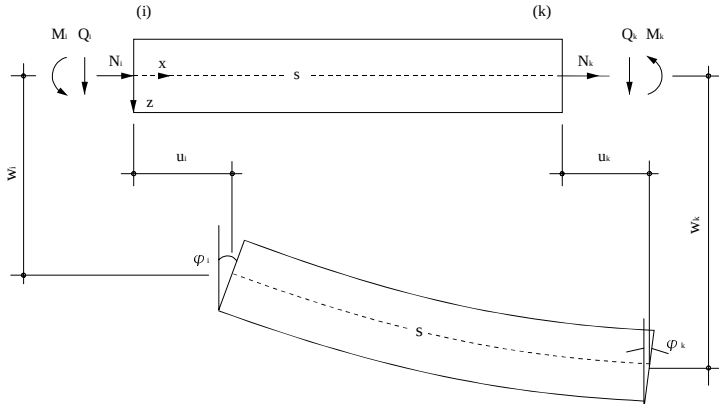


Bild 7.14: Balkenelement (beidseitig eingesp. Stab) mit Schnittgrößen und Verformungen

Zur Beschreibung eines *Verbundstabes* aus mehreren Teilquerschnitten wird ein Verbundelement definiert, das aus übereinandergeschichteten Stäben besteht. Untereinander sind die Teilquerschnitte jeweils an den Knoten durch Dübel (*Dübelkennlinien*) miteinander verbunden. In den Verbundfugen tritt jeweils eine Relativverschiebung (Schlupf s) zwischen den Teilquerschnitten auf. Für den Fall *einer* Verbundfuge zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger wird die Elementsteifigkeitsmatrix des Verbundstabes aus zwei übereinandergeschichteten Stäben angegeben.

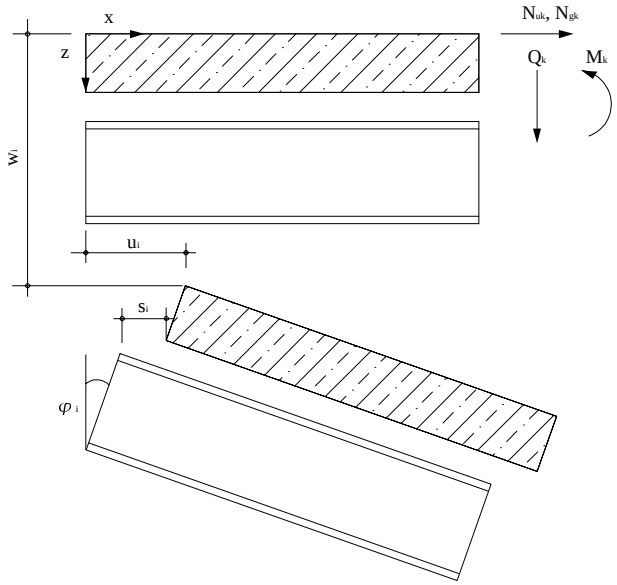


Bild 7.15: Verbundelement (Stabelement) mit Schnittgrößen und Verformungen

Diese Elementsteifigkeitsmatix $\underline{K}$ eines Verbundstabes aus zwei miteinander gekoppelten Teilstäben läßt sich als Summe zweier Matrizen herleiten /1.25/. Mit dem Index o wird der Steifigkeitsanteil des oberen Stabes, mit dem Index u der des unteren Stabes gekennzeichnet. Der Schlupf s (*Relativ*verschiebung) wirkt nur auf den unteren Stab, während die Verformungen u, φ und w auf beide Stäbe gemeinsam wirken. Da als Bezugsachse die Oberkante des Gesamtquerschnitts gewählt wird (Veränderung der Schwerachse des Verbundquerschnitts infolge nichtlinearen Werkstoffverhaltens), ist die o. g. Elastizitätsgleichung zusätzlich noch auf diese Bezugsachse zu normieren. Nach /7.21/ ergibt sich mit dem Verformungsvektor $\underline{u}$ und dem Schnittgrößenvektor $\underline{S}$ die Elementsteifigkeitsmatrix $\underline{K}$ des Verbundstabes zu:

EA_u	EA_u	EAz_u		$-EA_u$	$-EA_u$	$-EAz_u$	
EA_u	EA_o $+EA_u$	EAz_o $+EAz_u$		$-EA_u$	$-EA_o$ $-EA_u$	$-EAz_o$ $-EAz_u$	
EAz_u	EAz_o $+EAz_u$	$4*EAzz_o$ $+4*EAzz_u$ $-3*EAz_o^2/EA_o$ $-3*EAz_u^2/EA_u$	$-6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$	$-EAz_u$	$-EAz_o$ $-EAz_u$	$2*EAzz_o$ $+2*EAzz_u$ $-3*EAz_o^2/EA_o$ $-3*EAz_u^2/EA_u$	$6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o)$ $-EAz_u^2/EA_u)$
		$-6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$	$12/1^2*$ $(EAzz_o+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$			$-6/1*EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$	$-12/1^2*$ $(EAzz_o+EAzz_u$ $)$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$
$-EA_u$	$-EA_u$	$-EAz_u$		EA_u	EA_u	EAz_u	
$-EA_u$	$-EA_o$ $-EA_u$	$-EAz_o$ $-EAz_u$		EA_u	EA_o $+EA_u$	EAz_o $+EAz_u$	
$-EAz_u$	$-EAz_o$ $-EAz_u$	$2*EAzz_o$ $+2*EAzz_u$ $-3*EAz_o^2/EA_o$ $-3*EAz_u^2/EA_u$	$-6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$	EAz_u	EAz_o $+EAz_u$	$4*EAzz_o$ $+4*EAzz_u$ $-3*EAz_o^2/EA_o$ $-3*EAz_u^2/EA_u$	$6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u)$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$
		$6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$	$-12/1^2*$ $(EAzz_o+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$			$6/1*(EAzz_o$ $+EAzz_u$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-Eaz_u^2/EA_u)$	$12/1^2*$ $(EAzz_o+EAzz_u$ $)$ $-EAz_o^2/EA_o$ $-EAz_u^2/EA_u)$

Darstellung: Elementsteifigkeitsmatrix $\underline{K} = 1/l*$

mit: $\underline{u} = (s_i, u_i, \varphi_i, w_i, s_k, u_k, \varphi_k, w_k)$

$\underline{S} = (N_{u,i}, N_{g,i}, M_i, Q_i, N_{u,k}, N_{g,k}, M_k, Q_k)$

7.2.4.4 Iterationsverfahren zur Erfassung der Nichtlinearitäten

Um Lastumlagerungen und Entlastungen im Verlauf der Belastungsgeschichte ermitteln zu können, ist ein inkrementelles Vorgehen zur Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearitäten (infolge von nichtlinearen Werkstoff- und Dübelgesetzen) unerläßlich.

Aus den einzelnen Elementsteifigkeitsmatrizen wird mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen die Systemmatrix $\underline{K}$ zusammengebaut. Beim Zusammenbau der Systemmatrix werden die Steifigkeiten der Dübel und evtl. weiterer vorhandener Lagerfedern berücksichtigt.

Zur Lösung dieser nichtlinearen Zusammenhänge wird ein Iterationsverfahren angewendet, bei dem die inneren und äußeren Schnittgrößen sukzessiv ins Gleichgewicht gebracht werden.

- **Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Schnittgrößen**

Die sich aus einem angenommenen Dehnungsverlauf über die Werkstoffgesetze ergebenden Schnittgrößen werden als innere Schnittgrößen definiert. Äußere Schnittgrößen $\underline{S}$ ergeben sich aus der Systemberechnung. Das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Schnittgrößen ist dann erfüllt, wenn die äußeren Schnittgrößen mit den inneren Schnittgrößen übereinstimmen. Hierzu ist das Gleichungssystem der Form $\underline{S} = \underline{K} \cdot \underline{u}$ zu lösen.

mit: $\underline{S}$ = Schnittgrößenvektor

$\underline{K}$ = Steifigkeitsmatrix

$\underline{u}$ = Verformungsvektor

Unter Berücksichtigung von nichtlinearem Werkstoff- und Dübelverhalten wird das Gleichungssystem nichtlinear. Aus diesem Grund ist es notwendig, ein Iterationsverfahren anzuwenden, mit dem die Verformungen infolge der sich ändernden Steifigkeiten sukzessiv berechnet werden. Die Lösung dieser nichtlinearen Beziehungen (nach dem Newton-Raphson-Verfahren) erfolgt inkrementell über die Berechnung von *Ungleichgewichtskräften*, die wiederum auf den Querschnitt aufgebracht werden.

Die Matrix $\underline{K}_{To}$ (Anfangs-Steifigkeitsmatrix) wird mit den Anfangssteifigkeiten aufgestellt, die entweder aus dem Inkrement vorher oder aus den elastischen Querschnittsresten zu Beginn der Berechnung herrühren. Die Anfangsverformungen $\underline{u}_o$ ergeben sich dann zu:

$$\underline{u}_o = \underline{K}_{To}^{-1} \cdot \underline{S} \qquad \textbf{(7.8)}$$

mit: $\underline{K}_{To}$ = Anfangs-Steifigkeitsmatrix

$\underline{S} = \underline{P}_o$ = Vektor der äußeren Schnittgrößen = Zielvektor der Berechnung

Mit dem Verzerrungsverlauf $\underline{u}_o$ werden über die Werkstoffgesetze die Querschnittsmatrix $\underline{K}_{T1}$ und die aufgenommenen inneren Schnittgrößen $\underline{P}_1$ berechnet. Die Differenz von Zielvektor $\underline{S}$ und $\underline{P}_1$ ergibt den Vektor der Ungleichgewichtskräfte $\underline{P}_{1u} \equiv \Delta\underline{P}_1$.

$$\Delta\underline{P}_1 = \underline{S} - \underline{P}_1 \qquad \textbf{(7.9)}$$

Die Querschnittsmatrix $\underline{K}_{T1}$ liefert nun die Verzerrungen $\underline{u}_1$ über:

$$\underline{u}_1 = \underline{K}_{T1}^{-1} \cdot \Delta\underline{P}_1\,, \qquad \textbf{(7.10)}$$

die wiederum über die Werkstoffgesetze zu den aufgenommenen Schnittgrößen $\underline{P}_2$ und den Ungleichgewichtskräften $\Delta\underline{P}_2$ führen. Dieses Verfahren wird bis zum Erreichen eines beliebig kleinen Ungleichgewichtsvektors $\Delta\underline{P}_i$ fortgesetzt.

Fängt der Werkstoff an zu plastizieren, so fallen die plastizierten Teilflächen -sofern keine Verfestigung stattfindet- für diese Querschnittsteile aus, d. h. $E \equiv 0$ (Methode des elastischen Restquerschnitts). Eigenspannungen werden nicht berücksichtigt.

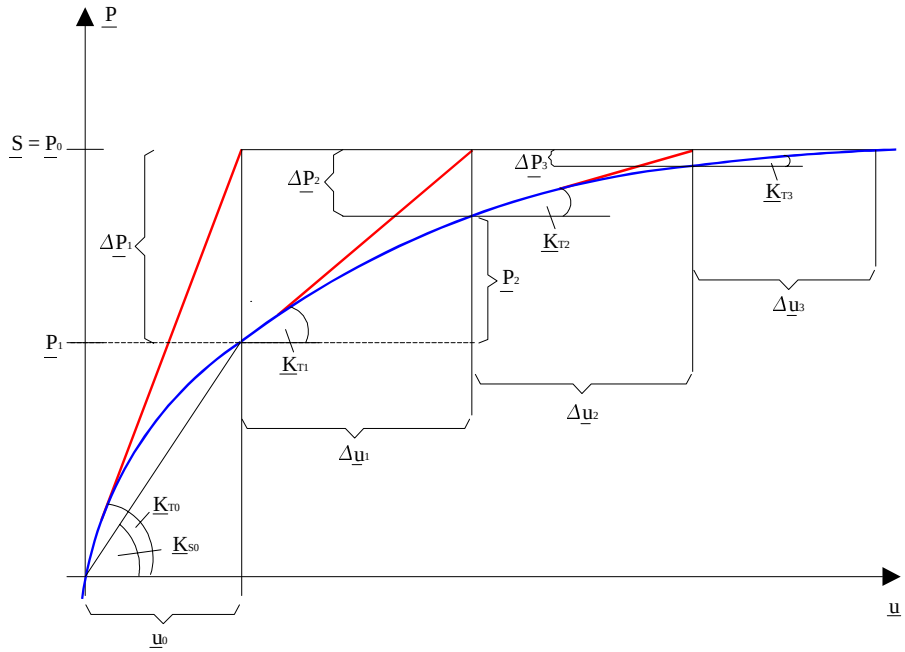


Bild 7.16: Konvergenzschema der Schnittgrößen-Verzerrungskurve

- **Schnittgrößen und Verformungen im Inkrement**

Das beschriebene Anpassen der aufgenommenen (inneren) Schnittgrößen aus dem Querschnitt an die äußeren Schnittgrößen führt gleichzeitig zur Veränderung der Steifigkeit (z. B. Aufreißen des Betons bei Zugbeanspruchung, Plastizieren von Querschnittsteilen, ...). Die Steifigkeitsänderungen bewirken größere Verformungen im Inkrement, die wiederum die Schnittgrößen verändern. In einem weiteren Rechenschritt wird deshalb die Inkrementlast erneut aufgebracht, um die Veränderung infolge Steifigkeitsabnahme aufzufangen.

7.2.5 Module des Modifizierten Örtlichen Konzepts

Die Berechnungen der ertragbaren Lastspiele unter Betriebsbelastungen nach dem Modifizierten Örtlichen Konzept erfordern eine Reihe von Eingabe-, Berechnungs- und Theoriemodulen (Bild 7.17). Die drei wesentlichen Module dabei sind

1. die Übertragungsfunktion zwischen äußeren Kräften und örtlichen Spannungen und Dehnungen, Modul 1,
2. das zyklische σ–ε-Verhalten der Werkstoffe, Modul 2, und
3. das Versagensverhalten (Schadensakkumulation), Modul 3.

Als Ergebnis erhält man einzelne Anrißlebensdauern oder Lebensdauerlinien. Zwischenergebnisse sind u. a. die Schnittgrößen und Verformungen im statischen System, Last-Dehungs-Pfade für alle Elemente (Betonplatte, Bewehrung, Verdübelung und Stahlträger) an allen Stellen im statischen System sowie die Spannungs-Dehnungs-Pfade für alle Elemente im statischen System.

In Bild 7.17 sind die einzelnen Module und Ergebnisdarstellungen für den Sonderfall zusammengestellt, daß

- nur eine einzelne Laststufe betrachtet wird,
- einachsige Spannungszustände vorliegen, und
- keine Eigenspannungen vorhanden sind.

An jeder Stelle im statischen System liegt zwar eine andere Beanspruchung (Spannungs-Dehnungspfad) vor, das prinzipielle Verhalten des Trägers unter dynamischer Belastung ist jedoch an den einzelnen Stellen ähnlich. Die schematischen Darstellungen innerhalb der einzelnen Module erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit (z. B. sind nicht alle im Verbundträger vorkommenden zyklischen Kennlinien der einzelnen Komponenten angegeben, auch sind nicht alle relevanten Ermüdungsfestigkeitskurven eingezeichet, ...). Die in Bild 7.17 eingezeichneten Kurvenverläufen stellen allgemeine Last-Dehnungspfade bzw. Spannungs-Dehnungspfade einzelner Komponenten des Verbundträgers dar. Sie sind wegen der allgemeineren Formulierung nicht auf die Last-Dehnungspfade und Spannungs-Dehnungspfade der Versuchsträger abgestimmt. (In Kapitel 8 werden die –unter den getroffenen Annahmen genauen- Beanspruchungen der Versuchsträger angegeben und erläutert).

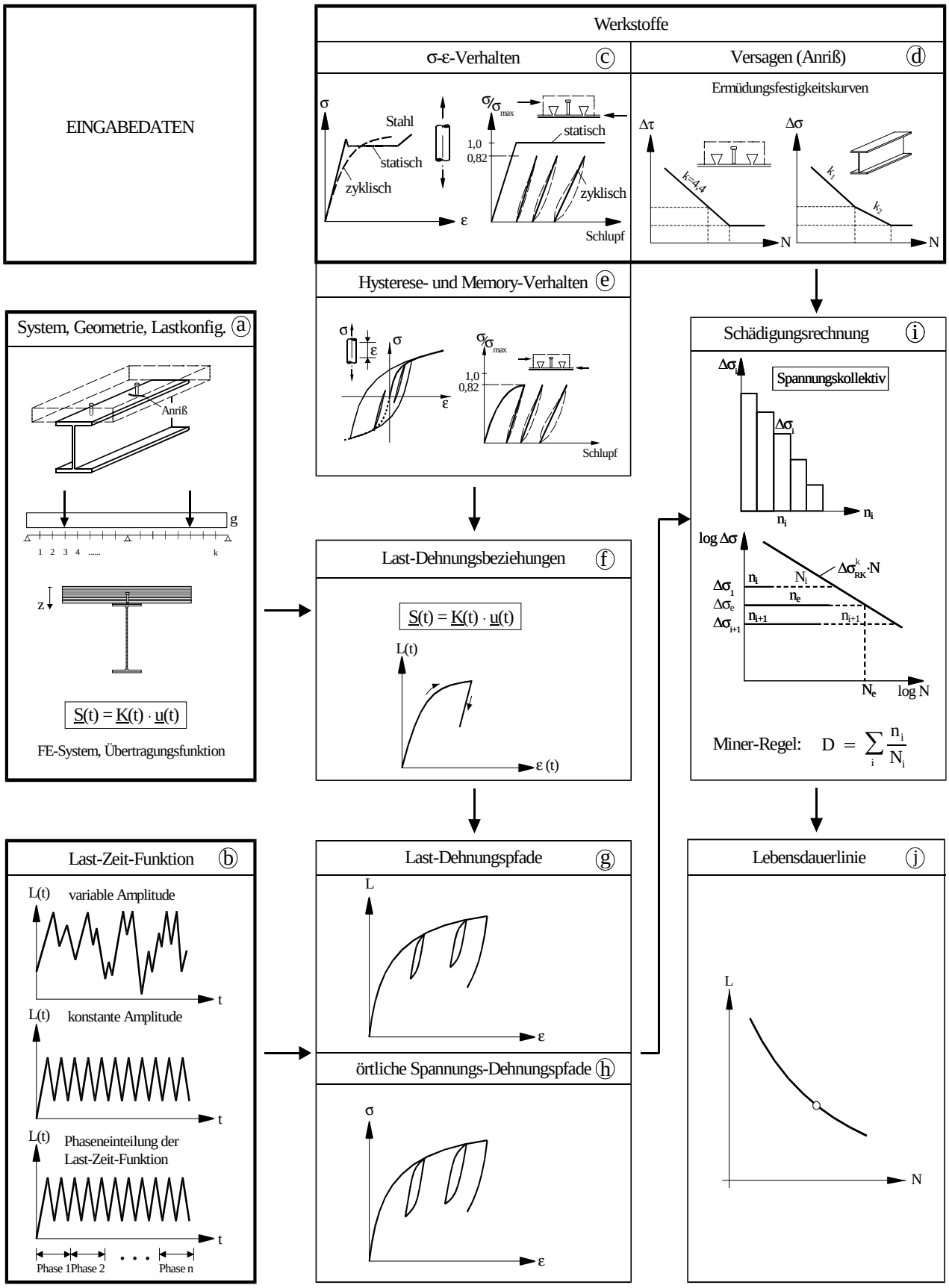


Bild 7.17: Module des Modifizierten Örtlichen Konzepts (schematisch)

7.2.5.1 Eingabemodule

7.2.5.1.1 System, Geometrie und Lastkonfiguration, Übertragungsfunktionen

Für die numerischen Berechnungen wird das Trägersystem in k-Elemente mit jeweils konstantem Querschnitt eingeteilt. Der Querschnitt selbst wird als Fasermodell diskretisiert (Abschnitt 7.2.4.1). In der Verbundfuge sind die Teilquerschnitte (Betonplatte und Stahlträger) an bestimmten Knoten durch Dübelkennlinien diskontinuierlich miteinander gekoppelt. Als Belastung sind Einzellasten (vertikal und horizontal), Einzelmomente, Strecken- und Trapezlasten möglich (Bild 7.17a). Eine Kombination von mehreren Belastungen ist möglich.

Der Zusammenhang zwischen den äußeren Lasten $\underline{L}(t)$ und den Beanspruchungen $\underline{S}(t)$ [Schnittgrößen] bzw. $\underline{u}(t)$ [Verformungen] im System wird für jede Laststufe über das FE-Verfahren ('Übertragungsfunktion': $\underline{K} \cdot \underline{u} = \underline{S}$) erhalten.

Im Gegensatz zum 'Standardvorgehen beim Örtlichen Konzept', in dem nur ein Werkstoff untersucht wird und bei dem der Ort der höchsten Beanspruchung als bekannt vorausgesetzt wird, erfolgen bei dem hier angewandten Modifizieren Örtlichen Konzept immer die Berechnungen der Beanspruchungen für alle Stellen (alle Knoten) und alle Fasern (Fasermodell). Dies ist zum einen deshalb erforderlich, weil die Stellen der höchsten Beanspruchung für die einzelnen Komponenten unterschiedlich sind (z. B. ergeben sich bei einem Einfeldträger unter Gleichstreckenlast die größten Schubspannungen zum Nachweis der Verdübelung im Auflagerbereich, während die größten Biegespannungen im Stahlträger in Feldmitte auftreten). Zum anderen ist die Charakteristik der Verdübelung und des Betons zeitlich veränderlich, so daß sich während der Belastungsgeschichte Umlagerungen einstellen und damit die Stellen der höchsten Beanspruchungen 'wandern'. Nur eine konsequente Berechnung der Beanspruchungen aller Stellen im System für alle Werkstoffe während der gesamten Belastungsgeschichte und eine anschließende Schädigungsbewertung (Schadensakkumulation) stellt sicher, das wahrscheinliche Verhalten eines Verbundträgers unter dynamischer Belastung einigermaßen genau ermitteln zu können.

7.2.5.1.2 Last-Zeit-Funktion

Der zeitliche Lastablauf wird in Form einer Last-Zeit-Funktion bereitgestellt (Bild 7.17b). Als Sonderfall des allgemeinen Lastablaufes läßt sich auch eine Einstufenbelastung mit konstanten oberen und unteren Umkehrpunkten der Last-Zeit-Funktion darstellen.

Um jedoch bei den Verbundträgern die **zeitlich veränderlichen Einflüsse** (zyklische Kennlinien, Umlagerungen, ...) auf das gesamte Systemverhalten erfassen zu können, sind **mehrere Phasen** (Zeitabschnitte mit gleichen Systemeigenschaften) während der Lebensdauer (Anzahl der ertragbaren Schwingspiele) zu untersuchen. Die Last-Zeit-Funktion muß deshalb *phasenweise* (verschiedene Laststufen) abgearbeitet werden.

Jede Phase ist eine abschnittsweise Definition der Last-Zeit-Funktion sowie der Werkstoff- und Systemdaten. Innerhalb einer Phase bleiben die Querschnitts- und Systemeigenschaften konstant. Eine Veränderung der Systemdaten (Werkstoffkennlinien, Systemänderungen z. B. infolge Abscherens eines Dübels, ...) wird nur von Phase zu Phase vorgenommen. Je mehr Phasen berechnet werden, um so genauer können die tatsächlichen Vorgänge simuliert werden.

Das Nachfahren der Last-Zeit-Funktion erfolgt programmseitig automatisch durch inkrementelle Laststeigerung bzw. inkrementelle Entlastung. Auf dem jeweiligen Ober- und Unterlastniveau (Umkehrpunkte der Last-Zeit-Funktion) werden dabei sämtliche System- und Beanspruchungsdaten (Schnittgrößen, Verformungen, Dübelkräfte, ...) abgespeichert. Die Differenz der verschiedenen Ergebniswerte bei Ober- und Unterlast ergibt die jeweiligen Beanspruchungsdifferenzen ($\Delta\sigma$, $\Delta\tau$).

7.2.5.1.3 Zyklische Spannungs-Dehnungskurven

Werden Werkstoffe dynamisch beansprucht, so ändert sich mit steigender Lastspielzahl, ausgehend von der statischen σ–ε-Kurve, das Spannungs-Dehnungsverhalten. Während sich bei den meisten metallischen Werkstoffen nach einer gewissen Lastspielzahl (ca. 5 bis 10 % der Bruchlastspielzahl) eine quasi-stabilisierte σ–ε-Kurve einstellt, tritt beispielsweise bei zyklischen Kennlinien der Verdübelung -infolge der Zerstörung des Betons am Dübelfuß- keine Stabilisierung ein (Bild 7.17c).

Die Kenntnis der zyklischen Kennlinie (zyklische σ–ε-Pfade) ist jedoch Voraussetzung für die richtige Ermittlung des Verhaltens (Schnittgrößen, Verformungen) eines Werkstoffes unter dynamischer Belastung. Dies gilt insbesondere bei 'zusammengesetzten' Querschnitten (wie z. B. bei Verbundträgern).

Mit Hilfe des FE-Systems werden für das statische System -bei Kenntnis der zyklischen Kennlinien aller Werkstoffe- die wirklichkeitsnahen Beanspruchungen und Verformungen infolge einer vorgegebenen dynamischen Belastung berechnet.

7.2.5.1.4 Ermüdungsfestigkeitskurven -Wöhlerlinien-

Die Ergebnisse der Zeitfestigkeit werden im Zeitfestigkeitsdiagramm -Wöhlerlinie- dargestellt.

Nach dem Örtlichen Konzept werden als Eingabedaten für die Versagensbewertung Dehnungswöhlerlinien (siehe Bild 2.1) bereitgestellt.

Liegen die Informationen (funktionaler Zusammenhang zwischen dem Dehnungswert und der ertragbaren Lastspielzahl) zu den Dehnungswöhlerlinien nicht vor, so werden diese im Rahmen des hier verwendeten Modifizierten Örtlichen Konzepts durch die Ermüdungsfestigkeitskurven ersetzt (Bild 7.17d). Diese Ermüdungsfestigkeitskurven sind dabei nach dem Nennspannungskonzept experimentell ermittelt (vgl. Kapitel 1).

Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) werden in nglife durch Polygonzüge beschrieben, die den Zusammenhang zwischen den Beanspruchungsdifferenzen $\Delta\sigma$ oder $\Delta\tau$ und der Lastspielzahl N herstellen. Sie werden durch eine beliebige Anzahl von Wertepaaren $\Delta\sigma$-N ($\Delta\tau$-N) in einer Wöhlerlinien-Nummer definiert. Zwischen den einzelnen Wertepaaren ist die Verbindung linear beschrieben.

Über die Zuordnung einer Wöhlerlinie zu einem Werkstoffgesetz wird das Zeitfestigkeitsverhalten des Werkstoffes festgelegt. Die graphische Darstellung der Wöhlerlinien erfolgt doppelt-logarithmisch.

Beispiele für Ermüdungsfestigkeitskurven sind bereits durch die Bilder 1.7, 1.8 und 3.6 gegeben.

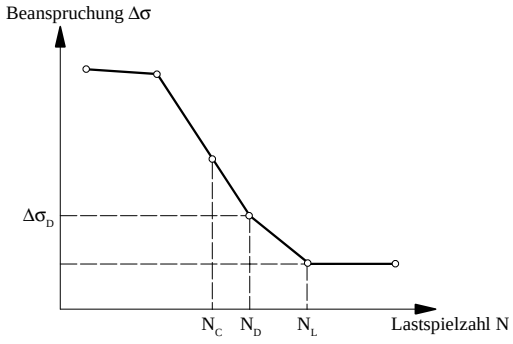


Bild 7.18: Ermüdungsfestigkeitskurve -Wöhlerlinie- in allgemeiner Formulierung (schematisch)

Das Programm nglife ermöglicht es, eine beliebige Ermüdungsfestigkeitskurven-Nummer (Nummer einer im Programm definierten Wöhlerlinie) unterschiedlichen Werkstoffen über das Werkstoffgesetz zuzuordnen.

Untersucht man einen Verbundträger (Stahlträger mit aufgeschweißten Kopfbolzen) bezüglich seiner Zuordnung zu Kerbfällen, so scheint eine Einteilung in unterschiedliche Kerbfälle (Ermüdungsempfindlichkeiten) über den Gesamtquerschnitt gerechtfertig. Im Bereich des Stahlträgerflansches mit aufgeschweißten Kopfbolzen liegt eine stärkere Kerbwirkung vor als beispielsweise im Steg und im Flansch ohne aufgeschweißte Kopfbolzendübel. Da der Querschnitt in dem Rechenverfahren über ein Fasermodell abgebildet ist, können *einzelne Querschnittsfasern* (d. h. auch einzelne Bereiche wie z. B. Flansche und Steg) *mit einem eigenen Werkstoffgesetz* und damit mit einer *eigenen Charakteristik für das Ermüdungsverhalten* definiert werden. Obwohl ein Vorgehen in dieser Form bisher noch nicht bekannt ist (nach Wissen des Verfassers), werden die Simulationsberechnungen in Kapitel 8 auf diese Art durchgeführt.

Für den Stahlträgerflansch (Faser 11 bis 15), auf dem die Kopfbolzendübel aufgeschweißt sind, wird die Ermüdungsfestigkeitskurve der Detailkategorie (Kerbfall) 80 nach Eurocode 3 angesetzt, während für den Steg und den Stahlträgerflansch ohne Dübel (Faser 16 bis 40) die Ermüdungsfestigkeitskurve der Detailkategorie (Kerbfall) 160 nach Eurocode 3 berücksichtigt wird. Der Verdübelung wird die Ermüdungsfestigkeitskurve aus den Versuchsauswertungen zugewiesen.

7.2.5.2 Theoriemodule

7.2.5.2.1 Hysteresen- und Memory-Verhalten der Werkstoffe

Zur vollständigen Beschreibung der einachsigen σ–ε-Pfade ist das Hysterese- und Memoryverhalten der Werkstoffe zu erfassen. Metallische Werkstoffe verhalten sich in ihren Hystereseeigenschaften näherungsweise nach dem Masing-Gesetz, das besagt, daß der σ–ε-Pfad bei Belastungsumkehr einer Kurve folgt, die in Spannungen und Dehnungen der doppelten σ–ε-Kurve (Erstbelastungskurve) entspricht. Dabei wird an jedem Umkehrpunkt ein neues $\Delta\sigma$–$\Delta\varepsilon$-Koordinatensystem gelegt (Bild 7.17e). Neben dem Masingverhalten zeigt der Werkstoff Stahl bei nicht einstufigen Belastungen (Betriebsbelastungen) näherungsweise drei Arten des Werkstoffgedächtnises, (Memory) M1, M2 und M3, die in Kapitel 4.2.7 bereits ausführlich beschrieben sind. Durch dieses Masing- und Memoryverhalten wird auf Werkstoffseite gewährleistet, daß bei wiederholter Belastungsumkehr geschlossene Hysteresen auftreten, die jeweils ein Schädigungsereignis darstellen.

Qualitativ kann dieses Hysterese- und Memoryverhalten auch bei der Verdübelung festgestellt werden. Die genauen σ–ε-Pfade (Last-Schlupfpfade) sind jedoch noch nicht so ausreichend erforscht, daß daraus eine analytische Beschreibung möglich wäre. Alle bisherigen Versuchsauswertungen belegen, daß auch bei der Verdübelung unter wiederholter Belastungsumkehr geschlossene Hysteresen auftreten. Auch diese stellen jeweils ein Schädigungsereignis dar.

Für die Fälle, in denen das Werkstoffverhalten bei wiederholter Belastungsumkehr nicht durch eine analytische Beschreibung der σ–ε-Pfade angegeben werden kann (wie z. B. Für die Verdübelung), werden programmintern Be- und Entlastungspfade als Geraden mit einer Steigung parallel zur Anfangssteigung berechnet, oder sie können explizit über die Eingabe eines definierten Pfades (benutzerdefinierte Be- und Entlastungskennlinie) vom Programmanwender vorgegeben werden. Auch über diese zur Gerade degenerierte Hysterese ist eindeutig ein Schädigungsereignis festgelegt.

7.2.5.2.2 Last-Dehnungsbeziehungen

Der Zusammenhang zwischen den äußeren Lasten L(t) und den örtlichen Spannungen und Dehnungen wird für alle Stellen (Knoten und Querschnittsfasern) im statischen System über das nichtlineare FE-System (Übertragungsfunktion) hergestellt. Über die Definition der statischen und zyklischen Werkstoff- und Dübelkennlinien, des zeitlichen Lastverlaufes L(t) und der Querschnitts- und Systembeschreibung können mittels der Übertragungsfunktion sämtliche Last-Dehnungsverläufe und Spannungs-Dehnungsverläufe ermittelt und für die anschließende Schadensbewertung bereitgestellt werden (Bild 7.17f).

7.2.5.2.3 Hysteresen- und Memory-Verhalten des Bauteils

Das Hystereseverhalten jedes Werkstoffes und jeder Dübelkennlinie kann im Programm über die Zuordnung eines Be- und Entlastungstyps zum Werkstoff bestimmt werden. Darüber wird festgelegt, ob z. B. für ein Werkstoff das Masingverhalten gilt, oder ob ein anderes Hystereseverhalten (z. B. Be- und Entlastungspfad auf einer Geraden zwischen oberem und unterem Hysterese-Umkehrpunkt) berücksichtigt werden soll.

Für das gesamte Bauteil (Verbundträger) wird angenommen, daß

- bei jeder Lastumkehr in allen Werkstoffen des Bauteils auch Spannungs- und Dehnungsumkehr erfolgt und
- für jeden Werkstoff im Bauteil ein stabilisiert zyklisches σ–ε-Verhalten gilt (definiertes Hysterese- und Memoryverhalten).

Mit der Kenntnis der zyklischen Werkstoffkennlinien und dem Hysterese- und Memoryverhalten können für vorgegebene Last-Zeit-Funktionen Last-Dehnungs-Pfade und örtliche Spannungs-Dehnungs-Pfade bestimmt werden (Bild 7.17g, Bild 7.17h).

7.2.5.2.4 Schadensakkumulationsrechnung

Veränderungen der Mittelspannungen und –dehnungen (siehe Kapitel 4.4) können das Ermüdungsverhalten metallischer Werkstoffe und damit auch der Verbundkonstruktionen beeinflussen (Zugmittelspannungen führen zu einer Verkürzung, Druckmittelspannungen zu einer Erhöhung der Lebensdauer). Um diesen Einfluß in einer Ermüdungsberechnung erfassen zu können, sind mittelspannungsfreie Ermüdungsfestigkeitskurven erforderlich. Da diese bisher nicht bekannt sind, kann der Einfluß der Mittelspannungsabhängigkeit im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden.

Als Ergebnis der Abarbeitung der Last-Zeit-Funktion von Umkehrpunkt zu Umkehrpunkt erhält man für alle Stellen (Knoten und Fasern) den L-ε- sowie den 'örtlichen' σ–ε-Pfad. Jede geschlossene Hysterese kennzeichnet dabei ein Schwingspiel und liefert einen Schädigungsbeitrag der Größe $1/N_i$. Die Schädigungsbeiträge aller Schwingspiele werden für die einzelne Phasen sukzessive mit Hilfe der Schadensakkumulationshypothese nach Miner aufaddiert (Bild 7.17i). Der Anriß eines Elementes (einer Faser) bzw. das Versagen eines Elementes tritt dann ein, wenn die Summe der Teilschädigungen D_i den Wert 1.0 ergibt.

In dem Rechenverfahren ist der Querschnitt als Fasermodell abgebildet. Jeder Faser wird ein bestimmtes Werkstoffgesetz zugeordnet. Über das Werkstoffgesetz wird aber gleichzeitig ein vorgegebenes Ermüdungsverhalten definiert. Aus diese Weise ist es möglich, jeder Faser ein bestimmtes Ermüdungverhalten zuzuordnen. Bei diesem Vorgehen wird unterstellt, daß die Eigenschaften des Teilquerschnitts (z. B. Stahlträger) auch auf seine einzelnen Fasern übertragbar sind. Unter dieser Voraussetzung können dann folgende Berechnungen durchgeführt werden:

Für ein Bauteil oder eine Faser eines Bauteils, das n_1 Lastspiele mit einer Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_1$ ertragen hat, läßt sich nach der linearen Schadensakkumulationshypothese eine Schädigung $D_1=n_1/N_1$ ermitteln. Die restliche Lebensdauer (d. h. die Anzahl der noch ertragbaren Schwingspiele unter einer bestimmten Belastung) mit einer Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_2$ ergibt sich aus der noch zu ertragenden Schädigung $D_{rest}=1-D_1= n_2/N_2$ zu:

$$n_2= N_2 \cdot (1-D_1). \qquad \textbf{(7.11)}$$

Für den allgemeinen Fall der Restlebensdauerbestimmung (Ermittlung der noch ertragbaren Schwingspiele) gilt:

$$\textbf{Restlebensdauer: } n_{Rest} = N_{Rest} \cdot \{ 1 - \sum (n_i / N_i) \} \text{ mit } \sum (n_i / N_i) < 1.0 ! \qquad \textbf{(7.12)}$$

Für jede Faser an jeder Stelle im System kann so die Teilschädigung infolge des aktuellen Lastkollektivs sowie die Gesamtschädigung als Summe aller bisherigen Teilschädigungen berechnet werden. Basierend auf den Grundlagen der Schadensakkumulationshypothese und unter Kenntnis der weiteren Belastung und der zyklischen Kennlinien kann so zu einem beliebigen Zeitpunkt die noch ertragbaren Lastspiele aller Fasern an allen Stellen ermittelt werden.

Unter der Voraussetzung, daß die Miner-Regel auf jede einzelne Faser im Querschnitt (und damit auch im statischen System) angewandt werden kann, läßt sich dann auch das Versagen eines Bauteils (z. B. eines Verbundtträgers) über die Phase des Anrisses einer Faser (oder z. B. Abscheren eines Kopfbolzens) hinaus bestimmen.

Sobald ein Element (Dübel oder Faser) eine Schädigung von D=1.0 (z. B. Dübel abgeschert oder Stahlfaser gerissen) erreicht hat, wird dies im Programmsystem nglife registriert. Im anschließenden Schwingspiel ist dieses Element an der betreffenden Stelle innerhalb des Gesamtsystems 'ausgefallen' und nimmt keine Kraft mehr auf. Dadurch wird *automatisch das System verändert.* Innerhalb des Systems kommt es zu anderen Beanspruchungen, d. h. Beanspruchungen lagern sich um. Durch die Anwendung der Schadensakkumulationshypothese auch über den ersten Anriß einer Faser hinaus kann z. B. der Rißfortschritt im Stahlträger simuliert werden.

Zu jedem Zeitpunkt während der Lebensdauer läßt sich unter der o. g. Voraussetzung sowohl die Restlebensdauer aller Elemente als auch die noch vorhandene Tragfähigkeit eines Bauteils infolge der Vorschädigung bestimmen.

Mit der o. g. Vorgehensweise ist damit das Ziel erreicht, für ein betriebsbelastetes Bauteil das Versagen (den Anriß) vorherzusagen (Bild 7.17j). Liegt eine Einstufenbelastung vor, wird aus der Lebensdauerlinie eine Wöhlerlinie.

7.2.6 Berechnungsmöglichkeiten

Neben der nichtlinearen Berechnung von durchlaufenden Verbundträgern unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge bietet das Programmsystem nglife im wesentlichen noch folgende Möglichkeiten:

- Berechnung von Teilschädigungen aller Elemente des Gesamtsystems für ein vorgegebenes Lastkollektiv
- Berechnung der Gesamtschädigung aller Elemente des Gesamtsystems als Summe aller zuvor ermittelten Teilschädigungen
- Ermittlung der noch ertragbaren Lastspiele (unter Berücksichtig der Vorschädigungen) aller Elemente für eine vorgegebene weitere dynamische Beanspruchung und der für diesen Beanspruchungszeitraum gültigen Material- und Systemeigenschaften

- Bestimmung der Systemtragfähigkeiten nach unterschiedlichen Vorschädigungen
- Simulation der sukzessiven Vorgänge im Gesamtsystem (Kraftumlagerungen infolge zyklischer Werkstoff- und Dübelkennlinien, Ausfall einzelner Dübel, Bruch einer Stahlfaser)
- Berücksichtigung unterschiedlicher Be- und Entlastungspfade sowie der in 7.1.2 angegebenen Einflüsse.

7.2.7 Beispiel zur Kontrolle des Rechenverfahrens

Zur Kontrolle der Ergebnisse des in diesem Kapitel beschriebenen Programmsystems nglife wird eine Berechnung an einem Einfeldträger unter Gleichstreckenlast durchgeführt. Damit soll die Übereinstimmung zwischen den mit nglife ermittelten Werten und der geschlossenen Lösung des Differenzialgleichungssystems des elastischen Verbundes (z. B. /7.27/, /7.28/, /7.30/) geprüft werden.

Die Anwendung der geschlossenen Lösung ist an folgende Voraussetzungen gebunden:

- die Werkstoffe müssen sich linear elastisch verhalten,
- die Verdübelung muß durch einen linearen Zusammenhang zwischen Schlupf und Dübelkraft gekennzeichnet sein,
- der Querschnitt muß über die Trägerlänge konstant sein,
- das System muß statisch bestimmt sein und
- die Belastung muß eine stetige Momentenlinie erzeugen.

Für den in Bild 7.19 dargestellten Einfeldträger unter Gleichstreckenlast sind diese Voraussetzungen erfüllt. Der Verbundträger besteht aus einer Betonplatte aus B25 (E-Modul = 3000 kN/cm²) mit den Abmessungen 3500mm x 150mm und einem Walzprofil IPE 400 aus St52 (E-Modul = 21000 kN/cm²).

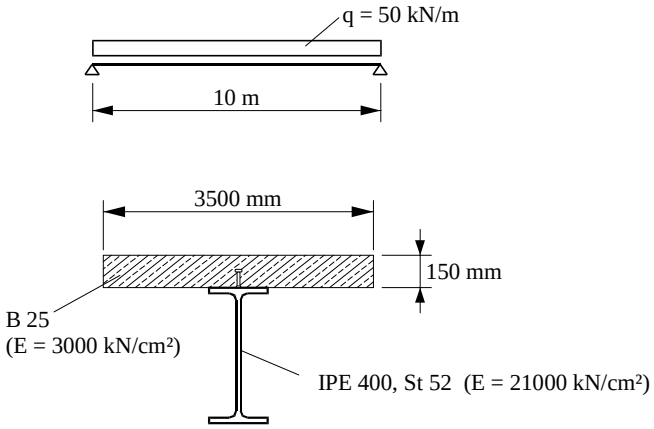


Bild 7.19: System, Querschnitt (linear-elastisch) und Belastung des Verbundträgers

Die Ergebnisse der Berechnungen (Durchbiegungen w, und Schlupf s) sind für 4 unterschiedliche Dübelsteifigkeiten C_i (C_1 = 200 kN/cm, C_2 = 600 kN/cm, C_3 = 1800 kN/cm und C_4 = starre Dübel) in den Bildern 7.20 und 7.21 dargestellt.

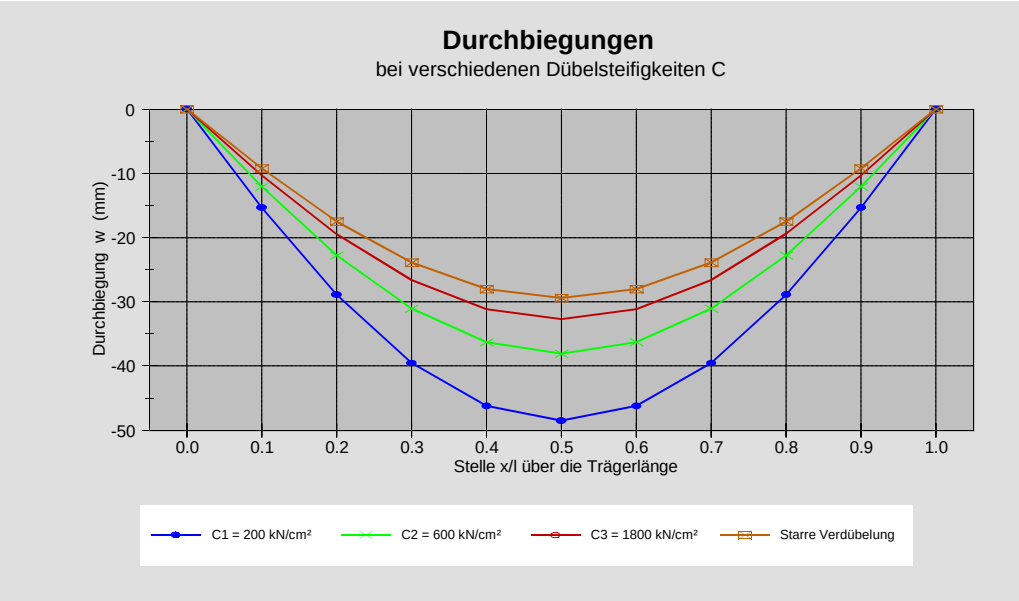


Bild 7.20: Durchbiegungen des Verbundträgers

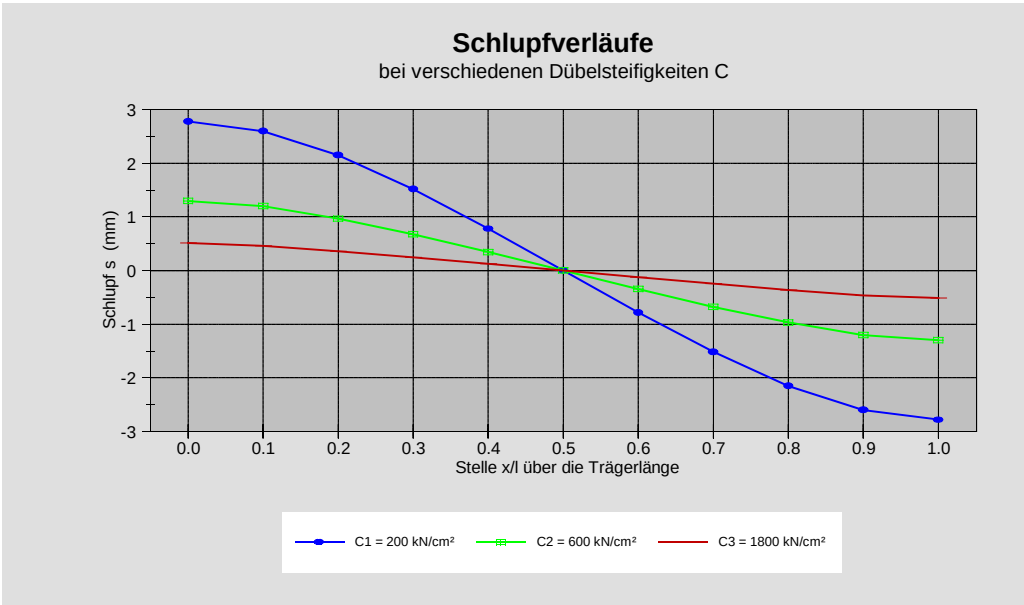


Bild 7.21: Schlupf in der Verbundfuge

Die Abweichungen zwischen den berechneten Werten mit nglife und den geschlossenen Lösungen des elastischen Verbundes betragen maximal 0,1 %. Infolge der sehr geringen Unterschiede zwischen den berechneten Ergebnissen mit nglife und den Ergebnissen der geschlossenen Lösung des elastischen Verbundes sind die jeweiligen Kurven grafisch nicht mehr zu unterscheiden (die Kurven liegen übereinander).

Mit dieser Übereinstimmung läßt sich zwar die Richtigkeit des Programmsystems nicht nachweisen, eine gute Übereinstimmung mit den genauen Lösungen ist aber eine notwendige Voraussetzung hierfür.

8. Vergleichsberechnungen

8.1 Allgemeines

Aus den durchgeführten Trägerversuchen sind nachfolgende Meßergebnisse -über Dehnungsmeßstreifen und induktive Wegaufnehmer- bekannt:

- die Dehnungen an der Unterkante des Flansches,
- die Schlupfwerte an den angegebenen Stellen sowie
- der Versagenszustand nach Abschalten des Versuches.

Unbekannt sind:

- die *zyklischen Dübelkennlinien* und davon abhängig:
- die Dübelkräfte nach n-Lastwechseln,
- die Schädigung und Restlebensdauer (Einstufenbelastung) der Elemente (Dübel, Stahlfaser, ...) und
- der Versagensmechanismus der Dübel im Verbundträger.

Das in dem Programmsystem *nglife* /8.1/ implementierte Rechenmodell enthält die Berechnungsgrundlagen, Verfahren und Algorithmen, die es ermöglichen, numerische Simulationen der Verbundträger unter Berücksichtigung der wesentlichen Effekte (Dübelnachgiebigkeit, Kraftumlagerungen innerhalb des Verbundsystems, Abscheren (Ausfall) einzelner Dübel, ...), die während der Lebensdauer eines Verbundträgers auftreten können, durchzuführen.

Entscheidend für die *richtige* Bestimmung der Restlebensdauer sowie der Tragfähigkeit eines Verbundträgers nach n-Lastspielen ist die *Kenntnis der zyklischen Dübelkennlinien*. Aber gerade diese zyklischen Kennlinien sind bisher noch nicht bekannt.

Die anschließend ausgeführten Überlegungen, verbunden mit einer Vielzahl von nichtlinearen Kontrollberechnungen, führten zur allgemeinen Beschreibung dieser zyklischen Dübelkennlinien.

8.1.1 Bestimmung der zyklischen Dübelkennlinien

Ein für alle (untersuchten) Verbundträger typisches Last-Verformungsverhalten ist in Bild 8.1 exemplarisch für den Träger T3/3 (Trägerversuch von Becker /1.10/) dargestellt. Die Trägerversuche der Serie T3 unterscheiden sich von denen der Serie T2 nur durch eine Verstärkungslasche des Stahlträgerdruckflansches und eine etwas geringere Gurtbewehrung -μ=1.39 %-. Bei den Mittendurchbiegungen und den Dehnungen sind auch die Ergebnisse von Berechnungen unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens und starren Verbundes angedeutet

Das phänomenologische Verhalten der Einzelkomponenten (Beton, Verdübelung und Stahlträger) eines Verbundträgers unter dynamischer Belastung gilt auch für das Gesamttragverhalten eines Verbundträgers (vergleiche Bilder 5.10, 6.4, 7.1 und 7.2). Das Spannungs-Dehnungsverhalten bzw. Last-Schlupfverhalten läßt sich auch hier durch drei Bereiche charakterisieren. Der erste Bereich, der sich nur über wenige Lastwechsel erstreckt, ist durch einen schellen Zuwachs der Gesamtverformung (Schlupf) gekennzeichnet. Bei der Erstbelastung ergibt sich die größte Nachgiebigkeit. Der Übergang von Zustand I (Beton ungerissen) in Zustand II (Beton gerissen) bei der ersten Belastung ist deutlich zu erkennen. Nach der ersten Entlastung stellt sich ein bleibender Schlupf ein (Initial-Schlupf) ein, der im wesentlichen von der Größe der Oberlast abhängt. Dies hat einen *großen Steifigkeitsverlust innerhalb der ersten Lastwechsel zur Folge.* Während der weiteren Lastspiele wächst der Schlupf nur langsam aber kontinuierlich an; es liegt eine nahezu linear-elastische

Dübelcharakteristik mit Anfangsschlupf vor. Die Steifigkeit bleibt nahezu unverändert. Durch das Reißen des Betons (vergl. 8.4.3.1) entstehen jedoch bleibende Verformungen. Dieser Bereich liegt etwa bei Lastspielzahlen, die zwischen 1 und 80 % der Bruchlastspielzahl betragen. Im anschließenden dritten Bereich, mit Lastspielzahlen über 80 % der Bruchlastspielzahl, steigen die Schlupfwerte überproportional an, während die Steifigkeit stark abnimmt. Das Versagen kündigt sich durch ein schnelles Anwachsen des Schlupfes an. Auf die Veränderungen innerhalb des Verbundträgers wird in den folgenden Abschnitten noch näher eingegangen.

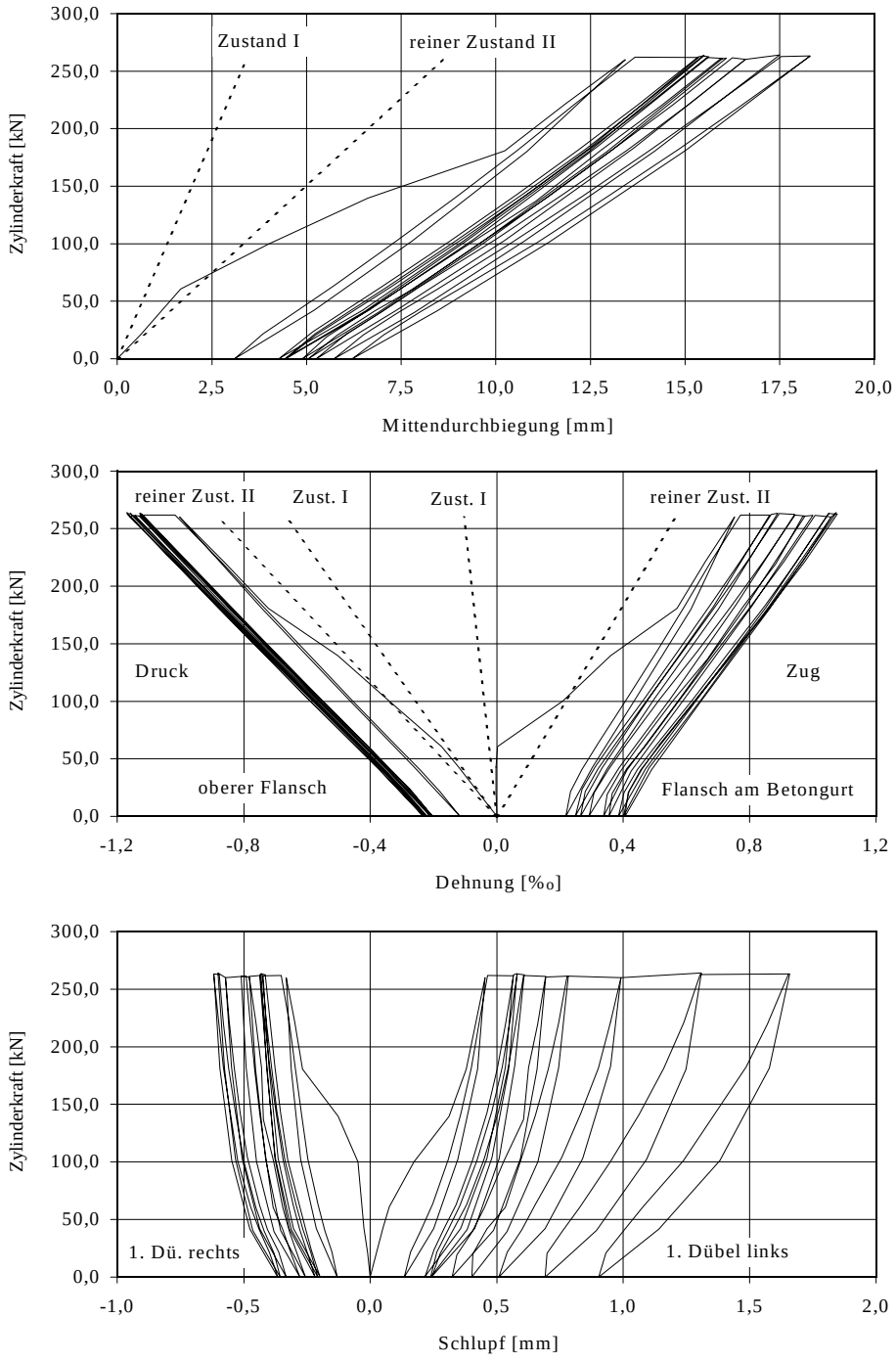


Bild 8.1: Durchbiegungs-, Dehnungs- und Schlupfverhalten im Versuch T3/3 mit Beton in der Zugzone nach /1.10/

Das Last-Verformungsdiagramm (Bild 8.2) des Trägers T2.3, für den nachfolgend die numerischen Simulationen durchgeführt werden, wurde mit einem x-y-Schreiber während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet. Mit zunehmender Lastspielzahl vergrößert sich die Relativverschiebung (der Schlupf) zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger. Dies ist u. a. die Folge der allmählichen Zerstörung des Betons am Dübelfuß und der mit der Lastspielzahl abnehmenden Dübelsteifigkeit.

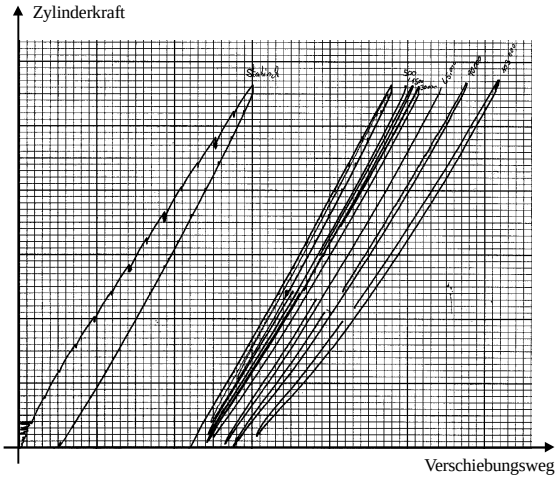


Bild 8.2: Last-Verformungsverhalten des Verbundträgers T2.3 unter dynamischer Belastung

Bei genauer nichtlinearer Berechnung der Träger erhält jedes Verbundmittel (Dübel) eine andere Beanspruchung. Für eine numerische Simulation ist deshalb auch für jeden Dübel eine andere zyklische Dübelkennlinie -Abschnitt 7.2.3- zu verwenden. Der prinzipielle Verlauf einer solchen zyklischen Dübelkennlinie ist in Bild 8.3 dargestellt (vergl. Kapitel 6).

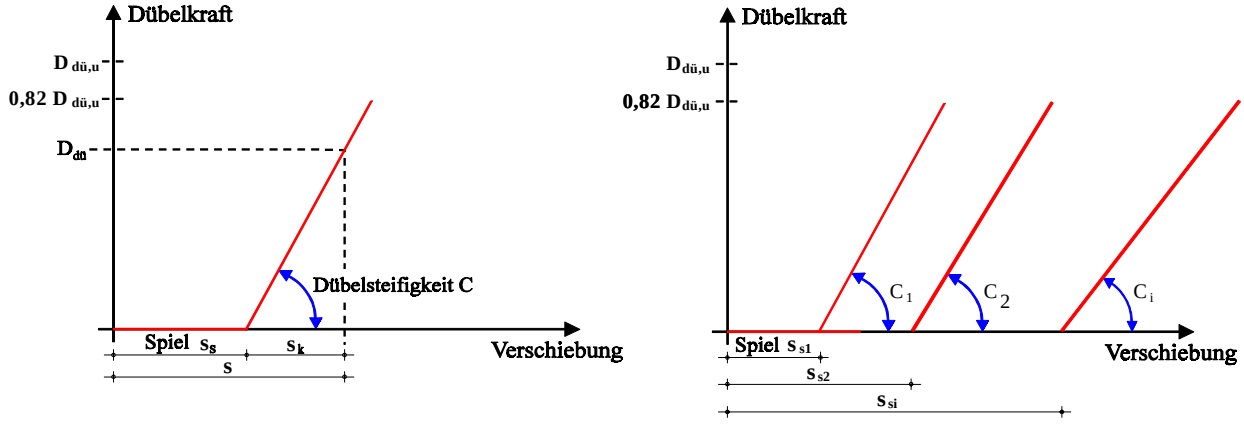


Bild 8.3: Prinzipieller Verlauf der zyklischen Dübelkennlinien

An den lokalen 'Verbundstellen' des Trägers (Stellen, an denen Dübel angeordnet sind) verschieben sich die Teilquerschnitte (Betonplatte und Stahlträger) zunächst ohne Kraftübertragung relativ zueinander. Erst nachdem der Verschiebungsweg s_s (Spiel) überwunden ist, tritt Kontakt zwischen dem Beton und dem Dübel auf (Kontakt-/Anschlagproblem). Der prinzipielle Verlauf einer zyklischen Dübelkennlinie ist damit zwar geklärt, die *Größe des jeweiligen Spiels* ist aber noch unbekannt.

8.1.1.1 Lösungsweg zur Bestimmung des Spiels einer zyklischen Dübelkennlinie

Um eine allgemeingültige Beschreibung von zyklischen Dübelkennlinien ableiten zu können, muß ein *funktionaler Zusammenhang* zwischen den Beanspruchungen während der Lebensdauer und dem Verschiebungsweg eines Verbundmittels hergestellt werden.
Eine Beschreibung der Beanspruchungen während der Lebensdauer muß sowohl Informationen über die Anzahl der Lastspiele der einzelnen Lastkollektive als auch über deren Beanspruchungsdifferenzen enthalten. Darüberhinaus müssen die Relationen zwischen den Beanspruchungen während der Lebensdauer und dem Verschiebungsweg allgemeingültig sein, damit die aufgestellten Beziehungen für alle Verbundmittel im System verwendet werden können.

In einer dimensionslosen Formulierung als *Schädigung D=n/N* sind die oben genannten Anforderungen enthalten.

Da der Schlupf bereits das Endergebnis einer numerischen Simulation unter Berücksichtignug der nichtlinearen Einflüsse (gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Dübel, Kraftumlagerungen, ...) innerhalb des Systems Verbundträger darstellt, ist eine Auftragung als Schädigungs-Schlupf-Diagramm nicht sinnvoll. Vielmehr ist der funktionale Zusammenhang zwischen der Schädigung eines Dübels und der Größe des zugehörigen Spiels (als einzige noch unbekannte Größe der zyklischen Dübelkennlinien) interessant. Deshalb wird im folgenden der prinzipielle Verlauf eines *Schädigungs-Spiel-Diagramms* hergeleitet.

Unter der Voraussetzung, daß sich Dübel in Verbundträgern ähnlich verhalten wie Dübel in Scherversuchen -bei jeweils gleicher Schädigung-, wird sich auch ein ähnliches Schädigungs-Schlupf-Diagramm ergeben. Für Scherversuche ist der allgemeine Funktionsverlauf eines solchen Diagramms bereits in Bild 3.8 angegeben. Der Gesamtschlupf setzt sich, wie zuvor bereits dargestellt, aus den Anteilen Spiel und Verschiebungsweg infolge Kraftaufnahme zusammen. Einsichtig ist auch, daß das Spiel zunimmt, je stärker die Schädigung wird. Der prinzipielle Funktionsverlauf eines Schädigungs-Spiel-Diagramms wird sich demnach gemäß Bild 8.4 einstellen.

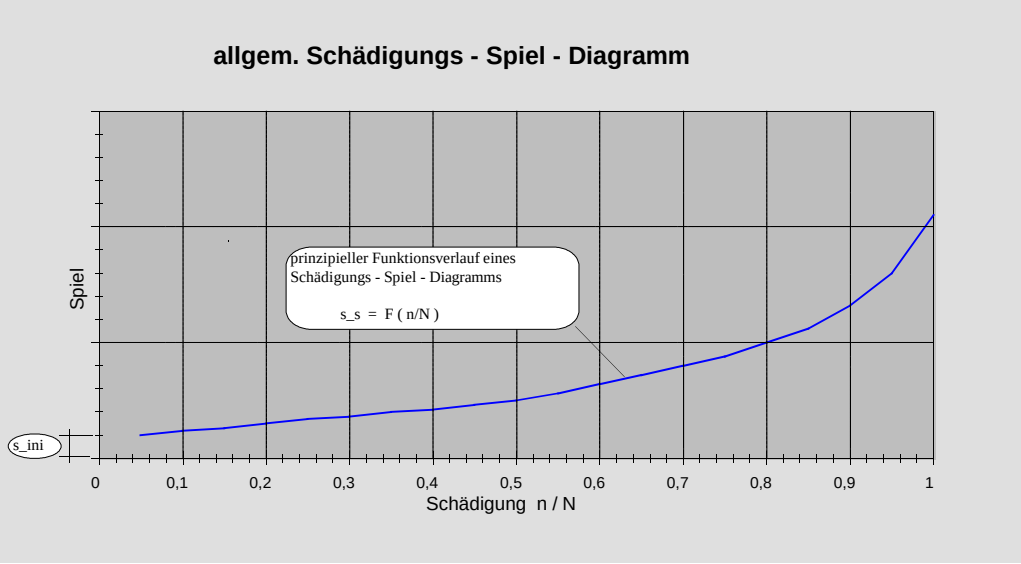


Bild 8.4: Prinzipieller Funktionsverlauf eines Schädigungs-Spiel-Diagramms

Die genauen Funktionsverläufe (Schädigung-Spiel) der einzelnen Versuchsträger wurden über mehrere Hundert nichtlinearer Kontrollberechnungen (besser: Bestätigungsberechnungen) erarbeitet und verifiziert.

Die Ermittlung der genauen Funktionsverläufe (Schädigung-Spiel) basiert auf den nachfolgenden Überlegungen und Berechnungen:

- Die vorliegenden Meßergebnisse der Schlupf- und Dehnungswerte nach n-Lastspielen ermöglichen keine Rückschlüsse auf die Größe des jeweiligen Spiels der einzelnen Dübel.
- Mit dem Programm nglife stand nun ein Hilfsmittel zur Verfügung, mit dem die Zusammenhänge (wie z. B. Dehnungen, Spannungen, Schlupf, Dübelkräfte, Kraftumlagerungen, Ausfall von Elementen, ...) infolge von dynamischen Beanspruchungen unter Berücksichtigung von beliebigen zyklischen Kennlinien erfaßt werden konnten.
- Die einzige Möglichkeit, die Größe des jeweiligen Spiels der zyklischen Dübelkennlinien bestimmen zu können, bestand in einem *Vergleich* der Ergebnisse der gemessenen Werte aus den Versuchen (Dehnungen, Schlupf, Verschiebungen und aufgebrachte Belastung) mit den ermittelten Werten der nichtlinearen numerischen Berechnungen.
- Um in einem ersten Schritt die Größenordnung des Spiels für die einzelnen Trägerversuche bestimmen zu können, wurden zunächst 'Orientierungsberechnungen' mit nglife durchgeführt. Für vorgegebene Schädigungen der einzelnen Dübel in den Verbundträgern wurden die Werte des jeweiligen Spiels zunächst abgeschätzt. Anschließend wurden die durch numerische Simulation ermittelten Werte des Schlupfes und der Dehnungen mit den entsprechenden Meßwerten verglichen. Ergab sich keine genügend genaue Übereinstimmung zwischen Versuchswerten und Simulation, wurden anschließend die Werte des Spiels solange iterativ verbessert, bis eine ausreichende Übereinstimmung (Versuch-Simulation) festzustellen war.
- Durch wiederholte Simulationen für die unterschiedlichsten Schädigungsgrade (zwischen 0.01 und 0.99) konnte so ein erster qualitativ grober Schädigungs-Spiel-Verlauf festgelegt werden.
- Zur anschließenden exakten Bestimmung der Funktionsverläufe Schädigung-Spiel mußten die Versuche vom Belastungsbeginn bis zum Versagen -*unter Berücksichtigung der während der Veruchsdauer aufgetretenen Effekte*- nachgefahren werden. Der Ablauf der Simulationen geschah nach folgendem Schema:

  Zunächst wurden für den Verbundträger die Dübelkräfte -mit den statischen Dübelkennlinien (d. h. ohne Spiel)- bei Ober- und Unterlast ermittelt. Damit war für die *Erstbeanspruchung die genaue Dübelverteilung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge* bekannt. Für jeden Dübel wurde die Schädigung (auf der Grundlage der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner) nach n_1 Lastwechseln mit den für das Lastkollektiv 1 (Einstufenbelastung nach Abschnitt 3.2.3) erhaltenen Schubspannungsdifferenzen $\Delta\tau_1$ und der für die Verbundmittel angesetzten Ermüdungsfestigkeitskurve -Wöhlerlinie- nach Bild 3.6 berechnet ($D_1 = n_1/N_1$).

  Das *Spiel der Dübelkennlinien* für das nächste Belastungsintervall wurde dann aus der jeweiligen Schädigung der Dübel und dem zuvor grob bestimmten Funktionsverlauf Schädigung-Spiel für die weitere Simulation festgelegt.

  Mit diesen neuen *zyklischen* Dübelkennlinien und den für die weitere Laststufe vorgesehenen Unter- und Oberlasten (Einstufenbelastung) wurde dann ein numerischer Berechnungsprozeß durchgeführt, der *einen* Schwingungsvorgang simuliert, d. h. das System wurde -nach vorgegebenen Algorithmen- automatisch von der Unterlast auf die Oberlast gefahren und anschließend wieder bis zu Unterlast entlastet. Dabei wurden immer alle Ergebnisdaten der Berechnung bei Ober- und Unterlast gespeichert.

Die Simulation dieses einen Schwingungsvorgangs war erforderlich, damit alle *Veränderungen im System* Verbundträger (Dübelkräfte, Dehnungen, ...) infolge der geänderten Kennlinien ermittelt wurden. Die Ergebnisdaten des Schlupfes und der Dehnungen wurden mit den gemessenen Werten verglichen. Stimmten berechnete und gemessene Ergebnisse in Teilen noch nicht gut überein, so wurden diese Werte des Spiels wieder solange iterativ verbessert, bis die Abweichung nur noch minimal war. Die Wertepaare Schädigung-Spiel, die zu einer Übereinstimmung zwischen Messung und Simulation führten, definierten dann den endgültigen Funktionsverlauf im Schädigungs-Spiel-Diagramm.

Mit Kenntnis der neuen Beanspruchungsdifferenzen der Elemente und der Schädigung aus dem vorherigen Lastkollektiv wurde dann die Restebensdauer (d. h. die Anzahl der noch ertragbaren Lastspiele bei vorgegebenem Lastkollektiv) sämtlicher Elemente bestimmt.

Für das nächste, mit n_2 Lastwechseln simulierte Lastkollektiv ergaben sich infolge der Beanspruchungsdifferenzen $\Delta\tau_2$, die Teilschädigungen $D_2 = n_2/N_2$. Die Summe aller Teilschädigungen ergibt die Gesamtschädigung.

Das *Spiel der zyklischen Kennlinien für das weitere Lastkollektiv wurde nun erneut in Abhängigkeit der bereits entstandenen Gesamtschädigung* ermittelt.

Mit diesen neuen, zyklischen Dübelkennlinien und den für die weitere Laststufe vorgesehenen Unter- und Oberlasten wurde dann wieder ein numerischer Berechnungsprozeß durchgeführt, der einen weiteren Schwingungsvorgang simuliert. Der oben für das Lastintervall 2 beschriebene Prozeß wurde auch für alle nachfolgenden Lastintervalle (Phasen) in gleicher Weise durchgeführt.

Auf diese Weise war es für alle Trägerversuche möglich, den funktionalen Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel zu bestimmen. In Bild 8.5 sind diese Schädigungs-Spiel-Verläufe, die für die Simulationen der Trägerversuche angesetzt wurden, dargestellt.

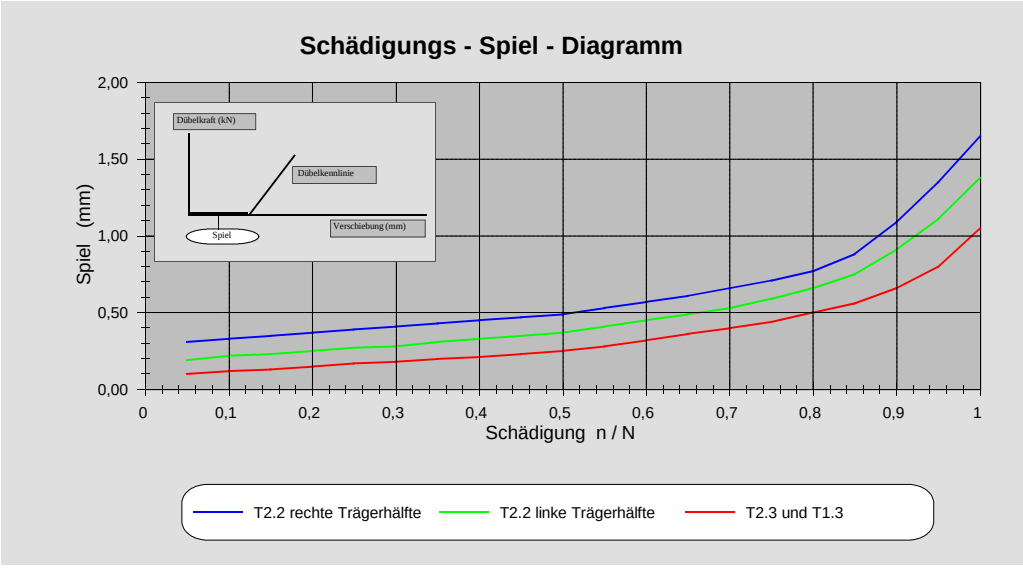


Bild 8.5: Schädigungs-Spiel-Diagramm

Mit Hilfe dieser Schädigungs-Spiel-Diagramme sind nun die zyklischen Kennlinien für jeden einzelnen Dübel zu jedem Zeitpunkt definierbar.

8.2 Diskretisierung von System und Querschnitt

Zur Versuchssimulation werden die planmäßig einachsig beanspruchten Einfeldträger der Serien T1 und T2 in Längsrichtung in 48 gleichmäßige, 7.50 cm lange Stabelemente eingeteilt. Jedes Stabelement besteht aus zwei Teilquerschnitten: Betonplatte und Stahlträger. Über die Trägerlänge sind diese Teilquerschnitte an den Stellen 2, 4, 6, ... , 42, 44, 46 (Dübel-Nr. gemäß Bilder 3.10, 3.11 und 8.6) diskontinuierlich durch Kopfbolzendübel miteinander verbunden.

Diese Verbundwirkung wird bei Erstbelastung durch die aus Versuchen gewonnenen statischen Dübelkennlinien simuliert. Die sich im Laufe der nicht ruhenden Belastung einstellenden *Veränderungen der Verbundwirkung* zwischen Betonplatte und Stahlträger werden über die *zyklischen Dübelkennlinien* erfaßt.

Bild 8.6 enthält für die Träger der Serie T2 die System- und Querschnittsabmessungen, die Anordnung der Belastung, der Dehnungsmeßstreifen (DMS), der induktiven Wegaufnehmer sowie die Dübelnumerierung.

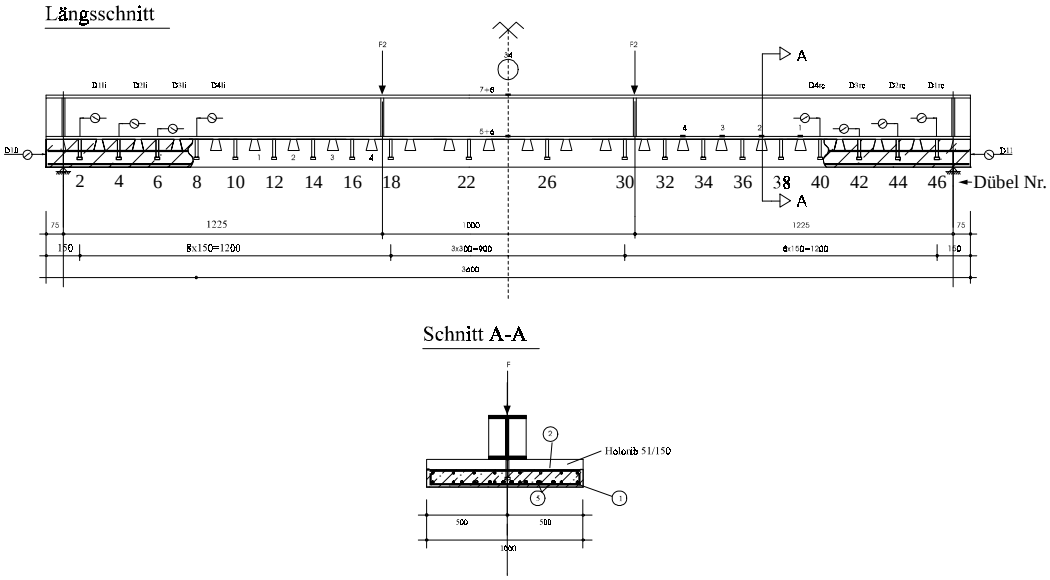


Bild 8.6: Versuchsträger der Serie T2

Die Beschreibung der Teil-Querschnitte erfolgt mit Hilfe des unter Punkt 7.2.4.1 beschriebenen Fasermodells. Jeder Faser kann ein eigenes, nichtlineares Werkstoffgesetz zugewiesen werden. Bild 8.7 zeigt die Querschnittsdiskretisierung -Fasereinteilung- der Verbundträger der Serien T1 und T2.

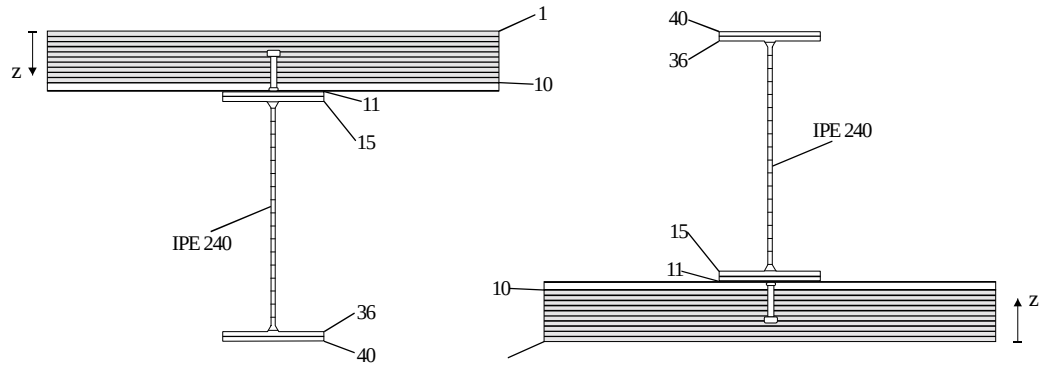


Bild 8.7: Diskretisierung des Verbundquerschnitts der Serien T1 und T2

Die Betonplatte wird mit 10 Fasern abgebildet, die Flansche des Stahlträgers (IPE 240) jeweils mit 5 Fasern und der Steg mit 20 Fasern. Die beiden Bewehrungslagen werden jeweils durch eine Faser simuliert. Das Profilblech wird durch eine 5.10 cm große Lücke zwischen Beton und Stahlträger berücksichtigt.

Faser-Nr	Bezeichnungen und Erläuterungen
1	äußere Betonfaser
11	äußere Stahlfaser des Obergurtes Stahlfaser in der Verbundfuge; auf dieser Faser sind die Dübel aufgeschweißt)
15	innere Stahlfaser des Obergurtes hier sind die DMS 1 bis 6 angeordnet)
36	innere Stahlfaser des Untergurtes
40	äußere Stahlfaser des Untergurtes hier sind die DMS 7 und 8 angeordnet)
41	äußere Bewehrungslage

Tabelle 8.1: Fasereinteilung des Verbundträgerquerschnittes

8.3 Berechnungsablauf einer numerischen Simulation

Der sich ständig wiederholende Prozeß der numerischen Simulation eines Lastkollektivs wird im nachfolgenden Ablaufdiagramm kurz dargestellt:

	Vorgang	Erläuterung	Ergebnis
1	**System-Definition**	- Systemabmessungen - Querschnitte - Wöhlerlinien	
2	**Zyklische Kennlinien-Definition:**	- zyklische Dübelkennlinien für nachfolgendes Lastkollektiv festlegen über Diagramm 'Schädigung-Spiel' (unter Berücksichtigung der Vorschädigung)	
3	**Last-Definitionen**:	- statische Lasten (Eigengewicht, ...) - dynamische Lasten mit Lastfaktor für Unter- und Oberlast	
4	**Anfahren der Unterlast**	- inkrementelle Laststeigerung bis zur Unterlast - Iteration der Ungleichgewichtskräfte für den Fall, daß das System bereits auf Unterlast war und nur die zyklischen Kennlinien geändert wurden	**Ergebnisdaten auf Lastniveau Unterlast** • Schnittgrößen (M, N, Q) • Verformungen einschl. Schlupf • Dehnungen einschl. plast. Anteile • Spannungen • Dübelkräfte
5	**Anfahren der Oberlast**	- automatische, inkrementelle Laststeigerung von Unterlast- auf Oberlastniveau	**Ergebnisdaten auf Lastniveau Oberlast** • Schnittgrößen (M, N, Q) • Verformungen einschl. Schlupf • Dehnungen einschl. plast. Anteile • Spannungen • Dübelkräfte
6	**Entlasten auf Unterlast**	- automatische, inkrementelle Entlastung von Oberlast- auf Unterlastniveau	**Ergebnisdaten auf Lastniveau Unterlast** • Schnittgrößen (M, N, Q) • Verformungen einschl. Schlupf • Dehnungen einschl. plast. Anteile • Spannungen • Dübelkräfte
7	**Ermittlung der Beanspruchungs-differenzen**	- Beanspruchungsdifferenzen zwischen Oberlast- und Unterlastniveau ermitteln	**Ergebnisse d. Beanspruchungsdifferenzen** • Δ-Schnittgrößen • Δ-Verformungen • $\Delta\sigma$-Spannungen, • $\Delta\tau$-Spannungen • Δ-Dübelkräfte
8	**Restlebensdauer bestimmen**	- Ermittlung der Zeitfestigkeit aller Elemente bei Erstbelastung - Ermittlung der Restlebensdauer aller Elemente unter Berücksichtigung einer Vorschädigung	**Restlebensdauer der** • Verbundmittel • Stahlfasern • Bewehrung
9	**Simulation von n_i Lastwechseln**	- Die unter Punkt 7 ermittelten Beanspruchungs-differenzen werden für das Lastkollektiv n_i-fach in Ansatz gebracht	**Ergebnisse infolge n_i-facher Lastwechsel** • Teilschädigung der Dübel • Teilschädigung der Stahlfasern • Teilschädigung der Bewehrung
10	**Ermittlung der Gesamtschädigung**	- Addition aller Vorschädigungen einschl. der Teil-schädigung des aktuellen Lastkollektivs nach der Schadens-Akkumulationshypothese von Palmgren-Miner	**Ergebnisdaten der Gesamtschädigung** • Gesamtschädigung derDübel • Gesamtschädigung der Stahlfasern • Gesamtschädigung der Bewehrung

Tabelle 8.2: Berechnungsablauf einer numerischen Simulation

Wiederholung des Gesamtablaufes für nächstes Lastkollektiv ab Punkt 2!

8.4 Vergleichsberechnungen zum Versuch T2.3

8.4.1 Vorhandene Meßergebnisse

Die Dehnungs- und Schlupfverläufe, die mittels DMS und induktiven Wegaufnehmern gemessen wurden, sind für ausgewählte Stellen in den Bildern 8.8 und 8.9 dargestellt.

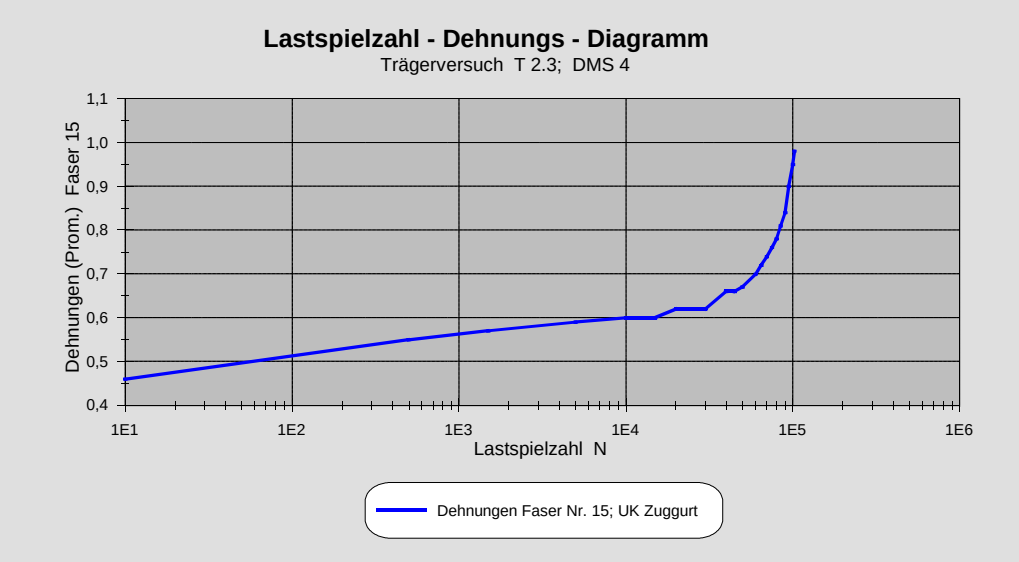


Bild 8.8: Dehnungsverlauf der Stahlfaser Nr. 15 des Trägers T2.3 während der Versuchsdauer

In den numerischen Berechnungen werden die Schlupfverläufe an allen Knoten des modellierten statischen Systems ausgegeben. Die berechneten Dehnungsverläufe liegen für alle Lastzyklen an allen Knotenpunkten für alle diskretisierten Faser-Nummern (Stahl-, Beton- und Bewehrungsfasern) vor.

Für die Gegenüberstellung Versuch - Berechnung werden alle möglichen Stellen miteinander verglichen. Die Präsentation der Ergebnisse erfolgt -wegen der immensen Datenmenge- jedoch nur für einige ausgewählte Stellen.

Für die im Rahmen dieser Arbeit graphisch nicht dargestellten Stellen ergeben sich jedoch ähnlich gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Berechnung wie für die ausgewähten Stellen. An einigen wenigen Stellen liegen jedoch geringfügig größere Abweichungen als in den Bildern dargestellt, vor. Diese Abweichungen sind wahrscheinlich durch Streuungen des Materialverhaltens zu erklären.

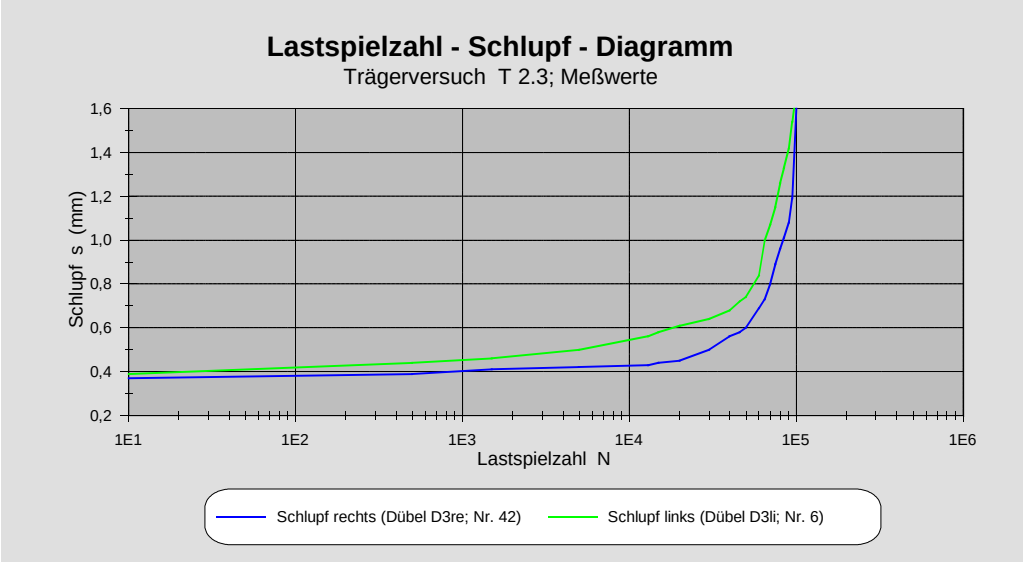


Bild 8.9: Schlupfverläufe des Trägers T2.3 während der Versuchsdauer

8.4.2 Versuchsparameter

- **Materialeigenschaften, Werkstoffgesetze**

Um die Versuche wirklichkeitsnah nachrechnen zu können, erfolgt eine möglichst genaue Abbildung der Ergebnisse der Materialprüfungen durch die Werkstoffkennlinien. Die numerischen Simulationen werden mit den *IST-Werten* der Werkstoffkenngrößen durchgeführt, die für das Stahlprofil und die Bewehrung in Bild 8.10 angegeben sind.

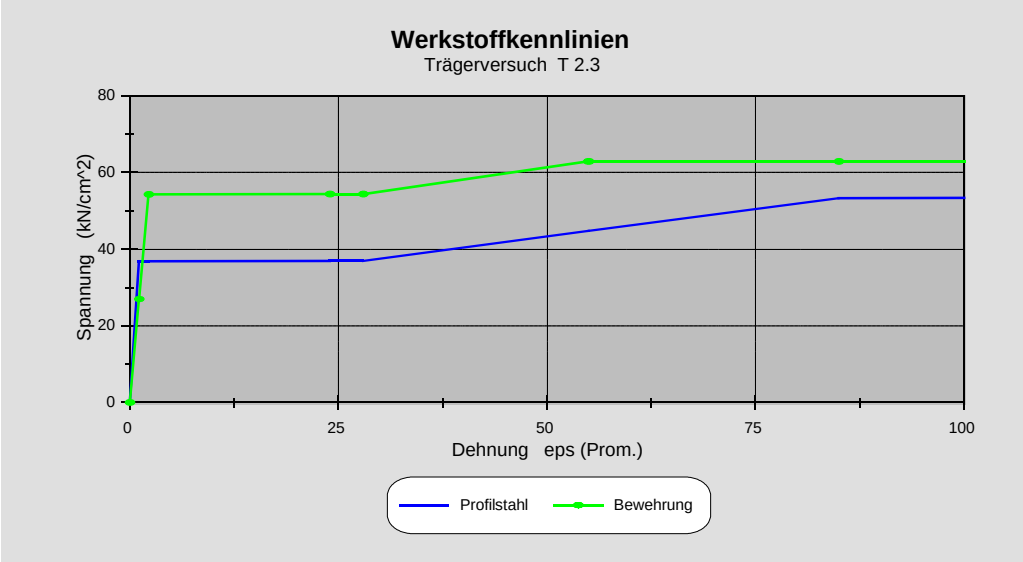


Bild 8.10: Werkstoffkennlinien (statisch) für Profilstahl und Bewehrung (idealisiert aus Zugversuchen)

Die statischen Dübelkennlinen werden nach Abschnitt 6.2.1 mit einer Dübelsteifigkeit C=1500 kN/cm^2 und einer mittleren Dübeltragfähigkeit $D_{dü_u}$ von 99.80 kN (Bild 6.3) abgebildet.

Für den Beton wird das Werkstoffgesetz auf der Grundlage des CEB-FIB Model Codes /5.1/ gemäß Bild 5.1 mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von f_{cm} = 4.27 kN/cm^2 berücksichtigt.

Eine Entlastung in den Werkstoffgesetzen für Stahl, Stahlbetonbewehrung, Dübel und Beton wird durch eine parallel zur Anfangstangente verlaufende Entlastungsgerade realisiert.

- **Beanspruchungen**

Beansprucht wird der Träger mit den statischen Einwirkungen des Eigengewichtes, das vom Programm automatisch ermittelt wird und den -gemäß Bild 3.11- schwingend aufgebrachten Einzellasten von $F_{1,2Oberlast}$ = 140.0 kN bei Oberlast und $F_{1,2Unterlast}$ = 5.0 kN bei Unterlast. Im Programm werden statische und dynamische Lasten unterschieden. Statische Lasten werden bei Schwingsungsberechnungen immer mit dem Lastfaktor 1.0 angesetzt. Einwirkungen aus dynamischen Lasten werden durch Lastfaktoren, die für Ober- und Unterlasten zu definieren sind, beschrieben. Die Einzellastdefinitionen $F_{1,2}$= 140.0 kN werden im Programm als dynamische Lasten gekennzeichnet. Der Lastfaktor für die Unterlast beträgt 0.0357, der für Oberlast 1.0. Damit sind die Beanspruchungen für die Ober- und Unterlastberechnungen (Lastzyklus) festgelegt.

Die Last-Zeit-Funktion ist für die Trägersimulationen nach Bild 8.11 (Sonderfall einer Einstufenbelastung) definiert. Wegen der ständigen Veränderungen im Verbundträger muß die Last-Zeit-Funktion phasenweise abgearbeitet werden (vergl. 7.2.5.1.2). In den ersten Phasen der Last-Zeit-Funktion werden nur wenige Lastspiele simuliert, um die Veränderungen (z. B. Reißen den Betons und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) möglichst genau erfassen zu können. Im Bereich zwei (etwa zwischen 1 und 80 % der Bruchlastspielzahl) werden die einzelnen Phasen mit jeweils 5000 Lastspielen simuliert.

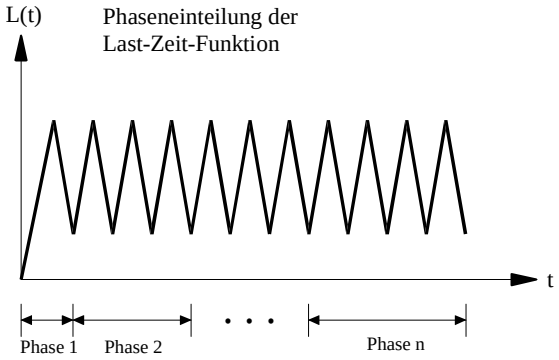


Bild 8.11: Last-Zeit-Funktion für die Trägersimulationen

Infolge der Belastung der Verbundträger T2.3 und T2.2 mit den oben genannten Einzellasten werden die Komponenten des Verbundträgers (Verdübelung, Bewehrung und Stahlträger) maximal wie in Bild 8.11 dargestellt beansprucht.

Unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird die Verdübelung (mit Steifigkeiten der Erstbelastung) maximal mit der 0.61-fachen Dübeltragfähigkeit aus dem statischen Versuch belastet. Ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen liegt die maximale Beanspruchung bei 55 % der statischen Dübeltragfähigkeit.

Für den Baustahl ergibt sich die Beanspruchung zu maximal der 0.57-fache Streckgrenze des Baustahls (aus der statischen Werkstoffkennlinie des Baustahls; σ/σ_{test}=0.57). Der Bewehrungsstahl wird maximal mit dem Wert der 0.52-fachen Streckgrenze (aus der statischen Werkstoffkennlinie der Bewehrung; σ/σ_{test}=0.52) belastet. D. h. alle Werkstoffe werden bei Maximalbelastung immer im linear-elastischen Bereich beansprucht.

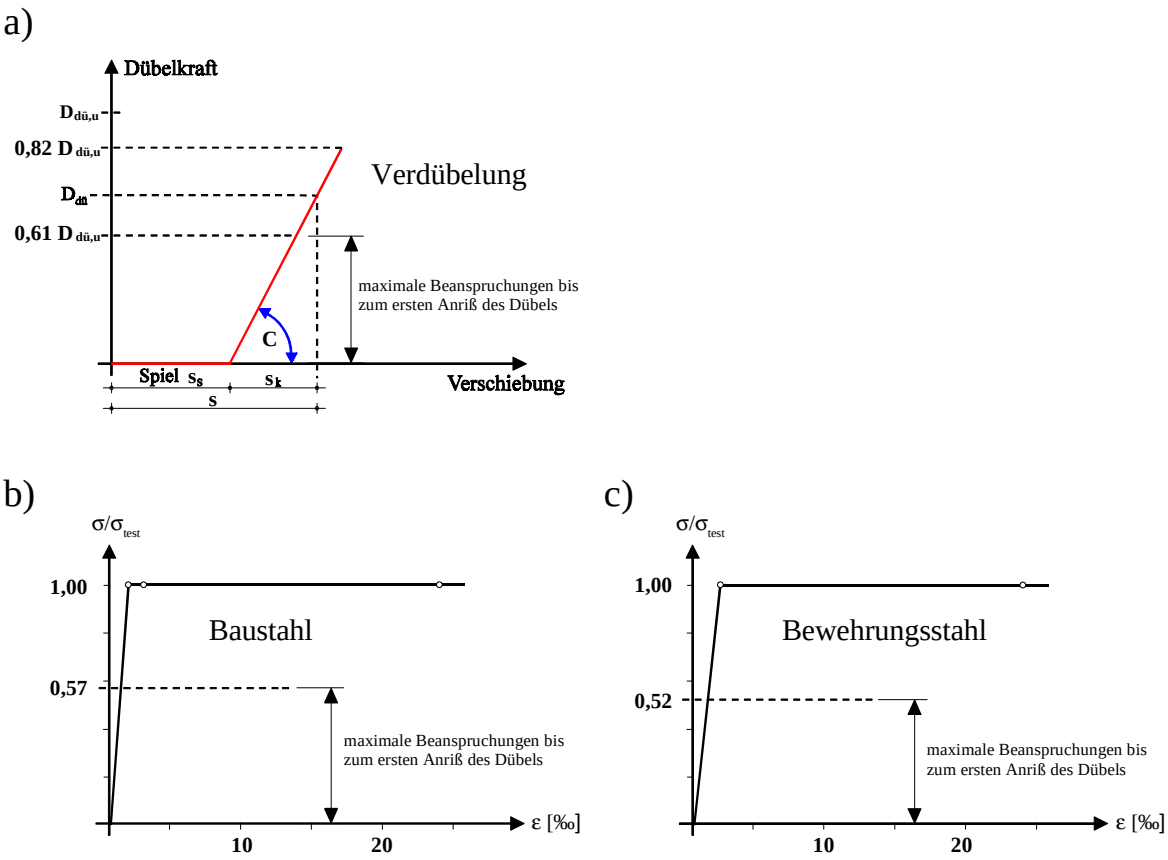


Bild 8.12: Maximale Beanspruchungen bis zum Anriß des ersten Dübels für die Komponenten a) Verdübelung, b) Baustahl und c) Bewehrungsstahl

- **Hystereseverhalten**

Das Hystereseverhalten der einzelnen Werstoffe Baustahl und Beton sowie das Hystereseverhalten der Verdübelung ist in den Kapiteln 4 (Baustahl), 5 (Beton) und 6 (Verdübelung) prinzipiell beschrieben.

Sowohl der Baustahl als auch die Stahlbetonbewehrung werden bis zum Zeitpunkt des ersten Dübelversagens ausschließlich im linear-elastischen Bereich beansprucht. Für diesen Beanspruchungsbereich entspricht die stabilisierte zyklische σ-ε-Kurve (ohne Berücksichtigung des Einflusses aus zyklischem Kriechen und zyklischer Entfestigung) näherungsweise der statischen σ-ε-Kurve (Statische Werkstoffkennline). Für die Computersimlationen wird deshalb mit ausreichender Genauigkeit angenommen, daß die Be- und Entlastungspfade des Baustahls und der Stahlbetonbewehrung auf einer Geraden mit der Anfangssteigung der jeweiligen statischen Werkstoffkennlinie verlaufen. Der Einfluß aus einer zyklischen Entfestigung kann auf diese Weise aber nicht erfaßt werden (zyklische σ-ε-Kurven der Werkstoffe Baustahl und Stahlbetonbewehrung lagen nicht vor).

Auch die Verdübelung wird -bis zum Zeitpunkt des ersten Dübelversagens- an allen Stellen im statischen System im linear-elastischen Bereich beansprucht. Die genaue analytische Beschreibung des Hystereseverhaltens ist, wie in Abschnitt 6.2.2 beschrieben, z. Zt. noch nicht möglich. Die zyklischen σ-ε-Kurvenverläufe der Verdübelung werden deshalb vereinfacht nach Abschnitt 6.2.3 (Bild 6.7) berücksichtigt.

- **Ermüdungsfestigkeitskurven -Wöhlerlinien-**

Zur Bestimmung der Schädigung sowie der Restlebensdauer infolge der dynamischen Beanspruchungen werden den Elemente (Dübel, Fasern) die nachfolgend aufgeführten Ermüdungsfestigkeitskurven -über die Definition in den Werkstoffgesetzen- zugeordnet:

- Die Ermüdungsfestigkeitskurve der Dübel wird nach Bild 3.6 (Wöhlerlinie aus Scherversuchen) berücksichtigt. Die Wöhlerlinie wird als Gerade mit einer Steigung von k=4.4 bis $N=10^8$ verlängert (in Übereinstimmung mit der neueren Normung).
- Für den Stahlträgerflansch, auf dem die Kopfbolzendübel aufgeschweißt sind, wird die Ermüdungsfestigkeitskurve der Detailkategorie 80 nach Eurocode 3 angesetzt.
- Auf der Basis der Detailkategorie 160 werden die Ermüdungsfestigkeitsnachweise für den Steg des Stahlträgers sowie den Stahlträgerflansch ohne aufgeschweißte Dübel geführt.
- Die Ermüdungsfestigkeitskurven der Bewehrung werden nach Bild 8.13 berücksichtigt.

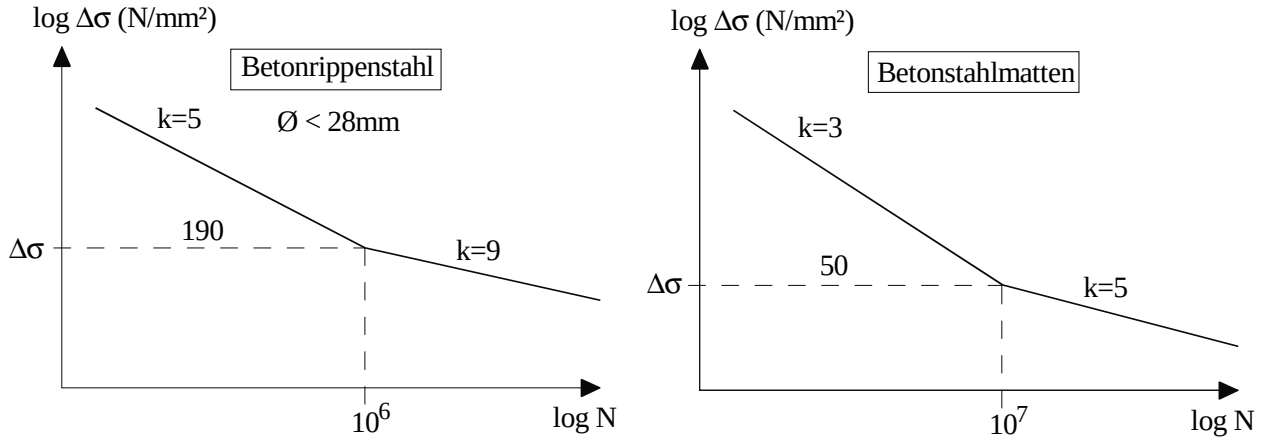


Bild 8.13: Ermüdungsfestigkeitskurven der Bewehrung nach /1.31/

Für das Versagen der untersuchten Verbundträger unter dynamischer Belastung wird immer die Zeitfestigkeit der Verdübelung maßgebend. Liegt für die Komponente Baustahl des Verbundträgers T2.3 im ersten Rechenschritt die ermittelte Zeitfestigkeit beispielsweise bei ca. 420000 Lastspielen (ermittelt mit Steifigkeiten der Erstbelastung) ergeben sich für die Zeitfestigkeit der Verdübelung nur 38300 Lastspiele (ermittelt für Dübel Nr. 2 mit Steifigkeiten der Erstbelastung und unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen) bzw. 62527 Lastspiele (ermittelt für Dübel Nr. 6 mit Steifigkeiten der Erstbelastung und ohne Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen). Das Ermüdungsverhalten des Verbundträgers wird also im wesentlichen durch die Ermüdungsfestigkeit der Verdübelung bestimmt. Zum Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird auf die folgenden Seiten verwiesen.

- **Zyklische Dübelkennlinien**

Die zyklischen Dübelkennlinien unterscheiden sich von den statischen durch den zusätzlichen Verschiebungsanteil des Spiels s_s und der Dübelsteifigkeit C_i. Die Dübeltragfähigkeit $Ddü_u$ wird während der Lebensdauer nicht verändert. Der Wert s_s des jeweiligen Spiels ergibt sich aus dem Schädigungs-Spiel-Diagramm für Träger T2.3.

- **Schädigungs-Spiel-Diagramm**

In Bild 8.14 ist für den Träger T2.3 der funktionale Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel dargestellt.

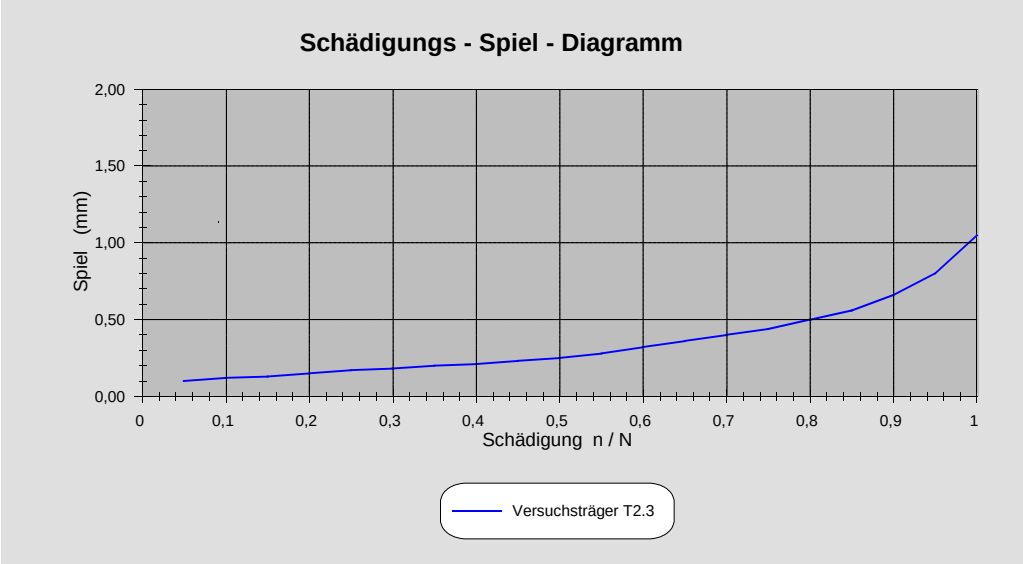


Bild 8.14: Schädigungs-Spiel-Diagramm für Träger T2.3

- **Mitwirkung des Betons auf Zug unter zyklischer Belastung**

Für eine wirklichkeitsnahe Berechnung von Verbundkonstruktionen mit Beton in der Zugzone unter statischer Belastung ist das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Dies gilt aber nicht in gleichem Maße für Verbundkonstuktionen unter dynamischer Belastung.

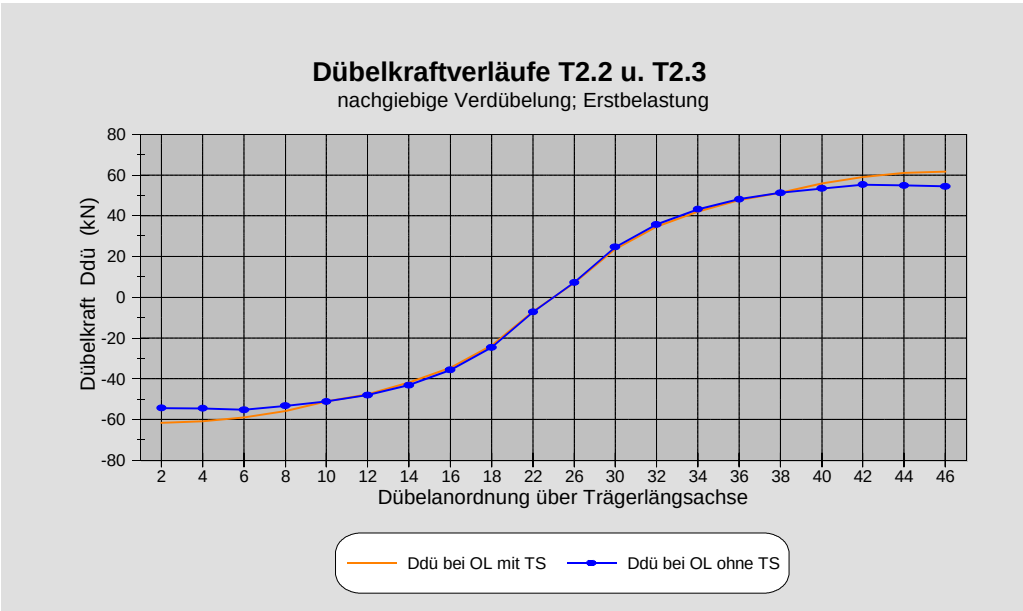


Bild 8.15: Dübelkraftverläufe bei Erstbelastung mit und ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen für die Trägerversuche T2.2 und T2.3

Während in Bild 8.15 die Dübelkraftverläufe bei Erstbelastung mit und ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen für die Trägerversuche T2.2 und T2.3 dargestellt sind, zeigt Bild 8.16 die unter dem vorgegebenen Lastkollektiv (nach Bild 8.11, Phase 1)

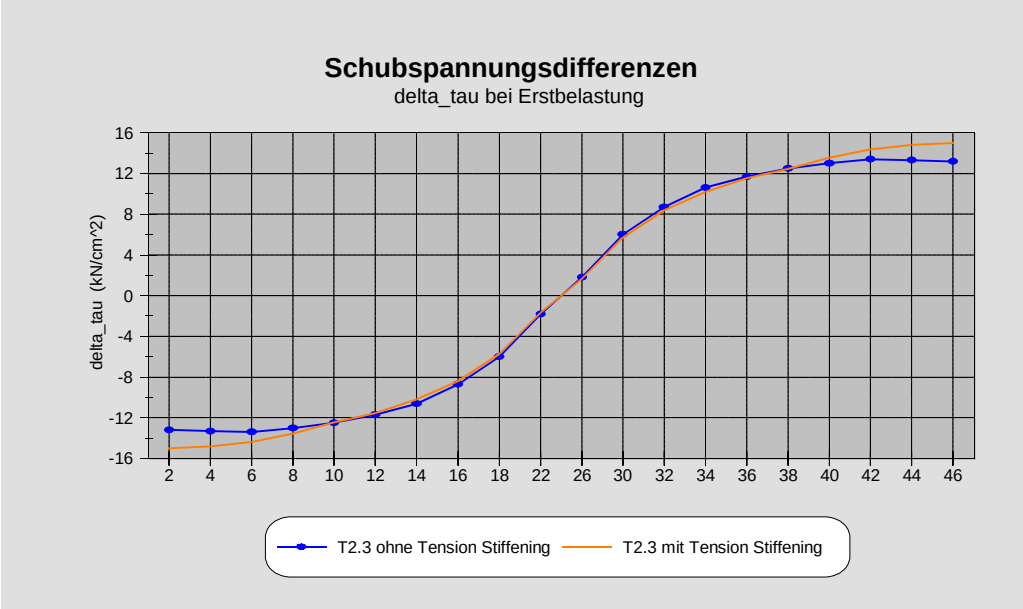


Bild 8.16: Schubspannungsdifferenzen bei Erstbelastung mit und ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen für die Trägerversuche T2.2 und T2.3

auftretenden Schubspannungsdifferenzen. Deutlich sind die merklich höheren Beanspruchungs-differenzen für die 'äußeren' Dübel (Dübel Nr. 2, 4 und 6 sowie 42, 44 und 46) zu erkennen. Die weiter innen liegenden Dübel (Nr. 8 bis 40) sind nach beiden nichtlinearen Berechnungen nahezu gleich beansprucht.

Die sich **wahrscheinlich einstellende Zeitfestigkeit** der Verdübelung kann wegen der ständigen Veränderungen im Verbundträger (zyklische Kennlinien mit den damit verbundenen ständigen Kraftumlagerungen und Beanspruchungsänderungen) **nicht in einem Rechenschritt** bestimmt werden. **Sie muß iterativ unter Berücksichtigung der zeitlich veränderlichen Dübel- und evtl. auch der veränderlichen Werkstoffcharakteristik** (z. B. zyklisches Kriechen, ...) **bestimmt werde**n. Dieses 'genaue' Vorgehen wird in den Abschnitten 8.3 und 8.4.3 ff. näher beschrieben.

Für eine erste Abschätzung der Zeitfestigkeit werden in Bild 8.17 die ertragbaren Lastspiele der Verdübelung mit Steifigkeiten der Erstbelastung mit und ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen und einem Lastkollektiv nach Bild 8.11, Phase 1, ermittelt. Die Verdübelung hat zu diesem Zeitpunkt (bei Erstbelastung) die größte Steifigkeit. Folglich ergeben sich daraus auch die kleinsten Zeitfestigkeiten. Die Ergebnisse der Zeitfestigkeiten liegen gegenüber den tatsächlichen Zeitfestigkeiten noch weit auf der sicheren Seite, da die für die Verdübelung günstigen Einflüsse aus den Beanspruchungsumlagerungen noch nicht berücksichtigt sind.

Nach diesen Berechnungen versagen die Randdübel (Dübel Nr. 2 und 46) nach nur 38300 Lastspielen als erste. Dies steht jedoch neben der wesentlich zu niedrigen Zeitfestigkeit im Gegensatz zu dem sich tatsächlich eingestellten Versagensverhalten der Trägerversuche mit Beton in der Zugzone. In diesen Versuchen (Trägerserie T2 und Trägerserie T3 von Becker /8.3/) konnte beobachtet werden, daß nicht die Randdübel, sondern die 3.ten bzw. 2.ten Dübel (vom Rand aus gesehen) als erste versagten.

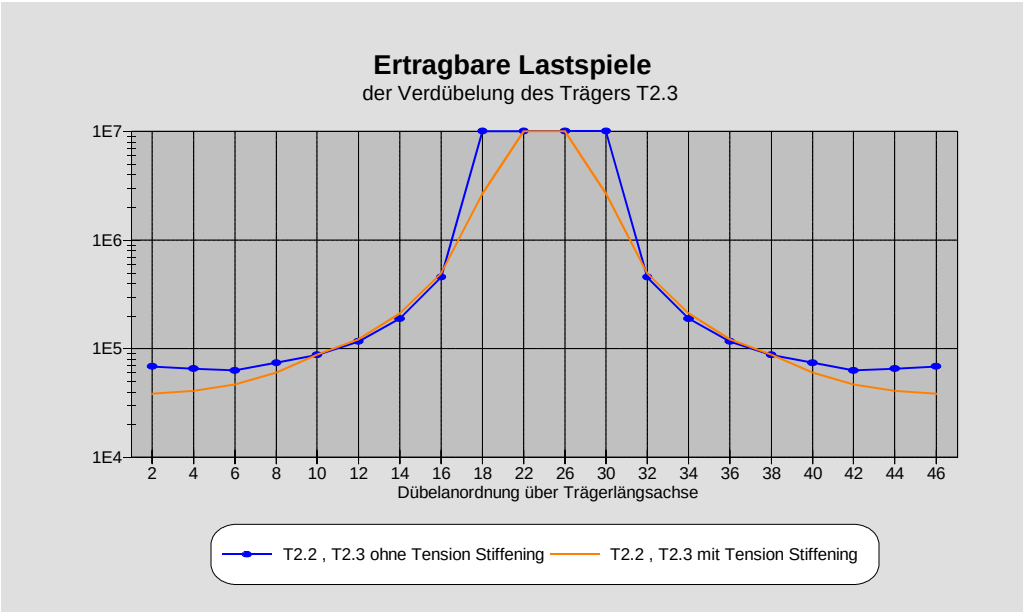


Bild 8.17: Ertragbare Lastspiele der Verdübelung mit und ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen für die Trägerversuche T2.2 und T2.3; ermittelt mit Steifigkeiten der Erstbeanspruchung und einem Lastkollektiv nach Abschnitt 8.4.2

Bei der Berechnung der Dübelbeanspruchungen mit nachgiebiger Verdübelung ohne Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen werden die 3.ten Dübel am höchsten beansprucht. Folgerichtig ergeben sich für diese Dübel nach Bild 8.17 auch die niedrigsten Zeitfestigkeiten. Sie betragen 62527 Lastspiele und sind deutlich höher als die ertragbare Lastspielzahl von 38300 unter Berücksichtigung des Mitwirkens zwischen den Rissen.

Nach Abschnitt 5.2.2 ist auch genau dieses Verhalten zu erwarten. Ist bei der Erstbeanspruchung des Verbundträgers noch ein Mitwirken des Betons auf Zug bei den Randdübeln vorhanden, bauen sich diese Zugspannungen nach wenigen Lastwechseln jedoch sehr schnell ab. Innerhalb von nur wenigen Lastwechseln nimmt also die Versteifende Wirkung des Betons ab, bis der Querschnitt im mehr oder weniger reinen Zustand II (ohne Mitwirkung des Betons) vorliegt.

Als weiteres Anzeichen der sehr geringen Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist auch zu werten, daß sich in der Betonplatte ein sehr gleichmäßiges Rissbild mit Rißabständen von 10 bis 12 cm einstellt (vergl. Abschnitt 3.2.4). Zudem sind die Träger der Serie T2 mit einem Bewehrungsgrad von μ = 1.95 % sehr stark bewehrt. Nach Abschnitt 5.1.2.2 ist auch aus diesem Grund mit einen geringen Mitwirken zwischen den Rissen zu rechnen.

Die nachfolgenden Computersimulationen werden deshalb ohne die Berücksichtigung von Tension Stiffening bei dynamischer Belastung durchgeführt.

8.4.3 Berechnungsergebnisse einzelner Lastzyklen

- **Schädigung der Dübel**

In einem ersten Rechenschritt wird der Träger T2.3 zunächst auf die Unterlast belastet. Bei der anschließenden Simulation eines kompletten Schwingungsvorganges wird zuerst über einen vorgegebenen Belastungsalgorithmus (Last-Zeit-Funktion) eine inkrementelle Laststeigerung zwischen Unter- und Oberlast durchgeführt. Dann wird durch eine automatisch gesteuerte inkrementelle Entlastung wieder die Unterlast angefahren. Dieser Berechnungsprozeß erfolgt für alle Elemente (Dübel und Fasern) mit den statischen Werkstoffkennlinien für die Erstbelastung und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Für diesen Zustand sind die Dübelkraftverläufe -bei Ober- und Unterlast- bereits aus Bild 3.26 bekannt. Aus den Differenzdübelkräften lassen sich die Schubspannungsdifferenzen nach Bild 3.27 ermitteln. Wegen der sehr schnellen Abnahme der Zugspannungen im Beton unter zyklischer Belastung baut sich auch der Einfluß aus dem Mitwirken des Betons nach wenigen Schwingspielen ab (vergl. 5.2.2). Die weiteren Simulationen werden deshalb ohne die Berücksichtigung der Einflüsse aus dem Tension Stiffening durchgeführt.

Für die dann maximal beanspruchten Dübel (Dübel-Nr. 6, 42) ergeben sich die Anfangs-Schubspannungsdifferenzen zu 13.40 kN/cm^2. Die Zeitfestigkeit (Lebensdauer) der Verbundmittel ermittelt sich für dieses Lastkollektiv auf der Grundlage der linearen Schadensakkumulationshypothese und der entsprechenden Wöhlerlinie nach Bild 8.17.

Im ersten Lastkollektiv werden n_1=500 Lastwechsel simuliert (siehe Berechnungsablauf nach 8.3). Nach Abschluß dieser ersten dynamischen Belastungsstufe sind die Elemente um das jeweilige Maß $D_1 = n_1/N_1$ geschädigt. Für die Dübel ist der Schädigungsverlauf nach 500 Lastwechseln in Bild 8.18 dargestellt.

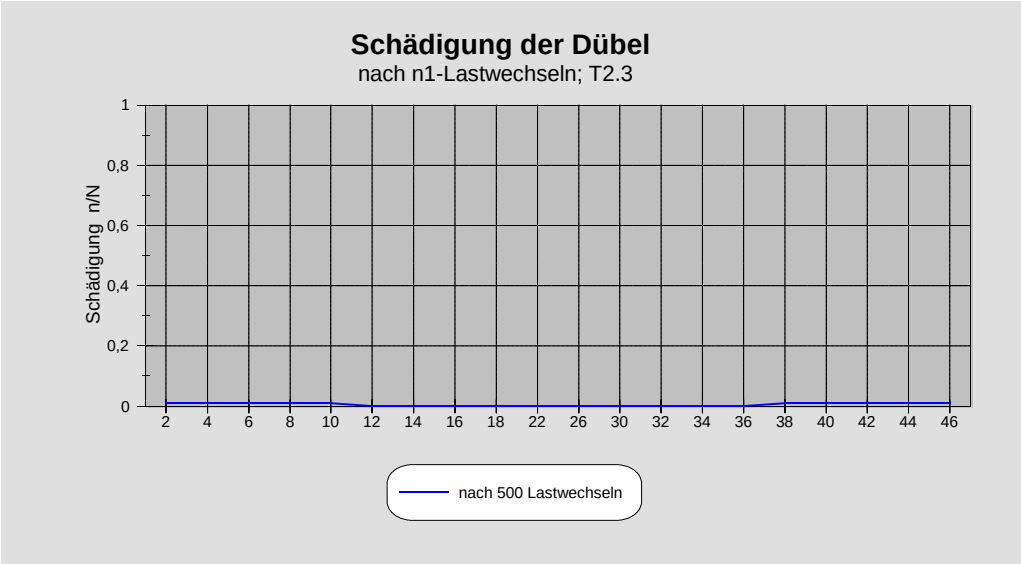


Bild 8.18: Schädigung der Dübel nach 500 Lastwechseln

- **Spiel der zyklischen Dübelkennlinien**

Über den funktionalen Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel kann nun das jeweilige Spiel der zyklischen Dübelkennlinie nach Bild 8.14 festgelegt werden. Damit ergibt sich das Spiel der zyklischen Dübelkennlinien nach 500 Lastwechseln gemäß Bild 8.19.

Aus den Meßdaten erkennt man, daß trotz symmetrischen Systems und Belastung die Schlupfverläufe der beiden Trägerhälften geringfügig unterschiedlich sind. Dies ist durch lokale Einflüsse, wie z. B. Betonzuschläge um den Dübelfuß oder Verdichtung des Betons, d. h. durch Streuungen, begründet. Die Dehnungs- und Schlupfwerte der rechten Trägerhälfte sind minimal kleiner als die der linken Trägerseite. Für die Werte des anzusetzenden Spiels betragen die Unterschiede minimal 0.01 und maximal 0.03 mm. In den Simulationen werden diese Unterschiede berücksichtigt. Dadurch kann auch die geringe Unsymmetrie im Verbundträger richtig nachgefahren werden (optisch ergibt sich für beide Trägerhälften wegen der geringen Differenzen jedoch nur eine Schädigungs-Spiel-Kurve wie in Bild 8.14 dargestellt).

Durch das geringfügig unterschiedliche Spiel in den zyklischen Kennlinien der rechten und linken Trägerseite wird 'sichergestellt', daß eine wirklichkeitsnahe Simulation des Gesamtsystems unter Berücksichtigung auch der örtlichen Effekte (Streuungen) gewährleistet ist.

Bei einer Simulation des Trägers ohne Berücksichtigung der Meßdaten würde sich ein absolut symmetrisches Systemverhalten einstellen.

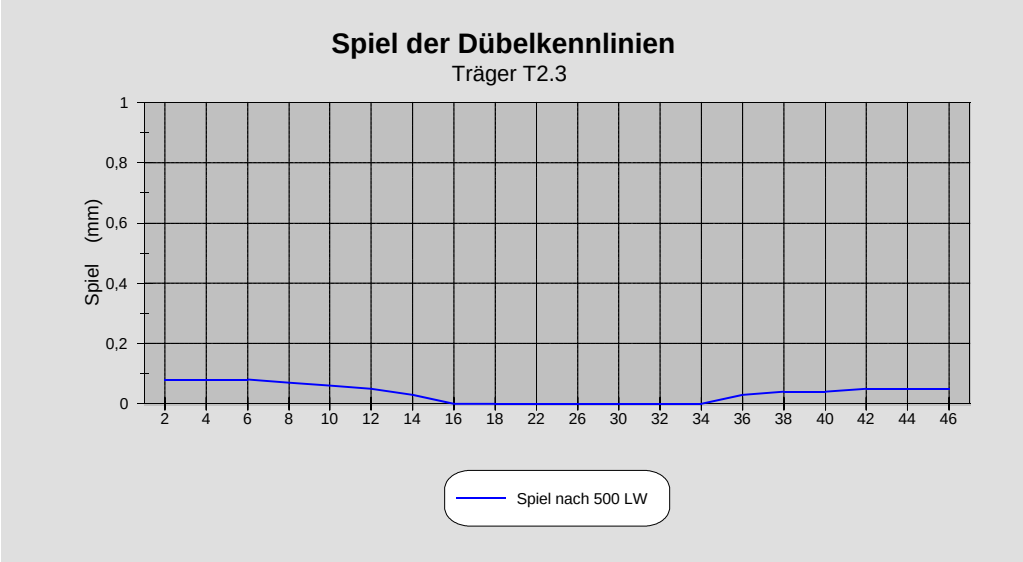


Bild 8.19: Spiel in den zyklischen Dübelkennlinien nach 500 Lastwechseln

- **Dübelkraftverläufe**

Nach Umsetzung der Dübelkennlinien (nach n_1=500 Lastwechseln) werden sämtliche Beanspruchungen zunächst für das Unterlastniveau bestimmt. Anschließend wird -wie bereits zuvor für die Erstbelastung- ein kompletter Schwingungsvorgang simuliert, d. h. die Belastung wird entsprechend der Last-Zeit-Funktion inkrementell auf das Oberlastniveau gesteigert, um dann wieder auf das Unterlastniveau entlastet zu werden. Die Veränderungen der Dübelkräfte auf Unterlast- und Oberlastniveau nach 500 Lastwechseln sind in Bild 8.20 dargestellt.

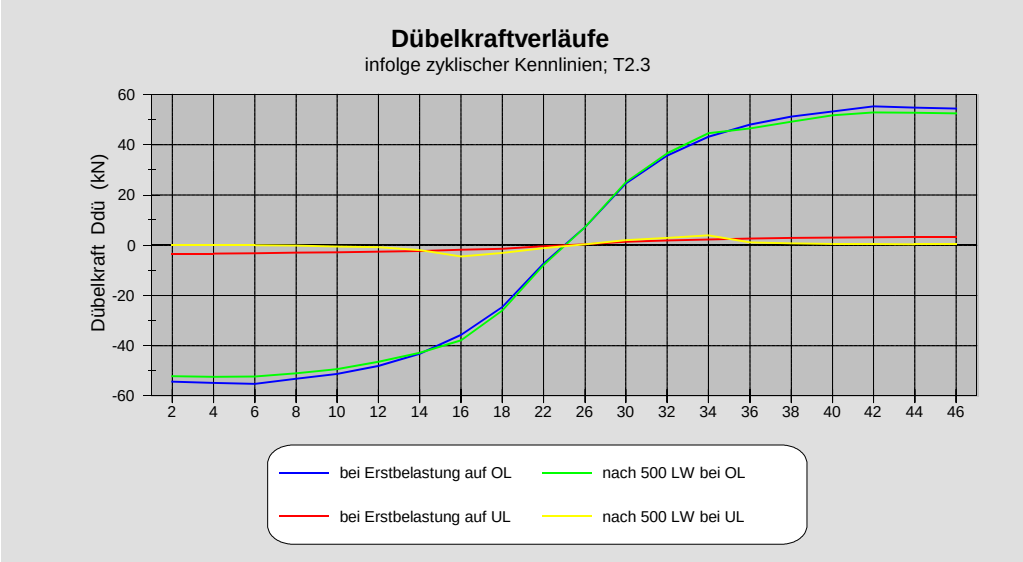


Bild 8.20: Dübelkraftverläufe auf Unter- und Oberlastnineau bei Erstbelastung und nach 500 Lastwechseln

Das Spiel in den zyklischen Dübelkennlinien bewirkt eine *Umlagerung der Dübelkräfte*. Sowohl auf Unterlast- als auch auf Oberlastniveau verringern sich die Beanspruchungen für die Dübel, für die in den zyklischen Kennlinien ein Wert des Spiels (>0.0) eingegeben wurde. Die Relativverschiebungen auf Unterlastniveau ($F_{1,2}$=5.00 kN) sind so gering, daß die 'äußeren' Dübel keine Kraft mehr aufnehmen. Die 'inneren' Dübel -ohne Spiel- erfahren eine Laststeigerung. Diese Umlagerungseffekte infolge wachsenden Spiels auf Unterlastniveau sind in Bild 8.21 dargestellt.

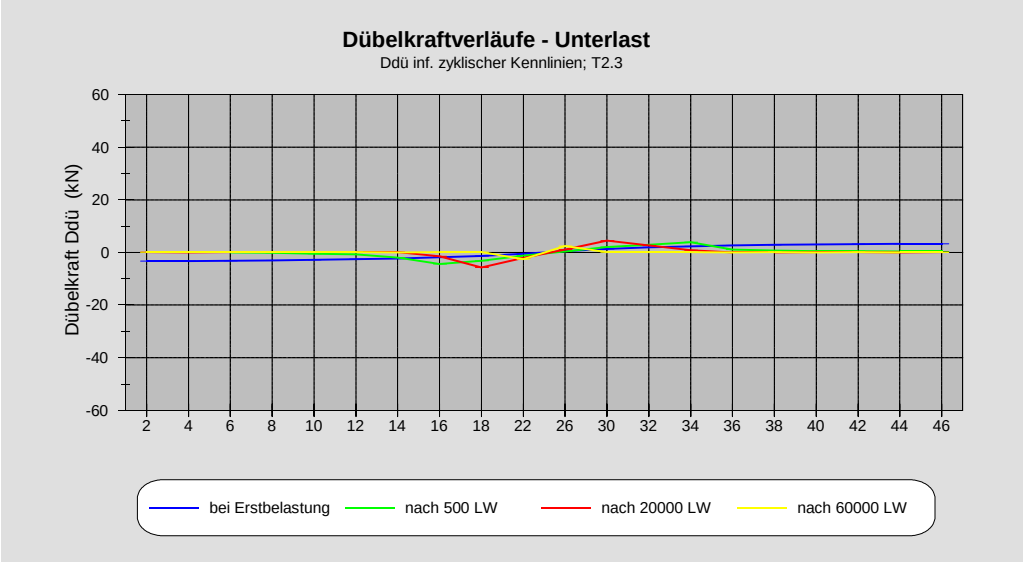


Bild 8.21: Dübelkraftverläufe nach n-Lastwechseln auf Unterlastniveau

Aus den neuen Differenzdübelkräften ergeben sich die für das Lastkollektiv 2 gültigen Schubspannungsdifferenzen. Für die höchst beanspruchten Dübel (Dübel-Nr. 6, 42) betragen nun die Schubspannungsdifferenzen $\Delta\tau_1$ = 13.48 kN/cm^2. Das heißt, daß sich trotz insgesamt geringerer Dübelkräfte die Differenzbeanspruchungen (durch die gleichzeitige Abminderung der Dübelkräfte auf Oberlast- und Unterlastniveau) geringfügig vergrößern. Dieser Effekt stellt sich bis etwa 20000 Lastwechsel ein, danach verringern sich die Dübelkraftdifferenzen deutlich.

Unter Einbeziehung der bereits entstandenen Schädigung und der neuen Beanspruchungsdifferenzen wird erneut die Restlebensdauer (Anzahl der noch ertragbaren Lastspiele unter der Einstufenbelastung gemäß der definierten Last-Zeit-Funktion) aller Elemente bestimmt.

Im zweiten Lastkollektiv werden dann n_2 = 1000 Lastwechsel simuliert. Nach Abschluß dieser zweiten dynamischen Belastungsstufe sind die Elemente um das jeweilige Maß $D = D_1 + D_2 = n_1/N_1 + n_2/N_2$ geschädigt.

Über den funktionalen Zusammenhang zwischen der Gesamtschädigung und dem Spiel kann nun wieder das jeweilige Spiel der zyklischen Dübelkennlinie für die nächste Laststufe nach Bild 8.11 festgelegt werden.

Auf die oben beschriebene Art werden nun sukzessiv alle weiteren Laststufen gemäß der vorgegebenen Last-Zeit-Funktion simuliert. Dabei werden die ersten drei Lastkollektive mit geringen Lastspielzahlen (n_1=500, n_2=1000 und n_3=3500 Lastspiele) gefahren. Nach insgesamt 5000 Lastspielen werden alle weiteren Lastkollektive -bis kurz vor dem Ermüdungsversagen des ersten Dübels- mit Lastspielzahlen von jeweils n_i=5000 simuliert.

Die zunehmende Abminderung der 'äußeren' Dübelkräfte, verbunden mit einem allmählichen Ansteigen der 'inneren', wird nach 35000 Lastwechseln in Bild 8.22 verdeutlicht.

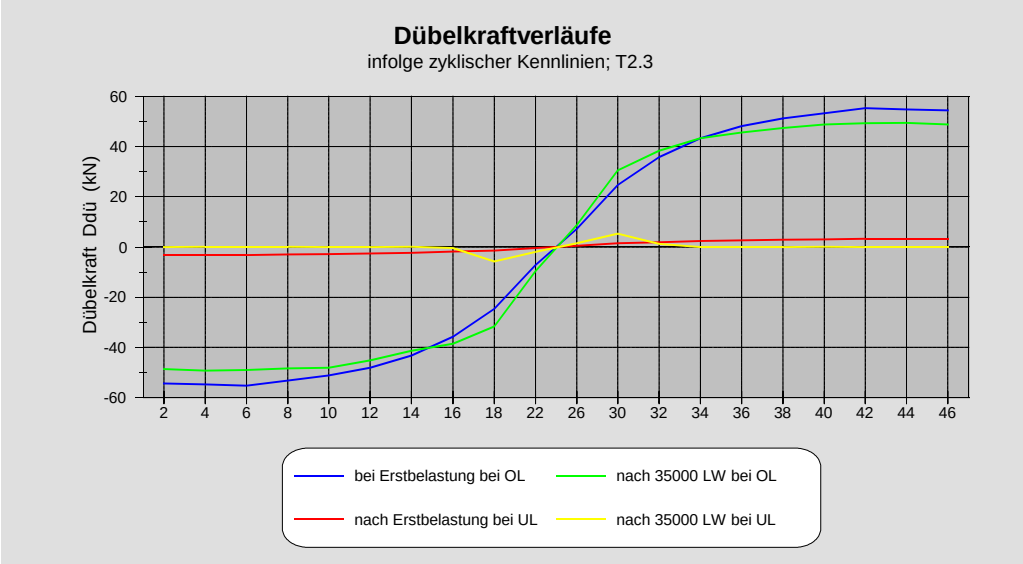


Bild 8.22: Dübelkraftverläufe nach 35000 Lastwechseln

Die Veränderung der Differenzbeanspruchungen -Schubspannungsdifferenzen- der Dübel zwischen dem Erstbeanspruchungszustand (ohne Tension Stiffening) und dem Zustand nach 35000 gefahrenen Lastspielen zeigt Bild 8.23.

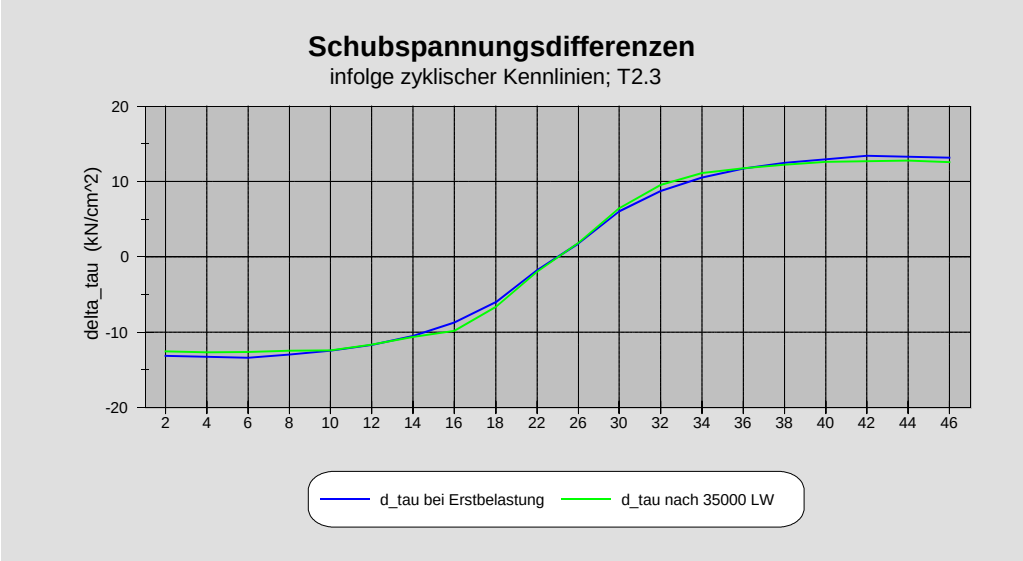


Bild 8.23: Schubspannungsdifferenzen bei Erstbelastung und nach 35000 Lastspielen

8.4.4 Zyklische Veränderungen bis zum ersten Dübelversagen

Die Vorgänge und Auswirkungen der kontinuierlichen Veränderungen (Veränderungen des Spiels, der Schädigung, der Dübelkräfte, ...) im Gesamtsystem 'Verbundträger' vom Belastungsbeginn bis zum Ermüdungsversagen des ersten Dübels sind aus den nachfolgenden Bildern ersichtlich.

- **Teilschädigung der Dübel je Lastkollektiv**

Trägt man die jeweilige *Teilschädigung* aller Dübel (auf der Trägerlängsachse; Dübel-Nr. 2 bis Nr. 46) entsprechend der Reihenfolge der aufgebrachten Lastkollektive auf, so ergibt sich der Teilschädigungsverlauf ($0.0 < D_i < 1.0$) nach Bild 8.24.

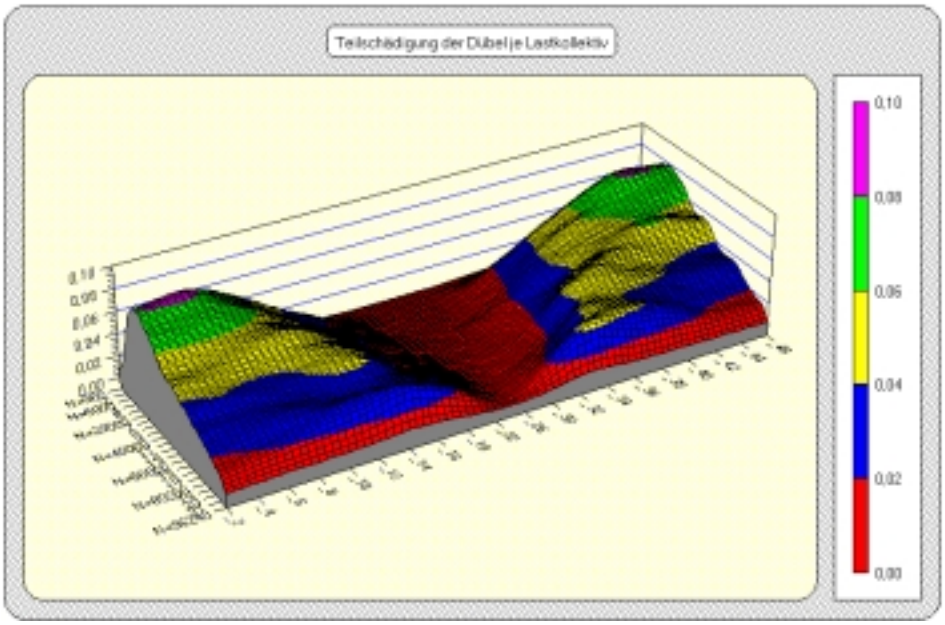


Bild 8.24: Teilschädigungsverlauf der Dübel vom Belastungsbeginn bis zum ersten Dübelversagen

Infolge der hohen Schubspannungsdifferenzen auf den ersten Laststufen (bis ca. 20000 Lastspiele) werden die 'äußeren' Dübel zunächst vergleichsweise stark (ca. 6 bis 8 % je Laststufe) geschädigt. Durch die allmähliche Zunahme des Spiels (allmähliche Zerstörung des Betons am Dübelfuß) in den zyklischen Dübelkennlinien verringern sich die Beanspruchungsdifferenzen der 'äußeren' Dübel bei gleichzeitiger Zunahme der Beanspruchungsdifferenzen der weiter innen liegenden Dübel. Mit steigender Lastspielzahl verringern sich demzufolge auch die Teilschädigungen der äußeren Dübel, während die der inneren Dübel langsam ansteigen. Die Beanspruchungen lagern sich während der Versuchsdauer ständig um. Für das Tragverhalten des Verbundträgers unter wiederholter Be- und Entlastung bedeuten diese *permanenten Umlagerungen* von hoch beanspruchten Elementen auf weniger stark beanspruchte Elemente eine *deutliche Erhöhung der Verbundträgerlebensdauer* -Zeitfestigkeit des Gesamtsystems-. Die Addition der Teilschädigungen auf der Grundlage der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner liefert -unter Beachtung des Abschnitts 4.5- die Gesamtschädigung.

- **Gesamtschädigung der Dübel**

Für die Dübel ist die jeweilige *Gesamtschädigung* nach n-Lastwechseln in Bild 8.25 dargestellt.

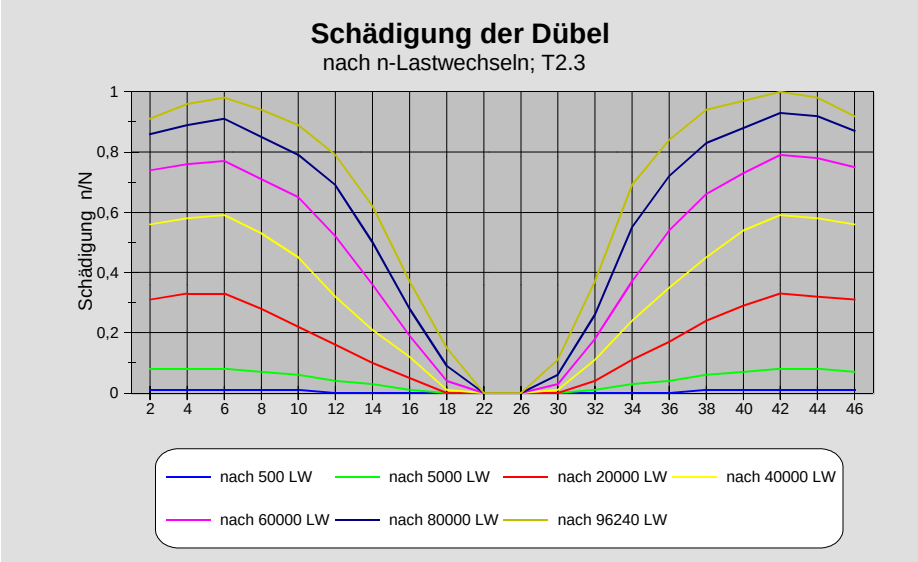


Bild 8.25: Gesamtschädigung der Dübel nach n-Lastwechseln

Klar zu erkennen ist die -über alle Lastspiele hinweg- höchste Gesamtschädigung des Dübels Nr. 42. Dieser Dübel schert nach 96241 Lastwechseln infolge eines Ermüdungsbruches nach Typ B ab. Die weiteren Dübel fallen nach dem Versagen des ersten Dübels nach relativ wenigen Lastspielen aus. Auf das Tragverhalten des Verbundträgers nach Ausfall des ersten Dübels wird in Abschnitt 8.4.7 noch näher eingegangen.

Aus den Schädigungsverläufen ist weiter ersichtlich, daß auf den ersten Laststufen (bis ca. 35000 Lastwechsel) die äußeren Dübel zunächst stark geschädigt werden. Bedingt durch die kontinuierlichen Dübelkraftumlagerungen verringern sich für diese Dübel in den weiteren Lastkollektiven die Teilschädigungen pro Phase (Laststufe). Die zuvor noch relativ gering geschädigten inneren Dübel erfahren durch die Umlagerungen eine höhere Beanspruchung und dadurch eine größere Schädigung; sie 'entlasten' die bereits stark geschädigten Dübel.

Die kontinuierlichen Umlagerungen von hoch beanspruchten Elementen auf weniger stark beanspruchte bewirken eine 'Optimierung' des Tragverhaltens im Verbundträger durch Nutzung der im System vorhandenen 'Reserven'.

- **Spiel der Dübelkennlinien**

Über den funktionalen Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel aus dem Schädigungs-Spiel-Diagramm ergeben sich für den Träger T2.3 die in Bild 8.26 dargestellten Verläufe des Spiels der Dübelkennlinien.

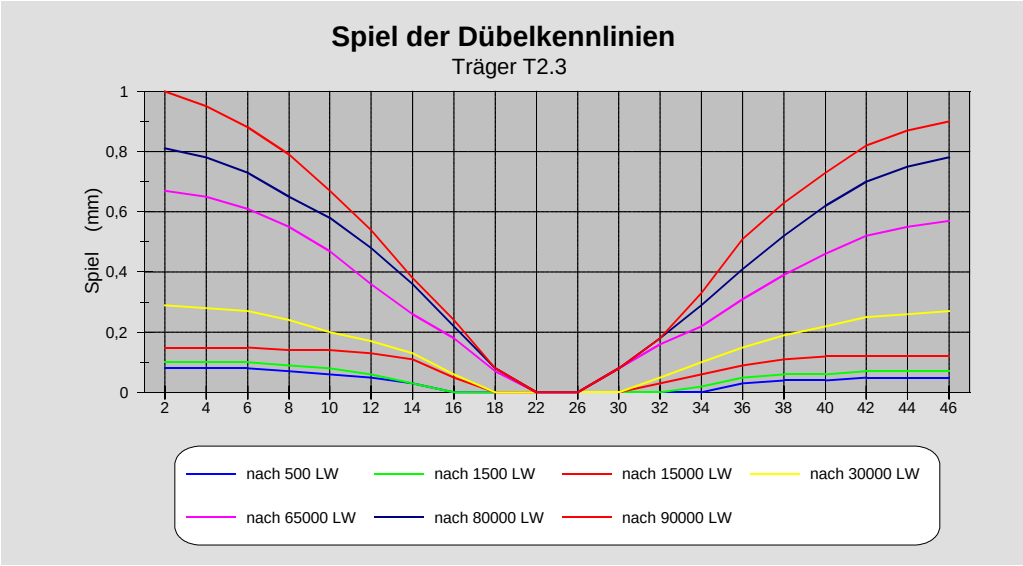


Bild 8.26: Spiel der Dübelkennlinien nach n-Lastwechseln

- **Schlupfentwicklung**

Die mit fortschreitender Lastspielzahl sich vergrößernde Relativverschiebung (der Schlupf) zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger ist Bild 8.27 zu entnehmen. Dargestellt sind die Schlupfverläufe bis zum Versagen des ersten Dübels.

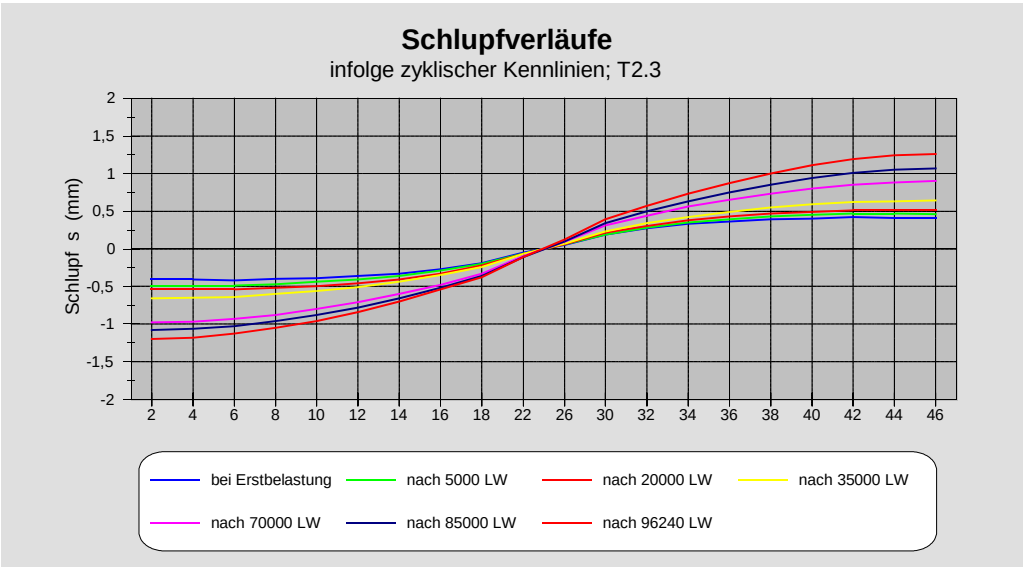


Bild 8.27: Schlupfverläufe nach n-Lastwechseln

Diese Schlupfverläufe sind Teil der Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen. Durch den Vergleich der berechneten und gemessenen Schlupfwerten ist eine ständige Kontrolle der Simulationen gegeben.

Alle Kurven -bis zum Versagen des ersten Dübels- weisen typischen Verläufe auf. Über einen langen Zeitraum der Lebensdauer ergibt sich eine allmähliche Zunahme des Schlupfes. Mit zunehmender Zerstörung des Betons am Fuß der hoch beanspruchten Dübel wachsen ab ca. 35000 Lastwechsel die Schlupfwerte -bis zum Versagen des ersten Dübels- dann stärker an. Auf das überproportional starke Anwachsen des Schlupfes nach Ausfall des ersten Dübels wird in Abschnitt 8.4.7 eingegangen.

- **Dübelkraftverläufe**

Die typischen *Dübelkraftverläufe* während der Lebensdauer sind in Bild 8.28 dargestellt. Während der gesamten dynamischen Belastungsgeschichte treten kontinuierliche Veränderungen (Kraftumlagerungen, ...) im Gesamtsystem Verbundträger ein. Durch das sich ständig ändernde Spiel -in Abhängigkeit der Schädigung- in den zyklischen Dübelkennlinien werden permanent Kräfte umgelagert. Die zuvor hoch belasteten Dübel werden mit steigender Lastspielzahl entlastet, die weiter innen liegenden, zuächst gering beanspruchten Dübel, werden zunehmend belastet.

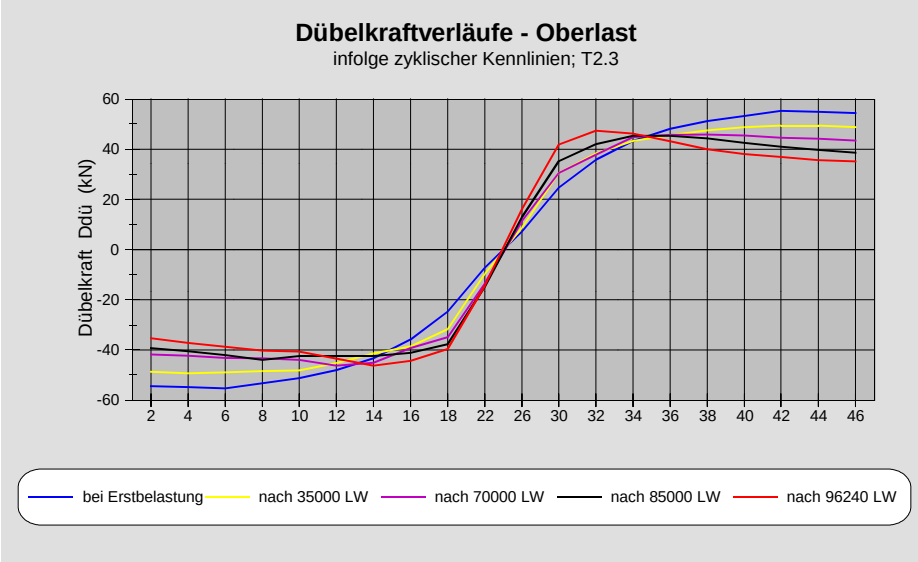


Bild 8.28: Dübelkraftverläufe nach n-Lastwechseln auf Oberlastniveau

Nicht die Größe der Dübelkräfte, sondern die jeweiligen *Beanspruchungsdifferenzen* in den einzelnen Lastkollektiven sind für das *Ermüdungsverhalten* entscheidend. In Bild 8.29 sind deshalb die Schubspannungsdifferenzen der Dübel aufgetragen. Die Verläufe der Schubspannungsdifferenzen sind den Dübelkraftverläufen sehr ähnlich. Unter anderem ist dies für den Trägerversuch T2.3 -wie auch für T2.2- dadurch bedingt, daß schon nach relativ wenigen Lastspielen die 'äußeren' Dübelkräfte auf Unterlastniveau keine Kräfte mehr erhalten (Ddü,u=0). In den weiteren Lastkollektiven (bei gleicher Ober- und Unterlastbeanspruchung) wird die Schubspannungsdifferenz der Dübel dann nur noch durch die Oberlast bestimmt.

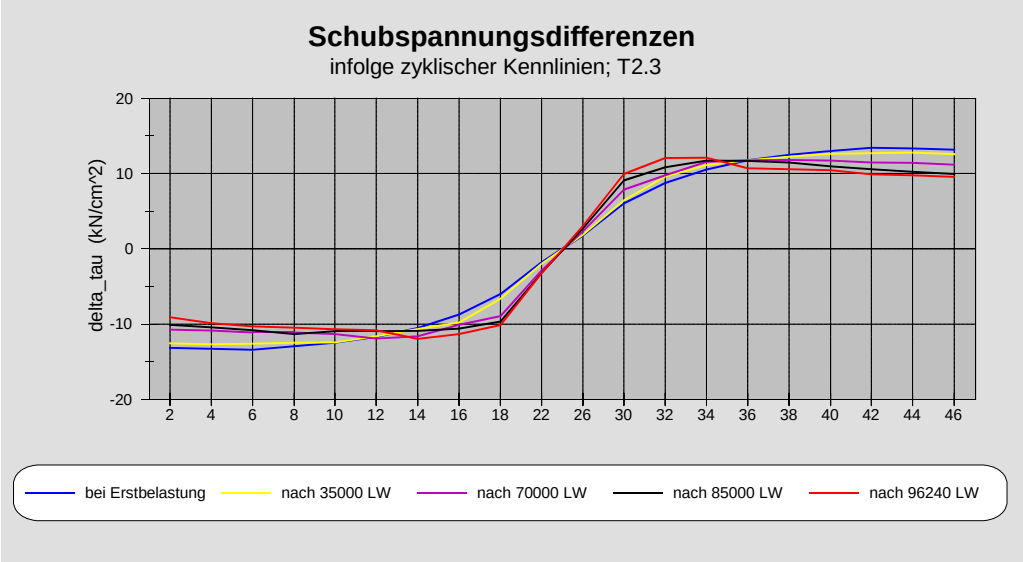


Bild 8.29: Schubspannungsdifferenzen der Dübel nach n-Lastwechseln

Das mit zunehmender Lastspielzahl ständig steigende Spiel in den zyklischen Dübelkennlinien verursacht aber nicht nur Kraftumlagerungen zwischen den Dübeln, sondern auch weitere Umlagerungen innerhalb des Verbundsystems. Der Verbund zwischen Betonplatte und Stahlträger wird mit steigendem Spiel nachgiebiger (gelockert). Als Folge davon wird die Steifigkeit des Verbundsystems geringer. Bei gleichbleibender Gesamtbeanspruchung des Systems über die Lebensdauer bedeutet dies dann auch -infolge des schwächer werdenden Verbundes- eine kontinuierliche Kraftumlagerung vom Verbundquerschnitt auf den Stahlträger. Auch diese allmähliche Zunahme der Beanspruchungen (Spannungen) im Stahlträger sowie in der Stahlbetonbewehrung wird durch die Simulationen verdeutlicht.

- **Restlebensdauer der Dübel nach n-Lastzyklen**

Auf der Grundlage der linearen Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner und den Ermüdungsfestigkeitskurven der einzelnen Elemente wird die Restlebensdauer der einzelnen Komponenten (Beton, Stahlträger und Verdübelung) und damit des Verbundträgers bestimmt.

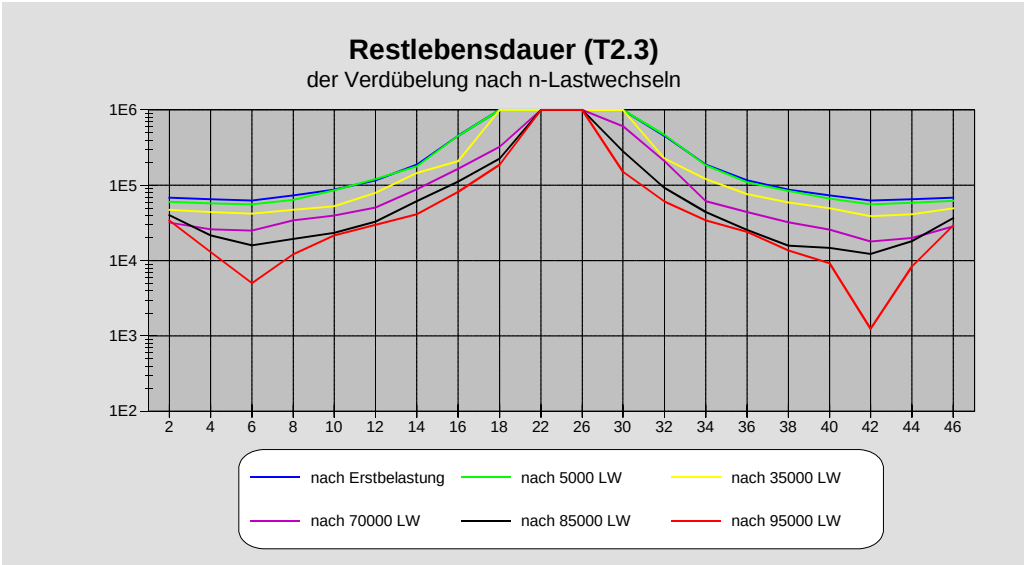


Bild 8.30: Restlebensdauer der Verdübelung nach n-Lastwechseln des Trägers T2.3

Etwa über die Hälfte der Gesamtlebensdauer verlaufen die Restlebensdauer-Kurven der Verdübelung (Bild 8.30) relativ gleichmäßig (ungestört). Die am höchsten beanspruchten 'äußeren'-Dübel besitzen die geringste Restlebensdauer, während die 'inneren' Dübel (18 - 30) auf Grund der geringen Beanspruchungen nahezu ungeschädigt sind. Im Laufe der weiteren Belastungsgeschichte zeichnet sich dann aber in den Restlebensdauer-Kurven, bedingt durch die ständigen Kraftumlagerungen, zunehmend das zu erwartende erste Dübelversagen ab. Während die Restlebensdauer der 'Rand'-Dübel (Nr. 2, 4, 44 und 46) wieder steigt, verringert sie sich für die Dübel Nr. 6 und 42 merklich, bis schließlich das erste Dübelversagen (Nr. 42) durch einen Ermüdungsbruch eintritt.

- **Schädigung des Stahlträgers**

Neben der Bestimmung der Schädigung der Dübel kann auch zu jedem Zeitpunkt der Schädigungsgrad sowie die Restlebensdauer des Stahlträgers ermittelt werden. In Bild 8.31 ist der Schädigungszustand des gesamten Stahlträgers nach 35000 ertragenen Lastwechseln dargestellt.

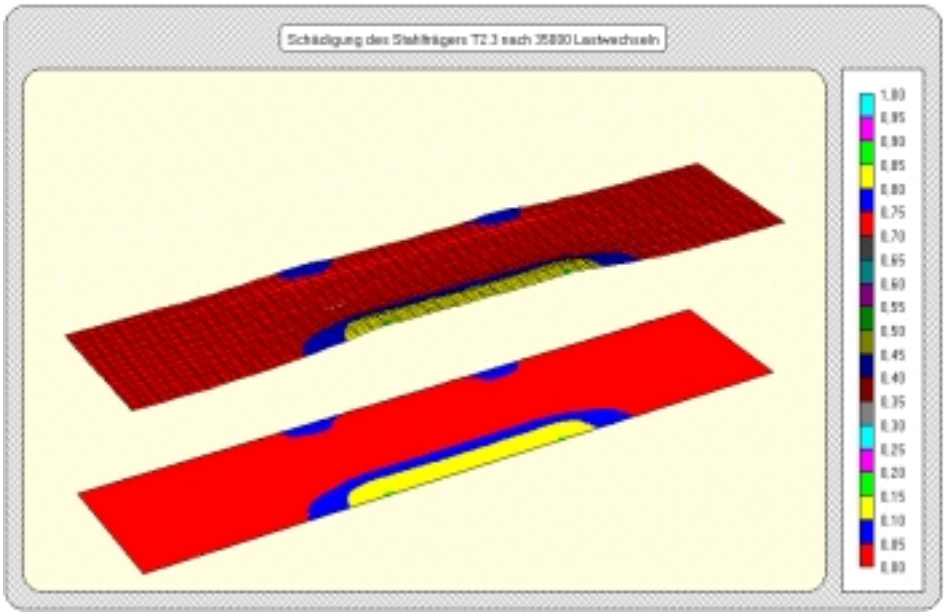


Bild 8.31: Schädigungszustand des kompletten Stahlträgers nach 35000 Lastwechseln

In die Darstellung wird der Stahlträger zum einen in einer 'Oberflächendarstellung (Hervorhebung durch Oberflächenstruktur)' und zum anderen als 'Projektion' gezeigt. Nach 35000 Lastspielen ist die Stahlkonstruktion noch im wesentlichen symmetrisch geschädigt. Deutlich sind die größten Schädigungen am Stahlträgeruntergurt im Bereich der Einzellast-Einleitungsstellen (grün) zu erkennen. Lokal beträgt die Schädigung dort maximal 0,20. Zwischen diesen Stellen tritt die höchste Biegebeanspruchung auf. Abgesehen von den ebenfalls örtlich eng begrenzten Bereichen des Obergurtes (gegenüber den Krafteinleitungsstellen der Untergurtes) ist die übrige Stahlkonstruktion noch weitgehend ungeschädigt (Schädigungsgrad $\leq 0{,}05$).

8.4.5 Vergleich: berechnete Ergebnisse / gemessene Versuchsdaten

- **Schlupfverläufe**

Die über die numerischen Simulationen berechneten Schlupfwerte werden für ausgewählte Stellen- in das Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm, in dem die aus dem Versuch gemessenen Werten bereits eingetragen sind, eingezeichnet. Aus den Übereinstimmungen zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnungen können rückwirkend die Abhängigkeiten zwischen Schädigung und Spiel bestätigt werden. In den Bildern 8.32 und 8.33 werden die Lastspielzahl-Schlupf-Verläufe aus den Simulationen den Verläufen aus den Versuchen gegenübergestellt.

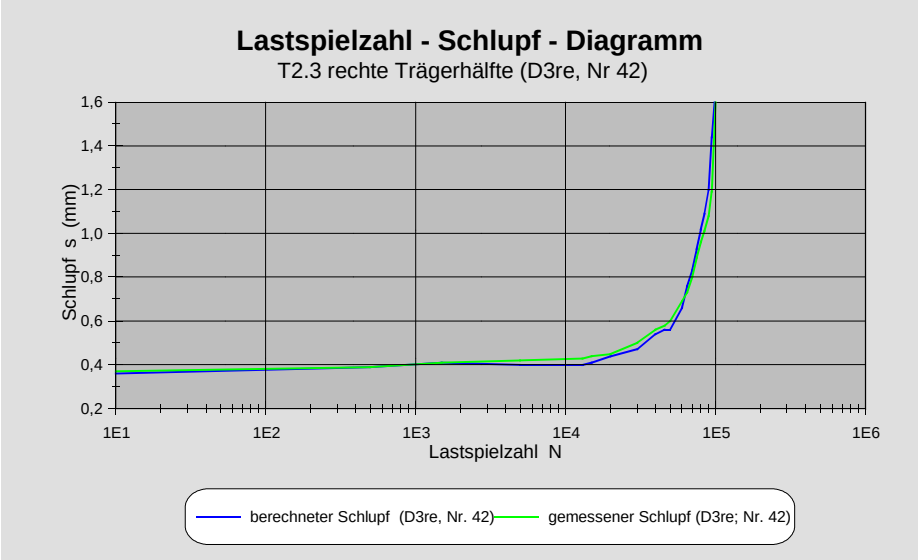


Bild 8.32: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm für die rechte Trägerhälfte des Trägers T2.3

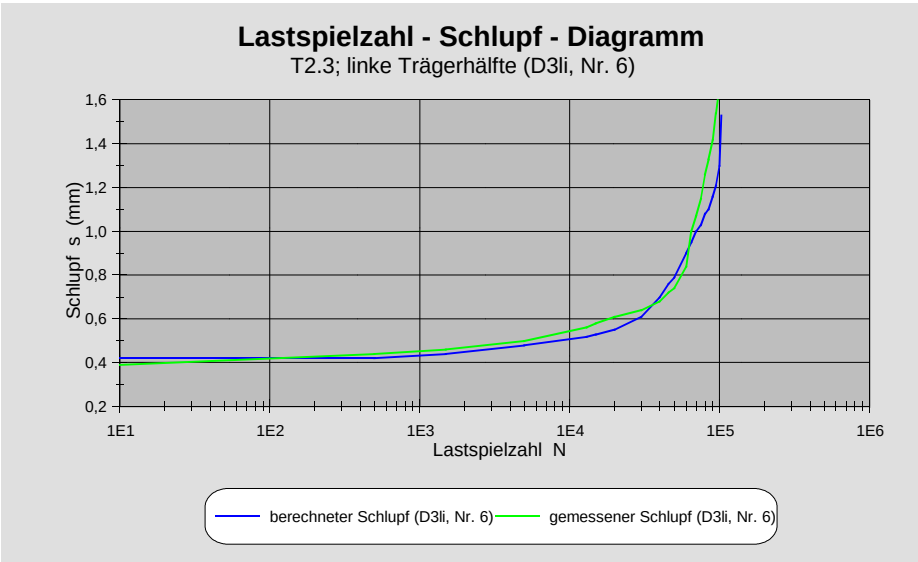


Bild 8.33: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm für die linke Trägerhälfte des Trägers T2.3

- **Dehnungsverläufe**

Auch die Meßergebnisse der Dehnungen werden in Bild 8.34 mit den Ergebnissen der Simulationen verglichen. Die Übereinstimmung der Dehnungsverläufe (Versuch / Berechnung) belegt ebenfalls die Richtigkeit der in den Simulationen berücksichtigten dynamischen Veränderungen der 'Eingabedaten (zyklische Dübelkennlinien)'.

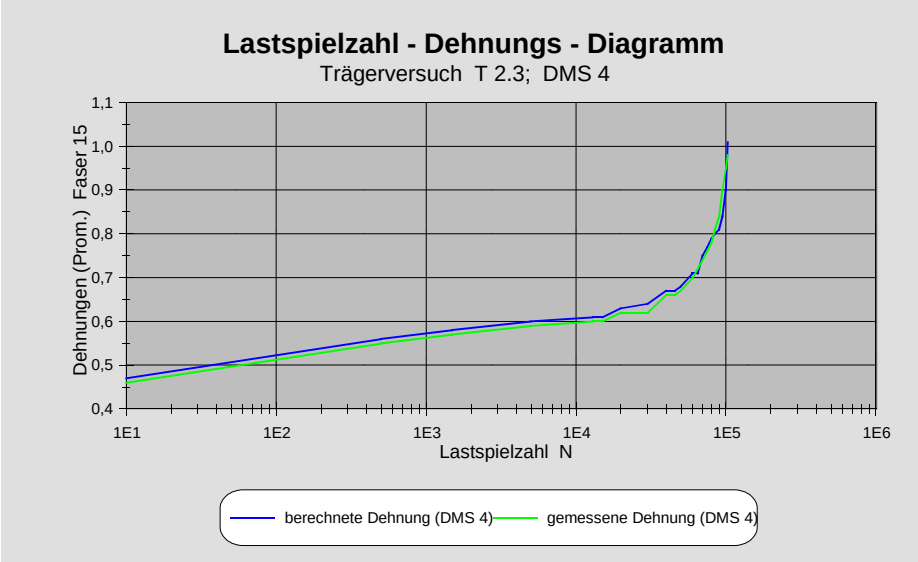


Bild 8.34: Lastspielzahl-Dehnungs-Diagramm des Trägers T2.3 (DMS 4)

8.4.6 Vergleich: vereinfachte Auswertung / genaue Berechnung

Bild 8.35 zeigt in Abhängigkeit der Art der Berechnung die Größe der jeweiligen Dübelkraftdifferenz.

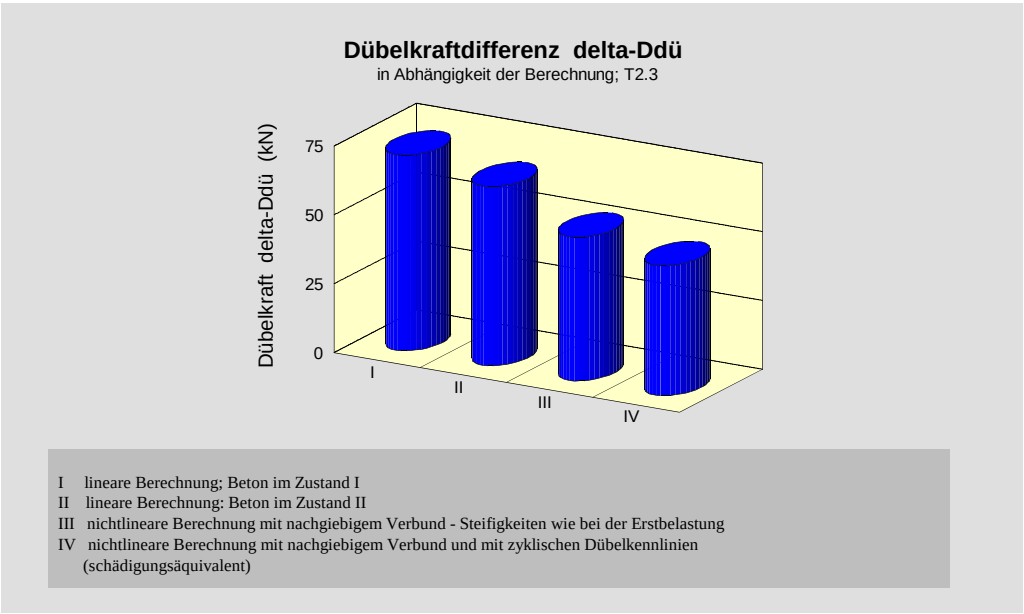


Bild 8.35: Dübelkraftdifferenzen in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell

Während der Belastungsdauer ändern sich die Dübelbeanspruchungen ständig. Berechnet man aus diesen unterschiedlichen Differenzbeanspruchungen eine *schädigungsäquivalente* Dübelbeanspruchung, so ergibt sich diese zu 47.20 kN. Dies entspricht einer *schädigungsäquivalenten Schubspannungsdifferenz* von $\Delta\tau_e$=12.20 kN/cm^2. Verglichen mit der Schubspannungsdifferenz berechnet nach der Elastizitätstheorie mit Beton im Zustand I von $\Delta\tau_{E,I}$=18.37 kN/cm^2 bedeutet dies eine Verminderung der Beanspruchung um 33.6 %.

In Tabelle 8.3 sind die Beanspruchungsdifferenzen und die sich daraus ergebenden Zeitfestigkeiten der Dübel je nach verwendetem Berechnungsmodell angegeben.

	Dübelkraftdifferenz $\Delta D_{dü}$ (kN)	**Schubspannungsdifferenz $\Delta\tau$ (kN/cm^2)**	**Zeitfestigkeit Anzahl Lastspiele (-)**	**Lebensdauer in (%)**
Lineare Berechnung mit Beton im Zustand I	71,1	18,4	15703	100
Lineare Berechnung mit Beton im Zustand II	65,1	16,8	23140	147
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung mit Steifigkeiten wie bei der Erstbeanspruchung	52,1	13,4	62527	398
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung (zyklische Dübelkennlinien) und schädigungsäquivalenter Beanspruchung	47,2	12,2	96240	613

Tabelle 8.3: Beanspruchungsdifferenzen und Zeitfestigkeiten

Die unterschiedlich hohe Anzahl der ertragbaren Lastspiele der Dübel –in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell- sind aus der grafischen Darstellung des Bildes 8.36 ersichtlich. Bezogen auf die lineare Berechnung mit Beton im Zustand I (100 %) bringt die nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung der während der Versuchsdauer auftretenden Veränderungen eine Steigerung der ertragbaren Lastspiele auf 613 %, d. h. eine Steigerung der Lastspielzahl von 15703 Lastwechseln auf 96240 Lastwechsel.

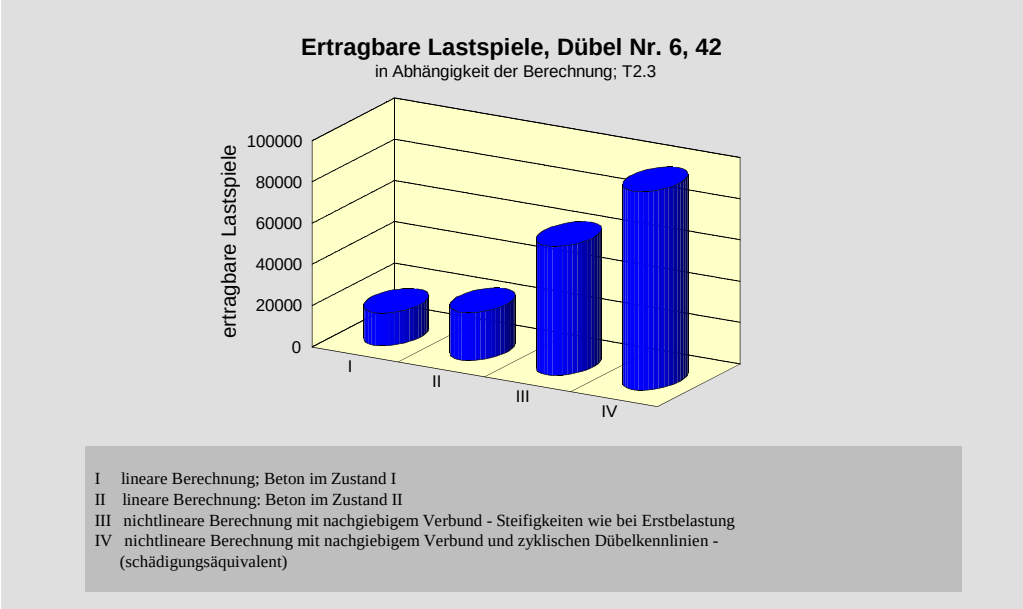


Bild 8.36: Ertragbare Lastspiele der Dübel (Nr. 6,42) in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell mit einem Lastkollektiv nach Anschnitt 8.4.2

8.4.7 Tragverhalten nach Ausfall des ersten Dübels

Das wahrscheinliche Tragverhalten des Verbundträgers nach Ausfall des ersten Dübels wird in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben. Da die genauen zyklischen Kennlinien für die Verdübelung, die Bewehrung und den Baustahl im elastisch-plastischen Bereich (besser: im Bereich oberhalb der im Scherversuch für die Verdübelung getesteten Beanspruchungen von max.0.82 $D_{dü_u}$ sowie im elastisch-plastischen Bereich für die Werkstoffe Baustahl und Stahlbetonbewehrung) nicht hinreichend bekannt sind, wird hier die Annahme betroffen, daß sie sich in diesem Bereich näherungsweise wie die statischen Kennlinien verhalten. Die anschließenden Berechnungen erheben deshalb nicht den Anspruch, das Versagen des Verbundträgers nach dem Ausfall des ersten Dübels genau zu beschreiben. Qualitativ kann jedoch das Trägerversagen beschrieben werden, zumal die Simulationen auch in diesem Bereich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Meßergebnissen liefern.

- **Versagenskette der Dübel**

Nach dem Ausfall des ersten Dübels ändert sich der Beanspruchungszustand der übrigen Dübel und damit auch der des Gesamtsystems schlagartig. Die 'freiwerdende' Dübelkraft des abgescherten Dübels lagert sich auf die Nachbardübel um. Für diese bedeutet dies eine wesentliche Erhöhung der Beanspruchung, die eine erhebliche Abminderung der Restlebensdauer zur Folge hat. Innerhalb weniger Lastspiele sind dann auch diese Nachbardübel so stark geschädigt, daß sie infolge eines Ermüdungsbruches abscheren. Dies wiederum bewirkt eine erneute starke Dübelkraftumlagerung auf die noch vorhandenen Dübel. Aber nicht nur die Dübel, sondern auch die Stahlkonstruktion wird im Bereich der aufgetretenen 'Schwachstelle' höher beansprucht und damit stärker geschädigt.

In Bild 8.37 ist die Veränderung der Dübelbeanspruchung nach dem Ausfall des ersten Dübels durch Vergleich mit den Beanspruchungen direkt vor dem ersten Abscheren zu erkennen. Der weitere Vergleich mit der Dübelbeanspruchung bei Erstbelastung (ohne Tension Stiffening) veranschaulicht die während der Lebensdauer aufgetretenen Umlagerungen im System.

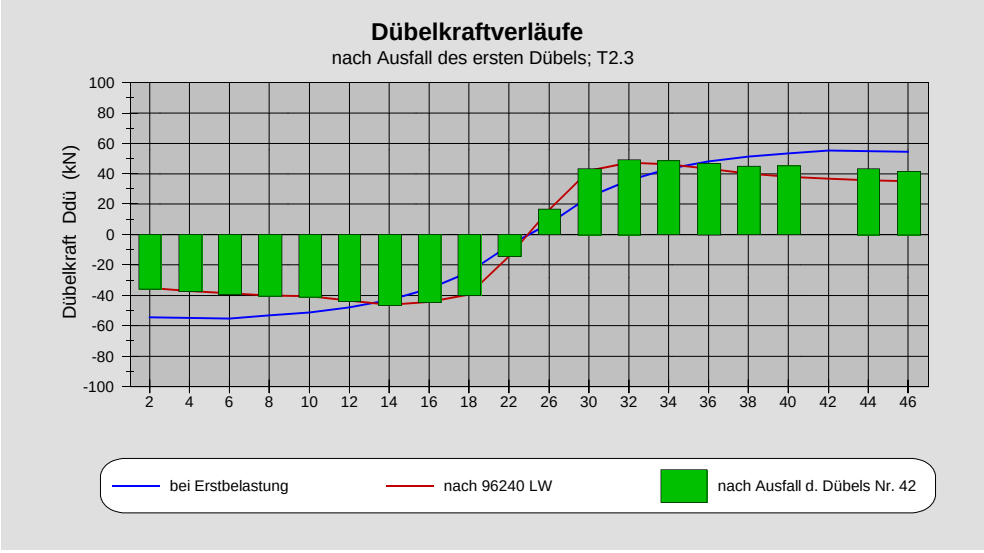


Bild 8.37: Dübelkraftverlauf auf Oberlastniveau nach Ausfall des ersten Dübels (Nr. 42)

Die Anzahl der Lastspiele, die in den weiteren Simulationen -ab dem Versagen des ersten Elementes- für die einzelnen Lastkollektive berücksichtigt werden können, richtet sich nach der kleinsten ermittelten Restlebensdauer eines Elementes innerhalb des Verbundträgers. Durch dieses Vorgehen wird sichergestellt, daß alle Auswirkungen auf das Tragverhalten im Verbundträger infolge Systemveränderungen erfaßt werden.

Der rechnerische *Versagensmechanismus des Gesamtsystems Verbundträger* ist durch folgende Vorgänge gekennzeichnet:

- Das erste Dübelversagen tritt nach 96241 Lastspielen am Dübel Nr. 42 ein.
- Infolge der Dübelkraftumlagerungen schert der Dübel Nr. 44 bereits nach 2860 zusätzlichen Lastspielen ab.
- Das Versagen des Dübels Nr. 40 tritt nach weiteren 320 Lastspielen ein.
- Nach insgesamt 99820 Lastwechseln beginnt die Randfaser (Druckbereich) des Stahlträgers im Bereich der Krafteinleitungsstelle (Nr. 31) zu fließen.
- Als nächstes -nach insgesamt 99830 Lastwechseln- schert auf der linken Trägerhälfte der Dübel Nr. 6 ab.
- Nur 300 Lastspiele später (n = 100130 LW) fällt der Dübel Nr. 38 aus. Die Dübelkraftverteilung nach Ausfall des Dübels Nr. 38 ist aus Bild 8.38 zu ersehen.
- Bei 100200 Beanspruchungen versagt der rechte Randdübel Nr. 46
- Das weitere Versagen ist nach 100485 Lastspielen durch den Ausfall des Dübels Nr. 36 gekennzeichnet.
- Schon 580 Lastwechsel später (n = 101065) hat auch der Dübel Nr. 34 seine Ermüdungs-festigkeit erreicht und schert ab.
- Nach insgesamt 101075 Lastwechseln beginnt auch am Untergurt des Stahlträger im Bereich der lokalen Krafteinleitung (Stelle 18) das Fließen. Im Bereich der 'rechten' Krafteinleitungsstelle hat sich die Fließzone schon bis in den Ausrundungsbereich des Stahlträgers fortgepflanzt.
- Der Dübel Nr. 32 schert nach weiteren 1090 Lastspielen (n = 102155) ab. Damit sind auf der rechten Trägerhälfte alle Dübel bis zur Krafteinleitungsstelle der Einzellast abgeschert. Die Gesamtbeanspruchung im Bereich zwischen Krafteinleitungsstelle rechts und dem rechten Auflager kann nur noch durch das Stahlprofil alleine -mit lose aufliegender Betonplatte- aufgenommen werden.
- Bereits nach zusätzlichen 700 Lastspielen ermüdet dann auf der linken Trägerseite der Dübel Nr. 4 (n = 102855 Lastspiele).
- Durch weitere 480 Lastspiele wird der Dübel Nr. 8 so geschädigt, daß er abschert (n = 103335 Lastwechsel).
- Der weitere Versagensmechanismus ist durch das Abscheren des Dübels Nr. 30 bei insgesamt 103945 Lastwechseln gekennzeichet.
- Im Stahlträger -im Bereich der rechten Krafteinleitung- haben sich sowohl im Untergurt als auch im Obergurt (auf dem die Dübel bereits abgeschert sind) deutliche Fließzonen, die bis weit in den Stegbereich ausstrahlen, gebildet.
- Weitere 1090 Lastspiele werden benötigt, bis auch der Dübel Nr. 10 ermüdet (n = 105035).
- Nur 20 Lastspiele später schert dann Dübel Nr. 26 ab (n = 105055).
- Nach weiteren 2160 Schwingspielen des Trägers versagt dann der Dübel Nr. 22 (n = 107215 Lastspiele).
- Das allmähliche '*Aufreißen'* des Trägers (Ermüdungsbrüche der Stahlfasern) im Bereich der rechten Krafteinleitungsstelle (Nr. 31) vom Obergurt (beginnend bei Faser Nr. 11) des Stahlträgers beginnend, führt nach insgesamt 109805 Lastwechseln zum endgültigen Versagen des Verbundträgers.

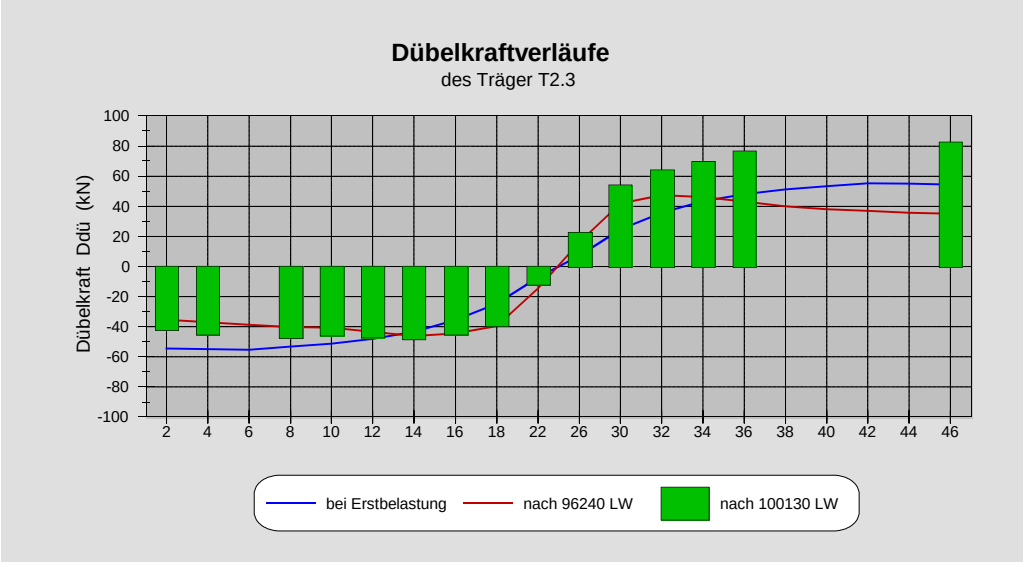


Bild 8.38: Dübelkraftverläufe bis zum Ausfall des Dübels Nr. 38 nach 100130 Lastspielen

Der Dübelkraftverlauf nach 105055 Lastspielen ist in Bild 8.39 dargestellt. Auf der rechten Trägerhälfte sind alle Dübel bereits abgeschert. Die Betonplatte liegt nur noch lose auf. Alle Beanspruchungen werden nur noch durch den Stahlträger aufgenommen, der infolge der nun sehr hohen $\Delta\sigma$ -Beanspruchungen schon nach wenigen Lastwechseln infolge eines Ermüdungsrisses im Stahlträger (an der Stelle des ersten Dübels neben der Lasteinleitung -in Richtung Auflager-) nach Typ C versagt.

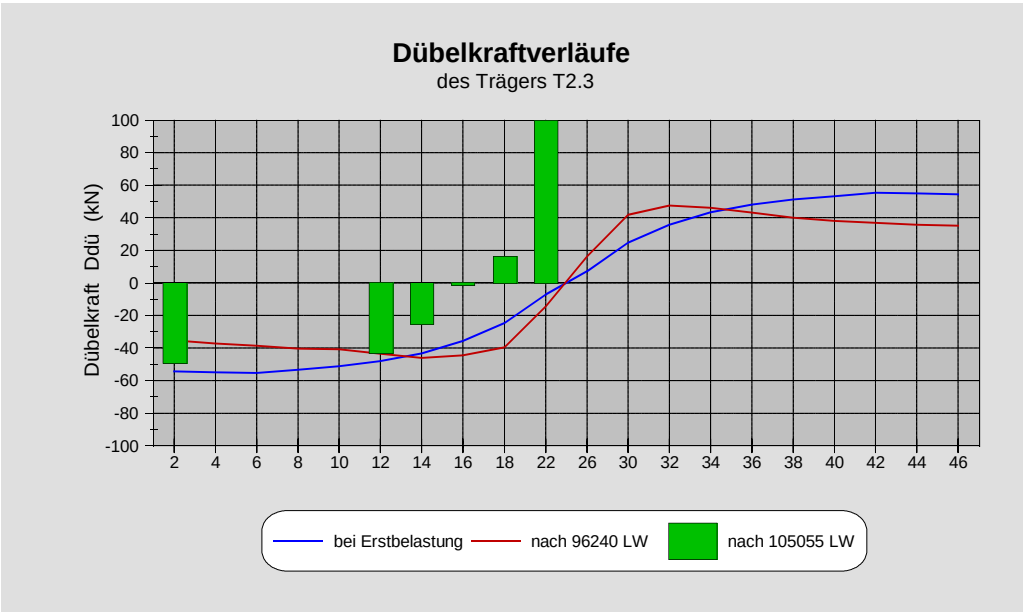


Bild 8.39: Dübelkraftverläufe bis zum Ausfall des Dübels Nr. 26 nach 105055 Lastspielen

- **Schlupfverläufe**

Nach dem Versagen des ersten Dübels wachsen die Schlupfwerte auf der rechten Trägerhälfte überproportional schnell an. Ab etwa 102155 Lastspiele liegt die Betonplatte auf der rechten Trägerhälfte nur noch 'lose' auf. Auf der linken Trägerhälfte steigt der Schlupf im Verhältnis nur unwesentlich an. Die Schlupfverläufe -ab 96240 Lastwechsel- bis zum Versagen des Verbundträgers sind in Bild 8.40 dargestellt.

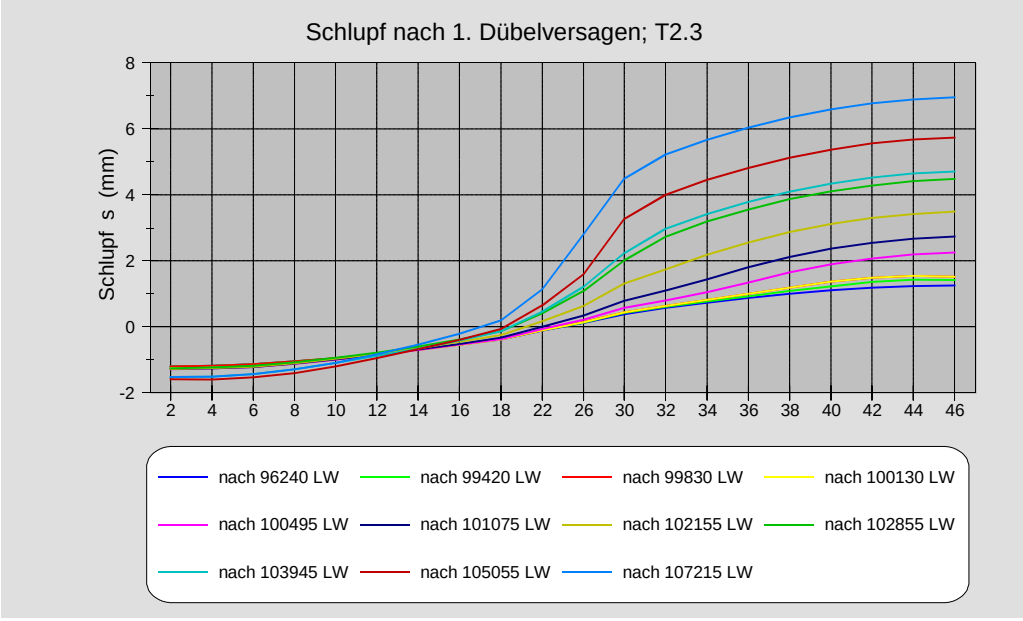


Bild 8.40: Schlupfverläufe nach Ausfall des ersten Dübels

- **Umlagerungen innerhalb des Verbundträgers**

  - **Schädigung des Stahlträgers**

Als Folge der mit jedem Dübelabscheren schwächer werdenden Verbundwirkung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger stellt sich eine ständig zunehmende Beanspruchung des Stahlträgers ein. In den folgenden Bildern ist dies grafisch als Oberflächenkontur und als Projektion dargestellt.

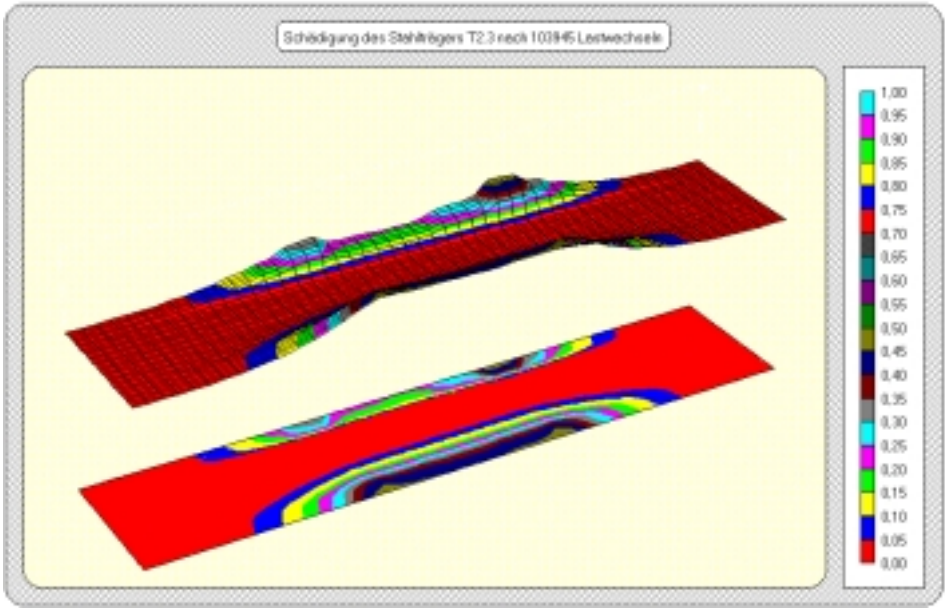


Bild 8.41: Schädigung des Stahlträgers T2.3 nach 103945 Lastwechseln

Dies führt im Stahlträger dann zu einem raschen Schädigungsfortschritt. In den Bildern 8.41 und 8.42 sind die Schädigungen ($0 < D \leq 1.0$) des Stahlträgers (FE-Elementierung des Stahlträgers; entspricht über die Trägerhöhe der Fasereinteilung) nach 103945 und 107000 Lastspielen zu erkennen.

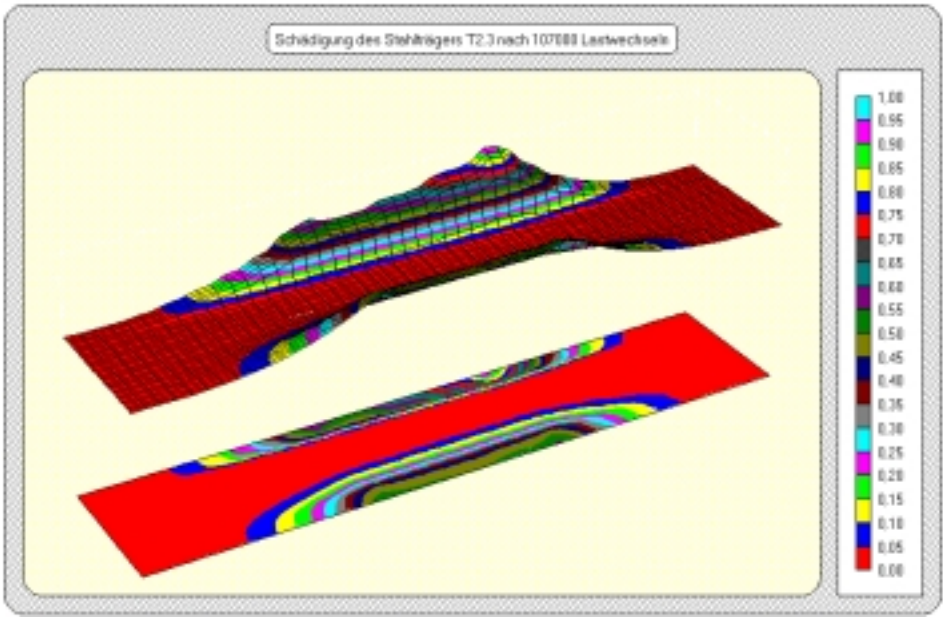


Bild 8.42: Schädigung des Stahlträgers T2.3 nach 107000 Lastwechseln

Deutlich zeichnet sich das Versagen (Bruch 'Reißen' der Stahlfasern) des Stahlträgerzuggurtes (Obergurtes) -gegenüber den Krafteinleitungsstellen des Untergurtes- in den Bildern 8.41 und 8.42 ab. Innerhalb nur weniger Lastspiele (etwa 3300 LW; das entspricht etwa 0.03 % der Gesamtlastspielzahl) steigt der Schädigungsgrad -an der maßgebenden Stelle- von ca. 0.48 auf 0.95 an. Nach dem ersten Anriß der äußersten Zugfaser versagt dann der Verbundträger durch Aufreißen bis tief in den Stegbereich des Stahlträgers.

- **Fließzonen im Stahlträger nach n-Lastzyklen**

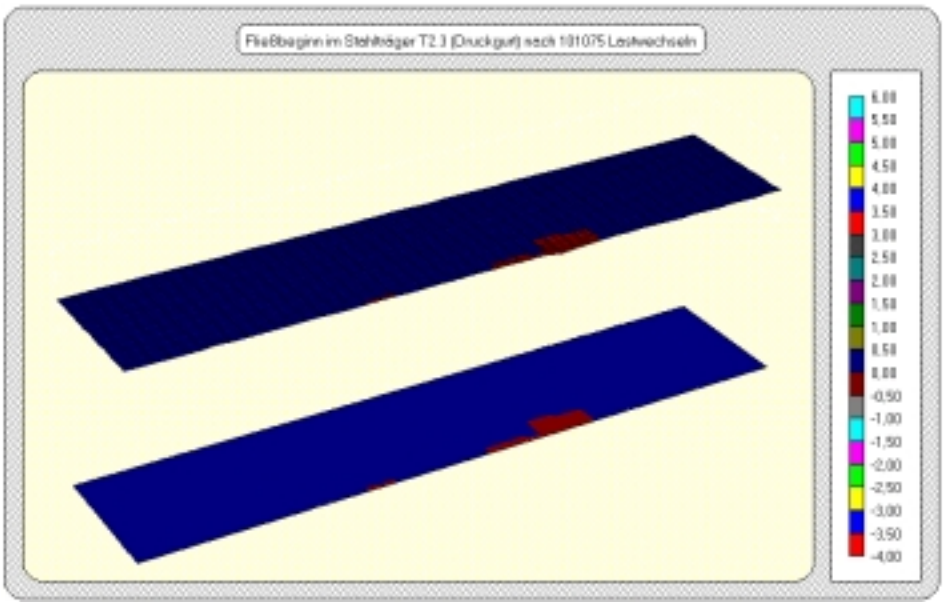


Bild 8.43: Fließbeginn des Stahlträgers T2.3

Die Umlagerung der Beanspruchungen vom Verbundquerschnitt auf den -nach dem Ausfall einiger Dübel- mehr oder weniger reinen Stahlträger läßt sich auch sehr anschaulich durch die rasche Ausbreitung der Fließzonen im Stahlträger zeigen.

Vom Belastungsbeginn bis zum Ausfall des ersten Dübels betragen die Randdehnungen des Zuggurtes maximal 0.94 ‰, die des Druckgurtes (im Bereich der Krafteinleitung) maximal -1.73 ‰ (d. h. gerade unterhalb der Fließdehnung). Der Beginn des Fließens des Druckgurtes -im Bereich der rechten Krafteinleitung- ist in Bild 8.43 dargestellt. Die Graphik enthält alle Dehnungsanteile, die größer oder gleich der Fließdehnung ε_F sind ($\varepsilon_{pl,i} \geq \varepsilon_{F,i}$). Die Dehnungen sind in ‰ angegeben.

Die anschließende rasche Ausbreitung der Fließzonen im Stahlträger ist aus den Bildern 8.44 und 8.45 zu erkennen. Beginnend von den maximal beanspruchten Stellen im rechten Krafteinleitungsbereich breiten sich die Fließzonen im Obergurt- und Untergurt -bis in den Steg des Stahlträgers- zwischen den Einzellasteinleitungsstellen aus. Die Größe der plastischen Dehnungen ist zu Beginn der Fließzonen im Druckgurt (Untergurt) am größten. Sehr schnell steigen dann aber die Dehnungen im Obergurt an (an der maximal beanspruchten Stelle). Kurz vor dem 'Aufreißen' des Stahlträgers ist eine deutliche 'Dehnungsspitze' an der Stelle zu erkennen, an der der Stahlträger dann infolge eines Ermüdungsbruches versagt.

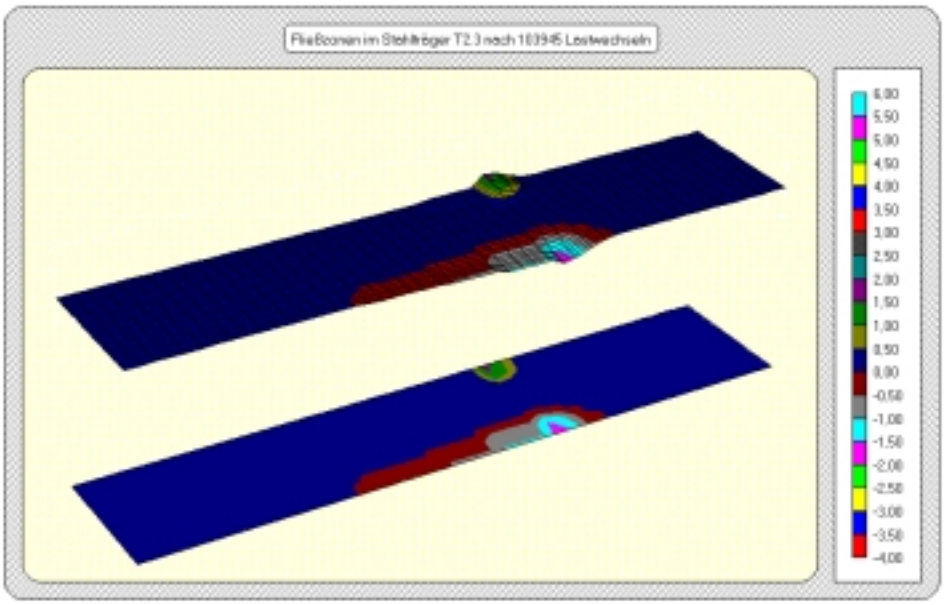


Bild 8.44: Fließzonen im Stahlträger T2.3 nach 103945 Lastwechseln

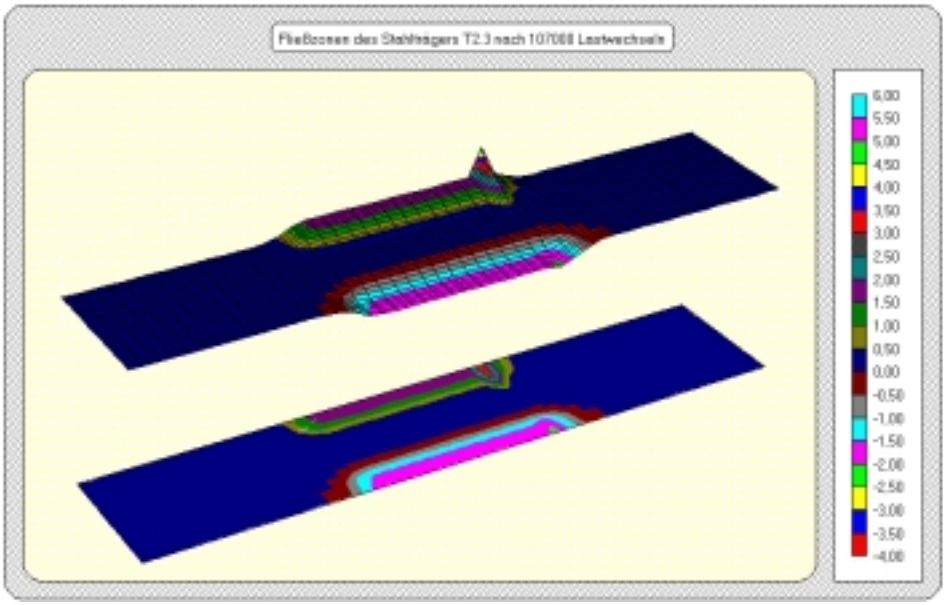


Bild 8.45: Fließzonen im Stahlträger T2.3 nach 107000 Lastwechseln

- **Dehnungen der Zugbewehrung**

Auch die Dehnungen der Bewehrung in der Betonplatte zeigen einen typischen Verlauf während der Belastungsgeschichte. Gegenüber dem Dehnungsverlauf bei Erstbelastung fallen die Dehnungswerte mit zunehmender Lastspielzahl ab, d. h. durch die geringer werdenden Dübelkräfte -infolge des Spiels in den zyklischen Kennlinien- wird automatisch die Bewehrung mit weniger Kraft versorgt. Aber nach dem Ausfall der Dübel auf der rechten Trägerhälfte, verbunden mit der Ausbildung von Fließzonen (Steifigkeitsverlust) und wachsenden Vertikalverformungen, wird die Bewehrung durch Kraftumlagerung wieder stärker beansprucht. Der Anstieg der Dehnungen nach dem Auftreten der Fließzonen ist in Bild 8.46 klar ersichtlich.

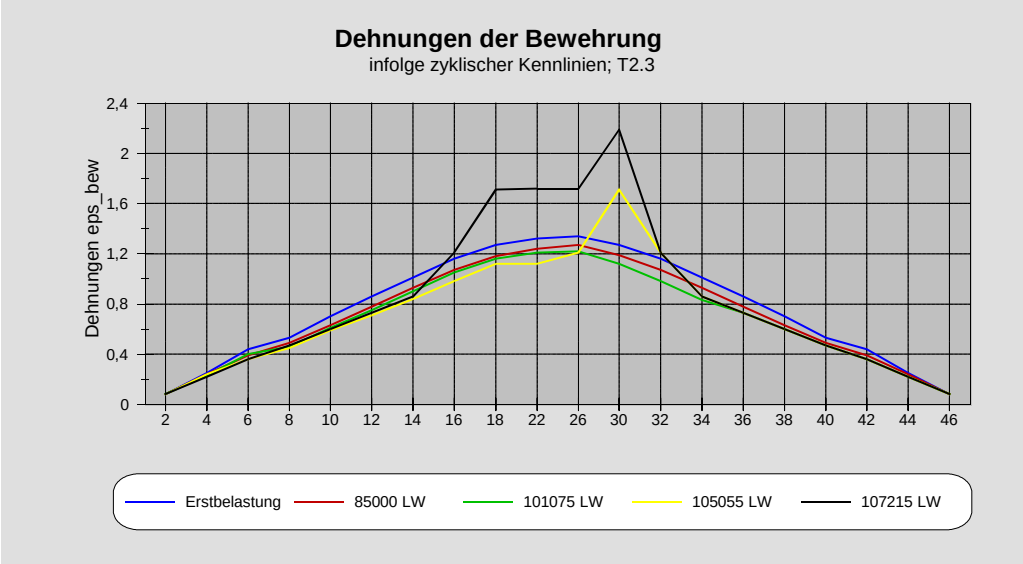


Bild 8.46: Dehnungen der Stahlbetonbewehrung während der Versuchsdauer

8.5 Vergleichsberechnungen zum Versuch T2.2

Der Versuchsträger T2.2 besaß nahezu die gleichen Materialeigenschaften wie der Träger T2.3. Auch die dynamische Belastung war gleich der des Versuches T2.3 (siehe Tabellen 3.4 und 3.5 sowie /1.7/). Dennoch versagte dieser Träger bereits nach ca. 69170 Lastspielen. Er ertrug demnach nur 67 % der Lastspiele des vergleichbaren Trägers T2.3. Ohne Beachtung der während der Versuchsdauer eintretenden Veränderungen ist dieses doch sehr stark unterschiedliche Ermüdungsverhalten nicht zu erklären. Im nachfolgenden werden deshalb die Vorgänge im Versuchsträger T2.2 -auf der Grundlage der Meßergebnisse und den daraus abgeleiteten Simulationen- kurz erläutert und dargelegt.

Die Bestimmung der Schädigungs-Spiel-Verläufe erfolgt wie in Abschnitt 8.1.1.1 beschrieben. Aus den unterschiedlichen Schlupf- und Dehnungswerten der linken und rechten Trägerseiten ergeben sich für den Versuchsträger T2.2 die in Bild 8.47 dargestellten funktionalen Abhängigkeiten zwischen Schädigung und Spiel.

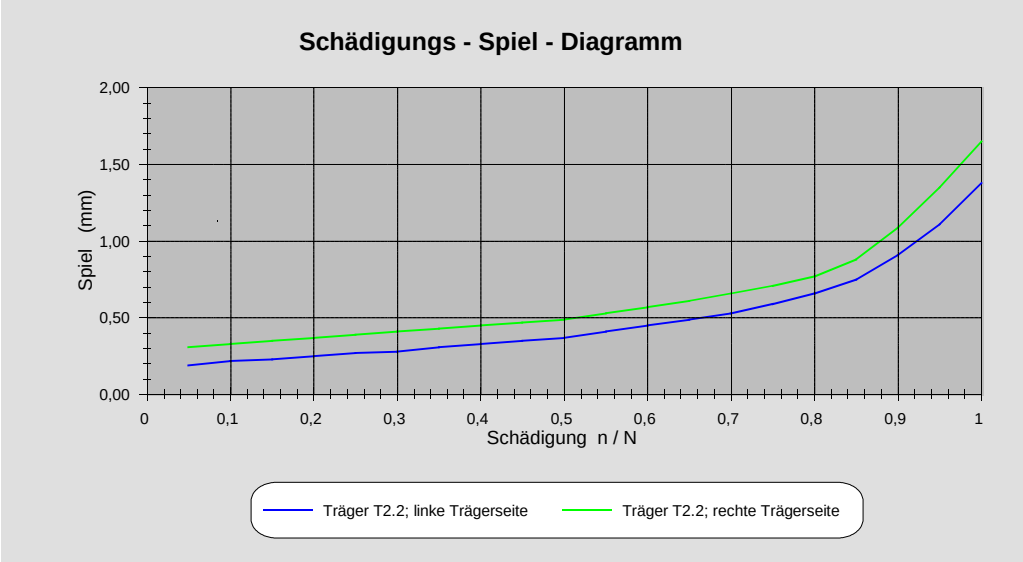


Bild 8.47: Schädigungs-Spiel-Diagramm für Trägerversuch T2.2

Die einzelnen Simulationsschritte erfolgen in absoluter Analogie zu den bereits beschriebenen des Trägerversuches T2.3. Aus diesem Grund wird nur auf die 'Besonderheiten' des Versuches T2.2 eingegangen.

Während der ersten 15000 Lastwechsel wachsen die Schlupf- und Dehnungswerte -wie bei den übrigen Versuchsträgern auch- kontinuierlich, aber langsam an. Dann jedoch werden, ausgehend von den Randdübeln (Dübel-Nr. 2, 46), Risse in der Betonplatte deutlich, die sich unter einem Winkel zwischen 35-45° zum Trägerende hin ausbreiten. Gleichzeitig steigen die Schlupfwerte (auf der rechten Trägerseite) in den nun folgenden Lastspielen verhältnismäßig schnell an. Ab etwa 35000 Lastwechseln sind Risse auch im Profilblech an den Trägerenden -siehe Bild 8.49- zu erkennen. Der Rißverlauf beginnt auch hier zunächst unterhalb des Dübelfußes des Randdübels und breitet sich -wie der in der Betonplatte auch- unter einem Winkel zwischen 35-45° zum Trägerende hin aus.

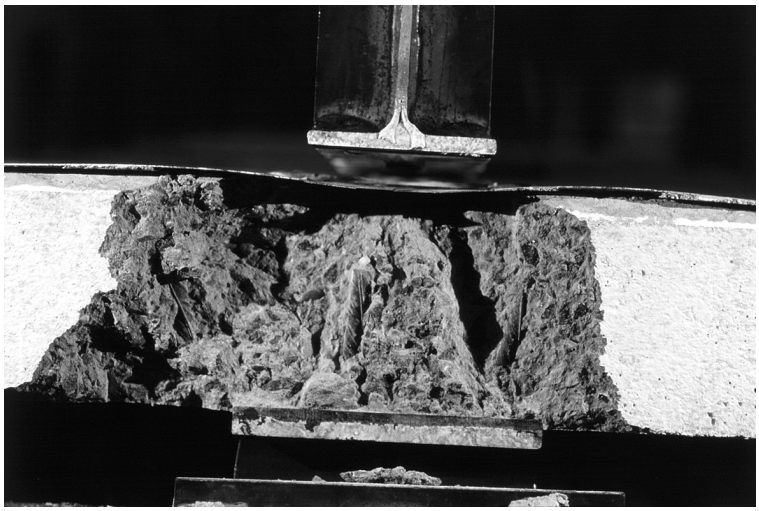


Bild 8.48: Betonausbruch vor dem Randdübel Nr. 46

Im Laufe der folgenden Lastspiele weiten sich diese Risse immer weiter aus, bis schließlich nach ca. 49000 Lastwechseln am rechten Trägerende ein Betonkegel vor dem Randdübel ausbricht. Dieser Randdübel nimmt dann keine Kraft mehr auf. Bild 8.48 zeigt das rechte Trägerende mit dem ausgebrochenen Betonkegel.

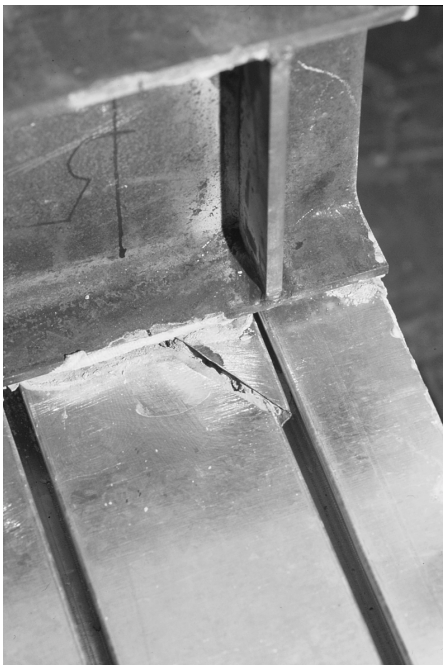


Bild 8.49: Rißverlauf im Profilblech am Trägerende des Versuchsträgers T2.2

Als Grund für das lokale Betonversagen am Trägerende stellte sich -nach Versuchsende- eine zu geringe Querbewehrung im Bereich der beiden Randdübel heraus.

Diese 'örtlichen Einflüsse' werden in den Simulationen durch ein größeres Spiel in den zyklischen Dübelkennlinien der Randdübel berücksichtigt. Infolge dieses größeren Spiels -hier ausnahmsweise unabhängig von der Schädigung, nur zur Simulation der örtlichen Effekte- nehmen die Randdübel geringere Kräfte auf. Nach dem Auftreten des Betonausbruchs wird die Größe des Spiels so hoch angesetzt, daß der Randdübel keine Kraft mehr aktivieren kann. Das größere Spiel der Randdübel führt zu merklichen Dübelkraftumlagerungen; d. h. die übrigen Dübel werden stärker beansprucht und versagen deshalb auch früher.

Die angesetzten 'Spielverläufe' in den Dübelkennlinien für den Trägerversuch T2.2 und die sich aus den Simulationen ergebenden Schlupfverläufe -bis zum Ausfall des ersten Dübels- sind in den Bildern 8.50 und 8.51 dargestellt.

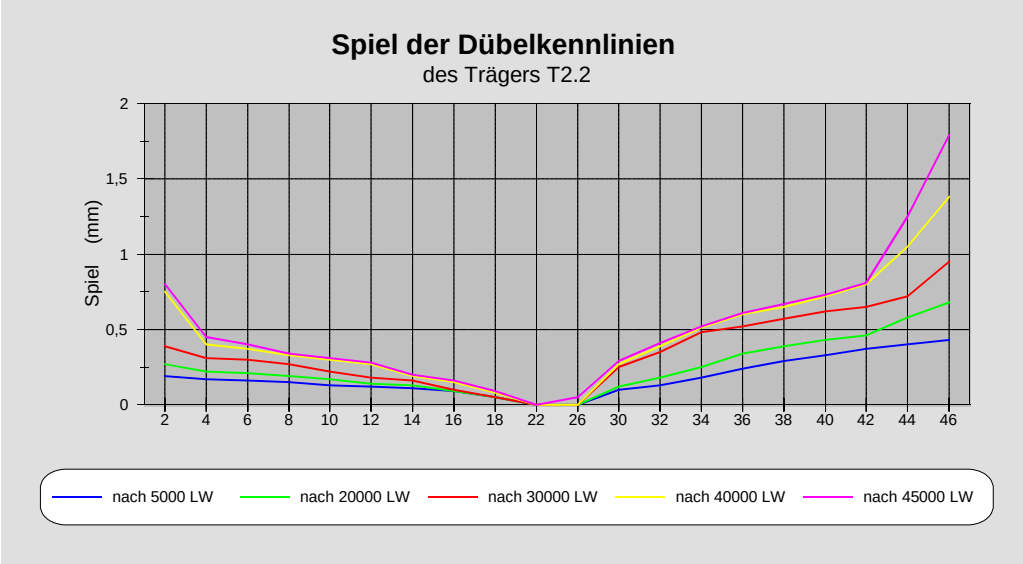


Bild 8.50: Spiel der Dübelkennlinien des Trägers T2.2

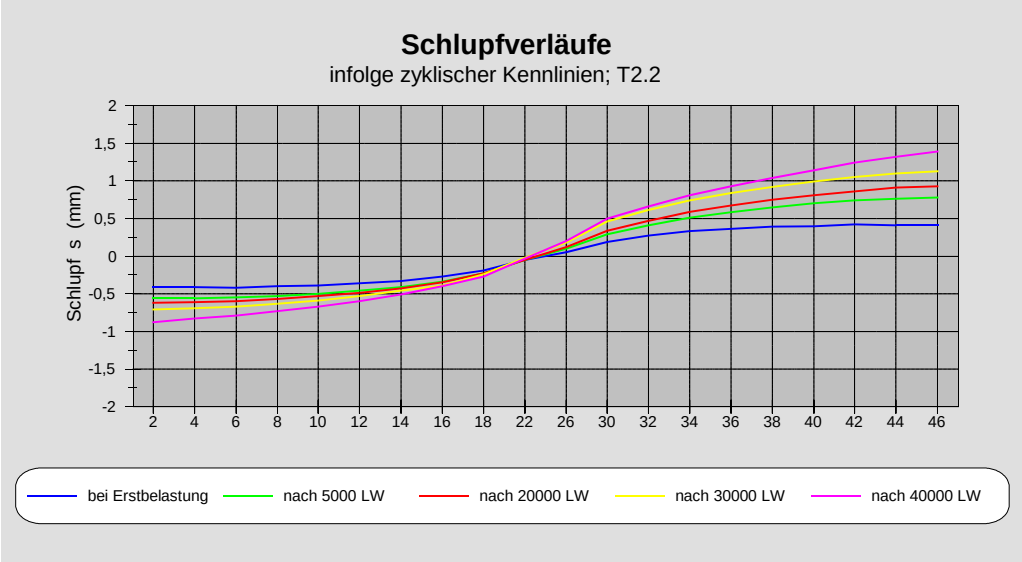


Bild 8.51: Schlupfverläufe des Trägers T2.2

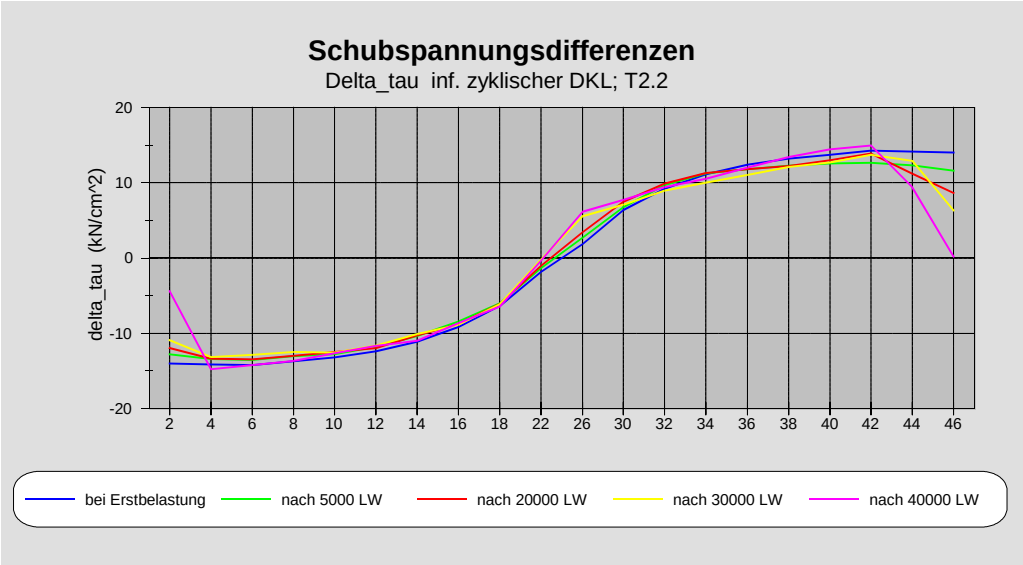


Bild 8.52: Schubspannungsdifferenzen der Dübel des Trägers T2.2

Aus den ständig veränderlichen Beanspruchungsdifferenzen, die in Bild 8.52 als Schubspannungsdifferenzen der Dübel angegeben sind, und der Anzahl der Lastwechsel in den zugehörigen Lastkollektiven wird mittels der Miner-Regel die jeweilige Teilschädigung berechnet. Durch lineare Akkumulation der Teilschädigungen wird die Gesamtschädigung -Bild 8.53 Schädigung der Dübel- für jedes Element zu jedem Zeitpunkt bestimmt.

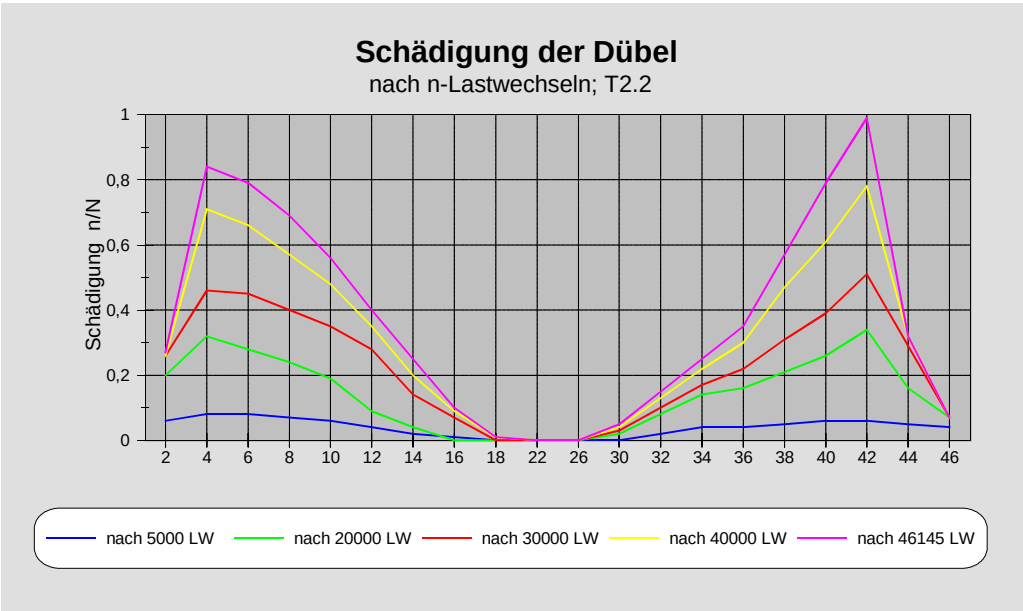


Bild 8.53: Schädigung der Dübel des Trägers T2.2

Mit der Last-Zeit-Funktion und der Kenntnis der bisherigen Vorschädigung läßt sich die Restlebensdauer (noch ertragbare Lastwechsel bei vorgegebenem Lastkollektiv) -in Bild 8.54 als Restlebensdauer der Dübel dargestellt- berechnen.

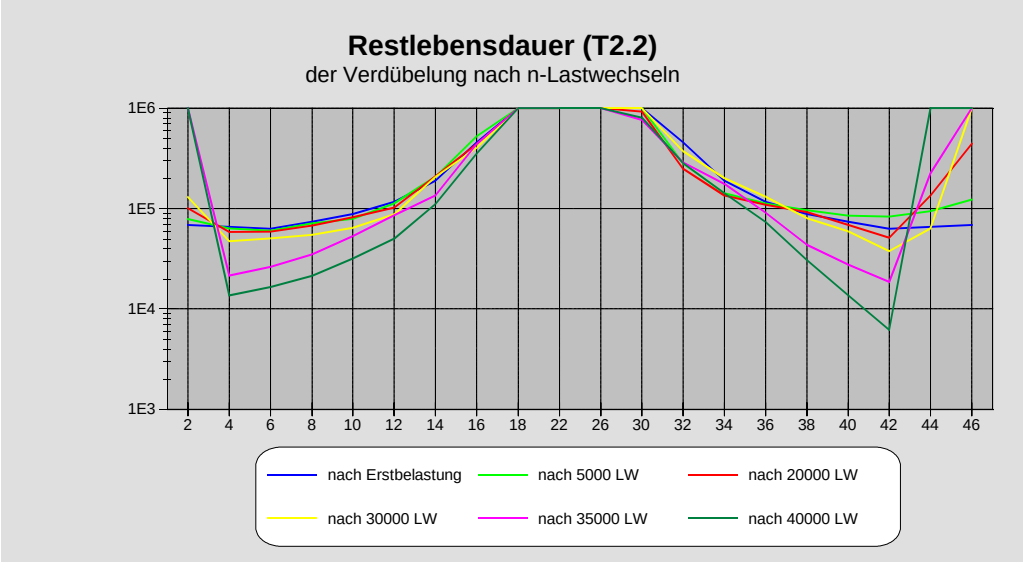


Bild 8.54: Restlebensdauer der Verdübelung des Trägers T2.2 nach n-Lastwechseln

Das erste Dübelversagen -Dübel Nr. 42- tritt infolge der relativ hohen Schubspannungsbeanspruchungen bereits nach 46145 Lastspielen ein. Das weitere Dübel- und Trägerversagen erfolgt in Analogie zu dem zuvor beschriebenen Versagen des Trägers T2.3. Nach ~ 68.000 Lastwechseln reißt die äußerte (Nr. 11) Stahlfaser des Zugflansches an der Krafteinleitungsstelle. Dieser Ermüdungsriß (Typ C) breitet sich schnell durch den Zugflansch aus und pflanzt sich bis weit in den Steg des Träges fort. Die 'Verbundträger-Ermüdungsfestigkeit' ist nach 69170 Lastspielen erreicht (vergl. Bilder 3.20 und 3.21).

Ein Vergleich der Dübelkräfte bei Erstbeanspruchung (ohne Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen) und nach dem Abscheren des ersten Dübels ist in Bild 8.55 gegeben.

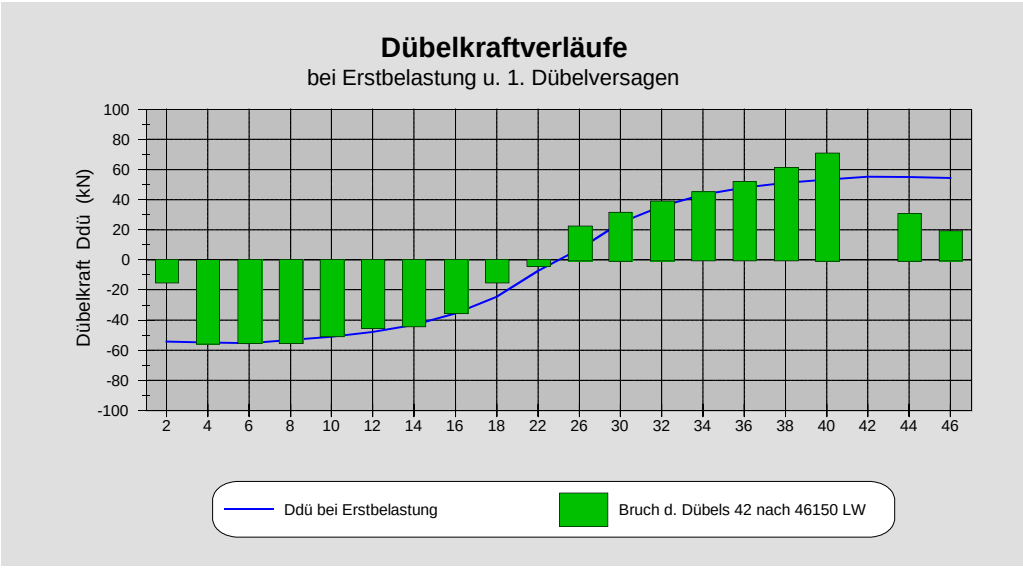


Bild 8.55: Vergleich der Dübelkräfte (Oberlastniveau) bei Erstbelastung und nach dem Ausfall des ersten Dübels (Nr. 42)

Eine Bestätigung der Richtigkeit der getroffenen 'Annahmen (richtige Werte des jeweiligen Spiels in den zyklischen Kennlinien)' in den einzelnen nichtlinearen Computersimulationen erhält man aus dem Vergleich der berechneten und gemessenen Schlupfverläufe, die in den Bildern 8.56 und 8.57 dargestellt sind.

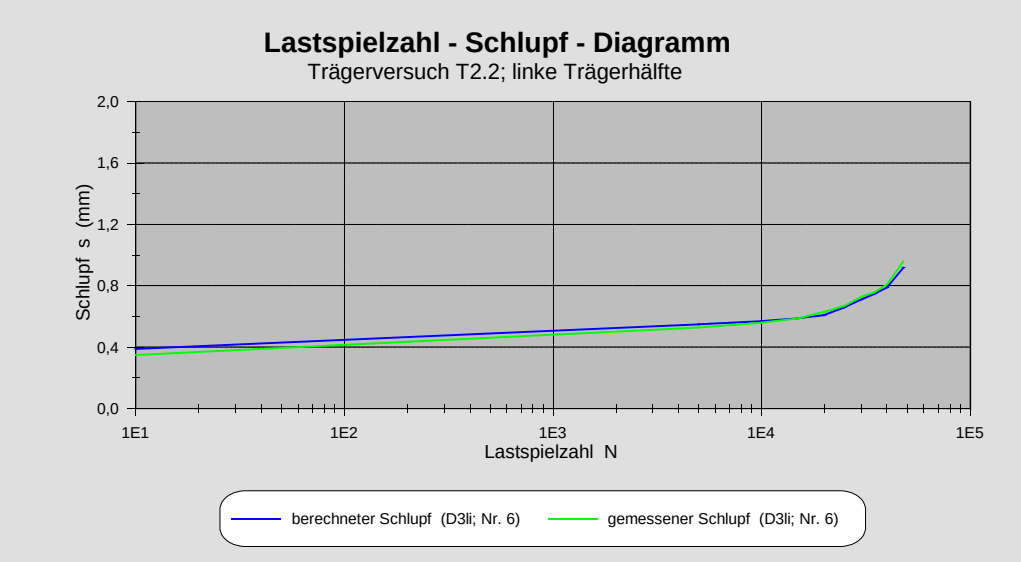


Bild 8.56: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm des Trägers T2.2 (Dübel Nr. 6)

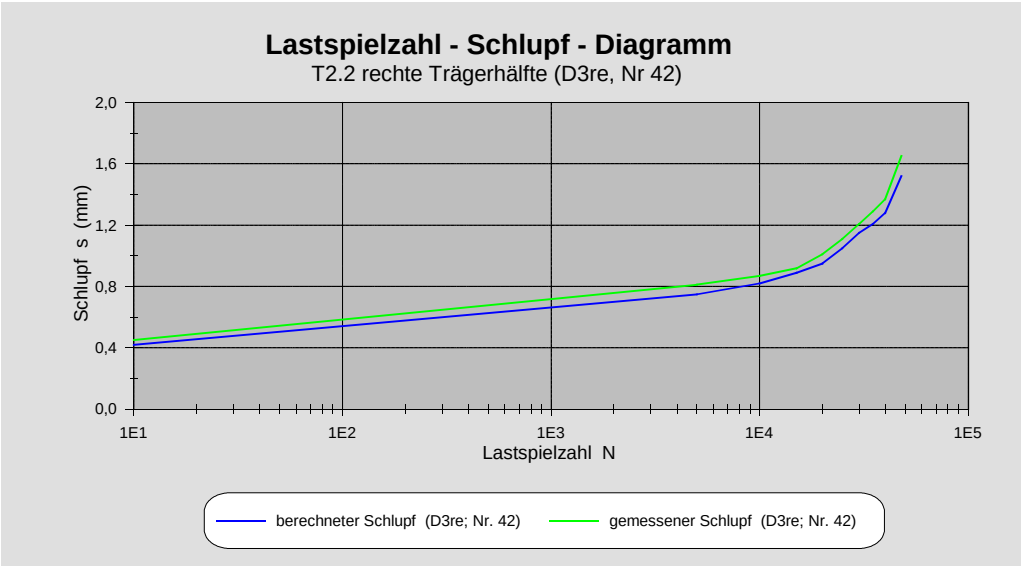


Bild 8.57: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm des Träges T2.2 (Dübel Nr. 42)

Auch im Trägerversuch T2.2 ändern sich während der Belastungsdauer die Dübelbeanspruchungen ständig. Berechnet man aus diesen unterschiedlichen Differenzbeanspruchungen eine *schädigungsäquivalente* Dübelbeanspruchung, so ergibt sich diese auf Grund der großen Kraftumlagerungen zu 55.70 kN. Dies entspricht einer *schädigungsäquivalenten Schubspannungsdifferenz* von $\Delta\tau_e$=14.40 kN/cm^2. Verglichen mit der Schubspannungsdifferenz berechnet nach der Elastizitätstheorie mit Beton im Zustand I von $\Delta\tau_{E,I}$=18.2 kN/cm^2 bedeutet dies eine Verminderung der Beanspruchung um 21.0 %.

In Tabelle 8.2 sind die Beanspruchungsdifferenzen und die sich daraus ergebenden Zeitfestigkeiten der Dübel, je nach Berechnungsmodell, angegeben.

	Dübelkraft-differenz $\Delta D_{dü}$ (kN)	**Schubspannungs-differenz $\Delta\tau$ (kN/cm²)**	**Zeitfestigkeit Anzahl Lastspiele (-)**	**Lebensdauer in (%)**
Lineare Berechnung mit Beton im Zustand I	70,6	18,2	16357	100
Lineare Berechnung mit Beton im Zustand II	65,3	16,8	23140	141
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung und Steifigkeiten wie bei der Erstbelastung (ohne M.z.d.R.)	52,1	13,4	62527	382
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung (zyklische Kennlinien) und schädigungsäquivalenter Beanspruchung	55,7	14,4	46150	282

Tabelle 8.4: Beanspruchungsdifferenzen und Zeitfestigkeiten des Trägers T2.2

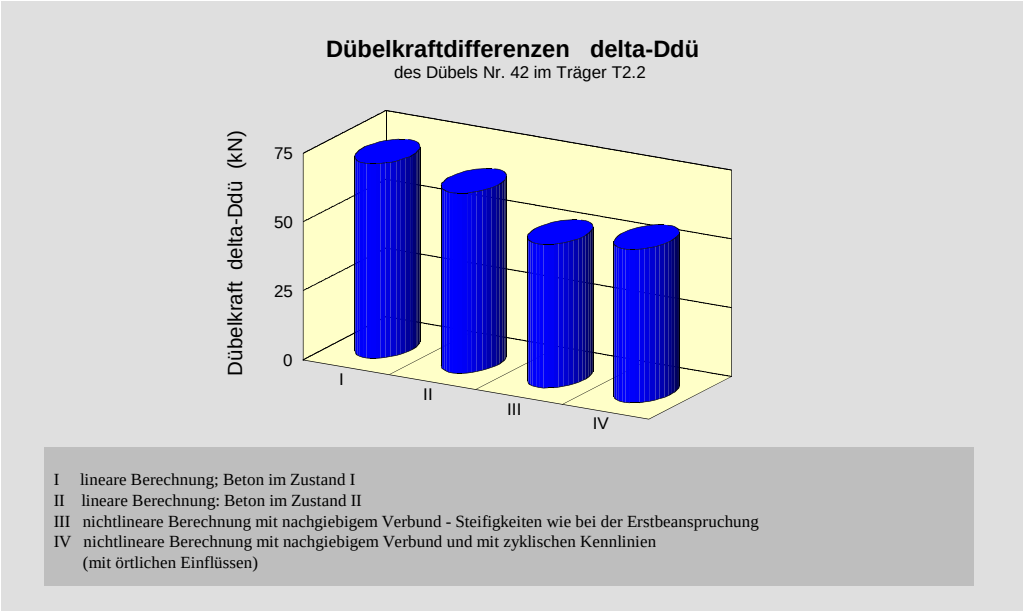


Bild 8.58: Dübelkraftdifferenzen des Dübels Nr. 42 im Träger T2.2

Die daraus resultierenden, unterschiedlichen Zeitfestigkeiten der Dübel sind aus der graphischen Darstellung des Bildes 8.59 ersichtlich.

Die Berechnungen I bis III berücksichtigen keine Veränderungen im System während der Versuchsdauer. Eine genaue nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung und Steifigkeiten wie bei der *Erstbelastung* liefert eine Zeitfestigkeit des Dübels Nr. 42 von 62527 Lastspielen. Tatsächlich schert der Dübel aber bereits nach 46150 Lastwechseln ab. Nur durch genaue Simulationen, die die *ständigen Veränderungen im Verbundträger* während der Versuchsdauer erfassen, kann eine *sichere Ermittlung der ertragbaren Lastwechsel* erfolgen. Das Beispiel des Trägers T2.2 zeigt deutlich, daß auch eine nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung mit Steifigkeiten wie bei der Erstbelastung, d. h. ohne Berücksichtigung von örtlichen Einflüssen und ständigen Veränderungen im Verbundträger, unsichere Ergebnisse liefern kann.

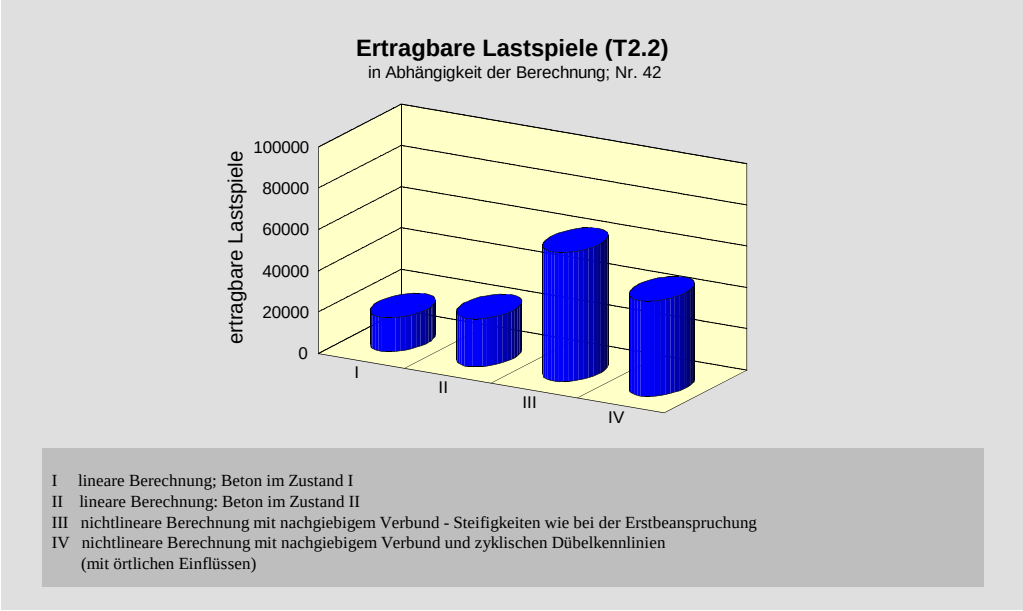


Bild 8.59: Ertragbare Lastspiele der Dübel (Nr. 6, 42) in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell mit einem Lastkollektiv nach Abschnitt 8.4.2

8.6 Vergleichsberechnungen zum Versuch T1.3

Die Simulationsberechnungen zum Trägerversuch T1.3 werden mit zyklischen Dübelkennlinien (Schädigungs-Spiel-Verläufe) gemäß Bild 8.4 durchgeführt. Anders als bei den bisherigen Versuchen befindet sich hier die Betonplatte im Druckbereich (Beton im Zustand I). Die einzelnen Simulationsschritte erfolgen in Analogie zu den bereits zuvor beschriebenen.

Ein wesentlicher Unterschied zu den übrigen Versuchen besteht darin, daß die Unterlast auf einem höheren Niveau gefahren wird. Für die Dübelkräfte auf Unterlastniveau bedeutet das im Laufe der Zeit größer werdende Spiel in den zyklischen Kennlinien zwar eine kontinuierliche Verringerung der Dübelbeanspruchungen (der 'äußeren' Dübel), aber kein Absinken auf 'Null', wie in den Versuchen der Serie T2. Gleichzeitig verringern sich –infolge des ständig größer werdenden Spiels in den zyklischen Dübelkennlinien- auch die Dübelbeanspruchungen (der 'äußeren' Dübel) auf dem Oberlastniveau. *Da sich die Ober- und Unterlastbeanspruchungen über einen langen Zeitraum der Versuchsdauer nahezu gleichförmig verändern, bleiben die für die Ermüdung maßgebenden Beanspruchungsdifferenzen –siehe Bild 8.60- fast gleich*. Erst kurz (bei ca. 90 % Gesamtschädigung der maßgebenden Dübel Nr. 4 und 44) vor dem Versagen der ersten Dübel verändern sich, infolge des nun doch relativ großen Spiels in den zyklischen Kennlinien, die Beanspruchungsdifferenzen merklich. Die 'äußeren' Dübel werden geringer beansprucht, während die 'inneren' Dübel durch Umlagerungen höhere Kräfte erhalten.

Die Verläufe der Schubspannungsdifferenzen, der Schädigung der Dübel sowie der Restlebensdauer der Dübel nach n-Lastwechseln können den Bildern 8.60, 8.61 und 8.62 entnommen werden.

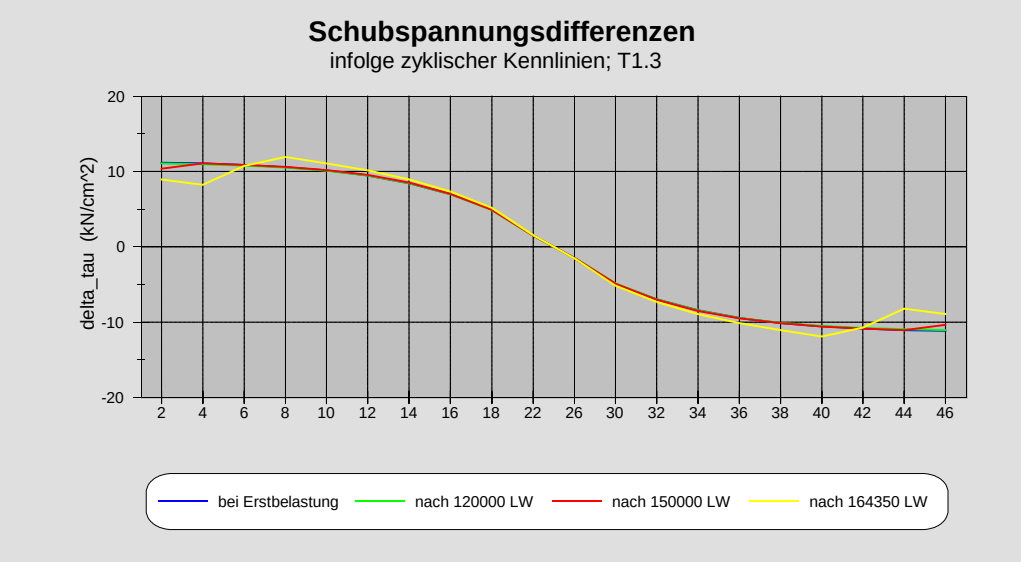


Bild 8.60: Schubspannungsdifferenzen der Dübel im Trägerversuch T1.3

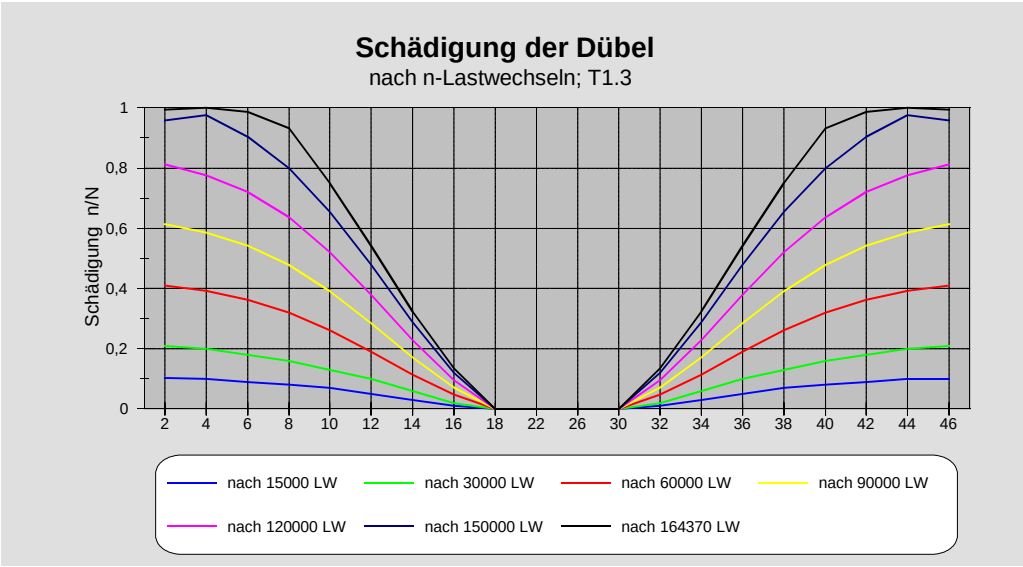


Bild 8.61: Schädigung der Dübel im Trägerversuch T1.3

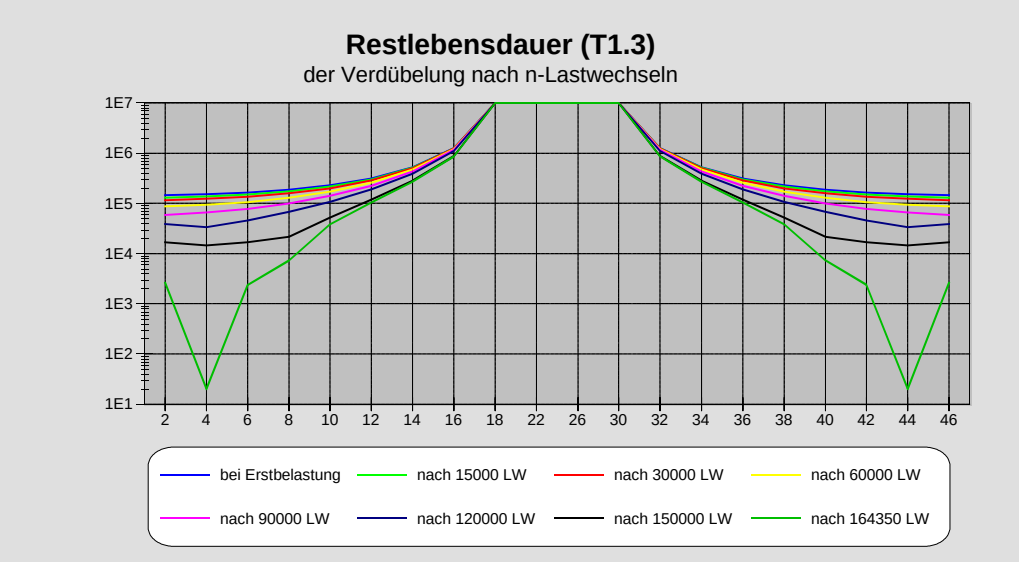


Bild 8.62: Restlebensdauer der Verdübelung nach n-Lastwechseln im Trägerversuch T1.3

Beispielhaft ist in Bild 8.63 der Vergleich zwischen dem gemessenen und berechneten Schlupf des Dübels Nr. 6 gezeigt. Über diese Vergleiche können 'rückwirkend' die Annahmen, die in den einzelnen Simulationsschritten verwendet werden (z. B. Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel in den zyklischen Kennlinien), bestätigt werden.

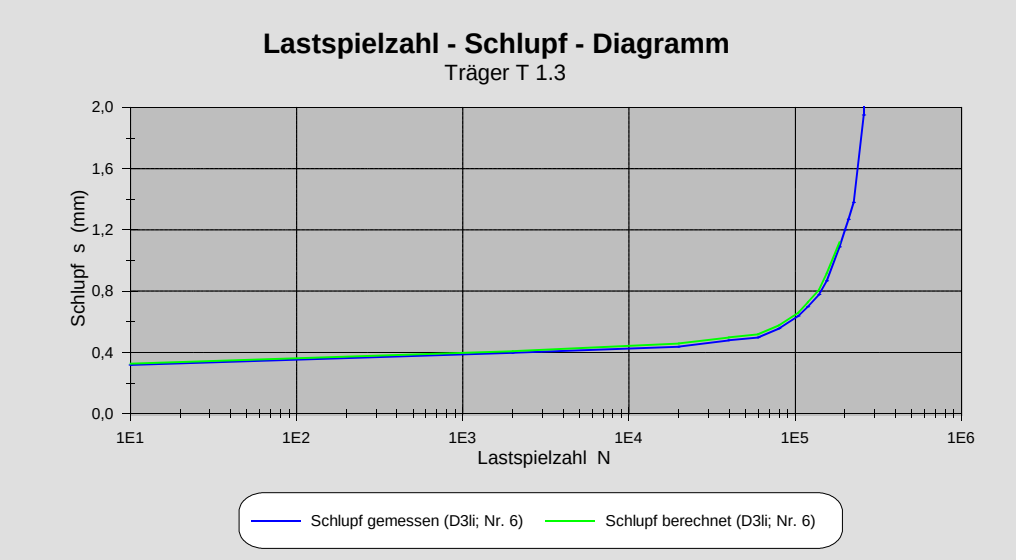


Bild 8.63: Lastspielzahl-Schlupf-Diagramm des Trägers T1.3 für Dübel Nr. 6

Für die für die Ermüdung maßgebenden Dübel (Nr. 4 und 44) sind die Dübelkraftdifferenzen $\Delta D_{dü}$ -in Abhängigkeit der Art der Berechnung- und die daraus resultierenden ertragbaren Lastwechsel in den Bildern 8.64 und 8.65. dargestellt.

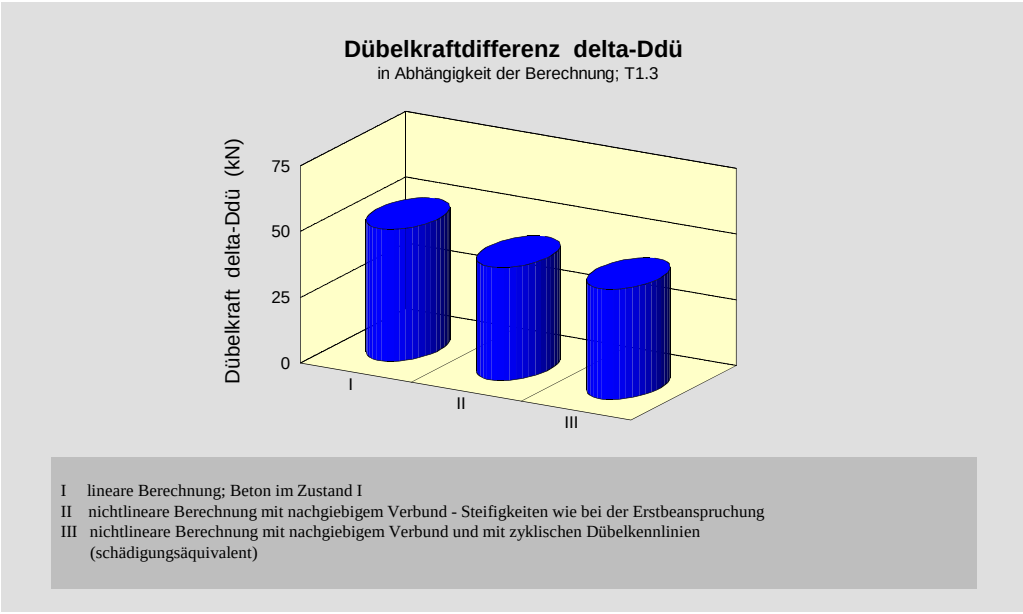


Bild 8.64: Dübelkraftdifferenzen der Dübel Nr. 4 und 44 im Trägerversuch T1.3

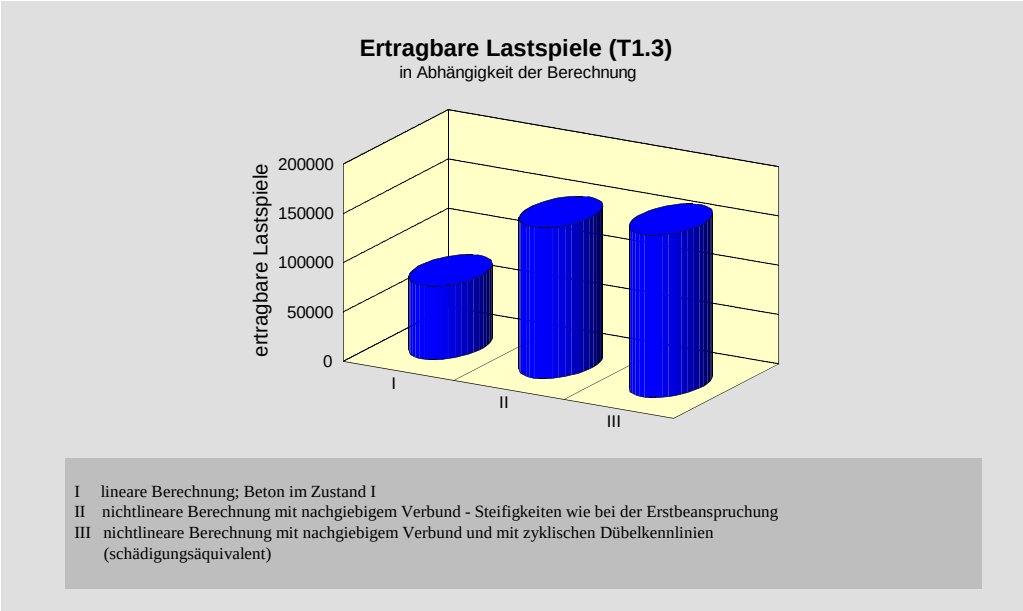


Bild 8.65: Ertragbare Lastspiele der Dübel (Nr. 4, 44) in Abhängigkeit vom Berechnungsmodell und einem Lastkollektiv nach Abschnitt 8.4.2

Dadurch, daß die *Schubspannungsdifferenzen* über einen langen Zeitraum der Lebensdauer, trotz der ständigen dynamischen Veränderungen im Verbundträger, nahezu unverändert bleiben, ist in diesem Fall die ermittelte schädigungsäquivalente Schubspannungsdifferenz nur geringfügig kleiner als die Schubspannungsdifferenz bei Erstbeanspruchung (nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung) ohne Berücksichtigung der sich während der Versuchsdauer einstellenden Veränderungen im Verbundträger. Die tatsächlichen Dübelkräfte auf Ober- und Unterlastniveau verändern sich -wie in den anderen Versuchsträgern auch- jedoch deutlich.

In Tabelle 8.5 sind die Beanspruchungsdifferenzen und die Zeitfestigkeiten angegeben.

	Dübelkraft-differenz $\Delta D_{dü}$ (kN)	**Schubspannungs-differenz $\Delta\tau$ (kN/cm²)**	**Zeitfestigkeit Anzahl Lastspiele (-)**	**Lebensdauer in (%)**
Lineare Berechnung mit Beton im Zustand I	50,1	12,9	74372	100
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung und Steifigkeiten wie bei der Erstbelastung	42,8	11	152829	205
Nichtlineare Berechnung mit nachgiebiger Verdübelung (zyklische Kennlinien) und schädigungsäquivalenter Beanspruchung	41,8	10,8	164370	221

Tabelle 8.5: Beanspruchungsdifferenzen und Zeitfestigkeiten des Trägers T1.3

Der Anriß (das Versagen) des ersten Dübels tritt nach 164370 Lastspielen ein. Im Versuch T1.3 wurde der Träger aber erst nach 278800 Lastwechseln (vgl. Tabelle 3.6) abgeschaltet. Zu diesem Zeitpunkt waren alle Dübel abgeschert. Die Betonplatte lag nur noch lose auf. Der Stahlträger war alleine in der Lage die auftetenden Beanspruchungen aufzunehmen.

8.7 Zusammenfassung

In den vorgestellten Simulationen wurden die Einflüsse der ständigen Veränderungen -veränderliche Kennlinien, Kraftumlagerungen- im Verbundträger auf die Beanspruchungen der einzelnen Elemente (Dübel, Stahlfasern, ...) und deren Auswirkungen auf die Lebensdauer untersucht. Aus allen Berechnungen ist klar zu erkennen, daß sich infolge der zyklischen Dübelkennlinien die Dübelbeanspruchungen mit fortschreitender Schädigung verringern. Es findet eine kontinuierliche Umlagerung von den hoch beanspruchten Dübeln auf die weniger hoch beanspruchten Dübel im Verbundträger statt. Dies führt zu einer deutlichen *Steigerung der ertragbaren Lastspiele* im Vergleich zu einer 'vereinfachten', aber praxisnahen Ermittlung der Zeitfestigkeit mit Dübelbeanspruchungen, die über den elastischen Schubfluß mit starrem Verbund bestimmt werden. Entscheidend für die sich ergebende *höhere Zeitfestigkeit der Verdübelung* ist die *Nutzung der im Verbundträger vorhandenen 'Reserven' durch Beanspruchungsumlagerungen*. Auch die Auswirkungen von örtlichen Einflüssen -wie z. B. der Betonausbruch an den Trägerenden im Versuch T2.2- auf die ertragbare Lastspielzahl sowie auf die verbleibende Tragfähigkeit läßt sich durch diese genauen Simulationen erfassen.

- **$\Delta\tau$-N -Diagramm**

Trägt man die durch die genauen Simulationen ermittelten Zeitfestigkeiten in das aus den Scherversuchen hergeleitete $\Delta\tau$-N-Diagramm ein, so liegen diese Zeitfestigkeitswerte *auf* der Ermüdungsfestigkeitskurve. *Bei gleicher Beanspruchung ergeben sich für die Dübel die gleichen Zeitfestigkeiten, gleichgültig ob es sich dabei um Scherversuche oder Trägerversuche handelt.* Entscheidend ist nur die richtige Auswertung mit den tatsächlichen Beanspruchungen. Die Veränderung der Zeitfestigkeit der einzelnen Trägerversuche -je nach Art der Auswertung- ist aus Bild 8.66 zu erkennen.

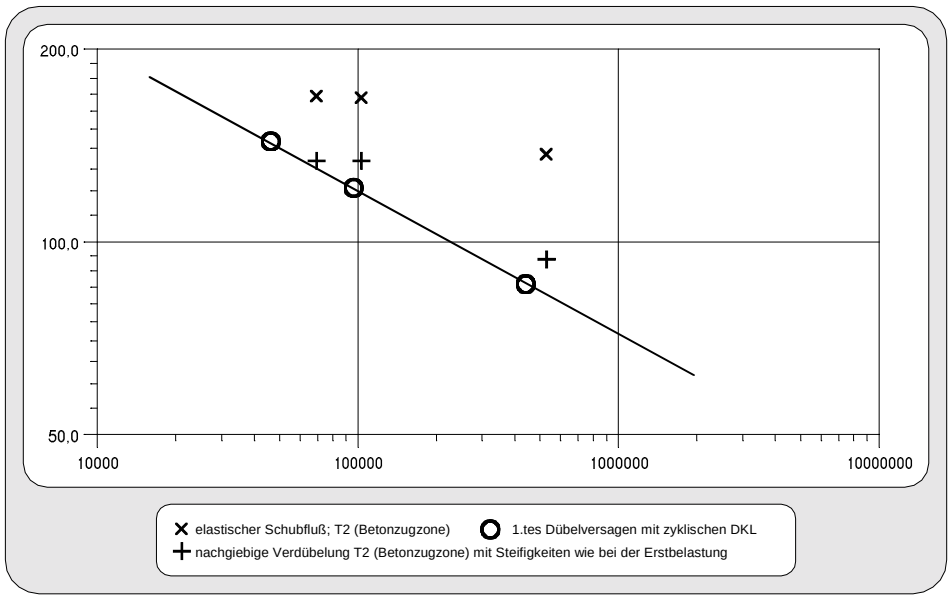


Bild 8.66: Trägerversuchsergebnisse im $\Delta\tau$-N -Diagramm; Wöhlerlinie aus Scherversuchen

- **Bemessungskonzept, Schädigungsäquivalente Beanspruchungen**

Durch nichtlineare Computersimulationen wurden Schädigungen für alle Elemente (Dübel, Fasern) des Verbundträgers -*Mehrstufenkollektive*- bestimmt. Mittels der linearen *Schadensakkumulationshypothese* von Palmgren-Miner und den *Ermüdungsfestigkeitskurven* konnte daraus die jeweilige Anzahl der ertragbaren Lastwechsel berechnet werden. Aus den Mehrstufenkollektiven wurden über die Miner-Regel *schädigungsäquivalente Einstufenkollektive* ermittelt.

- **Allgemeine Schädigungs-Spiel-Diagramme für Träger**

Die den Simulationen der einzelnen Trägerversuche zugrundegelegten Schädigungs-Spiel-Diagramme sind entsprechend Abschnitt 8.1.1.1 bestimmt. Alle Kurven weisen einen prinzipiell gleichen Verlauf auf. Ausgehend von einer Basis-Kurve (Schädigungs-Spiel-Kurve für T1.3) lassen sich alle weiteren Kurvenverläufe aus dem in Bild 8.67 dargestellten Zusammenhang ermitteln. Diese Funktionsverläufe gelten für alle bisher durchgeführten Versuche. Mit Daten aus weiteren Versuchen sollten diese Verläufe noch verifiziert werden.

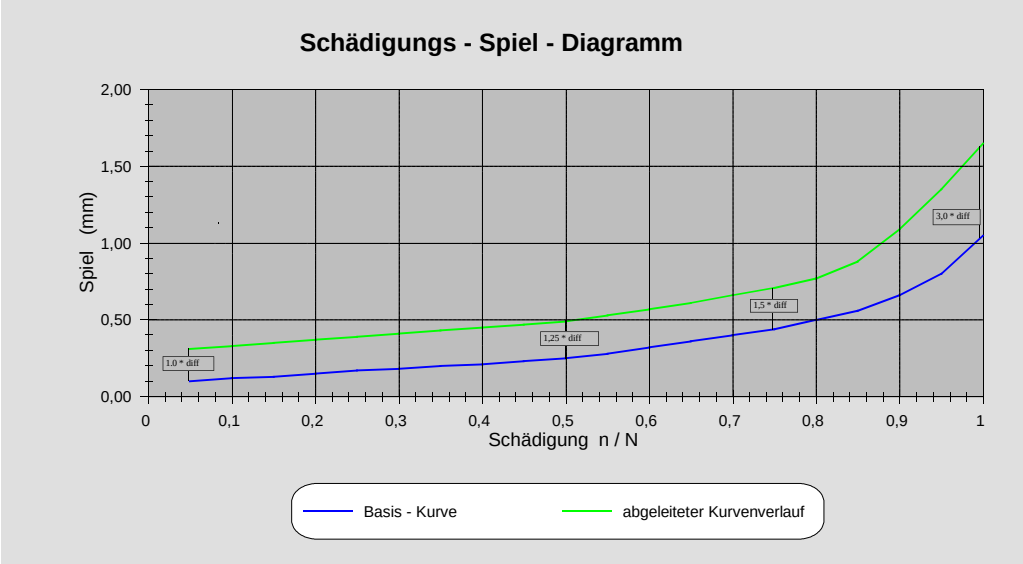


Bild 8.67: Allgemeiner, abgeleiteter Kurvenverlauf eines Schädigungs-Spiel-Diagramms für Träger

9. Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Überblick über die Möglichkeiten zur Ermittlung der Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen gegeben. Dabei war die Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens unter Berücksichtigung der während der Einstufenbelastung im Versuch auftretenden Veränderungen (zyklische Dübelkennlinien, Kraftumlagerungen) ein besonderer Untersuchungsschwerpunkt.

Ausgehend von den Ergebnissen der umfangreichen Push-Out-Versuche wurde eine Ermüdungsfestigkeitskurve -Wöhlerlinie- bestimmt, die im weiteren Grundlage der Zeitfestigkeitsuntersuchungen der Kopfbolzendübel in Betonplatten mit Profilblechen war.

In einer ersten, vereinfachten, aber praxisnahen Versuchsauswertung wurden die Dübelkräfte der Verbundträger über die Elastizitätstheorie nach dem elastischen Schubfluß und unter Annahme starrer Verdübelung ermittelt und daraus die Zeitfestigkeit bestimmt. Bei diesen Berechnungen werden jedoch die Dübelkräfte überschätzt und damit die Zeitfestigkeit wesentlich unterschätzt.

Die Bestimmung der Zeitfestigkeit der Verbundmittel über nichtlinear berechnete Dübelkäfte unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge erfolgte in einer zweiten Auswertungsstufe. Diese nichtlinearen Berechnungen erfolgten als Einstufenkollektiv ohne Berücksichtigung der Einflüsse aus wiederholter Be- und Entlastung, d. h. mit Steifigkeiten wie bei der Erstbelastung. In diesen Berechnungen wurden statische Werkstoff- und Dübelkennlinien verwendet. Auch dabei werden die Dübelkräfte überschätzt, die Zeitfestigkeiten unterschätzt, nähern sich aber schon deutlich der Ermüdungsfestigkeitskurve (festgelegt über die Scherversuchsauswertungen) an.

Nach der Herleitung der zyklischen Dübelkennlinien über den funktionalen Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel konnten die kontinuierlichen Veränderungen des Verbundverhaltens zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger unter schwingender Beanspruchung mit dem hierfür entwickelten und vorgestellten Rechenprogramm nglife genauer ermittelt werden. Die Nachweise zur Zeitfestigkeit wurden dabei nach einem Mischkonzept -dem Modifizierten Örtlichen Konzept- durchgeführt.

In den nichtlinearen Computersimulationen wurden Schädigungen für alle Elemente (Dübel, Fasern) des Verbundträgers zu jedem Zeitpunkt während der Versuchsdauer bestimmt. Mittels der linearen Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner und den Ermüdungsfestigkeitskurven wurden daraus die jeweils noch ertragbaren Lastspielzahlen unter Berücksichtigung der vorgegebenen Last-Zeit-Funktion berechnet. Dabei konnten die ständigen Veränderungen im nichtlinearen Tragverhalten der Verbundträger aufgrund der Kraftumlagerungen infolge der zyklischen Kennlinien, der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, des Ausfalls einzelner Dübel und der unterschiedlichen Be- und Entlastungspfade in den Simulationsberechnungen berücksichtigt werden.

Erst die Berücksichtigung der ständigen Veränderungen (Kraftumlagerungen) im nichtlinearen Tragverhalten des Verbundträgers durch zyklische Werkstoff- und Dübelkennlinien und der Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge liefert Zeitfestigkeiten, die mit den Versuchsergebnissen sehr gut übereinstimmen. Die wirklichkeitsnahe **Zeitfestigkeit** läßt sich wegen der zeitlich veränderlichen Dübelcharakteristik und den damit verbundenen Umlagerungen im Verbundträger **nur iterativ bestimmen**.

Durch das genaue 'Nachfahren' der Versuche über viele Lastkollektive ließ sich auch das im Vergleich zum Versuchsträger T2.3 relativ frühzeitige Dübelversagen des Trägers T2.2 erklären.

Aus den Versuchsauswertungen konnte weiterhin das Spannungs-Dehnungsverhalten bzw. Last-Schlupfverhalten eines Verbundträgers unter dynamischer Belastung analysiert und durch drei typische Bereiche charakterisiert werden. Der erste Bereich, der sich nur über wenige Lastwechsel erstreckt, ist durch einen schellen Zuwachs der Gesamtverformung (Schlupf) gekennzeichnet. Bei der Erstbelastung ergibt sich die größte Nachgiebigkeit. Der Übergang von Zustand I (Beton ungerissen) in den Zustand II (Beton gerissen) bei der ersten Belastung ist bei allen Trägerversuchen deutlich zu erkennen. Nach der ersten Entlastung stellt sich ein bleibender Schlupf ein (Initial-Schlupf) ein, der im wesentlichen von der Größe der Oberlast abhängt. Dies hat einen *großen Steifigkeitsverlust innerhalb der ersten Lastwechsel zur Folge.* Während der weiteren Lastspiele wächst der Schlupf nur langsam, aber kontinuierlich an; es liegt eine nahezu linear-elastische Dübelcharakteristik mit Anfangsschlupf vor. Die Steifigkeit bleibt nahezu unverändert. Durch das Reißen des Betons entstehen jedoch bleibende Verformungen. Dieser Bereich liegt etwa bei Lastspielzahlen, die zwischen 1 und 80 % der Bruchlastspielzahl betragen. Im anschließenden dritten Bereich, mit Lastspielzahlen über 80 % der Bruchlastspielzahl, steigen die Schlupfwerte überproportional an, während die Steifigkeit stark abnimmt. Das Versagen kündigt sich durch ein schnelles Anwachsen des Schlupfes an.

Der Versagensmechnismus nach dem Abscheren des ersten Dübels bis zum endgültigen Bruch des Trägers (Aufreißen der Stahlfasern) konnte unter Anwendung der Schadensakkumulationshypothese simuliert und mit dem tatsächlichen Verhalten im Versuch verglichen werden.

In den Entwürfen zu den neuen Normen /9.3/ und /9.4/ ist ein Bemessungskonzept für Verbundträger mit massiven Betonplatten vorgesehen, nach dem der Nachweis der Ermüdung der Verdübelung mit schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_e$ geführt wird, die auf der Grundlage der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren und Miner berechet werden. Das Bemessungskonzept sieht Teilsicherheitsbeiwerte γ_F auf der Last- und γ_M auf der Materialseite vor. Wie hier über die Computersimulationen gezeigt wurde, kann dieses Bemessungskonzept auch auf Verbundträger mit Profilblechen angewendet werden. Entscheidend für die Anwendung ist die Kenntnis der richtigen Ermüdungsfestigkeitskurven sowie die Beachtung der zeitlich veränderlichen Nachgiebigkeit in der Verbundfuge. Auf der sicheren Seite liegend können die Ermüdungsfestigkeitsnachweise auch -im negativen Momentenbereich- mit Steifigkeiten im Zustand II (ohne Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) und starrem Verbund berechnet werden. Die Dübeltragfähigkeiten werden dann infolge der tatsächlich vorliegenden nachgiebigen Verdübelung überschätzt. Über die Miner-Regel ergeben sich deshalb auch geringere Zeitfestigkeiten.

9.2 Ausblick

- Die zyklischen Dübelkennlinien wurden für Kopfbolzendübel ∅ 22 mm hergeleitet und verifiziert. Inwieweit diese zyklischen Kennlinien auch für andere Dübeldurchmesser Gültigkeit besitzen, wäre zu überprüfen.
- Alle bisherigen Versuche wurden im Schwellbereich durchgeführt. Ob im Wechselbereich ein ähnlicher oder sogar gleicher funktionaler Zusammenhang zwischen Schädigung und Spiel besteht, müßten weitere Laborversuche mit anschließender Computersimulation klären.
- Noch ungeklärt ist, wie sich Überbeanspruchungen einer Verbundkonstruktion auf die Zeitfestigkeit auswirken und welche Einflüsse die Reihenfolge- und Trainiereffekte auf die Zeitfestigkeit haben.
- Die zyklischen Dübelkennlinien sind bisher nur bis zu Beanspruchungen von maximal 82% der statischen Dübeltragfähigkeit experimentell untersucht. Um stabiliserte zyklische Dübelkennlinien zu erhalten, sollten experimentelle Untersuchungen z. B. mittels Incremental Step Tests (mit Beanspruchungen bis zur statischen Dübeltragfähigkeit) durchgeführt werden.
- Alle hier durchgeführten Zeitfestigkeitsberechnungen mit dem Programmsystem nglife basierten auf der linearen Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner. Um Reihenfolgeeffekte berücksichtigen zu können, sind auch andere Schadenshypothesen zur Bestimmung der Schädigung und damit der Zeitfestigkeit zu prüfen.
- Für die weitere Forschung wäre es auch sinnvoll, das Zeitfestigkeitsverhalten an Durchlaufträgern zu ermitteln. Damit könnte überprüft werden, ob sich die hier für den positiven und negativen Momentenbereich getrennt gefundenen Zusammenhänge (Schädigung-Spiel, Dübelkraftumlagerungen, ...) auch in dieser oder ähnlicher Weise im Durchlaufsystem einstellen. Auf der Grundlage der in dieser Arbeit gefundenen Erkenntnisse ist ein wesentlich günstigeres Zeitfestigkeitsverhalten von durchlaufenden Verbundträgern gegenüber Einfeldträgern zu erwarten (noch größere Umlagerungsmöglichkeiten infolge zyklischer Dübelkennlinien).
- Die bisherigen Zeitfestigkeitsuntersuchungen beschränkten sich auf Beanspruchungen mit immer gleichen Lastbildern (Einzellasten an fest vorgegebenen Stellen). Weitere Simulationen sollten die Auswirkungen aus Lastkollektiven infolge 'tatsächlichem' Verkehr (Simulation von Lasten, die über das System verschoben werden) auf die Zeitfestigkeit zum Ziel haben.
- Die Beurteilung bestehender Bauwerke -wie z. B. Brücken- oder einzelner Bauteile bezüglich ihrer bereits erfahrenen Schädigung sowie ihrer noch zu erwartenden Restlebensdauer wird immer wichtiger werden. Über numerische Simulationen können zukünftig die Beurteilungen der Restnutzungsdauer und -tragfähigkeit vorgenommen werden. Mögliche Sanierungsmaßnahmen könnten aufgrund von wirklichkeitsnahen Simulationen beurteilt (Schädigung, Tragfähigkeit und Lebensdauer) werden.

10. Literaturverzeichnis

/1.1/ Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe 1981.

/1.2/ Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Fassung 1984.

/1.3/ DIN V ENV 1994 Teil 1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Februar 1994.

/1.4/ DASt-Richtlinie 104: Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Köln, Feb. 1994.

/1.5/ Bode, H.; Künzel, R.: Zur Verwendung von Profilblechen beim Trägerverbund, Baehre Festschrift 1988.

/1.6/ Roik, K.; Holtkamp, H. J.: Untersuchungen zur Dauer- und Betriebsfestigkeit der Verdübelung von Verbundträgern mit Hilfe von Kopfbolzendübeln. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Projekt 101, Düsseldorf, September 1986.

/1.7/ Bode, H.; Kretz, J.: Trägerverbund im Industriebau unter nicht ruhender Belastung bei Verwendung von Profilblechen. Forschungsbericht, Universität Kaiserslautern, März 1988.

/1.8/ Bode, H.; Kretz, J.: Zur Zeitfestigkeit der Verdübelung bei Verbundträgern mit Profilblechen. IABSE Symposium 'Durability of Structures', Lissabon 1989

/1.9/ Bode, H.: Profilbleche im Verbundbau - Beitrag zur statischen und dynamischen Festigkeit, Stahlbautag 1988, Karlsruhe.

/1.10/ Bode, H.; Becker, J.: Trägerverbund unter dynamischer Belastung bei Verwendung von Profilblechen. Stahlbau 62 (1993), Heft 7.

/1.11/ Roik, K.; Hanswille, G.: Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern. Bauingenieur 62 (1987), Seite 273 - 285.

/1.12/ DS 804, Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Deutsche Bundesbahn, 1.1.1983.

/1.13/ Eurocode No. 3: Design of Steel Structures, Part 1.1 - General Rules and Rules for Buildings, ENV 1993-1-1, April 1992.

/1.14/ Roik, K.; Holtkamp, H. J.: Untersuchungen zur Dauer- und Betriebsfestigkeit von Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln. Stahlbau 58 (1989), Seite 53-62.

/1.15/ Bode, H.; Schanzenbach, J.: Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit. Stahlbau 58 (1989), Seite 65 ff.

/1.16/ Roik, K.; Hanswille, G.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4 - Nachweis des Grenzzustandes der Betriebsfestigkeit für Kopfbolzendübel, Bericht EC4, November 1990.

/1.17/ Leonhardt, F.; Andrä, W.; Andrä, H.-J.; Saul, R.; Harre, W.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung. Bauingenieur 62 (1987) Seite 311 ff.

/1.18/ Maeda, Y.; Kajikawa, Y.: Fatigue behavior of steel-concrete composite beams with deformed stud shear connectors. Technology Reports of the Osaka University, Vol. 25, No. 1270, 1975.

/1.19/ Roderick, J. W.; Ansourian, P.: Repeated Loading of composite beams. Highway Research Record No. 253, 1968.

/1.20/ Mainstone, R. J.; Menzies, J. B.: Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges. Part 1: Static and fatique tests on push-out specimens. Concrete, Volume 1, No. 9, Seite 291-302, 1967.

/1.21/ Mainstone, R. J.; Menzies, J. B.: Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges. Part 2: Fatique tests on beams. Concrete, Volume 1, No. 10, Seite 351-358, 1967.

/1.22/ Greiner, R.: Ermüdungsfestigkeit nach der neuen Richtlinie vor dem Hintergrund neuer Lastannahmen. Österreichischer Stahlbautag, 1989.

/1.23/ Maeda, Y.; Kajikawa, Y.: Fatique Strength of Tension Flanges with Stud Shear Connectors. IABSE Proceedings, 1986.

/1.24/ Oehlers, D. J.; Foley, L.: The fatique strength of stud shear connectors in composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, 1985.

/1.25/ Schanzenbach, J.: ngverbund - Programm zur physikalisch nichtlinearen Berechnung von Verbunddurchlaufträgern mit nachgiebiger Verdübelung. Universität Kaiserslautern, 1985.

/1.26/ Slutter, R.G., Fisher, J.W.: Fatigue strength of shear connectors, Highway Research Record No. 147, 1966.

/1.27/ Hallam, M.W.: The behaviour of stud shear connectors under repeated loading, Research Report R 281, School of Civil Engineering, University of Sydney, 1976.

/1.28/ ECCS: Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion von ermüdungsbeanspruchten Stahlbauten. Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau, Zürich, 1987.

/1.29/ Roik, K.; Hanswille, G.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4 - Nachweis des Grenzzustandes der Betreibsfestigkeit für Kopfbolzendübel, Bericht EC4, November 1990.

/1.30/ Roik, K.; Hanswille, G.: Bemessungswerte für Kopfbolzendübel im EUROCODE 4, Festschrift Polonyi, 1990.

/1.31/ Eurocode Nr 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Oktober 1992.

/1.32/ Seeger, T.: Betriebsfestigkeit auf der Grundlage örtlicher Beanspruchung. Unterlagen zum gleichnamigen Seminar der universitären Weiterbildung der Technischen Hochschule Darmstadt, 1990, 1991.

/2.1/ Seeger, T.: Betriebsfestigkeit auf der Grundlage örtlicher Beanspruchung. Unterlagen zum gleichnamigen Seminar der universitären Weiterbildung der Technischen Hochschule Darmstadt, 1990, 1991.

/3.1/ Bode, H.; Kretz, J.: Trägerverbund im Industriebau unter nicht ruhender Belastung bei Verwendung von Profilblechen. Forschungsbericht, Universität Kaiserslautern, März 1988.

/3.2/ Bode, H.; Kretz, J.: Zur Zeitfestigkeit der Verdübelung bei Verbundträgern mit Profilblechen. IABSE Symposium 'Durability of Structures', Lissabon 1989.

/4.1/ Seeger, T.: Betriebsfestigkeit auf der Grundlage örtlicher Beanspruchung. Unterlagen zum gleichnamigen Seminar der universitären Weiterbildung der Technischen Hochschule Darmstadt, 1990, 1991.

/4.2/ Chlormann, U. H., Seeger, T.: Rainflow-HCM - Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. Stahlbau, 55(3), S. 65-71, 1986

/4.3/ Haibach, E.: Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. VDI-Verlag, Düsseldorf, 1989.

/4.4/ Klee, S.: Das zyklische Spannungs-Dehnungs- und Bruchverhalten verschiedener Stähle. Veröffentlichung des Instituts für Statik und Stahlbau der TH-Darmstadt, Heft 22, 1973.

/4.5/ Boller, Ch.; Seeger, T.: Materials Data for Cyclic Loading. Elsevier Publishers, Amsterdam, 1987.

/4.6/ Beste, A.: Elastisch-plastisches Spannungs-Dehnungs- und Versagensverhalten in statisch und zyklisch belasteten Kerbscheiben. Ein Vergleich zwischen experimentellem Ergebnissen und Näherungsgleichungen. Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TH-Darmstadt, Heft 34, 1981.

/4.7/ Bergmann, J.: Zur Betriebsfestigkeitsbemessung gekerbter Bauteile auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen. Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TH-Darmstadt, Heft 37, 1983.

/4.8/ Haibach, E.; Lehrke, H. P.: Das Verhalten der Amplitudentransformation zur Lebensdauerberechnung bei Schwingbeanspruchung. Archiv Eisenhüttenwesen, 47(10), 1976.

/4.9/ Schütz, W.: Über eine Beziehung zwischen der Lebensdauer bei konstanter und bei veränderlicher Beanspruchungsamplitude und ihre Anwendbarkeit auf die Bemessung von Flugzeugbauteilen. Z. f. Flugwissenschaften, 15(11), S. 407-419, 1967.

/4.10/ Morrow, J. D.: Fatigue Properties of Metals. In: Fatigue Design Handbook, Chapter 3.2, Soc. of Automotive Eng., 1968.

/4.11/ Walcher, J.; Gray, D.; Manson, S. S.: Aspects of Cumulative Fatigue Damage Analysis of Cold End Rotating Structures. In: AIAA/SAE/ASME 15th Joint Propulsion Conf., Las Vegas, 1979.

/4.12/ Heuler, P.: Anrißlebensdauervorhersage bei zufallsartiger Belastung auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen. Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TH-Darmstadt, Heft 40, 1983.

/4.13/ Vormwald, M.: Anrißlebensdauervorhersage auf der Basis der Schwingbruchmechanik kurzer Risse. Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TH-Darmstadt, Heft 47, 1989.

/4.14/ Vormwald, M.; Seeger, T.: Nutzung der Anrißschwingzahl beim incremental-Step-Test zur Abschätzung der Werkstoffwöhlerlinie. Materialprüfung, 30, S. 11-12, 1988.

/4.15/ Vormwald, M.; Seeger, T.: Betriebsfestigkeitsnachweise in verschiedenen Technikbereichen - Gemeinsamkeiten, Unterschiede, Entwicklungen. In: 14. Vortragsveranstaltung des DVM-Arbeitskreises Betriebsfestigkeit am 7. und 8.9.1988, Rüsselsheim, 1988.

/4.16/ Seeger, T.: Werkstoffmechanisches Konzept der Dauer- und Zeitfestigkeit. In: Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit - Zeitgemäße Berechnungskonzepte, VDI Vortragsveranstaltung am 5. und 26.02.1988, Bad Soden, VDI-Verlag, 1988.

/5.1/ CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Beton, Lausanne, 1993.

/5.2/ Roik, K.; Hanswille, G.; Kina, J.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Abschnitt 5.2 - Berechnung des Tragwerkes und der Querschnitte im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1989.

/5.3/ Roik, K.; Hanswille, G.; Cunze O. Lanna, A.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Abschnitt 5.3 - Rißbildung im Beton. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1986.

/5.4/ Hanswille, G.: Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode 4 Teil 1-1, Stahlbau 63 (1994), Heft 9, Seiten 284 - 289.

/5.5/ König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Model Code 1990, Heft 439 des DafStb, Beuth Verlag, Berlin 1994.

/5.6/ DIN 1045-1: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Gelbdruckfassung Februar 1997.

/5.7/ Reinhardt, H. W.: Vollständige Spannungs-Verformungslinie des Betons bei wiederholter Belastung. In: 18. Forschungskolloquium des DAfStb, Mitteilungen des Instituts für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 38, Verlag Ernst u. Sohn, Berlin 1986.

/5.8/ Seibel, P.; Mehlhorn, G.: Verbundverhalten des Stahlbetons unter schwellender Beanspruchung. In: Beiträge zum 31. Forschungskolloquium des DafStb am 05. und 06. Oktober 1995 an der Universität Kaiserslautern, 1995.

/5.9/ Gilbert, R. J.; Warner, R.: Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs. Journal of Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 104. 1978.

/5.10/ Schwennicke, A.: Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und –scheiben im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, TU Berlin 1983.

/5.11/ Bode, H.: Euro-Verbundbau. Konstruktion und Berechnung. 2. Auflage, Werner Verlag, 1998.

/5.12/ Hanswille, G.: Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Techn.-Wiss. Mitteilung, 86-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1986.

/5.13/ Leonhardt, F.; Andrä, H.-P., Saul, R.; Harre, W.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung, Bauingenieur 62 (1987) S. 311-324.

/5.14/ Hartl, G.: Die Arbeitslinie eingebetteter Stähle bei Erst- und Kurzzeitbelastung, Dissertation Universität Innsbruck, 1977.

/5.15/ Roik, K.; Hanswille, G.: Zur Frage der Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Der Bauingenieur 61 (1986).

/5.16/ König, G.; Fehling, E.: Zur Rißbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), Heft 6.

/5.17/ Roik, K.; Hanswille, G.: Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Stahlbau 60 (1991).

/5.18/ Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1987.

/5.19/ Ramm W.; Elz, S.: Tragverhalten und Rißbildung von Gurtplatten von Verbundträgern im Bereich negativer Momente. DAfStb-Forschungskolloquium, Kaiserslautern 1995.

/5.20/ Holmen, J. O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Bulletin No 79-1, Division of Concrete Structures, NTH-Trondheim, 1979.

/5.21/ Saito, M.; Imai, S.: Direct tensile fatigue of concrete by the use of frition grips. Journal of the ACI, Proceedings, Vol. 80, No. 5, 1983.

/6.1/ Bode, H.; Kretz, J.: Trägerverbund im Industriebau unter nicht ruhender Belastung bei Verwendung von Profilblechen. Forschungsbericht, Universität Kaiserslautern, März 1988.

/6.2/ Bode, H.; Kretz, J.: Zur Zeitfestigkeit der Verdübelung bei Verbundträgern mit Profilblechen. IABSE Symposium 'Durability of Structures', Lissabon 1989.

/6.3/ Bode, H.: Profilbleche im Verbundbau - Beitrag zur statischen und dynamischen Festigkeit, Stahlbautag 1988, Karlsruhe.

/6.4/ Bode, H.; Künzel, R.: Zur Verwendung von Profilblechen beim Trägerverbund, Baehre Festschrift 1988.

/6.5/ Bode, H.; Becker, J.: Trägerverbund unter dynamischer Belastung bei Verwendung von Profilblechen. Stahlbau 62 (1993), Heft 7.

/6.6/ Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.

/7.1/ Bergmann, R.: Traglastberechnungen von Verbundstützen. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Ruhr-Universität Bochum, Februar 1981.

/7.2/ Hufendiek, H.-W.: Ein einheitlicher Algorithmus zur Berechnung geometrisch und physikalisch nichtlinearer ebener Stabtragwerke aus Stahl, Stahlbeton und Verbundwerkstoffen. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Ruhr-Universität Bochum, Nov. 1984.

/7.3/ Ehlert, W.: Grenzzustände schlanker Verbundträger. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Ruhr-Universität Bochum, Juni 1981.

/7.4/ Schwabenhofer, K.: Zum Tragverhalten von Verbundstützen und Verbundrahmen-konstruktionen bei großen Deformationen. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Ruhr-Universität Bochum, Dezember 1988.

/7.5/ Dorka, U. E.: Ein Beitrag zur Beurteilung und vereinfachten Berechnung von Bauwerken unter Berücksichtigung der Hystereseevolution. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Ruhr-Universität Bochum, Dezember 1988.

/7.6/ SFB 151: Arbeitsbericht für die Jahre 1986/88. Tragverhalten und Tragfähigkeit von Baukonstruktionen unter dynamischen Einwirkungen. Ruhr-Universität Bochum, August 1988.

/7.7/ Stahlbau-Handbuch: Stahl im Hochbau, 14. Auflage, Band I / Teil 2. Düsseldorf, 1986.

/7.8/ Roik, K.: Vorlesungen über Stahlbau. Zweite Auflage; Verlag Ernst und Sohn, Berlin/München 1983.

/7.9/ Reppermund, Klaus: Probabilistischer Betriebsfestigkeitsnachweis unter Berücksichtigung eines progressiven Dauerfestigkeitsabfalls mit zunehmender Schädigung. Lehrstuhl und Laboratorium für Stahlbau, München / Neubiberg, Juli 1984.

/7.10/ Peil, U.; Egner, R.: Abschätzung der Lebensdauer von Aluminiumfassaden. Bauingenieur, April 1994, Seite 175 - 182.

/7.11/ DIN 18 800 Teil 1: Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion, November 1990.

/7.12/ DIN 18 800 Teil 2: Stahlbauten; Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, November 1990.

/7.13/ Lindner, J.; Scheer, J.; Schmidt, H.: Stahlbauten; Erläuterungen zur DIN 18 800 Teil 1 bis Teil 4, Beuth Verlag, 1993.

/7.14/ Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, Braunschweig; Wiesbaden, Vieweg 1982.

/7.15/ Petersen, C.: Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten; Braunschweig; Wiesbaden, Vieweg 1993.

/7.16/ Lawo, M.; Thierauf, G.: Stabtragwerke, Matrizenmethoden der Statik und Dynamik, Vieweg Verlag, Braunschweig 1980.

/7.17/ Reckling, K.-A.: Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme; Springer-Verlag Berlin, Hamburg, New York 1967.

/7.18/ Seeger, T.; Zacher, P.: Lebensdauervorhersage zwischen Traglast und Dauerfestigkeit am Beispiel ausgeklinkter Träger. Bauingenieur 69, Springer-Verlag 1994.

/7.19/ Franke, L.: Schadensakkumulationsregel für dynamisch beanspruchte Werkstoffe und Bauteile. Bauingenieur 60, Springer-Verlag 1985.

/7.20/ Sedlacek, G.; Hensen, W.; Bild. J.; Dahl. W.; Langenberg, P.: Verfahren zur Ermittlung der Sicherheit von alten Stahlbrücken unter Verwendung neuester Erkenntnisse der Werkstofftechnik. Bauingenieur 67, Springer-Verlag 1992.

/7.21/ Schanzenbach, J.: Zum Einfluß der Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbundträgern im Hoch- und Industriebau. Dissertation der Universität Kaiserslautern, 1988.

/7.22/ Stamm, K.; Witte, H.: Sandwichkonstruktionen, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg 1974.

/7.23/ Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1953.

/7.24/ Sattler, K.: Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund. Veröffentlichungen des DStV, Heft 8, Köln 1955.

/7.25/ Abelein, W.: Ein einfaches Verfahren zur Berechnung von Verbundkonstruktionen. Bauingenieur 62/1987.

/7.26/ Heilig, R.: Theorie des elastischen Verbundes. Der Stahlbau 5/1953.

/7.27/ Hoischen, A.: Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung. Der Bauingenieur 7/1954.

/7.28/ Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengestzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, TH Karlsruhe 1956.

/7.29/ Wölfel, E.: Nachgiebiger Verbund - Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten. Der Stahlbau 6/1987.

/7.30/ Schwarze, K.: Numerische Methoden zur Berechnung von Sandwichelementen. Der Stahlbau 12/1984.

/8.1/ Kretz, J.: nglife - Programmsystem zur Berechnung der Zeit- und Dauerfestigkeit von Verbundkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der physikalisch nichtlinearen Eigenschaften von Verbundkonstruktionen mit nachgiebiger Verdübelung. Kaiserslautern, 1994.

/8.2/ Kretz, J.: Technische Dokumentation zum Programmsystem nglife (unveröffentlicht). Kaiserslautern, 1994.

/8.3/ Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nichtruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.

/9.1/ Hanswille, G.: Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode 4 Teil 1-1, Stahlbau 63 (1994), Heft 9, Seiten 284 - 289.

/9.2/ Geißler, K.: Restlebensdauerberechnung von Stahlbrücken unter Nutzung detaillierter Beanspruchungsverläufe. Stahlbau 64, Heft 3, 1995.

/9.3/ EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Bridges, Second draft: July 1996.

/9.4/ DIN 18800 Teil 5: Stahlbauten; Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, 2. Entwurf, Februar 1997.

/9.5/ DIN 1045-1: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Gelbdruckfassung Februar 1997.

Lebenslauf

Angaben zur Person

Name	Joachim Kretz
Geburtsdatum	02.05.1958
Familienstand	ledig
Staatsangehörigkeit	deutsch
Anschrift	Hautzenbergstraße 7 67661 Kaiserslautern Tel.: 0631/98465

Ausbildung

1965-1969	Grundschule in Neuhütten / Rheinland-Pfalz
1969-1978	Staatlich-Neusprachliches Gymnasium in Hermeskeil Abitur im Juni 1978
1978-1979	Grundwehrdienst
1979-1986	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Kaiserslautern. Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
1986	Diplom

Berufstätigkeit

1986-1990	Wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Dr.-Ing. H. Bode im Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern
1990-1994	Mitinhaber des Ingenieurbüros Kretz & Schanzenbach - Engineering
1991-1994	Geschäftsführender Gesellschafter der Kretz & Schanzenbach - Software GmbH
seit 1995	Geschäftsführender Gesellschafter der Kretz Software GmbH und Inhaber des Ingenieurbüros Kretz

Kaiserslautern, Dezember 1999

Joachim Kretz