

Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln im Verbundbau

Sascha Burger

Universität der Bundeswehr München
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Thema der Dissertation:

**Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten
von Betondübeln im Verbundbau**

Verfasser:

Sascha Burger

Promotionsausschuss:

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

1. Berichterstatter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig

2. Berichterstatter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann,
Universität Stuttgart

Tag der Prüfung:

19. August 2009

Mit der Promotion erlangter akademischer Grad:

Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

Neubiberg, den 19. August 2009

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München in den Jahren 2001 bis 2006 sowie im Jahre 2007 neben meiner Tätigkeit bei der DB AG.

Die Anregung zu dieser Arbeit erhielt ich von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig, dem ich für die Förderung dieser Arbeit und die Übernahme des Hauptreferats danke. Er gab mir in all den Jahren den notwendigen Freiraum, mich wissenschaftlich und persönlich zu entfalten. Er hat ebenfalls durch Anregungen, Hinweise und auch kritischen Anmerkungen diese Arbeit beeinflusst und ihr Gelingen ermöglicht. Für die freundliche Bereitschaft der Übernahme des Koreferats danke ich Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann. Bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Keuser bedanke ich mich für seinen guten Vorsitz im Prüfungsausschuss.

Ferner gilt mein Dank allen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau für die angenehme Zusammenarbeit und die zahlreichen interessanten Fachdiskussionen. Darüber hinaus danke ich den Mitarbeitern des Labors für die tatkräftige Unterstützung bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Ein wesentlicher Teil der Untersuchungen wurde mit finanzieller Unterstützung über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e. V. (AiF) durchgeführt, der hierfür mein Dank gebührt.

Schließlich bedanke ich mich von Herzen bei meiner Frau, meinen Freunden und bei allen, die mich während der Zeit der Dissertation außerordentlich unterstützt haben.

München, im August 2009
Sascha Burger

Für meine Eltern

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Wissenschaftliche Problemstellung	2
1.3	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	3
2.	Stand der Wissenschaft und baupraktischer Regelungen	6
2.1	Stand der Normung	6
2.1.1	Übersicht der nationalen und europäischen Regelwerke für den Verbundbau ..	6
2.1.2	Regelwerke für Verbundkonstruktionen	6
2.1.3	Regelungen für Verbundmittel	8
2.2	Forschungsvorhaben zur Ermüdungsfestigkeit	8
2.2.1	Zur Bauwerksbelastung	8
2.2.2	Zur Übertragungsfunktion	9
2.2.3	Forschungsvorhaben im Bereich des Verbundbaus	10
2.3	Stand der Wissenschaft für Betondübel	11
2.3.1	Münchener Versuche	11
2.3.2	Sichtung in der Literatur beschriebener Versuche	16
3.	Werkstoffverhalten und –modelle	21
3.1	Werkstoffverhalten des Stahls bei zyklischer Beanspruchung	21
3.1.1	Baustahl	22
3.1.2	Betonstahl	25
3.2	Werkstoffverhalten des Betons bei zyklischer Beanspruchung	26
3.3	Zusammenwirkung des Betons und Betonstahls unter zyklischer Belastung	30
4.	Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung	32
4.1	Grundlagen	32
4.2	Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit anhand von Experimenten	34
4.3	Nennspannungskonzept	34
4.3.1	Lineare Schadensakkumulationsrechnung (Miner-Regel)	34
4.3.2	Ermittlung der Nutzungsdauer für eine vorgegebene Ausfallwahrscheinlichkeit	36
4.4	Strukturspannungskonzept	37
4.5	Berechnung der Bauteillebensdauer bis zum technischen Anriss nach dem Örtlichen Konzept	37
4.5.1	Das Konzept der örtlich elastischen Beanspruchungen (Kerbspannungskonzept)	37
4.5.2	Das Konzept der örtlichen Beanspruchungen (Örtliches Konzept)	37
4.6	Rissfortschritt-Konzept	48
4.6.1	Bruchmechanikkonzept	48
4.6.2	Berechnung der Resttragfähigkeit	50
4.6.3	Berechnung des Rissfortschritts	51
4.7	Mischkonzepte	51
4.8	Vergleich der Methoden zur Analyse der Ermüdungsfestigkeit	51

5.	Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften.....	55
5.1	Zyklische Trägerversuche.....	55
5.1.1	Überblick.....	55
5.1.2	Vorüberlegungen zu den Trägertests	56
5.1.3	Untersuchte Parameter	57
5.1.4	Messkonzeption.....	58
5.1.5	Versuchskörperherstellung.....	60
5.1.6	Last-Verformungsverhalten bei Erstbelastung	60
5.1.7	Versuche für den positiven Momentenbereich	61
5.1.8	Versuche für den negativen Momentenbereich.....	84
5.1.9	Auswertung der Trägerversuche	104
5.2	Zyklische Scherversuche.....	109
5.2.1	Vorüberlegungen	109
5.2.2	Überblick.....	110
5.2.3	Beschreibung der Versuche	113
5.2.4	Versuchsergebnisse	117
5.2.5	Versuchsauswertung	140
5.3	Ergänzende Versuche	150
5.3.1	Untersuchungen für abhebende Einwirkungen	150
5.3.2	Randnahe Betondübel.....	151
6.	Numerische Untersuchungen.....	153
6.1	Analyse der Push-Out-Versuche	153
6.1.1	Modellbildung, Diskretisierung und Werkstoffparameter	154
6.1.2	Vergleiche von Versuchs- und Berechnungsergebnissen.....	156
6.1.3	Ermittelte Bauteilfließkurven.....	159
6.1.4	Berechnungsergebnisse mit dem Örtlichen Konzept	160
6.2	Wirkungsweisen in einem globalen Tragsystem.....	164
6.2.1	Modellbildung, Diskretisierung und Werkstoffparameter	165
6.2.2	Vergleich der ADINA-Berechnung mit den Versuchsergebnissen	167
6.2.3	Nachrechnung der Versuche unter Berücksichtigung der Schlupfzunahme ..	169
6.2.4	Verifizierung des Örtlichen Konzepts am globalen System.....	172
7.	Zusammenfassung und Ausblick	176
7.1	Zusammenfassung	176
7.2	Ausblick	177
8.	Literaturverzeichnis.....	179
Anhang	185

Abkürzungen und Symbole

Formelzeichen und Indizes

a	Baustahl; Schweißnahtdicke; Amplitude (je nach Zusammenhang)
c	Beton; Übertragungsfaktor (je nach Zusammenhang)
d	Bemessungswert; Durchmesser; statische Nutzhöhe (je nach Zusammenhang)
e	Schwerpunktastand benachbarter Betondübel; experimentell
el	elastisch
f	Frequenz
fl; f	Flansch
h	Höhe
k	charakteristischer Wert
m	Mittelwert; Biegemoment pro laufenden Meter; Oberflächenfaktor
n	Anzahl der Lastspiele
o	Ober-
pl	plastisch
t	Blechdicke; zugbeansprucht; theoretisch (je nach Zusammenhang)
u	Unter-
w	Steg; Vertikalverformung (je nach Zusammenhang)
x,y,z	Koordinatenachsen
D	Schädigungsgrad (D_i Teilschädigung); Druckkraft (je nach Zusammenhang)
DMS	Dehnmessstreifen
E	Einwirkung
F	Kraft
G,g	Eigengewicht
L	Lebensdauer; Lastgröße
M	Mantelfläche eines Kegels; Biegemoment; Mittelspannungsempfindlichkeit
N	ertragbare Lastspiele/Bruchlastspielzahl
P	Dübelbeanspruchung/Krafteinwirkung; Wahrscheinlichkeit (je nach Zusammenhang)
Q,q	Verkehrslast
R	Widerstand; Radius; Rautiefe (je nach Zusammenhang)
R^2	Korrelationskoeffizient, Bestimmtheitsmaß
S	Einwirkung aus Schnittgröße; statisches Moment (je nach Zusammenhang)
T	Schubfluss; Temperatur; Streuspanne
V,v	Verbund; Querkraft; Volumen; Variationskoeffizient; Versuch
Z	Zugkraft
γ	Sicherheitsbeiwert
η_k	Fraktillenfaktor für charakteristische Größen
Δ	Differenz

Geometrische Kenngrößen

b_a	minimale Breite eines verbleibenden Stahlzahns
b_c	Betongurtbreite
b_{eff}	mitwirkende Breite
b_h	relative Hinterschneidung
b_i	ideelle Breite der Ausnehmung
b_o	Öffnungsbreite eines Betondübels
b_u	Breite des Unterflansches
c_o	Betondeckung über der Dübeloberkante
c_u	Betondeckung unter dem Dübelfuß
h_a	Höhe des Stahlprofils
h_c	Höhe des Betongurts
h_d	Ausnehmungshöhe eines Betondübels
h_{tc}	Höhe des Ersatzkegels
h_{sp}	Schwerpunktastand des Betondübels vom Dübelfuß
h_w	Steghöhe
l_{eff}	effektive Stützweite
t_w	Stegblechdicke
A_{bi}	idealisierte Querschnittsfläche eines Betondübels
A_c	Fläche des Betonquerschnitts
A_d	tatsächliche Querschnittsfläche einer Ausnehmung
A_i	ideelle Querschnittsfläche eines Betondübels
A_{sq1}	Querbewehrung im Ausnehmungsquerschnitt (Dübelbewehrung)
A_{sq2}	ausgelagerte Dübelbewehrung
I_{ii}	Trägheitsmoment ($i = x, y, z$)
ρ	Bewehrungsgrad
ρ_i	ideeller Bewehrungsgrad
φ	Richtung der Hauptspannung

Spannungs- und Verzerrungsgrößen

σ	Spannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
σ^l	hydrostatische Spannung
σ_f	Bruchspannung
τ	Schubspannungen
ε	Verzerrung
ε_a	Verzerrung des Baustahls
ε_{ao}	Stahlverzerrung in der oberen Randfaser
ε_{au}	Stahlverzerrung in der unteren Randfaser
ε_c	Betonverzerrung
ε_s	Verzerrung des Bewehrungsstahls
γ	Gleitung
ν	Querkontraktionszahl

Materialkenngrößen

f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_y	Streckgrenze des Baustahls
f_u	Bruchspannung
A	Bruchdehnung des Baustahls
E_a	Elastizitätsmodul des Werkstoffs Baustahl
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Werkstoffs Beton
E_{c0}	Anfangsmodul des Werkstoffs Beton
E_s	Elastizitätsmodul des Werkstoffs Betonstahl
G	Gleitungsmodul
R_{eH}	obere Streckgrenze des Baustahls
R_{eL}	untere Streckgrenze des Baustahls
R_m	Zugfestigkeit des Baustahls
$R_{p0,01}$	0,01 %-Dehngrenze (Technische Elastizitätsgrenze)
$R_{p0,2}$	0,2 % Dehngrenze
α	Quotient aus Dauerfestigkeit und Kurzzeitfestigkeit
α_E	Quotient der Elastizitätsmoduli von Bewehrungsstahl und Beton
$\beta_c \beta_p \beta_d$	Betondruckfestigkeit (DIN 1045/DIN 1048)
τ_R	Schubfestigkeit / Scherwiderstand des Betons

Zyklische Bezeichnungen und Kenngrößen

A	Amplitude
A_{cycl}	zyklischer Abhebemodul
C_{cycl}	zyklischer Steifigkeitsmodul
$c_{cycl,60}$	Konstante des zyklischen Steifigkeitsmoduls ($1/\Delta\delta_{60}$)
LW	Lastwechsel
N	Versagensschwingspiele
n	Schwingspiele
ΔP	Beanspruchungsdoppelamplitude / Beanspruchungsdifferenz
P	Schädigungsparameter
P_S	Schädigungsparameter nach Socie
P_{SWT}	Schädigungsparameter nach Smith, Watson, Topper
R	Spannungsverhältnis (σ_u/σ_o)
R_z	Rautiefe
S	Nennspannung
ZSDK	zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve
δ_1	Relativverschiebung bei Erstbelastung
δ_n	Relativverschiebung nach n Lastspielen
λ_i	bezogenes Beanspruchungsniveau
λ_o	bezogene Oberlast im Verhältnis zur quasistatischen Beanspruchbarkeit (P_o/P_{stat})
λ_u	bezogene Unterlast im Verhältnis zur quasistatischen Beanspruchbarkeit (P_u/P_{stat})
$\Delta\lambda$	bezogene Lastamplitude ($(P_o - P_u)/P_{stat}$)
κ	Oberflächenfaktor; zyklischer Steigungsfaktor (je nach Zusammenhang)
$\Delta\sigma$	Spannungsdoppelamplitude; bezogene Spannungsdifferenz

Zyklische Bezeichnungen und Kenngrößen (Fortsetzung)

$\Delta\sigma_E$	schadensäquivalente Spannungsamplitude
σ_a	Spannungsamplitude
σ_e	Kerbspannung
σ_m	Mittelspannung
σ_u	Unterspannung
σ_o	Oberspannung
ε_a	Gesamtverzerrungsamplitude
$\varepsilon_{a,e}$	elastischer Verzerrungsanteil
$\varepsilon_{a,p}$	plastischer Verzerrungsanteil
$\Delta\varepsilon_1$	Schwingweite der größten Hauptverzerrung
$\Delta\tau$	Schubspannungsdoppelamplitude
$\Delta\tau_E$	schadensäquivalente Schubspannungsamplitude

Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln

P	Dübelkraft
P_{max}	Maximalwert der Dübeltragfähigkeit
P_{stat}	quasistatischer Wert der Dübeltragfähigkeit
P_o	oberer Wert der Beanspruchung (Oberlast)
P_u	unterer Wert der Beanspruchung (Unterlast)
P_e	Experimentell ermitteltes Tragvermögen eines Betondübeln
P_t	Theoretisches Tragvermögen eines Betondübeln (P_{t1} ; P_{t2} ; P_{t3})
P_{Rk}	Charakteristisches Tragvermögen eines Betondübeln
P_{ts}	mittlere, theoretische, quasistatische Traglast
P_{tu}	mittlere, theoretische, Bruchlast
P_{Rd}	Bemessungswert des Dübeltragvermögens
δ	Relativverschiebung
δ_{60}	Relativverschiebung bei 60 % von P_{ts}
δ_{80}	Relativverschiebung bei Wiedererreichen von $0,8 \cdot P_{max}$ im Nachbruchbereich
δ_{uk}	charakteristisches Verformungsvermögen
$\delta_{uk,cal}$	Rechenwert des charakteristischen Verformungsvermögens
δ_{req}	erforderliches Verformungsvermögen
δ_{prov}	vorhandenes Verformungsvermögen
$\Delta\delta$	Schlupfamplitude
Δ	Abhebemaß zwischen Stahlprofil und Betongurt
Δ_{60}	Abhebemaß bei 60 % von P_{ts}
$\Delta\Delta$	Abhebungsamplitude

Trag- und Verformungsgrößen für Verbundträger

η	Verdübelungsgrad/Wirkungsgrad
η_a	Tragvermögen des Stahlquerschnitts im Verhältnis zum Verbundquerschnitt
z^{II}	Hebelarm der inneren Kräfte im Zustand II
z_s	Schwerpunktcoordinate des Stahlprofils von der unteren Randfaser
VI	

Trag- und Verformungsgrößen für Verbundträger (Fortsetzung)

z_{pl}	Lage der plastischen Nulllinie von der oberen Querschnittsfaser
M_{pl}	vollplastisches Grenzmoment des Verbundquerschnitts
M_{pla}	vollplastisches Grenzmoment des Stahlquerschnitts
$M_{pl,\eta}$	Tragvermögen eines teilverdübelteten Verbundträgers
$M_{R,i}$	Momententragfähigkeit im betrachteten Abschnitt / Momentendeckungslinie
N, n	vorhandene Anzahl der Verbundmittel im betrachteten Trägerbereich; Normalkraft
N_f	erforderliche Anzahl der Verbundmittel für vollständigen Verbund
N_c	Normalkraft im Betongurt
N_{cf}	Normalkraft im Betongurt für vollständigen Verbund
P_{crit}	Risslast
P_o	Oberlast
P_u	Unterlast; Bruchlast
P_{Trag}	theoretische vollplastische Traglast
P_i	Beanspruchung eines beliebigen Betondübels

Zusätzlich zu den hier aufgeführten Formelzeichen werden selten benutzte Symbole ausschließlich im Text erläutert.

Zusammenfassung

Im Bereich des Verbundbaus ist die alternative Methode der Übertragung der Längsschubkräfte mit Betondübeln für überwiegend ruhende Beanspruchungen umfassend erforscht. Die vorliegende Arbeit beinhaltet die Untersuchung der Auswirkungen von zyklisch beanspruchten Betondübeln im Verbundbau, um die wirtschaftlich und mechanisch geeignete Variante zur Schubsicherung auch im Industrie- und Brückenbau effektiv einsetzen zu können.

Unter Berücksichtigung bisher publizierter Forschungsergebnisse und einem eigenen umfangreichen Versuchsprogramm wurden die relevanten Einflussparameter auf das zyklische Trag- und Verformungsverhalten zyklisch beanspruchter Betondübel systematisch analysiert. Daraus abgeleitet wurden Berechnungsformate für den zyklischen Schlupffortschritt und die zyklische Dübelkennlinie, mit deren Hilfe Verformungszustände für beliebige Lastwechselzahlen eines Betondübeln quantifiziert werden können. Die rechnerische Abschätzung der ertragbaren Lastwechselzahlen der Stahlausparungen für einen Betondübel wurde mit einer Modifikation des Örtlichen Konzepts erreicht. Die Modifikation besteht in der Implementierung der abgeleiteten Berechnungsformate für die Verformung in die Prozessschritte des Örtlichen Konzepts und der Identifikation der relevanten Schädigungsparameter.

Die aufgestellten Rechenmodelle wurden alle anhand der experimentellen Untersuchungen verifiziert und sind für das gesamte untersuchte Spektrum gültig. Die vorliegende Arbeit liefert damit einen neuen Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung von zyklisch beanspruchten Betondübeln.

Abstract

Transmission of longitudinal shear forces in composite constructions with concrete dowels is well known regarding static loads. This paper contributes to the influence of cyclic loading on concrete dowels in composite constructions, in order to arrive at an efficient and mechanical suitable shear connection, which is applicable for both bridge and industrial constructions.

The relevant influence factors on the cyclic load bearing and deformation behaviour of cyclic loaded concrete dowels were systematically analysed in consideration of previously published research results and an own experimental investigations. Calculation specifications for the cyclic slip progress and the cyclic characteristic dowel curve have been derived consequently. Based on these specific parameters, deformation states for any load cycle rate of a concrete dowel is possible to be quantified. The evaluation of endurance of the steel recess of a concrete dowel was achieved with a modification of the local stress concept. The modification was the implementation of the derived calculation specification for the deformation in the process of the local stress concept and the identification of the relevant damage parameters.

The derived calculation principles were all verified on experimental studies and are valid for the whole underlying spectrum. Consequently, the present paper makes a contribution to realistic calculations of cyclic loaded concrete dowels.

1. Einleitung

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Stahlverbundkonstruktionen gewannen seit den letzten Jahrzehnten im Hoch-, Industrie- und Brückenbau immer mehr an Bedeutung. Im innovativen Verbundbau wurden daher unter Berücksichtigung konstruktiver, fertigungstechnischer und wirtschaftlicher Aspekte immer wieder neue, optimierte Querschnitte aus Baustahl und Stahlbeton entwickelt. Die Werkstoffe Stahl und Beton werden dabei nach Möglichkeit entsprechend ihren Vorzügen eingesetzt. In einer optimierten Konstruktion werden demnach im Stahlteil überwiegend die hohe Zugfestigkeit und im preiswerten Beton meist die verfügbare Druckfestigkeit ausgenutzt. Durch derartiges planmäßiges Zusammenwirken im Verbund sind relativ geringe Querschnittsabmessungen bei hohen Lasten und größeren Spannweiten möglich, so dass leichte, schlanke und trotzdem sehr leistungsfähige Bauteile wirtschaftlich ausgeführt werden können.

Um das Zusammenwirken im Verbund dauerhaft zu gewährleisten, werden für die effiziente Kombination beider Bauteile besondere Verbundmittel benötigt. Die Anforderungen für ideale Verbundmittel sind: Möglichst starrer, schlupffreier Verbund im Gebrauchszustand, bei gleichzeitig duktilen Eigenschaften im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Als Verbundmittel haben sich gegenwärtig aufgeschweißte Kopfbolzendübel aufgrund wirtschaftlicher Befestigungsmöglichkeiten und sicheren Aussagemöglichkeiten zum Verformungsverhalten weitgehend im Hoch- und Brückenbau etabliert.

Konstruktionen, die zeitlich veränderlichen, nicht vorwiegend ruhenden, Lasten ausgesetzt sind, müssen zusätzlich ausreichend gegen ein Versagen durch Materialermüdung abgesichert werden, um das Risiko eines frühzeitigen Werkstoffversagens hinreichenden Sicherheitsabstand innerhalb beherrschbarer Größenordnungen zu halten. Es muss daher schon in der Konstruktionsphase angestrebt werden, die Einflussgrößen zyklisch beaufschlagter Bauteile und Konstruktionen qualitativ und quantitativ zu erfassen und zu bewerten.

Eine in den Regelwerken noch nicht vertretene, moderne und effiziente Alternative zur Übertragung der Längsschubkräfte liegt mit Betondübeln vor. Deren Wirkungsweise und Nachweisführung unter quasistatischen, vorwiegend ruhenden, Lasten sind durch die beiden Arbeiten von Wurzer /1/ und Zapfe /2/ umfassend erforscht. Für einen effizienten und gezielten Einsatz von Betondübeln im Industrie- und Brückenbau ist neben der vollständigen Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens unter ruhenden Beanspruchungen die Erfassung des Ermüdungsverhaltens von grundlegender Bedeutung. Das Ermüdungsverhalten von Betondübeln mit seinen Auswirkungen auf Verbundträger steht daher im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit.

Durch die systematische Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von zyklisch beanspruchten Betondübeln soll zusätzlich zur hinreichend erforschten Tragwirkung unter statischer Lasteinwirkung die Grundlage zur umfassenden Anwendung dieser wirtschaftlich und technisch vorteilhaften Verdübelungsart im Stahlbeton-Verbundbau erarbeitet werden.

1.2 Wissenschaftliche Problemstellung

Neben den im Verbundbau üblichen Methoden zur Schubsicherung zwischen Stahlprofil und Betongurt, insbesondere durch die Kopfbolzenttechnologie, lagen seit Mitte der Neunziger Jahre experimentelle Untersuchungen zu einer alternativen Verbundmittelvariante in Form von Betondübeln vor. Darunter sind einbetonierte, mit Bewehrung versehene Aussparungen in einem aufgeschweißten Stahlblech (Bild 1.1), bzw. Aussparungen direkt im Stahlprofil (Bild 1.2), zu verstehen. Die Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Stahlprofil und Betongurt erfolgt über die Kontaktzone zwischen Stahlbeton und perforiertem Stahlbauteil. Die Vorteile liegen in der einfachen Herstellung der Verdübelung und in der hohen Tragfähigkeit der Verdübelung. Als äußerst günstig erwiesen sich ebenfalls die hohe Dauerhaftigkeit aufgrund der starren, schlupffreien Verbindung im Gebrauchszustand und einer im Vergleich zu Kopfbolzendübeln geringeren Kerbwirkung mit entsprechend günstigerem Ermüdungsverhalten.

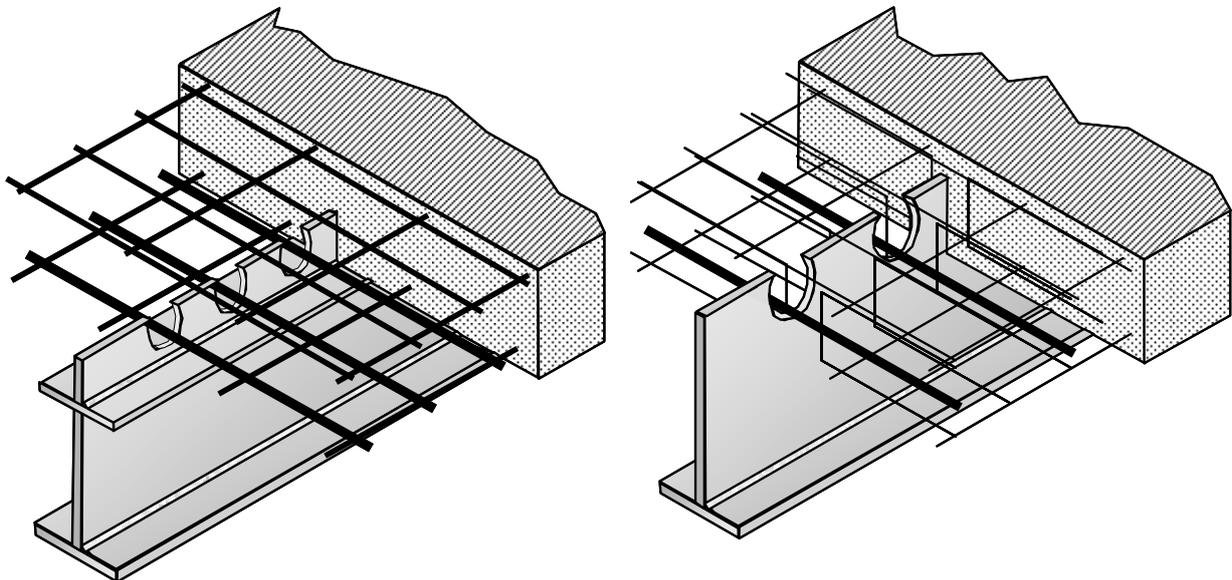


Bild 1.1: Aufgeschweißte Betondübelleiste.

Bild 1.2: Perforiertes Stahlprofil.

Auf der Grundlage versuchsgestützter Bemessungsmodelle können die Tragfähigkeiten von Betondübeln zuverlässig angegeben werden. Unter vorwiegend ruhender Belastung lag eine experimentelle Grundgesamtheit von über 100 einzelnen Versuchen vor. Als wesentliche Einflussfaktoren gingen neben den Materialfestigkeiten die geometrische Gestalt der Ausnehmung und die Bewehrungsmenge in der Ausnehmung in die Berechnungsgleichungen ein. Für die baupraktische Anwendung können die Bemessungsformate den bauaufsichtlichen Zulassungen für die Perfobondleiste /3/ und für die Kombi-Verdübelung /4/ entnommen werden. Anhand der umfangreichen experimentellen und mechanischen Untersuchungen aus /1/ und /2/ konnte ein zuverlässiges Bemessungskonzept für vorwiegend ruhende Lasten entwickelt werden, das für alle bekannten Betondübelarten gültig ist.

Basierend auf diesem Kenntnisstand konnte für die Betondübeltechnologie ein Einsatzspektrum im üblichen Hochbau erschlossen werden. Das Ermüdungsverhalten von Betondübeln war jedoch noch weitgehend ungeklärt. Für einen universellen Einsatz der Betondübeltechnologie kommt daher der aussagekräftigen Kenntnis des Ermüdungsverhaltens und - daraus abgeleitet - der Entwicklung eines praktikablen Nachweisverfahrens eine zentrale Bedeutung zu.

1. Einleitung

Untergliedert in die beiden Grenzzustände bedeutet dies, dass für zyklisch beanspruchte Betondübel sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet sein müssen. Da nur wenige Tastversuche im Bereich der Ermüdung von Betondübeln vorlagen, war die Feststellung der wesentlichen Einflussparameter und deren Quantifizierung ein erster wesentlicher Untersuchungsschritt. Die Analyse dieser einzelnen Parameter konnte aufgrund des hohen finanziellen Aufwands nur an „kleineren“ Push-Out-Versuchen, wie sie der Eurocode 4 Abschnitt 10 /5/ zur versuchsgestützten Bemessung von Verbundmitteln vorsieht, durchgeführt werden. Da die Betondübel letztlich in Verbundträgern mit nichtlinearem Tragverhalten eingesetzt werden, war es erforderlich, die gewonnenen Erkenntnisse an den Scherversuchen durch einzelne großmaßstäbliche Trägerversuche zu validieren. Aus den Resultaten dieser Versuchsanordnungen - ergänzt durch Berechnungen und vervollständigt um Erkenntnisse aus der Materialermüdung - wurden die Mechanismen eines zyklisch beanspruchten Betondübels innerhalb der Bandbreite der spezifischen Parametern erforscht. Die Problemstellung erstreckte sich dann nicht mehr alleine auf die Nachweisführung der Betondübel auf Ermüdung, sondern auch auf die Frage, inwieweit die Ermüdungsbeanspruchung das Tragverhalten der Betondübel beeinflusst. Denn durch die wiederholten Beanspruchungen kann die Dübelnachgiebigkeit zunehmen, womit auch auf die Entwicklung von Näherungsfunktionen zur ingenieurgemäßen Abschätzung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Verbundfuge auf das Verformungsverhalten im Gebrauchszustand eingegangen werden musste.

1.3 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

In der vorliegenden Arbeit wurden wesentliche Kriterien zur Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Betondübeln diskutiert und geklärt. Schwerpunkt der Untersuchungen bildeten ermüdungsbeanspruchte Scher- und Trägerversuche, von denen bereits ausreichende theoretische und versuchstechnische Erkenntnisse unter vorwiegend ruhender Beanspruchung vorlagen.

Aufbauend auf experimentelle Untersuchungen an Scherversuchen - Push-Out-Versuchen - wurde die Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln für Verbundkonstruktionen in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussparameter untersucht. Dabei mussten die bereits identifizierten Parameter, die das Trag- und Verformungsverhalten unter vorwiegend ruhender Beanspruchung beeinflussten (Bild 1.3), wie z. B. die Materialeigenschaften, die Aussparungsgeometrie und der Bewehrungsrad in der Dübeleinflusszone hinsichtlich ihrer Auswirkungen bei zyklischer Belastung neu bewertet werden. Zusätzlich mussten die Parameter die aus der Ermüdungsbeanspruchung der Betondübel resultieren (Bild 1.4) hinsichtlich ihres Einflusses beurteilt werden.

Die experimentellen Untersuchungen wurden durch numerische Simulationen ergänzt. Die Rechenmodelle wurden dazu an den statischen Versuchsergebnissen kalibriert. Die Simulationen trugen dazu bei, den Versagensmechanismus zu erforschen und Grenzwerte zur Ermüdungsfestigkeit festzulegen.

1. Einleitung

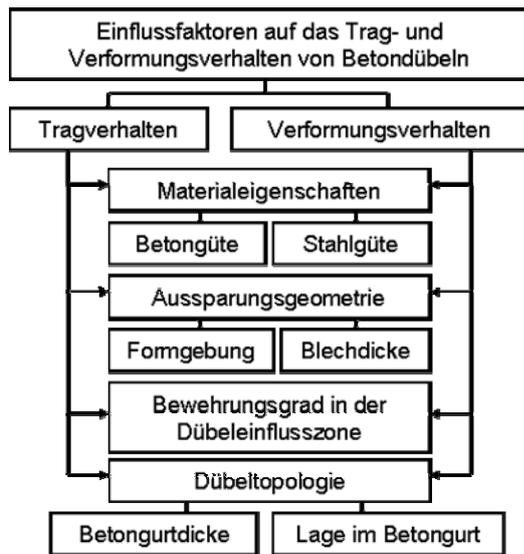


Bild 1.3: Einflussfaktoren bei vorwiegend ruhender Beanspruchung [2].

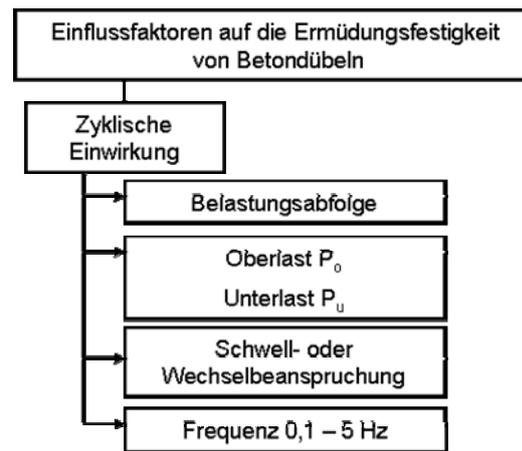


Bild 1.4: Einflussfaktoren bei vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung.

Die experimentellen Untersuchungen umfassten Push-Out- und Trägerversuche. Die Vorteile der Push-Out-Tests liegen im Vergleich zu den Trägerversuchen in der einfacheren und preiswerteren Herstellung und in der eindeutigeren Auswertung.

Push-Out-Versuche liefern grundlegende Erkenntnisse zur Schubsicherung innerhalb der Verbundträger mit der duktilen Verdübelung durch Betondübel und ihrem nichtlinearen Tragverhalten. Um insbesondere die Versagensvorgänge mit trägerspezifischen Einflüssen, wie z. B. die Dübelnachgiebigkeit, die Verteilung der Dübelkräfte über die Trägerlänge und das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen entlang der nicht ruhend beanspruchten Verbundfuge besser nachvollziehen und beschreiben zu können, wurde außer der lokalen Betrachtung am einzelnen Betondübel auch das globale Tragverhalten von Verbundträgern unter vorwiegend nicht ruhender Belastung analysiert. Hier waren einerseits die Anordnung der Verbundmittel über die Trägerlänge und andererseits die Lage der Dübel im positiven, bzw. negativen Momentenbereich von Bedeutung. Es wurden insgesamt acht großmaßstäbliche Trägertests, je vier im positiven Momentenbereich (Beton in der Druckzone - ungerissener Beton) und vier im negativen Momentenbereich (Beton in der Zugzone - gerissener Beton) durchgeführt und analysiert.

Aus den Ergebnissen der Scher- und Trägerversuche wurden Ermüdungsfestigkeiten ermittelt, die in Verformungs-Lastspielzahldiagrammen mit logarithmischem Maßstab dargestellt und unter Verwendung statistischer Methoden ausgewertet wurden. Durch die Trägerversuche wurde die gegenseitige Beeinflussung von lokalen und globalen Effekten ($\Delta\tau$ & $\Delta\sigma$) im Aussparungsbereich bewertet. Abschließend wurde für den praktischen Einsatz ein experimentell abgesichertes Nachweiskonzept zur Beschreibung der Betriebsfestigkeit von Betondübeln abgeleitet. Dabei wurden auch die Nachweisgrenzen für den praktischen Einsatz herausgearbeitet.

In diesem Zusammenhang war es einerseits erforderlich, zur Abschätzung der Grenzwerte der zyklischen Beanspruchbarkeit ein geeignetes Verfahren zur Prävention von Ermüdungsschäden zu realisieren, andererseits musste im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der von der Lastspielzahl abhängige Fortschritt der Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern untersucht werden. Diese Fragestellung gewann unter dem Gesichtspunkt der Abschätzung einer von der Lastspielzahl abhängigen Trägerdurchbiegung an Bedeutung.

1. Einleitung

Neben der Festlegung von ermüdungsresistenten Beanspruchungsgrenzen der Betondübelvarianten war die Ermittlung der Resttragfähigkeit nach einer Ermüdungsbeanspruchung ebenfalls von zentraler Bedeutung und wurde daher stets in die Analysen mit einbezogen. Denn sollte die statische Tragfähigkeit nach einer zyklischen Belastung nicht mehr gegeben sein, wäre es nicht legitim die Nachweise für die Ermüdung und die Tragfähigkeit zu trennen. Arrondierend wurden im Hinblick auf die Beanspruchungsmöglichkeit Einbaulage und Herstellungstechnik wirtschaftlich-effektive Betondübel, neu entwickelt und nach statischen Betrachtungen ebenfalls erste Untersuchungen im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit durchgeführt.

Zusammenfassend erfolgte die Umsetzung der Ziele dieser Arbeit durch die folgenden übergeordneten Aspekte, wie die Erforschung des Ermüdungsverhaltens eines einzelnen Betondübels mit der Intention der Herleitung eines Ermüdungsnachweises für Betondübel. Die zyklischen Belastungen bewirkten Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton. Das sich hieraus ergebende Umlagerungspotenzial in der Verbundfuge wurde analysiert. Zur Nachweisführung der Ermüdung wurde ein allgemeingültiges Konzept für zyklisch beanspruchte Betondübel aufgestellt. Für den Nachweis im Gebrauchszustand zyklisch belasteter Betondübel wurden Berechnungsregeln für den Schlupffortschritt zur ingenieurmäßigen Abschätzung des Einflusses der Dübelnachgiebigkeit auf die fortschreitende Trägerdurchbiegung hergeleitet. Zur Bewertung der statischen Tragfähigkeit nach einer zyklischen Vorbelastung wurden die theoretischen Tragfähigkeiten ermittelt. Schließlich wurden - abgeleitet aus den gewonnenen Erkenntnissen - Empfehlungen und Hinweise zur konstruktiven Durchbildung erarbeitet.

Die vorliegende Arbeit klärt das Ermüdungsverhalten von Betondübeln innerhalb des Versuchsspektrums. Die Kernpunkte lagen dabei nicht auf Seiten der Bauwerksbelastung, sondern in den Bereichen der Übertragungsfunktion zur Bestimmung der ermüdungswirksamen Spannungen der Betondübel. Denn anhand dieser separierten ermüdungswirksamen Spannungen wurde ein allgemeingültiges Nachweisformat für zyklisch beanspruchte Betondübel erarbeitet, das die Gebrauchsfähigkeit mit dem ermüdungswirksamen Verformungsverhalten einbezieht.

Für Verbundträger mit Betondübeln sind unterschiedliche Ausführungsvarianten möglich. Die analysierten Versuchsträger wurden daher auf die zuvor definierten Fragestellungen abgestimmt. Es wurden vorwiegend Betondübel mit den Aussparungsgrößen 70 mm, 100 mm und 150 mm analysiert. Um den allgemeinen Forderungen nach wirtschaftlichen Konstruktionstypen gerecht zu werden, wurden für den Baustahl Teilquerschnitte aus handelsüblichen Walzprofilen eingesetzt. Die Fertigung der bewehrten Betonplatten - mit Betongüten im baupraktischen Bereich von Normal- bis Hochleistungsbeton - erfolgte liegend und wurde in einem Guss hergestellt. Die vorliegenden Untersuchungen gelten für Betondübelreihen mit ausreichendem Abstand im Betongurt, so dass eine gegenseitige Beeinflussung auszuschließen war.

2. Stand der Wissenschaft

2. Stand der Wissenschaft und baupraktischer Regelungen

2.1 Stand der Normung

2.1.1 Übersicht der nationalen und europäischen Regelwerke für den Verbundbau

Derzeit ist es möglich, Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton sowohl auf der Grundlage nationaler Regelwerke als auch nach europäischen Regelwerken zu bemessen und auszuführen. Im Folgenden wurden unter Verbundkonstruktionen solche Bauteile verstanden, in denen Stahl und Beton durch Verbundmittel eine gemeinsame Tragwirkung erzielen. Verbunddecken mit vorwiegend ruhender und vorwiegend nicht ruhender Belastung werden in Deutschland durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Eine Übersicht der Regelwerke gibt Bild 2.1. Mit der endgültigen Einführung der nationalen Norm DIN EN 18800-5 /6/ wurden die alten nationalen Regelwerke für Verbundkonstruktionen, die auf einem globalen Sicherheitskonzept basieren, ersetzt.

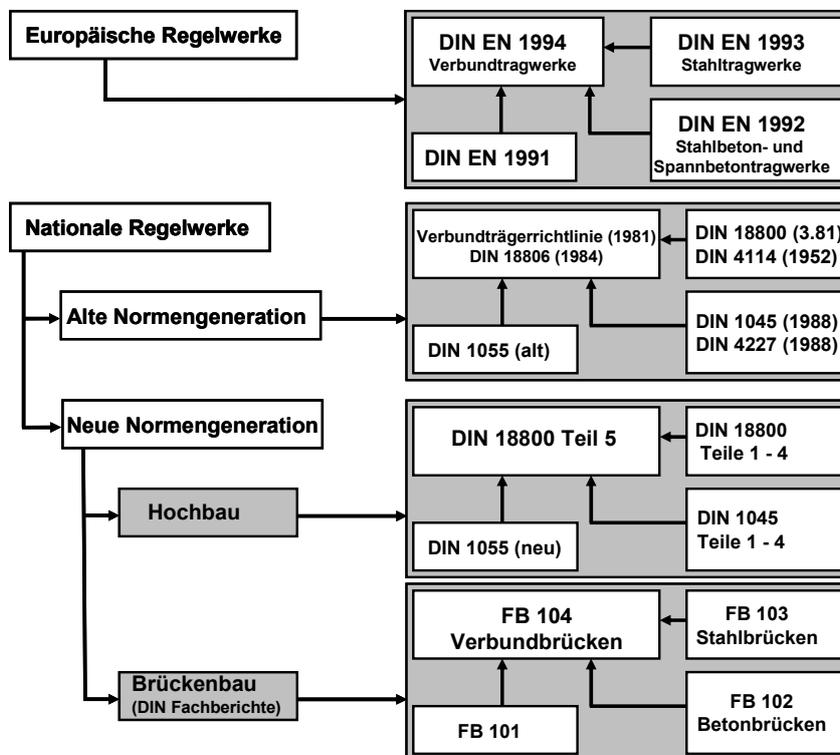


Bild 2.1: Übersicht über die gültigen Regelwerke für Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton.

2.1.2 Regelwerke für Verbundkonstruktionen

Im CEB-FIP Model Code 1990 /7/ sind übergeordnete Methoden der Nachweisführung im Grenzzustand der Ermüdung zusammengeführt. Diese Nachweismethoden gliedern sich in drei Nachweisalgorithmen:

Einem vereinfachten Nachweis, der einem Dauerschwingfestigkeitsnachweis mit der Einschränkung dahingehend ähnelt, dass die Zahl der Beanspruchungsschwingenspiele auf 10^8 begrenzt ist (Bild 2.2). Ein verfeinerter Nachweis basiert auf der Grundlage der Maximalbeanspruchung. Hierbei werden die Werte des Zeitfestigkeitsbereichs genutzt und gleichzeitig die Lastwechsel auf niedrigem Beanspruchungsniveau, die den größten Teil des Spektrums

2. Stand der Wissenschaft

ausmachen, eingearbeitet (Bild 2.3). Die dritte, aufwendigere aber auch realitätsnähere Variante ist ein Betriebsfestigkeitsnachweis auf der Grundlage eines Lastspektrums (Bild 2.4).

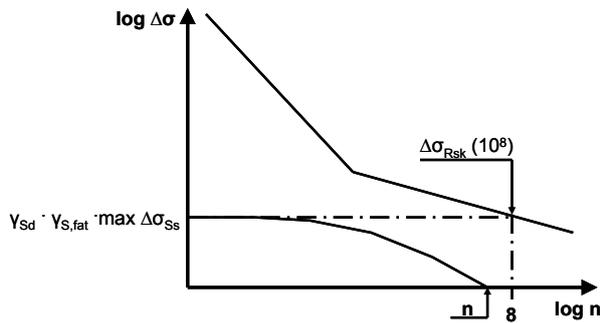


Bild 2.2: Vereinfachter Nachweis /8/.

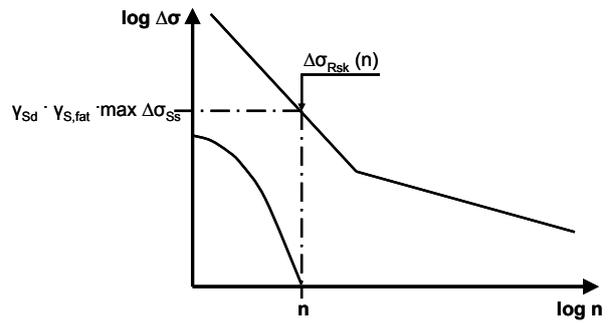


Bild 2.3: Nachweis auf Grundlage der maximalen Beanspruchung /8/.

Da zum Nachweis der Ermüdungsfestigkeit meistens weder Betriebslasten noch Lastmodelle für eine derartige Bemessung vorliegen, wird im Model Code vorgeschlagen, die häufige Lastfallkombination zu verwenden. Dabei wird vorausgesetzt, dass sehr hohe, aber selten auftretende Lastschwingbreiten nur wenig zur Schädigung des Tragwerks beitragen. Die Regelwerke DIN 1045-1: 2001-07 /9/ und

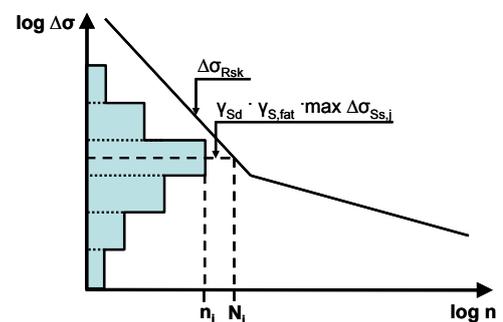


Bild 2.4: Nachweis auf der Basis einer Schädigungshypothese /8/.

EC 3 /10/ enthalten sowohl vereinfachte als auch explizite Nachweistypen. Hintergrund der Bewertung bilden in beiden Fällen material- und einwirkungsspezifische Wöhlerlinien. Zur Ermittlung eines typischen Spannungsschwingbreitenspektrums für verfeinerte Nachweise ist der Spannungs-Zeit-Verlauf infolge eines Belastungszykluses mittels eines anerkannten Zählverfahrens auszuwerten. Im Regelfall ist dies die Rainflow- oder Reservoirmethode in Verbindung mit der Schädigungshypothese von Palmgren-Miner. Nähere Erläuterungen zur Vorgehensweise finden sich in Kapitel 4 dieser Arbeit. Der Ermüdungsnachweis kann auf zwei Arten erfolgen. Zum einen mittels einer Schadensakkumulation durch Vergleich der aufsummierten Gesamtschädigung mit der ertragbaren Grenzschädigung und zum anderen durch Vergleich der einwirkenden schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite mit der Ermüdungsfestigkeit der Bezugsspannungszahl.

Zur Angabe der Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln werden die Grundlagen dieser Nachweise weiter entwickelt. In der DIN 1045 /9/ werden die Nachweise gegen Ermüdung für Beton und Stahl getrennt. Der vereinfachte Nachweis basiert auf einer Spannungs- bzw. Querkraftbeschränkung für die einzelnen Materialien. Zur Einordnung von Konstruktionsdetails sind im EC 3 /10/ Kerbfalltabellen enthalten. Ist eine Zuordnung nicht möglich, so sind die lokalen Bezugsspannungsschwingbreiten für den Ermüdungsnachweis zu verwenden. Zur Bestimmung der lokalen Bezugsspannungen, die als die größten Hauptspannungen im Grundwerkstoff am Schweißnahtübergang definiert sind, stehen Kerbfaktoren aus Formeln, Finite-Element Berechnungen oder Modellmessungen zur Verfügung.

2. Stand der Wissenschaft

2.1.3 Regelungen für Verbundmittel

Im EC 4 /5/ basiert der vereinfachte Nachweis der Verbundmittel auf der Grundlage von Spannungsschwingbreiten. Für die Bestimmung der auf zwei Millionen Lastwechsel bezogenen schadensäquivalenten Schubspannungsschwingbreite $\Delta \tau_E$ für geschweißte Kopfbolzendübel und andere Verbundmittel wird auf Kapitel 9 der DIN ENV 1993-2: 1997 verwiesen. Für Kopfbolzendübel werden davon abweichende Regelungen angegeben. Im Gegensatz zu Trägerbereichen, in denen der Stahlgurt unter der charakteristischen Lastkombination (NAD nicht-häufige Lastkombination) Druckspannungen aufweist, wird für die nicht-häufige Lastkombination unter Berücksichtigung der Verkehrslasten beim Auftreten von Zugspannungen im Stahlgurt die gleichzeitige Wirkung von $\Delta \tau_E$ im Schweißwulst der Kopfbolzendübel und $\Delta \sigma_E$ im Gurt des Stahlträgers neben den Einzelnachweisen auch eine Interaktionsbeziehung nachgewiesen. In der DIN 18800 Teil 5 /6/ ist die gleichzeitige Wirkung der Normalspannung im Obergurt des Stahlträgers und der Schubspannung im Schaft ebenfalls zu berücksichtigen. Die Nachweiskonzepte der DIN-Fachberichte beruhen auf den Berechnungsgrundlagen der entsprechenden europäischen Normen. Im Gegensatz zu den bisher gültigen Normen wird hier auch für Straßenbrücken ein Ermüdungsnachweis erforderlich. In der Verbundträgerrichtlinie wird unter dem Gliederungspunkt Dauerfestigkeitsnachweis lediglich darauf hingewiesen, dass dieser nach den Bestimmungen für den jeweiligen Anwendungsbereich zu erfolgen hat. Die Zulassungen für die Perfobondleiste (bis 21. Juli 1996) /3/ und der Kombi-Verdübelung (bis 30.06.2005) /4/ erlauben die Verwendung der Betondübelvarianten bei vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung nur zum Anschluss von Stahlbetondruckgurten. Für die Perfobondleiste war die Anwendung für Eisenbahnbrücken generell nicht vorgesehen. In beiden Zulassungen war der Rechenwert der Tragfähigkeit auf Schub für Brücken und andere Bauwerke unter nicht vorwiegender ruhender Belastung in Anlehnung an die Regelungen für Kopfbolzendübel auf 2/3 zu reduzieren.

2.2 Forschungsvorhaben zur Ermüdungsfestigkeit

Der Nachweis gegen Ermüdungsversagen lässt sich prinzipiell - ebenfalls wie für einen statischen Nachweis - in drei Stufen untergliedern:

- Zusammenstellung der ermüdungsrelevanten *Bauwerksbelastungen*,
- Ermittlung der lokalen Beanspruchungen des betrachteten Bauteils mit geeigneten *Übertragungsfunktionen*,
- Gegenüberstellung von lokalen Beanspruchungen und den durch die *Materialeigenschaften* definierten Beanspruchbarkeiten.

Jeder dieser Bereiche greift direkt in die Betriebsfestigkeit ein und muss daher in die Gesamtbetrachtung mit einbezogen werden. Die nachfolgenden Ausführungen behandeln vorwiegend die Übertragungsfunktion und die Beanspruchbarkeiten zyklisch belasteter Betondübel. Zu dem Bereich der Bauwerksbelastung wird auch auf die umfangreiche Literatur verwiesen (Beispiele unter 2.2.1).

2.2.1 Zur Bauwerksbelastung

Grundlage eines Ermüdungsnachweises bilden die Belastungen. Werden diese nur unzureichend genau erfasst, kann auch ein ansonsten zuverlässiges Konzept zum Nachweis der Betriebsfestigkeit nur unzureichende Ergebnisse liefern. Die größte Unsicherheit für einen Nachweis gegen Ermüdung liegt demnach vorwiegend auf Seiten der Bauwerksbelastung und nicht auf Seiten des eigentlichen Ermüdungsnachweises. Die Bauwerksbelastungen ergeben sich aus den nicht ruhenden Gebrauchslasten. Diese haben meist einen stochasti-

2. Stand der Wissenschaft

schen Charakter und die Schwierigkeit besteht darin, die Verteilung der Lasten für ein Bauteil über seine geplante Lebensdauer zu prognostizieren. Als Hilfestellung stehen diverse Verkehrslastmodelle und zahlreiche Veröffentlichungen zu deren Erarbeitung und Entstehung zur Verfügung (/11/, /12/, /13/, /14/, /15/, /16/ und /17/). Zur besseren Abschätzung und zur Erzeugung synthetischer Verkehrslastkollektive wurden offene Programmsysteme wie Verkehr /18/ und Monitoring unterstützte Methoden /19/ entwickelt. Damit können auch künftige Fahrzeugtypen erfasst und neue Verkehrslastkollektive erzeugt werden.

2.2.2 Zur Übertragungsfunktion

Die Übertragungsfunktion ermöglicht die Ermittlung von lokalen Beanspruchungen anhand von globalen, betriebsfestigkeitsrelevanten Bauteilbelastungen. Für die Ermittlung von Dübelkräften werden drei Methoden unterschieden:

- Die Dübelkraftbestimmung nach der elementaren Statik,
- die Ermittlung der Dübelkräfte mittels Differentialgleichungen
- und die Berechnung mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente.

Die Methode der elementaren Statik kann nach EC 4 /5/ unter bestimmten Voraussetzungen als Übertragungsfunktion für Kopfbolzendübel dienen. So kann Gl. (2.1) nur zur Berechnung der auftretenden Dübelkräfte unter der Annahme eines vollständigen Zusammenwirkens der Teilquerschnitte (starrer Verbund) angewandt werden.

$$T = \frac{V_z \cdot S_{(z)}}{I_y} [\text{kN/m}] \quad \text{Gl. (2.1)}$$

Bleibt die Rissbildung im Betongurt unberücksichtigt, dann ist dies eine einfache Methode zur näherungsweise Berechnung der tatsächlich auftretenden Schubkräfte. In /6/ und /20/ werden zudem Formeln und Hinweise für den Fall eines starren Verbundes angegeben, um die Rissbildung und das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen berücksichtigen zu können. Die Anwendung für ermüdungsbeanspruchte Betondübel setzte allerdings auch eine von der Lastspielzahl unabhängige Dübelkraftverteilung voraus.

Es gibt zahlreiche Arbeiten, die Differenzialgleichungssysteme im Verbundbau anwenden. So werden z. B. in /18/ Lösungen für „Einfeldträger mit exzentrischer Einzellast bei abschnittsweise unterschiedlichen Dübelsteifigkeiten“ vorgestellt. In /21/ wird das Differenzialgleichungssystem des elastischen Verbundes zur Ermittlung der Dübelkräfte dargelegt, in das lineare Dübelkennlinien implementiert werden können. Die Lösung von Differentialgleichungen kann bei Berücksichtigung von mehreren Rand- und Übergangsbedingungen schnell komplex werden. Die Anwendung von Differentialgleichungen zur Beschreibung des Verhaltens von ermüdungsbeanspruchten Betondübeln erscheint aber aus einem anderen Grund nicht sinnvoll: Die Versuche haben gezeigt, dass durch den fortschreitenden Schlupf bedingt (Kapitel 5), die Steifigkeitsverhältnisse der Betondübel bei Verbundträgern zum einen über die Trägerlänge und zum anderen über die Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel variierten.

Die Methode der Finiten Elemente wurde in dieser Arbeit im Zusammenhang mit dem Örtlichen Konzept angewandt, um geeignete Übertragungsfunktionen zu ermitteln. Die Gründe für diese Entscheidung, das Vorgehen und die Randbedingungen, werden in den separaten Kapiteln 4 und 6 behandelt.

2.2.3 Forschungsvorhaben im Bereich des Verbundbaus

Der überwiegende Teil der Forschungsarbeiten zur Betriebsfestigkeit im Verbundbau beschäftigt sich mit dem Verbundmittel Kopfbolzendübel. Um Erfahrungen hieraus für die Untersuchungen der Betondübel nutzen zu können, werden relevant erscheinende Erkenntnisse kurz zusammengefasst.

Roik und Holtkamp berichten in /22/ von Untersuchungen mit Kopfbolzendübeln in Vollplatten und konnten dabei u. a. Folgendes feststellen:

- Eine hohe Oberlast führt zu einer unmittelbaren Schädigung des Betons im Bereich des Schweißwulstes eines Kopfbolzendübels. Unterschreitet die Oberlast 60 % der statischen Tragfähigkeit, tritt dieser Effekt in den Hintergrund.
- Wechselbeanspruchungen wirken sich bei gleichem ΔP auf die Lastspielzahl günstiger aus als Schwellbeanspruchung. Der Grund dafür ist, dass bei gleichem ΔP die Oberlast kleiner und dadurch die Druckbeanspruchung des Betons am Dübelfuß geringer ist.
- Mit steigender Betondruckfestigkeit steigt der Widerstand gegen Ermüdung.
- Wird der Beton am Dübelfuß querdruckbeansprucht, beispielsweise durch Vorspannung oder Querbiegung, so hat dies eine positive Auswirkung auf die Lebensdauer.
- Nennenswerte Beanspruchungen des Flansches durch Zugnormalkräfte reduzieren die Ermüdungsfestigkeit und führen zu einer $\Delta\tau$ - $\Delta\sigma$ -Interaktion.
- Einflüsse von Rissen im Beton quer zur Kraftrichtung und die Dübelhöhe wirkten sich nicht signifikant auf das Ermüdungsverhalten aus.

Becker hat in seiner Arbeit /23/ Ermüdungsversuche an Scher- und Trägertests von Kopfbolzendübeln in profilierten Betongurten untersucht und Wöhlerlinien abgeleitet. Unter der Annahme eines starren Verbunds wird für den Nachweis das Nennspannungskonzept angewandt. Der beobachtete, bleibende Schlupf wurde durch die zunehmende Gefügeänderung des hochbelasteten Bereichs vor den Dübelfüßen erklärt. Im Gegensatz zur Verwendung von Kopfbolzendübeln in Vollplatten zeigten Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm (kurz: KD19) bei hohen Lastspielzahlen eine höhere Beanspruchbarkeit als dies für KD20 möglich war. In /24/ wurde mit einem Verweis auf Kretz /25/ dazu angemerkt, dass die Dübelnachgiebigkeit mit der Lastwechselzahl dabei nicht näher berücksichtigt wurde.

Für die Lebensdauervorhersage bei schwingender Beanspruchung wird in /26/ - einer Arbeit aus der Luft- und Raumfahrttechnik - die Lastspielzahl bis zum Bruch N_f in einen Anteil von Lastwechseln der Rissausbreitung ΔN und einen Anteil von Lastwechseln bis zum Anriss N_i (Gl. (2.2)) aufgespalten.

$$N_f = N_i + \Delta N \quad \text{Gl. (2.2)}$$

Diese Überlegung bedeutet im Umkehrschluss: Ist für ein Bauteil die Rissentstehung N_i der maßgebende Anteil und ΔN vernachlässigbar klein, dann wird auch die statische Resttragfähigkeit nach einer zyklischen Beanspruchung (im Weiteren kurz: Resttragfähigkeit) nahezu unabhängig von der Lastwechselzahl sein. Eine Entkopplung des statischen Nachweises und des Nachweises der Ermüdung ist damit möglich. Für Stahlbauteile hat sich herausgestellt, dass eine Trennung des statischen Nachweises und des Nachweises der Ermüdungsfestigkeit durchführbar ist, zumal ein Risszuwachs bei regelmäßiger Inspektion frühzeitig erkannt wird.

Für die Untersuchungen von ermüdungsbeanspruchten Kopfbolzendübeln hat es in /18/ bereits Hinweise gegeben, dass die Risswachstumsphase den maßgebenden Teil der Lebensdauer ausmacht. In /27/ konnte dies im Zusammenhang von zyklisch belasteten Versuchen

2. Stand der Wissenschaft

mit Kopfbolzendübel \varnothing 22 mm (kurz: KD22) bestätigt werden. Hanswille /28/ hat zudem Ergebnisse der Resttragfähigkeit von Kopfbolzendübeln präsentiert, wonach die Resttragfähigkeit mit der Lastwechselzahl abnimmt. Oehlers hat eine Vielzahl von Untersuchungen mit Kopfbolzen durchgeführt (z. B. /29/, /30/ und /31/). Er stellte durch systematische Versuchsergebnisse für KD13 /32/ ebenfalls einen linearen Abfall der Resttragfähigkeit mit der Anzahl von Schwingspielen fest und entwickelte ein Bemessungskonzept, das von der bisherigen Trennung des Nachweises der statischen Tragfähigkeit und des Nachweises der Ermüdung unter nicht ruhenden Einwirkungen absieht.

Gesella /33/ entwickelte eine Berechnung der Ermüdung der Kopfbolzendübel, genauer eine Berechnung des Rissfortschritts, die ebenfalls vom maßgebenden Risswachstum und nicht durch die Rissinitiierung ausgeht. Er leitet dies aus den Beobachtungen von Trägerversuchen, bei denen ein Versagen bei Veränderung des Differenzschlupfes (Δs) eintritt, ab. Die Beaufschlagung des gemessenen Schlupfes aus den Großversuchen auf Push-Out-Versuche liefert ein Abfallen der Last. Hieraus wird eine Kraftumlagerung im Träger gefolgert. In Abhängigkeit des Differenzschlupfes werden aus Push-Out-Tests da/dN -Abhängigkeiten (Steigungen von Riss/Lastwechsel) aufgestellt. Für die Verformungsberechnung wird ein vereinfachter tri- (bei Wechselbeanspruchung) bzw. bilinearer Ansatz (bei Druckschwellbelastung) aufgestellt. Dieser Ansatz, implementiert in die FE-Rechnung, liefert eine gute Näherung zu dem DGL-System ohne plastischen Schlupf. Unter Kenntnis der so ermittelten Schlupfgrößen lässt sich dann die Rissfortschrittsrate ermitteln. Mit dem bruchmechanischen Konzept wird ein unterer Schwellenwert Δs definiert, bei dem es zu keinem Rissfortschritt kommt und somit der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, der Tragfähigkeit und der Ermüdung unabhängig voneinander geführt werden können.

2.3 Stand der Wissenschaft für Betondübel

2.3.1 Münchner Versuche

Seit 1992 wurden an der Universität der Bundeswehr München experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Betondübeln durchgeführt. Eine erste wesentliche Grundlage zum Tragvermögen und dem Verformungsverhalten lag mit der Dissertation von Wurzer /1/ vor. Diese Arbeit wurde fortgeführt und weiterentwickelt, so dass Zapfe /2/ letztlich auf einer experimentellen Grundgesamtheit von 102 Push-Out-Versuchen ein statistisch abgesichertes Bemessungskonzept zur Dimensionierung von Betondübeln unter vorwiegend ruhender Belastung herleiten konnte. Das effiziente und wirtschaftlich interessante Konzept der Verbundsicherung mit Betondübeln war damit hinsichtlich der statischen Tragwirkung experimentell und theoretisch hinreichend erfasst. Die hierzu entwickelten Versagenskriterien werden nachfolgend kurz beschrieben:

2.3.1.1 Statische Versagenskriterien

Das von Wurzer entwickelte und von Zapfe ergänzte Berechnungsverfahren gliedert sich in drei Versagenskriterien. Sie wurden in Anlehnung an mechanische Modelle zur Beschreibung der Versagensformen entwickelt. Das Betondübelmodell basiert auf der ertragbaren Teilflächenpressung des Betons unter mehrachsiger Beanspruchung. Der Betondübel wurde in zwei Zonen aufgeteilt (Bild 2.5): In die Zone A, den hoch beanspruchten Bereich, in dem ein nahezu hydrostatischer Spannungszustand herrscht und in Zone B, den Lastausbreitungsbereich, in dem senkrecht zur Ausbreitung der Druckkomponenten Zugspannungen entstehen, die durch die Bewehrung im Betondübel und im umliegenden Bereich aufgenommen werden. Die Betondübelhöhe, an der sich die Kontaktfläche der Zone A ausbildet, wurde

2. Stand der Wissenschaft

als linearer Faktor berücksichtigt. Die Eingrenzung der ertragbaren Teilflächenpressung erfolgte durch die Versagensformen des Spaltens /34/ und des Ausbruchs /35/ (Bild 2.6). Die im Diagramm angegebenen Werte A_0 / A_1 sind das Flächenverhältnis und der bezogene Bruchspannungswert $f_{cc}^* / f_{cm,cube}$. Zur Berechnung des Spaltens ist das Verhältnis von Probekörperoberfläche A_0 zur Lastfläche A_1 bis zu einem Übergangspunkt von ca. $A_0 / A_1 \approx 300$ ausschlaggebend (Gl. (2.3)). Ab diesem Wert ist die in der Lasteinleitungsfläche ertragbare Teilflächenpressung unabhängig von dem Flächenverhältnis A_0 / A_1 . Der dann maßgebende Fall des grundbruchartigen Betonausbruchs errechnet sich nach Gl. (2.4). Die ertragbaren Teilflächenpressungen f_{cc}^* können dann den 12,5-fachen Wert der einachsigen Betondruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ betragen.

Spalten:
$$f_{cc}^* / f_{cm,cube} = \sqrt{A_0 / A_1} \quad \text{Gl. (2.3)}$$

Betonausbruch:
$$f_{cc}^* / f_{cm,cube} = 12.5 \cdot \sqrt{40 / f_{cm,cube}} \quad \text{Gl. (2.4)}$$

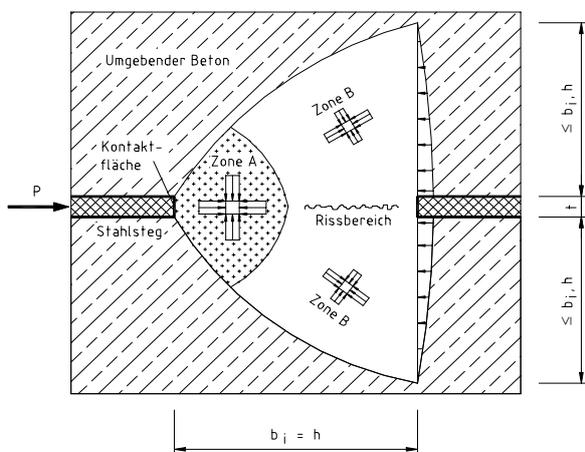


Bild 2.5: Beanspruchungsbereiche nach Wurzer /1/.

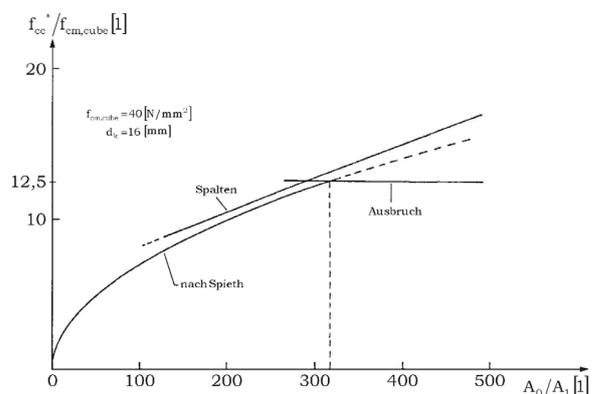


Bild 2.6: Ertragbare Teilflächenpressung /35/,/34/.

Das zweite Kriterium ist das Abscheren der Dübel. Das Versagen des Verbundmittels ist dabei auf ein zweischnittiges Abscheren des Betonkörpers zurück zu führen (Bild 2.7 & Bild 2.8). Die Blechdicke wurde hier mit t_w und die effektive Ausnehmungsbreite der Stegöffnung mit b_i bezeichnet. Es erfolgte eine Umrechnung der Beton- und Bewehrungsflächen in einen ideellen Betondübelquerschnitt. Die Scherspannung wurde in Abhängigkeit von der Dübelbreite b_i ermittelt. Um das Dübelabscheren auch für offene und größere Ausnehmungen zu vereinheitlichen, wurde ein Korrekturfaktor eingeführt. Auf diesem Konzept basiert das Bemessungsverfahren in der aktuellen bauaufsichtlichen Zulassung für die Kombiverdübelung /4/.

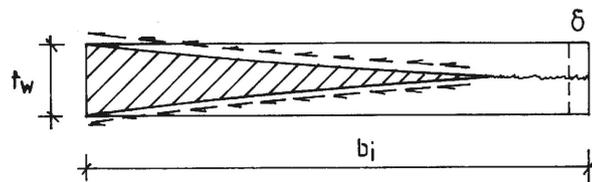
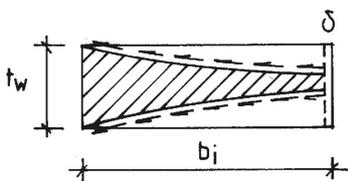


Bild 2.7: Idealisierte Scherflächen aus /2/. Bild 2.8: Idealisierte Scherflächen für größere Dübel.

Das dritte Kriterium entstand aus der Beobachtung von schollenartigen Ausbrüchen des Betons bei randnahen Dübeln (Bild 2.9). Die theoretische Herleitung beschreibt das Versagen der Querkontraktionsbehinderung, welche den quasi hydrostatischen Spannungszustand sicherstellt und markiert damit neben den zuvor aufgezeigten Beanspruchungsgrenzen einen

2. Stand der Wissenschaft

weiteren Grenzzustand der Tragfähigkeit von Betondübeln (Bild 2.10). In der hochbeanspruchten Prozesszone der Betondübel stützen sich schräge Druckstreben ab und sorgen für einen komplexen Spannungs- und Verzerrungszustand in dessen Folge bei Überschreiten der Materialfestigkeiten das schollenartige Ablösen der Betondeckung am Dübelfuß auftrat. Da das schollenartige Ablösen des Betons einem Durchstanzkegel ähnelte, orientierte Zapfe in /2/ aufbauend auf dem Schubwiderstand die Grenze der Dübeltragfähigkeit beim Auftreten dieses Versagenszenarios an den Formulierungen zum Durchstanzen. Es ist darauf hinzuweisen, dass mit dieser Vorgehensweise die Betondübeltragfähigkeit am Widerstand des Betongurts zur Aufrechterhaltung des dreidimensionalen Spannungszustandes orientiert wurde, eine Gleichsetzung der Tragfähigkeit des Ausstanzkegels mit der Beanspruchbarkeit allerdings nicht statthaft ist.



Bild 2.9: Ausbruchkegel am zerlegten Versuchskörper /2/.

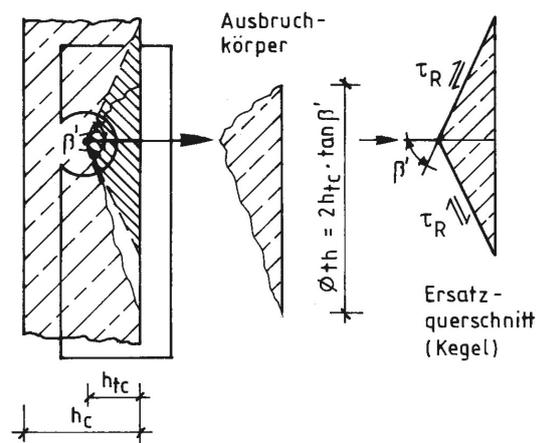


Bild 2.10: Idealisierung des Ausbruchkörpers als Hilfsmittel zur Ableitung eines Berechnungsverfahrens /2/.

Die aufgezeigten Kriterien zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeit setzen voraus, dass der Stahlkörper zwischen zwei Betondübeln ausreichend abschersicher dimensioniert ist. Diese Bedingung wird als erfüllt angesehen, wenn die Schubtragfähigkeit des kleinsten Stahlquerschnitts zwischen zwei benachbarten Ausnehmungen der Forderung $\tau_{Rd} \leq f_{y,d} / \sqrt{3}$ genügt.

2.3.1.2 Zusammenfassung des Bemessungsmodells zur statischen Tragfähigkeit

Die Anwendungsgrenzen des Bemessungsmodells für Betondübel sind am experimentellen Spektrum orientiert. Daraus ergeben sich als Grenzabmessungen für Betondübel:
 $35 \leq h_d \leq 135 \text{ mm}$ und $h_d / b_i \leq 1$.

Aus der Überlegung zum Mindestabstand der Betondübel, dass der Schubwiderstand des vorhandenen Blechquerschnittes zwischen zwei Dübeln größer als die ertragbare Dübelkraft sein muss, wird ein Abscheren des Bleches zwischen zwei benachbarten Dübeln verhindert. In Bezug auf die Betongüte können die Festigkeitsklassen nach den gültigen nationalen und europäischen Normen abgedeckt werden. Eine zusammenfassende Übersicht des Bemessungskonzepts für Betondübel ist in Tabelle 2.1 angegeben. Die zugehörigen geometrischen Größen sind Bild 2.13 zu entnehmen.

Die Berechnung der Last-Verformungs-Charakteristik in Tabelle 2.1 erfolgt nach /2/ auf Grundlage einer Auswertung von 102 Versuchswerten. Wie Bild 2.11 exemplarisch für einige Versuche zeigt, zeichnete sich bei einer logarithmischen Skalierung des Schlupfes ein nahe-

2. Stand der Wissenschaft

zu linearer Zusammenhang zwischen Last und Schlupf im Bereich von 1,0 mm bis δ_{\max} ab. Mit der Indizierung δ_1 bei 1,0 mm Schlupf und der zugehörigen Laststufe P_1 ergab sich:

$$k = \frac{\log \delta_{\max} - \log \delta_1}{1 - P_1/P_{\max}} = \frac{\log \delta_{\max} - \log \delta_1}{\Delta P} \quad \text{Gl. (2.5)}$$

$$k \cdot \left(1 - \frac{P_i}{P_{\max}} \right) = \log \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_i} \right) \quad \text{Gl. (2.6)}$$

$$\delta_i = \frac{\delta_{\max}}{10^{k \cdot (1 - P_i/P_{\max})}} \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Die darin enthaltenen Größen δ_{\max} und ΔP wurden aus der experimentellen Grundgesamtheit empirisch abgeschätzt. Mit Bild 2.12 wurde die sich ergebende Korrelation einer theoretischen Last-Verformungs-Charakteristik gegenüber einer aus Versuchen ermittelten, veranschaulicht.

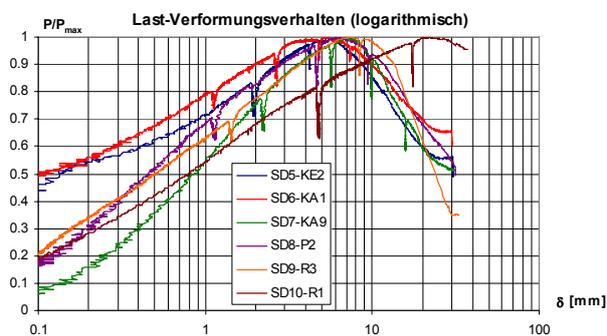


Bild 2.11: „Grundlage für die Verformungsberechnung“ aus /2/.

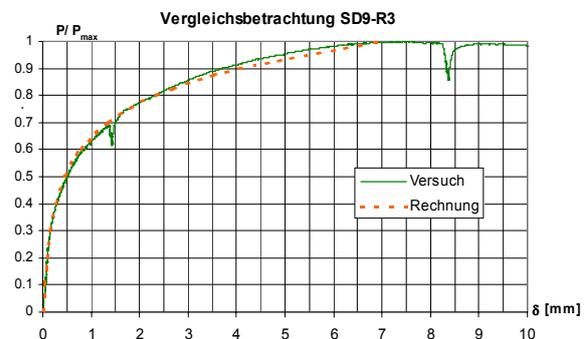


Bild 2.12: „Vergleich zwischen Rechnung und Versuch“ aus /2/.

2. Stand der Wissenschaft

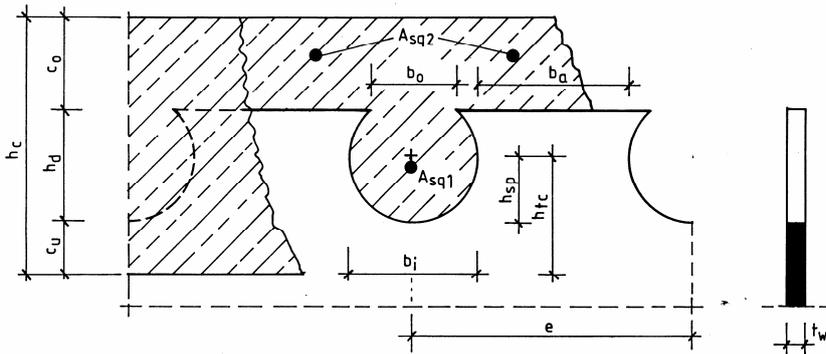


Bild 2.13: Bezeichnungen zum Bemessungskonzept für Betondübel /2/.

Dübeltragfähigkeit		
Teilflächenpressung	$P_{Rd1} = 72,7 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v}$	$\gamma_v = 1,25$
Ausstanzkriterium	$P_{Rd2} = 25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ mit: $\rho_i = 1 + (E_s/E_{cm} - 1) \cdot A_{sq1}/A_d$	
Abscherkriterium	$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ mit: $f_h = (1,2 - h_d/180) \leq 1$	
Mindestabstand	$\min e = b_i + P_{Rd} / (0,7 \cdot t_w \cdot f_{yd})$	
Bezeichnungen (Bild 2.13)	<ul style="list-style-type: none"> b_i effektive Ausnehmungsbreite der Stegöffnung b_o Öffnungsbreite der Ausnehmung b_a kleinste Breite des Stahlzahns t_w Blechedicke c_u Betondeckung unter dem Dübelfuß zur Berechnung von h_{tc} c_o Betondeckung über der Stegoberkante h_d Dübelhöhe A_d Betonquerschnittsfläche einer Aussparung h_{sp} Schwerpunktabstand der Dübelfläche vom Dübelfuß h_{tc} Höhe des Ersatzkegels ($h_{tc} = h_{sp} + c_u$) f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{ctk} Charakteristische Zugfestigkeit des Betons e Schwerpunktabstand zweier Betondübel in Kraftrichtung 	
Querbewehrung	$A_{sq} = 0,5 \cdot P_{Rd} / f_{yd} = (A_{sq1} + A_{sq2})$	
Duktilität	$\delta_{uk} = \frac{1}{10} \cdot (0,64 \cdot (b_i + h_d) / \rho_i / \eta_c + 1/2 \cdot b_o)$ mit $\eta_c = \sqrt[4]{31,28 / f_{cm}}$	
Last-Verformungs- Charakteristik	$\delta_{max,k} = \frac{h_d \cdot \rho_i \cdot (b_i + 2 \cdot t_w)}{28,5 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \cdot t_w}$ $\Delta P_k = \frac{43,5 \cdot \rho_i \cdot f_{cm}^{-4/3}}{(1 + t_w / b_i)}$ $\delta_i = \delta_{max} / 10^{k \cdot \Delta P_k} \quad \text{mit } k = \frac{\log \delta_{max,k}}{\Delta P_k}$	
Anwendungsgrenzen	$35 \leq h_d \leq 135 \text{ mm}$ $h/b_i \leq 1$ Beton C 20/25 - C 70/85	

Tabelle 2.1: Bemessungsgrundlagen für das Bemessungskonzept für Betondübel /2/.

2. Stand der Wissenschaft

2.3.1.3 Zyklische Tastversuche

Für die statische Beanspruchung liegt ein zuverlässiges Bemessungskonzept vor, das für alle bekannten Betondübelarten gültig ist und ein Einsatzspektrum im üblichen Hochbau ermöglicht. Es fehlt allerdings eine allgemeingültige Formulierung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln, so dass die im Hochbau wirtschaftlich einsetzbare Verbundvariante im Industrie- und Brückenbau bisher lediglich bei einem Pilotprojekt, der Brücke Pöcking /36/, mit einer Zustimmung im Einzelfall zur Anwendung kam. Um die Methode der Verbundsicherung mit Betondübeln auch auf den Bereich von Brücken- und Industriebauwerken auszuweiten, wurden mit /2/ bereits erste experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten der Betondübel durchgeführt. Aufgrund einer begrenzten Möglichkeit von Versuchen gegenüber einer großen Anzahl von geometrischen und werkstoffspezifischen Einflussfaktoren, wurde das Variationsspektrum auf einzelne Entwurfsparameter beschränkt. So konnten hier lediglich mittlere Betondübel mit einer Ausnehmungsbreite von 70 mm mit einheitlichen Plattendicken von 180 mm und Stahlstegdicken von 10 mm untersucht werden. Der bedeutsamste Variationsparameter war die Aussparungsform. Die Betondeckung des Betondübelgrundes c_u alternierte zwischen 20 mm und 25 mm und die Bewehrung im Betondübel zwischen \varnothing 10 mm und \varnothing 12 mm. Bedingt durch die Herstellung bewegte sich die Betondruckfestigkeit f_{cm} zwischen 22.7 N/mm² und 32.7 N/mm².

Anhand der Ergebnisse dieser ersten Tests zeichnete sich ein als günstig zu bewertendes Ermüdungsverhalten von Betondübeln ab. Einige wenige Push-Out-Körper zeigten erst bei Oberlasten weit über dem Gebrauchslastniveau Schädigungen aus zyklischer Beanspruchung. Die meisten Versuche übertrafen, nach den angestrebten zwei bis sieben Millionen Lastwechseln ohne erkennbaren Schaden, die mittlere theoretische Tragfähigkeit. Es wurde hier bereits erkannt, dass mit der Lastzyklenzahl ein Schlupffortschritt einhergeht. Eine detaillierte Protokollierung der Versuchsdaten wird daher in Kapitel 5.2 vorgenommen.

2.3.2 Sichtung in der Literatur beschriebener Versuche

In der Literatur existieren bisher nur vereinzelte Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln. Aber selbst zur Ermittlung der quasistatischen Tragfähigkeiten hat sich, auch aufgrund der Dauer der Entwicklungsphasen von ersten Versuchen bis zur Ableitung eines allgemeingültigen Nachweisformats und teilweise parallel verlaufender Untersuchungen an diversen Forschungseinrichtungen, bis vor kurzem noch kein einheitlicher Berechnungsstandard durchgesetzt. In den Veröffentlichungen wurden die Beanspruchungsniveaus, die meist auf die theoretische quasistatische Beanspruchbarkeit bezogen werden, der auf Ermüdung getesteten Prüfkörper daher noch mit unterschiedlichen Methoden berechnet. Damit ein Bezug zwischen den Untersuchungen verschiedener Forschungsstellen hergestellt werden konnte, wurden die örtlichen Belastungen der Dübel einheitlich nach /2/ (Tabelle 2.1) ermittelt. Eine detaillierte Berechnung und Zusammenstellung der aus der Literatur bekannten Versuche mit Bildmaterial, wurde in /37/ vorgenommen.

2. Stand der Wissenschaft

2.3.2.1 Zyklisch belastete Push-Out-Versuche

In /38/ wurden drei Push-Out-Tests zur Perfobondleiste (Bild 1.1) beschrieben. Alle Versuche überstanden über 2,5 Millionen Lastwechseln ohne Dauerbruch auf Oberlastniveaus $\lambda_{o,z}$ (bezogene Oberlast im Verhältnis zur quasistatischen Beanspruchbarkeit) zwischen 0,35 bis 0,41. Mit den zyklischen Versuchen konnte gezeigt werden, dass sich nahezu keine relative Verschiebung zwischen Stahl und Beton infolge einer Dauerschwingbelastung einstellte, oder anders gesagt, dass eine nahezu schlupffreie Übertragung der Schubkraft bei zyklischer Beanspruchung vorlag. Wurde die Beanspruchung bis zur Traglast gesteigert, ging der anfänglich starre Verbund in einen nachgiebigen Verbund über.

Studnicka /39/ berichtete über drei Ermüdungsversuche mit Perfobondleisten. Die statischen Traglasten nach /2/ berechnet, lieferten ein Beanspruchungsniveau $\lambda_{o,z}$ zwischen 0,25 und 0,38. An einem Versuch wurde nach 808.000 Lastwechseln ein Stahlleistenanriss identifiziert. Mit einem weiteren Test wurden die angestrebten $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel übertroffen. Eine anschließende Überprüfung der Resttragfähigkeit lieferte nach dem Kriterium des Mindestabstandes der Betondübel nach /2/ nahezu den Versuchswert. Der dritte Versuch wies offensichtlich nach $1,909 \cdot 10^6$ Lastwechsel eine Schädigung auf, da er nicht als Durchläufer bezeichnet wurde. Auf die Art des Versagens wurde innerhalb des vorliegenden Berichts nicht näher eingegangen.

Song /40/ hat in seiner Arbeit fünf zyklisch belastete Push-Out-Versuche mit Perfobondleisten durchgeführt und überprüfte daran die Rechenergebnisse der Anrisslebensdauern mit dem Örtlichen Konzept. Die fünf Versuche zeigten, dass die Lebensdauer der Perfobondleiste entweder durch einen Ermüdungsbruch der Betondübel oder durch Rissbildung an der Stahlleiste bestimmt wird. Das Beanspruchungsniveau lag dabei durchschnittlich bei 80 % von P_{stat} . Bei niedrigen Betonfestigkeiten entschied das Verhalten der Betons die Lebensdauer der Betondübel. Überstieg die Gebrauchstragfähigkeit der Betondübel die Dauerfestigkeit der Stahlleiste (bei Verwendung höherfester Betone), dann wurde die Stahlleiste das maßgebende Bauteil. Die Dauerfestigkeit der Stahlleiste war unabhängig von der auf sie wirkenden Betondruckfestigkeit und kann durch Erhöhung der Leistendicke oder des Lochabstandes gesteigert werden. Der Vergleich von experimentellen und rechnerischen Ergebnissen zeigte, dass die Schädigungsbewertung auf Basis der Vergleichsspannungen mit den zugehörigen Verzerrungen eine zu niedrige Lebensdauer ergab. Die Hauptspannungen σ_1 und die zugehörige Hauptverzerrungen ε_1 zur Schädigungsbewertung waren für den Versuch V die geeigneten Parametergrößen.

In Aachen wurden Verbundmittel unter Verwendung von hochfesten Werkstoffen untersucht /41/. In diesem Zusammenhang wurden u. a. die an der Brücke Pöcking /36/ eingesetzte kontinuierliche Dübelform anhand von drei zyklisch belasteten Push-Out-Versuchen bis zwei Millionen Lastwechsel auf einem Oberlastniveau von $\lambda_o = 0,4$ mit der Amplitude $\Delta\lambda = 0,2$ getestet. Während der Belastung konnte bei keinem der Versuchskörper ein Versagen festgestellt werden. Zwei der Versuche wurden nach der zyklischen Belastung auf ihre Resttragfähigkeit hin überprüft und erreichten trotz Vorbelastung die quasistatischen Tragfähigkeiten von statischen Referenzversuchen. Nach der zyklischen Belastung wurde ein Versuchskörper aufgesägt. Hier konnte am Fuß der Ausrundung beginnend ein Riss identifiziert werden. Zur Abschätzung der Ermüdung wurden mittels der Bruchmechanik Beanspruchungsgrenzen für Initialrisse abgeleitet, bei denen kein Rissfortschritt zu erwarten war. Die Größe der Initialrisse hing von der Rauigkeit des Brennschnitts ab. Allerdings galt das Verfahren nur im line-

2. Stand der Wissenschaft

ar-elastischen Bereich. Für die in diesem Bereich durchgeführten experimentellen Untersuchungen entsprach dieses maximale Limit einer bezogenen Oberlast von $\lambda_0 = 0,2$.

2.3.2.2 Zyklisch belastete Trägerversuche

Zyklisch belastete Trägerversuche mit Betondübeln waren bislang nur vier von Wurzer in /42/ & /43/ und einer aus Aachen in /41/ bekannt. Die vorgestellten Träger in /42/ wurden einem herkömmlichen 3-Punkt-Biegeversuch unterzogen. Die Versuche V2 und V3 dienten im Gegensatz zu V1 zur Untersuchung der Ermüdungseigenschaften für den negativen Momentenbereich, d. h. für einen in der Zugzone liegenden (gerissenen) Betongurt. Der Verbund für den Träger V1 wurde je halbseitig mit Kopfbolzendübeln und durch die Perfobondleiste gewährleistet. Der Träger V2 wurde vollständig mit der Perfobondleiste und V3 vollständig mit Kopfbolzendübeln gefertigt. Der in /43/ vorgestellte Ermüdungsversuch VK1, ebenfalls als 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt, hatte horizontal liegende Betondübel, die in den Flansch gegenüberliegend eingebracht wurden. Die bezogenen Oberlasten der Versuchsträger mit der Perfobondleiste lagen zwischen 30 % und 40 % der experimentell bestätigten bzw. der theoretischen Bruchlasten, berechnet gemäß 2.3.1. Die Träger mit der Perfobondleiste zeigten unabhängig vom Versuchstyp, d. h. unabhängig von Push-Out-Test (Bild 2.14) oder Trägerversuch (Bild 2.15) für den positiven oder negativen Momentenbereich, ein gleichartiges Schlupffortschrittverhalten. Für den Verbundträger VK1 war der Anfangsschlupf und Schlupffortschritt ausgeprägter (Bild 2.14). Die Schubübertragung mit Kopfbolzen für den kombinierten Träger V1 als auch für den Referenzversuch V3 lag zwar auf einem geringfügig höherem Oberlastniveau, aber dennoch unterhalb der maximalen Gebrauchseinwirkungen. Diese Träger zeigten stets ein Versagen der Verbundfuge, das sich durch eine erhöhte Zunahme des Schlupfes gemäß Bild 2.15 äußerte.

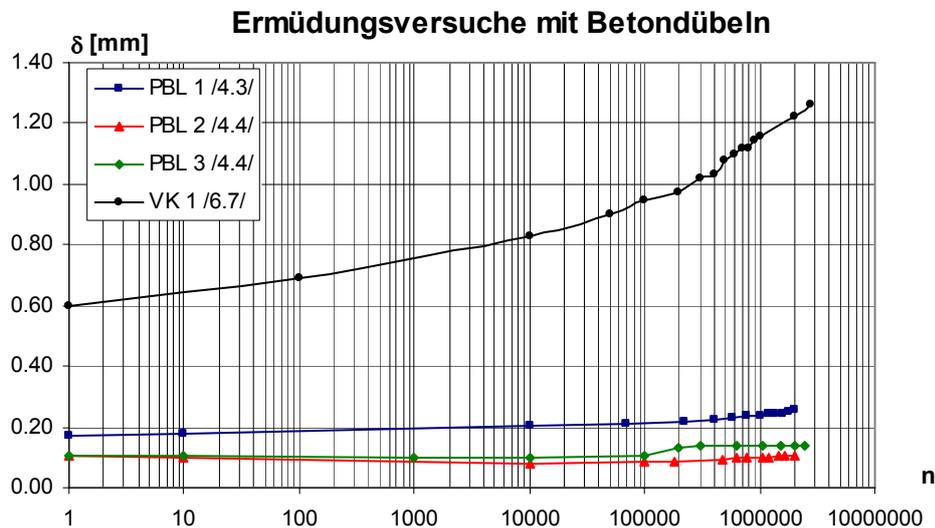


Bild 2.14: Entwicklung der Relativverschiebungen von Push-Out-Versuchen und dem Trägerversuch VK1 /2/.

2. Stand der Wissenschaft

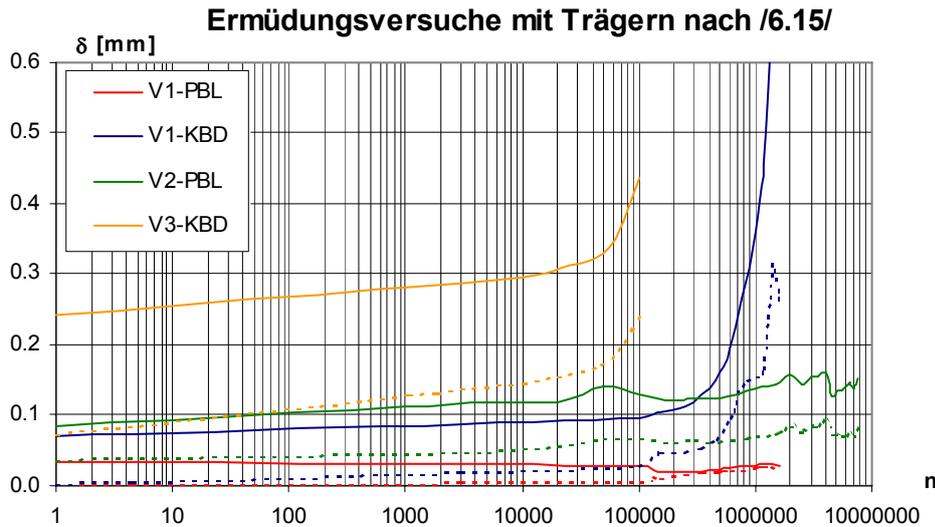


Bild 2.15: Entwicklung der Relativverschiebungen zwischen Stahlprofil und Betongurt aus Trägerversuchen /2/.

Die Übertragbarkeit der Ermüdungsschädigung von Push-Out-Tests in /41/ (2.3.2.1) wurde anhand eines Trägers mit Betondübeln, wie sie bei der Brücke Pöcking zur Ausführung kamen /36/, mit hochfesten Werkstoffen durch einen Vierpunkt-Biegeversuch geprüft. Über die Trägerlänge wurden einzelne der symmetrischen kontinuierlichen Puzzelausnehmungen, die als Betondübel fungierten, durch Einsetzen von hölzernen Formteilen deaktiviert. Das Verhältnis der aufgetragenen Oberlast zum rechnerischen Tragvermögen unter Ausnutzung des vollplastischen Grenzmoments betrug $P_o/P_{Pl} = 0,23$ mit einer Doppelamplitude von 0,10. Hier konnte anfangs mit anwachsender Lastwechselzahl ein Schlupfzuwachs bis eine Millionen Lastwechsel festgestellt werden, bevor dieser stagnierte (Bild 2.16). Erst nach einem deutlichen Absinken der Unterlast konnte ein weiterer Zuwachs registriert werden. Nach drei Millionen Lastwechseln wurde der Versuch abgebrochen und der Betongurt entfernt. In der Dübelleiste wurden in der Nähe des Auflagers Risse identifiziert. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Push-Out- auf Trägerversuche wurde allein durch die Übereinstimmung des Ausgangspunkts des Risses und der Richtung des Risswachstums abgeleitet. Die festgestellte größere Länge des entstandenen Risses im Großversuch wurde auf die höhere Lastwechselzahl und die höhere Belastung der einzelnen Puzzelzähne zurückgeführt.

2. Stand der Wissenschaft

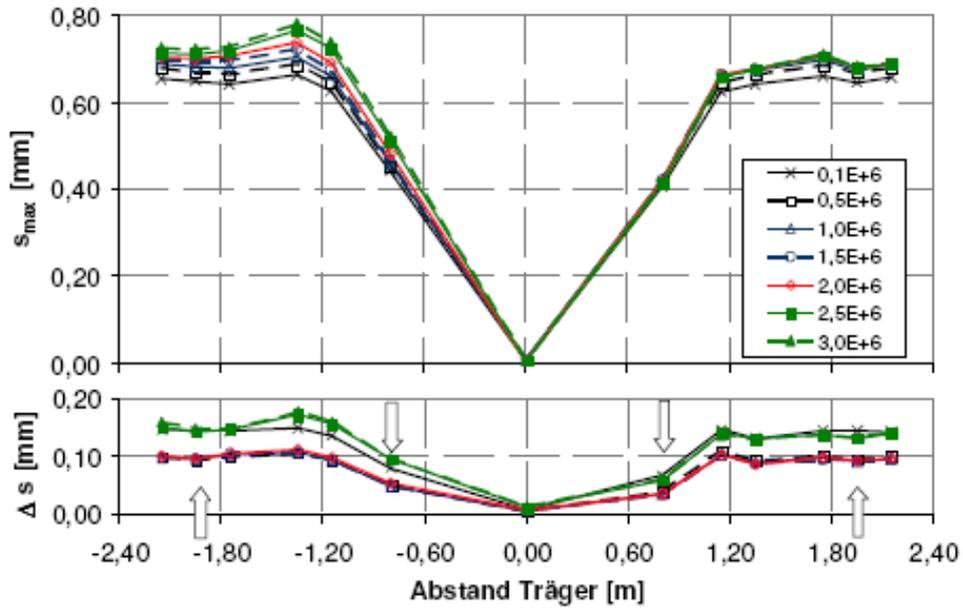


Bild 2.16: Entwicklung der Relativverschiebungen (oben Maximalwert; unten Schlupfamplitude) aus /41/.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Untersuchungen zur Werkstoffermüdung zielen darauf ab, dass die Lebensdauer eines Bauteils unter betriebsspezifischer Beanspruchung bei gleichzeitiger Optimierung des Bauteils zuverlässig und konservativ prognostiziert werden kann. Da der Begriff der Ermüdung alle bei einem Schwingenspiel ablaufenden Schädigungsvorgänge beschreibt, ist die Analyse des Werkstoffs neben der Formgebung und Bearbeitung ein wesentlicher Faktor zur Beurteilung der Lebensdauer. Für den betrachteten Fall der Untersuchung eines Verbundmittels, bei dem drei Werkstoffe unmittelbar in Kontakt stehen, ist die Charakterisierung der Ermüdungseigenschaften der einzelnen Stoffkomponenten umso bedeutender, da sich die Werkstoffermüdung nur im Zusammenhang mit den mikrostrukturellen Abläufen bei der Wechselverformung erklären lässt.

3.1 Werkstoffverhalten des Stahls bei zyklischer Beanspruchung

Die Ermüdung metallischer Werkstoffe ist umfassend erforscht und kann im Wesentlichen in drei Phasen untergliedert werden, die kontinuierlich ineinander übergehen (Bild 3.1):

1. In die Phase der Entfestigung, bei der durch plastische Veränderungen des Werkstoffgefüges erste Mikrorisse entstehen.
2. In die Phase der Mikrorissbildung, bei der sich plastische Verformungen an die Oberfläche umlagern und sich die Mikrorisse zu einem Makroanriß verbinden.
3. In die Phase der Rissausbreitung, die sich wiederum untergliedert in die Phasen des stabilen und instabilen Risswachstums. In der dritten Phase wächst mit jedem Lastzyklus der Makroriss.

Die Phasen zwei und drei hängen dabei signifikant von der Oberflächenbeschaffenheit des Werkstoffs ab. Für die Darstellungsweise der Phasen einer auf Ermüdung getesteten Probe in einem Lastspielzahl-Spannungs-Diagramm (Bild 3.2) werden die Verläufe bis zum ersten Makroanriß als Schadenslinien bezeichnet. Die Lebensdauer- oder Wöhlerlinien beschreiben die Phase, die zum Bruch der Probe führt.

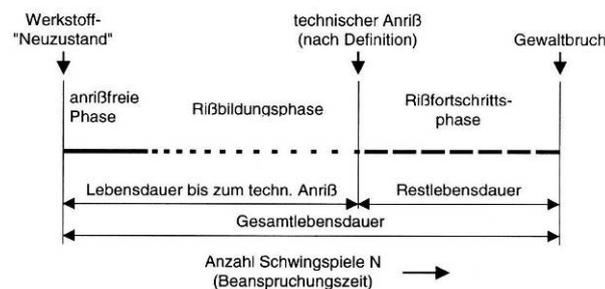


Bild 3.1: Phasen der Werkstoffermüdung, Lebensdauerphasen /44/.

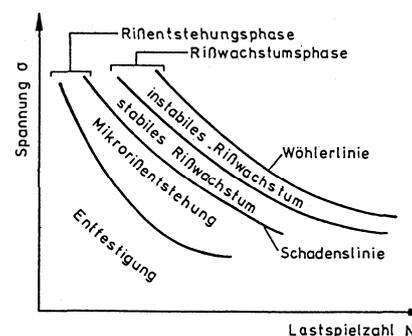


Bild 3.2: Schematische Darstellung des Ermüdungsvorgangs aus /8/.

Die Ausprägung der einzelnen Ermüdungsstadien im Rahmen der Gesamtlebensdauer hängt vom Werkstoff, von der Beschaffenheit der Werkstoffoberfläche, der Bauteilgröße, der Bauteilgestalt und der Beanspruchung ab. Ist ein Bauteil explizit durch markante Querschnittsänderungen gekennzeichnet, an denen Spannungsspitzen auftreten, insbesondere infolge äußerer oder konstruktiver Kerben wie Rauigkeit der Walzhaut, Korrosionsnarben, Lochbohrungen und -stanzungen, Steifigkeitssprüngen und Schweißnähten, wird ein Ermüdungsriss im Regelfall von derartigen Kerbeinflüssen ausgehen.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Zur Darstellung der Wöhlerversuche kamen verschiedene Ansätze zur analytischen Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit metallischer Werkstoffe /45/ (Wöhler, Basquin, Stromeyer, Palmgren, Weibull, Stüssi, Bastenaire) auf. Der Ansatz von Basquin hat sich jedoch etabliert. Die Approximation der Versuchsergebnisse der hochzyklischen Ermüdungsfestigkeit erfolgt mit einer Potenzfunktion, die im doppeltlogarithmischen Maßstab eine Gerade beschreibt:

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C \quad \text{Gl. (3.1)}$$

Mit $\Delta\sigma$ Spannungsschwingbreite

m Neigung der Wöhlerlinie bei einer Darstellung im doppeltlogarithmischen Maßstab

N Anzahl der Schwingspiele bis zum Bruch

C Konstante

3.1.1 Baustahl

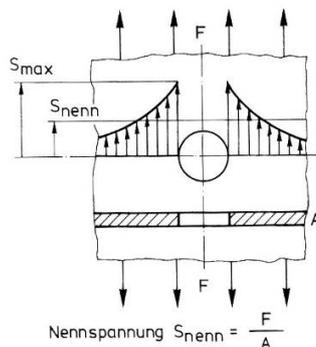
Das Ermüdungsverhalten von Baustählen ist neben der Bauteilgestalt von einer Vielzahl von Einflüssen abhängig, die den Werkstoff, die Fertigung, sowie die Beanspruchung betreffen. Zwischen den einzelnen Parametern besteht eine enge Verknüpfung. Eine Übersicht der wichtigsten Einflussgrößen ist in Tabelle 3.1 zusammengestellt. Im folgenden Text werden die relevanten Einflüsse in den folgenden Ausführungen kurz erläutert.

Beanspruchungsabhängige Einflüsse	werkstoff- und fertigungstechnische Einflüsse	umgebungsabhängige Einflüsse
<ul style="list-style-type: none"> • Formzahl, Kerbwirkung • Mittelspannung • Beanspruchungsart • Belastungsfrequenz 	<ul style="list-style-type: none"> • Werkstoffeigenschaften (Werkstofffestigkeit, Wärmebehandlung, Herstellungsart) • Größeneinfluss • Oberflächenzustand • Eigenspannungen 	<ul style="list-style-type: none"> • Korrosion • Temperatur

Tabelle 3.1: Einflussparameter auf die Ermüdungsfestigkeit von Baustählen.

Formzahl

Geometrische Kerben wie z.B. Bohrungen, Nuten, Querschnittsübergänge u. v. a. führen neben der Querschnittsreduzierung und der damit verbundenen Erhöhung der Nennspannung S_{nenn} (Quotient aus der am Bauteil anliegender Kraft und dem Bauteilquerschnitt) auch zu Spannungskonzentrationen mit dem Spitzenwert S_{max} (Bild 3.3). Die Formzahl (auch Kerbfaktor) ist definiert als Verhältnis aus der maximalen Spannung am Kerbrand und der Nennspannung:



$$\alpha_k = \frac{S_{\text{max}}}{S_{\text{nenn}}} \quad \text{Gl. (3.2)}$$

Bild 3.3: Spannungsverteilung an einem einachsigen belasteten Zugglied mit einer Bohrung /46/.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Diese Definition gilt explizit für ein elastisches Beanspruchungsniveau. Neben den geometrischen Abmessungen der Kerbe und der Querschnittsform ist die Formzahl auch von der Beanspruchungsart abhängig. Im Regelfall gilt folgende Reihenfolge:

$$\alpha_{k,Zug} \geq \alpha_{k,Biegung} \geq \alpha_{k,Torsion} \quad \text{Gl. (3.3)}$$

Eine Auswertung von verschiedenen Wöhlerlinien für die Baustähle weist in allen Fällen eine ausgeprägte Abhängigkeit der Zeit- bzw. Dauerschwingfestigkeit von der Formzahl aus. Der Zusammenhang zwischen Dauerschwingfestigkeit und Formzahl ist annähernd unabhängig von der Stahlsorte. Lediglich für den hochfesten Stahl stellt sich eine signifikant größere Abminderung der Schwingfestigkeitswerte ein. Für Formzahlen $\alpha_k \geq 5$ ist unabhängig von der Stahlsorte kein gravierender Schwingfestigkeitsverlust zu verzeichnen.

Mittelspannung

Der werkstoffabhängige Mittelspannungseinfluss auf das Schwingfestigkeitsverhalten der Stähle kann mit einem Haigh-Diagramm, das unmittelbar die ertragbare Spannung σ_a als Funktion der Mittelspannung σ_m beschreibt, veranschaulicht werden. Im Vergleich zur Wechselbeanspruchung ($\sigma_m = 0$) zeigt sich, dass Druck-Mittelspannungen zu höheren und Zug-Mittelspannungen zu geringeren ertragbaren Schwingbreiten führen. Der Mittelspannungseinfluss für Baustähle (z. B. S 355) weist beim Übergang von wechselnder zu schwellender Beanspruchung einen Abfall der dauerfest ertragbaren Spannungsamplitude von etwa 10 % auf. Für mittelfeste Vergütungsstähle (z. B. 1.7704.6) beträgt die Abminderung mehr als 25 % und für den hochfesten Stahl NiCoMo 18/7/5 nahezu 45 %. Die Beschreibung des Mittelspannungseinflusses erfolgt nach einem Vorschlag von Schütz /47/ mit der Mittelspannungsempfindlichkeit M:

$$M = \frac{\sigma_{a,(R=-1)}}{\sigma_{a,(R=0)}} - 1 \quad \text{Gl. (3.4)}$$

Wird die Mittelspannungsempfindlichkeit M bzw. \bar{M} in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit aufgetragen, so ergibt sich nach Bild 3.4 ein annähernd linearer Zusammenhang. Die zusätzlich eingetragenen Ergebnisse aus Betriebsfestigkeitsversuchen mit \bar{M} fallen im Bereich niedriger und mittlerer Zugfestigkeiten in die Streubänder der Versuche mit einstufigem Lastkollektiv (Eintragung für M), während für hochfeste Stähle die Mittelspannungsempfindlichkeit deutlich ansteigt.

Oberflächenzustand

Der Zustand der Probenoberfläche hat erheblichen Einfluss auf die Lage und Streuung der Wöhlerlinie. Zunehmende Rautiefe führt zu abnehmenden Schwingfestigkeitswerten. Aber auch durch die Art der Oberflächenfeingestalt und durch verschiedene Fertigungs- und Bearbeitungsverfahren (z. B. Nitrieren, Kugelstrahlen) wird die Festigkeit unter zyklischer Beanspruchung beeinflusst. Der Abfall der Dauerschwingfestigkeit mit der Zunahme der Rautiefe ist unabhängig von der Spannungsverteilung und vom Spannungsgefälle des betrachteten Bauteils. Dies wird durch Bild 3.5 verdeutlicht, in dem nicht die Beträge der Dauerschwingfestigkeit aufgetragen sind, sondern der Oberflächenfaktor m als Funktion der Rautiefe R:

$$m = \frac{\sigma_D^R}{\sigma_D^{R-1}} \quad \text{Gl. (3.5)}$$

3. Werkstoffverhalten und -modelle

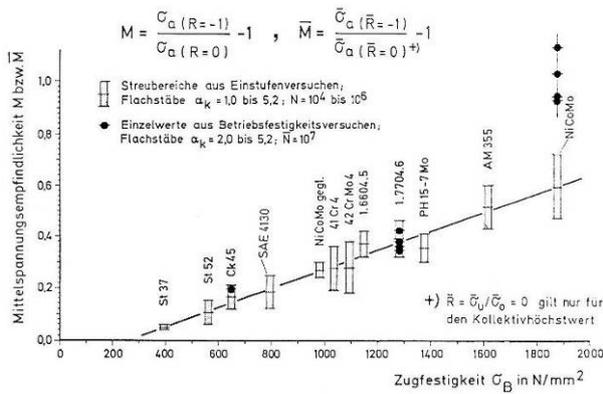


Bild 3.4: Mittelspannungsempfindlichkeit von Stählen im Einstufen- (M) und Betriebsfestigkeitsversuch (\bar{M}) /48/.

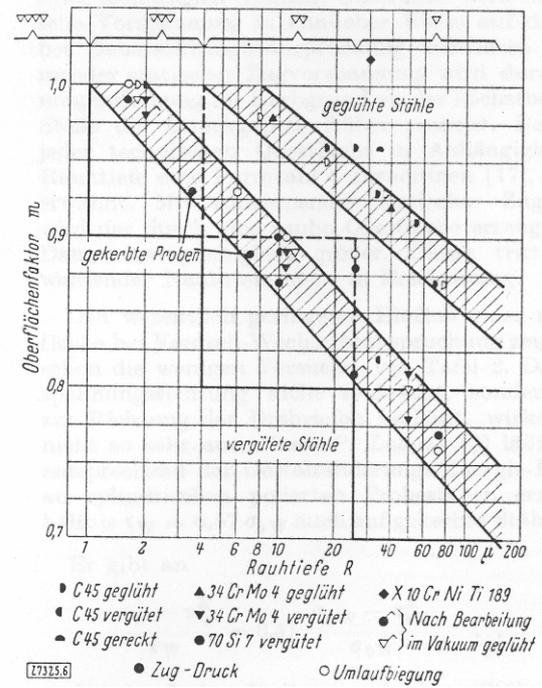


Bild 3.5: Oberflächenfaktor m bei Zug-Druck- und Umlauf-Biegebeanspruchung /49/.

Beanspruchungsart

Von allen Beanspruchungsarten zeigt die Biegebeanspruchung bei sonst gleich bleibenden Bedingungen die höchsten Schwingfestigkeitswerte. Die geringsten ertragbaren Spannungsschwingbreiten ergeben sich bei axialbeanspruchten Proben, da hier ein homogener Spannungszustand über dem Querschnitt vorliegt, und sich somit mehr Fehlstellen als bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung ausweiten können. Weitere Gründe liegen gemäß Gl. (3.3) in der von der Beanspruchungsart abhängigen Größe der Kerbwirkung und in der Duktilität des Werkstoffs, die maßgebend für das Verhältnis zwischen ertragbaren Normal- und Schubspannungen sind. Wöhlerlinien für kombinierte Beanspruchungen finden sich in /46/.

Eigenstressungen

Die Betondübel werden überwiegend in Trägerprofilen eingesetzt. Bei Walzprofilen ist die Größe und Verteilung der Eigenstressungen in erster Linie von der Art der Abkühlung nach dem Walzen und vom Verhältnis der Querschnittssteifigkeiten abhängig. Genauere Angaben je nach Profilgeometrie finden sich hierzu beispielsweise in /50/. Nach DIN 18800 oder nach EC3 hat die Festigkeit der Baustähle keinen Einfluss auf die Größe und Verteilung der Eigenstressungen. Bei Schweißprofilen kommt es zu höheren Eigenstressungen. Für die untersuchten Träger kommen Walzprofile zum Einsatz, für die unterstellt wird, dass die Abkühlung nicht in Stapellagerung geschieht. Vereinfachte Eigenstressungen und Eigenstressungsverteilungen werden in /51/ angegeben. Bild 3.6 gibt in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse vereinfachte Eigenstressungsverteilungen bei Walzprofilen an. Die angegebenen Werte sind dabei auf die Streckgrenze f_y eines S 235 bezogen.

Bezüglich der Eigenstressungen ist anzumerken, dass Zugeigenstressungen die Schwingfestigkeit herabsetzen, während Druckeigenstressungen zu einer Erhöhung führen.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

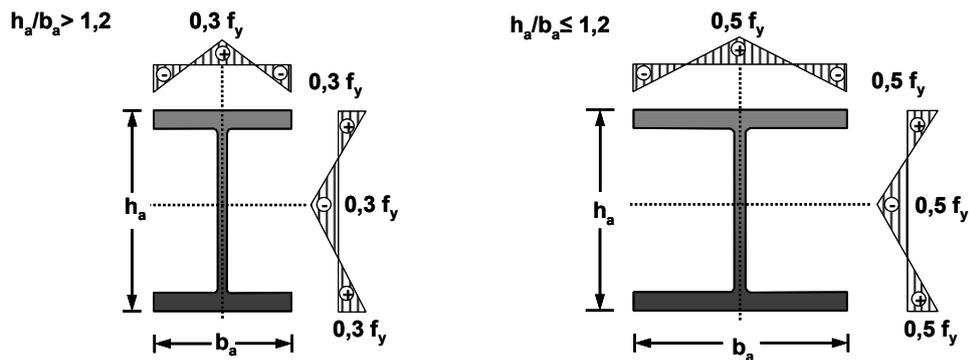


Bild 3.6: Vereinfachte Eigenspannungsverteilung bei Walzprofilen.

Weitere Einflüsse

Für spezielle Einflüsse, die für die Betondübel hier nicht näher untersucht wurden, wie Belastungsfrequenz, die im Bereich von 0,1 bis 100 Hz nahezu keinen Einfluss auf die Schwingfestigkeit hat, Werkstofffestigkeit, Größeneinfluss - der Maßstab der Betondübelausparungen im Test und in der Realität ist hier: 1:1 - Eigenspannung, Korrosion und Temperatur sei auf die fachspezifische Literatur verwiesen z. B. /46/. Die qualitativen Auswirkungen sind jedoch in Bild 3.7 zusammengestellt. Die berücksichtigten Einflüsse für die Betondübel wie Probenkerbe, Probengröße, Oberfläche, Rautiefe, Beanspruchungsart und Mittelspannung gehen in die angewandte Berechnung nach dem Örtlichen Konzept ein und werden daher im Kapitel 4.5.2 näher erläutert.

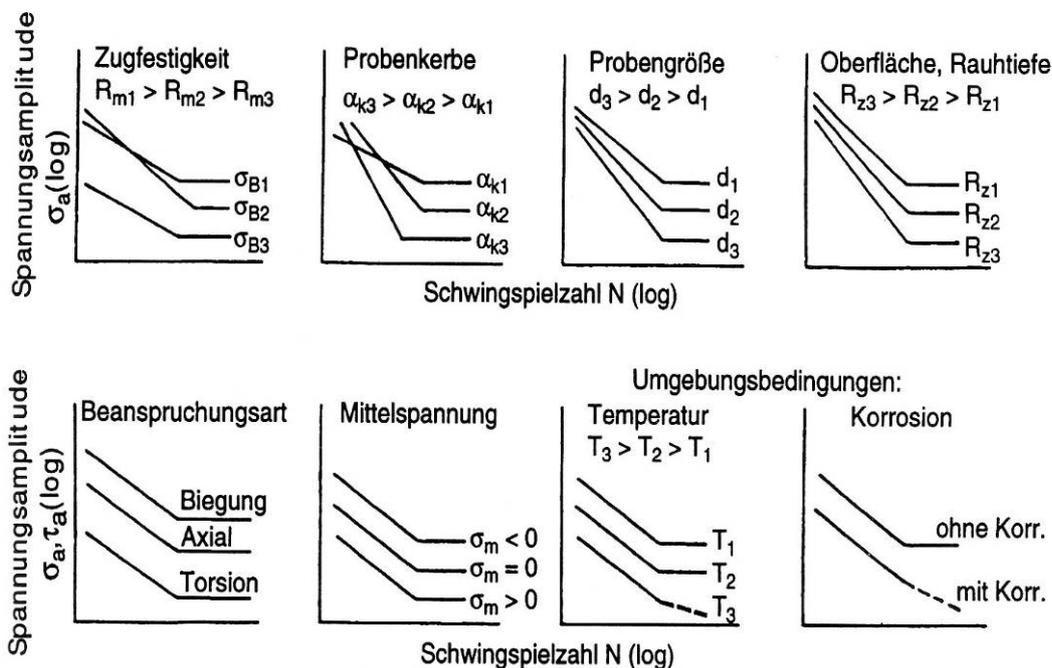


Bild 3.7: Auswirkungen von verschiedenen Einflussgrößen auf die Wöhlerlinie (schematisch) /44/.

3.1.2 Betonstahl

Innerhalb des Versuchsprogramms wurden u. a. Belastungen aufgebracht, die weit über dem Gebrauchslastniveau lagen, um bewusst Schädigungen zu provozieren und den Versagensmechanismus zu analysieren. Selbst unter diesen extrem hohen und baupraktisch unrealistischen Beanspruchungen sowie in keinem veröffentlichten Test zur Ermüdung von Betondübeln wird ein Betonstahlversagen festgestellt. Aus diesem Grund werden im Rahmen dieser

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Arbeit die brisantesten Einflussparameter auf die Ermüdungsfestigkeit von Baustählen wiedergegeben und zur vertieften Beschäftigung auf die weiterführende Literatur (/52/, /53/, /54/, /55/) verwiesen. Die wichtigsten Einflussparameter sind:

- das Spannungsniveau,
- der Stabdurchmesser
- die Stabkrümmung
- die Stahlsorte
- die Korrosion
- und die Oberflächenbeschaffenheit/Rippengeometrie.

Bei einbetonierten Stäben, die auf Ermüdung getestet werden, tritt das Versagen in unmittelbarer Nähe des Betonrisses auf. Während sich bei freien Stäben ein Versagen an der schwächsten Stelle durch Oberflächenimperfectionen einstellt, die bereits „eingewalzt“ werden. Da die schwächste Querschnittsstelle bei einbetonierter Bewehrung nicht zwangsläufig in der Nähe des Betonrisses, also im Bereich der maximalen Beanspruchung befinden muss, ergeben sich die Versagensstellen an unterschiedlichen Stellen und erklären die disparaten Versuchsergebnisse. Aufbiegungen, Kröpfungen, Muffenstöße oder geschweißte Verbindungen vermindern die Ermüdungsfestigkeit /8/. Für die Wahl der Stabdurchmesser ist es bedeutsam, dass die Ermüdungsfestigkeit der Betonstähle mit zunehmenden Durchmessern absinkt (/52/ et al.). Das tendenziell schlechtere Ermüdungsverhalten von dickeren Bewehrungsstäben resultiert nach /56/ wahrscheinlich aus der ungünstigeren Kerbwirkung durch die Rippengeometrie.

3.2 Werkstoffverhalten des Betons bei zyklischer Beanspruchung

Das Ermüdungsverhalten des Betons ist weniger umfangreich erforscht als das Ermüdungsverhalten des Stahls. Die Schädigungsvorgänge des Betons scheinen für zyklische und stetig steigende Belastung ähnlich abzulaufen, allerdings ist die Rissdichte bei wiederholter Belastung größer. Der Ermüdungsvorgang kann, wie beim Stahl, in drei Phasen untergliedert werden.

1. Bereits nach 5 % bis 10 % der ertragbaren Lastspielzahlen ist die Rissentstehungsphase abgeschlossen. Zurückzuführen ist dies auf die Vorschädigung, die überwiegend durch die Behinderung des Schwindens der Zementmatrix durch die Zuschlagstoffe entsteht.
2. Die längste Phase ist die des stabilen Risswachstums.
3. Das instabile Risswachstum bis zum Bruch erstreckt sich etwa über die letzten 20 % der möglichen Lastspiele.

Im Unterschied zum Werkstoff Stahl ist für den Beton keine Quasidauerschwingfestigkeit feststellbar. Des Weiteren streuen die Werte der ertragbaren Lastwechsel des Betons auffallend im Vergleich zu denen des Stahls (das Verhältnis der 5 % zur 95 %-Quantile der Bruchlastspielzahl bei Stahl ergibt sich etwa zu 1 : 10 und für Beton von 1 : 10^3 bis 10^4). Die effektive Beanspruchung wird an der Bezugsgröße „Kurzzeitfestigkeit“ festgesetzt. Da diese selbst streut, ist dies für die Dauerschwing-Zugversuche ebenfalls der Fall. Die maßgebenden Parameter der Ermüdungsfestigkeit des Betons sind:

- die Beanspruchungsart (Druck, Zug, einachsig, zweiachsig, axial, exzentrisch),
- der Beanspruchungshorizont,
- Beanspruchungsfrequenz (Beanspruchungsgeschwindigkeit, -dauer)
- Umweltbedingungen (feucht, trocken)

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Andere Faktoren wie z. B. die Betongüte, die Betonzusammensetzung (Zuschlagstoffe, Luftporenvolumen, Sieblinie, Zementgehalt) und die Belastungsgeschichte beeinflussen die Ermüdungsfestigkeit neben den maßgebenden Parametern nur sekundär.

Ermüdungsfestigkeit im Zeitfestigkeitsbereich

Zur Darstellung der Wöhlerlinie eines zyklisch belasteten Betons werden auf der Ordinate die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Spannungsschwingbreiten oder die bezogenen Oberspannungen aufgetragen. Da die Spannungsamplitude und die Unterspannung massiven Einfluss auf einen auf Ermüdung getesteten Beton haben, werden als Parameter für die Wöhlerlinie die bezogene Unterspannung oder das Verhältnis von Unterspannung zur Oberspannung R gewählt.

Aus den Untersuchungen der Beanspruchungsarten des Betons geht hervor, dass Wechselbeanspruchungen zu niedrigeren Bruchlastspielzahlen führen als Schwellzugbeanspruchungen (Bild 3.8). Zur besseren Darstellung dieses Sachverhaltes wird meist ein modifiziertes Goodman-Diagramm verwendet (Bild 3.9).

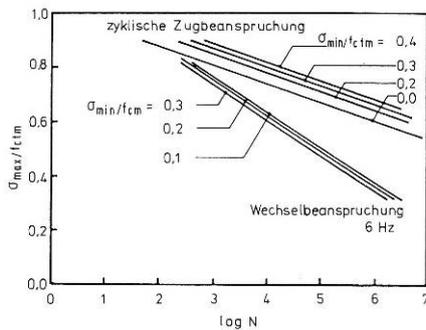


Bild 3.8: Vergleich der Ermüdungsfestigkeit unter Zug-Schwell- und Wechselbeanspruchung /8/.

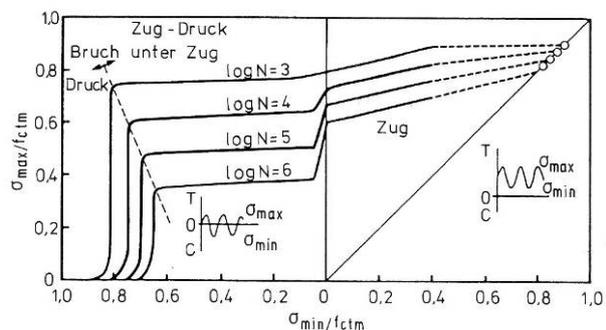


Bild 3.9: Goodman-Diagramm für Beton unter Zug- und Druck-Zugbeanspruchung /8/.

Ersichtlich wird hieraus, dass hohe Druckspannungen die zyklische Zugfestigkeit bedeutend beeinflussen. Diverse Wöhlerlinien und Wöhlerliniengleichungen - sowie weiterführende Literatur zu z. B. im Wasser getesteten Prüfkörpern oder zu nassen Betonproben mit gebrochenem Zuschlag - finden sich in /8/.

Ermüdungsfestigkeit im niederzyklischen Bereich

Versuche haben gezeigt, dass die maßgebenden Faktoren für die Ermüdungsfestigkeit im niederzyklischen Bereich die Höhe der aufgetragenen Oberspannung und die Belastungsgeschwindigkeit sind. Der Einfluss der Belastungsfrequenz hat nach /57/ dabei den höheren Stellenwert. Bei hoher Oberspannung versagt der Prüfkörper unter zyklischer Belastung durch Überschreiten der Dauerstandfestigkeit. Dieses Verhalten ist vergleichbar mit dem Versagen unter monotoner Beanspruchung.

Einfluss der Belastungsfrequenz

Mit größer werdender Belastungsfrequenz konnte eine Steigerung der ertragbaren Lastwechselzahl festgestellt werden (Bild 3.10). Liegt ein Spannungsniveau bis zu etwa 75 % der Druckfestigkeit vor, so hat die Änderung der Belastungsfrequenz zwischen $f = 1$ Hz bis 15 Hz nur einen geringen Einfluss. Bei höherem Lastniveau ist dagegen der Einfluss der Belastungsfrequenz enorm. Eine Steigerung der Lastwechselzahl mit größer werdender Fre-

3. Werkstoffverhalten und -modelle

quenz wurde auch für Zug- und Wechselbeanspruchung beobachtet. Gleichungen zur Korrektur der Belastungsfrequenz können /8/ entnommen werden.

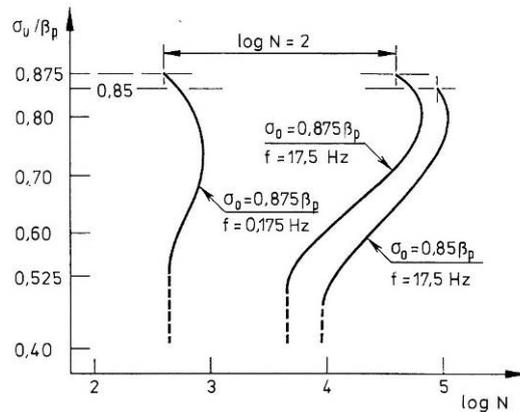


Bild 3.10: Einfluss der Belastungsfrequenz und der Oberspannung auf die Bruchschwingspielzahl /57/.

Veränderung der Steifigkeit unter wiederholter Belastung

Mit der Zahl der Lastwechsel eines auf Druck belasteten Betons nimmt seine Gesamtverzerrung zu. Bei hohen Beanspruchungen verändert sich die Form der σ - ϵ -Linien von konkav zu konvex (Bild 3.11). Bei niedrigen Beanspruchungen ist diese Veränderung schwächer ausgeprägt. Nach /58/ kann aus dem σ - ϵ -Verlauf eine Prognose der Restlebensdauer erfolgen. Die Gesamtverzerrung des Betons kann in einen reversiblen Anteil, der die elastische Verzerrung beinhaltet und in einen irreversiblen Anteil unterteilt werden. Für Druckbeanspruchungen nehmen beide Verzerrungsanteile mit steigender Lastspielzahl zu. Hinzu kommt noch ein Anteil aus dem Kriechen. Aus dem elastischen Anteil kann ein Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Lastspielzahl bestimmt werden (Bild 3.12). Liegt eine Zugbeanspruchung vor, so wächst nach [71] nur der plastische, nicht aber der elastische Verzerrungsanteil mit der Lastwechselzahl an.

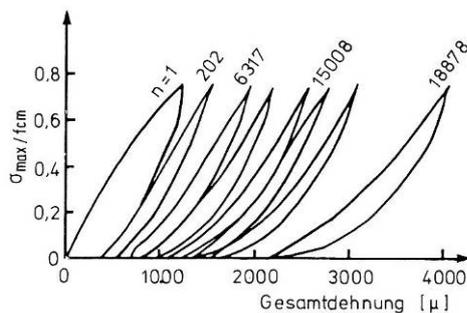


Bild 3.11: Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter Druckbeanspruchung /58/.

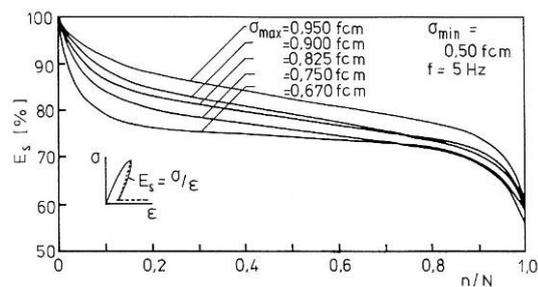


Bild 3.12: Entwicklung des Sekantenmoduls für Beton unter zyklischer Beanspruchung /58/.

Für das Verhalten von Beton unter einaxial zyklischer Belastung im nichtlinearen Bereich werden in /59/ diverse Idealisierungen angegeben. Für stark bewehrte Druckzonen wird das Verhalten durch die Verformungen der Zug- und Druckbewehrung dominiert. Es hat sich gezeigt, dass für diesen Fall eine stark vereinfachte Hystereseschleife gekennzeichnet durch Elastizitätsmodul und kraftlosen Verformungsanteil völlig ausreichend ist (Bild 3.13). Für die dreiaxiale Beanspruchung kommt neben dem Elastizitätsmodul die Querkontraktionszahl zum tragen. Die Differenzierung zwischen Be- und Entlastung kann nach /60/ mit einem

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Nichtlinearitätsindex erfolgen. Der letzte Extremalwert der Spannung dient dann als Entscheidungsparameter (Bild 3.14).

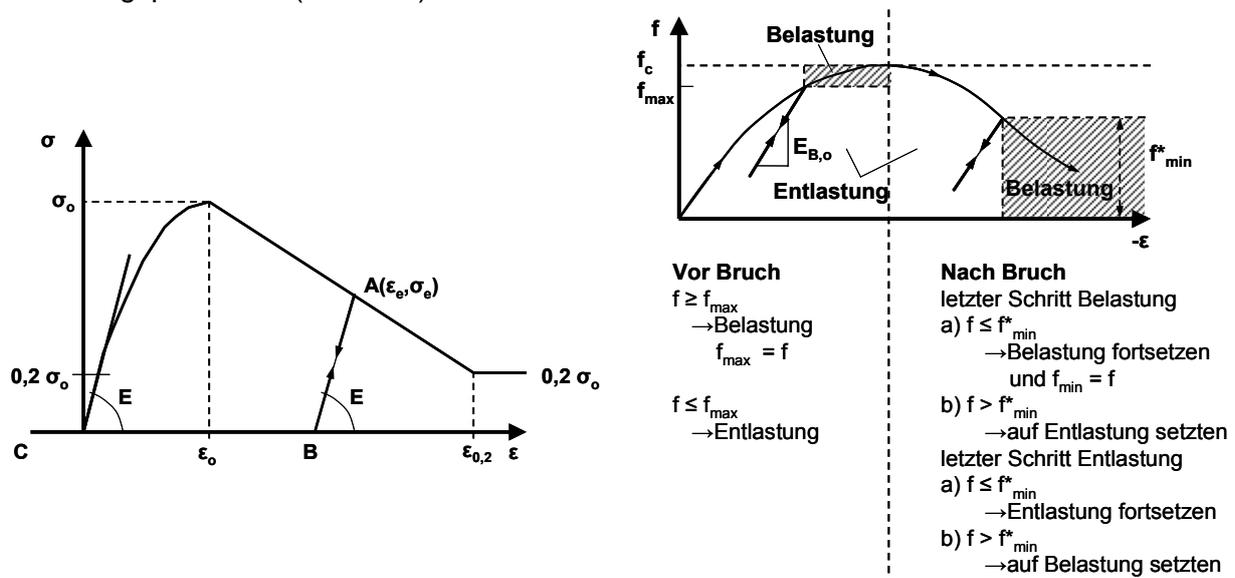


Bild 3.13: Rechnerische Idealisierung der Hystereseschleife nach /59/.

Bild 3.14: Entscheidungskriterien zwischen Belastung und Ent-/Wiederbelastung /60/.

Einfluss von Belastungsgeschichte und Belastungsverlauf

Sowohl die statische als auch die zyklische Betondruck- bzw. Zugfestigkeit hängt von der Belastungsgeschichte ab. Längere Unterbrechungen der zyklischen Belastung von 1,5 min bis 10 min Dauer auf einem niedrigen Spannungsniveau wirken sich günstig auf die Ermüdungsfestigkeit aus. Durch Relaxationsprozesse wird das Wachstum der Mikrorisse verlangsamt und dadurch die Lebensdauer erhöht. Umgekehrt wurde beobachtet, dass kurze Ruheintervalle von zwei Sekunden nach jedem Lastzyklus die Festigkeit herabsetzen. Die Beeinflussung der Festigkeit ist jedoch nur geringfügig im Vergleich mit der Streuung der Versuchsergebnisse.

Im Allgemeinen begünstigt eine zyklische Vorbelastung die Bildung von Mikrorissen, während eine monotone Vorbelastung den Abbau von Spannungskonzentrationen bewirkt. Die statische Zugfestigkeit wird nicht durch statische oder zyklische Zug-Vorbelastungen beeinträchtigt. Dagegen wirken sich statische oder zyklische Druck-Vorbelastungen negativ auf die statische Zugfestigkeit aus. Das statische Resttragvermögen lässt keine Rückschlüsse auf vorangegangene Vorbelastungen und damit auf die Restlebensdauer zu.

Zusätzliche Einflüsse

In diesem Abschnitt wird die Wirkungsweise einer zweiaxialen Beanspruchung resultierend aus einer exzentrischen Einwirkung zusammengefasst. Ein druckbeanspruchter Beton zeigt bei zusätzlicher Querdruckbeanspruchung eine höhere Dauerfestigkeit. Wird die Maximallast aber auf die statische Bruchbeanspruchung von biaxial belastetem Beton bezogen, so werden die Abweichungen der Wöhlerlinien von einaxialem und biaxial druckbeanspruchtem Beton verschwindend gering. Eine Auswertung von Versuchen zum zweiaxialen Spannungszustand geben Bild 3.15 und Bild 3.16.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

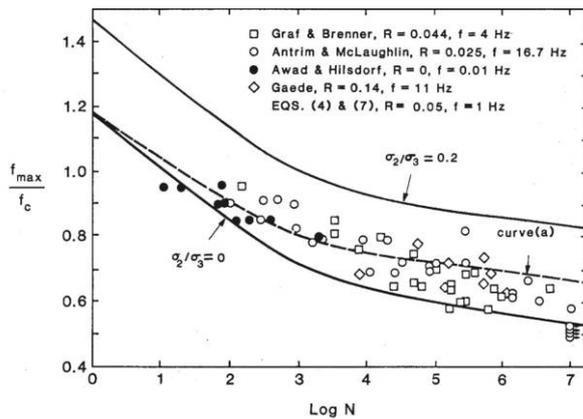


Bild 3.15: Wöhlerlinien des Betons unter zweiachsialer Beanspruchung /8/.

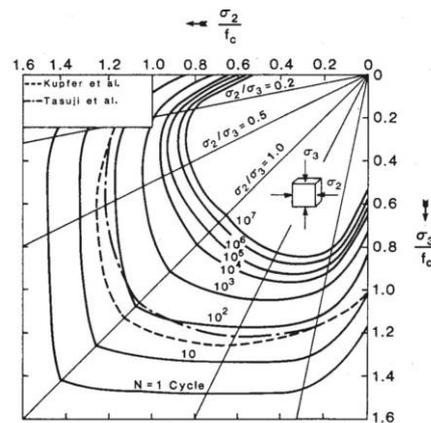


Bild 3.16: Zweiaxiale Ermüdungsfestigkeit des Betons /8/.

Für Versuche mit außermittiger Beanspruchung hat sich herausgestellt, dass sich die Lebensdauer des exzentrisch druckschwellbelasteten Betons aus Wöhlerlinien mit axialen Druckversuchen ermitteln lässt. Statt der Zylinder- oder Prismendruckfestigkeit muss als Bezugsgröße eine der statischen Bruchlast zugehörige Mittelspannung der Druckzone verwendet werden. Für den Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts wird auf /8/ und /61/ verwiesen.

Materialinhomogenität

Aufgrund der Inhomogenität des Betons kann es innerhalb einer Versuchsserie mit exakt gleichen Herstellungsparametern zu Schwankungen der Druckfestigkeit des Betons kommen. Die Inhomogenität resultiert vor allem aus der Herstellung mit vorwiegend natürlichen Ausgangsstoffen natürlicher Herkunft. Streuungen der Betoneigenschaften sind somit unvermeidbar, da die Materialeigenschaften selbst Schwankungen unterliegen. Die Streuung wird zudem durch die Abweichungen bei der Herstellung und beim Einbau des Betons vergrößert. So können sich zwischen der Würfeldruckfestigkeit bis zu 6 % und bei der Bauwerksfestigkeit bis zu 20 % Abweichung ergeben /62/. Die Betoneigenschaften sind somit keine deterministischen, sondern statistische Größen.

3.3 Zusammenwirkung des Betons und Betonstahls unter zyklischer Belastung

Das Ermüdungsversagen von Bauteilen aus Stahlbeton kann durch die Ermüdung des Betons oder durch die Ermüdung der Bewehrung ausgelöst werden. Es wurden grundlegende Untersuchungen durchgeführt, um den Einfluss verschiedener Parameter auf das Verbundverhalten zu analysieren. Zu den wichtigsten Einflussgrößen zählt - neben der Betongüte und der Lage des Stabes zur Betonierichtung - das Verhältnis von Rippenaufstandsfläche zur Scherfläche, welches ein Maß für die mechanischen Eigenschaften des Verbundes ist und als bezogene Rippenfläche bezeichnet wird. Auch der gewählte Prüfkörpertyp (Ausziehkörper, Dehnkörper, balkenartige Versuchskörper) und eine Umschnürungswirkung erzeugende Querbewehrung beeinflussen die Versuchsergebnisse. Die Verteilung der Verbundspannungen über die Einbettungslänge ist u. a. von der Höhe der Beanspruchung abhängig. Entsprechende Verbundspannungs-Verschiebungs-Diagramme und Verbundgesetze sind in /63/ und der weiterführenden Literatur angegeben.

3. Werkstoffverhalten und -modelle

Verbundverhalten unter zyklischer Beanspruchung

Für das Versagen des Verbundes zwischen Rippenstählen und Beton kommen zwei Mechanismen in Betracht:

1. Abscheren der Betonzähne an den Rippen oder
2. das Absprengen der Betondeckung infolge Überschreitung der Betonzugfestigkeit.

In Bild 3.17 sind exemplarisch die Ergebnisse von Ausziehversuchen mit einer Unterspannung von 10 % der Kurzzeit-Verbundfestigkeit aufgetragen. Auf der Ordinate ist der auf die Kurzzeit-Verbundfestigkeit bezogene Maximalwert der Verbundspannung in Abhängigkeit der Bruchlastspielzahl aufgetragen. Die in den Versuchen variierten Stabdurchmesser und Betonfestigkeiten hatten keinen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse. Die Streuung der Werte entspricht der bei Wöhlerversuchen mit Beton üblichen Größe. Der Grund dafür ist, dass der Verbundbruch infolge Ausziehen der Stäbe nach dem Abscheren der Betonzähne letztendlich durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit hervorgerufen wird. Gleiches gilt für die Versagensart Absprengen der Betondeckung, die ebenfalls auf eine Überschreitung der Betonzugfestigkeit zurückzuführen ist. Wird der bei den Ausziehversuchen am unbelasteten Stabende gemessene Schlupf in Abhängigkeit von der Lastspielzahl im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen, ergibt sich annähernd ein linearer Anstieg. Durch den lokalen Anwachs der Relativverschiebungen bildet sich eine Spannungsumlagerung innerhalb der Verbundlänge aus. Eine typische Verteilung der Stabkräfte entlang der Verbundlänge ist in Bild 3.18 für verschiedene Lastspielzahlen dargestellt. Die maximalen Verbundspannungen verlagern sich mit steigender Lastwechselzahl vom belasteten zum unbelasteten Stabende. Die Erklärung für die Verminderung der Verbundwirkung am Verankerungsbeginn ist einerseits das Kriechen des Betons und andererseits die Zerstörung der ersten Betonzähne. Aus dieser Spannungsumlagerung resultiert eine Zunahme der Rissbreiten und der Verformungen.

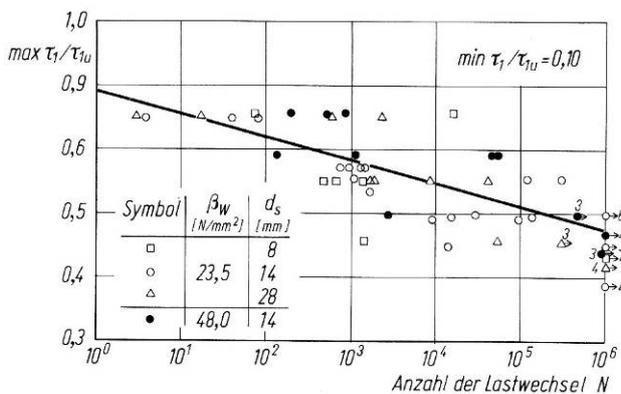


Bild 3.17: Wöhlerlinie der Verbundspannung /63/

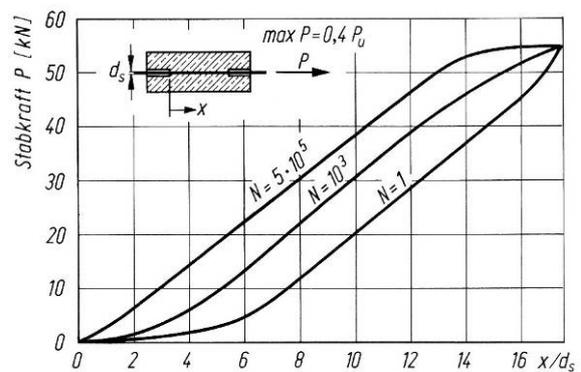


Bild 3.18: Verteilung der Stabkräfte entlang der Verbundlänge für verschiedene Lastspielzahlen /63/

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4.1 Grundlagen

Die Spannungsschwingbreite, die theoretisch unendlich oft aufgebracht werden kann, ohne dass es zum Ermüdungsversagen kommt, wird als Dauerfestigkeit bezeichnet. Aufgrund der Zeitdauer zyklischer Tests werden gemäß Eurocode 3 /10/ Spannungsschwingbreiten als Dauerschwingfestigkeit bezeichnet, bei denen im Versuch fünf Millionen Lastspiele ohne Bruch ertragen wurden. In Realität treten Brüche auch nach fünf Millionen Lastzyklen auf, weshalb auch von einer Quasi-Dauerschwingfestigkeit gesprochen wird. Zur Darstellung der Dauerschwingfestigkeit wurden Diagramme entwickelt, wie beispielsweise von Smith, die den Zusammenhang zwischen den Spannungsschwingbreiten und den Mittelspannungen erkennen lassen. Weitere Darstellungsformen nach Goodman, Pohl, Kommerel und Haigh sind in DIN 50100 /64/ ausführlich erläutert. Die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils unter realen Betriebsbedingungen, bei denen die Beanspruchungskenngrößen, die zwischen einem maximalen und minimalen Wert schwanken, unterschiedlich oft auftreten, wird als Betriebsfestigkeit bezeichnet. Zur versuchstechnischen Bestimmung der Betriebsfestigkeit müssten unterschiedliche Beanspruchungsspektren nachgefahren werden. Da unter realen Betriebsbedingungen auch niedrige Spannungsamplituden, die nicht schädigungswirksam sind, auftreten, ist die Betriebsfestigkeit immer höher als die Ermüdungsfestigkeit bei gleicher Anzahl von Schwingspielen (Bild 4.1). In der Praxis sind zwei Nachweise für die Betriebsfestigkeit gängig. Eine einfache Methode zur Schadensberechnung regellos beanspruchter Bauteile ist die von Palmgren und Miner unabhängig voneinander entwickelte lineare Schadensakkumulationshypothese (Palmgren-Miner-Regel). Die Berechnungsmethode der linearen Schadensakkumulationsrechnung nach Palmgren-Miner erfolgt gemäß Gl. (4.1). Dabei wird die auftretende Einwirkungs-Zeit-Funktion mittels geeigneter Zählverfahren in diskrete Einwirkungskollektive überführt und eine Verteilung der Summenhäufigkeiten erstellt. Es wird dabei angenommen, dass jedes Schwingspiel für sich betrachtet eine definierte Teilschädigung im Werkstoff verursacht und zwar unabhängig von den bereits vorhandenen Schwingspielen. Die auf den unterschiedlichen Spannungsniveaus auftretenden Teilschädigungen, die als Verhältnisswerte von aufgebrauchter Anzahl zur ertragbaren Anzahl definiert sind, werden linear zur Gesamtschädigung aufsummiert. Die rechnerische Lebensdauer ist dann erreicht, wenn die Gesamtschädigung D den Wert eins erreicht. Für den Zeitfestigkeitsbereich errechnet sich die Schadenssumme D für ein k-fach gestuftes Beanspruchungskollektiv mit n_i Schwingspielen je Stufe i demnach zu (Bild 4.2):

$$D = \sum_i D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Gl. (4.1)}$$

mit D_i Schädigungsgrad n_i/N_i aus einer Teilschädigung
 n_i Anzahl der Lastspiele eines Einwirkungshorizontes
 N_i Anzahl der ertragbaren Lastspiele eines Einwirkungshorizontes.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

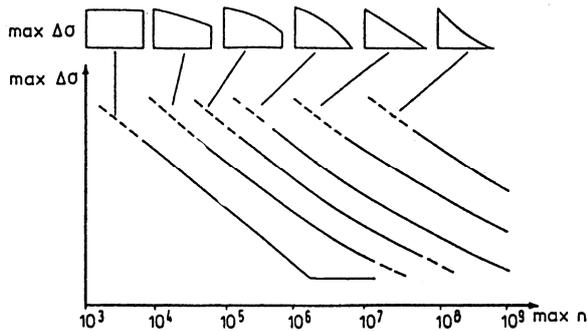


Bild 4.1: Schematische Darstellung der Betriebsfestigkeitslinien /8/.

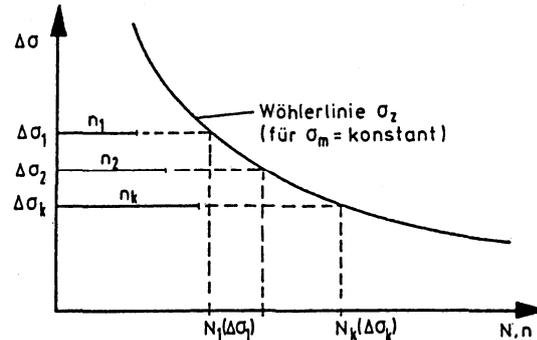


Bild 4.2: Schematische Darstellung: Grundlagen zur Miner-Regel /8/.

Eine Annahme für die Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese ist, dass die Reihenfolge der aufgetragenen Spannungsdoppelamplituden auf das Fortschreiten der Schädigung keinen Einfluss hat. Die rechnerische Schadenssumme D ist vom verwendeten Zählverfahren und dem angenommenen Verlauf der Wöhlerlinie abhängig (4.3.1).

Weniger gebräuchliche Hypothesen zur Schadensberechnung finden sich beispielsweise in /65/. Sie sind häufig hypothetischen Ursprungs, wie Miner, gleichwohl basieren die meisten Hypothesen aber auf der Schädigungsentwicklung. So modifiziert Haibach beispielsweise die Minerhypothese mit einem zu subtrahierenden konstanten Wert n_s :

$$M_s = \sum_{i=1}^c \frac{1}{N_i - n_s} \leq 1 \quad \text{Gl. (4.2)}$$

mit M_s Minersumme, definiert als der Gesamtschaden, der sich aus der Summe der Einzelschäden nach c Zyklen ergibt.

n_s abhängig von der Verteilung des Amplitudenwertes für ein variierendes Beanspruchungskollektiv.

Eine rechnerische Ermittlung der Betriebsfestigkeit setzt die Kenntnis der Beanspruchungskollektive voraus. Um aufwändige Messungen und Beobachtungen zur Beschreibung der Betriebsbeanspruchung zu vermeiden, werden die auftretenden Beanspruchungen meist grob abgeschätzt. Nur vereinzelt liegen analytische Beschreibungen der Einwirkungen vor. Beispiele hierfür sind die Kranbahnkollektive der DIN 15518 oder Verkehrslastkollektive für Brücken /66/.

Neuere Forschungsansätze hingegen beaufschlagen Bauteilversuche mit wirklichkeitsnahen Betriebslasten, die anhand von Beobachtungen und Messungen ermittelt werden. Die bisherigen Versuchsergebnisse lieferten erwartungsgemäß erheblich höhere Lebensdauern /18/, /25/ & /26/. Die Beanspruchungen weisen jedoch meistens einen regellosen Verlauf auf. So wurden mehrere Methoden (Spektralmethode, TNO-, Rainflow-, Reservoir-Verfahren) entwickelt, um die Beanspruchungsschwingspiele nach ihren Amplituden und Auftretenshäufigkeiten zu ordnen. Kennzeichnend für die Methoden sind die unterschiedlichen Definitionen eines Schwingspiels und einer Schwingbreite.

Zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit sind verschiedene Methoden entwickelt worden. Die ersten beschriebenen Konzepte der experimentellen Vorgehensweise, das Nennspannungskonzept, das Strukturspannungskonzept und das Konzept der örtlichen elastischen Beanspruchungen sind stark experimentell-empirisch ausgerichtet. Im Gegensatz dazu versuchen das Örtliche Konzept und das Rissfortschrittskonzept die wirklichen örtlichen Beanspruchungs- und Versagensvorgänge modellhaft abzubilden und rechnerisch zu erfassen.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4.2 Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit anhand von Experimenten

Bei der experimentellen Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit werden Originalbauteile unter realen Betriebsbedingungen bis zum Versagen geprüft. Insbesondere sind dabei ein real gemessener oder ein deterministischer Beanspruchungsablauf und etwaige Umgebungseinflüsse, mit dem das Bauteil beaufschlagt wird, für den Versuch zu berücksichtigen. Auf diese Weise wird eine realitätsnahe Ermittlung der Lebensdauer ohne hypothetische Annahmen reproduziert. Konsequenterweise ist dieses Versuchskonzept aber nur unter zwei Voraussetzungen zu verwirklichen:

- Der Beanspruchungsablauf muss bekannt sein und
- eine der vorgesehenen Nutzungsdauer entsprechende Versuchszeit muss zur Verfügung stehen.

Hier wird der enorme Kosten- und Zeitaufwand dieses Verfahrens deutlich. Der Betriebslastensimulations-Versuch ist also keine problemlose Variante zur Ermittlung der Lebensdauer von Bauteilen. Der Vorteil liegt in der Erfassung sämtlicher Einflüsse, die das Ermüdungsverhalten beeinflussen, wie z. B. Rauigkeits-, Eigenspannungs- und Fertigungseinflüsse. Mit Hilfe von Experimenten können so die maßgebenden Einflussparameter isoliert und Einschätzungen verifiziert werden.

4.3 Nennspannungskonzept

Das Nennspannungskonzept ist aus den einschlägigen Regelwerken (2.1) bekannt. Zur Berechnung der Bauteillebensdauer bis zum technischen Anriss werden das Nennspannungskollektiv und die Bauteilwöhlerlinie benötigt. Dabei wird einfache Beanspruchung vorausgesetzt. Eine Bewertung des Nennspannungskonzepts wird in 4.8 vorgenommen.

4.3.1 Lineare Schadensakkumulationsrechnung (Miner-Regel)

Die Berechnungsmethode der Schadensakkumulationsrechnung wurde in den Grundlagen dieses Kapitels unter 4.1 bereits vorgestellt.

Zur Aufbereitung des Lastkollektivs für die Schadensakkumulationsrechnung wird das Rainflow-Zählverfahren als geeignet erachtet [8]. Hierbei zählt als Spannungsschwingbreite die Differenz der maximalen und minimalen Spannung einer geschlossenen Hysterese eines unter Be- und Entlastung entstandenen σ - ε -Verlaufs. Zum gleichen Ergebnis kommt das Reservoir-Zählverfahren, das etwas anschaulicher beschrieben werden kann. Der einfachste und zugleich unwirtschaftlichste Nachweis der Ermüdungsfestigkeit wäre die Begrenzung der Beanspruchung auf die Werte des Dauerfestigkeitsbereichs, also auf eine Schwingbreite, die theoretisch unendlich oft aufgebracht werden kann. Der wirtschaftlichste Nachweis ergibt sich mit der Betriebsfestigkeit, bei der ein Anteil der Spannungsamplituden deutlich über den Schwingbreiten der Dauerfestigkeit liegen kann.

Verschiedene Versuche haben gezeigt, dass die Anwendung der pragmatischen Miner-Hypothese die Lebensdauer von Stahlbauteilen sowohl über-, als auch unterschätzen kann. Die elementare Miner-Regel, bei der die Gerade des Zeitfestigkeitsbereichs in den Dauerfestigkeitsbereich verlängert wird, liefert selten die realistische Lebensdauerprognose. Die „Original-Miner-Regel“ hingegen, bei der die Dauerfestigkeit durch eine waagrechte Gerade begrenzt wird, kann die Lebensdauer überschätzen. Einen Kompromiss birgt hier zwar der Ansatz von Haibach, der die Neigung m im Zeitfestigkeitsbereich auf die Neigung $k = 2m - 1$ im Dauerfestigkeitsbereich ändert, die physikalische Begründung hierfür ist aber noch zu finden (Bild 4.3). Die modifizierte Form der Miner-Regel nach Liu und Zenner ist ein neuerer Ansatz, der sich für eine Anpassung der Wöhlerlinie an Beanspruchungs-Zeit-Funktionen, deren

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Amplituden nicht konstant und teilweise unterhalb der Dauerfestigkeit liegen, eignet. Die konsequente Form der Miner-Regel hat vor allem Bedeutung für eine Extrapolation der Lebensdauerlinie auf hohe Schwingspielzahlen (Bild 4.4).

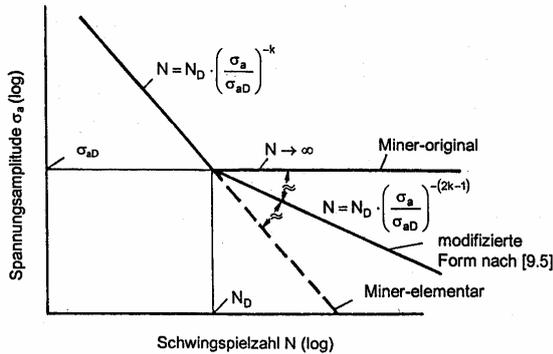


Bild 4.3: Modifikationen der Wöhlerlinie /44/.

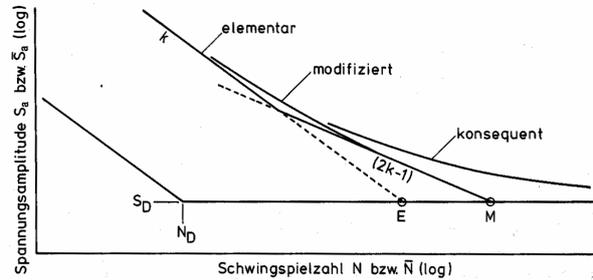


Bild 4.4: Schematischer Verlauf der Lebensdauerlinien /45/.

Entsprechend /45/ existiert noch keine taugliche Alternative zur Miner-Regel. Es gelte daher aber nicht, die Miner-Regel zu modifizieren, sondern es sollen evidente Sicherheitsreserven gefunden werden, die beeinflussende Faktoren für die Lebensdauerbestimmung wie Vorschädigungen, Eigenspannung der Prüflinge, korrosiver Angriff und Modellungenauigkeiten zur Schnittgrößenermittlung berücksichtigen.

Treffsicherheit der Ergebnisse

Zwischen berechneter und tatsächlicher Lebensdauer können sich - besonders beeinflusst durch den Typ der Beanspruchungs-Zeitfunktion - beträchtliche Abweichungen ergeben. Diese können u. a. an folgende Ursachen geknüpft sein:

- Die Belastungsreihenfolge geht nicht in die Rechnung ein.
- Einzelne hohe Belastungsspitzen (Überlasten) werden nicht gesondert berücksichtigt.

Eine Voraussage für eine Abweichung der Miner-Rechnung kann generell nicht gegeben werden. Es lassen sich jedoch für die in Tabelle 4.1 angegebenen Fälle Abschätzungen für die Berechnung treffen.

Tendenz zur sicheren Seite zeigen	Tendenz zur unsicheren Seite zeigen
Beanspruchungs-Zeit-Funktionen mit positiver Mittelspannung.	Beanspruchungs-Zeit-Funktionen mit großen Mittelspannungsänderungen.
Bauteile mit Zugeigenspannungen, wenn die im Wöhlerversuch verwendeten Proben diese Spannung ebenfalls aufwiesen.	Biegebeanspruchung und die Anwendung von Biege-Wöhlerlinien.
Bauteile mit Druckeigenspannungen, wenn die im Wöhlerversuch verwendeten Proben diese nicht aufwiesen.	Bauteile mit Druckeigenspannungen, wenn die im Wöhlerversuch verwendeten Proben diese überschreiten können.
	Beanspruchungs-Zeit-Funktionen mit vielen Amplituden unterhalb der Dauerfestigkeit.

Tabelle 4.1: Tendenzen zu Sicherheit der Miner-Rechnung.

Unter Zuhilfenahme von tatsächlichen Lebensdauerergebnissen mit der relativen Miner-Regel können Unsicherheiten kompensiert werden, indem bekannte Lebensdauerwerte aus Versuchen oder einem Vergleichsfall genutzt werden, die Schadensakkumulationsrechnung zu kalibrieren.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Kritik an der Miner-Regel

In der Konstruktionspraxis wird eine einfache Art der Schadensakkumulations-Hypothese benötigt, die allein mit den Kennwerten der Wöhlerlinie auskommt. In dieser Hinsicht gibt es zur Miner-Regel noch keine Alternative. Allerdings können errechnete Lebensdauerbewertungen erheblich von der Wirklichkeit abweichen. Nach übereinstimmender Einschätzung der Fachwelt liegt dies daran, dass die Reihenfolge der Schwingspiele unbeachtet bleibt. Die Reihenfolgeeinflüsse werden zusätzlich von Eigenspannungseinflüsse überlagert. Die Treffsicherheit der Miner-Regel hängt also davon ab, wie die Beanspruchungs-Zeit-Funktion am zweckmäßigsten in ein Amplitudenkollektiv umgesetzt wird. Ein Ansatz kann in dem Verfahren der Amplitudentransformation gesehen werden. Mittels einer Amplitudentransformation wird die Überführung von einem Schwingspiel mit einer vorliegenden Amplitude und Mittelspannung in eine schadensäquivalente Amplitude für gewöhnlich mit dem Spannungsverhältnis $R=-1$ ermöglicht. Aufgrund der Unsicherheiten bei der Anwendung der Miner-Regel sollte von einer rechnerischen Lebensdauerprognose gesprochen werden.

4.3.2 Ermittlung der Nutzungsdauer für eine vorgegebene Ausfallwahrscheinlichkeit

Die mit den zuvor beschriebenen Mitteln berechneten Lebensdauerwerte gelten häufig für eine Ausfallwahrscheinlichkeit von $P_A = 50\%$. Je nach Bedeutung, Funktion, Zugänglichkeit und weiteren einsatzspezifischen Kriterien kann eine Umrechnung der Lebensdauer L auf einen anderen P_A -Wert erforderlich werden. Dies gelingt mit der folgenden Beziehung:

$$L_{P_A=x\%} = \frac{L_{P_A=50\%}}{i_L \cdot j}$$

oder für die Anzahl der Schwingspiele

$$N_{P_A=x\%} = \frac{N_{P_A=50\%}}{i_L \cdot j}$$

mit $i_L :=$ lebensdauerbezogene Sicherheitszahl
 $j :=$ Risikofaktor

Die lebensdauerbezogene Sicherheitszahl ist abhängig von dem Streumaß $1/T$ und der geforderten Ausfallwahrscheinlichkeit P_A . Der Risikofaktor berücksichtigt die möglichen Abweichungen zwischen der zugrunde liegenden zur wahren 50%-Wöhlerlinie. Der Risikofaktor ergibt sich abhängig vom Streumaß $1/T$ und der Gesamtanzahl n der einzelnen Wöhlerversuche. Bei einer 50%-Wöhlerlinie, die statistisch gut abgesichert ist, ergibt sich j zu 1. Für die Umrechnung werden logarithmisch-normalverteilte Lebensdauerwerte vorausgesetzt. Als kennzeichnende Größe der Verteilung wird die in der Betriebsfestigkeit übliche Streuspanne

$$T = L_{P_A=10\%} / L_{P_A=90\%}$$

benutzt.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4.4 Strukturspannungskonzept

Das Strukturspannungskonzept ist für geschweißte Konstruktionen entwickelt worden. Es ist dem Nennspannungskonzept sehr ähnlich. Eine Spannungsberechnung erfolgt an den komplex gestalteten Bauteilen nicht nach der elementaren Festigkeitslehre, sondern auf der Grundlage höherer Tragwerkstheorien (Platten-, Scheiben- und Schalentheorien). Für eine vertiefte Beschäftigung sei hier auf die Literatur verwiesen /67/.

4.5 Berechnung der Bauteillebensdauer bis zum technischen Anriss nach dem Örtlichen Konzept

4.5.1 Das Konzept der örtlich elastischen Beanspruchungen (Kerbspannungskonzept)

Das Konzept der örtlichen elastischen Beanspruchungen wird u. a. kurz auch als Kerbspannungskonzept bezeichnet, auch wenn die Anwendung nicht auf Kerbspannungen beschränkt ist. Bei Anwendung dieses Konzepts werden örtliche Spannungen mit Spannungserhöhungen infolge Kerbwirkungen auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechnet. Dies kann mit der Finite-Elemente-Methode (FEM), der Randelement-Methode oder der Anwendung von Formzahlen aus Handbüchern geschehen. Durch die Nutzung der Proportionalität zwischen örtlich elastischen Spannungen und Nennspannungen lässt sich das Konzept verallgemeinern, wodurch in den Wöhlerlinien die Nennspannungen durch örtlich elastische Spannungen ersetzt werden. Für das Konzept der örtlich elastischen Beanspruchungen werden im Gegensatz zu dem im Folgenden beschriebenen Konzept der örtlichen Beanspruchungen (Örtliches Konzept) unmittelbar aus Schwingfestigkeitsversuchen an Bauteilen stammenden Kenndaten wie Wöhlerlinienneigung, Abknickpunkt usw. benötigt.

4.5.2 Das Konzept der örtlichen Beanspruchungen (Örtliches Konzept)

Das Axiom des Kerbgrundgesetzes (Kerbdehnungsgesetzes) ist es, die Lebensdauer ausgehend von der berechneten elastisch-plastischen örtlichen Beanspruchung am kritischen Ort des Bauteils zu bewerten. Zur Schädigungsbewertung werden keine Bauteilversuche benötigt, sondern lediglich bauteilunabhängige Werkstoffkennwerte. Die Werkstoffkennwerte in Form von Spannungs-Verzerrungs-Kurven und Dehnungs-Anrisswöhlerlinien werden entweder experimentell am ungekerbten Probestab unter einachsiger Beanspruchung ermittelt oder empirisch abgeschätzt. Bei Anwendung des Örtlichen Konzepts wird die Schädigung für jedes einzelne Schwingspiel bestimmt. Während die Daten über die Bauteilgeometrie und die Art der Bauteilbelastung, z. B. Zug- oder Druckbeanspruchung, leicht gewonnen werden können, gestaltet sich die Abschätzung der auf das Bauteil wirkenden Lastfolge meist als schwierig. Die Last-Zeit-Funktion muss daher vorliegen bzw. sinnvoll prognostiziert werden. Mit einer Näherungsformel (Neuberregel) oder einer FE-Berechnung wird dabei ein Zusammenhang zwischen Last und örtlicher Spannung hergestellt. Eine Modellierung des Schädigungsprozesses selbst wird nicht vorgenommen. Mit dem sich daraus ergebenden σ - ϵ -Pfad und durch Anwendung der Dehnungs-Anrisswöhlerlinie wird der Schädigungsparameter für die Schadensakkumulation und damit für die Lebensdauerberechnung bestimmt. Einen schematisierten Ablauf der Berechnung mit Hilfe dieses Konzepts gibt Bild 4.5.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

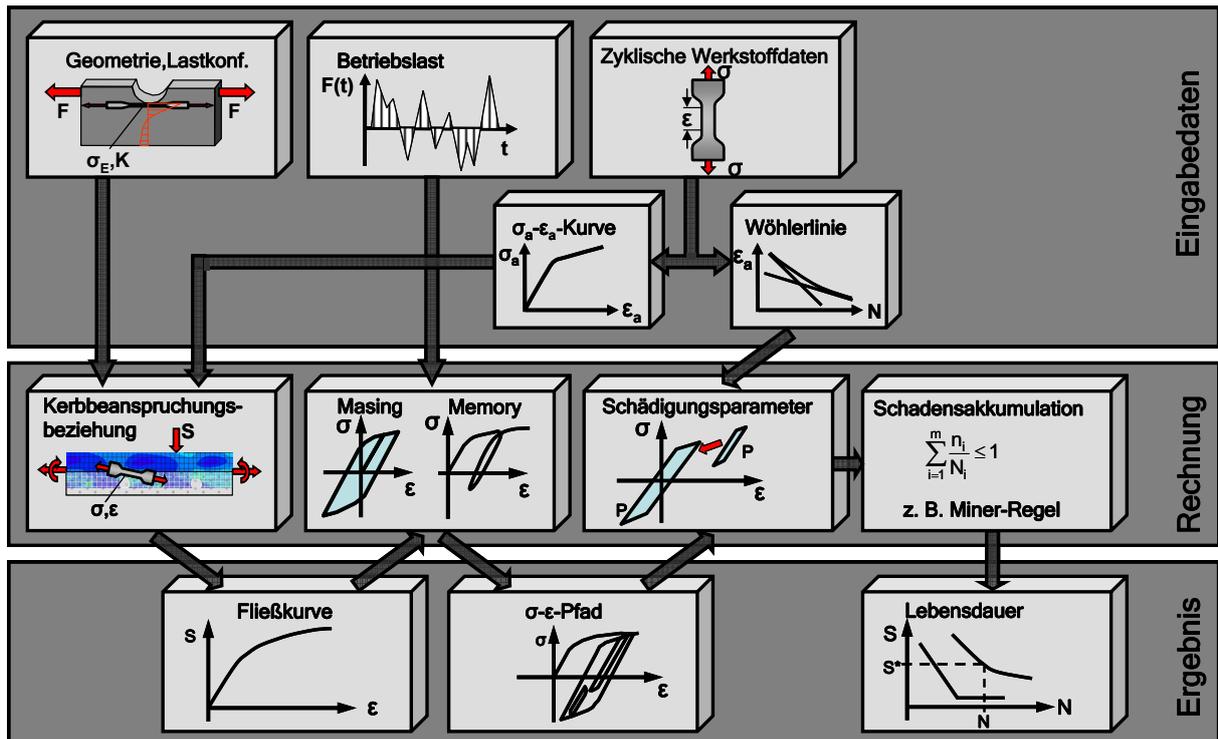


Bild 4.5: Ablaufschema des Örtlichen Konzepts /40/.

Die Ermittlung der zyklischen Spannungs-Verzerrungs-Kurve, der sogenannten Dehnungswöhlerlinie, der Last-Kerbdehnungs-Beziehung, der Spannungs-Verzerrungspfade, sowie der Schädigungsparameterwöhlerlinie wird in den folgenden Abschnitten beschrieben.

4.5.2.1 Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve, Dehnungswöhlerlinie, Uniform Material Law

Die zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve (kurz: ZSDK) kann experimentell an einem ungekerbten Prüfstab oder rechnerisch ermittelt werden. Die Versuche werden entweder mit konstanter Dehnungsamplitude - weggesteuert bzw. dehnungsgesteuert - oder mit konstanter Kraftamplitude - kraftgesteuert - durchgeführt. Es wird jedoch meist die dehnungsgesteuerte Ermittlung angewendet. Denn die Beanspruchung des betrachteten Volumenelements im Kerbgrund wird durch das umliegende angrenzende Material mit begrenzter Elastizität bestimmt und ist dadurch dehnungskontrolliert. Für die experimentelle Ermittlung der ZSDK wird im Regelfall ein Prüfstab dehnungsgesteuert einer vorgegebenen axialen Wechseldeformation unterworfen. Wenn neben der Verzerrung auch die sich einstellende Prüfkraft gemessen wird, kann die auf den Prüfquerschnitt wirkende Spannungsamplitude bestimmt und - wie in Bild 4.6 dargestellt - eine Spannungs-Verzerrungs-Hysteresis aufgenommen werden. Werden die Amplitudenwerte mehrerer Spannungs-Verzerrungs-Hystereseschleifen mit unterschiedlichen Verzerrungsschwingbreiten miteinander verbunden, ergibt sich gemäß der Nomenklatur, die zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve (ZSDK, Bild 4.7).

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

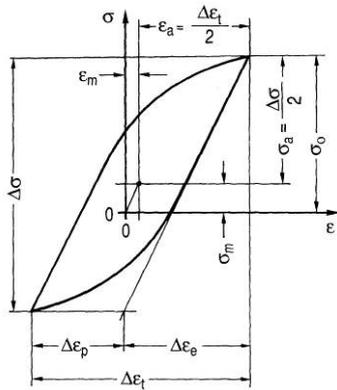


Bild 4.6: Hystereseschleife mit zugehörigen Bezeichnungen

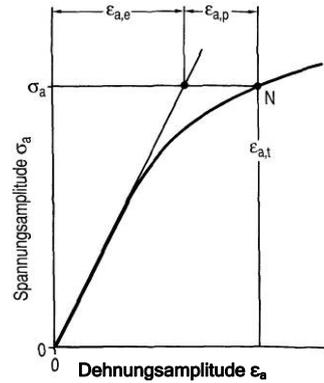


Bild 4.7: Zyklische Spannungs-Dehnungs-Kurve

Die Gesamtverzerrungsspannweite ϵ_a setzt sich dabei aus einem elastischen Verzerrungsanteil $\epsilon_{a,e}$ und einem plastischen Verzerrungsanteil $\epsilon_{a,p}$ zusammen:

$$\epsilon_a = \epsilon_{a,e} + \epsilon_{a,p} \quad \text{Gl. (4.3)}$$

Wenn der elastische Anteil der Verzerrungsspannweite $\epsilon_{a,e}$ nach Gl. (4.4) berechnet werden kann, dann ergibt sich für den plastischen Verzerrungsanteil $\epsilon_{a,p}$ Gl. (4.5).

$$\epsilon_{a,e} = \frac{\sigma_a}{E} \quad \text{Gl. (4.4)}$$

$$\epsilon_{a,p} = \epsilon_a - \epsilon_{a,e} \quad \text{Gl. (4.5)}$$

Eine analytische Beschreibung der zyklischen Spannungs-Dehnungs-Kurve kann durch die Ramberg-Osgood-Gleichung mit dem Verfestigungskoeffizienten K' und dem Verfestigungsexponenten n' erfolgen:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E} + \left(\frac{\sigma_a}{K'} \right)^{1/n'} \quad \text{Gl. (4.6)}$$

Zur Versagensbewertung werden Dehnungswöhlerlinien an polierten ungekerbten Werkstoffproben meist dehnungskontrolliert und unter rein wechselnder Beanspruchung bestimmt (Bild 4.8). Die Dehnungswöhlerlinien können in eine elastische und plastische Wöhlerlinie aufgeteilt und nach der Manson-Coffin-Beziehung Gl. (4.7) analytisch formuliert werden:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_f'}{E} \cdot (2N)^b + \epsilon_f' \cdot (2N)^c \quad \text{für } N < N_D \quad \text{Gl. (4.7)}$$

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

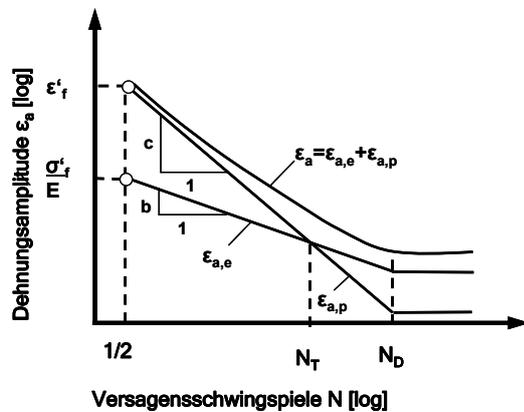


Bild 4.8: Dehnungswöhlerlinie nach der Manson-Coffin-Beziehung.

Uniform Material Law	
$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E} + \left(\frac{\sigma_a}{K'} \right)^{1/n'}$	
$\varepsilon_a = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N)^c \quad N \leq N_D$	
für unlegierte und niedriglegierte Stähle	
σ'_f	$1,50 \cdot R_m$
b	$-0,087$
ε'_f	$0,59 \cdot \Psi$
c	$-0,58$
σ_D	$0,45 \cdot R_m$
ε_D	$0,45 \cdot \frac{R_m}{E} + 1,95 \cdot 10^{-1} \cdot \Psi$
N_D	$5 \cdot 10^5$
K'	$1,65 \cdot R_m$
n'	$0,15$
$\Psi = 1,0$ für: $\frac{R_m}{E} \leq 3 \cdot 10^{-3}$	
$\Psi = \left(1,375 - 125,0 \cdot \frac{R_m}{E} \right)$ für: $\frac{R_m}{E} > 3 \cdot 10^{-3}$	
$\Psi \geq 0$	

Bild 4.9: Abschätzung zyklischer Werkstoffkennwerte mit dem UML /68/.

Die in Gl. (4.6) und Gl. (4.7) enthaltenen Konstanten n' und K' bzw. σ'_f , b , ε'_f und c werden getrennt für die Anteile der elastischen und der plastischen Verzerrungen an der Gesamtverzerrung ε_a über eine Regressionsrechnung bestimmt. Zwischen diesen bestehen die Kompatibilitätsbedingungen:

$$n' = \frac{b}{c}; \quad K' = \frac{\sigma'_f}{(\varepsilon'_f)^{b/c}} \quad \text{Gl. (4.8)}$$

Die Gesamtverzerrungsamplitude ε_a kann auch nach dem Uniform Material Law (Bild 4.9) /68/ in Abhängigkeit der Zugfestigkeit R_m und des E-Moduls E des verwendeten Materials mit hinreichender Genauigkeit berechnet werden.

4.5.2.2 Last-Kerbdehnungs-Beziehung (Bauteilfließkurve)

Die Bauteilfließkurve stellt einen Zusammenhang zwischen äußerer Last und örtlicher Beanspruchung her. Die Fließkurve ist eine Last-Verzerrungskurve, die zur Berechnung von örtlichen Spannungs-Verzerrungspfaden benötigt wird. Sie wird beeinflusst durch die Geometrie des Bauteils, durch die Lastkonfiguration und durch das Spannungs-Verzerrungsverhalten des Werkstoffes.

Bei rein elastischem Werkstoffverhalten kann unter Verwendung des Übertragungsfaktors c die Kerbspannung σ_e direkt aus der Lastgröße L berechnet werden. Es ergibt sich eine direkte Abhängigkeit der Spannung von der Belastung gemäß Gl. (4.9). Der Übertragungsfaktor c

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

kann aus Finite-Elemente-Rechnungen, aus analytischen Lösungen /69/, aus Handbüchern /70/ oder mit Hilfe von Verzerrungsmessungen am Bauteil bestimmt werden.

$$\sigma_e = c \cdot L \quad \text{Gl. (4.9)}$$

Wenn für den Lastfaktor L die Nennspannung S verwendet wird, entspricht c der elastizitätstheoretischen Kerbformzahl K_t (Gl. (4.10)).

$$K_t = \frac{\sigma_e}{S} \quad \text{Gl. (4.10)}$$

Diese direkte Proportionalität zwischen Kerbspannung σ_e und Nennspannung S gilt im elastisch-plastischen Bereich nicht mehr. Hier bildet sich örtlich eine plastische Zone aus, die sich mit zunehmender Nennspannung vergrößert. Mit Hilfe von Übertragungsfunktionen (Gl. (4.11)) kann eine überproportionale Steigerung der Verzerrung bei Lastzunahme erfasst werden. Diese Übertragungsfunktionen können ebenfalls mit Hilfe von Finite-Elemente-Rechnungen berechnet oder experimentell ermittelt werden.

$$\varepsilon = F(L) \quad \text{Gl. (4.11)}$$

Eine Berechnungsformel mit ausreichender Genauigkeit für stark gekrümmte Kerben unter Schubbeanspruchung wurde von Neuber (/71/, /72/) abgeleitet (Gl. (4.12))

$$K_t^2 = K_{t\sigma} \cdot K_{t\varepsilon} = \frac{\sigma}{S} \cdot \frac{\varepsilon}{e} \quad \text{Gl. (4.12)}$$

mit $K_{t\sigma}$ - Spannungsformzahl $K_{t\varepsilon}$ - Dehnungsformzahl
 e - Nenndehnung

$$\sigma \cdot \varepsilon = K_t^2 \cdot S \cdot e \quad \text{Gl. (4.13)}$$

Die Neuberformel (Gl. (4.13)) besitzt nur Gültigkeit, solange die Nennspannung S kleiner als die der maximalen Traglast L_p zugeordneten Nennspannung S_p ist. Eine grafische Deutung der Neuber-Regel findet sich im Bild 4.10.

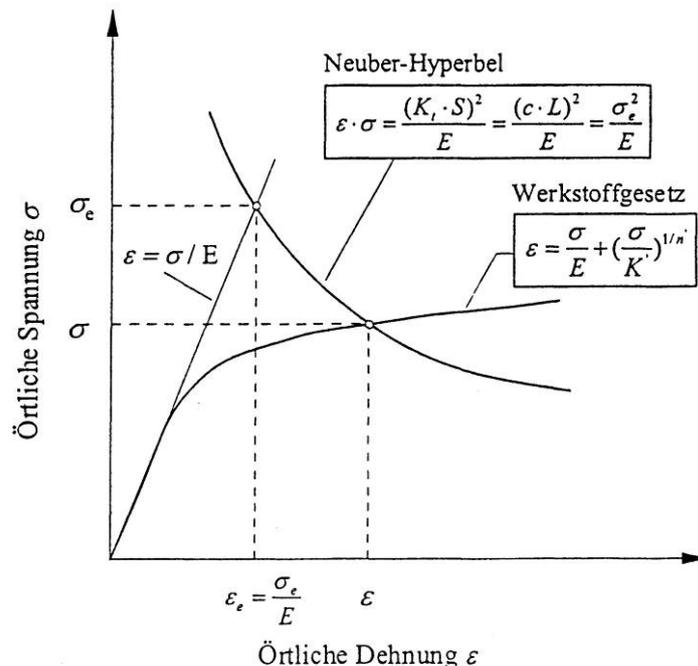


Bild 4.10: Kerbspannung und Kerbdehnung nach Neuber /40/

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Um auch für Lastbereiche oberhalb der Traglast Aussagen über die Kerbspannungs-Nennspannungsbeziehung treffen zu können, wurde die Neuberformel von Beste /73/ erweitert (Gl. (4.14)).

$$\sigma \cdot \varepsilon = \frac{(K_t \cdot S)^2}{E} \cdot \frac{e^* \cdot E}{S^*} \quad \text{Gl. (4.14)}$$

mit
$$S^* = \frac{(K_t \cdot S)^2}{K_p}$$

$$e^* = f(S^*)$$

$$K_p = \frac{S_p}{S_F} = \frac{K_t \cdot S_p}{\sigma_F}$$

S^* - Nennspannung, die bei Erreichen des vollplastischen Zustandes gleich der Fließspannung δ_F wird.

K_p - Traglastformzahl als Verhältnis zwischen der Nennspannung bei Erreichen der vollplastischen Grenzlast ($S^* = \delta_F$) und der Nennspannung bei Fließbeginn im Kerbgrund (Wert von S wenn $\sigma_e = \delta_F$ erreicht).

Auch die vollplastische Grenzlast kann mit Hilfe einer Finite-Elemente-Rechnung auf der Basis eines elastisch-idealplastischen Stoffgesetzes berechnet oder nach der elementaren Festigkeitslehre abgeschätzt werden.

Da die bisher beschriebenen Berechnungsansätze nur einachsige Spannungszustände berücksichtigen, muss für mehrachsige Spannungszustände die erweiterte Neuberformel nochmals verändert werden. Hierfür werden die einachsigen Größen σ , ε und K_t durch die entsprechenden Vergleichsgrößen nach von Mises σ_v , ε_v und K_{tv} ersetzt (Gl. (4.15)).

$$\sigma_v \cdot \varepsilon_v = \frac{(K_{tv} \cdot S)^2}{E} \cdot \frac{e^* \cdot E}{S^*} \quad \text{Gl. (4.15)}$$

Als vorteilhaft erweist sich hierbei wiederum die Finite-Elemente-Rechnung. Dabei wird die zyklische σ - ε -Kurve als Werkstoffgesetz eingegeben. Bei monoton elastisch-plastischer Rechnung erhält man bei jeder Laststufe für jeden Knoten die äußere Last L , die vorhandene Spannung σ und die vorhandene Verzerrung ε . Eine aufwendige Bestimmung der L - ε - und σ - ε -Verläufe für jede Laststufe und die Bestimmung des Übertragungsfaktors c sowie der Traglastformzahl K_p können somit entfallen.

4.5.2.3 Last-Verzerrungs- und Spannungs-Verzerrungs-Pfad

Der örtliche Last-Verzerrungspfad und der örtliche Spannungs-Verzerrungspfad eines Bauteils dienen der Bewertung der Schädigung in der Kerbe infolge der zyklischen Belastung. Wie Bild 4.5 zu entnehmen, haben das Masing- und das Memory-Verhalten einen Einfluss auf den Spannungs-Verzerrungs-Pfad von Bauteilen. Das Masing-Verhalten oder die Masing-Hypothese besagt, dass bei Belastungsumkehr der σ - ε -Pfad der in Spannungen und Verzerrungen verdoppelten zyklischen σ - ε -Kurve folgt Gl. (4.16). In jedem Umkehrpunkt wird mit einem neuen $\Delta\sigma$ - $\Delta\varepsilon$ -Koordinatensystem begonnen. Die Form des Hystereseeastes bei Belastungsumkehr ergibt sich demnach aus der im Verhältnis 2:1 vergrößerten Spannungs-Verzerrungs-Kurve des Erstbelastungsastes (Bild 4.11) /45/.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E} + \left(\frac{\sigma_a}{K'} \right)^{1/n'} \Rightarrow \Delta\varepsilon_a = \frac{\Delta\sigma_a}{E} + 2 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_a}{2K'} \right)^{1/n'} \quad \text{Gl. (4.16)}$$

Neben dem Masing-Verhalten hat auch das Memory-Verhalten, also das „Werkstoffgedächtnis“, einen erheblichen Einfluss auf die Spannungs-Verzerrungsbeziehungen bei nicht einstufigen Belastungen. Bei dem Memory-Verhalten werden drei Arten des Erinnerungsvermögens unterschieden (Bild 4.12) /40/.

- M1: Nach dem Schließen einer Hysterese, die auf der zyklischen σ - ε -Kurve begonnen wurde, folgt der Spannungs-Verzerrungspfad wieder der zyklischen σ - ε -Kurve.
- M2: Nach dem Schließen einer Hysterese, die auf einem Hystereseast begonnen wurde, folgt der Spannungs-Verzerrungspfad wieder dem ursprünglichen Hystereseast.
- M3: Ein auf der zyklischen σ - ε -Kurve begonnener Hystereseast endet, sobald der Betrag der Spannung oder Verzerrung seines Startpunkts im gegenüberliegenden Quadranten wieder erreicht wird. Der Spannungs-Verzerrungspfad folgt anschließend weiter der zyklischen σ - ε -Kurve.

Unter der Annahme, dass auf jede Lastumkehr in allen Werkstoffelementen im Bauteil auch eine Spannungs- und Verzerrungsumkehr folgt, der Werkstoff sich also gemäß den Masing- und Memory-Hypothesen verhält, kann der Last-Verzerrungspfad nach den selben Masing- und Memory-Gesetzen aus der Last-Verzerrungskurve abgeleitet werden wie die σ - ε -Pfade. Mit der Kenntnis der Bauteilfließkurve, dem Bauteil-Masing und Bauteil-Memory-Verhalten können Last-Verzerrungs-Pfade und örtliche Spannungs-Verzerrungs-Pfade für vorgegebene Last-Zeitfunktionen bestimmt werden.

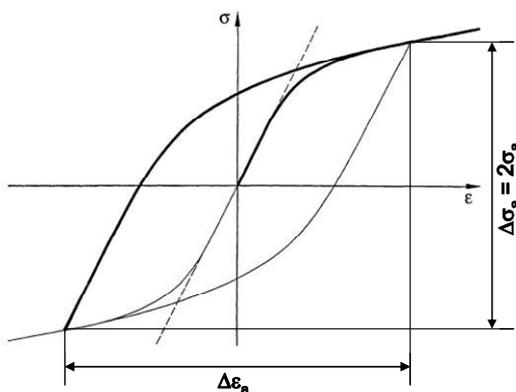


Bild 4.11: Hystereseschleife nach der Masing-Hypothese /45/.

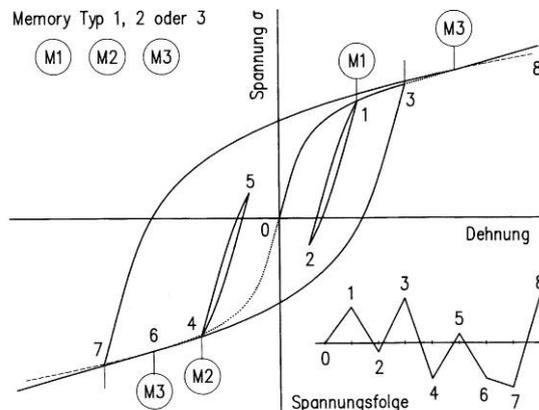


Bild 4.12: Hystereseschleife nach der Masing-Hypothese /40/.

4.5.2.4 Schädigungsparameter

In der Literatur existiert eine umfangreiche Sammlung von Schädigungsparametern. Für einen Überblick mit ausführlichen Angaben wird auf die in /74/ und /75/ zitierte Originalliteratur verwiesen. Generell werden die Schädigungsparameter in drei große Kategorien unterteilt: Eine ist die Erweiterung von statischen Festigkeitshypothesen für mehrachsige statische Beanspruchungen (v. Mises und Tresca). Für bestimmte Anwendungsfälle reichen die Grunddaten, die aus Versuchen mit einachsiger wechselnder Beanspruchung gebildet werden aus, das Werkstoffverhalten bei beliebig mehrachsiger, proportionaler Beanspruchungen zu beschreiben. So wird der mehrachsige Spannungszustand beispielsweise in einen Vergleichs-

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

spannungszustand entsprechend der Festigkeitshypothese nach von Mises überführt. Die Vergleichsverzerrungen werden dann der Dehnungswöhlerlinie gegenübergestellt. Die Berücksichtigung von Mittelspannungseinflüssen erweist sich allerdings als problematisch. Eine zweite Kategorie sind die integralen Schädigungsparameter, basierend auf der totalen Verzerrungsenergiegedichte, der plastischen Arbeit, der Gestaltänderungshypothese (GEH), der Oktaederschubspannungshypothese (OSH), der Normalspannungsintensität oder der Schubspannungsintensitätshypothese (SIH). Letztere hat sich vor allem im Bereich der Dauerfestigkeit als zweckmäßig erwiesen. Der Einsatz von richtungsunabhängigen Parametern ist allerdings fraglich, wenn im Zeitfestigkeitsbereich durch die Bildung von Mikrorissen eine eindeutige Richtungsabhängigkeit der Schädigung vorliegt. Die dritte Kategorie, Parameter für kritische Ebenen, und einige der wichtigsten bzw. häufigsten Ansätze für Schädigungsparameter im Fachschrifttum, werden nachfolgend beschrieben.

Beanspruchungskenngrößen für kritische Ebenen, in denen sich Gleitlinien und Mikrorisse bei Schwingbeanspruchungen entwickeln, charakterisieren den Schädigungsprozess. Die Ausbildung dieser Strukturebenen hängt vom Werkstoff und der Beanspruchungsart ab. Dementsprechend und mit experimentellen Untersuchungen an einzelnen Werkstoffen unter definierten Lastbedingungen wurden Schädigungsparameter entwickelt. Aufgrund der vielfältigen Werkstoff-Last-Kombinationen und damit Schädigungsrichtungen existiert eine Fülle (ca. 100) solcher Parameter. Die Anzahl ist bezeichnend für die Unsicherheit und die Komplexität dieser Problematik.

Mit Hilfe von verschiedenen Schädigungsparametern ist es möglich, in das Berechnungsverfahren auch den Einfluss der Mittelspannung (wie Zugmittelspannung oder Druckmittelspannung) und Reihenfolgeeffekte einzubeziehen. Am häufigsten wird dafür der Schädigungsparameter nach Smith, Watson und Topper, der so genannte P_{SWT} -Parameter nach Gl. (4.17), verwendet.

$$P_{\text{SWT}} = \sqrt{(\sigma_a + \sigma_m) \cdot \varepsilon_a \cdot E} \quad \text{Gl. (4.17)}$$

Daraus ergibt sich die P_{SWT} -Wöhlerlinie mit Gl. (4.7) für eine Mittelspannung $\sigma_m = 0$ nach Gl. (4.18).

$$P_{\text{SWT}}(N) = \sqrt{\sigma'_f{}^2 \cdot (2N)^{2b} + \sigma'_f \cdot \varepsilon'_f \cdot E \cdot (2N)^{b+c}} \quad \text{Gl. (4.18)}$$

Die benötigten Parameter σ'_f , ε'_f , b und c können mit Hilfe Bild 4.9 (UML) abgeschätzt werden.

Da nur eine Zugmittelspannung einen nennenswerten Einfluss auf die Anrisslebensdauer von Bauteilen hat, wurde der P_{SWT} -Parameter von Beste und Bergmann leicht modifiziert. Die Mittelspannung wird dann mit einem zusätzlichen Faktor k_1 gewichtet (Gl. (4.19)).

$$P_{\text{mod}} = \sqrt{(\sigma_a + k_1 \cdot \sigma_m) \cdot \varepsilon_a \cdot E} \quad \text{Gl. (4.19)}$$

mit	$k_1 = 1$	$\text{für } \sigma_m \geq 0$	
	$k_1 = 0$	$\text{für } \sigma_m < 0$	(für Stahl)
	$k_1 = 0,5$	$\text{für } \sigma_m < 0$	(für Aluminium)

Um auch Reihenfolgeeffekte der Belastungsvorgeschichte ausreichend in die Berechnungen einfließen lassen zu können, wurde von Vormwald ebenfalls ein Schädigungsparameter entwickelt (Gl. (4.20)). Nach /45/ werden damit die genauesten Ergebnisse erzielt.

$$P_J = 1,24 \cdot \frac{(\sigma_o - \sigma_{cl})^2}{E} + \frac{1,02}{\sqrt{n'}} \cdot (\sigma_o - \sigma_{cl}) \cdot \left[(\varepsilon_o - \varepsilon_{cl}) - \frac{(\sigma_o - \sigma_{cl})}{E} \right] \quad \text{Gl. (4.20)}$$

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Die P_J -Wöhlerlinie wird beschrieben mit:

$$\log N = -m \cdot \log P_J + \log Q \quad \text{für } P_J \geq P_{J,D}$$

mit m und Q als Konstanten aus statistisch ausgewerteten Einstufenversuchen.

In Bild 4.13 sind die in den Schädigungsparametern verwendeten Größen grafisch dargestellt. Die Werte σ_{op} bzw. σ_{op} sind errechnete Rissöffnungsspannungen die sich für einen kleinen halbkreisförmigen Oberflächenanriss bei ebenem Spannungszustand im Fall einer Einstufenbeanspruchung ergeben würden. ε_{op} bzw. ε_{op} sind die dazugehörigen Rissöffnungsdehnungen.

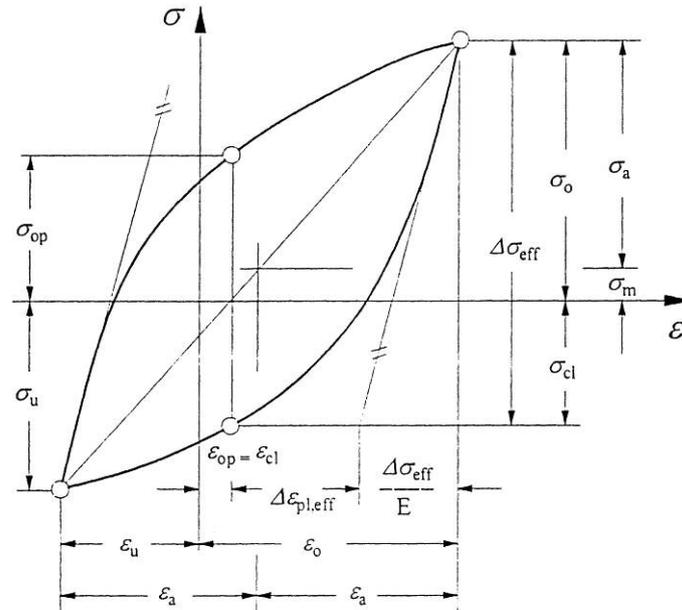


Bild 4.13: Hysterese der Schädigungsparameter /40/

Schubspannungen und Gleitungen führen oft zur Ausbildung von Gleitbändern, die eine Schädigung auslösen. In Abhängigkeit von der Beanspruchung stellen sich der Schädigungsprozess und die Rissinitiierung in der Ebene der maximalen Gleitungsamplitude ein. Als maßgebender Schädigungsparameter für diesen Schädigungsprozess wird daher die in der Ebene maximaler Schubverformung wirkende Gleitungsamplitude $\gamma_{\max,a}$ herangezogen.

$$P = \gamma_{\max,a} = \varepsilon_{1,a} - \varepsilon_{3,a} \quad \text{mit } \varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3 \quad \text{Gl. (4.21)}$$

Je nach Lastkonfiguration wirkt die maximale Gleitungsamplitude in einer Ebene rechtwinklig oder unter einem Winkel φ zur freien Oberfläche und es wird zwischen zwei Risslagen differenziert. Diese sind Risse entlang der Oberfläche und Risse unter einem Winkel zur freien Oberfläche bei denen das Risswachstum überwiegend in die Tiefe auftritt. Zur Erfassung von Mittelspannungseinflüssen wird oft der zuvor beschriebene P_{SWT} -Parameter in der Form

$$P_{\text{SWT}}(\gamma_{\max,a}) = \sqrt{(\tau_{\max,a} + \tau_{\max,m}) \cdot \gamma_{\max,a} \cdot G} \quad \text{Gl. (4.22)}$$

mit dem Oberwert der Schubspannung im Klammerausdruck und dem Gleitungsmodul G verwendet. Der $P_{\text{SWT}}(\gamma_{\max})$ -Parameter wird häufig aufgrund seiner Praktikabilität für beliebige mehrachsige Beanspruchungen herangezogen. Für diese rein formale Vorgehensweise werden die experimentellen Werte aus Einstufenversuchen als Eingangsparameter für eine Lebensdauerberechnung, unabhängig vom tatsächlich auftretenden Versagensmechanismus, betrachtet. Die Berechnung der γ_{\max} -Wöhlerlinie erfolgt dann durch eine Umrechnung der ε -Wöhlerlinie aus einachsigen belasteten Versuchen über die Hencky'schen Gleichungen und Gl. (4.21).

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Brown und Miller /76/ begründen aus bruchmechanischen Überlegungen, dass bei zusammengesetzter Beanspruchung die Rissverzahnung durch eine positive Verzerrung ϵ_n (Bild 4.14) vermindert bzw. vollständig aufgehoben wird. Der Mikrorissfortschritt, bedingt durch die maximale Gleitung γ_{max} , kann demnach durch die maximalen Verzerrungen ϵ_n rechtwinklig zu der Ebene der maximalen Gleitungen erhöht werden (Bild 4.15).

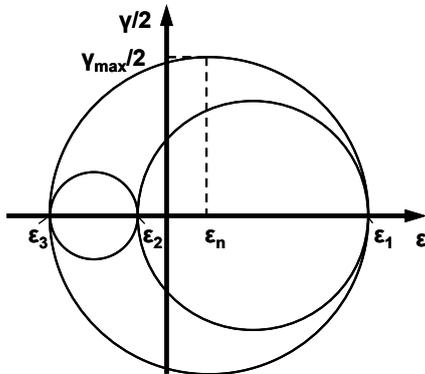


Bild 4.14: γ_{max} und ϵ_n am Mohr'schen Verzerrungskreis.

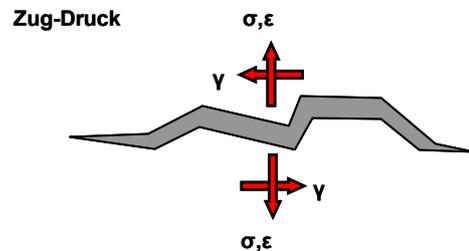


Bild 4.15: Schematische Darstellung senkrecht zum Riss wirkender Größen.

Socie überträgt den einachsigen Schädigungsparameter von Smith, Watson, Topper (P_{SWT}) auf eine mehrachsige Beanspruchung und erlaubt dadurch die Bewertung von Mittelspannungseinflüssen. Dies resultiert aus der Beobachtung, dass die Mikrorisse zwar in Richtung der maximalen Schubspannungen entstehen, bei bestimmten Werkstoffen und Lastkonfigurationen sich jedoch überwiegend in eine Richtung rechtwinklig zur größten Hautnormalspannung entwickeln. Die Übertragung nach Gl. (4.17) und Gl. (4.18) ergibt:

$$P_S = \sqrt{\frac{\Delta\epsilon_1}{2} \sigma_1} = \sqrt{\frac{(\sigma'_f)^2}{E} (2N_f)^{2b} + \epsilon'_f \sigma'_f (2N_f)^{b+c}} \quad \text{Gl. (4.23)}$$

Hierin ist $\Delta\epsilon_1$ die Schwingweite der größten Hauptverzerrung und σ_1 die in der gleichen Richtung wirkende maximale Hauptspannung. Die Bezeichnungen auf der rechten Seite von Gl. (4.23) entsprechen denen der Dehnungswöhlerlinie aus Gl. (4.18).

4.5.2.5 Schadensakkumulationsrechnung

Durch die Nachbildung der Last-Zeit-Funktion von Umkehrpunkt zu Umkehrpunkt erhält man den kompletten Last- ϵ - und den örtlichen σ - ϵ - Pfad. Aus jeder einzelnen Hysterese kann der zugehörige Schädigungsparameter berechnet werden. Die P-Wöhlerlinie (Kapitel 4.5.2.4) liefert dann die zugehörige Versagensschwingspielzahl $N(P)$. Mit Hilfe der Palmgren-Miner-Regel (4.1) können die nach Gl. (4.24) für jede einzelne Hysterese berechneten Schädigungsbeiträge aufaddiert werden (Gl. (4.25)). Der Anriss im Bauteil tritt rechnerisch ein, wenn die Summe der Teilschädigungen D_i zu eins wird.

$$D = \frac{1}{N(P)} \quad \text{Gl. (4.24)}$$

$$\sum_i D_i = \sum_i \frac{1}{N_i(P)} \leq 1 \quad \text{Gl. (4.25)}$$

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4.5.2.6 Oberflächen-, Randschicht-, Eigenspannungs- und Größeneinfluss

Neben den Materialeigenschaften haben auch aus der Fertigung resultierende Einflüsse Auswirkungen auf die Betriebsfestigkeit des Bauteils. Zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Oberflächenrauigkeiten sind folgende drei Verfahrensweisen vorstellbar:

- Bei experimentell ermittelten Dehnungswöhlerlinien an Proben mit der entsprechenden Oberflächenrauigkeit werden die Einflüsse der Oberflächenrauigkeit implizit mit berücksichtigt.
- Die Oberflächenrauigkeit wird als Riss betrachtet und zu der Anfangsrissslänge des Werkstoffes mit polierter Oberfläche hinzuaddiert.
- Der Einfluss der Oberflächenrauigkeit kann über einen Oberflächenfaktor κ berücksichtigt werden. Dieser Oberflächenfaktor kann nach /49/ mit Hilfe Gl. (4.26) oder Gl. (4.27) und Bild 4.16 in Abhängigkeit der Rauhtiefe R_z und der Zugfestigkeit R_m ermittelt und berücksichtigt werden.

$$P_{\text{SWT,rauh}} = \frac{\sigma_{\text{D,rauh}}}{\sigma_{\text{D,polier}}} \cdot P_{\text{SWT,polier}} = \kappa \cdot P_{\text{SWT,polier}} \quad \text{Gl. (4.26)}$$

$$\sqrt{P_{\text{J,rauh}}} = \frac{\sigma_{\text{D,rauh}}}{\sigma_{\text{D,polier}}} \cdot \sqrt{P_{\text{J,polier}}} = \kappa \cdot \sqrt{P_{\text{J,polier}}} \quad \text{Gl. (4.27)}$$

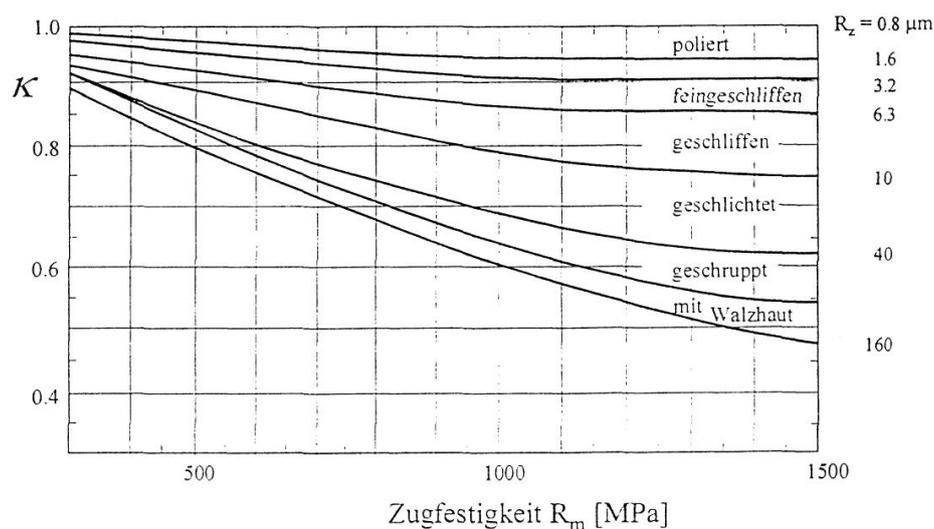


Bild 4.16: Oberflächenfaktoren in Abhängigkeit der Zugfestigkeit /49/.

Zur Berücksichtigung der Eigenspannungen und der Randschichten eignen sich zwei verschiedene Modelle. Bei einer dünnen Randschicht werden die Eigenspannungen der Randschichten in Form von Eigenverzerrungen ε_r in der Last-Kerbdehnungs-Beziehung berücksichtigt. Falls die Randschicht zur Lastabtragung beiträgt, muss das Mehrstoffsystem-Modell angewendet werden. Hier ist die Lebensdauer in der Randschicht und dem Grundmaterial mit entsprechender Lastverteilung getrennt zu ermitteln.

Der Größeneinfluss beschreibt das Phänomen, dass mit zunehmender Bauteilgröße die aufnehmbaren Beanspruchungen abnehmen. Im Rahmen des Örtlichen Konzeptes wird der Einfluss der Bauteilgröße über die Stützziffer n erfasst, um die die P-Wöhlerlinie parallel verschoben wird.

Das aufgestellte Versuchsprogramm sah die Erforschung von einigen grundlegenden Einflussparametern [Kapitel 5] vor. Der Randschichteneinfluss und der Größeneinfluss für die hier zu beurteilenden Stahlleisten der Betondübel überschreiten die Möglichkeiten innerhalb

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

dieses Programms. Für eine vertiefte Beschäftigung mit diesen und weiteren spezifischen Einflüssen wie z. B. Oberflächenverfestigung, Korrosion und Temperatur kann z. B. /77/ empfohlen werden.

4.6 Rissfortschritt-Konzept

Sowohl für Bauteile, deren Betrieb mit einer Teilschädigung vorgesehen ist, als auch für sicherheitsrelevante Bauteile, für die ein Betrieb im angerissenen Zustand nicht vorgesehen war, muss häufig eine Schädigung begutachtet werden. Im letzt genannten Fall wird dies meist erforderlich, wenn ein sofortiger Austausch des beschädigten Bauteils nicht möglich ist. Dabei interessiert vor allem die Rissausbreitung während des Betriebs, die Restlebensdauer und unter welcher kritischen Belastung der Sprödbruch auftritt. Mit Hilfe der Bruchmechanik unter Verwendung von Rissfortschrittskurven lassen sich hierfür Antworten finden. Allerdings können die Ergebnisse aus einer Rissfortschritts- und Restfestigkeitsrechnung aufgrund stark streuender Eingangskenngrößen nur als Anhaltswerte betrachtet werden, die zur Steigerung der Aussagekraft experimentell abgesichert werden sollten. Eine hohe Aussagefähigkeit kann erreicht werden, wenn Ergebnisse der Rissfortschrittsrechnung durch Variation der Parameter an einer begleitend durchgeführten Rissfortschrittsmessung angeglichen werden.

4.6.1 Bruchmechanikkonzept

Eine quantitative Beschreibung der Ausbreitung eines im Bauteil vorhandenen Risses unter zügiger statischer und unter schwingender Beanspruchung lässt sich mit Hilfe der Bruchmechanik erreichen. Als maßgebend für die Rissausbreitung wird die Intensität des Spannungsfeldes in der Umgebung der Risspitze unter Belastung angesehen. Nach der Grundformel der linear elastischen Bruchmechanik wird diese angegeben mit /78/:

$$K = \sigma \cdot \sqrt{\pi l} \cdot Y(l) \quad \text{Gl. (4.28)}$$

Hierin bedeuten nach Bild 4.17 einseitiger Seitenriss:

- K Spannungsintensität (Spannungsintensitätsfaktor)
für verschiedene Beanspruchungsfälle und Risskonfigurationen z. B. aus /79/.
- σ Bruttospannung (auf den Gesamtquerschnitt einschließlich der Rissfläche bezogene
Spannung $\sigma = \frac{F}{b \cdot s}$)
- l Risslänge
- Y Korrekturfunktion zur Berücksichtigung der endlichen Bauteilabmessungen und der Probengeometrie. Eine Korrekturfunktion Y für den in Bild 4.17 gezeigten Fall einseitiger Seitenriss ist in Bild 4.18 dargestellt.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

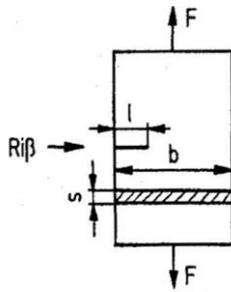


Bild 4.17: Rissmodell mit einseitigem Seitenriss (Normalspannungsmodus) /44/.

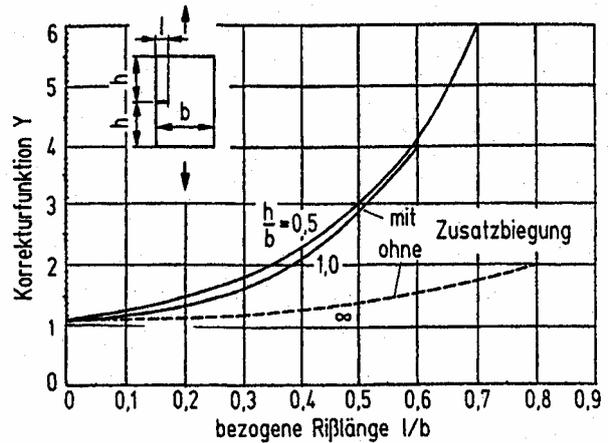


Bild 4.18: Korrekturfunktion Y für den einseitigen Seitenriss nach Bild 4.17 /79/.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf den Normalspannungsmodus.

Zügige (statische) Beanspruchung

Für den ebenen Verzerrungszustand (vgl. /80/) bei dicken Proben mit tiefen Anrissen wird sich der Riss instabil ausbreiten, wenn K den kritischen Werkstoffkennwert K_{Ic} erreicht hat. Für dünne Proben stellt sich kein ebener Verzerrungszustand ein und man erhält geometrieabhängige K_c -Werte, die keine echten Werkstoffkennwerte sind. Beide K-Werte beziehen sich auf den Normalspannungsmodus. Die Bedingung für einen Sprödbruch lautet dann:

$$K = \sigma \cdot \sqrt{\pi l} \cdot Y = K_{Ic} \text{ bzw. } K_c \quad \text{Gl. (4.29)}$$

Genau genommen dürfte diese Beziehung nur zur Anwendung kommen, wenn die plastische Zone an der Risspitze im Vergleich zur Bauteilabmessung klein ist und die zugrundegelegte elastische Spannungsverteilung weitestgehend aufrechterhalten wird.

Schwingende Beanspruchung

Für die schwingende Beanspruchung stellt sich zunächst ein stabiles Risswachstum ein, wenn der untere Schwellwert ΔK_0 überschritten wird. Ein Bruch tritt beim Erreichen des kritischen Wertes ΔK_{max} auf. Zwischen dem Rissfortschritt und der zyklischen Spannungsintensität

$$K = \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi l} \cdot Y = 2 \sigma_a \cdot \sqrt{\pi l} \cdot Y \quad \text{Gl. (4.30)}$$

ergibt sich der in Bild 4.19 schematisch dargestellte Zusammenhang. Für eine doppeltlogarithmische Auftragung ergeben sich folgende drei Bereiche:

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Bereich I: $\Delta K \leq \Delta K_0$

Mit dem Wert ΔK_0 lässt sich die Dauerfestigkeit angerissener Bauteile abschätzen, da dies der untere Schwellenwert ist, bei dem die Rissfortschrittsgeschwindigkeit Null wäre. Nach neueren Erkenntnissen gilt dies aber nur für Makrorisse. Für den Mikrorissbereich konnte selbst unterhalb dieses Schwellenwertes ein Rissfortschritt beobachtet werden. Der Wert ΔK_0 ist stark von den Umgebungsbedingungen und von der Mittelspannung abhängig.

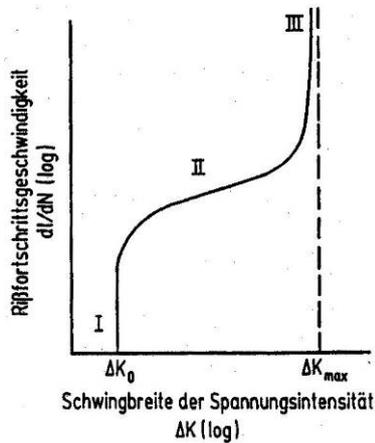


Bild 4.19: Schematische Rissfortschrittskurve /44/.

Bereich II:

Der Verlauf ähnelt in doppelt logarithmischer Darstellung annähernd eine Geraden, deren Verlauf nach Paris /81/ mit $\frac{dl}{dN} = C_0 \Delta K^n$ beschrieben werden kann. C_0 und n sind Werkstoffkennwerte (Paris-Konstanten).

Bereich III:

Instabiler Rissfortschritt tritt auf, wenn die zyklische Spannungsintensität ΔK ihrem Maximalwert zustrebt.

$$\Delta K_{\max} = K_c (1 - R) \quad \text{bzw.} \quad \Delta K_{\max} = K_{Ic} (1 - R)$$

mit $K_{\max} = K_c$ bzw. K_{Ic} , $\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$

$$\text{und } R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{K_{\min}}{K_{\max}}$$

Mit der Gleichung $\frac{dl}{dN} = \frac{C \Delta K^m}{(1 - R) K_c - \Delta K}$ nach Forman /82/ wird der Abhängigkeit der Riss-

fortschrittsgeschwindigkeit von der Mittelspannung bzw. dem Spannungsverhältnis R unter Berücksichtigung der Bedingung für den Bereich III annähernd Rechnung getragen. Wird der untere Schwellenwert ΔK_0 betrachtet, hat sich folgende Gleichung etabliert /83/.

$$\frac{dl}{dN} = \frac{C_1 (\Delta K - \Delta K_0)^{m_1}}{(1 - R) K_c - \Delta K} \quad \text{Gl. (4.31)}$$

Aus Versuchen ist bekannt, dass eine Verzögerung des Rissfortschritts auftreten kann. Diese Beobachtungen sind nicht zwingend und werden daher bei Auftreten als zusätzliche Sicherheiten angesehen. Es wird zugrundegelegt, dass diese Verzögerungen durch die Veränderung des Spannungsfeldes an der Risspitze durch selten auftretende hohe Zugbeanspruchungen bedingt sind. Darauf folgende niedrige Belastungen erzeugen dann zunächst keinen weiteren Rissfortschritt.

4.6.2 Berechnung der Resttragfähigkeit

Durch Umstellung der Grundformel der Bruchmechanik nach σ kann bei bekannten Grenzwerten für K ergibt sich die kritische Spannung σ_{krit} für das Auftreten des instabilen Rissfortschritts bestimmt werden. Umgekehrt kann bei gegebener Spannung durch Umformung die kritische Risslänge l_{krit} ermittelt werden. Eine iterative Berechnung wird erforderlich, wenn die Korrekturfunktion $Y(l)$ in der Nähe der kritischen Risslänge nicht mehr als konstant angenommen werden kann.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

4.6.3 Berechnung des Rissfortschritts

Bruchmechanische Dauerfestigkeit

Mit dem unteren Schwellenwert für den Rissfortschritt ΔK_0 kann die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ angegeben werden, für die keine weitere Rissausbreitung zu erwarten ist:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta K_0}{\sqrt{\pi\ell \cdot Y}} \quad \text{Gl. (4.32)}$$

4.7 Mischkonzepte

Bei Kombination der vorgestellten Grundkonzepte ergeben sich so genannte Mischkonzepte. Durch geschicktes Kombinieren können so Methoden entwickelt werden, die eine Optimierung der Vor- und Nachteile für den jeweiligen Anwendungsfall liefern.

Für den Nachweis von Betondübeln auf Ermüdung wurde im Rahmen dieser Arbeit eine Kombination der Konzepte angewandt bzw. eine Differenzierung für die Anwendung eines Konzepts so vorgenommen, dass unter Beachtung der Randbedingungen die Vorzüge der unterschiedlichen Konzepte zu nutzen waren.

4.8 Vergleich der Methoden zur Analyse der Ermüdungsfestigkeit

In diesem Abschnitt wird eine Bewertung der vier oben genannten Grundkonzepte hinsichtlich folgender Aspekte vorgenommen: Voraussetzungen, Annahmen, Vor- und Nachteile, Grenzen der Anwendbarkeit, Treffsicherheit und Entwicklungspotential. Von höheren Temperaturen und korrosiven Umgebungsbedingungen wird hier abgesehen.

Als Vorteil der *rein experimentellen Betriebsfestigkeitsermittlung* steht die hohe Ergebnisgenauigkeit, da meist Originalbauteile unter realen Belastungen und Umgebungsbedingungen getestet werden, dem Nachteil des hohen Kosten- und Zeitaufwands gegenüber. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Variationen des Bauteils oder der Belastung ist stark eingeschränkt. Für das *Nennspannungskonzept* ergeben sich meist ähnliche Vor- und Nachteile, wenn die Bauteilwöhlerlinien erst mit Versuchen bestimmt werden müssen. Für jeden einzelnen Kerbfall wird bei gleichem Werkstoff als Versagenskriterium eine Bauteilwöhlerlinie benötigt. Hingegen ist beim *Örtlichen Konzept* für alle Kerbfälle gemeinsam nur eine Werkstoffwöhlerlinie als Versagenskriterium erforderlich. Wesentliche Vor- und Nachteile der einzelnen Konzepte sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

<i>Konzept</i>	<i>Vorteile</i>	<i>Nachteile / Einschränkungen</i>
Experimentelle Vorgehensweise	<ul style="list-style-type: none"> • Hohe Ergebnisgenauigkeit. • Erfassung von sämtlichen Einflüssen (z. B. Rauigkeits-, Eigenspannungs- und Fertigungseinflüsse). 	<ul style="list-style-type: none"> • Originalbauteile und -lasten erforderlich. • Zeit- und Kostenaufwand sehr hoch. • Schwierige Übertragbarkeit der Ergebnisse. • Zusammengesetzte Lasten schwer erfassbar.
Nennspannungs-Konzept	<ul style="list-style-type: none"> • Leichte Anwendbarkeit. • Erfassung von sämtlichen Einflüssen (z. B. Rauigkeits-, Eigenspannungs- und Fertigungseinflüsse). 	<ul style="list-style-type: none"> • Originalbauteile erforderlich. • Zeit- und Kostenaufwand sehr hoch, wenn keine Bauteilwöhlerlinien vorliegen. • Für jeden Kerbfall ein Versagenskriterium erforderlich. • Zusammengesetzte Lasten schwer erfassbar.
Rissfortschritts-Konzept	<ul style="list-style-type: none"> • Bietet sich an bei Bauteilen, deren Anteil der Restlebensdauer (von technischen Anriss bis Bruch) einen merklichen Anteil zur Gesamtlebensdauer beiträgt. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rissform und -größe müssen bekannt sein. • Die Spannungs-Verzerrungs-Kurve und Rissgeschwindigkeitsdiagramme müssen bekannt sein.
Örtliches Konzept	<ul style="list-style-type: none"> • Experimentelle Zeit- und Kostenaufwand niedrig. • Zusammengesetzte Lasten und Reihenfolgeeffekte werden erfasst. • Für alle Kerbfälle nur eine gemeinsame Werkstoffwöhlerlinie erforderlich. • Für die gesamte Lebensdauerbreite vom Niedrigwechselfestigkeitsbereich (low cycle fatigue, LCF-Bereich) bis in den Bereich hoher Schwingspielzahlen (high cycle fatigue, HCF-Bereich) einsetzbar. • Auch für Probleme, die nicht als Kerbfall beschreibbar sind. • Bietet sich im Rahmen von FE-Berechnungen an. • Liefert Beanspruchungs- und Anrissinformationen. • Konzeptverbesserung durch Versuche. 	<ul style="list-style-type: none"> • Hoher numerischer Aufwand. • Örtliche Spannungen müssen bekannt sein. • Schwierigkeit der Anrissdefinition.
Misch-konzept	<ul style="list-style-type: none"> • Kombination aus den vier obigen Grundkonzepten. 	

Tabelle 4.2: Konzepte zur Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit im Kurzüberblick.

Mit den prüftechnischen Möglichkeiten der Servohydraulik können Bauteile im Rahmen von experimentellen Untersuchungen mit Beanspruchungskollektiven, die entweder aus Messungen oder mit Hilfe von statistischen Verfahren synthetisch erzeugt wurden, beaufschlagt werden. Konsequenterweise ist dieses Verfahren aber streng genommen nur, wenn zusätzlich neben der realen Bauteilgestalt auch noch die Umgebungseinflüsse reproduziert werden und für die vorgesehene Nutzungsdauer eine entsprechende Versuchszeit zur Verfügung steht. Der „Betriebslastennachfahr-Versuch“ kann daher nicht allein als Problem lösende Variante gelten. Für die vorliegenden grundlegenden Untersuchungen der Ermüdung der Betondübel wurden zur Identifikation von einzelnen Einflussparametern die Belastungen variiert von unterschiedlichen kraftgeregelten Druckschwellbeanspruchungen und Wechsellastbeanspruchungen bis hin zu konstanten weggeregelten Tests [Kapitel 5].

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

Das Nennspannungskonzept kommt an die Grenze der Anwendbarkeit, wenn das örtliche Beanspruchungsgeschehen die Lebensdauer signifikant beeinflusst. Dies tritt häufig bei örtlichen Spannungsumlagerungen (z.B. bei Überlasten), bei randschichtbehandelten Bauteilen oder bei nicht proportionaler mehrachsiger Beanspruchung auf. Für die Betondübel liegt durch die Form der Aussparung örtlich ein Spannungszustand vor, für den die Nennspannung nicht eindeutig berechenbar ist.

Bei Verwendung des Örtlichen Konzepts kann eine verbesserte Erfassung der physikalischen Effekte bei der Werkstoffermüdung integriert werden und darüber hinaus können Lebensdauerberechnungen auf diese Art direkt an Ergebnisse der strukturmechanischen Beanspruchungsrechnung angeschlossen werden. Grundlage für die Berechnung der Lebensdauerphase bis zur Rissentstehung sind die aus dehnungskontrollierten Wöhler-Versuchen zu gewinnenden Werkstoff-Kenndaten. Allerdings sind dehnungskontrollierte Wöhler-Versuche in der Regel statistisch nicht gut belegt und es wird meist auf eine Bestimmung der Dauerfestigkeit verzichtet. Mit jeder geschlossenen Hystereseschleife aus der komplexen Beanspruchungs-Zeit-Funktion, ergibt sich ein Schwingenspiel mit einem Schädigungskennwert P . Entscheidend für die Berechnung des Kerbgrund-Konzepts ist die Definition des Schädigungsparameters. Der vorwiegend benutzte Schädigungsparameter nach Smith, Watson und Topper (Gl. (4.17)) berücksichtigt Reihenfolgeeffekte nur bei einer veränderlichen Mittelspannung. Wechselwirkungen zwischen hohen und niedrigen Spannungsausschlägen der Beanspruchungs-Zeit-Funktion können mit den Schädigungsparametern nach Haibach und Lehrke oder mit dem Schädigungsparameter nach Hanschmann bewertet werden /45/. Die Berücksichtigung dieser beiden Einflüsse mit den Schädigungsparametern ist bei der Schadensakkumulations-Rechnung noch nicht gleichzeitig in entsprechender Güte erfüllbar. Als nachteilig wird empfunden, dass der Einfluss auf die Gestaltfestigkeit pauschal über die Formzahl abgedeckt werden muss und dass dadurch Daten und Erfahrungswerte aus der herkömmlichen Schwingfestigkeitsforschung kaum in die Lebensdauerberechnung einfließen können. In diesem Punkt wird das Verfahren der Amplitudentransformation den Anforderungen besser gerecht. Nach /84/ wird dem Nennspannungskonzept die größere Verlässlichkeit zugestanden, wenngleich die Berechnung nicht selten auf der unsicheren Seite liegt. Eine ungefähre Lebensdauerabschätzung auf der sicheren Seite hat sich bisher nur nach dem Verfahren der Amplituden-Transformation in Verbindung mit dem Schädigungsparameter nach Haibach und Lehrke ergeben. Die Verbindung eines verbesserten Schädigungsparameters mit dem bewährten Zählverfahren der Amplitudentransformation könnte eine sinnvolle Lösung der Schadensakkumulationsrechnung liefern. Die Grenze des Örtlichen Konzepts ergibt sich durch die theoretische Abschätzung der Lebensdauer lediglich bis zum Bauteilarriss.

Hier setzt das Bruchmechanik-Konzept an, das ursprünglich entwickelt wurde um die Restlebensdauer schwingbeanspruchter Bauteile mit makroskopischen Anrissen abzuschätzen. Mittlerweile werden bruchmechanische Betrachtungen eingesetzt, um einen Mindestwert der Lebensdauer schwingbeanspruchter Bauteile nachzuweisen um damit beispielsweise Inspektionsintervalle festzulegen. Mit dem Konzept werden die Phänomene der Schwingfestigkeit analytisch zufriedenstellend approximiert. Probleme ergeben sich allerdings, wenn die Voraussetzungen der linear-elastischen Bruchmechanik nicht mehr erfüllt sind und das elastisch-plastische Werkstoffverhalten nicht berücksichtigt wird. Wird bei Beanspruchungen mit veränderlichen Amplituden reihenfolge-unabhängig gerechnet, dann ist eine vollständige Entsprechung zur konsequenten Form der Miner-Regel gegeben. Eine Überlegenheit des Bruchmechanik-Konzepts zeigt sich daher nur dann, wenn der beträchtlich vergrößerte Auf-

4. Konzepte zur Betriebsfestigkeitsermittlung und deren Bewertung

wand einer reihenfolge-abhängigen Rissfortschritts-Berechnung durchgeführt wird. Zur Berücksichtigung von Reihenfolge-Einflüssen können das Wheeler-Modell /85/ und Willenborg-Modell /86/ oder das Loseq-Modell /87/ herangezogen werden. Letzteres ist jedoch recht universell und bruchmechanisch anschaulich. Ein besonderer Vorteil der bruchmechanischen Betrachtung ist, dass nicht nur ein Wert für eine Lebensdauer berechnet wird, sondern dass sich eine funktionale Abhängigkeit der Lebensdauer von Größe des Anfangsrisse wie auch von der Größe des bruchbestimmenden Endrisses ergibt. Nachteilig ist, dass die gesamte Problematik der Gestaltfestigkeit wie Einflüsse aus der Beanspruchungsart, der Bauteilform, der Rissform, der Rissöffnungsart, sowie der Einfluss der Spannungsumlagerung (beim Effekt des Riss-schließens), allein über den Geometriefaktor des Spannungsintensitätsfaktors berücksichtigt werden. Die zutreffende Bestimmung all dieser Einflüsse über den jeweils geeigneten Geometriefaktor erweist sich in der Praxis daher als schwierig.

Vergleiche zur Treffsicherheit zwischen der Schadensakkumulationsrechnung für das Nennspannungskonzept und dem Örtlichen Konzept, wie sie gelegentlich gegen gerechnet werden, können nicht unmittelbar angestellt werden, um die Konzepte zu bewerten, denn das Örtliche Konzept birgt Streuungen bei der Übertragung von Werkstoffdaten auf Strukturen und es ergeben sich Schwierigkeiten bei der Anrisserkennung während eines Experiments. An einer grundlegenden geringen absoluten Treffsicherheit beider Konzepte ändern solche Differenzierungen aber nichts, selbst wenn berücksichtigt wird, dass nicht alle Abweichungen zwischen Rechnung und Experiment der Rechnung anzulasten sind.

Eine dennoch zuverlässige Berechnung für eine Lebensdauer könnte durch den von Schütz /47/ geprägten Begriff der relativen Lebensdauervorhersage bewerkstelligt werden. Hier werden die Lebensdauerrechnungen durch Experimente und/oder Erfahrungen korrigiert und führen so zu zuverlässigeren Ergebnissen. Diese Vorgehensweise wird auch für die folgenden Untersuchungen an Betondübeln favorisiert. Eine absolute Lebensdauervorhersage wäre für die Betondübel zwar erwünscht, doch sind meist die Lastannahmen um ein vielfaches unsicherer als die Lebensdauerberechnungen. Im Umkehrschluss könnte davon ausgegangen werden: Wenn bei den Lastannahmen große Sicherheiten zu berücksichtigen sind, decken diese auch Fehler in der Lebensdauervorhersage ab.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5.1 Zyklische Trägerversuche

5.1.1 Überblick

Zum Zeitpunkt der Herstellung der hier beschriebenen Versuchskörper sind an der Universität der Bundeswehr von Zapfe /2/ bereits sechs statische Verbundträgerversuche mit Betondübeln durchgeführt worden. Die Träger wurden gemäß der Tragwirkung unter einer positiven Momentenbelastung getestet und bestätigten die aus den Push-Out-Versuchen abgeleiteten, statischen Tragfähigkeiten der Betondübel. Es konnte somit auf ein statistisch abgesichertes und am globalen Tragsystem experimentell bestätigtes Bemessungsverfahren für die statische Tragfähigkeit der Betondübel zurückgegriffen werden. Von diesem Status ausgehend galt es zunächst zu erforschen, inwiefern und ob überhaupt die Übertragungsfunktion zur Ermittlung der Dübelkräfte gegenüber den Methoden der elementaren Statik vervollständigt oder korrigiert werden muss, um damit eine zuverlässige und sichere Bemessung des Betondübels unter nicht vorwiegend ruhender Belastung sicherzustellen. Aus diesem Grund wurden neben den Push-Out-Versuchen, mit denen lokale Einflüsse isoliert betrachtet wurden, Trägerversuche für globale Untersuchungen durchgeführt. Die globalen Charakteristiken von Verbundträgern wurden in den Kapiteln 5.1.7 und 5.1.8 eingehender dargestellt.

Die für die Untersuchung konzipierten zyklisch belasteten Betondübelträger bildeten die in der Realität vorliegenden Verhältnisse wirklichkeitsnah ab. Die Fertigung zielte eher darauf ab, ungünstigere Verhältnisse zu schaffen, wie z. B. die Ausbildung der Dübelausparung mit Brennriefen (Kapitel 5.1.3). Hierdurch wurden aussagekräftige Ergebnisse mit Sicherheitsreserven durch die erschwerenden Bedingungen erlangt. Um gleichzeitig das Ermüdungsverhalten der Betondübel eines Verbundträgers direkt mit dem eines statisch belasteten Verbundträgers vergleichen zu können, wurden vier Träger ähnlich zu einer Serie von Zapfe /2/ gefertigt. Innerhalb dieser statisch belasteten Serie mit der Bezeichnung T1 bis T3 wurde der Verdübelungsgrad variiert. Die für die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens konzipierte und ausgewertete Versuchsreihe ET1 bis ET3 sowie ET1a (ET...Ermüdung, Träger) sah dies ebenfalls vor.

In der Literatur wurden Trägerversuche meist einer einstufigen Belastung unterworfen und entweder für einen positiven oder einen negativen Momentenbereich untersucht. Um den Einsatzbereich für die Betondübel möglichst uneingeschränkt zu zulassen, wurde das ausgearbeitete Versuchsprogramm mit Tests für den positiven Momentenbereich um Träger zur Untersuchung der Verbundwirkung innerhalb eines negativen Momentenbereichs erweitert. Die entworfenen Träger wurden mit ET4 bis ET6 sowie T4a und ET4b bezeichnet. Mit diesen zusätzlichen Testträgern wurde die Eignung der Betondübel für mehrfeldrige statische Systeme beispielsweise im Bereich einer Zwischenunterstützung oder eines Kragarms erprobt. Die Träger wurden bis auf die beiden Ausnahmen ET1a und ET5 einem Einstufenlastkollektiv unterzogen. Die Oberlast entsprach dabei in etwa einer im Normalfall nur unter extremen Bedingungen selten auftretenden Gebrauchslast. Durch die permanent hohe Beanspruchung mit einer in der Realität nur seltenen auftretenden Last mittels eines Einstufenkollektivs wurde so gegenüber einem realen Bauwerk von der Belastungsseite der ungünstigste Fall geprüft.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5.1.2 Vorüberlegungen zu den Trägertests

Ein Stahl-Beton-Verbundträger mit seinen Verbundmitteln ist innerlich ein statisch unbestimmtes System. Die Belastung der Dübel erfolgt gleichzeitig durch die Trägerbeanspruchung und die daraus resultierenden globalen Verformungen. Die Verformungen selbst werden wiederum von den Steifigkeitsverteilungen innerhalb des Tragsystems bestimmt. Durch zyklisches Materialverhalten können daher Umlagerungen auftreten, durch die das lokale Gefüge am Dübel permanent beeinflusst und verändert wird. Demnach war es entscheidend, neben den Push-Out-Versuchen auch Trägerversuche durchzuführen.

Aus den Auswertungen der Voruntersuchungen von Zapfe /2/ zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln mit einzelnen Tests, sowie aus dem eigenen umfangreichen Versuchsprogramm mit Push-Out-Versuchen, ergab sich mit der Lastzyklenzahl ein zunehmender Schlupf. Für einen Verbundträger würden diese veränderlichen Verformungsanteile aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge eine über die Lebensdauer des Tragwerks zunehmende Durchbiegung bewirken. Eine rechnerische Abschätzung dieses Effekts schien aufgrund der vorhandenen Nichtlinearität selbst mit EDV-Programmen nur mit größerem Aufwand realisierbar, zumal zu möglichen Umlagerung an den Dübeln bis zum heutigen Stand der Forschung nur Annahmen getroffen werden können.

Zapfe /2/ übertrug die von Kretz /25/ für Kopfbolzendübel beschriebene Umlagerung von Dübelkräften in einem zyklisch beanspruchten Verbundträger mit veränderlichem Querkraftverlauf als folgerichtige und logisch erscheinende Hypothese auf die Betondübeltechnologie. Durch das Fortschreiten des Schlupfs der Dübel unter zyklischer Belastung und dem damit einhergehenden „Lastentzug“ müssten sich mit steigender Zyklenzahl benachbarte, weniger beanspruchte Dübel sukzessiv mehr an der Lastabtragung beteiligen. Dieser Prozess setzt sich im Idealfall unabhängig von der Dübelverteilung über die Trägerlängsrichtung fort, bis sich bei genügend großer Zahl von Lastwechseln ein Zustand mit einer annähernd gleichmäßigen Beanspruchung sämtlicher Verbundmittel einstellt (Bild 5.1).

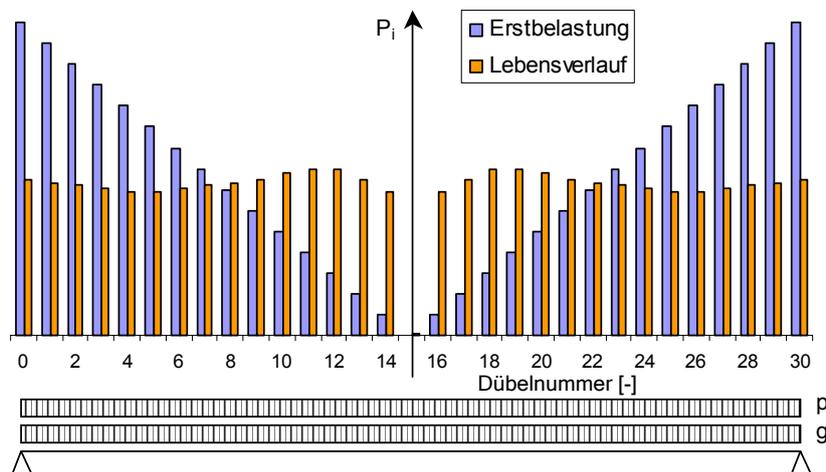


Bild 5.1: Umlagerung der Dübelkräfte unter zyklischer Beanspruchung in Anlehnung an /25/.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Mit Versuchen wird zwar angestrebt, möglichst viele Parameter zu examinieren, doch ist dann eine Separation der einzelnen Einflusskomponenten ohne Kenntnis der spezifischen Effekte schwierig. Zum Zeitpunkt der Versuchsplanung waren noch keinerlei Trägerversuche mit Betondübeln unter einer zyklischen Einwirkung bekannt. Aufgrund dieser Tatsache erschien es sinnvoll, im Rahmen dieser Arbeit die Versuche zunächst möglichst elementar zu halten. Als System wurde daher der Einfeldträger gewählt. Zwei- oder Mehrfeldträgersysteme mit simulierten Überfahrten schaffen zwar Realitätsnähe, erschienen hier aber zur grundlegenden Untersuchung vorerst mit zu vielen Einflussparametern belegt.

5.1.3 Untersuchte Parameter

Insgesamt wurden neun Tragsysteme untersucht. Die erste Serie mit vier Trägerversuchen wurde so belastet, dass auf das Tragsystem ein positives Moment einwirkte. Der Beton wurde demnach auf Druck und der Baustahl auf Zug beansprucht. Diese Serie lässt sich wie folgt untergliedern:

- Systematische Untersuchung an ET1 bis ET3
- Spezifikation ET1a von ET1

Die zweite Serie, zur Simulation eines mehrfeldrigen Verbundträgers im Bereich einer Zwischenunterstützung, beansprucht durch ein negatives, zyklisches Moment, wurde als Teilausschnitt konzipiert. Auch hier lässt sich eine Untergliederung in folgende Versuche aufstellen:

- Tastversuch ET4
- Modifizierter Träger T4a (statisch belastet)
- Systematische Untersuchung an ET4b, ET5 und ET6

Durch die zuvor dargestellte hochgradig nichtlineare Charakteristik der vorliegenden Verbundtragsysteme erschien es angebracht, die zu variierenden Parameter möglichst gering zu halten. Systematisch verändert wurde daher lediglich die Anzahl der Dübel in einem Träger. Aus fertigungstechnischen Gründen schwankte zusätzlich noch die Betongüte. Möglichst konstant gehalten wurden die Parameter:

- Art und Weise der Vorbemessung
- Stahlträgergeometrie
- Geometrie und Bewehrung der Betonplatte
- Geometrie der Betondübel
- Art der Herstellung der Aussparung im Stahlsteg für den Betondübel
- Art der Herstellung des Betons
- Art des Zuschlags, des Zementes und der Sieblinie
- Stahlträgergüte
- Versuchsaufbau
- Belastungsart
- Belastungsfrequenz.

Aufgrund der Intention möglichst ungünstiger Verhältnisse wurde für die Herstellung der Betondübel das Brennschneiden mit Brennrifen für die Aussparungen im Stahlsteg gewählt (Bild 5.2). Mit den Brennrifen waren Kerben im Stahlsteg vorgegeben. Da derartige Kerben meist einen signifikanten Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit ausüben, wurde der Testträger ET1a analog zum Träger ET1 gefertigt und geprüft. Der Unterschied bestand darin, dass die Brennrifen der Aussparungen im Steg des Trägers ET1a durch Schleifen gemäß Bild 5.3 nachgearbeitet wurden.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

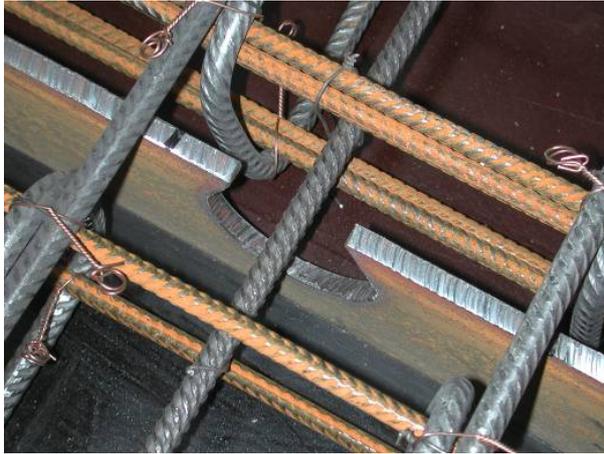


Bild 5.2: Dübel mit Brennriefen.



Bild 5.3: Dübel geschliffen.

Für die zweite Trägerserie wurde zunächst mit dem Träger ET4, der zyklisch getestet wurde, begonnen. Der Versuch wich jedoch schon mit der Erstbelastung weit von den berechneten Prognosen ab. Nach bereits 50 Lastzyklen versagte der Träger, wie im folgenden Kapitel 5.1.8 beschrieben. Eine Analyse möglicher Ursachen für die Differenzen zwischen Versuch und Rechnung wurde somit unausweichlich. Nach Überarbeitung versuchstechnischer und fertigungstechnischer Details (siehe hierzu Kapitel 5.1.8) wurde der Träger T4a zur Sicherstellung einer vertretbaren Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungswerten statisch bis zur Traglast belastet. Somit konnte zunächst sichergestellt und bestätigt werden, dass mit der Modifizierung die statischen Versuchs- und Berechnungswerte innerhalb eines akzeptablen Toleranzbereichs liegen. Die Träger ET4b, ET5 und ET6 wurden mit den Erkenntnissen aus dem Test T4a gefertigt, eingebaut und zyklisch getestet.

5.1.4 Messkonzeption

An den Verbundträgern wurden mittels induktiver Wegaufnehmer die Relativverschiebung von Stahlträger zu Betongurt in horizontaler Richtung, der so genannte Schlupf, aufgezeichnet (Messstellen S1 bis S6 in Bild 5.4). Hierdurch wurde eine Analyse der Schlupfentwicklung über die Lastspielzahl ermöglicht. Gleichzeitig konnten die Ergebnisse mit den Push-Out-Versuchen verglichen und ein eventuelles Umlagerungspotenzial innerhalb der Dübelfuge beobachtet werden. Diese Messungen dienten auch als Indikator für die Verteilung der Dübelkräfte und damit der Verteilung des Schubflusses über die Lastwechselzahl. Außerdem konnten die Daten wieder als Eingangsgröße zur Versuchssteuerung z. B. für Push-Out-Tests verwendet werden. Der Schlupf von Verbundmitteln beeinflusst das Zusammenwirken der beiden Verbundpartner und damit die globale Steifigkeit. Hier ergibt sich der unmittelbare Zusammenhang zur Durchbiegung. Die Trägerverformung lässt somit ebenfalls Rückschlüsse auf den Zustand der Verbundfuge zu und wurde daher messtechnisch erfasst. Die Genauigkeit der Wegaufnehmer (10 mm bis 400 mm) zur Aufzeichnung des Schlupfes betrug ca. 0.1 %. Analog zu den Push-Out-Versuchen wurde an einigen repräsentativen Dübeln zusätzlich eine Relativbewegung zwischen Stahl und Beton in vertikaler Richtung, die Abhebung, gemessen (S7 & S8 in Bild 5.4). Diese Messungen können weitere Aufschlüsse über die Beanspruchung im Dübel liefern. Die Aufzeichnung der Durchbiegungsgrößen (DX in Bild 5.4) erfolgte im Viertelpunkt, im Drittpunkt sowie in Trägermitte mit induktiven Seilzugaufnehmern bzw. mit Laserdistanzmessern. Dehnmessstreifen (Bild 5.5) zwischen oder an den Aussparungen im Steg des Stahlprofils in Höhe des Aussparungsfußes und an der Unterseite des Flansches sollten Klarheit über die Spannungsverteilung schaffen. So wurden über

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

diese Information die Berechnung des Verlaufs der Teilschnittgrößen sowie die Rückrechnung der Tragfähigkeit der Verbundfuge ermöglicht. Repräsentativ für alle Träger ist die Kurzbezeichnung und eine prinzipielle Anordnung der Messeinrichtung für ET2 mit Bild 5.4 & Bild 5.5 gegeben.

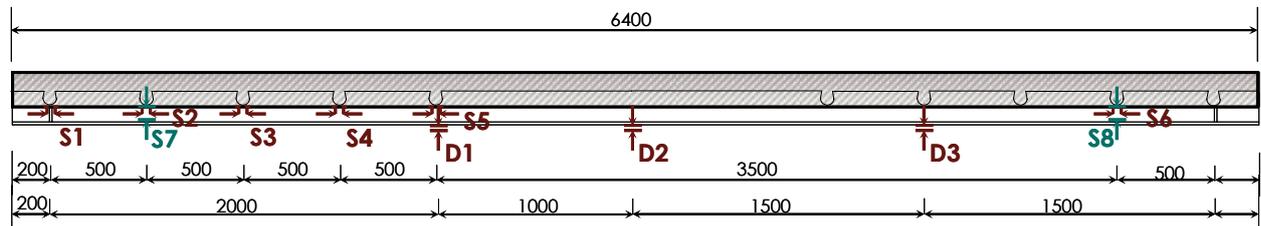


Bild 5.4: Messstellen für Schlupf, Abhebung und Durchbiegungen

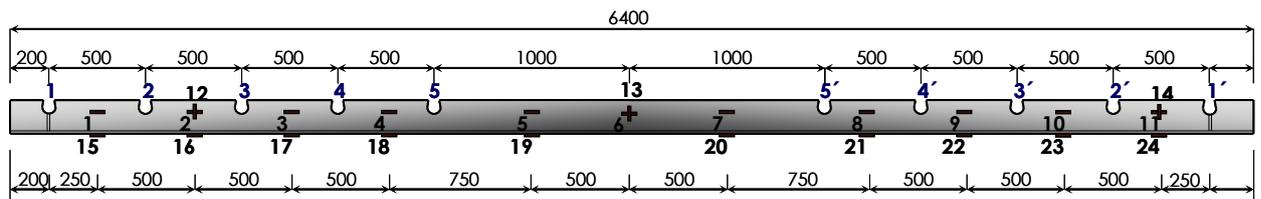


Bild 5.5: Messstellen mit Dehnungsmessstreifen

Für den Träger ET2 wurden neben den zuvor beschriebenen Analyseverfahren zusätzlich die Deformationen im Betongurt aufgezeichnet. Damit wurde eine erste Abschätzung der Verteilung der Kräfte, mittels des über die Betondübel eingetragenen Schubs, im Betongurt angestrebt. Es wurden insgesamt zehn induktive Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von $2,5 \cdot 10^{-3}$ mm angebracht. Ihre Positionierung wurde von Trägeranfang gesehen, im Bereich des ersten und zweiten Dübels, mit den größten zu erwartenden Schubkräften innerhalb eines angenommenen 45° Lastausbreitungskegels auf Betonober- und Unterseite gewählt (Bild 5.6 & Bild 5.7).



Bild 5.6: Induktive Wegaufnehmer am Betongurt ET2 (oben).



Bild 5.7: Induktive Wegaufnehmer am Betongurt ET2 (unten).

Für den Träger ET5, beansprucht durch ein negatives Moment, wurde in Trägermitte über einen Riss und unmittelbar daneben die Deformation im ungerissenen Beton und deren Entwicklung über die Lastwechselzahl aufgenommen. Erstmals wurde basierend auf den Methoden des Monitorings, durch die bekannt ist, dass Strukturveränderungen auch durch das Schwingungsverhalten und / oder durch die Dämpfung identifiziert werden können, für die Versuche ET1, ET2, ET3 und ET4 nach definierten Lastwechseln bei Anregung des Systems die Beschleunigungen der Träger, und damit verbunden die Dämpfung, aufgezeichnet. Für

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

den Träger ET5 wurde für die statische Erstbelastung die Methode der Schallemission zur Lokalisierung von Materialbeanspruchungen erprobt. Die genaue Lage und Anzahl der Messstellen aller Versuchsträger können detailliert dem Anhang C entnommen werden.

5.1.5 Versuchskörperherstellung

Die Versuchskörper wurden in Anlehnung an die Versuchsserie T von Zapfe /2/ gefertigt, um einen direkten Vergleich von statischen und zyklischen Versuchen vornehmen zu können. Die geplanten Materialien für den jeweiligen Versuch wurden überprüft. Für die Bewehrung wurde Betonstahl BSt 500 S angewendet. Die angestrebte Betonfestigkeitsklasse lag zwischen C25/30 und C45/55. Die Vordimensionierung der Verbundträger mit der Stahlgüte S235 J2 G3 resultierte aus der angenommenen Streckgrenze von $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$. Die Fertigung der Probekörper erfolgte liegend (Bild 5.8 und Bild 5.9), so dass die Bedingungen des Eigengewichtsverbunds vorlagen. Der Beton wurde nach dem Einbringen mit Flaschenrüttlern verdichtet.



Bild 5.8: Gesamtansicht des Trägers vor dem Betonieren.



Bild 5.9: Ausschnitt des Trägers vor dem Betonieren.

Nach dem Betonieren wurden die Versuchsträger etwa sieben Tage feucht gehalten und dann ausgeschalt. Die Träger wurden permanent den Laborbedingungen mit ca. 18° C bis 22° C mit Extremwerten von 17° C bis 26° C ausgesetzt. Zwischen dem Betonieren und dem Versuchsstart vergingen mindestens 28 Tage bis höchstens zwölf Monate. Kurz vor Versuchsbeginn wurden die Betondruckfestigkeiten ermittelt.

5.1.6 Last-Verformungsverhalten bei Erstbelastung

Analog zu Push-Out-Tests wurden die Träger vor dem zyklischen Versuchsablauf einer kraftgeregelten Erstbelastung unterzogen. Hierbei durchlief der Versuchsträger einen geschlossenen Lastzyklus. Auf dem Unterlast-, dem Mittellast- und dem Oberlastniveau wurden Haltepunkte bei einer konstanten Kraftgröße für eine Dauer zwischen fünf und fünfzehn Minuten eingelegt, bis keine signifikante Änderung der Verformungswerte mehr zu erkennen war.

Für die erstellten Diagramme zum Verformungsverhalten muss berücksichtigt werden, dass es sich um die gemessenen und durch die Pressenlast hervorgerufenen Verläufe handelt. Die Lastfälle Eigengewicht und Betonschwinden wurden nicht mit eingeschlossen. Beide Lastfälle würden den Verformungsverlauf beeinflussen, die Tragfähigkeit der Versuchsträger ist jedoch unabhängig vom Schwinden des Betons.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5.1.7 Versuche für den positiven Momentenbereich

5.1.7.1 Versuchsaufbau

Aufgabe war es, durch die zu konzipierenden Verbundträger mit Betondübeln unter einer zyklischen Lasteinwirkung mehrere Untersuchungsschwerpunkte gleichzeitig erforschen zu können. Vordergründig stand die Fragestellung der Übertragbarkeit der Ergebnisse aus den Push-Out-Versuchen auf die Träger unter Berücksichtigung der zusätzlichen Effekte aus der Lasteinleitung. Diese Notwendigkeit der Überprüfung wurde mit der zuvor beschriebenen Problematik des nichtlinearen Verhaltens in einem Verbundträger deutlich. Des Weiteren bedurfte die von *Kretz /25/* für Kopfbolzendübel aufgestellte, und von *Zapfe /2/* auf die Betondübel übertragene, logische Hypothese, dass bei einer genügend hohen Lastwechselzahl ein Zustand mit einer annähernd gleichmäßigen Dübelkraftverteilung vorliegt (Bild 5.1), einer Bestätigung. Zur Verifizierung dieser Aussage musste also das Ausgangssystem eine ungleichmäßige Dübelkraftverteilung aufweisen. Aus diesem Grund wurde die Belastung ähnlich der einer Gleichstreckenlast angestrebt. Das Einfeldsystem wurde gewählt, um die Einflussparameter, die auf und in einem innerlich statisch unbestimmten und nichtlinearen Verbundträgersystem wirken, möglichst gering zu halten. Gleiches galt im übertragenen Sinn für die Wahl der Lastaufbringung. Das Einstufenkollektiv wurde ungünstig wirkend mit der oberen Grenze der Gebrauchslast gefahren um den Worst Case zu simulieren. Mit diesen geforderten Randbedingungen stand der Versuchsaufbau fest.

Das gewählte statische Einfeldsystem der Träger (Bild 5.12) hatte eine effektive Stützweite von 6,0 m bei einer Gesamtlänge von 6,4 m. Die Träger wurden über die in Bild 5.10 schematisch dargestellte Lasteinleitungsstruktur mit vier gleichen Einzellasten zyklisch beansprucht, damit annähernd der angestrebte Biegemomentenverlauf einer Gleichlast erzeugt wurde. Die Außermittigkeit der Belastung in Querrichtung (Bild 5.11) repräsentierte die in einem Bauwerk vorhandene Durchlaufwirkung der Deckenplatte. Um Zwängungen aus der Prüfkörperlagerung zu verhindern, wurden die Auflager als Walzenlager zur freien Verdreh- und Verschieblichkeit ausgebildet. Die Verteilerpunkte der Lasteinleitungsstruktur wurden mit Elastomeren versehen. Diese verhinderten ein „Wandern“ der Träger aufgrund der periodischen Verformung.

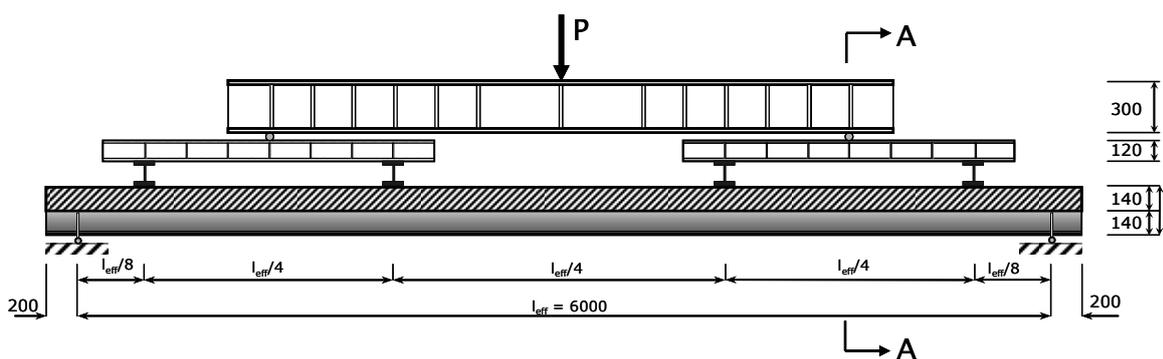


Bild 5.10: Versuchsaufbau (schematisch).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

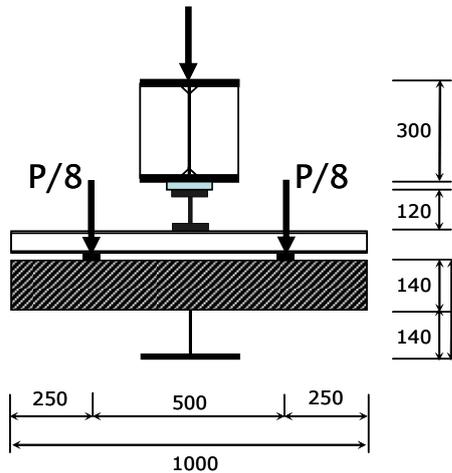


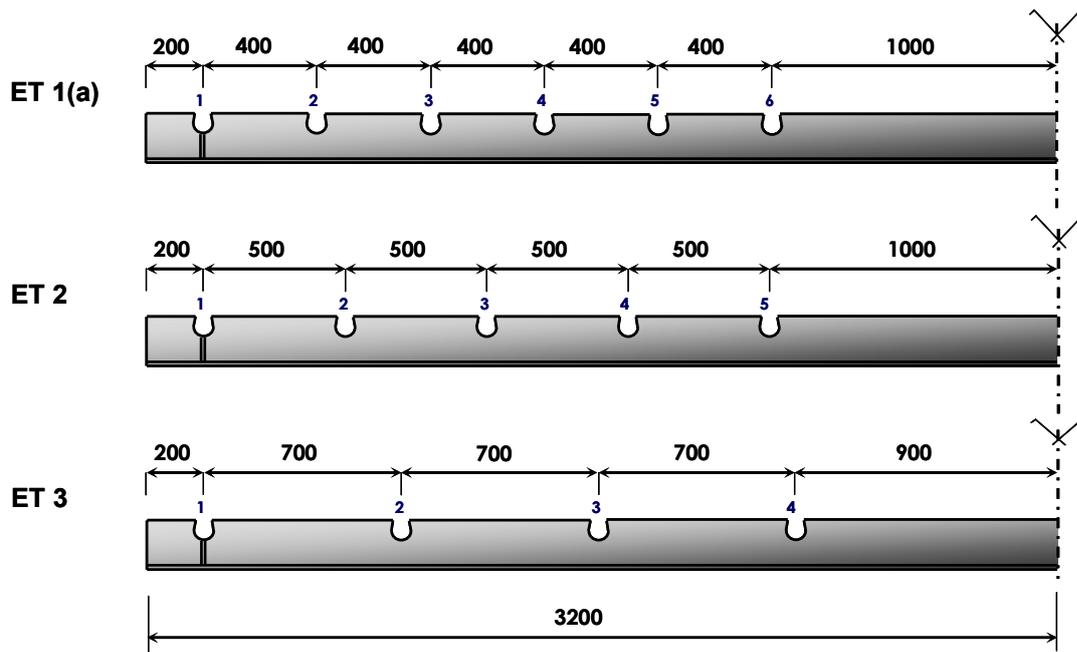
Bild 5.11: Schnitt A-A.

Bild 5.12: Versuchsaufbau ET1 (exemplarisch).

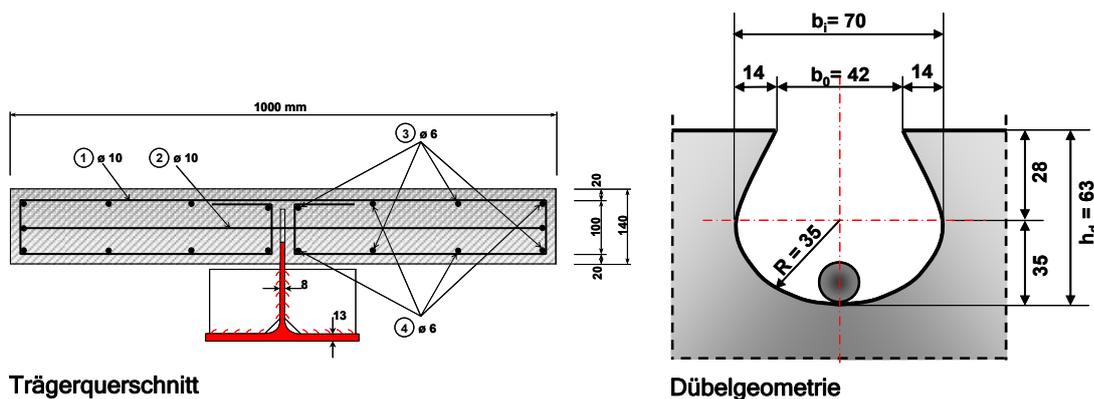
5.1.7.2 Charakteristika der Träger

Die geometrischen Parameter der Trägerversuche zum Test der Ermüdungseigenschaften für den positiven Momentenbereich sind in Bild 5.13 zusammengestellt. Als Grundlage für die Stahlkomponenten wurde ein Stahlprofil HEA 280 mit abgetrenntem Oberflansch verwendet. Mit den geprüften Betondruckfestigkeiten ergaben sich für die Versuchsträger in der Reihenfolge ET1, ET2, ET3 & ET1a die Verdübelungsgrade $\eta = 0,90 / 0,88 / 0,69$ & $0,97$. Die Verteilung der Verbundmittel erfolgte für die zyklische Belastung gemäß Bild 5.13 unter Einhaltung der Momentendeckung in sämtlichen Schnitten äquidistant vom Trägerrand aus.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Dübelanordnung über die Trägerlänge



Trägerquerschnitt

Dübelgeometrie

Bild 5.13: Geometrische Parameter der Versuchsträger für den Bereich positiver Biegemomente.

Die geometrischen Größen und spezifischen Kenngrößen der Träger können der folgenden Tabelle 5.1 entnommen werden. Die Materialeigenschaften des Baustahls wurden für den Flansch und den Steg durch separate Versuche ermittelt. Es wurden in der Tabelle daher zwei Werte pro Träger angegeben. Der obere Wert bezieht sich auf den Flansch- und der untere auf den Stegbereich.

Versuchs- bez.	l_{eff}	b_c	h_c	f_{cm}	f_y	E	η
	[m]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
ET 1	6,0	1000	140	33,9	325 315	190000 210000	0,90
ET 2				41,2	305 315	219000 191000	0,88
ET 3				38,3	305 305(360)	209000 197000	0,69
ET1a				50,6	360 380	199000 195000	0,97

Tabelle 5.1: Geometrische Größen und Material- bzw. Kenngrößen für Träger im positiven Momentenbereich.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Die Vorbemessung der Verbundträger ET1 & ET1a ergab eine vollständige Momentendeckung. Dafür waren sechs Betondübel mit einem äquidistanten Abstand von 400 mm pro Trägerhälfte notwendig. Unmittelbar vor der zyklischen Testphase wurden die Betondruckfestigkeiten anhand von Probewürfeln ermittelt. Nach der Versuchsdurchführung wurden den Trägern Stahlproben entnommen. Mit den exakten Werkstoffparametern ergab sich dann für ET1 mit einem Verdübelungsgrad von $\eta = 0,9$ und ET1a mit $\eta = 0,97$ nahezu ein vollständiger Verbund. Der Träger ET2 mit fünf Dübeln in einem Abstand von 500 mm wies bei der Überprüfung der Würfeldruckfestigkeit eine höhere Betongüte auf als zunächst angestrebt. Dadurch erhöhte sich auch die Dübeltragfähigkeit. Der Verdübelungsgrad ergab hier letztlich $\eta = 0,88$. Mit den vier Dübeln und der vorliegenden Betondruckfestigkeit des Trägers ET3 konnte eine Untersuchung für teilweisen Verbund durchgeführt werden. Der Verdübelungsgrad lag für diesen Träger mit einem Dübelabstand von 700 mm bei $\eta = 0,69$.

5.1.7.3 Versuchsergebnisse

In Bild 5.14 wurden die Last-Verformungskurven bei Erstbelastung für die Versuche mit einem auf Druck beanspruchten Betonobergurt dargestellt. Die Durchbiegungen in Trägermitte bei statischer Erstbelastung bis zum Oberlastniveau des zyklischen Versuchsabschnitts wurden in Abhängigkeit der Zylinderkraft mit dem theoretischen elastischen Verlauf bei vollständigem starrem Verbund verglichen (Bezeichnung: theoret. ET1(a)). Alle Kurven verliefen im unteren Lastbereich (bis ca. 50 kN) nahezu kongruent trotz leicht variierender Betongüte und dem unterschiedlichen Verdübelungsgrad. Die Betongüte für einen vollständigen starren Verbund hatte in diesem Beanspruchungsbereich nur einen marginalen Einfluss, wie die beiden theoretischen Verläufe für ET1 und ET1a (theoret. ET1(a)) mit den ermittelten Extremwerten für die Betongüte zeigten. Die theoretischen Werte wurden bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit am unteren Betonrand durch Ansatz des vollen Betonquerschnitts errechnet. Nach Überschreitung dieses Wertes (zwischen 100 kN und 125 kN) wurde der Betonquerschnitt so abgemindert, dass die Betonzugfestigkeit am reduzierten unteren Rand gerade erreicht wurde. Zum Vergleich ist die theoretische untere Grenze (Bezeichnung: untere Grenze) für die Durchbiegung am Beispiel des Trägers ET1 mit der kleinsten untersuchten Betondruckfestigkeit, die sich ohne jeglichen Verbund ergab, ebenfalls im Diagramm integriert. Der sprunghafte Verlauf der Last-Verformungscharakteristik des Trägers ET 1 bei ca. 200 kN war aufgrund eines Hydraulikfehlers am Prüfzylinder entstanden.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

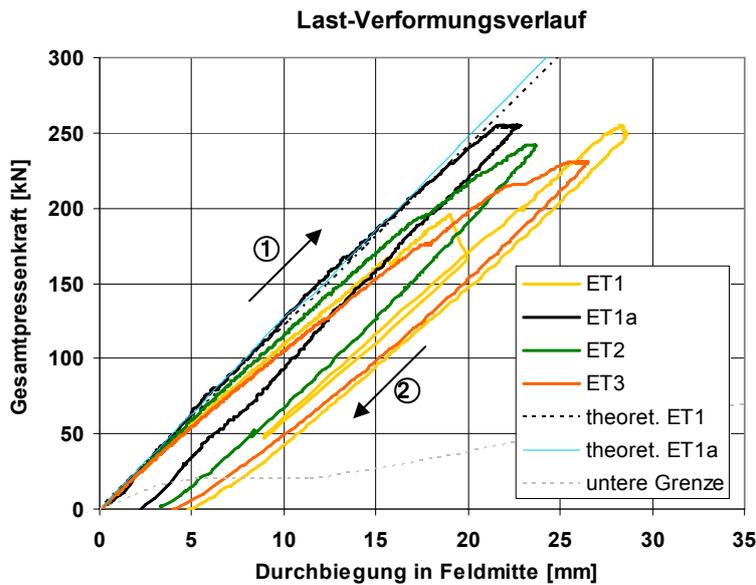


Bild 5.14: Last-Verformungs-Charakteristik der Träger ET1(a) bis ET3 bei Erstbelastung.

Der Versuch ET1a mit einer fast vollständigen Verdübelung und der größten Betondruckfestigkeit verhielt sich am steifsten und verlief nahezu deckungsgleich mit dem theoretisch ermittelten elastischen Verlauf bei vollständig starrem Verbund. Wurden die Versuche ET1 und ET2 mit annähernd gleichem Verdübelungsgrad gegenübergestellt, so nahm die Steifigkeit bzgl. der Durchbiegung mit steigender Betondruckfestigkeit zu. Die Abweichung von ET1 im Vergleich zur geringfügigeren Abweichung von ET2 zu den theoretischen Durchbiegungen ließ einen höheren Schlupf bei geringerer Betondruckfestigkeit und damit eine größere Durchbiegung vermuten. Der signifikante Einfluss des Schlupfes konnte durch FE-Rechnungen in 6.2 bestätigt werden. Der Vergleich von ET2 und ET3 mit annähernd gleicher Betondruckfestigkeit ließ mit abnehmendem Verdübelungsgrad η ein nachgiebigeres Tragverhalten feststellen. Es lag nahe, dass sich bei gleicher Zylinderlast mit geringerem Verdübelungsgrad höhere Schlupfwerte ergeben und sich damit eine größere Durchbiegung einstellte, da die einzelne Dübelbeanspruchung aufgrund der größeren Krafteinzugsfläche zunahm.

Aufgrund dieser beiden Beobachtungen mussten die aufgetretenen Schlupfwerte ebenfalls mit in die Betrachtung der Erstbelastung einbezogen werden. Der maximale Schlupf ergab sich für alle Träger für den zweiten Dübel von Trägersaußenseite her betrachtet. In Bild 5.15 wurden die aufgezeichneten Messdaten für diesen zweiten Außendübel verglichen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

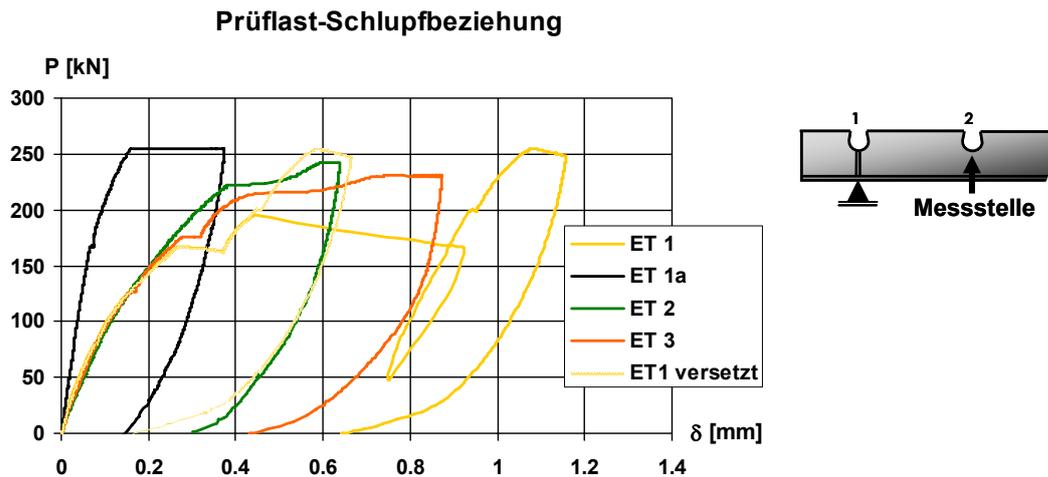


Bild 5.15: Relativverschiebungen der zweiten Außendübel von ET1(a) bis ET3.

Bei der zuvor betrachteten Last-Verformungs-Charakteristik blieben die Messaufzeichnungen bis zu einem Kraftwert von 50 kN nahezu kongruent. Bei der Betrachtung der Schlupfwerte konnte dieser Effekt sogar bis 150 kN beobachtet werden, wenn man von dem Träger ET1a absieht.

Wird unterstellt, dass bei gleichem Schlupf auch eine gleiche Kraft im Dübel vorherrscht, dann hätten zwar alle Dübel die gleiche lokale Beanspruchung, aber aufgrund der unterschiedlichen Anzahl der Dübel in der Summe mit abnehmen des Verdübelungsgrads auch eine Abnahme der übertragenen Schubkräfte zur Folge. Ein Vergleich des maximalen Schlupfes mit Bild 5.16 an jedem Dübel gab Aufschluss darüber, ob sich nur für den zweiten Außendübel Differenzen über die Trägerlänge ergaben, oder ob die Extremwerte am zweiten Außendübel eine Ausnahme waren. Für den Träger ET1 wurden hierfür die Schlupfwerte um den Betrag, der sich durch die Hydraulikprobleme ergab, versetzt. An Stellen des Schlupfverlaufs in Bild 5.16 mit einem Symbol befanden sich die Messstellen, die mit den Dübelausparungen übereinstimmen. Die Lage der induktiven Wegaufnehmer mit der Kennzeichnung S und damit der Dübel kann zudem für den Träger ET1 Bild 5.18, ET2 Bild 5.20, ET3 Bild 5.24 und ET1a Bild 5.31 entnommen werden.

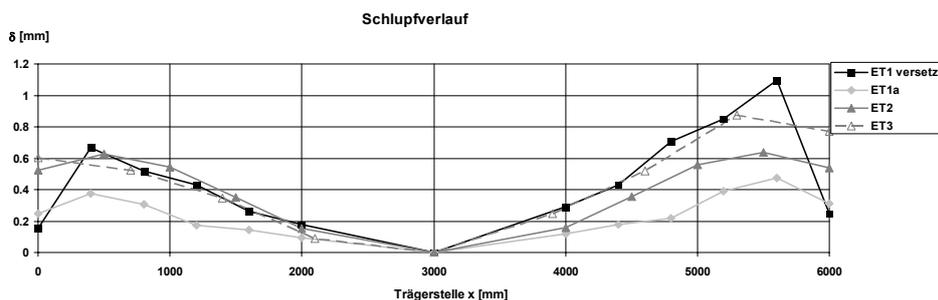


Bild 5.16: Schlupfverlauf über die Trägerlänge bei max. P der Erstbelastung.

Es wurde deutlich, dass sich für die Extremwerte der betrachteten zweiten Außendübel an der rechten Trägerhälfte Schlupfdifferenzen ergaben. Allerdings wurden an der linken Trägerhälfte schon nahezu konforme Werte erreicht. Die Differenzen der Versuchswerte der jeweiligen Trägerhälften, trotz eines vermeintlichen symmetrischen Versuchskörpers und symmetrischen Versuchsaufbaus, ergaben sich aus Materialinhomogenitäten, vor allem durch den Beton, durch Vorverformungen und durch geringe Imperfektionen des Versuchsaufbaus. Die Träger ET1, ET2 und ET3 wiesen trotz unterschiedlicher Materialkenn-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

werte und Verdübelungsgrade analoge Schlupfwerte auf. ET1a blieb eine Ausnahme. Diese Abweichung wurde in der Versuchsauswertung einer näheren Betrachtung unterzogen. Im Gebrauchszustand waren die Schlupfwerte noch sehr gering. Es lag dann nahezu starrer Verbund vor. Der Verlauf der Dübelkräfte war bei niedriger Last - etwa auf Gebrauchszustandniveau - zum Querkraftverlauf affin, da sich der Stahlträger noch linear elastisch verhielt. Der Normalkraftverlauf im Stahlträger sollte demnach dem Verlauf des sich aufgrund der Belastung ergebenden Momentes entsprechen. Dieses konnte mittels der aufgezeichneten Verzerrungen durch die applizierten DMS an den Stahlträgern und der daraus berechneten Spannungen an der Unterseite des Stahlflansches der Verbundträger überprüft werden.

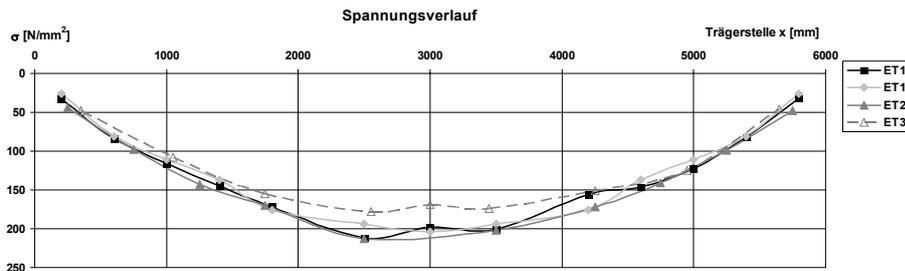


Bild 5.17: Spannungsverläufe an der Unterseite der Stahlträgerflansche.

Die Spannungswerte waren für alle Tests nahezu kongruent und unterhalb der Fließgrenzen der Stähle. Der maximale Messwert der Spannungen ergab sich für Träger ET2 mit 213 N/mm^2 . Mit abnehmendem Verdübelungsgrad von ET1(a) und ET2 bis ET3 konnte im Mittelnbereich eine Tendenz zur Spannungsabnahme, auch unter Berücksichtigung der aufbrachten Differenzen der Maximallast bei Erstbelastung, festgestellt werden.

Nach der Erstbelastung erfolgte die zyklische Beanspruchungsphase. Entsprechend den Vorüberlegungen wurden einstufige Lastkollektive mit Oberlasten zwischen 60 % und 70 % der mittleren, theoretischen Traglasten angestrebt. Eine Übersicht der prozentualen Lastwerte im Verhältnis zu den berechneten, vollplastischen Traglasten der Träger gibt Tabelle 5.2. Der Test ET1a wurde mit zwei einstufigen Lastkollektiven beaufschlagt. Der Versuch ET3 durchlief ohne erkennbaren Schaden 5 Millionen Lastwechsel.

Versuch	Anz. Dübel	η	f_{cm}	P_o/P_{Trag}	P_u/P_{Trag}	$\Delta P/P_{Trag}$	LW
Bez.	[-]	[-]	$[N/mm^2]$	[-]	[-]	[-]	[-]
ET 1	2 x 6	0,90	33,9	0,61	0,24	0,37	1,100 Mio.
ET1a	2 x 6	0,97	50,6	0,52 0,66	0,20 0,20	0,32 0,46	1,024 Mio. 244.000
ET 2	2 x 5	0,88	41,2	0,59	0,18	0,41	890.000
ET 3	2 x 4	0,69	38,3	0,62	0,37	0,25	5 Mio.

Tabelle 5.2: Belastungsspektren für Träger im positiven Momentenbereich.

Die aufgezeichneten Schlupfwerte über die Lastwechselzahl und die Messstellen für ET1 sind in Bild 5.19 dargestellt. Die entsprechende Lage der nummerierten Messstellen lässt sich aus Bild 5.18 ablesen. Aus der Symmetrie entsprach demnach die Messstelle S2 der Messstelle S7. Die Ursachen der Differenzen an symmetrischen Punkten wurden zuvor bereits erörtert. Über die Lastwechsel war für S2 mit einem größeren Startwert auch eine größere Steigung des Schlupfes zu verzeichnen. Über die Trägerlänge nahm der Schlupf entsprechend dem Querkraftverlauf vom inneren Dübel S6 bis zum zweiten Außendübel S2 stetig zu. Über die Lastwechsel, logarithmisch aufgetragen, wies der Schlupf für alle Aufzeichnungswerte bis ca. 700.000 Lastwechsel eine stetige Zunahme auf. Ab diesem Wert zeigten

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

S1 bis S6 eine überproportionale Zunahme der Relativverschiebung. Die Steigung war für S2 am markantesten und flacht mit der Entfernung von dieser Messstelle bis S6 bzw. S1 ab. Die Aufzeichnung von S7 wies hingegen weiterhin eine stetige Schlupfzunahme auf. Ab einer Lastwechselzahl von 1,1 Mio. wurde an der Messstelle S2 ein Riss im Stahlsteg festgestellt. Der Rissverlauf kann Bild 5.22 entnommen werden. Dieser hatte seinen Ausgangspunkt im Dübelgrund und orientierte sich zunächst unter ca. 45° in Richtung des Flansches und des nahe gelegenen Auflagers. Bei Erreichen des Walzradius zwischen Steg und Flansch änderte sich die Orientierung parallel zur Trägerlängsachse.

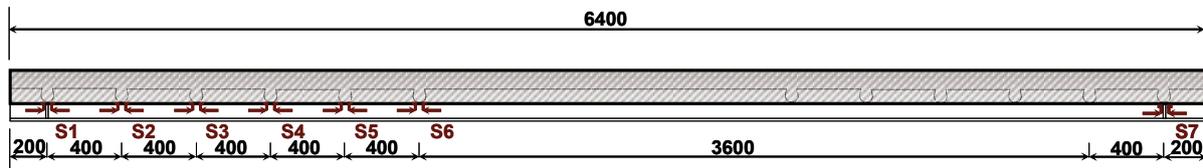


Bild 5.18: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes für ET1.

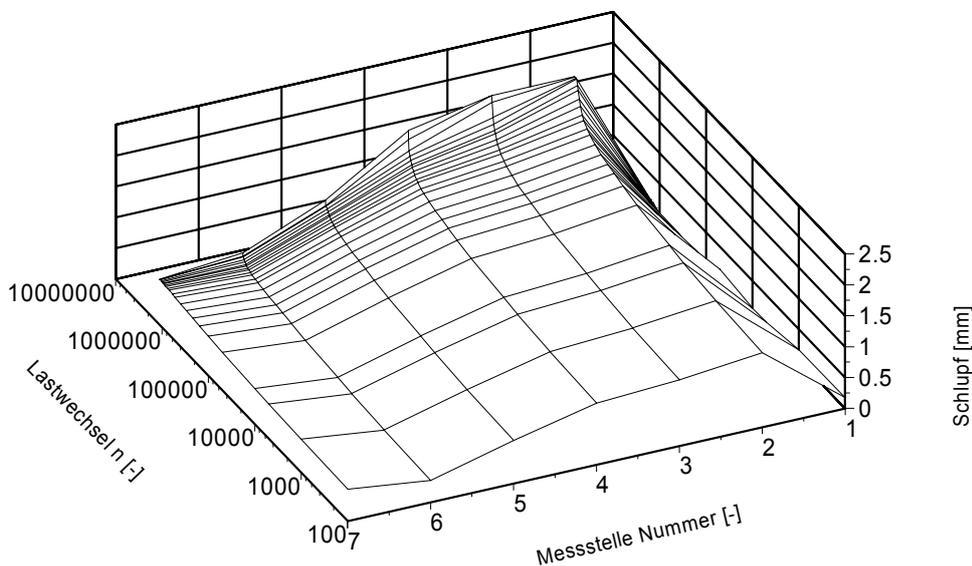


Bild 5.19: Schlupfentwicklung des Trägers ET1.

Analog zu den Ergebnissen des Trägers ET1 verhielt sich der Verlauf des Schlupfes über die Trägerlänge und die Lastwechselzahl von ET2. Der Schlupf nahm über die Trägerlänge vom inneren bis zum zweiten Außendübel gemäß dem Querkraftverlauf zu. Die exponentielle Zunahme der Schlupfwerte begann hier etwa mit 900.000 Lastzyklen. Die Steigungsdifferenz zu den benachbarten Dübeln von S2 fiel jedoch wesentlich geringer aus. Aber auch hier blieb die Schlupfentwicklung für S6 nahezu konstant, trotz der symmetrischen Anordnung zu S2 (Bild 5.20). Zusätzlich wurde an diesen Dübeln auch die Abhebung mit S7 und S8 festgehalten, deren Resultate ebenfalls in das Bild 5.21 bzgl. der Schlupfentwicklung eingearbeitet sind. Hier änderte sich die Steigung schon ab ca. 150.000 Lastwechsel. Erst bei ca. 1.000.000 LW (Lastwechsel) nahm das Abhebemaß von S7 an Messstelle S2 gegenüber S8 deutlich zu. Ein Schaden im Stahlsteg des Trägers wurde mit 890.000 LW an S2 identifiziert. Der Rissverlauf war analog zu ET1, wie Bild 5.23 zeigt. Für diesen Träger wurde nach der Feststellung des Risses die Entwicklung bzgl. seiner Länge über die Lastwechsel registriert.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

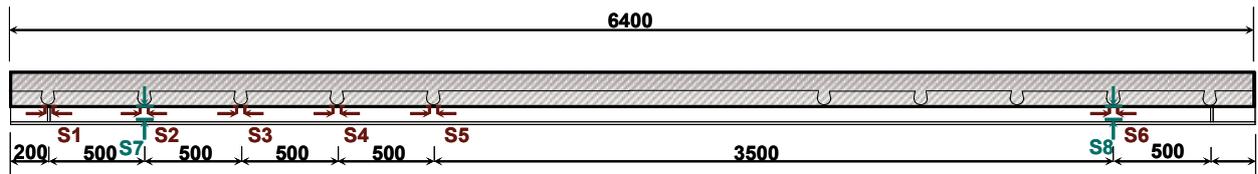


Bild 5.20: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes und der Abhebung für ET2.

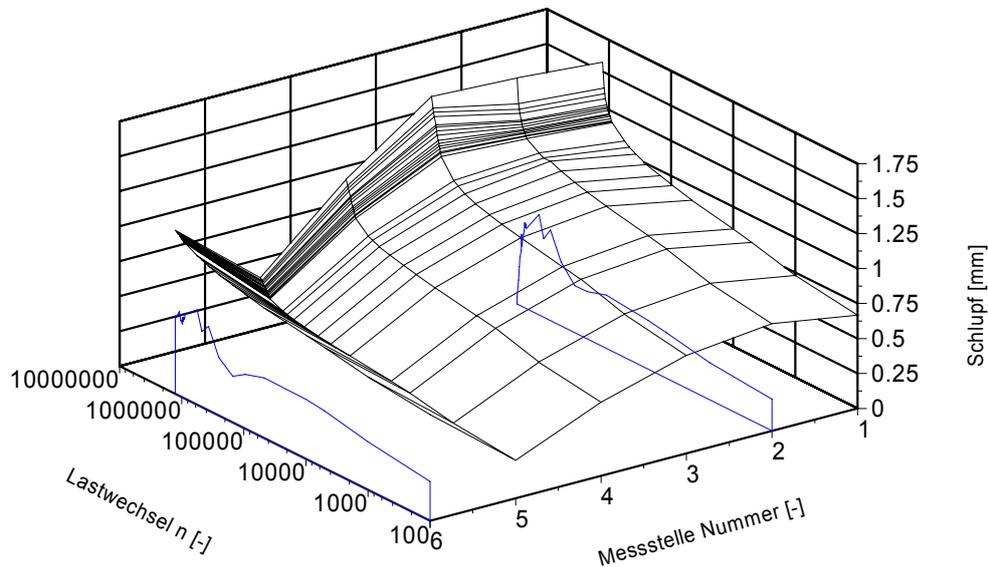


Bild 5.21: Schlupfentwicklung des Trägers ET2.



Bild 5.22: Rissverlauf ET1 am zweiten Dübel (erster Dübel über dem Auflager).

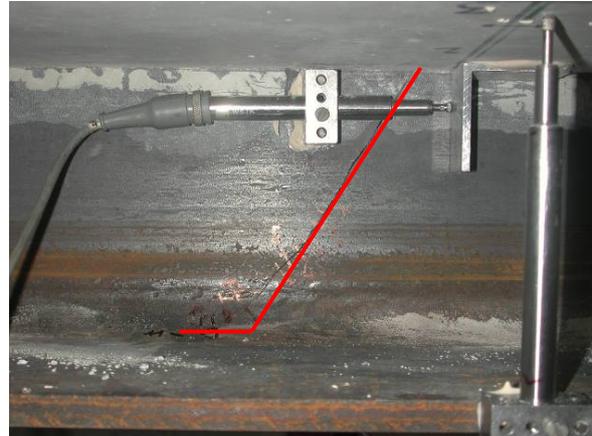


Bild 5.23: Rissverlauf ET2 im Detail.

Der Träger ET3 mit dem geringsten Verdübelungsgrad erreichte fünf Millionen Lastwechsel ohne erkennbare Schädigung. Gemäß Tabelle 5.2 lag die relative Oberlast mit 62 % von P_{Trag} etwa im Bereich der Oberlasten von ET1 und ET2. Die relative Lastamplitude $\Delta P/P_{\text{Trag}}$ wurde jedoch auf rund 2/3 der Werte von ET1 und ET2 auf 0,25 reduziert. Der Verlauf der Schlupfentwicklung gliederte sich - über die Trägerlänge betrachtet - ebenfalls in die Serie ein. Von der Mitte des Trägers bis zum zweiten Außendübel nahm der Schlupf entsprechend dem Querkraftverlauf zu. Ebenso nahmen die Relativbewegungen aller Dübel über die Lastwechselzahl stetig zu. Die charakteristische Schlupfzunahme wurde an der Messstelle S2 mit einer Differenz von 1,12 mm (von 0,97 mm auf 2,09 mm) verzeichnet. Am geringsten erhöhte sich der Schlupf an der Messstelle S5 von 0,10 mm auf 0,35 mm. Eine exponentielle

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Schlupfzunahme blieb hier jedoch im Gegensatz zu ET1 und ET2 aus. Bis zu den angestrebten fünf Millionen Lastzyklen konnte kein äußerlich erkennbarer Schaden festgestellt werden.

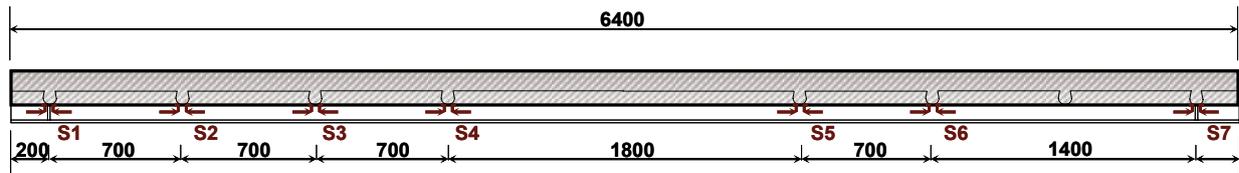


Bild 5.24: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes für ET3.

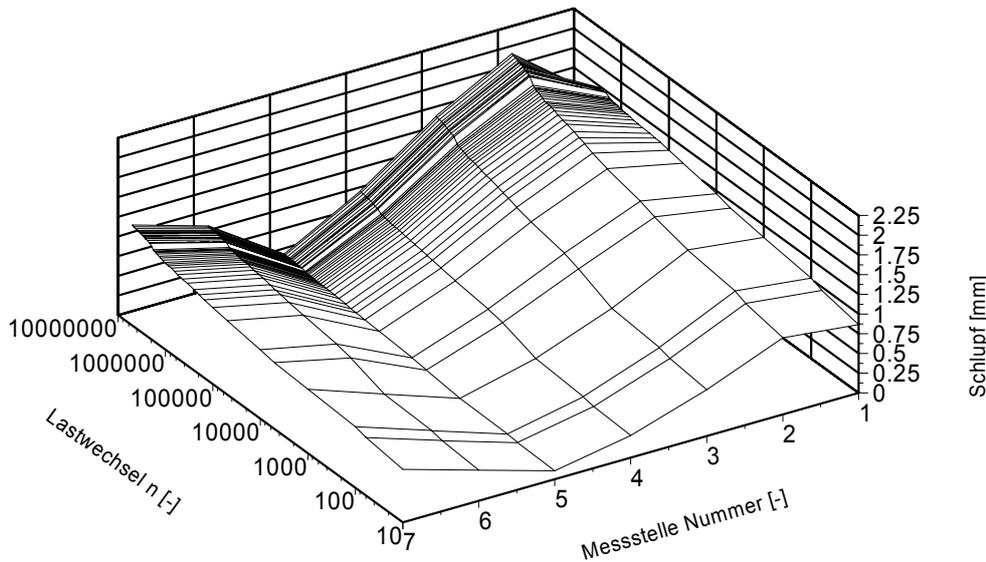


Bild 5.25: Schlupfentwicklung des Trägers ET3.

Zur Bewertung der Dübeltragfähigkeiten nach der zyklischen Versuchsphase wurde der Träger auf seine Tragfähigkeit hin überprüft. Die mittlere, theoretische, statische Tragfähigkeit des Trägers ET3 lag bei 423 kN, die experimentell mit 420 kN Zylinderkraft zzgl. 33 kN aus Eigengewicht und Lasteinleitungskonstruktion nicht nur bestätigt, sondern sogar noch übertriften werden konnte. In Bild 5.26 wurden die Durchbiegungswerte in Abhängigkeit der Zylinderkraft in Trägermitte, im Viertelpunkt und im Drittelspunkt dargestellt. Bis etwa 84 % der Maximallast ergab sich ein nahezu linearer Anstieg bzgl. der Durchbiegung. Ab diesem Wert stellte sich ein ausgeprägt duktiler Verhalten mit etwa einer Verdreifachung des zuvor aufgezeichneten Wertes ein. Eine Entlastung in diesem Bereich sowie im Nachbruchbereich ergab nahezu parallele Steigungen wie zu Versuchsbeginn zur Verifizierung der Tragfähigkeit.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

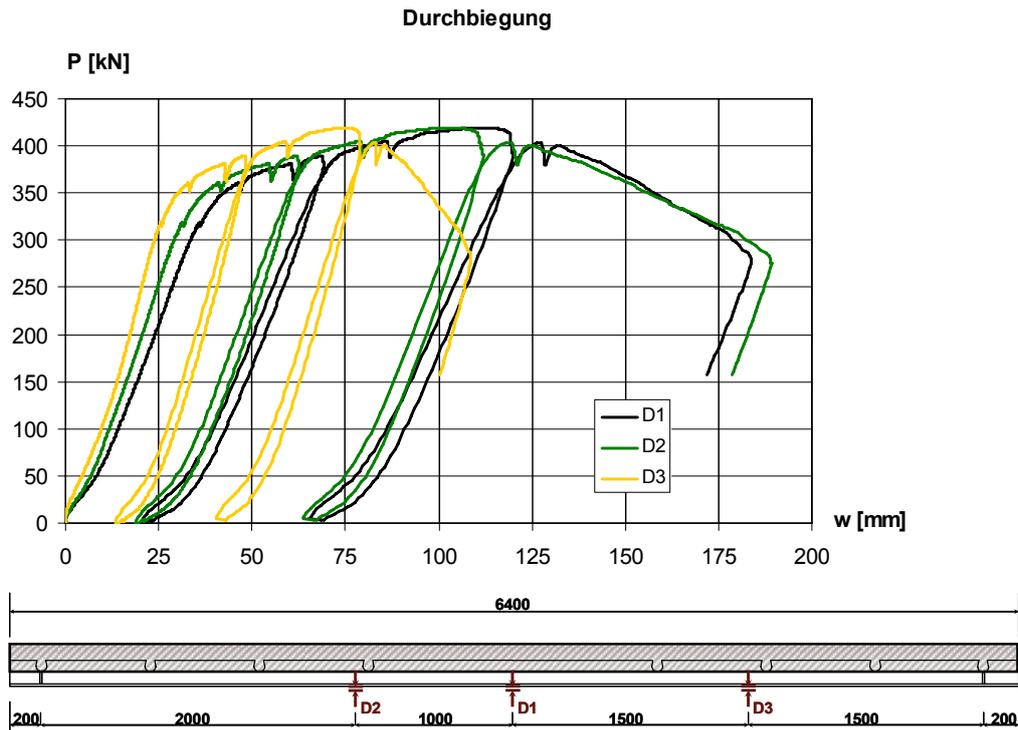


Bild 5.26: Zylinderkraft-Durchbiegungsverlauf des Trägers ET3.

Die Nummerierung der Messstellen zur Aufnahme des Schlupfes wurde in Bild 5.24 dargestellt. Resultierend aus der zyklischen Vorbelastung war bei Belastungsbeginn zur Überprüfung der Resttragfähigkeit bereits ein plastischer Schlupf vorhanden (Bild 5.27). Die Relativverschiebungen der Betondübel verhielten sich bis etwa 76 % der Maximallast annähernd linear. Ab diesem Wert wurde das duktile Verhalten der Verbundmittel durch etwa eine Verdreifachung des bis dahin erreichten Schlupfwertes bis zur Maximallast deutlich. Die Anfangswerte waren gemäß dem Querkraftverlauf für die zyklische Versuchsphase gestaffelt. Die Unterschiede dieser Anfangswerte untereinander nahmen mit der Steigerung der Last zu. Aufgrund von Messwertfehlern wurde die Aufzeichnung an S1 durch die Aufzeichnung S7 ersetzt. Die Werte der Messung an S6 sollten aus symmetrischen Gründen denen von S3 entsprechen. Hier wurden jedoch eher Werte von S4 abgelesen, sodass einseitig ungünstige Bedingungen zugrunde lagen. Bei Entlastung verhielt sich der Schlupfverlauf zunächst linear. Auf dem letzten Drittel der Kraft nahm der Schlupf überproportional ab. Eine mögliche Erklärung war zunächst die konzentrierte Kompression des Betons innerhalb der Dübelprozesszone bei der Aufbringung der Maximallast die verzögert elastische und plastische Deformationen hervorrief.

Aufgrund des duktilen Verhaltens des Betondübels ergab sich das Umlagerungspotenzial der Dübelkräfte, was experimentell innerhalb der Serie im negativen Momentenbereich durch einen konstanten Querkraftverlauf bestätigt werden musste.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

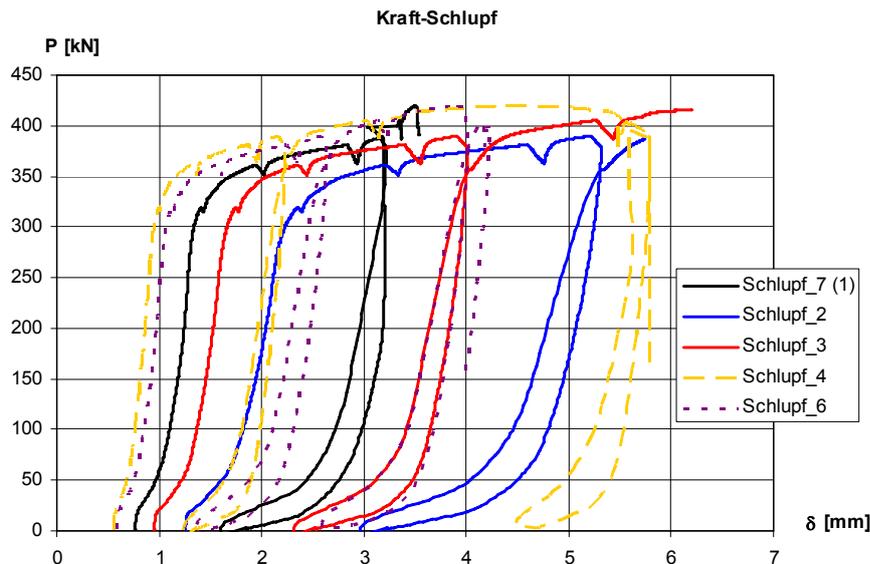


Bild 5.27: Zylinderkraft-Schlupfverlauf des Trägers ET3 bei der Überprüfung der Resttragfähigkeit (Nummerierung der Messstellen gemäß Bild 5.24).

Die horizontalen Spannungen an den Messstellen nach Bild 5.28 während des Bruchversuchs zur Ermittlung der Resttragfähigkeit wurden für den Flansch mit Bild 5.29 und für den Steg mit Bild 5.30 visualisiert. Es wurde nur eine Trägerhälfte mit den gemittelten Daten jeweils korrespondierender Messstellen dargestellt. Über die Trägerlänge von Messstelle 13 am Auflager bis DMS 17 in Trägermitte ergab sich für den linear-elastischen Bereich erwartungsgemäß ein Spannungsverlauf analog zum Momentenverlauf. Mit Zunahme der Zylinderkraft nahmen auch die Spannungswerte zu. Bei der Kraftgröße am Zylinder von ca. 325 kN erreichte der Flansch an Messstelle 16 schließlich die Fließgrenze des Stahls. Ab dieser Belastung nahmen die aufgezeichneten Spannungen im Steg, die sich bis zu dieser Zylinderkraft kaum mit Belastungszunahme änderten, exponentiell zu. Mit diesen Beobachtungen konnte der Plastifizierungsvorgang im Stahlträger nachvollzogen werden.

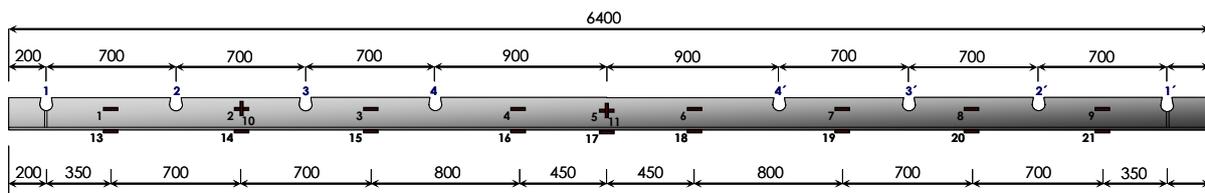


Bild 5.28: Nummerierung der Messstellen am Stahl zur Aufzeichnung der Deformationen für ET3.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

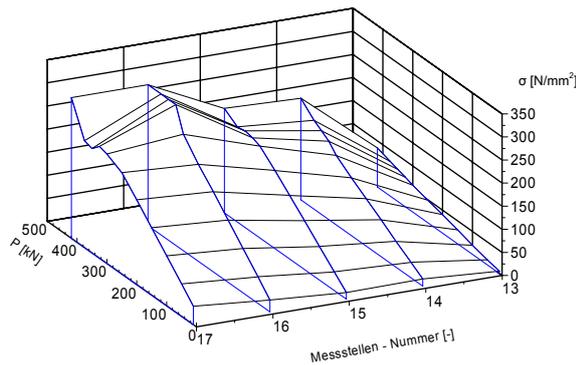


Bild 5.29: Flansch-Spannungen bei Resttrag-Test.

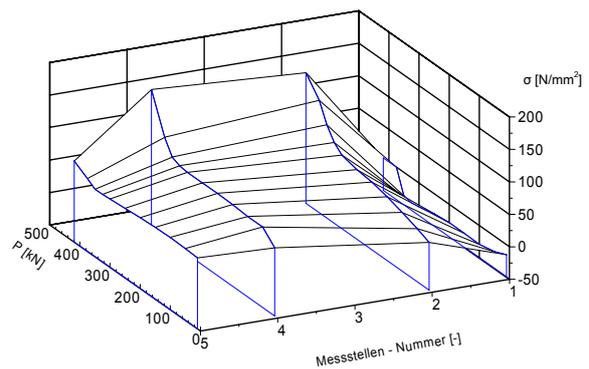


Bild 5.30: Steg-Spannungen bei Resttrag-Test.

Der Träger ET1a diente der Untersuchung des Einflusses der Rauigkeit in der Aussparung des Stahlsteges auf die Ermüdungsfestigkeit. Hierzu wurden nach der Fabrikation der Betondübelaussparungen im Stahlsteg die Brennriefen mit einem Drehschleifgerät nachgearbeitet und geglättet. Die Betondruckfestigkeit des Trägers ET1a wurde auf $f_{cm} = 50,6 \text{ N/mm}^2$ erhöht. Um Vergleiche ziehen zu können, wurde der Träger ET1a ansonsten in Anlehnung an ET1 gefertigt und getestet. D. h. sowohl die relative Oberlast als auch die relative Lastamplitude wurden entsprechend den Größenordnungen von ET1 angepasst. Über die Trägerlänge und die Lastwechselzahl ergaben sich gemäß Bild 5.32 qualitative analoge Erkenntnisse zum Schlupfverhalten der Träger ET1 bis ET3. Die Verschiebungswerte an der Stelle S3 wurden aus den Messungen an S2 und S4 gemäß Bild 5.31 interpoliert, da die Auswertung von S3 auf einen Messfehler hindeutete. An den maßgebenden Stellen S2 für ET1 und S7 für ET1a bei 1.000 LW und 600.000 LW wurde eine Gegenüberstellung der Schlupfwerte vorgenommen. Beide Werte lagen im Bereich eines nahezu konstanten Schlupfverlaufs. Es ergab sich für ET1 an S2 mit 1,26 mm eine Erhöhung auf 0,61 mm und für ET1a an S7 von 0,49 mm eine Steigerung um 0,21 mm. Somit lag der maßgebliche Schlupf bei 1.000 LW von ET1 ca. 2,5-fach über dem Wert von ET1a. Die relativen Erhöhungen über die Lastwechsel lagen für beide Träger bei etwa 50 %. Im Hinblick auf die Messgenauigkeit blieb der Wert für ET1a etwa bis über 1 Millionen LW konstant, während für ET1 ab ca. 700.000 LW eine exponentielle Schlupfzunahme zu verzeichnen war. Aufgrund dessen wurde die relative Oberlast für ET1a nach $1,024 \cdot 10^6 \text{ LW}$ auf ca. 66 % von P_{Trag} erhöht. Für die Lastamplitude bedeutete dies eine Steigerung um ca. 46 %. Damit ergab sich für sämtliche Aufzeichnungen der Relativverschiebung an ET1a (Bild 5.32) ein sprunghafter Anstieg bei 1,024 Millionen Lastzyklen. Nach weiteren 150.000 Lastwechseln war an S7 eine exponentielle Zunahme des Schlupfes zu verzeichnen. An diesem Dübel wurde analog zu Bild 5.22 und Bild 5.23 ein Riss im Stahlsteg unter 45° identifiziert. Allerdings änderte dieser seine Richtung nach weiteren Lastzyklen bei Erreichen des Ausradiusradius zwischen Steg und Flansch nicht mehr parallel zur Trägerlängsachse, sondern durchtrennte die Walzrundung bis zum Beginn der Flanschoberseite, worauf der Versuch abgebrochen wurde.

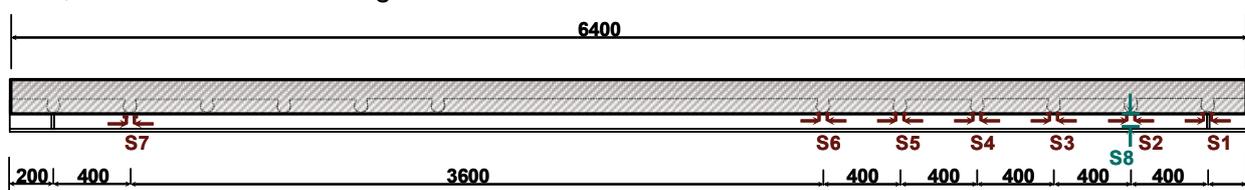


Bild 5.31: Nummerierung der Messstellen für Schlupf und der Abhebung an ET1a.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

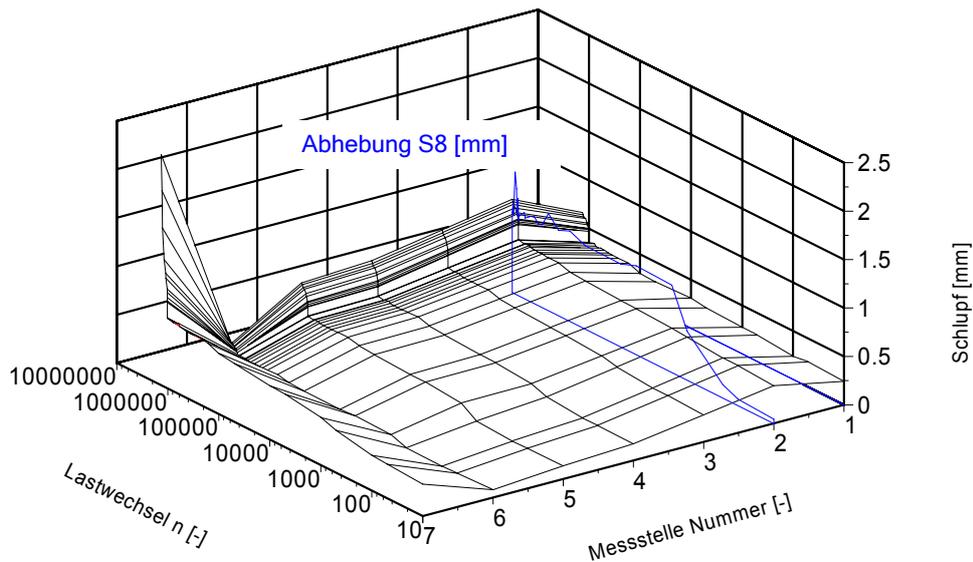


Bild 5.32: Schlupfentwicklung des Trägers ET1a und Abhebeentwicklung an S8.

Durchbiegungsentwicklungen

Die Durchbiegungen nahmen von Beginn der zyklischen Belastung stetig zu (Bild 5.33). Dabei konnte festgestellt werden, dass sich mit Anlauf der zyklischen Belastung eine potenzielle Zunahme der Trägerverformung in vertikaler Richtung einstellte. Dies ergab sich aus einer Regressionsanalyse. Die Verformungszunahme kann mit hoher Genauigkeit durch eine potenzielle Funktion in der Form $w(n) = c \cdot n^b$ mit den Konstanten c und b beschrieben werden. Eine Aufschlüsselung der Durchbiegung in elastische und plastische Anteile für den Träger ET3 gibt Bild 5.34. Der plastische Anteil ergab sich durch eine vollständige Entlastung während einer Messung. Hieraus wurde ersichtlich, dass sich sowohl der elastische Anteil als auch der plastische Anteil ebenfalls potenziell mit einem Regressionskoeffizienten von ca. 0,95 und höher beschreiben ließen. Diese Beobachtungen legten die Vermutung nahe, dass der maßgebende Anteil der Durchbiegungszunahme aus der Schlupfzunahme der Dübel resultierte, denn die Push-Out-Versuche (5.2) zeigten, dass die Relativbewegung für alle Versuchszeiträume sehr gut mit einer potenziellen Funktion beschrieben werden konnten.

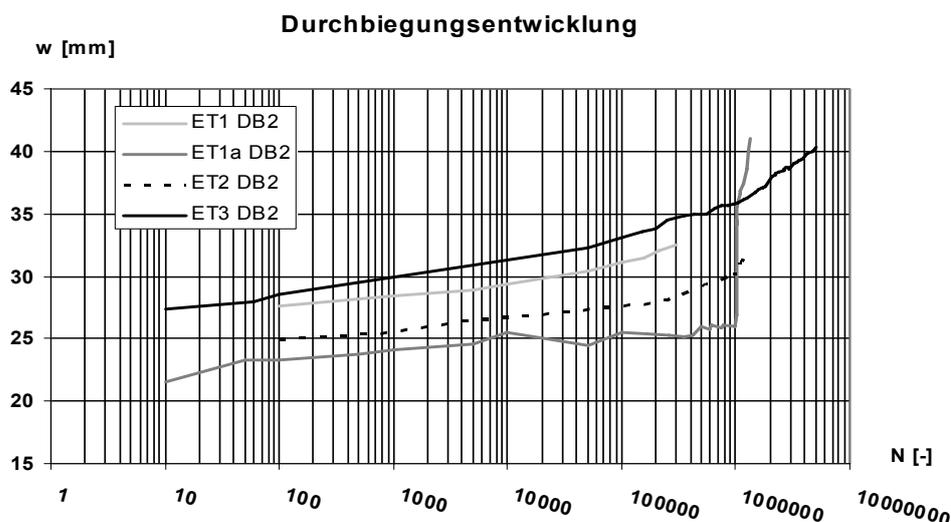


Bild 5.33: Entwicklung der Durchbiegungen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

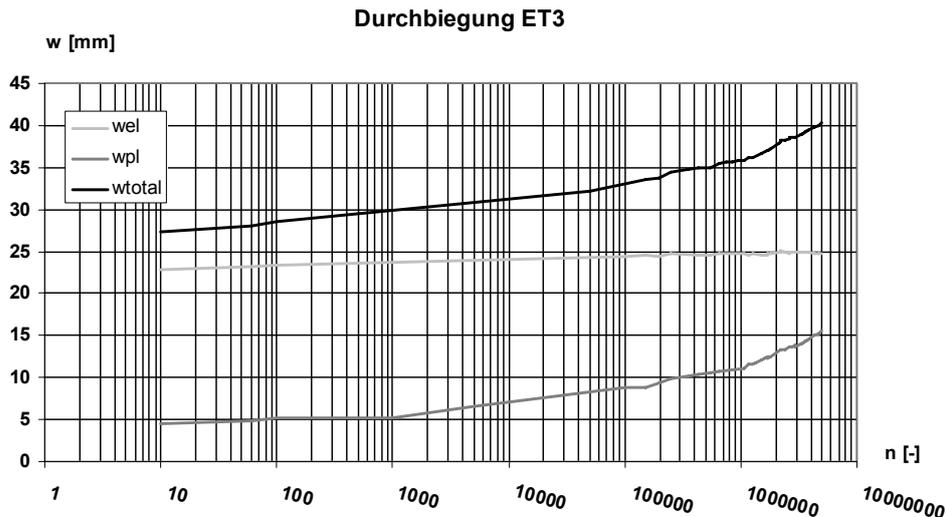


Bild 5.34: Anteile der Durchbiegungen.

Für eine erste Überprüfung wurden die Durchbiegungen mit den Methoden der elementaren Statik für vollen, starren Verbund berechnet, indem die Betonhöhe ab der Unterschreitung der Betonzugfestigkeit berücksichtigt wurde. In Tabelle 5.3 wurden die Durchbiegungen der theoretischen Werte (w_t) für die Trägermitte denen aus der zyklischen Entwicklung für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse (w_v) gegenüber gestellt. Es wurde deutlich, dass die zunehmenden Durchbiegungen auf Steifigkeitsverluste des Verbundträgers zurückzuführen waren. Dies belegte die Annahme einer Durchbiegungszunahme durch das Fortschreiten des Schlupfes in der Verbundfuge. Wurde die mittlere Schlupfentwicklung δ_m über die Trägerlänge bei einer diskreten Lastwechselzahl durch geometrische Beziehungen in die Berechnung der Durchbiegung einbezogen, so ergaben sich hierfür bereits sehr gute Übereinstimmungen von Versuch und berechneten Werten, wie Tabelle 5.3 zeigt.

$E_{l,0}$ [kN cm ²]		starrer, voller Verbund			
	LW		100	50000	300000
	ET1 w_v [mm]		27,6	30,4	32,6
	δ_m [mm]		0,725	0,91	1,07
$3475 \cdot 10^5$	ET1 w_t [mm]	21,1	28,9	31,0	32,5
	LW		100	473900	1274000
	ET2 w_v [mm]		24,9	29,0	32,3
	δ_m [mm]		0,588	0,828	1,04
$3603 \cdot 10^5$	ET2 w_t [mm]	19,4	25,7	28,3	30,6
	LW		100	250000	5000000
	ET3 w_v [mm]		28,5	34,5	40,3
	δ_m [mm]		0,79	1,24	1,47
$3554 \cdot 10^5$	ET3 w_t [mm]	18,7	27,1	32,0	34,5

Tabelle 5.3: Vergleich der Durchbiegungen aus den Versuchen mit theoretischen Werten.

Hieraus konnte folgende Hypothese aufgestellt werden: Die Durchbiegungsentwicklung wird maßgeblich durch die Schlupfentwicklung geprägt. Ist also für eine diskrete Lastwechselzahl der Schlupf bekannt, so kann daraus die aktuelle Durchbiegung bestimmt werden. Eine spezifizierte Untersuchung hierzu wurde in 5.1.9.2 durchgeführt.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Das Versagen eines Betondübels kann durch eine überproportionale Zunahme der Durchbiegung identifiziert werden, wie Bild 5.33 für ET1(a) und ET2 belegte. Wird die Belastung so gewählt, dass kein Versagen auftritt, so konnte bisher auch noch kein Erreichen eines Endwertes der Durchbiegung beobachtet werden. Bei Erreichen der fünf Millionen Lastzyklen für den Träger ET3 entsprach die Durchbiegung etwa $w \approx l/150$.

Die Auswertung der Durchbiegung hinsichtlich der Hysteresebreiten und Hystereseleistungen ließ über die Lastwechsel keine Änderung erkennen. Die Steigung stellte sich im Mittel mit ca. 0.47π ein und die Hysteresebreiten lagen außerhalb der Messgenauigkeit (ET1 $0.48 \pi \cdot 0.1$ mm; ET1a $0.47 \pi \cdot 0.1$ mm; ET2 $0.48 \pi \cdot 0.1$ mm; ET3 $0.45 \pi \cdot 0.05$ mm).

Auswertung der Spannungsentwicklung

Die Aufzeichnung der Verzerrungen des Stahlprofils über die Versuchsdauer und die daraus berechneten Kenngrößen erlaubten Rückschlüsse auf die anteilige Normalkraft und des anteiligen Biegemoments innerhalb der Teilquerschnitte zu. So konnte damit wiederum die übertragene Schubkraft innerhalb der Verbundfuge abgeschätzt werden. Die nachfolgende Übersicht (Bild 5.35 bis Bild 5.39) zeigt die Entwicklung von Verzerrungsmessungen über diskrete Lastwechsel am Querschnitt ET1(a), ET2 und ET3 bei Oberlast ausgehend von der ideellen Nulllinie (Ursprung der y-Achse) im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung der Träger. Für alle Träger ergab sich eine Druckzonenhöhe von ca. 100 mm, d. h. in Teilen des Betons war die Zugfestigkeit überschritten. Für die Berechnung des ideellen Querschnitts wurde die Betonplattendicke daher so reduziert, dass am unteren Rand als maximaler Spannungswert gerade die Betonzugfestigkeit erreicht wurde. Der auf diese Weise ermittelte Verzerrungszustand für vollen Verbund bei gerissenem Beton wurde in die Diagramme mit eingearbeitet.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

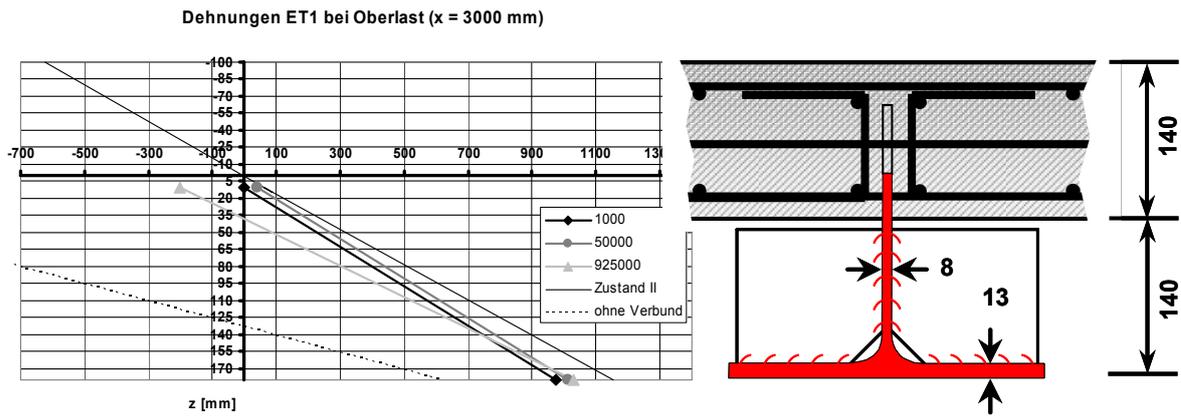


Bild 5.35: Entwicklung der Verzerrungen von ET1.

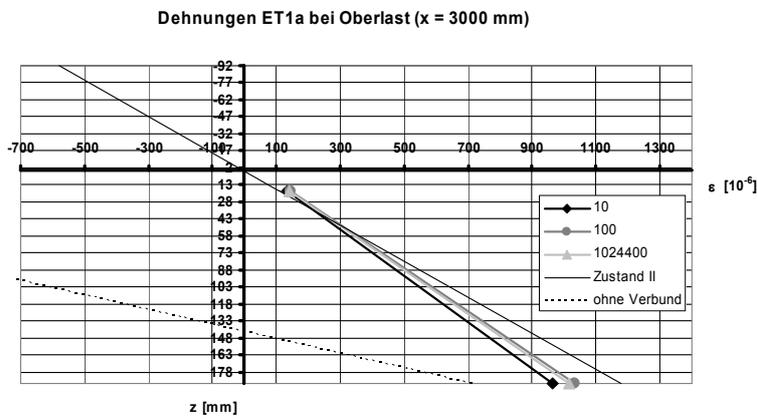


Bild 5.36: Entwicklung der Verzerrungen von ET1a.

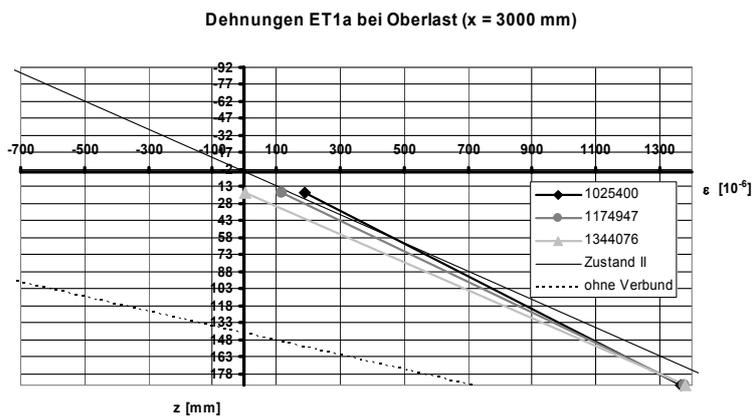


Bild 5.37: Entwicklung der Verzerrungen von ET1a.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

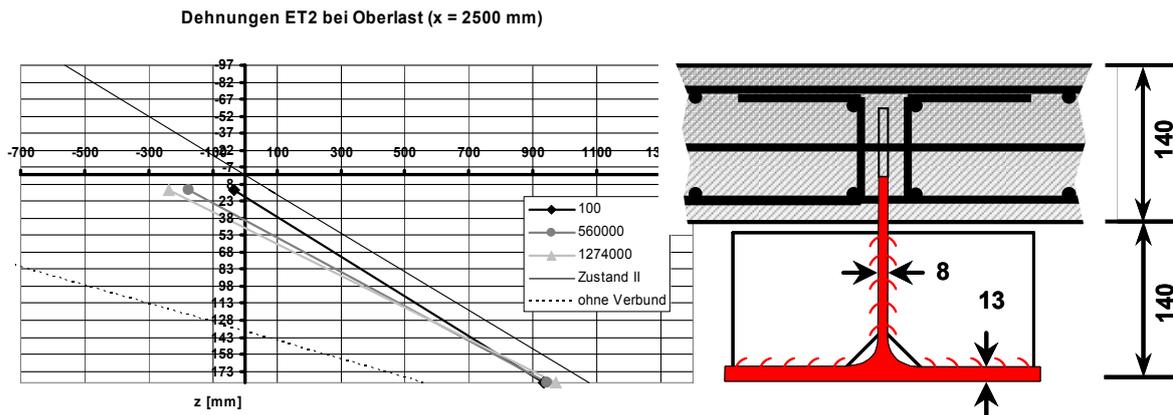


Bild 5.38: Entwicklung der Verzerrungen von ET2.

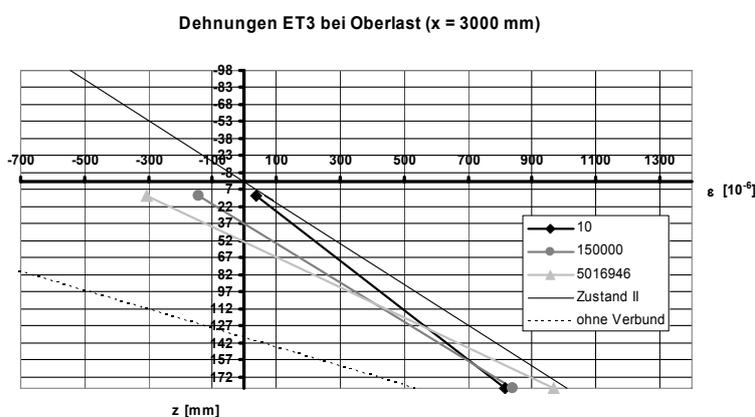


Bild 5.39: Entwicklung der Verzerrungen von ET3.

Es zeigte sich, dass die theoretischen Werte für den Zustand II nahezu mit den gemessenen Verzerrungswerten für die Erstbelastung bestätigt werden konnten. Die geringfügigen Differenzen waren auf den Schlupf in der Verbundfuge zurückzuführen. Die Abweichungen waren umso geringer, je enger die Verdübelung ausgeführt war. Für alle Aufzeichnungen ließ sich eine Änderung der Steigung der Verzerrungen über die Lastwechsel erkennen. Mit größerem Dübelabstand war dieser Effekt umso prägnanter. Wie Bild 5.40 exemplarisch für alle anderen Träger zeigte, hat die Zunahme der Verzerrungen mit der Lastwechselzahl, ebenso wie die Zunahme des Schlupfes mit der Lastwechselzahl, potenziellen Charakter. Die Verzerrungszunahme konnte mit guter Genauigkeit durch eine potenzielle Funktion (pot. DMS) in der Form $w(n) = c \cdot n^b$ mit den Konstanten c und b beschrieben werden. Eine Regressionsanalyse ergab hierfür die höchsten Regressionskoeffizienten R^2 . Innerhalb des Stahlprofils nahm die Verzerrung im Steg auf Höhe des Dübelgrundes mit der Zyklenzahl meist weiter ab. Der Verzerrungswert an der Flanschunterseite blieb währenddessen nahezu konstant (Bild 5.41). Daraus ließ sich für den Teilquerschnitt des Stahls eine Zunahme des anteiligen Moments bei gleichzeitiger Reduzierung des Normalkraftanteils schließen. Um die Größenordnung dieser Tendenz besser einschätzen zu können, ist die Verzerrungsverteilung bei lose aufeinander liegenden Teilquerschnitten in Bild 5.35 bis Bild 5.39 für den Stahl gestrichelt angedeutet. Die Belastung war in diesem Zustand geringer als die Versuchslast und so gewählt, dass die Fließgrenze des Stahls an der äußeren Faser gerade erreicht wurde. Über die Lastwechselzahl ließ sich im Vergleich mit diesen Verzerrungswerten nur eine geringfügige Abnahme der Wirkung des vollen Verbunds hin zum Zustand ohne Verbund erkennen. Gegen Ende der

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Versuche zeigten die Verzerrungswerte der Träger noch einen hohen Verbundwirkungsgrad. Dies ließ darauf schließen, dass die geringe Abnahme der Verbundwirkung aus einer lastwechselabhängigen Zunahme des Schlupfes hervorgeht. Die gleiche potenzielle Charakteristik von Schlupf und Verzerrung unterstrich diesen Effekt.

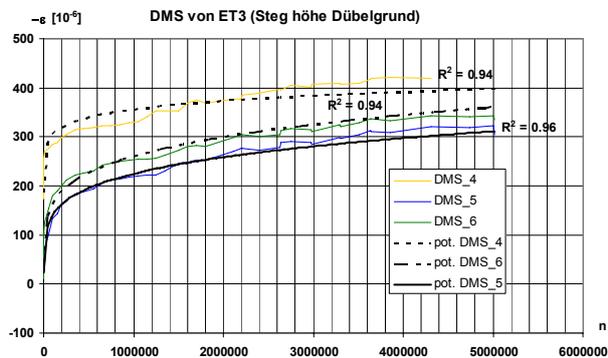


Bild 5.40: Entwicklung der Verzerrungen im Steg (Messstellen gemäß Bild 5.28).

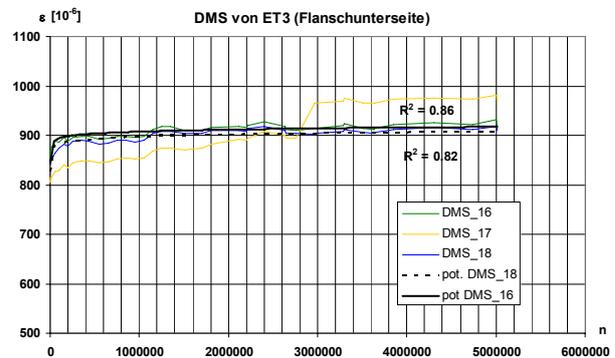


Bild 5.41: Entwicklung der Verzerrungen am Flansch (Messstellen gemäß Bild 5.28).

Die unterschiedlichen Zustände des Zusammenwirkens der Teilquerschnitte wurden durch die Berechnung der anteiligen Normalkräfte aus den Verzerrungsmessungen im Stahlquerschnitt offensichtlicher. Aus der Differenz der Normalkraft bei Maximallast und der Normalkraft bei Minimallast ergab sich die Normalkraftschwingbreite über die Trägerlängsachse. Diese entsprach dann näherungsweise der in der Verbundfuge übertragenen Schubkraftschwingbreite. Stellvertretend für alle Trägerversuche wurden mit Bild 5.42 und Bild 5.43 die sich ergebenden Normalkraftschwingbreiten veranschaulicht. Die Ergebnisse zeigten sowohl bei vollem als auch bei teilweisem Verbund (ET1a bzw. ET3) eine geringfügige Überschätzung von theoretischen zu gemessenen Werten mit maximal 23 % Differenz. Die Verhältnisse, über die Lastwechselzahl betrachtet, näherten sich allmählich den theoretischen Werten, so dass sich die maximale Abweichung auf 7 % reduzierte. Die Verläufe blieben relativ kongruent und es fanden entgegen den Erwartungen keine deutlich erkennbaren Schubkraftumlagerungen statt.

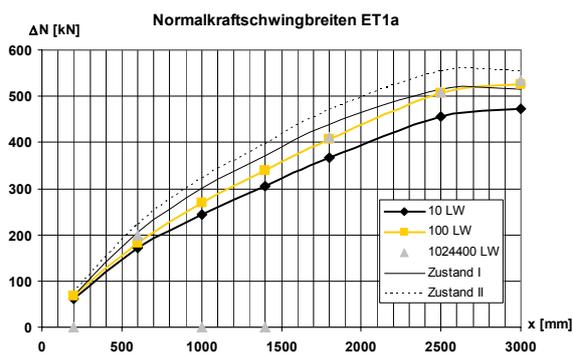


Bild 5.42: Entwicklung der Normalkraftamplituden von ET1a (Kollektiv a).

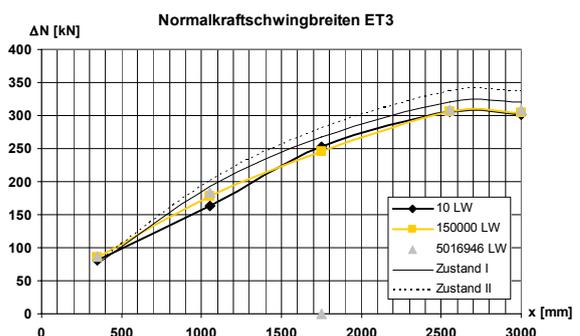


Bild 5.43: Entwicklung der Normalkraftamplituden von ET3.

Zur Begutachtung der Gleichartigkeit von theoretischen zu gemessenen Werten reichte der alleinige Vergleich der Normalkraftschwingbreiten jedoch nicht aus. Aus diesem Grund wurde mit Bild 5.44 und Bild 5.45 exemplarisch die Gegenüberstellung von aufgezeichneten zu berechneten Normalkräften bei Oberlast veranschaulicht. Auch hier ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung von theoretischen und gemessenen Werten. Aufgrund dessen konnte dies

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

auch für die Schubkraftübertragung gefolgert werden. Für den Träger mit großer Verbundwirkung konnte mit zunehmenden Lastwechseln die Entwicklung von theoretisch ungerissenem Zustand zum Zustand II nachvollzogen werden. Für den Träger mit geringerem Verbundwirkungsgrad war tendenziell eine Abnahme der Schubkräfte mit der Lastwechselzahl zu erkennen. Durch die geringere Anzahl der Dübel wurde hier das Beanspruchungsniveau pro Dübel angehoben. Dies hatte als Umkehrschluss wiederum einen höheren Schlupf zur Folge und damit eine geringere Übertragung der Normalkräfte. Über die Lastwechsel blieben die Normalkraftschwingbreiten nahezu konstant. Mit der abnehmenden Normalkraft bei Oberlast über die Lastwechsel ergab sich die Schlussfolgerung, dass dies auch für die Unterlast gelten musste.

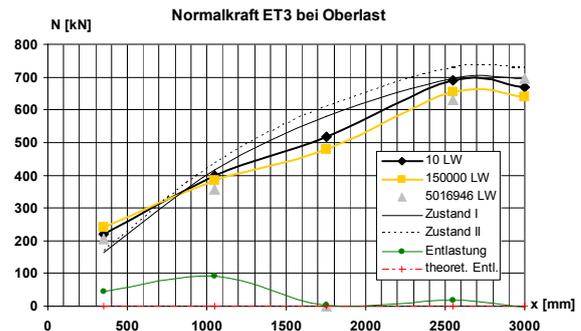
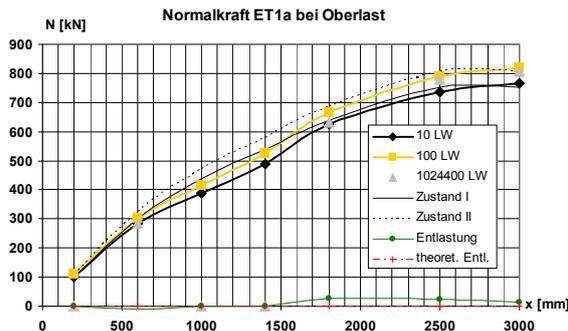


Bild 5.44: Normalkräfte von ET1a (Kollektiv a).

Bild 5.45: Entwicklung der Normalkräfte von ET3.

Auch eine Entlastung bis auf Eigengewichtsanteile der Träger und des Aufbaus wiesen erwartungsgemäß bis auf eine Ausnahme keine größere Normalkraftübertragung auf. Die Differenzen aus den übertragenen Kräften in der Verbundfuge entstanden daher nicht durch den Verbleib einer „plastischen“ Normalkraft, wie sie sich beispielsweise bei einer Entlastung durch Schubkraftumkehr aus örtlichen Plastifizierungen am Verbundmittel oder durch den Reibwiderstand ergeben können, und dadurch einen entlastenden Zustand ähnlich zu einem Eigenspannungszustand erzeugen sondern aus den Messergebnissen konnte gefolgert werden, dass mit der Lastwechselzahl keine großen Umlagerungen von höher zu niedriger beanspruchten Dübeln stattfanden. Die Beanspruchungen der Dübel können damit korrespondierend aus der Trägerlast ermittelt und unter Verwendung einer gültigen Schadensakkumulationshypothese einkalkuliert werden, ohne eine von der Lastwechselzahl abhängigen Umverteilung berücksichtigen zu müssen. Es zeigte sich, dass die Schwingbreiten in der Verbundfuge in guter Näherung mit der elementaren Statik ermittelt werden können, solange bei Oberlast noch die Bedingungen für vollen Verbund vorherrschen. Die tatsächlich übertragene Normalkräfte bei Oberlast entsprachen umso besser mit den theoretischen Werten, je höher der Verdübelungsgrad war. Für niedere Verdübelungsgrade lagen die Biegeanteile der Teilquerschnitte damit etwas höher als mit der elementaren Statik ermittelt.

Lokales Trag- und Versagensverhalten

Die Träger wurden nach einem Riss im Stahlsteg während der zyklischen Versuchsphase bzw. nach der Überprüfung der Resttragfähigkeit entlang des Steges zur lokalen Untersuchung aufgesägt. Für den Träger ET1 deuteten sich über dem beschädigten Stahlsteg am zweiten Außendübel und über dem dritten Außendübel in der Betondruckzone zwei Längsrisse an (Bild 5.46). Das Betongefüge innerhalb der Stahlausparung zeigte für alle Träger nach den zyklischen Beanspruchungen, selbst am gerissenen Stahlsteg, keinerlei erkennbare Veränderungen (Bild 5.47).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Bild 5.46: Abgetrennte Betonplatte von ET1.



Bild 5.47: Zweiter Außendübel von ET1a.

Eine Analyse der Aussparungen im Dübelgrund des Stahls wies lediglich an der bereits registrierten Stelle einen Anriss auf. Die Träger hielten trotz eines Anrisses weiteren Lastzyklen Stand bis der Flansch erreicht war und der Versuch zur Schonung der Messeinrichtung abgebrochen wurde. In unmittelbarer Nähe einer beschädigten Stelle am Träger ET1a wurden die Verzerrungen des Stahls aufgezeichnet (Bild 5.50). Die Auswertung der ermittelten Hauptspannungen mit ihrer Orientierung bzgl. der Längsträgerachse wurden in Bild 5.48, Bild 5.49 und Bild 5.51 graphisch aufbereitet. Zur Verdeutlichung des Verzerrungszuwachses und des Überschreitens der Fließspannungen (hier: $f_{ym} = 380 \text{ N/mm}^2$) wurden die Spannungen unter Zugrundelegung eines ideal elastischen Materials berechnet. Die Nomenklatur der Messstellen auf der x-Achse gibt mit der ersten Zahl die Lage des Auflagers im Abstand von mm an. Der Zusatz `_1` kennzeichnet die Trägerhälfte innerhalb derer der Riss entstand, der Zusatz `_2` die Messung symmetrisch auf der gegenüberliegenden Hälfte. Innerhalb jeder Laststufe (Laststufe a: von 0 LW bis 1.024.400 LW) nahmen die Hauptverzerrungen bis etwa 5.000 LW bis 10.000 LW nach Beginn der Laststufe zu und hatten dann nahezu ihren Endwert erreicht. Die Darstellung der Hauptverzerrung einer Messstelle über die Lastwechsel im logarithmischen Maßstab ergab, wie für den Schlupf, nahezu eine Gerade. Die Verzerrungen von geschädigten und ungeschädigten Dübeln hatten einen affinen Verlauf. Die absoluten Verzerrungswerte waren an der Rissstelle zwar höher, jedoch konnte hier aufgrund eines Verzerrungssprungs die Rissentstehung nicht exakt quantifiziert werden. Die Verzerrungsmessungen unmittelbar vor und nach einer Aussparung fielen deutlich geringer aus. Die berechneten Hauptverzerrungsrichtungen (im Uhrzeigersinn positiv) änderten sich hingegen kaum über die Lastzyklen innerhalb einer Laststufe.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

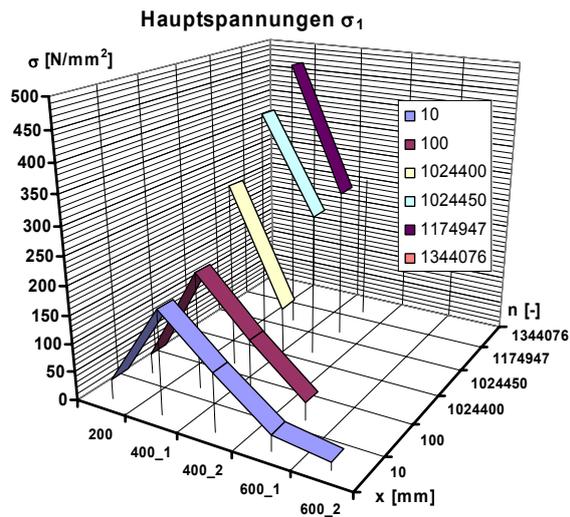


Bild 5.48: Erste Hauptspannung an ET1a.

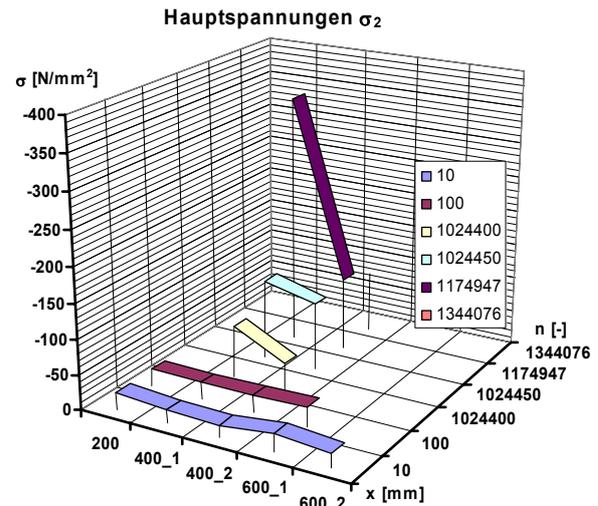


Bild 5.49: Zweite Hauptspannung an ET1a.

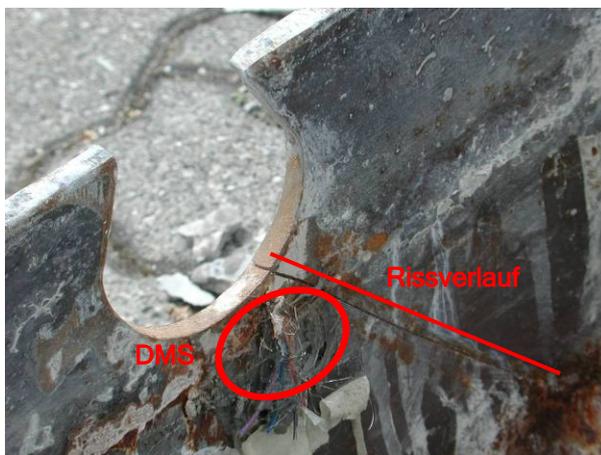


Bild 5.50: DMS von ET1a in Rissnähe.

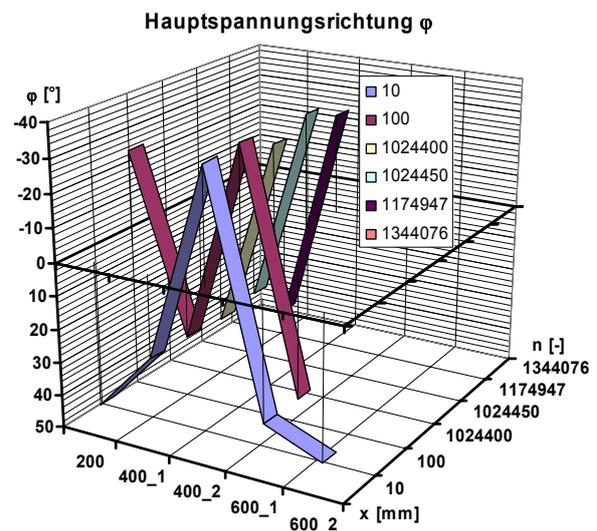


Bild 5.51: Messaufzeichnung von φ an ET1a.

Die lokalen Untersuchungen nach der Überprüfung der Resttragfähigkeit von ET3 zeigten am ersten und vor allem am zweiten Außendübel örtlich deutliche plastische Verformungen der Stegausehungen (Bild 5.52). Das Betongefüge in den Aussparungen war, von den Ausläufern der Ausbruchkegel abgesehen, immer noch intakt (Bild 5.53).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Bild 5.52: Stahldeformation des zweiten Außendübels.



Bild 5.53: Betongefüge des zweiten Außendübels.

Auswertung der Rissentwicklung

Bei Erstbelastung waren nur vereinzelt Risse an der Unterseite des Betons zu erkennen. Sie beschränkten sich meist auf drei Risse in Trägermitte im Abstand der Querbewehrung und durch vereinzelt Risse direkt unter den lasteinleitenden Traversen und mittig zwischen den äußeren Traversen (ca. 1,5 m vom Auflager) an Stellen der Querbewehrung. Diese schien hierbei als eine Art Sollbruchstelle zu fungieren. Die Risse der Erstbelastung weiteten sich mit der Lastwechselzahl kontinuierlich von der Betonunterseite in Richtung der Betonoberseite bis zur Betondruckzone aus. Unter den innen liegenden Traversen entstanden im Abstand von ca. 30 cm zu beiden Seiten weitere Risse (Bild 5.54), diese wurden während der zyklischen Versuchsphase grün und bei der Überprüfung der Resttragfähigkeit rot markiert. Auf der Betonoberseite bildeten sich, begünstigt durch die exzentrischen Lasteinleitungspunkte über dem Stahlsteg, mittig ein Längsrisse ehe sich mit Lastwechselzahlen zwischen 10^5 und 10^6 das Rissbild stabilisierte.



Bild 5.54: Markierte Risse an der mittigen lasteinleitenden Traverse.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5.1.8 Versuche für den negativen Momentenbereich

5.1.8.1 Versuchsaufbau

Um annähernd den Biegemomentenverlauf einer Gleichlast über dem Abschnitt eines Zwischenauflegers zu erzeugen und das Verhalten bei theoretisch konstanten Schubkraftverlauf über die Trägerlänge zu untersuchen, wurden die Träger ET4(b) bis ET6 wie in Bild 5.55 dargestellt, mit einer Einzellast zyklisch und der Träger T4a statisch beansprucht. Das statische System der Träger war somit ein Einfeldsystem mit einer effektiven Stützweite von 4,44 m. Die Auflager wurden hier ebenfalls zur Vermeidung von Zwängungen als Walzenlager zur freien Verdreh- und Verschieblichkeit ausgebildet.

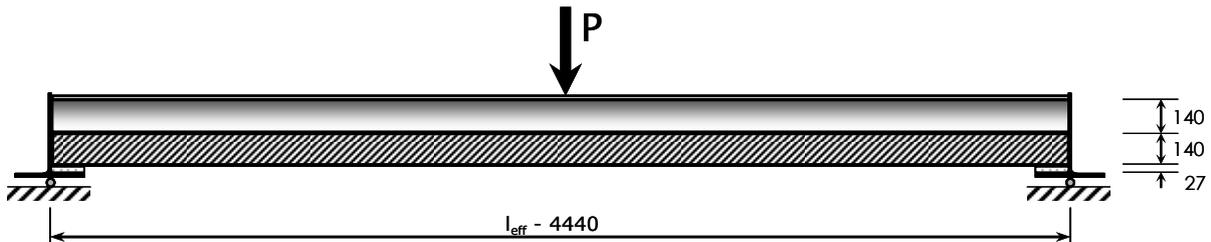


Bild 5.55: Versuchsaufbau (schematisch) für die Träger ET 4(b) bis ET 6 & T 4a.

Der Versuchsaufbau für die negativ beanspruchten Träger wurde aus folgenden Erkenntnissen heraus entwickelt: Für Verbundträgerversuche im negativen Momentenbereich über die in /88/ berichtet wurde, wurde zur Vermeidung ungewollter Reibungskräfte zwischen Platte und Stahlträgergurt auf eine direkte Lagerung der Betonplatte auf Rollenlagern verzichtet. Stattdessen wurde die Betonplatte nur bis kurz vor die Auflager hergestellt (Bild 5.56, oben). Hier zeigten sich im Verlauf des Versuchs für die verwendeten Kopfbolzendübel jedoch Ermüdungsbrüche, die dadurch entstanden sind, dass die biegesteife Betonplatte die Tendenz zeigte, sich vom Stahlträger abzuheben und letztlich die daraus resultierenden unplanmäßigen Zugkräfte für das Versagen der Verbundmittel verantwortlich waren. In /89/ wurde dieses Problem dahingehend umgangen, dass die Last unmittelbar in einen Stahlstempel, der an den Trägersteg des Verbundträgers angeschraubt war, eingeleitet wurde (Bild 5.56 & Bild 5.57). Die Auflagerkraft wurde hier einerseits über die beiden U-Profile in den Stahlträger eingeleitet, und andererseits teils durch die mit Mörtel satt unterstopfte Stahlplatte auf die Betonplatte abgegeben.

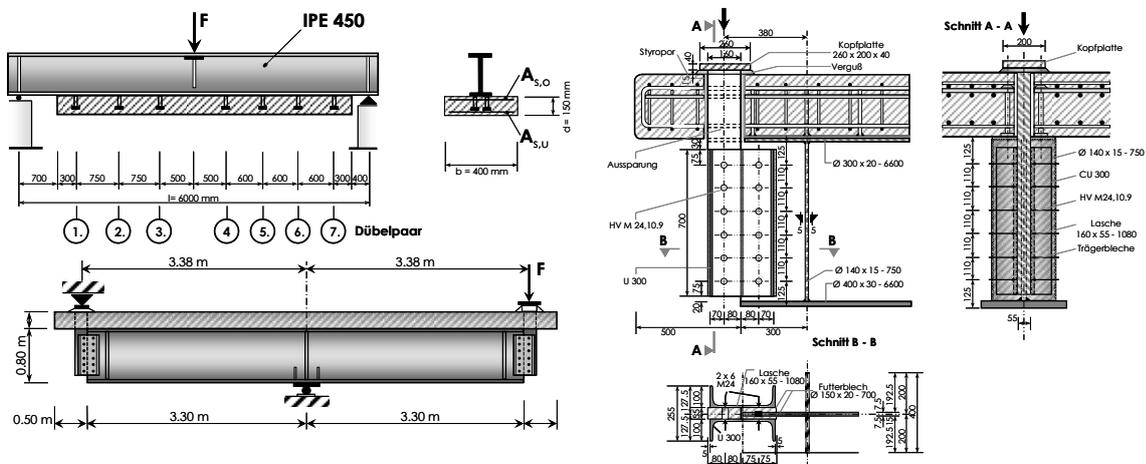


Bild 5.56: Auflagerung der Versuche in /88/ (oben) und /89/ (unten) | Bild 5.57: Auflagerdetail aus /89/ (oben) und /89/ (unten)

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Für die zu untersuchenden Verbundträger mit Betondübeln, beansprucht durch ein negatives Moment, sollten sowohl ein Abheben der Betonplatte als auch die direkte Lasteinbringung über die Betonplatte, zur Vermeidung von zusätzlichen Reibungskräften minimiert werden. Zusätzlich ergab sich aus dem Anspruch, dass diese Träger den Stützbereich eines Mehrfeldträgers simulieren sollten, die Forderung an eine Konstruktion, dass sowohl für den Stahlträger als auch für die Betonplatte ein Endtangentialdrehwinkel entsprechend den Verhältnissen eines realen Durchlaufsystems entstand. Aus diesen Anforderungen wurde eine Konstruktion entwickelt, die an den Auflagern des Verbundträgers einen an das Stahlprofil angeschweißten Querträger vorsah. Der Querträger verlief über die gesamte Breite der Betonplatte (Bild 5.58 bis Bild 5.60). Zwischen Stahlsteg des Querträgers und dem Betonplattenrand wurde Styropor eingelegt, damit die Verdrehung des Querträgers, verursacht durch die Durchbiegung des Längsträgers, zu keinerlei ungewollten Zwängungen im Beton oder gar Betonabplatzungen führte. Zur Gewährleistung eines Endtangentialdrehwinkels des Betons wurde vor Versuchsbeginn zwischen Querträgerflansch und Betonplatte eine Mörtelschicht eingebracht. Somit konnte einerseits durch die Steife Anschlusskonstruktion zwischen Haupt- und Querträger die Krafteinleitung maßgeblich über den Stahl gewährleistet werden, damit keine zusätzlichen Reibungskräfte zwischen Stahl und Beton zur Übertragung von Längsschubkräften entstanden, andererseits konnte durch die Mörtelschicht ein ungehindertes Abheben unterbunden, und der Endtangentialdrehwinkel von Stahl und Beton, analog zu einem realen Durchlaufträger, erzwungen werden.



Bild 5.58: Gesamter Träger im Versuchsstand.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Bild 5.59: Angeschweißter Querträger (Frontansicht).

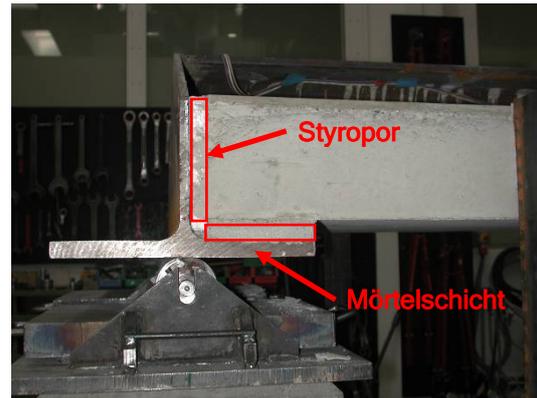


Bild 5.60: Angeschweißter Querträger (Seitenansicht).

5.1.8.2 Charakteristika der Träger

Für die Versuchsreihe zur Simulation eines mehrfeldrigen Verbundträgers im Bereich einer Zwischenunterstützung, also für einen negativen Momentenbereich, wurde mit dem Versuch mit der Bezeichnung ET4 begonnen. Die Aufmaß- und spezifischen Kenngrößen aller im Rahmen dieses Untersuchungsaspekts betrachteten Träger wurden in Tabelle 5.4 zusammengestellt. Aufgrund separater Material-Versuche wurden für den Baustahl je zwei Werte angegeben. Der erste Wert bezieht sich dabei auf den Flansch und der zweite auf den Steg.

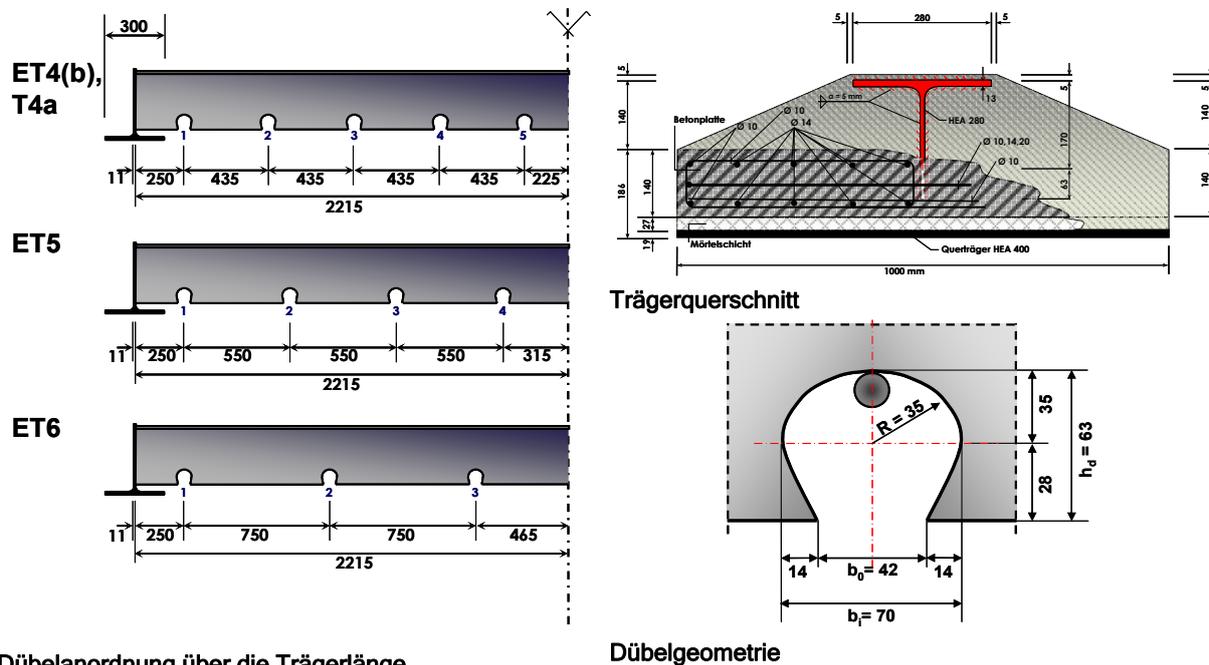
Versuchs- Bez.	l_{eff}	b_c	h_c	f_{cm}	f_y	E	η
	[m]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
ET4	4,44	1000	140	41,5	320 360	197000 199000	1,00
T4a				30,5	320 375	203000 199000	0,93
ET4b				32,6	320 335	193000 199000	0,97
ET5				28,5	320 360	197000 199000	0,72
ET6				32,6	320 370	196000 198000	0,58

Tabelle 5.4: Geometrische Größen und angestrebte Material- bzw. Kenngrößen für Träger im negativen Momentenbereich.

Für die Baustahlkomponente wurde ebenfalls, wie für die Träger mit gedrückten Betongurten, ein HEA 280 Profil mit einem abgetrennten Flansch verwendet. Die Betondruckfestigkeiten lagen hier zwischen C 25/30 und C 35/45. Die Vorbemessung des Verbundträgers ET4 mit dessen Betondruckfestigkeit ergab eine globale Momentendeckung im Traglastzustand und damit lagen die Bedingungen für einen vollständigen Verbund vor. Hierfür waren fünf Betondübel mit einem äquidistanten Abstand von 435 mm pro Trägerhälfte notwendig. Aufgrund einer geringeren Betondruckfestigkeit für die Träger T4a und ET4b waren für diese Träger mit gleicher Anzahl und gleichem Abstand der Dübel die Verdübelungsgrade von 0,93 bzw. 0,97 etwas geringer. Mit den vier Dübeln des Trägers ET5 im Abstand von 550 mm resultierte ein Verdübelungsgrad von 0,72. Der Träger ET6 mit nur drei Dübeln pro Trägerhälfte im Abstand von 750 mm erreichte noch einen Wert von 0,58 für den Verdübelungsgrad. Die geometrischen Parameter der Trägerversuche zum Test der Ermüdungseigenschaften für

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

den negativen Momentenbereich wurden in Bild 5.61 zusammengestellt. Die Verteilung der Verbundmittel erfolgte äquidistant vom Trägerrand aus in der Form, dass an sämtlichen Schnitten die erforderliche Momentendeckung eingehalten wurde.



Dübelanordnung über die Trägerlänge

Dübelgeometrie

Bild 5.61: Geometrische Parameter der Versuchsträger für den Bereich positiver Biegemomente.

Der Vorversuch ET 4 diente vor allem dem Zweck, die Steuerung und Überwachung der Versuche zu realisieren und einen ersten Eindruck vom Ermüdungsverhalten mit dieser Versuchskonzeption zu erlangen. Nach bereits 50 Lastzyklen versagte der Träger, wie im folgenden Kapitel 5.1.8.3 beschrieben. Der Träger T4a wurde hinsichtlich versuchstechnischer und fertigungstechnischer Details optimiert (siehe hierzu Kapitel 5.1.8.3) und zur Verifizierung einer hinreichenden Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungswerten statisch bis zur Traglast belastet. Somit konnte sichergestellt und bestätigt werden, dass mit der Modifizierung die statischen Versuchs- und Berechnungswerte innerhalb eines akzeptablen Toleranzbereichs lagen.

Die Werkpläne der Stahlprofile und die Fertigungspläne der einzelnen Träger können dem Anhang B entnommen werden.

5.1.8.3 Versuchsergebnisse

Die Last-Verformungskurven für die Erstbelastung der Versuche mit einem auf Zug beanspruchten Betongurt sind in Bild 5.62 dargestellt. Die Verläufe geben die Durchbiegungen in Feldmitte bis zum Erreichen der Oberlast und die anschließende Entlastung an. Die Erstbelastung des Trägers ET5 erfolgte mit 60 kN. Der Träger wurde mit drei unterschiedlichen Einstufenkollektiven beaufschlagt. Die statische Zwischenbelastung mit einer Erhöhung der Oberlast auf 100 kN nach rund 6.060.000 LW ist ebenfalls im Diagramm enthalten. Zur Einordnung der Verformungsgrößen waren für die Betondruckfestigkeiten mit den größten Differenzen, die sich für ET4 und ET5 ergaben, die minimalen Verformungen dargestellt. Sie resultierten aus der elastischen Berechnung unter Zugrundelegung eines vollständigen starren Verbundes bis zum Erreichen des Rissmomentes (für ET4 bei $P_{\text{crit}} = 35 \text{ kN}$ und für ET5 bei $P_{\text{crit}} = 27 \text{ kN}$). Nach Abschluss des Rissbildes wurde der Beton unter Berücksichtigung des Tension Stiffenings in die Steifigkeitsberechnung einbezogen. Die Grenze der maximalen

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Verformung wurde anhand des Trägers ET5 mit der niedrigsten Betondruckfestigkeit ohne jeglichen Verbund berechnet. Hier wurden die Bereiche des „linear-elastischen Verhaltens“ bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit und „reiner Zustand II“ in Kombination mit dem Teilquerschnitt des Walzprofils bis zur Tragfähigkeit unterschieden. Wurden die Mess-Schriebe mit den theoretischen Werten bei starren Verbund verglichen, wiesen diese unabhängig vom Verdübelungsgrad oder der Betondruckfestigkeit bis ca. 40 kN einen nahezu identischen Verlauf auf. Die Abweichung ab ca. 40 kN zu den theoretischen Werten bei vollem, starrem Verbund ließ auf eine Veränderung der Steifigkeit in der Verbundfuge schließen, wodurch sich die Durchbiegungen erhöhten. Diese Wirkungsweise konnte mit den unter 6.2.2 durchgeführten FE-Rechnungen für die Erstbelastung gut abbildet werden. Die Entwicklung der Durchbiegungen der beiden modifizierten Versuche ET4b und ET6 zeigten trotz der unterschiedlichen Verdübelungsgrade $\eta = 0,97$ bzw. $\eta = 0,58$ für die Erstbelastung keine signifikanten Unterschiede. Lediglich für den Träger ET5 ($\eta = 0,72$) mit einer etwas niedrigeren Betondruckfestigkeit resultierte aus der Erstbelastung bis 60 kN eine höhere Durchbiegung.

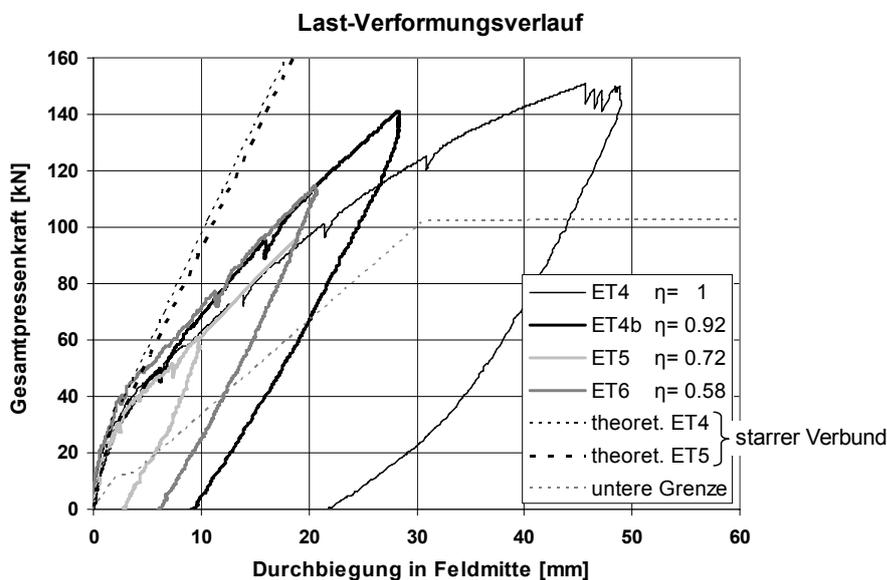


Bild 5.62: Durchbiegungen der Träger ET4(b) bis ET6 bei Erstbelastung und Feldmitte.

Ein Vergleich der Trägerdurchbiegungen mit dem Vorversuch ET4 ließ vor allem im oberen Lastbereich von 140 kN eine deutliche Divergenz erkennen. Die Überarbeitung der Versuchskonzeption des Trägers ET4 war konstruktiv bedingt. Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem sich die Betonplatte vollständig auf den Querträgerflansch im Auflagerbereich abgesetzt hatte. Die Problematik entstand durch die erprobte Systemabbildung der Betonplatte im Auflagerbereich. Dieser Versuch wurde noch ohne eine Mörtelschicht (Bild 5.63) zwischen Querträger und Betonplatte, die einen gemeinsamen Endtangentialdrehwinkel gewährleistete (5.1.8.1), durchgeführt. Durch die Biegesteifigkeit der Betonplatte entstanden vertikale Zugkräfte in den Betondübeln (Untersuchungen in 5.3), wodurch der Betongurt letztlich in vertikaler Richtung verschoben wurde. Die Aufnahme dieser Abhebekräfte war ohnehin problematisch, da die Öffnungen der Aussparungen im Steg in Wirkungsrichtung dieser Zugkräfte orientiert waren. Hinzu kam, dass die Durchbiegung des Stahlprofils die Öffnungen der Steg-aussparungen noch größer werden ließ.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

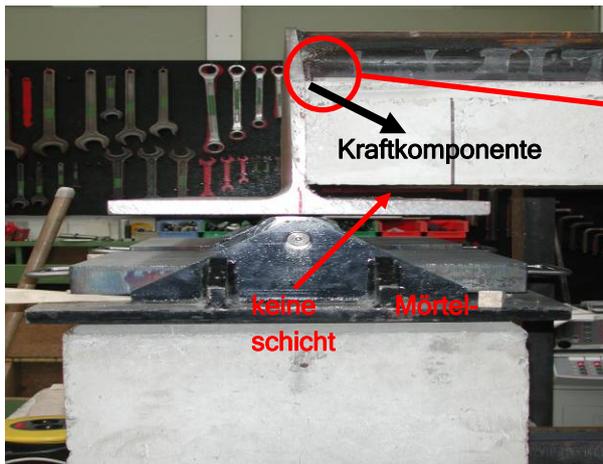


Bild 5.63: Auflagerbereich von ET4.



Bild 5.64: Betonabplatzung des Trägers ET4.

Aufgrund der Durchbiegung des Trägers verdrehte sich der Querträger am Auflager, während die Betonplatte nahezu eben blieb. Dadurch entstand an der Betonplatte am markierten Bereich von Bild 5.63 eine Kraftkomponente, die das Absetzen der Betonplatte zusätzlich beeinflusste. Diese Zwängung wurde für den modifizierten Träger T4a durch die Einbringung einer vertikalen Styroporschicht zwischen Querträgersteg und Betonplatte unterbunden. Die vorliegenden Träger sollten den Abschnitt des negativen Momentenbereichs eines Durchlaufträgersystems simulieren, d. h. real setzte sich der Verbundträger über den Momentennulldurchgang (hier: Auflager) weiter fort. Somit würde auch über das Auflager hinaus durch die anschließenden Dübel eine über den Querschnitt durchlaufende Bewehrung vorhanden sein. Wurde das neu konzipierte Fachwerkmodell zugrunde gelegt, auf das in /36/ eingegangen wird, wäre die Aufnahme der entstehenden Zugkraftkomponente gemäß Bild 5.65 in der Realität gewährleistet. Aus diesem Grund wurde für sämtliche Träger im Gegensatz zu ET4 neben der Mörtelschicht und der Styroporeinlage vor dem ersten Dübel eine durchgehende Bewehrung im Auflagerbereich eingelegt. Hierzu wurden Bohrungen in den Stahlsteg eingebracht, die nach dem Einfädeln der Bewehrung mit Styropor vollständig ausgefüllt wurden, damit keine zusätzliche Schubübertragung durch eine Betondübelwirkung möglich war.

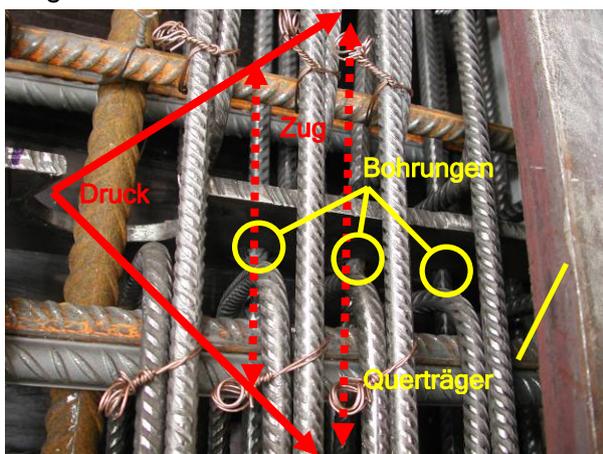


Bild 5.65: Zusätzliche Querbewehrung.

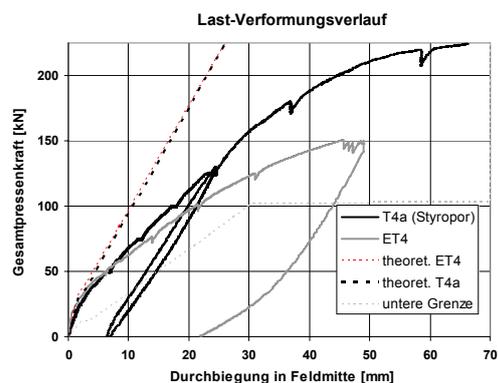


Bild 5.66: Vergleich des statischen Versuchs T4a mit der Erstbelastung von ET4b.

Die Modifizierungsmaßnahmen, die an T4a quasistatisch überprüft wurden, äußerten sich bereits unmittelbar im Vergleich zur Erstbelastung von ET4. Die Mittendurchbiegungen in Bild 5.66 hatten sich von Versuch ET4 zu T4a bei 150 kN nahezu halbiert. Zur Gewährleis-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

tung der theoretischen Verbundtragwirkung des modifizierten Trägers wurde der Versuch T4a bis zur versuchstechnischen Bruchlast von 239 kN beansprucht. Er erreichte dabei nahezu exakt den errechneten Wert von 232 kN. Bei einem Lastniveau von 130 kN hatte sich ein abgeschlossenes Rissbild ergeben. Bis zum Erreichen der Maximallast und selbst im Nachbruchbereich war neben der bleibenden Durchbiegung von 6,5 mm kein anderes Schadensbild erkennbar. Mit Bestätigung der theoretischen Bruchlast ohne ein Abheben der Betonplatte von dem Stahlträger wurde die Wirksamkeit der getroffenen Modifikationen bestätigt. Aufgrund der günstigen statischen Ergebnisse des neuen Trägers T4a wurden an den baugleichen Typen ET4b, ET5 und ET6 zyklische Versuche durchgeführt.

Zur Abschätzung der Verteilung der Dübelkräfte wurden die Messwerte des Schlupfes an den Dübeln in Bild 5.67 und Bild 5.68 zusammengefasst. Das erste Diagramm zeigte die Schlupfverteilung über die Trägerlänge bei 60 kN, dem Maximalwert der Erstbelastung von ET5. Theoretisch ergaben sich aufgrund der Belastung und des statischen Systems ein konstanter Querkraftverlauf und damit eine dementsprechende Dübelkraftverteilung. Der relativ konstante Schlupf nahm, mit Ausnahme des Vorversuchs ET4, in den Bereichen der Lasteinleitung von Einzellast und Auflager ab. War die Möglichkeit einer kraftschlüssigen Lasteinleitung gemäß Bild 5.65 am auflagnahen Dübel nicht gegeben, so zeigte sich gemäß ET4 für die Relativverschiebung ein nahezu linearer Anstieg von Trägermitte bis zum Auflager. Bis zur Oberlast des Trägers ET6 mit 115 kN blieb die qualitative Verteilung des Schlupfes über die Trägerlänge, wie Bild 5.68 veranschaulicht, bestehen. Aus den beiden Diagrammen konnte die Tendenz einer gleichmäßigeren Schlupfverteilung auf einem geringfügig niedrigeren Niveau für Träger mit einem höheren Verdübelungsgrad festgestellt werden.

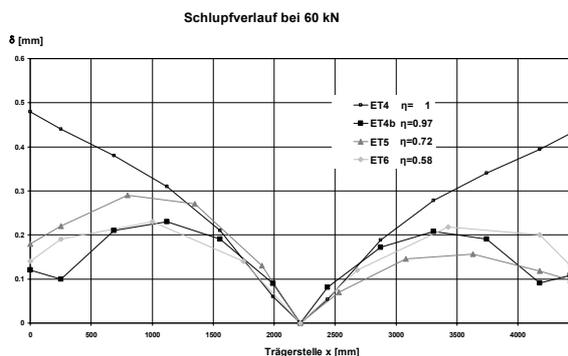


Bild 5.67: Schlupfverlauf über die Trägerlänge bei 60 kN.

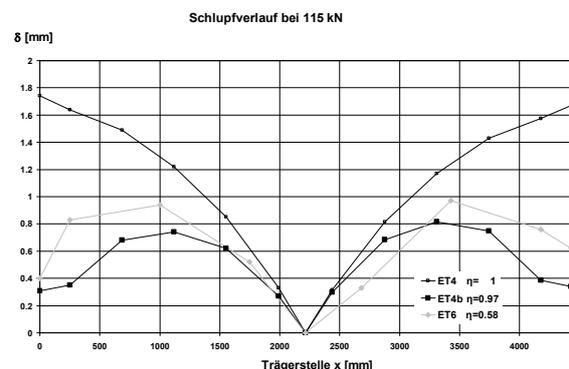


Bild 5.68: Schlupfverlauf über die Trägerlänge bei 115 kN.

Für die modifizierten Träger ET4b bis ET6 war der Schlupf aufgrund des Gebrauchslastniveaus zu Beginn der zyklischen Versuchsphase noch sehr gering. In Feldmitte war das Rissmoment bereits überschritten. Die Spannungen an der Flanschoberseite würden bei starrem Verbund, ungerissenem Beton und linear-elastischem Materialverhalten affin zur Momentenlinie verlaufen. Anhand von Bild 5.69 und Bild 5.70, die auf Grundlage der Verzerrungsmessungen und Interpolationen ermittelt wurden, wurden die tatsächlichen Spannungen am Flansch über die Trägerlänge aufgetragen. Die Affinität zum Momentenverlauf war eindeutig erkennbar. Vom Trägerrand stiegen die Spannungen nahezu linear an. Lediglich in Feldmitte ergab sich ein erhöhter Wert, der auf die Rissbildung und den damit verbundenen Steifigkeitsabfall zurückzuführen war. Die Spannungen lagen selbst für diesen Bereich noch unter der Fließgrenze des Stahls. Wurden die Spannungswerte der einzelnen Träger untereinander verglichen, so ergaben sich trotz der unterschiedlichen Verdübelungsgrade kaum Abweichungen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

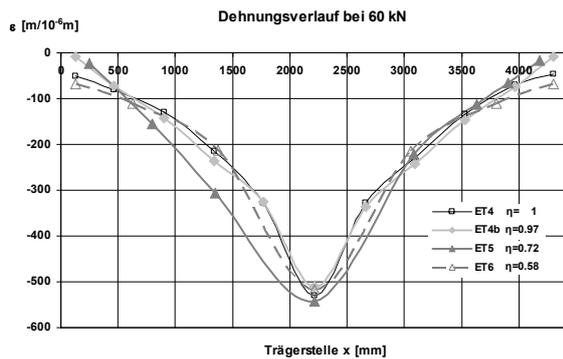


Bild 5.69: Spannungsverlauf über die Trägerlänge bei 60 kN.

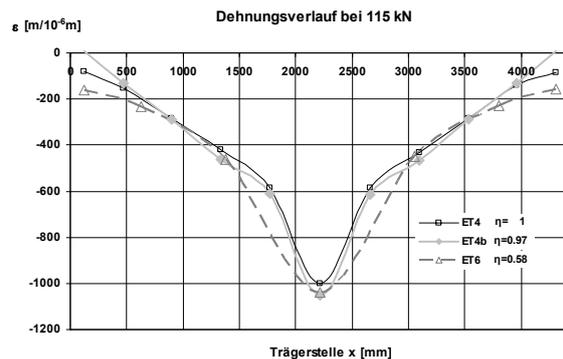


Bild 5.70: Spannungsverlauf über die Trägerlänge bei 115 kN.

Im Anschluss an die Erstbelastung erfolgte die zyklische Beanspruchungsphase. Unter Berücksichtigung der Vorüberlegungen zu den Trägertests ergaben sich für die Untersuchung der Ermüdung die in Tabelle 5.5 aufgestellten Kennwerte. Die Versuchsreihe begann mit ET6. Hier wurde zunächst ein Oberlastniveau resultierend aus dem Sicherheitskonzept (vgl. 5.2.2.1) von 65 % der mittleren theoretischen Traglast angesetzt. Nachdem der Träger bei 11.000 LW einen Schaden aufwies, wurde mit Träger ET4b die Versuchsreihe fortgesetzt. Um eine höhere Lastwechselzahl zu erreichen und gleichzeitig für ET6 einen Ausnahmefall zu negieren, wurde trotz eines höheren Verdübelungsgrads von ET4b die Oberlast geringfügig auf 59 % herabgesetzt. Dieser Träger erreichte 148.244 LW und bestätigte damit eine zu hohe Oberlast oder Lastamplitude für die vorliegende Trägerart um 5 Mio. Lastwechsel zu überdauern. Abgeschlossen wurde die Versuchsserie mit Träger ET5. Es wurden sowohl die Oberlast, als auch die Lastamplitude deutlich herabgesetzt und der Träger erreichte für das Lastkollektiv a über sechs Millionen Lastwechsel ohne erkennbaren Schaden. Für das Lastkollektiv b wurde die Oberlast bei etwa gleicher Lastamplitude deutlich erhöht und erreichte augenscheinlich schadlos die angestrebten weiteren 2 Mio. LW. Erst nach insgesamt über 8,5 Mio. Zyklen wies der Stahlsteg während des Kollektivs c einen Riss auf. Die Oberlast war für Kollektiv b und c gleich, aber die Lastamplitude waren doppelt so groß.

Versuch	Anz. Dübel	η	f_{cm}	P_o/P_{Trag}	P_u/P_{Trag}	$\Delta P/P_{Trag}$	LW
Bez.	[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
ET4	2 x 5	1,0	41,5	0,58	0,21	0,37	57
ET4b	2 x 5	0,97	32,6	0,59	0,21	0,38	148.244
ET5	2 x 4	0,72	28,5	0,34	0,20	0,14	a 6.057.510
				0,49	0,34	0,15	b 2.000.000
				0,49	0,20	0,29	c 571.143
ET6	2 x 3	0,58	32,6	0,65	0,23	0,42	62.160

Tabelle 5.5: Belastungskenngrößen für Träger im negativen Momentenbereich.

Die Auswertung des Schlupfes für den Träger ET4b erfolgte mit Bild 5.72. Die entsprechende Nummerierung der einzelnen Messstellen kann Bild 5.71 entnommen werden. Theoretisch ergab sich über die Trägerhälften betrachtet ein konstanter Querkraftverlauf und daraus resultierend ein konstanter Schlupfverlauf. Das Ergebnis zeigte jedoch, dass der Schlupf parabolförmig von Auflager bis Feldmitte mit dem Maximum etwa im Viertelpunkt des Trägers verlief. Über die Lastwechsel betrachtet, nahm der Schlupf in einem logarithmischen Maßstab nahezu stetig zu, bevor er bei ca. 50.000 LW steil anstieg. Der Schlupf der einzelnen Messstellen verlief über die Lastwechsel kongruent zueinander. Der Versuch wurde nach 148.244 LW abgebrochen, nachdem sich beidseits ausgehend von den inneren Dübeln Ris-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

se im Stahlsteg gezeigt hatten (Bild 5.75). Die Risse orientierten sich vom Dübelgrund mit ca. 85° in Richtung Flansch und Lasteinleitung und flachten allmählich auf ca. 70° ab.

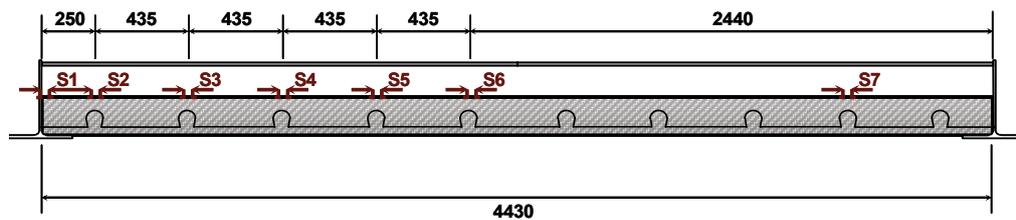


Bild 5.71: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes für ET4b.

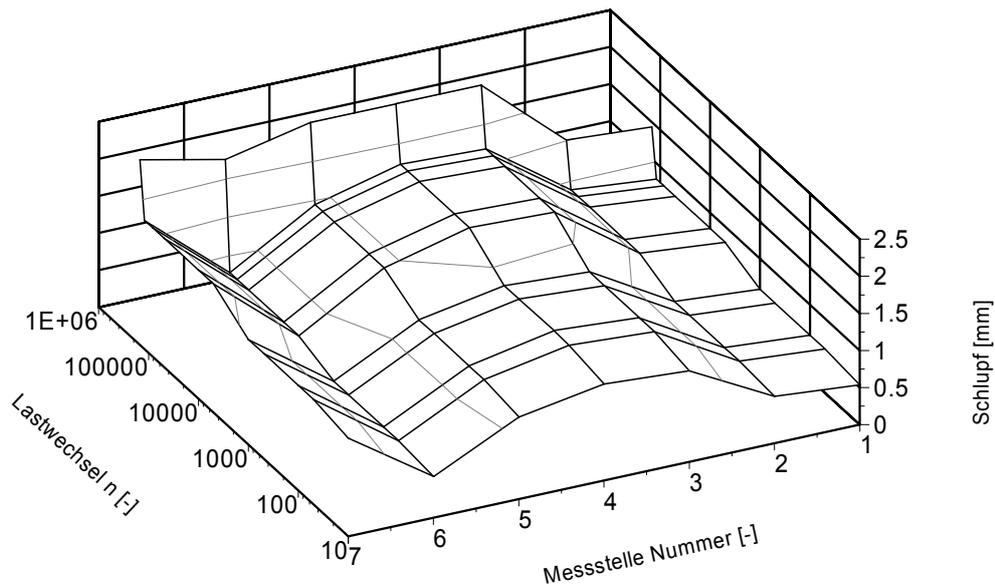


Bild 5.72: Schlupfentwicklung des Trägers ET4b.

Der Träger ET5 mit einem Verdübelungsgrad von $\eta = 0,72$ wurde zunächst durch das Lastkollektiv a mit einer wesentlich verminderten Oberlast und dem entsprechend auch mit einer wesentlich geringeren Lastamplitude im Vergleich zu den anderen Trägern der Serie beaufschlagt. Wie für ET4b nahm der Schlupf über die Trägerlänge gesehen für alle Lastkollektive wieder von der Trägerhälfte bis etwa zum Viertelpunkt des Trägers zu (Bild 5.74 mit Bild 5.73). Die Abnahme des Schlupfes bis zum Auflager fiel hier jedoch nur geringfügig aus. Die Schlupfzunahme innerhalb eines Lastkollektivs über die Lastwechsel betrug maximal ca. 0,15 mm.

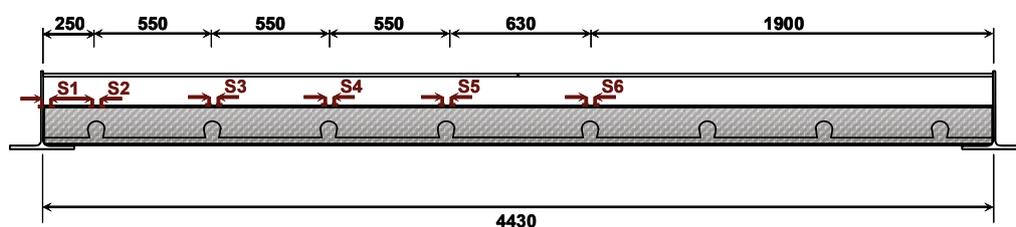


Bild 5.73: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes für ET5.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

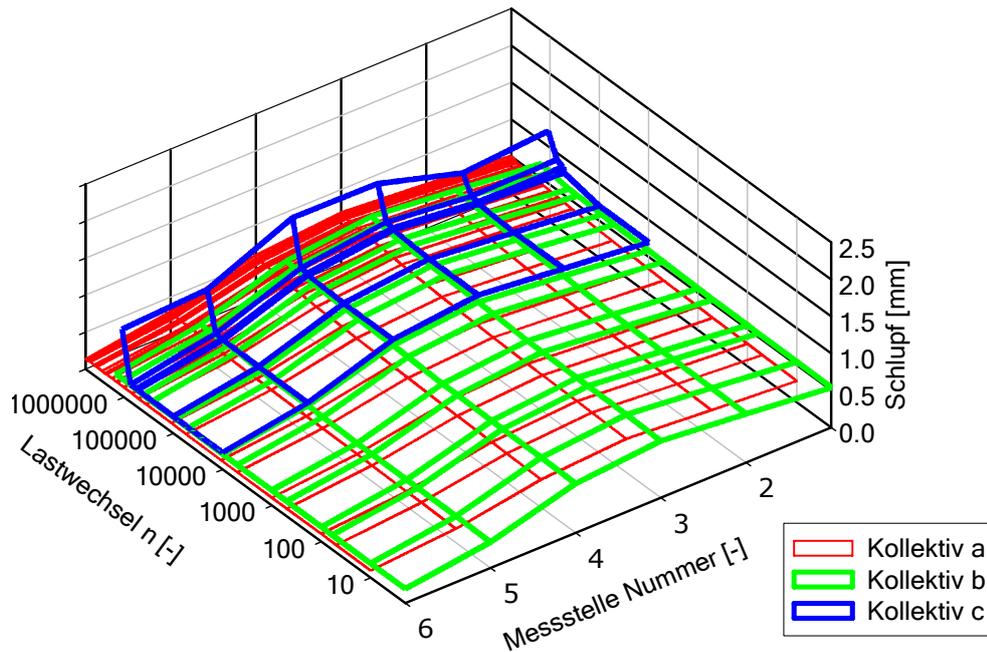


Bild 5.74: Schlupfentwicklung des Trägers ET5.

Nach einer Oberlastverdoppelung durch das Kollektiv b und einer anschließenden Amplitudenverdoppelung durch das Lastkollektiv c wies der Träger ET5 ab ca. 8,3 Mio. LW eine überproportionale Schlupfzunahme auf. Nach insgesamt über 8,5 Mio. LW zeichnete sich ausgehend von den beiden inneren Dübelaussparungen ein Schadensbild analog zu ET4b gemäß Bild 5.76 ab.



Bild 5.75: Rissverlauf im Steg von ET4b.



Bild 5.76: Rissverlauf im Steg von ET5.

Zu Beginn der Serie wurde der Träger ET6 mit einem Verdübelungsgrad von $\eta = 0,58$ mit der höchsten Oberlast von $\lambda_o = 0,65$ und der größten Lastamplitude von $\Delta\lambda = 0,42$ innerhalb der negativen Versuchsreihe beaufschlagt. Die Verteilung des Schlupfverlaufes über die Trägerlänge betrachtet, wies nach Bild 5.78 mit Bild 5.77 ebenso wie die beiden Tests ET4b und ET5 einen Anstieg von der Mitte des Trägers bis etwa zum Viertelpunkt des Trägers auf. Ab dieser Stelle bis zum Auflager zeigte sich eine abnehmende Tendenz. Der Schlupf flachte in Relation nicht derart ab wie für Träger ET4b, jedoch markanter als für den Versuch ET5. Über die Lastwechsel betrachtet, gliederte sich dieser Test durch eine stetige Schlupfzunahme in die Serie ein. Aus keinem Versuch konnte ein eindeutiger Rückschluss auf eine beginnende Schädigung durch eine Unstetigkeitsstelle im Schlupfverlauf gezogen werden. Hinweise

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

lieferten lediglich deutliche Änderungen der Zuwachsraten von Messgrößen, wie sie hier bei etwa 43.000 LW vorlagen. Mit der Messstelle S7 wurde die Abhebung in Feldmitte aufgezeichnet. Erwartungsgemäß konnte hier kein relevanter Wert gemessen werden. Der Versuch wurde nach Feststellung eines beidseitigen Anrisses des Stahlsteges an S4 und S5 nach 62.160 LW abgebrochen. Die Entstehung und der Verlauf der Risse waren vergleichbar zu ET4b und ET5 (Bild 5.75 & Bild 5.76).

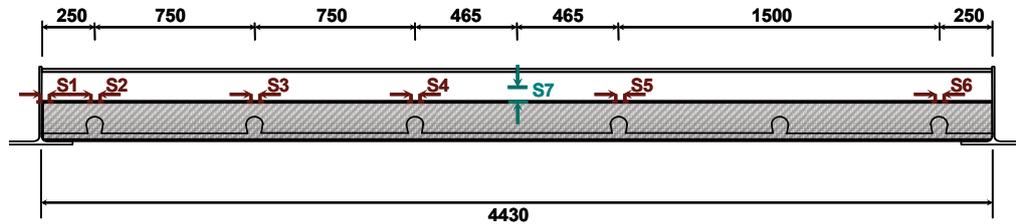


Bild 5.77: Nummerierung der Messstellen zur Aufzeichnung des Schlupfes für ET6.

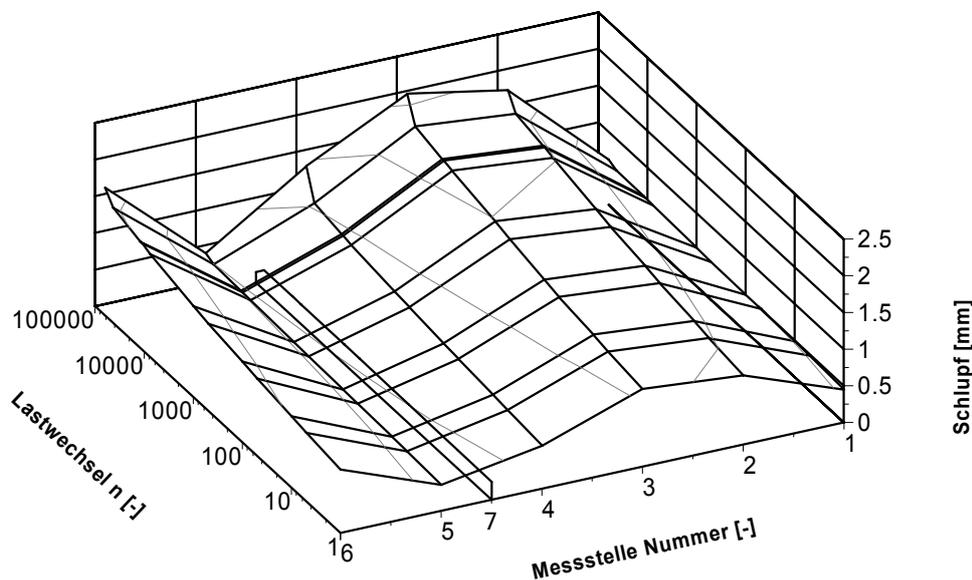


Bild 5.78: Schlupfentwicklung des Trägers ET6.

Durchbiegungsentwicklung

Die Betrachtung der Entwicklung der Durchbiegungen in Feldmitte zeigte für alle Träger in Bild 5.79 bei logarithmischer Auftragung einen stetigen Anstieg. Erst zum Ende eines Versuchs war eine überproportionale Zunahme der Verformungen zu verzeichnen, die als Indiz für einen Anriss im Stahlsteg interpretiert werden konnte. Die Steigungen von ET4b und ET6 verliefen mit sehr ähnlicher Oberlast und Lastamplitude durchweg kongruent zueinander. Sie verhielten sich bis etwa 50.000 LW potenziell, ehe sie sich überproportional entwickelten. Der Anfangswert der Durchbiegung für ET4b lag jedoch trotz eines höheren Verdübelungsgrades deutlich über dem Anfangswert von ET6. Unterschiedliche Kennwerte ergaben sich hier lediglich für die Fließgrenze des Baustahls im Stegbereich. Der Träger ET5 mit zunächst geringer Oberlast und Lastamplitude hatte folglich zu Beginn der zyklischen Versuchsphase den kleinsten Durchbiegungswert. Die potenziellen Zuwachsraten der ersten beiden Lastkollektive mit gleicher Amplitude schienen bei einzelner Auftragung unabhängig von der Oberlast durchgehend konstant zu bleiben. Am Ende des Lastkollektivs c stellte sich auch eine davon abweichende progressive Zunahme ein.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

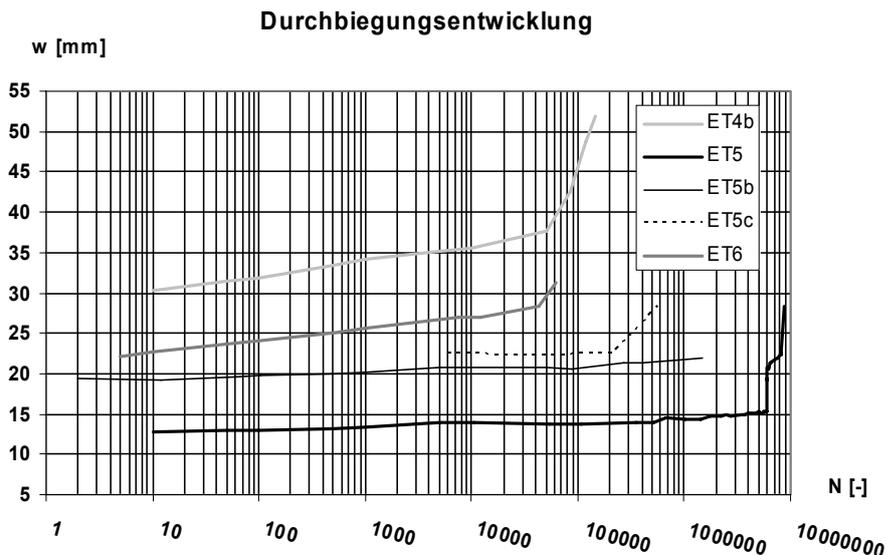


Bild 5.79: Durchbiegungsentwicklung in Feldmitte.

Die zunehmenden Durchbiegungen waren auf Steifigkeitsverluste der Verbundfuge zurückzuführen. Das kontinuierliche Anwachsen der Durchbiegungen war unter anderem ein deutliches Anzeichen für einen fortschreitenden Schlupf, wie es bereits in 5.1.7.3 näher erläutert wurde. Für einen Vergleich von Messung und Berechnung wurden die Durchbiegungen mit den Methoden der elementaren Statik für vollen, starren Verbund berechnet. Der Betonflansch wurde dabei gerissen unter Ansatz des Tension Stiffenings berücksichtigt. In Tabelle 5.3 sind die Durchbiegungen der nach der Methode der elementaren Statik berechneten Werte (w_t) für die Trägermitte denen aus der zyklischen Entwicklung (w_v) für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse gegenüber gestellt. Die theoretische Durchbiegung wurde hierbei für einige Lastwechselzahlen durch Berücksichtigung einer überschlägigen Integration der mittleren Schlupfentwicklung δ_m über die Trägerlänge berechnet. Für das erste Lastkollektiv von ET5 und über die gesamte Versuchsdauer für den Träger ET6 ergaben sich gemäß Tabelle 5.6 gute Näherungen. Ein Versagen eines Betondübels konnte auch für Träger mit gezogenem Betongurt durch eine Abweichung von der typischen Entwicklung der Durchbiegung identifiziert werden. Bei Erreichen der fünf Millionen Lastzyklen des ersten Lastkollektivs von ET5 würde immer noch eine Gebrauchstauglichkeitsanforderung von $w \approx l/300$ eingehalten.

	starrer, voller Verbund			
LW		100	50000	148244
ET4b w_v [mm]		31,9	37,7	52,0
δ_m [mm]		1,06	1,53	2,55
ET4b w_t [mm]	16,0	24,4	28,1	36,2
LW		500	507180	6057510
ET5 w_v [mm]		13,1	14,0	15,3
δ_m [mm]		0,39	0,47	0,55
ET5 w_t [mm]	7,2	10,3	10,9	11,6
LW		100	42820	62160
ET6 w_v [mm]		24,1	28,3	31,2
δ_m [mm]		1,08	1,48	1,81
ET6 w_t [mm]	12,74	21,3	24,5	27,1

Tabelle 5.6: Vergleich der Durchbiegungen aus den Versuchen mit theoretischen Werten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Wurden die Entwicklungen der Differenzen der Durchbiegungen über die Lastwechsel von Messung und Berechnung gegenüber gestellt, so ergaben sich vor allem für die Versuchswerte von Träger ET4b deutlich größere Zunahmen als für die Durchbiegungsdifferenzen, die aus den Berechnungen resultierten.

Die Untersuchungen im Hinblick auf die Durchbiegungsentwicklung ergaben ebenso wie für die Träger im positiven Momentenbereich, dass die Schlupfentwicklung über die Lastwechselzahlen Berücksichtigung finden mussten. Es war daher erforderlich, den Schlupf über die Lastwechselzahl bestimmen zu können.

Neben der Schlupfentwicklung steigerte ein weiterer Effekt die Durchbiegungsentwicklung. Dies wurde vor allem für den Träger ET4b mit den meisten Aussparungen deutlich zumal hier die Aussparung mit dem geringsten Abstand zur Lasteinleitung des Zylinders vorhanden war. Durch die Lage der Aussparung mit der Öffnung im gezogenen Steg klafften die Aussparungen auseinander und vergrößerten dadurch die Durchbiegung, wie Vergleichsberechnungen mit FE (Kapitel 6.2) bestätigten.

Auswertung der Spannungsentwicklung

Durch die Aufzeichnung der Verzerrungen konnten analog zu den Versuchsträgern mit einer positiven Momentenbeanspruchung Rückschlüsse auf die Teilquerschnittsgrößen und damit auf die übertragene Schubkraft innerhalb der Verbundfuge gezogen werden. Die Verzerrungsmessungen wurden mit Bild 5.80 bis Bild 5.83 für charakteristische Lastwechselzahlen der Träger ET4b, ET5 und ET6 bei Oberlast in Feldmitte dargestellt und beschreiben den Verlauf über die Versuchsdauer. Zur Einordnung der Größenordnung der Verzerrungen wurden diese für den reinen Zustand II bei vollem Verbund und ohne jeglichen Verbund theoretisch abgeleitet und ebenfalls graphisch aufbereitet. Die Belastung für die Zustände ohne Verbund waren, außer für das Lastkollektiv a des Trägers ET5, geringer als die Versuchslast und so gewählt, dass die Fließgrenze des Stahls an der äußeren Faser gerade erreicht wurde. Die Abszisse in den dargestellten Diagrammen beginnt auf Höhe der rechnerischen Schwerpunktlage des Gesamtquerschnitts für den reinen Zustand II. Die Berücksichtigung des Tension Stiffenings (TS) hatte eine erhöhte Normalkraft und eine weitere Reduzierung des Biegemomentenanteils zur Folge, wie Bild 5.82 und Bild 5.83 zeigen. Auf Höhe der Nulllinie des Baustahlprofils mit der z-Koordinate von etwa -52 mm (-53 mm ET4b, -52 mm ET5, -51 mm ET6) trafen die Verzerrungen der Messwerte für alle Träger und Lastwechsel nahezu exakt auf die Vergleichsgeraden für den reinen Zustand II. Die übertragenen Schubkräfte können daher für den Gebrauchslastzustand in guter Approximation mit dem Zustand II kalkuliert werden und zwar unabhängig vom Verdübelungsgrad und der Lastwechselzahl, denn über die Lastwechselzahl war kaum eine Änderung der Verzerrungen über den Querschnitt feststellbar. Gleiches galt auch für die weiteren Messstellen längs des Trägers. Dies ließ den Schluss zu, dass der Verbundwirkungsgrad von der Lastwechselzahl nicht relevant beeinflusst wird. Der Biegemomentenanteil des Baustahlquerschnitts wurde leicht unterschätzt. Die Ursachen waren dem Schlupf in der Verbundfuge und den unterschiedlichen Elastizitätsmodulen innerhalb des Stahlquerschnitts von Steg und Flansch und zusätzlich des Betonstahls beizumessen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

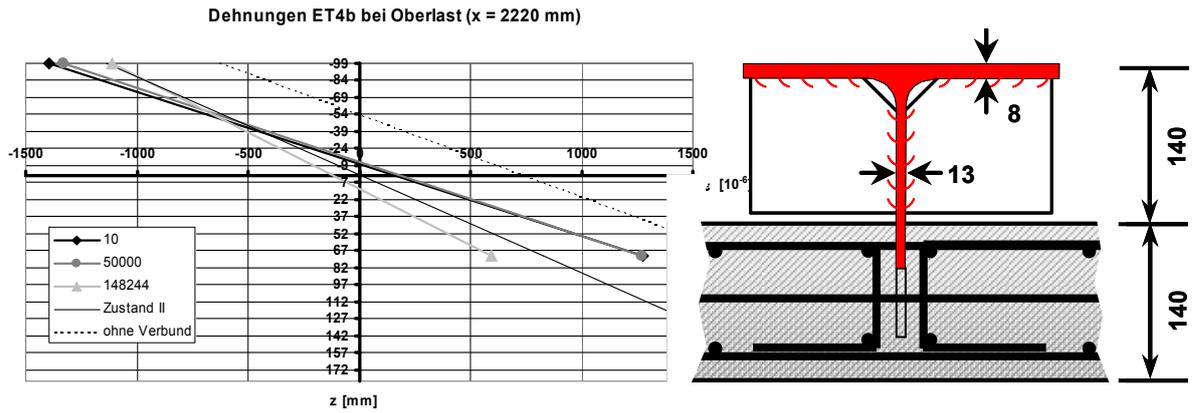


Bild 5.80: Entwicklung der Verzerrungen von ET4b.

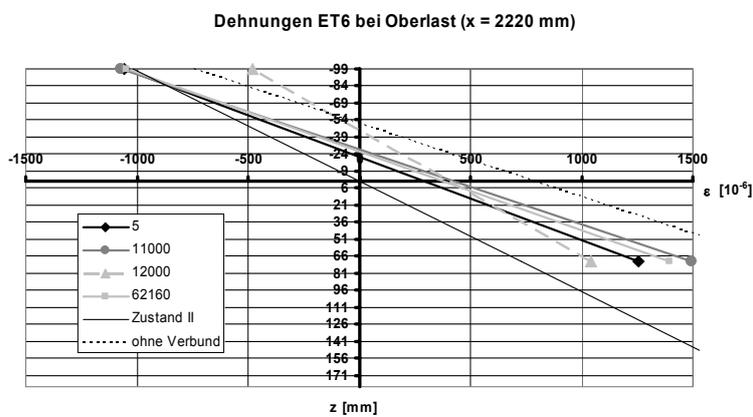


Bild 5.81: Entwicklung der Verzerrungen von ET6.

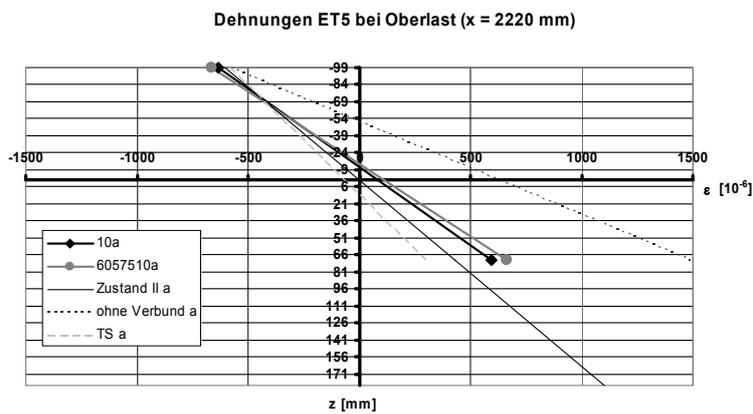


Bild 5.82: Entwicklung der Verzerrungen von ET5 (Oberlast 70 kN).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

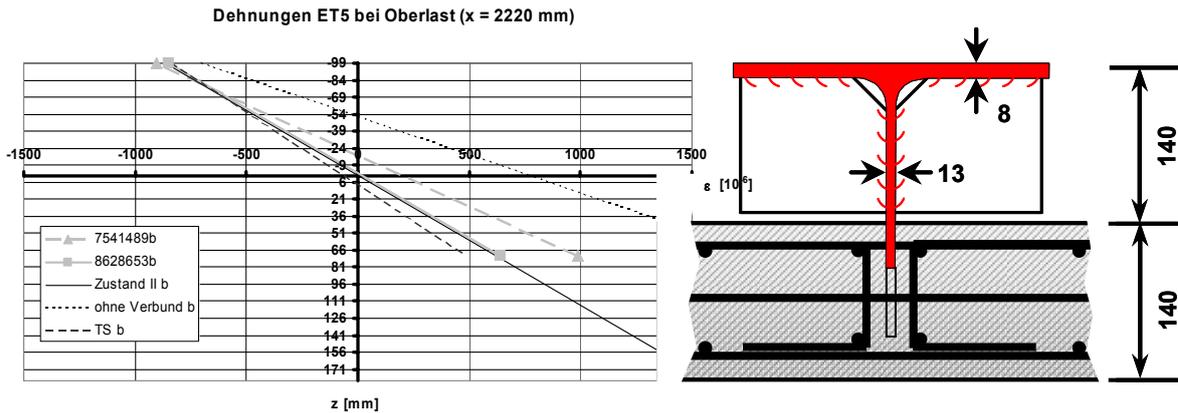


Bild 5.83: Entwicklung der Verzerrungen von ET5 (Oberlast 100 kN).

Das Minimum der Verzerrungswerte ergab sich meist mit der letzten Aufzeichnung. Dies bedeutete eine Reduzierung der Steifigkeit des Baustahls am Versuchsende, die letztlich auf die vorhandenen Risse im Stahlsteg zurückzuführen waren. Eine Auftragung der Verzerrungsentwicklung über die Lastwechselzahl ergab dabei Folgendes: Für die ersten Lastwechsel im Steg wurde für alle Versuchsträger eine potenzielle Verzerrungsentwicklung erkennbar. Repräsentativ wurden für alle Träger Verzerrungswerte in der Nähe der Rissentstehung für ET4b in Bild 5.85 bis Bild 5.88 dargestellt. Bei Lasterhöhung zu Beginn eines neuen Kollektivs von ET5 ergab sich infolgedessen ein Verzerrungssprung. Wurde dieser Wertesprung entsprechend berücksichtigt, so konnte die anfängliche potenzielle Regressionskurve in guter Näherung fortgesetzt werden. Eine Abweichung von den Regressionskurven ergab sich aber für den Träger ET5 nach 8.272.072 LW, ET6 nach 42.820 LW und für ET4b nach 50.000 LW (Bild 5.85). Hier setzte sich der weitere Verlauf mit einer negativen Steigung nahezu linear bis zum Bruch fort (Bild 5.87). In ähnlicher Weise verhielt es sich für die DMS am Flansch des Trägers ET4b. Nach einem nahezu potenziellen Verlauf nach 50.000 LW (Bild 5.86) setzte sich die Verzerrung linear mit abnehmendem Betrag fort (Bild 5.88). Für die Träger ET5 und ET6 veränderten sich die Verzerrungen des Flansches zunächst kaum, bis mit den Änderungen der Steigungen im Steg auch hier eine Reduzierung der Verzerrungen zu erkennen war. Mit der Lastwechselzahl auftretende Unstetigkeiten (bei gleichen Lastamplituden) können daher als Kennzeichen eines Anrisses bewertet werden.

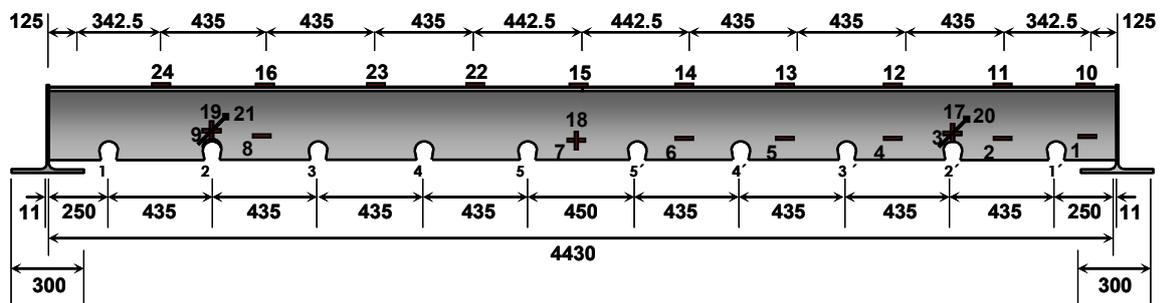


Bild 5.84: Applikation und Nummerierung der DMS an ET4b.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

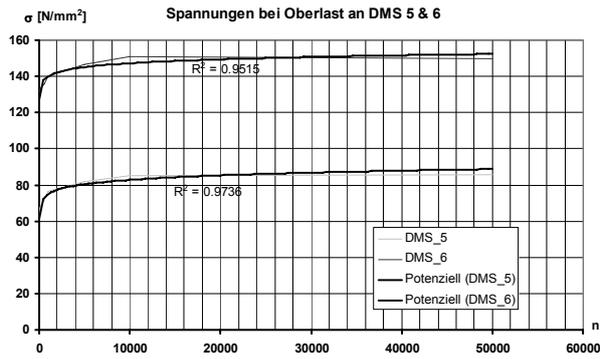


Bild 5.85: Horizontale Verzerrungen im Steg von ET4b (bis 50.000 LW).

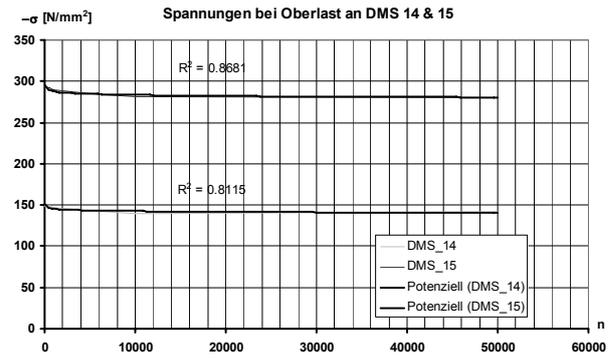


Bild 5.86: Horizontale Verzerrungen im Flansch von ET4b (bis 50.000 LW).

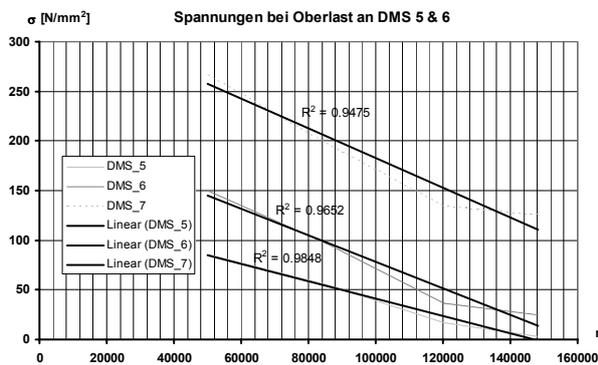


Bild 5.87: Horizontale Verzerrungen im Steg von ET4b (ab 50.000 LW).

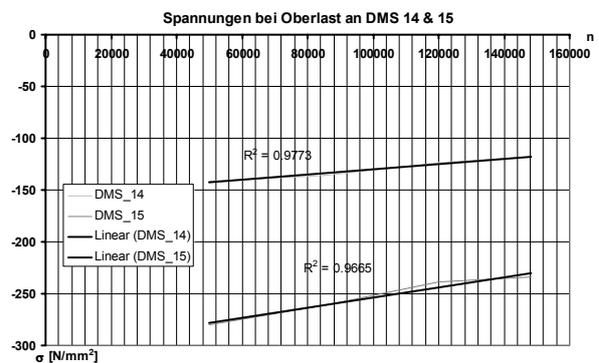


Bild 5.88: Horizontale Verzerrungen im Flansch von ET4b (ab 50.000 LW).

Die Ermittlung der Normalkräfte im Stahlquerschnitt aus den Verzerrungen sollte einerseits die Nachgiebigkeit der Verbundfuge bewerten und andererseits einen Anhaltswert über die in der Verbundfuge übertragenen Schubkraftschwingbreite geben. Zunächst konnte für die betrachteten Träger mit unterschiedlichem Verdübelungsgrad eine über die Lastwechsel nahezu kongruente Normalkraftschwingbreite, die sich ergab aus der Differenz der Normalkräfte bei maximaler und minimaler Last (im Folgenden: Ober- bzw. Unterlast), festgestellt werden (Bild 5.89 und Bild 5.90). Es fanden gemäß diesen Diagrammen keine markanten Schubkraftumlagerungen statt. Die ermittelten theoretischen Werte, die sich aus dem reinen Zustand II mit und ohne Berücksichtigung des Tension Stiffenings (TS) ergaben, lieferten gute Übereinstimmungen mit den resultierenden Normalkraftamplituden aus den Messungen.

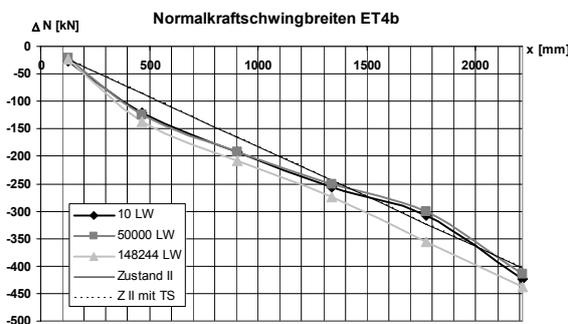


Bild 5.89: Entwicklung der Normalkraftamplituden von ET4b.

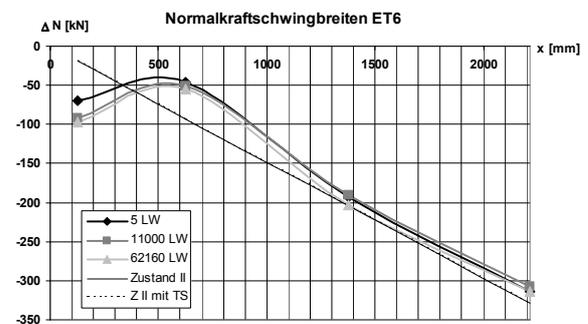


Bild 5.90: Entwicklung der Normalkraftamplituden von ET6.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Dass die alleinige Betrachtung der Normkraftamplituden nicht ausreichte, verdeutlichten die folgenden Diagramme der Normkräfte bei Ober- bzw. Unterlast. Zum Einen zeigte sich für den Träger mit höherem Verdübelungsgrad, dass die überwiegende Schubkraftübertragung am ersten und fünften Dübel vom Auflager her gesehen stattfand (Bild 5.91; Dübel jeweils zwischen den DMS-Messstellen). Zum Anderen wurde veranschaulicht, dass die theoretischen Werte die Normkräfte meist überschätzen (Bild 5.91 bis Bild 5.94). Dies traf für die Unterlast und bei niedrigem Verdübelungsgrad umso mehr zu, so dass bei alleiniger Betrachtung der Normkraftschwingbreiten fälschlicherweise der Eindruck entstand, die berechneten Werte stimmten mit den gemessenen gut überein. Die theoretische Unterschätzung der Normkraft bei Unterlast deutete darauf hin, dass zur Aktivierung des Verbundes erst der „kraftlose“-Schlupfanteil überwunden werden mußte. Dieser plastische Schlupfanteil entsteht aus der zklischen Beanspruchung und wächst kontinuierlich mit der Lastwechselzahl 5.2.5.

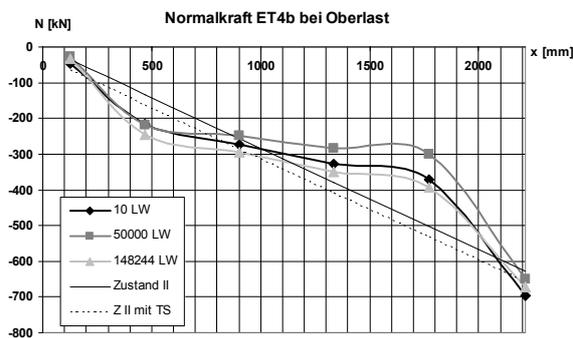


Bild 5.91: Normkräfte bei Oberlast von ET4b.

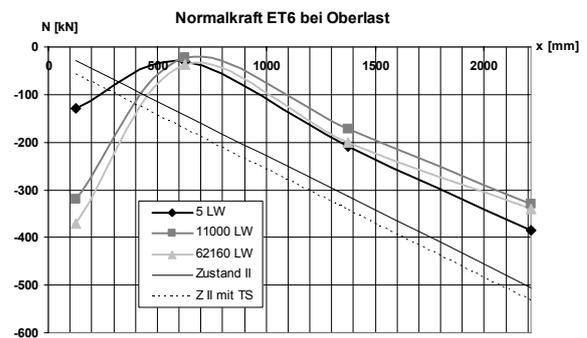


Bild 5.92: Normkräfte bei Oberlast von ET6.

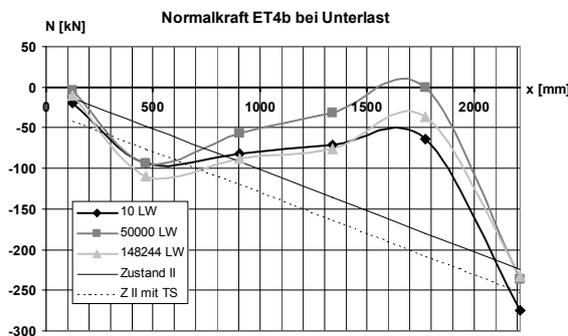


Bild 5.93: Normkräfte bei Unterlast von ET4b.

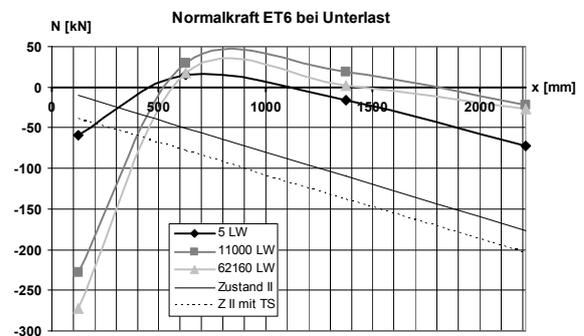


Bild 5.94: Normkräfte bei Unterlast von ET6.

Aufschluss hierüber sollte die Betrachtung des Trägers ET5 geben. Für diesen Träger wurde bis etwa 6 Mio. Lastwechsel ein vergleichbares Unterlastniveau zu ET4b und ET6 eingestellt. Die Amplitude betrug im Vergleich aber lediglich ca. 37 % von ET4b und ET6. Danach erfolgt eine Erhöhung des Unterlastniveaus auf das bisherige Oberlastniveau unter Beibehaltung der Amplitude (Darstellung in Bild 5.95 und Bild 5.96 bei 7541489 LW). Ab 8063445 LW wurde die Amplitude bis zum Ermüdungsversagen des Stahlprofils verzweifacht. Die Unterlast wurde dazu auf das Niveau zu Versuchsbeginn eingestellt. Im Steg von ET5 wurden DMS teilweise direkt am Dübelgrund angebracht. Da es in diesem Bereich zur Überlagerung von Spannungen aus globaler Tragwirkung und lokaler Lasteinleitung kam, wurden diese nicht zur Auswertung der Spannungen über die Trägerhöhe herangezogen. Für diese Stellen bei

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

$x = 805 \text{ mm}$ und $x = 1355 \text{ mm}$ wurden daher Interpolationen mit den angrenzenden Messwerten durchgeführt. Für diese Punkte konnten daher nur Tendenzen abgelesen werden.

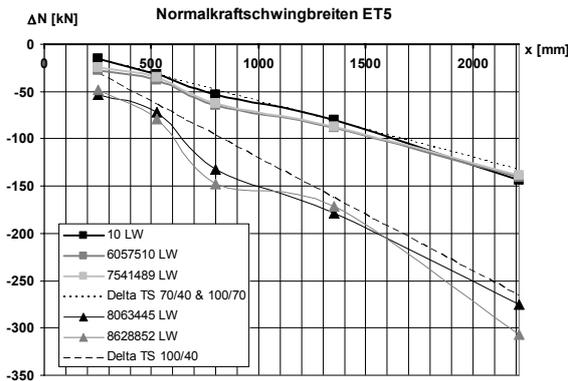


Bild 5.95: Normalkraftamplituden von ET5.

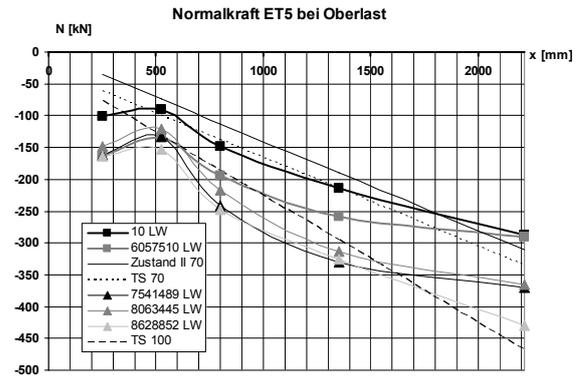


Bild 5.96: Normalkräfte bei Oberlast von ET5.

Über die Lastwechselzahl bewirkte die Änderung der Mittellast um den Betrag der Amplitude kaum eine Änderung des Verlaufs der Normalkraftamplituden. Die Normalkräfte bei Ober- und Unterlast stiegen jedoch annähernd um den Betrag der theoretischen Erhöhung. Bei einer geringeren Lastamplitude, unabhängig von ihrem Niveau, ergab sich für Ober- und Unterlasten eine höhere Verbundwirkung, da der Schlupffortschritt über die Lastwechselzahl geringer ausfiel, als der von der Last initiierte. Der Dübelbereich war dann noch nicht derart beansprucht, dass sich ein ausgeprägter Bereich „kraftloser Verformung“ ergab. Belegt wurde dies durch die anschließende Verdoppelung der Amplitude, bei der die Normalkraftkurven für Ober- und Unterlast bei 8063445 LW unter den vorherigen korrespondierenden Kurven verliefen. Für den Träger ET5 betrug die maximale Lastamplitude des letzten Kollektivs nur ca. 75 % im Vergleich zu den Amplituden von ET4b oder ET6. Daher fiel der Effekt, dass bei höherer Lastamplitude die Verbundwirkung nachließ, für den Träger ET5 etwas geringer aus.

Lokales Trag- und Versagensverhalten

Der Schädigungszeitpunkt der Träger konnte aufgrund der Lage der Betondübel im Betongurt nur anhand der aufgezeichneten Messwerte abgeschätzt werden. Für alle Träger dieser Serie lagen die Durchbiegungsentwicklungen in Feldmitte und die Schlupfwerte an den Anrissstellen im Steg vor. In Bild 5.97 und Bild 5.98 wurden diese Messgrößen im logarithmischen Maßstab grafisch aufbereitet. Die Anrissstellen bildeten sich stets an den Dübeln, die der Trägermitte am nächsten lagen. Die Positionierung aller Messstellen wurde zur Veranschaulichung dem Anhang C für sämtliche Träger beigefügt.

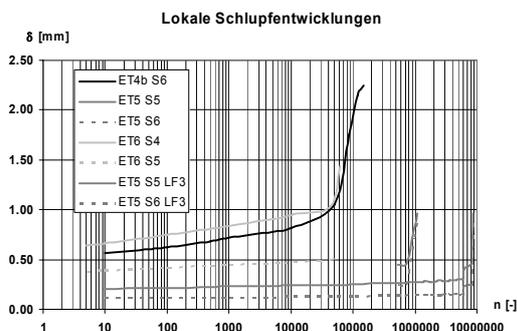


Bild 5.97: Lokale Schlupfentwicklungen.

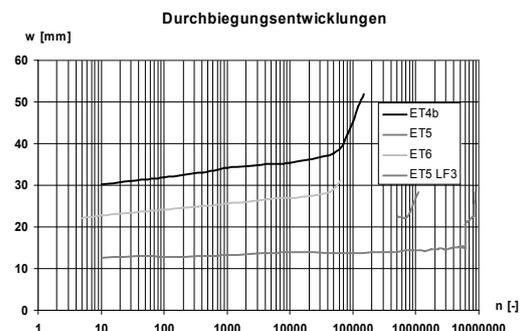


Bild 5.98: Durchbiegungsentwicklungen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Alle Träger zeigten für beide Messwerte zunächst gleichmäßige Zunahmen, die zum Ende des Versuchs überproportional anstiegen. Es ist naheliegend, dass der progressive Anstieg der Messwerte den Beginn eines Schädigungsfortschritts beschreibt. Demnach entstand ein Anriss für ET4b bei 50.000 LW, für den Träger ET5 bei 8.272.072 LW und für ET6 bei 42.820 LW. Belegt werden konnte dies durch die Messungen der Verzerrungen unmittelbar des am Versuchsende angerissenen Dübelgrunds des Trägers ET5. In Bild 5.99 und Bild 5.100 sind die Verläufe der aus den Verzerrungsmessungen ermittelten Hauptspannungen über die Lastwechselzahl aufgetragen. Im doppelt logarithmischen Maßstab blieben die Hauptspannungen nahezu konstant, bis bei den zuvor ermittelten 8.272.072 LW für ET5 eine überproportionale Spannungsänderung erfolgte und den Rückschluss auf eine Schädigung zuließ, da sich aufgrund der Schädigung der Lastabtrag ändern musste.

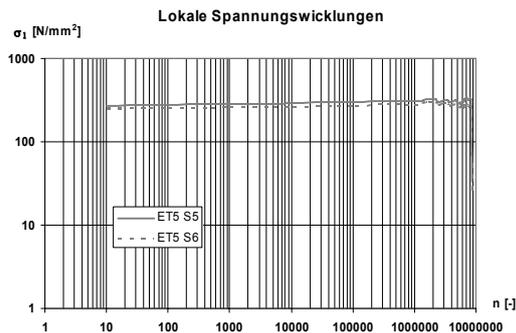


Bild 5.99: Erste Hauptspannungsrichtung.

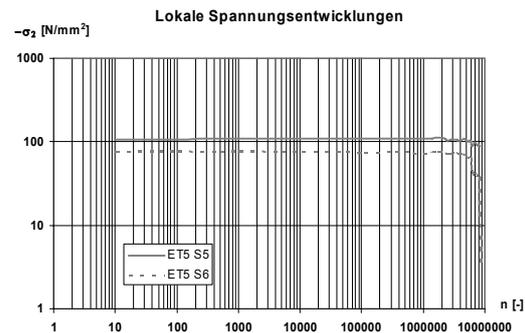


Bild 5.100: Zweite Hauptspannungsrichtung.

Auswertung der Rissentwicklung

Für die Träger dieser Serie entstand durch die Lage des Betongurts in der Zugzone mit der Erstbelastung ein abgeschlossenes Rissbild, wie Bild 5.101 zeigt. Mit der Abnahme des Momentes von der Mitte des Trägers bis zum Auflager nahmen die Risshäufigkeit und die Risshöhen im Betongurt ab. Die Risse richteten sich zumeist nach der Lage der Querbewehrung im Betongurt. Um Aussagen über den Einfluss einer zyklischen Belastung hinsichtlich der Rissöffnung und der Betonverzerrung zwischen den Rissen treffen zu können, wurden ab fünf Millionen Lastwechsel am Träger ET5 Verzerrungsmessungen in der Mitte des Trägers über einen Riss (Messstellenbezeichnungen: R7 & R9) und ca. 7 cm daneben am ungerissenen Beton (Messstellenbezeichnungen: R8 & R10) durchgeführt. Die Wegaufnehmer wurden paarweise in den Viertelpunkten an die Betonplatte angebracht (Bild 5.102).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Bild 5.101: Rissbild bei Erstbelastung.



Bild 5.102: Verzerrungsmessung an der Unterseite.

Die Messwerte der Verzerrungen am ungerissenen Beton wiesen kaum eine Änderung auf. Die Rissaufweitung für das Lastkollektiv a innerhalb der letzten Millionen Lastwechsel blieben nahezu konstant. Für das anschließende Lastkollektiv b hingegen war im logarithmischen Maßstab für Ober- und Unterlast in gleicher Weise eine stetige Zunahme der Rissaufweitung zu erkennen (Bild 5.103). Die letzten drei Messpunkte im Diagramm sind dem Kollektiv c zuzuordnen. Hier wurde zunächst die reduzierte Rissöffnungen aufgrund der verringerten Unterlast deutlich. Anschließend stiegen die Rissweiten zum Zeitpunkt des identifizierten Anrisses bei ca. 8.272.072 LW überproportional an. Demnach lässt ein unstetiger Verlauf der Rissöffnung auch Rückschlüsse auf eine Schädigung zu.

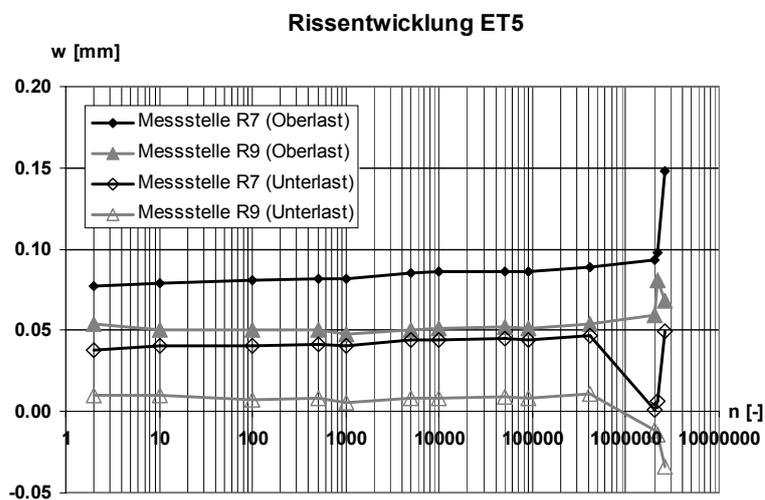


Bild 5.103: Verlauf der Rissaufweitung des Trägers ET5.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

5.1.9 Auswertung der Trägerversuche

Mit Hilfe der zuvor beschriebenen Versuchsergebnisse sollten nun wichtige Fragestellungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln innerhalb von Verbundträgern einer eingehenden Untersuchung unterzogen werden. Im Folgenden waren dies vor allem:

- Ändert sich bzw. wie ändert sich mit der Anzahl der Lastwechsel die Dübelkraftverteilung?
- Ist eine Übertragungsfunktion nach der elementaren Statik für Dübelkräfte anwendbar?
- Welche Auswirkungen hat der zyklische Schlupffortschritt der Verbundfuge auf den globalen Verformungsanteil eines Trägers?

5.1.9.1 Versuchsauswertung

In 5.1.2 wurde für die Veränderung der Dübelkraftverteilung die Hypothese erläutert, dass sich ein über die Trägerlänge veränderlicher Schubkraftverlauf mit zunehmender Lastzyklenzahl nivelliert. Es wurden daher zunächst die Versuche mit gedrücktem Betongurt betrachtet, da hier theoretisch über die Trägerlänge eine veränderliche Schubkraftverteilung vorlag. Zur Analyse dienten die Aufzeichnungen der Schlupfwerte und der Verzerrungsmessungen, aus denen Rückschlüsse auf die Schubkräfte gezogen wurden. Es wurde der Schlupfverlauf zu Beginn der zyklischen Versuchsphase dem einer fortgeschrittenen Lastzyklenzahl gegenüber gestellt. Der Vergleich wurde so gewählt, dass sich am maßgebenden zweiten Außendübel vom Auflager her gesehen gerade noch keine nennenswerte Abweichung von der typischen Schlupfentwicklung ergab, da bis zu diesem Zeitpunkt ein ungerissener Stahlzustand, wie die vorherigen Ausführungen gezeigt hatten, angenommen werden konnte. So wurde gewährleistet, dass die Veränderungen allein aus der zyklischen Belastung resultierten und nicht durch die Auswirkungen einer Schädigung überlagert wurden. Für die Gegenüberstellung wurden gemäß Bild 5.104 die Messwerte von ET1 bei 524.650 LW, für ET2 bei 890.000 LW und für ET3 bei 5 Mio. LW herangezogen. In Bild 5.105 wurde die Entwicklung der Schlupfverläufe durch je zwei Kurven visualisiert. Hier ließ sich der theoretische, stufige Schubkraftverlauf am deutlichsten für den Träger ET1 mit der größten Anzahl von Betondübeln feststellen. Mit abnehmender Dübelzahl war die Abstufung nicht mehr klar zu erkennen und es zeigte sich ein kontinuierlicher Übergang. Unter der Voraussetzung, dass über die gesamte Versuchsdauer jedem Schlupfwert ein eindeutiger Kraftwert am Dübel zugeordnet werden kann, zeichnete sich eine über die Lastwechsel für alle Träger gleichbleibende Schubkraftverteilung ab. Es fand entgegen den Erwartungen also keine Kraftumlagerung von höher beanspruchten zu nieder beanspruchten Dübeln statt.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

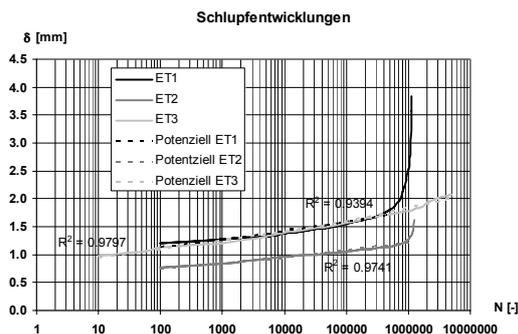


Bild 5.104: Verlauf des Schlupfes am zweiten Außendübel.

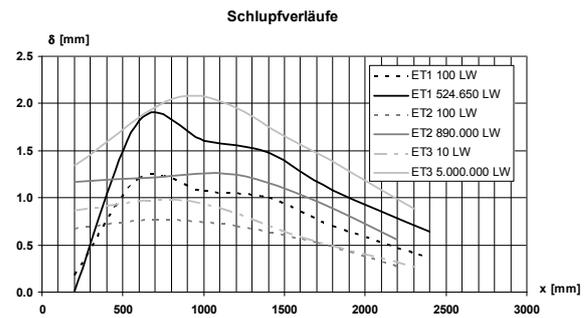


Bild 5.105: Gegenüberstellung des Schlupfes für Träger mit gedrücktem Betongurt.

Für die Träger mit gezogenem Betongurt lag theoretisch ein konstanter Schubkraftverlauf vor. Zur Gegenüberstellung der Schlupfverläufe wurden auch hier Lastwechselzahlen ausgewertet, bis zu denen der Schlupf sich typisch entwickelte. Für ET4b wurde demnach bis 50.000 LW, für ET5 bis 7.057.510 LW und ET6 bis 42.820 LW von einem ungerissenen Stahlzustand ausgegangen. Die Schlupfverteilung wies bei Erstbelastung je Trägerhälfte einen eher parabelförmigen Verlauf auf. Aber selbst bei theoretisch konstant anliegendem Schubkraftverlauf zeigte sich über die Lastwechselzahl ein kongruenter Schlupfverlauf zur Erstaufzeichnung (Bild 5.107). Somit konnte selbst für den Fall, dass real ein anderer Schubkraftverlauf als theoretisch vorlag, keine Tendenz zur Umlagerung des Schlupfverlaufs über die Lastwechsel festgestellt werden. Unterschiede von den theoretischen zu den real vorliegenden Verhältnissen bezüglich der Schlupf- bzw. Dübelkraftverteilung erklären sich durch die Anzahl und die Verteilung der Verbundmittel. In der Literatur war dieser Zusammenhang bereits bekannt z.B. /90/.

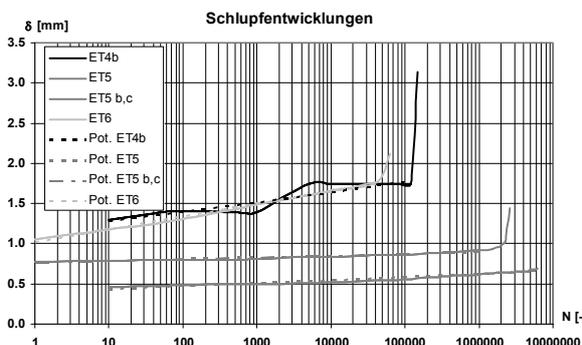


Bild 5.106: Verlauf des Schlupfes am Dübel mit Maximalwerten.

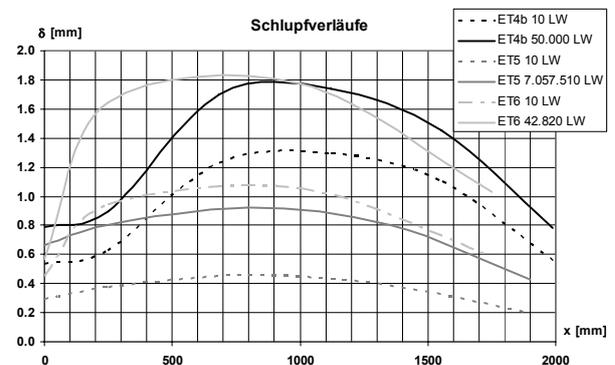


Bild 5.107: Gegenüberstellung des Schlupfes für Träger mit gezogenem Betongurt.

Die alleinige Betrachtung der Schlupfentwicklungen reichte jedoch nicht aus, um daraus auf die übertragenen Kräfte in der Verbundfuge Rückschlüsse zu ziehen. Dazu musste sichergestellt werden, dass an den Dübeln eine proportionale Kraftentwicklung über die Lastwechsel stattfand. Und zwar für den Fall diverser theoretischer Schubkraftverteilungen, konstant oder linear, als auch für den Fall unterschiedlicher realen Schlupfverteilungen, stufenförmig oder parabelförmig. Aufschluss hierüber sollten die Messergebnisse an den DMS geben. Die Auswertung der Verzerrungsmessungen erfolgte durch die Berechnung einer Normalkraft im Stahlquerschnitt, die einen Anhaltswert der tatsächlich übertragenen Schubkräfte lieferte.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Gemäß Bild 5.108 waren auch die sich aus den Verzerrungswerten ergebenden Normalkraftverläufe nahezu identisch, d.h. der Schlupf verhielt sich hier tatsächlich bei unterschiedlich anliegenden Schubkräften an benachbarten Dübeln eines Trägers kongruent. Das Fazit aus den Schlupfverläufen belegt, dass tatsächlich keine Assimilation von höher zu niedriger beanspruchten Dübeln statt findet. Es existiert zwar eine Veränderung des Schlupfes über die Lastwechsel, ein Zusammenhang von Schlupf und Dübelkraft bleibt aber unabhängig vom anliegenden Lastniveau (für den betrachteten Bereich der Träger) erhalten. Aus dem Schlupfverlauf können bei Kenntnis der Schlupfentwicklung über die Lastwechsel sogar Rückschlüsse auf die Schubkräfte bei diskreten Lastzyklen gezogen werden.

Für Mehrfeldträger beaufschlagt durch eine Gleichstreckenlast und für die Versuche mit gedrücktem Betongurt lag für die Tests ein veränderlicher Schubkraftverlauf vor. Eine Nivellierung der Dübelkräfte hätte hier bedeutet, dass eine Dübelkraftumlagerung mit der Lastwechselzahl stattfände. Für die Versuche mit gezogenem Betongurt ergab sich aufgrund des linear veränderlichen Moments theoretisch ein konstanter Schubkraftverlauf. Die einzelnen Dübel übertrugen theoretisch identische Schubkräfte und es ergab sich somit theoretisch kein Umlagerungspotential aus einer ungleichen Dübelkraftverteilung. Real lag hier ein parabelförmiger Schlupfverlauf vor. Eine Angleichung des Schubverlaufs gemäß dem theoretischen konstanten Querkraftverlauf würde hier demnach allein aus der zyklischen Belastung resultieren und nicht aus einer Kraftumlagerung von höher beanspruchten Dübeln zu weniger belasteten. Doch selbst für diesen Fall eines theoretisch konstanten Querkraftverlaufs mit parabelförmigem Schlupfverlauf zeigte die Auswertung der Normalkräfte auch hier über die Lastwechsel stets kongruente Verläufe, wie Bild 5.109 für Träger ET4b zeigt. Mit den Lastzyklen ließ sich für alle Träger eine unwesentlich abnehmende Tendenz der Schubkraftübertragung beobachten.

Für die Träger belief sich das Lastniveau an den Dübeln über die Trägerlänge bei Ober- bzw. Unterlast zwischen $\lambda_{\min} = -0,11$ (Träger ET1; nach dem mittleren Dübel bei Unterlast) und $\lambda_{\max} = 0,91$ (Träger ET1; im Mittenbereich des Trägers bei Oberlast). Die Schwingbreiten an den Dübeln lagen zwischen $\Delta\lambda_{\min} = 0,20$ (Träger ET1a; nach dem mittleren Dübel) und $\Delta\lambda_{\max} = 0,60$ (Träger ET1a; nach dem zweiten Außendübel).

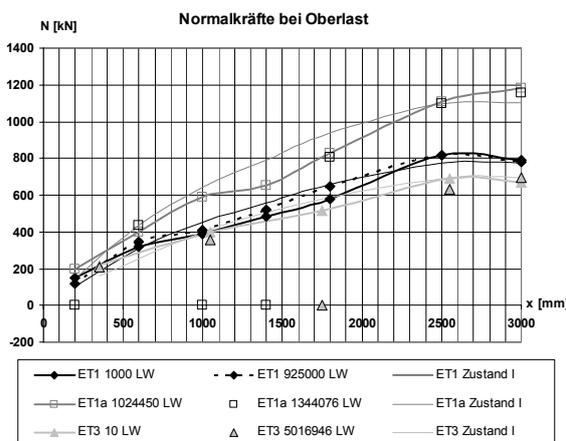


Bild 5.108: Entwicklung der Normalkräfte für Träger mit gedrücktem Betongurt.

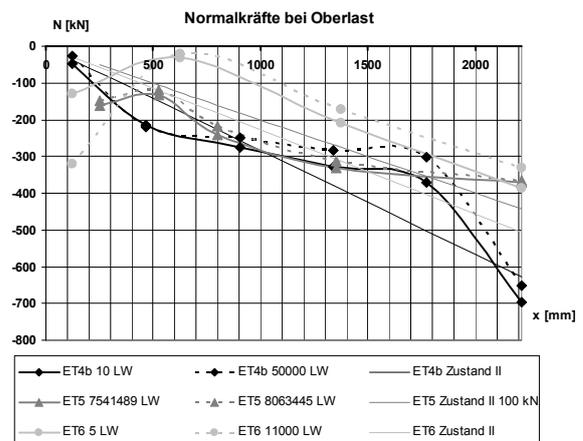


Bild 5.109: Entwicklung der Normalkräfte für Träger mit gezogenem Betongurt.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Die Frage, ob eine Übertragungsfunktion nach der elementaren Statik für Dübelkräfte anwendbar ist, wurde innerhalb der Analyse der Spannungsentwicklung in 5.1.8 bzw. 5.1.9 bereits logisch abgeleitet.

Zur Entwicklung eines allgemeingültigen Schlupffortschrittsgesetzes für verschiedene Betondübelarten mit unterschiedlichen sowohl fertigungstechnischen als auch lastabhängigen Einflussparametern wurde aufgrund der Mannigfaltigkeit ein Versuchsprogramm mit Push-Out-Versuchen entworfen (5.2). Hier stellte sich insbesondere die Frage nach der Versuchssteuerung. Grundsätzlich standen hier zwei Arten zur Verfügung. Zum Einen waren dies weggesteuerte und zum Anderen kraftgesteuerte Tests. Die letztliche Wahl und der Grund für die Entscheidung der Versuchsart wurden auf Basis eigens hierfür konzipierter Versuche in 5.2.4.2.3 diskutiert. Die Übertragbarkeit des Verfahrens, das mittels dieser Tests unter 5.2.5 zur Ermittlung des Schlupffortschritts abgeleitet wurde, konnte im folgenden Abschnitt 5.1.9.2 für globale Systeme verifiziert werden. Der Implementierung der Gesetzmäßigkeiten für den Schlupffortschritt in FE-Berechnungen für globale Tragsysteme und der dadurch erzielten Prognosemöglichkeiten wurden ausführlich in dem speziellen Kapitel 6.2 behandelt.

5.1.9.2 Übertragbarkeit der Ergebnisse für die Schlupfentwicklung aus den Push-Out-Versuchen

Aus den Push-Out-Versuchen konnte ein Zusammenhang zwischen dem Schlupffortschritt über die Lastwechselzahl und der Oberlast λ_0 mit der Amplitude A abgeleitet werden (5.2.5.2). Zur Überprüfung der Anwendbarkeit dieses Ansatzes für ein Trägersystem wurde Gl. (5.8) auf die Großversuche angewandt und den Messergebnissen aus der Schlupfmessung der Trägertests gegenübergestellt. Die Anwendbarkeit galt zunächst für einstufige Belastungen oder für das erste Kollektiv einer mehrstufigen Belastung. Für die Träger ET1a und ET5 mit einem mehrstufigen Kollektiv wurde demnach das erste Kollektiv ausgewertet. In Bild 5.110 und Bild 5.112 wurden die aus den Schlupfmessungen der Dübel ermittelten $1/k$ Werte zunächst für jeden Träger den theoretisch ermittelten Werten gegenübergestellt. Des Weiteren wurde der Standardfehler von der Ideallinie (bei 100 %-tiger Übereinstimmung von Versuch und Experiment auf der Winkelhalbierenden 45° -Linie) resultierend aus den Push-Out-Versuchen gestrichelt abgebildet. Es zeigten sich vor allem für die Träger ET1 und ET2 (sowie ET4b und ET6) größere Abweichungen als für die Push-Out-Tests. Hierbei war zu berücksichtigen, dass die Ableitung des Konzepts auf Grundlage von unbeschädigten Tests beruhte. Aus diesem Grund wurde für die Träger ET1 und ET2 (sowie ET4b und ET6) eine zusätzliche Auswertung vorgenommen. Da bei der letzten Messung bereits ein Schaden vorhanden war, wurde als neuer Endwert eine Schlupfaufzeichnung ohne überproportionale Schlupfzunahme, die wie zuvor beschrieben einen Schaden ankündigte, gesetzt. Hierdurch war eine deutliche Verbesserung der Streuwerte zu erkennen (Bild 5.110 & Bild 5.112). Dieser Schritt war legitim, da die Dübel im realen System in einem ersten Nachweisschritt ermüdungssicher durch das Örtliche Konzept ausgelegt werden und daher kein Schaden bzw. keine überproportionale Schlupfzunahme stattfindet (siehe ET3) und erst anschließend eine Verformungsberechnung zum Tragen kommt.

Die Träger lieferten aus Einbau-, Fertigungs- und Materialungenauigkeiten abweichende Werte an korrespondierenden Messstellen. Die daraus resultierende Unterschiede von linker und rechter Trägerhälfte betragen für den Schlupf von ET2 und ET3 bei dem Vergleich von Messstellen ohne späterem Schadensbild ca. $\pm 30\%$ (für ET4b bis ET6 zwischen $\pm 13\%$ und $\pm 50\%$). Wurden korrespondierende Dübel von linker und rechter Trägerseite ohne Wegaufnahme entsprechend dieser Abweichungen extrapoliert und anschließend ein Mittelwert der

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Schlupfwerte von linker und rechter Seite gebildet, dann ergab sich eine Standardabweichung des Steigungsfaktors $1/k$ aus den Trägerversuchen, der noch unterhalb des Standardfehlers aus den Push-Out-Versuchen lag, wie die gestrichelten Geraden in Bild 5.111 und Bild 5.113 zeigen.

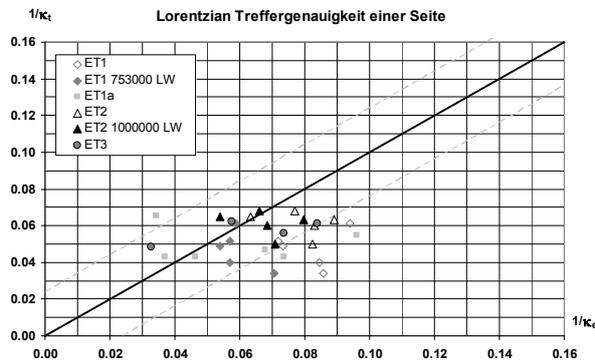


Bild 5.110: Güte der Ansatzfunktion für eine Trägerhälfte (ET1(a) bis ET3).

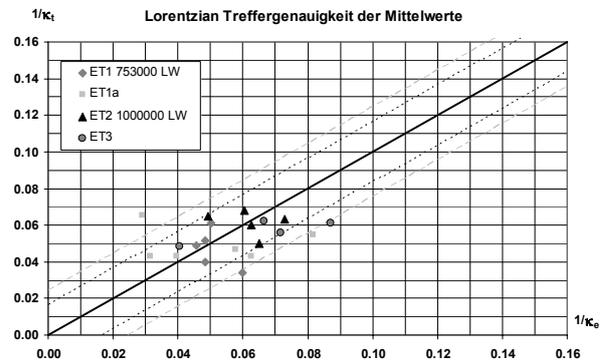


Bild 5.111: Güte der Ansatzfunktion aus dem Mittelwert beider Trägerhälften.

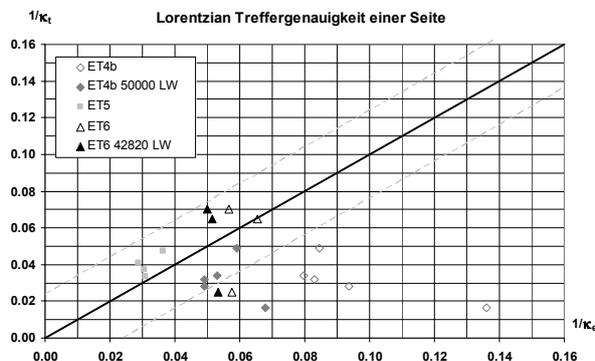


Bild 5.112: Güte der Ansatzfunktion für eine Trägerhälfte (ET4b bis ET6).

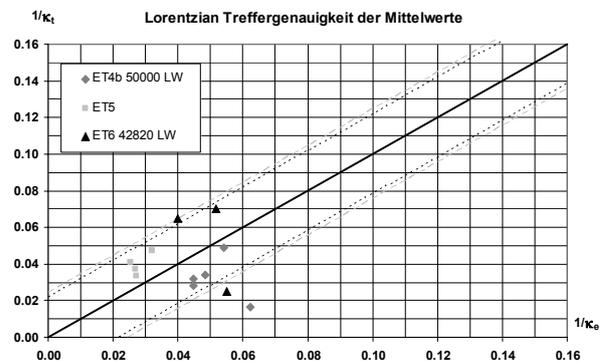


Bild 5.113: Güte der Ansatzfunktion aus dem Mittelwert beider Trägerhälften.

Für die Schlupfentwicklung bei mehrstufigen Kollektiven und Betriebslastkollektiven wurden aus den bisherigen Push-Out-Versuchen ebenfalls erste Folgerungen abgeleitet. Der Träger ET1a wurde mit einem zweistufigen Kollektiv beaufschlagt. Für das zweite Kollektiv erfolgte eine Erhöhung der Oberlast und damit auch der Amplitude. Die Lasterhöhung von $0,52 \cdot M_{pl}$ auf $0,66 \cdot M_{pl}$ bei gleicher Unterlast bedeutete für die einzelnen Dübel eine Erhöhung der Oberlasten im Bereich von $0,30 \cdot P_{tu}$ bis $0,60 \cdot P_{tu}$ auf $0,60 \cdot P_{tu}$ bis $0,86 \cdot P_{tu}$ (Amplituden: von $0,20 \cdot P_{tu}$ bis $0,33 \cdot P_{tu}$ auf $0,36 \cdot P_{tu}$ bis $0,60 \cdot P_{tu}$). Entsprechend den Auswertungen der Push-Out-Versuche sollte sich für ein Folgekollektiv ein Steigungswert aus den geänderten Werten für die Oberlast und die Amplitude berechnen lassen. In Bild 5.114 wurde das Ergebnis dieser Berechnung von ET1a Kollektiv 2 dargestellt. Die Auswertung war aus zwei Gründen kritisch zu betrachten. Zum einen ergaben sich zwischen den Messwerten der DMS und den theoretischen ermittelten Werten für das zweite Kollektiv größere Unregelmäßigkeiten als für das erste Kollektiv und zum anderen war bereits nach 243.712 LW im zweiten Kollektiv ein Schaden erkennbar. Es zeichnete sich aber dennoch eine Tendenz der Übertragbarkeit der Berechnung der Schlupfentwicklung, wie sie sich bei den Push-Out-Versuchen für den Fall eines mehrstufigen Belastungskollektivs erwies, an dem Träger ab. Der Träger ET5 zur Überprüfung des Verhaltens für ein negativ wirkendes Moment zeigte für das zweite Kollektiv mit der Erhöhung der Oberlast für die einzelnen Dübel im Bereich von $\lambda_o = 0,22$ bis $\lambda_o = 0,36$

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

auf $\lambda_0 = 0,33$ bis $\lambda_0 = 0,46$ bei annähernd gleicher Amplitude im Bereich von $A = 0,09$ bis $A = 0,13$ eine moderatere Schlupfzunahme als zuvor, wenn keine Berücksichtigung einer Übergangsphase erfolgte (Bild 5.115; ET5 Kollektiv 2 im vgl. zu ET5). Wurde dagegen eine für die Push-Out-Versuche bereits geschätzte Übergangsphase bei kleineren Änderungen der Amplitude zwischen den Kollektiven berücksichtigt, so lag die Auftragung der theoretischen und experimentell ermittelten Werte innerhalb der Standardabweichung für einstufige Kollektive (Bild 5.115; ET5 Koll. 2 ab 271985 LW). Die Übertragbarkeit der aus den einzelnen Tastversuchen der Push-Out-Tests abgeleiteten Verhaltensmuster für die Veränderung des Steigungswertes bei mehrstufigen Kollektiven war zunächst gewährleistet. Sie dienten und lieferten eine erste Einschätzung für zusammengesetzte Beanspruchungen. Eine quantifizierte Aussage ist aber erst mit einer systematischen Untersuchung dieser Feststellungen möglich.

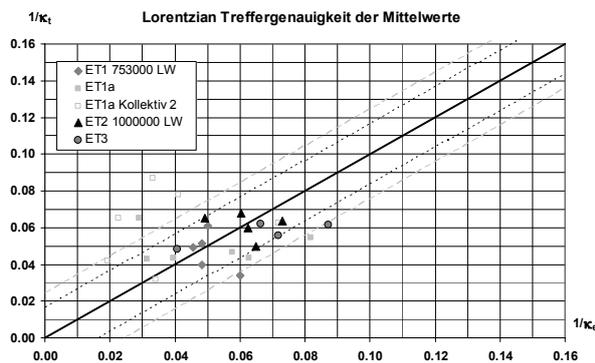


Bild 5.114: Güte der Ansatzfunktion für ein zwei-stufiges Kollektiv (ET1a).

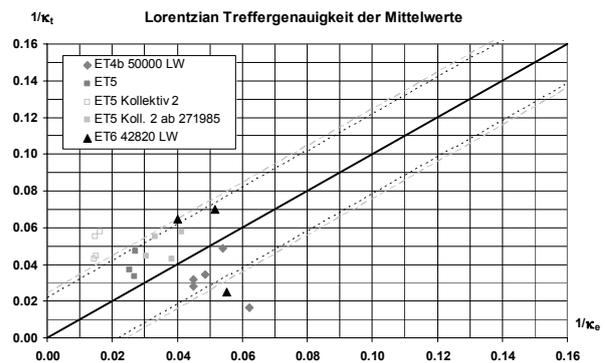


Bild 5.115: Güte der Ansatzfunktion für ein zwei-stufiges Kollektiv (ET5).

5.2 Zyklische Scherversuche

5.2.1 Vorüberlegungen

Als Vorgehen zur Untersuchung von Verbundmitteln wurde meist ein induktives Verfahren angewandt. D. h. im Vergleich zu Trägerversuchen wurden an relativ einfachen Push-Out-Versuchen die phänomenologischen Eigenschaften untersucht und die Übertragbarkeit auf globale Tragsysteme wird entweder vorausgesetzt oder die Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Tests wurden in die FE-Modelle implementiert. Bei der Untersuchung von Verbundmitteln wurde nur teilweise ein deduktives Verfahren angewandt wie z.B. von Leffer /27/. Diese Vorgehensweise ist opportun, wenn auf eine umfangreiche und ausreichend beschriebene Kenntnis der phänomenologischen Eingangsgrößen aufgebaut werden kann. So konnte Leffer beispielsweise auf eine „vollständige“ Bemessungsvorschrift zurückgreifen. Im vorliegenden Fall, der Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln, waren zwar erste Erkenntnisse bekannt, doch bedurften diese noch weiteren eingehenden Analysen. Aus diesem Grund wurden Push-Out- und Trägerversuche sowohl für den positiven als auch für den negativen Momentenbereich untersucht. Die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den beiden Testvarianten wurde überprüft, indem Ergebnisse aus der einen experimentellen Version (Träger- oder Push-Out-Versuch) als Eingangstestgrößen für die andere Versuchsform dienten. Auf diese Weise sollte weder die eine noch die andere Verfahrensweise favorisiert werden und so ein möglichst methodisch unabhängiges Resultat aus den Push-Out- und Trägerversuchen hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens der Betondübel erzielt werden. Als Resümee dieser Vorgehensweise wurde angestrebt, dass das induktive und deduktive Ver-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

fahren sowie die Kraft- und Wegregelung der Versuchssteuerung, die in 5.2.4.2.3 detailliert analysiert wurden, sich sinnvoll ergänzen.

5.2.2 Überblick

Zur gezielten Untersuchung des lokalen Verhaltens der Betondübel und deren Fertigungsparameter unter einer zyklischen Einwirkung waren für die experimentelle Untersuchung des Ermüdungsverhaltens zunächst 43 Push-Out-Körper zu analysieren. Diese wurden in sieben folgend beschriebenen Serien ED 1 bis ED 7 untergliedert. Die Bezeichnung der Versuche wies darauf hin, dass es sich um Ermüdungsversuche von Betondübeln handelte, die in einem Beton-Druckgurt (ED) bzw. Zuggurt (EZ) angeordnet waren. Abgeleitet aus dieser Konvention erhielt der wechselbeanspruchte Versuchskörper aus der Serie 3 die Bezeichnung EDZ3 und aus der Serie 4 entsprechend EDZ4.

5.2.2.1 Lastniveaus

Zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit wurden Versuche mit einer maximal zu erwartenden Oberlast angestrebt. Die Einflüsse auf der Lastseite wurden daher anhand von sicherheitstheoretischen Überlegungen limitiert. Die neue Normengeneration /5/ forderte einen Standsicherheitsnachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung. Während der Teilsicherheitsbeiwert des Verbundmittels $\gamma_V = 1,25$ aus der Bemessung beizubehalten war, nahmen die Teilsicherheitsbeiwerte für Last- und Modellunsicherheiten die Werte $\gamma_F = 1,00$ und $\gamma_{Sd} = 1,00$ an. Die Dimensionierung des Verbundmittels für den Idealfall einer elastischen Beanspruchung erfolgte unter Bemessungslasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$. Wurde zusätzlich der ungünstigste Fall angenommen, dass das charakteristische Tragvermögen gleich der quasistatischen Bruchlast P_{Rk} ist, bedeutete dies für die theoretischen Grenzfälle einen Beanspruchungshorizont bei rein veränderlichen Lasten von 53,3 % von P_{Rk} und für ausschließlich ständige Lasten von 59,3 % von P_{Rk} . Höhere Oberlastniveaus sind für plastische Bemessungen mit äquidistanter Dübelanordnung, aber auch unter Berücksichtigung eventueller lokaler Umlagerungen der Dübelkräfte in Verbundträgern, denkbar.

Um zunächst einen Versagensmechanismus oder ein Schadensbild an den Versuchskörpern zu provozieren, wurden für den überwiegenden Teil der Vorversuche aus den Serien ED1 und ED2, die teils von Zapfe /2/ getestet wurden, hohe Oberlastniveaus zwischen 70 % und 95 % der mittleren theoretischen Traglast angestrebt (Tabelle 5.7). Für die Versuche ED1-P10, ED1-K6 und die Serien ED3 bis ED7 wurden vorwiegend maximale Beanspruchungshorizonte zwischen 30 % und 70 % der mittleren theoretischen Traglast eingestellt (Tabelle 5.8). Die Wahl dieser Größenordnung ergab sich nicht nur aufgrund von realen Beanspruchungshorizonten der zuvor erläuterten sicherheitstheoretischen Überlegungen. Aus Untersuchungen von Kopfbolzendübel Kapitel 2.2 wurde festgestellt, dass hohe Oberlasten zu einer unmittelbaren Schädigung des Betons im Bereich des Schweißwulstes eines Kopfbolzendübels führten. Unterschritt die Oberlast 60 % der statischen Tragfähigkeit trat, dieser Effekt in den Hintergrund. Eine Überprüfung eines derartigen Effekts für Betondübel war ebenfalls von großem Interesse. Hinzu kam, dass durch die neueren Entwicklungen mit kontinuierlicher symmetrischen Schnittführung zur Herstellung von Trägern mit Betondübeln (ED7-H1 & /37/) ohnehin eine größere Anzahl von Dübeln an einem Träger entstand, als die Bemessung vorgab. Die Lastniveaus am Einzeldübel wurden dann, durch die größere Anzahl von Dübeln an einem Träger, zwangsläufig reduziert. Zusätzlich konnte die Untersuchung

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

von niederen Oberlastniveaus zur Verifikation eines vereinfachten Nachweises für ermüdungsbeanspruchte Betondübel herangezogen werden.

5.2.2.2 Hauptuntersuchungsmerkmale der Serien

Die Serie ED1 diente vorwiegend zur Untersuchung streuender Parameter und blieb daher bzgl. der Fertigung und der Belastung konstant. Ausnahmen hiervon waren die Versuche ED1-P10 mit einem etwas geringeren Lastniveau und ED1-K6 mit der im Vergleich zur Serie ED1 doppelten Betondeckung unter dem Dübelfuß. Die Serie ED2 hatte zwei Untersuchungsaspekte. Durch die Variation der Dübelgeometrie innerhalb dieser Serie wurden im Vergleich zur Serie ED1 Einflüsse aus der Dübel-Hinterschneidung nachgeprüft. Gleichzeitig bewirkte die Erhöhung der Betonüberdeckung am Dübelfuß, dass nicht mehr das Ausstanzkriterium nach der theoretischen Berechnung maßgebend wurde, sondern das Abscherkriterium. Dadurch wurde eine Aussage darüber möglich, inwieweit die statischen Versagenskriterien hinsichtlich der Ermüdung unterschiedlich zu bewerten waren.

Die Serie ED3 hatte vier wesentliche Aufgaben. Mit den drei Versuchen K1 bis K3 dieser Serie wurden mögliche Reihenfolgeeffekte auf der Lastseite auf niedrigen Lastniveaus bis ca. 33 % der mittleren theoretischen Tragfähigkeit überprüft. Untersuchungen von Reihenfolgeeffekten auf höheren Lastniveaus bis ca. 75 % wurden mit den Versuchen K1a und K9 bewerkstelligt. Die Tests ED3-K4 bis ED3-K6 dienten zur Analyse der Ergebnisse aus den Trägerversuchen. Die beiden Push-Out-Körper K7 und K8 wurden mit Hochleistungsbeton gefertigt. Auch die Serie ED4 beinhaltete einen Test mit Hochleistungsbeton. Zusätzlich wurden hier die Druckschwellbeanspruchung und die Wechselbeanspruchung gegenübergestellt. Mit der Versuchsserie ED5-K wurden vordergründig die Einflüsse von unterschiedlichen Fertigungsparametern experimentell eruiert. Der Tastversuch mit der Bezeichnung ED6-K1 diente dazu, erste Ergebnisse über das Ermüdungsverhalten von Betondübeln mit großen Durchmessern (150 mm) zu erhalten. Um die neu entwickelte, wirtschaftliche Schnittführung /37/ hinsichtlich der Ermüdung an einem Push-Out-Versuch zu testen, diente ED7-H1.

5.2.2.3 Variierte Testparameter

Die Serien innerhalb des entwickelten Versuchsprogramms mit den Vorversuchen von Zapfe /2/, die ebenfalls für die Auswertung integriert wurden, wurden mit ihren Fertigungsparametern in Tabelle 5.7 und Tabelle 5.8 aufgelistet. Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeiten wurden von jeder verwendeten Betoncharge mindestens drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt und unter den Bedingungen nach DIN 1048 gelagert. Am Tag des Versuchsbeginns wurden die Druckfestigkeiten anhand der Probewürfel ermittelt. Nach Umrechnung der Druckfestigkeiten der Probewürfel gemäß /91/ wurden die entsprechenden Zylinderdruckfestigkeiten nach EC 2 in die Tabellen aufgenommen. Nach der Versuchsdurchführung wurden sowohl für Bau- als auch für Bewehrungsstahl die Materialkennwerte ebenfalls experimentell ermittelt. Die Versuchsdurchführung sowie die Ergebnisse wurden nachfolgend dokumentiert und ausgewertet.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Versuchsprogramm					Fertigungs-Parameter					Bemerkungen
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	Anz.	f_{cm} N/mm ²	$A_{sq1/2}$ Cm ²	t_w Mm	h_c mm	c_u mm	
ED1	P1		P 70	1	32,7	0,79	10	180	20	Mehrstufigkollektiv
	P2			1	29,7					Tastversuch
	P3			1						statisch
	P4			1						
	P5-9			5	32,7					
	K1-5		K 70a	5	31,7	1,13	10	180	20	Verzerrungsmessungen
ED2	K1		K 70b	1	22,7	1,13	10	180	25	Verzerrungsmessungen
	K2			1	23,5					
	KA1		KA	1	23,5	1,13	10	180	25	Mehrstufigkollektiv
	KA2			1						

Tabelle 5.7: Versuchsprogramm Teil 1.

Versuchsprogramm					Untersuchte Parameter					Bemerkungen
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	Anz.	f_{cm} N/mm ²	$A_{sq1/2}$ cm ²	t_w Mm	h_c cm	c_u mm	
ED1	P10		P70	1	29,5	0,79	10	180	20	
	K6		K 70a	1	33	1,13	10	180	40	
ED3	K1-3		K 70c	3	42,2	1,13	8	180	30	varierte Lastkollektive
	K1a			1	29,5					abfallendes Lastkollektiv
	K7-8			2	65					Hochleistungsbeton
	K9			1	29,5					Wechselbeanspruchung
	K4-5		K 70d	2	50	0,79	8	140	30	Trägerreferenztests
	K6			1						statischer Kontrolltest

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

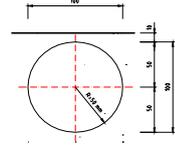
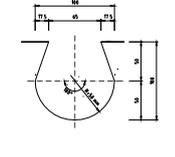
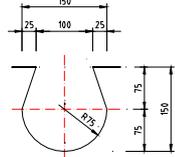
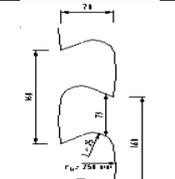
ED4	P1-2		P 100	2	42	1,13	15	180	30	P2 Wechselbereich
	P3			1	63	4,91	15	220	38	Hochleistungsbeton
	P4			1	33	1,13	15	180	40	Gefügeuntersuchung
ED5	K1		K 100 b	1	42,2	1,13	15	180	20	
	K2			1	38,9	1,13	15	200	20	
	K3			1	38,9	1,13	15	200	40	
	K4			1	38,9	1,13	10	200	20	
	K4a			1	29,5					
	K5			1	42,2	2,01	15	180	20	
	K6			1	80,0	2,01	15	220	38	
ED6	K1		K 150	1	70	4,91	15	220	30	
ED7	H1		H	1	61	3,14	14 ⁵	140	35	

Tabelle 5.8: Versuchsprogramm Teil 2.

5.2.3 Beschreibung der Versuche

5.2.3.1 Versuchsaufbau & -ablauf

Die experimentellen Untersuchungen erfolgten mittels Push-Out-Tests, die in ähnlicher Weise wie in Abschnitt 10 des Eurocode 4 /5/ gefertigt und getestet wurden. Die einzelnen Konstruktionszeichnungen der Tests wurden dem Anhang A beigefügt. Jeder Scherversuch wurde mit zwei Betondübeln pro Betonblock mit einem Mittenabstand von 300 mm versehen. Eine Ausnahme hiervon war der Versuch ED7-H1 mit einer kontinuierlichen Schnittführung. Die Anordnung der Betonplattenbewehrung (Betonstahl S 500) blieb für alle Versuche konstant. Je nach Versuchskörper wurde eine Netzbewehrung mit Bewehrungsstäben zwischen \varnothing 10 mm und \varnothing 14 mm angeordnet. Vor dem Einbetonieren eines Blechs (S 355 J2G3) mit den Betondübelausparungen wurde an dessen Stirnseite ein 4 cm hoher Styrodurblock eingesetzt, um später die Lastabtragung allein durch die Verbundmittel sicher zu stellen. Der Block wurde zu Versuchsbeginn entfernt und das Blech beteiligt sich so nicht zusätzlich durch Abstützen mit seinem Ende auf den Beton an der Lastabtragung. Um ein Aufreißen der Versuchskörper, das so genannte Splitting, zu verhindern, wurden unterhalb des Styrodurs in jedem Betongurt drei Bügel \varnothing 16 mm angeordnet. Zur Reduzierung der Haftreibung zwischen Betonplatte und Stahlträger wurde die Stahlleiste vor dem Betonieren mit Schalöl bestrichen. Zur realitätsnahen Herstellung wurden die Betonplatten der Push-Out-Körper analog zu einem Betongurt eines Verbundträgers in horizontaler Lage betoniert. Die Betonmischungen basierten annähernd auf der Regelsieblinie A₁₆.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

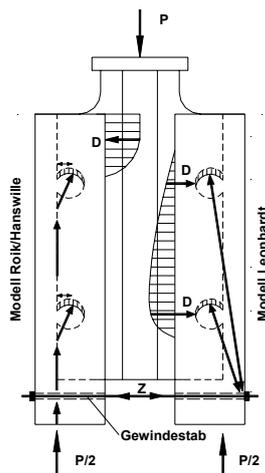


Bild 5.116: Tragmodelle für einen Push-Out-Versuch [2].

Im unteren Bereich der Prüfkörper wurden Gewindestäbe in die Betonplatten eingebracht und handfest angezogen (Bild 5.116). Durch diese Verbindung der beiden Platten wurde eine resultierende horizontale Kraft kurzgeschlossen und damit planmäßige Längszugspannungen in den Dübeln vermieden. Das Modell von Leonhardt ging dabei von Druckstreben aus, die vom Zugpunkt direkt in den Schwerpunkt des Dübels führen. Durch die Verteilung der horizontalen Druckkomponenten ergibt sich im oberen Dübelbereich eine erheblich geringere Anpresskraft als nach dem Tragmodell von Roik / Hanswille. Dieses stellt als Gegenreaktion zur Zugkraft in der Zugverankerung des unteren Versuchskörperbereichs eine resultierende Druckkraft am oberen Rand der Gurtplatten auf. Der Einbau der Probekörper in die Prüfmaschine (Bild 5.117) erfolgte auf ein Mörtelbett, um während des Versuchs eine gleichmäßige Auflagerung zu gewährleisten. Der Prüfkörper stand auf einer stählernen Lasteinleitungsstruktur und diese auf einem servohydraulischen Zylinder (unten liegend), der den Testkörper mit seinem Stempel nach oben gegen ein Querhaupt drückte. Mit diesem relativ einfachen Aufbau wurden die Versuche für den Druckschwellbereich bewerkstelligt. Der Versuchsaufbau zum Testen einer Wechselbeanspruchung, im Bild 5.118 dargestellt, bedurfte dagegen noch einiger Modifikationen. Es musste gewährleistet werden, dass beim Einfahren des Zylinders der Stahlstempel am Querhaupt gehalten wurde. Dazu wurde ein geschweißtes U-Profil mit Steifen und einer Bohrung für Gewindestäbe im Flansch an das Querhaupt geschraubt. Gewindestangen verbanden dieses U-Profil mit einem geschweißten Rechteck-Profil unterhalb des Stahlstempels zwischen den Betonseiten. Dadurch war der Stahlstempel am Querhaupt arretiert. Damit der Zylinder eine Last beim Absenken innerhalb des Prüfkörpers erzeugen konnte, mussten die Betonplatten noch mit der unteren Lasteinleitungsstruktur am Zylinder verbunden werden. Dies geschah nach demselben Prinzip. Die Betonseiten wurden mit Gewindestangen mit der Lasteinleitungsstruktur, die an den Zylinderkopf angeschraubt war, verbunden. Die Gewindestangen wurden hier jeweils zwischen zwei nebeneinander liegenden U-Profilen geführt.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

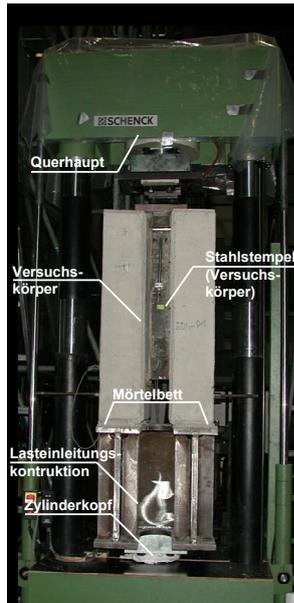


Bild 5.117: Versuchsstand (Druckschwell-Belastung)

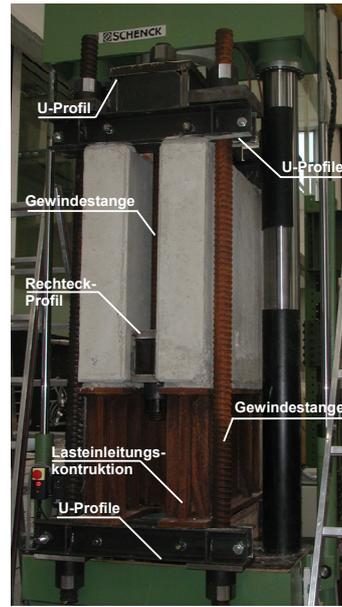


Bild 5.118: a) Push-Out-Körper im Versuchsstand für zyklische Wechselbeanspruchung; b) Details oben; c) Details unten.

Für die Push-Out-Versuche gliederte sich der Versuchsablauf in drei wesentliche Phasen (Bild 5.119). Im ersten Abschnitt, der Erstbelastung, wurde stufenweise die Kraft auf Unter-, Mittel- und Oberlast erhöht. Dabei wurden auf diskreten Lastniveaus Haltepunkte so lange eingelegt, bis kein signifikanter Schlupffortschritt mehr zu verzeichnen war. Nach dem Haltepunkt bei Erreichen der Oberlast wurden die Versuche bis zur Mittellast oder wieder vollständig entlastet.

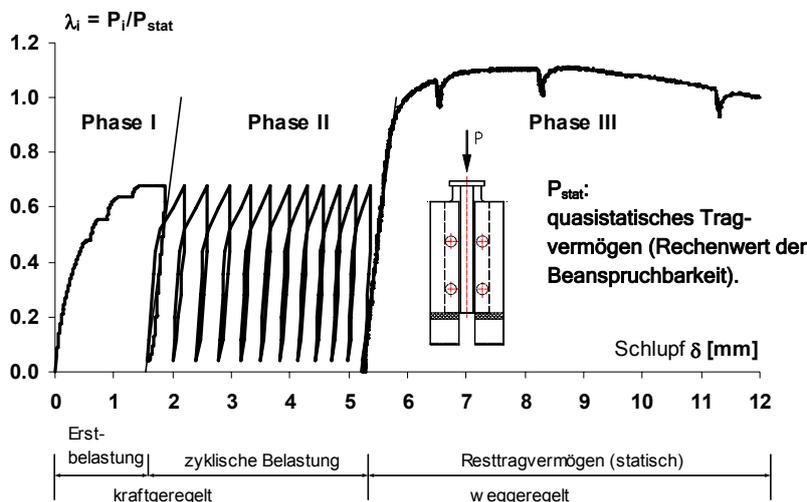


Bild 5.119: Ablauf der Ermüdungsversuche.



Bild 5.120: Überprüfung des Resttragvermögens.

In der zweiten Phase erfolgte dann der eigentliche Ermüdungsversuch. Hierzu wurden mit der entsprechenden Amplitudeneinstellung ausgehend von der Mittellast die angestrebten Ober- und Unterlasten angefahren. Die Versuche wurden dann mit mindestens fünf Millionen Lastspielen beaufschlagt. Hatte der Prüfkörper die Phase zwei unbeschadet durchlaufen, wurde abschließend eine weggeregelt Überprüfung des statischen Resttragvermögens

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

durchgeführt. Hierzu wurde der Push-Out-Körper in eine hydraulische Prüfmaschine mit einer oberen Lastgrenze von 10 MN auf einem Sandbett eingestellt (Bild 5.120).

5.2.3.2 Messprogramm

Die Anordnung und die Art der Messeinrichtung wurden in Anlehnung an die quasistatischen Versuche angebracht (Bild 5.121) und erweitert. Mit den induktiven Wegaufnehmern S1 oben und S2 oben wurde die Relativbewegung zwischen Stahl und Beton in Belastungsrichtung, der so genannte Schlupf δ , aufgezeichnet. Die induktiven Wegaufnehmer A1 und A2 maßen die Abhebung Δ , ebenfalls eine Relativbewegungen zwischen Stahl und Beton, allerdings senkrecht zur Belastungsrichtung. Zur Überprüfung der Annahme eines gleichmäßigen Schlupfes an den Dübeln wurden an ausgewählten Versuchskörpern zusätzlich an den unteren Dübeln die Messeinheiten „S1 unten“ und „S2 unten“ angebracht. Die Versuchsphase II mit der zyklischen Belastung wurde in regelmäßigen Intervallen für die Aufzeichnung quasistatischer Hysteresen unterbrochen. Die Messgenauigkeit der Wegaufnehmer mit der Bezeichnung S betrug 0,4 mm, die mit der Bezeichnung A 0,16 mm.

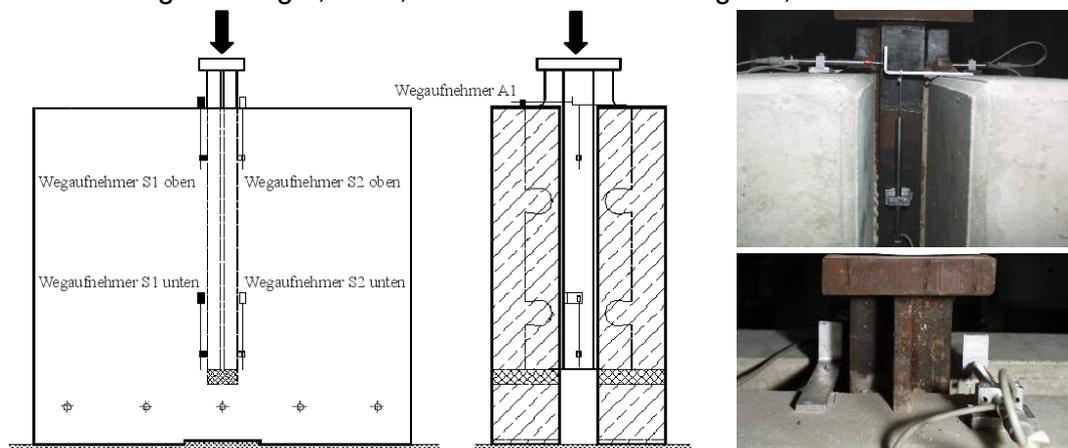


Bild 5.121: Anordnung und Bezeichnung der Messeinrichtungen /2/.

Erste Versuche hatten gezeigt, dass ein Baustahlversagen im Aussparungsgrund für die Bonddübel auftreten kann. Aus diesem Grund wurden die Versuche ED1-P10, ED3-K1a/K7/K8/K9 und ED5-K4a unmittelbar neben den Aussparungen am Stahlsteg zusätzlich mit DMS ausgestattet. Die Lage der DMS wurde im Bereich der lokalisierten Anrisse gewählt und befand sich in der Verlängerung einer gedachten Geraden unter 45° vom Mittelpunkt der Aussparung zum Blechrand (Bild 5.122 & Bild 5.123).

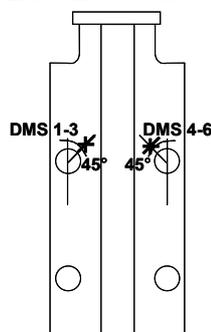


Bild 5.122: Prinzipielle Lage der DMS.

Bild 5.123: DMS an der Aussparung von ED1-P10.

Da angenommen wurde, dass der Schlupffortschritt auf eine örtliche Gefügeveränderung unmittelbar um die Blechaussparung zurückzuführen war, wurde angestrebt, diese Veränderung ebenfalls messtechnisch zu erfassen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

In dem Bericht von 1989 /22/ wurde prognostiziert, dass eine fortschreitende Schädigung des Betondruckbereiches zukünftig mit in der Entwicklung befindlichen Ultraschallgeräten möglich sein wird. Eine Messung mit dem Ultraschallgerät USM 23 LF der Firma Krautkramer lieferte jedoch keine derartige Information.

Erfolgversprechender schien eine zerstörungsfreie Untersuchung mittels Computertomographie. Hier lag die Schwierigkeit jedoch in der Auswertung der optischen Resultate. Die Veränderungen im Betongefüge aufgrund einer zyklischen Belastung am Versuchskörper ED3-K2 waren nicht so gravierend, dass sie deutlich wurden. Dies belegte die später durchgeführte Freilegung des untersuchten Betondübels. Aufnahmen im Längsschnitt waren aufgrund der zu durchleuchtenden Dicken nicht brauchbar (Bild 5.124). Die Ergebnisse im Querschnitt (Bild 5.125) zeigten jedoch, dass diese Methode zur Feststellung von massiven Zerstörungen zukunftssträftig ist.

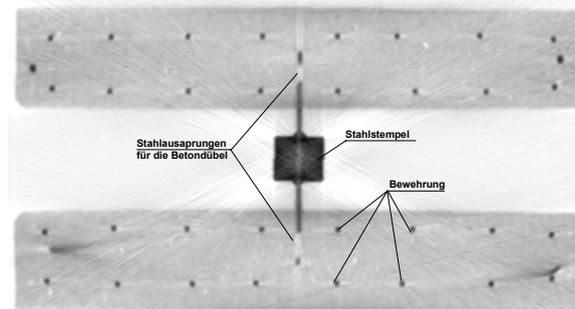
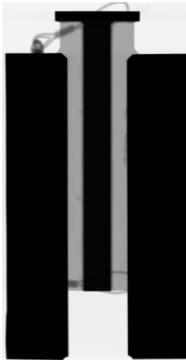


Bild 5.124: CT-Längsschnitt. Bild 5.125: CT-Querschnitt am Versuchskörper ED3-K2.

5.2.4 Versuchsergebnisse

5.2.4.1 Erstbelastung bis zum Oberlastniveau

Wie bereits zuvor angedeutet, wurden zu Beginn eines Versuchs alle Push-Out-Körper kraftgeregelt bis zum Oberlastniveau des ersten Lastkollektivs statisch vorbelastet. Die Laststeigerung erfolgte kraftgeregelt im Bereich von ca. 1 kN/s. Auf definierten Laststufen wurde die Last während dieser ersten Beanspruchung für eine Dauer von 10 bis 15 Minuten konstant gehalten, bis kein signifikanter Schlupffortschritt mehr erkennbar war. Für die Scherversuche der Serie ED1 und ED2 mit meist hohen Oberlasten im Bereich von ca. 80 % \pm 10 % der mittleren theoretischen Traglast, waren an den Haltepunkten Plateaus in den Last-Verchiebungskurven erkennbar. Die Oberlasten der Versuche ED1-P10 und ED1-K6 betragen 77 % bzw. 28 %. Die Kraft P in den Diagrammen war jeweils auf einen Dübel bezogen. Für die Serien ED1 und ED2 (Bilder Bild 5.126 bis Bild 5.129) konnte im Allgemeinen zu Belastungsbeginn eine gute Übereinstimmung des Last-Verformungs-Verhaltens für Tests mit ähnlichen Fertigungs- und Belastungsparametern festgestellt werden. Die Streuung nahm erst mit dem Fortschreiten der Last zu. Ausnahmen der Serie ED1 waren die Versuche ED1-P1 und ED1-P10. Eine Erklärung für die abweichende Verformungseigenschaft von P1 ergab sich aus der zyklischen Vorbelastung dieses Versuchskörpers von $6 \cdot 10^5$ Lastwechseln mit vermeintlich geringen Verschiebungen aufgrund eines verhältnismäßig geringen Oberlastniveaus. Der Belastungspfad zeigte hier eher die Charakteristik eines Entlastungspfades. Die Entlastung selbst folgte wieder dem typischen Verlauf, aber der bleibende Schlupf bei vollständiger Entlastung war wesentlich geringer. Da die Erstbelastung von P10 aufgrund der Messtechnik nicht aufgezeichnet wurde, wurde die Zweitbelastungskurve dargestellt. Hieraus resultierte der Startwert der Verformung und der spezifische Belastungspfad bis 175 kN. Die

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Serie ED1-K mit offenen Betondübeln zeigte eine wesentlich bessere Übereinstimmung der Last-Verformungs-Kurven als die Serie ED1-P mit geschlossenen Betondübeln.

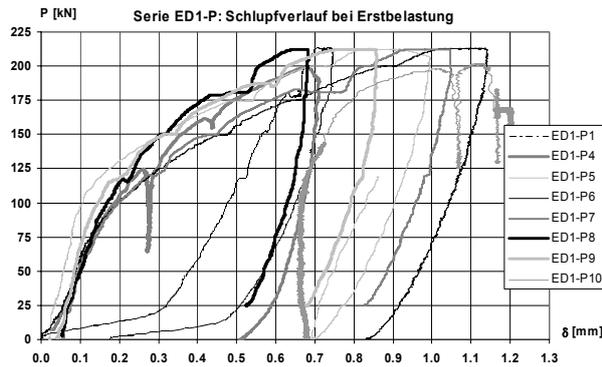


Bild 5.126: Last-Verformungsverhalten der Serie ED1-P.

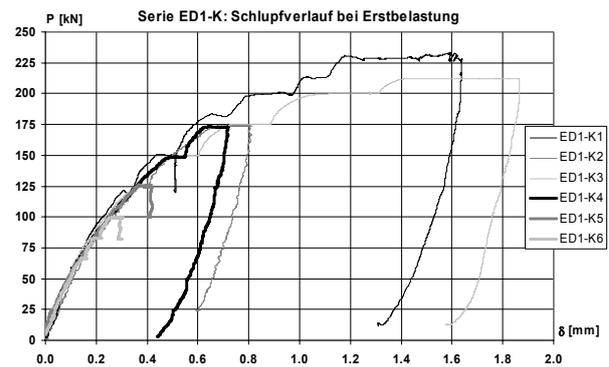


Bild 5.127: Last-Verformungsverhalten der Serie ED1-K.

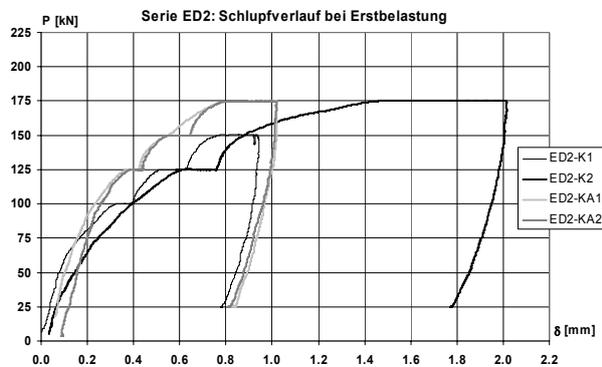


Bild 5.128: Last-Verformungsverhalten der Serie ED2-K & KA.

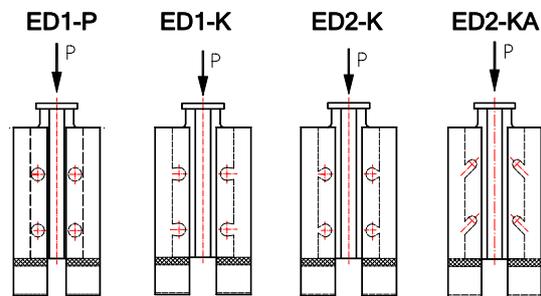


Bild 5.129: Querschnitte schematisch ED1 und ED2.

Die Serie ED3-K wies bei Erstbelastung ebenfalls eine gute Übereinstimmung auf, wenn die Aussparungsform und die Betongüte mit in Betracht gezogen wurden. Gleiche Parameter waren für ED3-K1 bis K3, K1a und K9, K4 bis K6 und K7 mit K8 gegeben, für die sich entsprechend ähnliche Erstbelastungskurven ergaben. Tendenziell zeichnete sich mit einer höheren Betongüte auch ein steiferes Verformungsverhalten ab. Der Streubereich für Serie ED4 in Bild 5.131 konnte mit ED4-P1 und ED4-P4 sehr gut abgeschätzt werden, denn diese beiden Versuche wiesen identische Fertigungsparameter auf. Für die Serie ED5 lies die Variation der Parameter kaum eine Gesetzmäßigkeit zu. Die Versuche lagen alle innerhalb eines Streubereichs. Lediglich ED5-K6 mit einer höheren Betongüte lies ein steiferes Verhalten erahnen. Selbst eine geschlossene oder offene Aussparungsform spielte für die Dübelkennlinie der Erstbelastung nur eine untergeordnete Rolle, wie der Vergleich der beiden Serien ED5-K und ED4-P in Bild 5.131 zeigte. Belegt wurde diese These bei dem Vergleich der Versuche ED6-K1 und ED4-P3 in Bild 5.132. Die Dübelkennlinien waren nahezu kongruent trotz einer 150 mm offenen bzw. einer 100 mm geschlossenen Dübelform.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

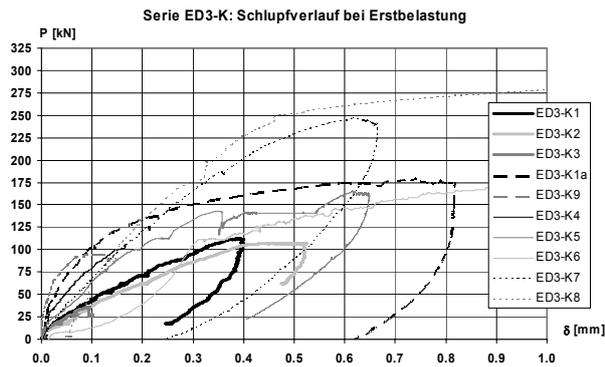


Bild 5.130: Last-Verformungsverhalten der Serie ED3-K.

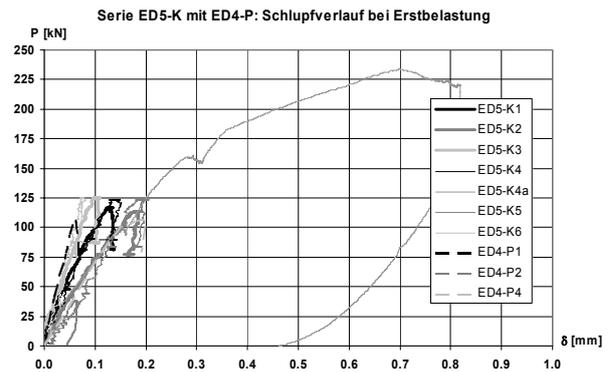


Bild 5.131: Last-Verformungsverhalten der Serie ED5-K mit ED4-P1/P2/P4.

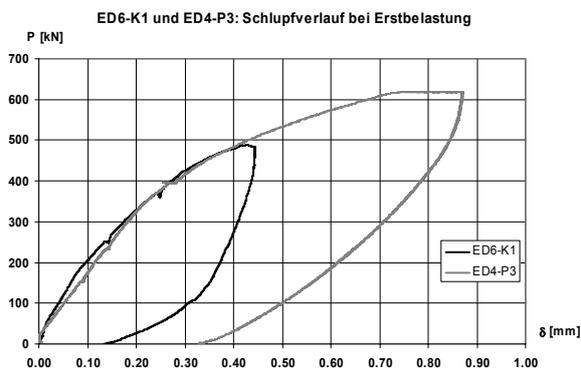


Bild 5.132: Last-Verformungsverhalten von ED6-K1 und ED4-P3.

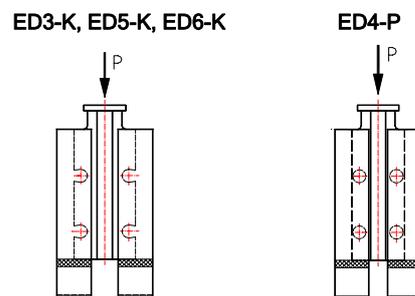


Bild 5.133: Querschnitte schematisch.

5.2.4.2 Ermüdungsversuche

5.2.4.2.1 Versuchsserie ED1

Die Fertigungs- und Belastungsparameter für die Serie ED1 wurden weitestgehend konstant gehalten. Fixierte Größen waren die Ausnehmungsbreite (70 mm) für die Betondübel, die Betonplattendicke (180 mm), die Stegdicke des Aussparungsblechs mit $t_w = 10$ mm und die Betonüberdeckung am Dübelfuß von 20 mm. Eine Ausnahme hiervon war ED1-K6 mit 40 mm Betonüberdeckung am Dübelfuß. Für die Tests mit der geringen Betonüberdeckung von 20 mm wurde das Ausstanzkriterium nach der theoretischen Berechnung maßgebend. Innerhalb dieser Serie wurde zwischen geschlossenen Betondübel (ED1-P) und offenen Betondübeln (ED1-K) unterschieden. Die Serie ED1-P wies durchweg eine Dübelbewehrung von $\varnothing 10$ mm auf, die Tests ED1-K wurden mit einer Dübelbewehrung von $\varnothing 12$ mm hergestellt. Mit dieser Gleichförmigkeit sollten Erkenntnisse über mögliche streuende Parameter und deren Größenordnung gewonnen werden.

Der Test ED1-P10 wurde im Zusammenhang mit der Serie ED4 vergleichend ausgewertet. Die Oberlasten der Versuche ED1-P1 bis P9 betragen zwischen 85 % und 95 % der mittleren theoretischen quasistatischen Bruchlast. Die Belastung der Testkörper erfolgte bis auf ED1-P1 mit einem Einstufenkollektiv. Für ED1-P1 wurde nach jeweils $2 \cdot 10^6$ bis $2,5 \cdot 10^6$ Zyklen die Unterlast abgesenkt, so dass die Lastamplitude allmählich vergrößert wurde. Zusammenfassend kam es zu folgenden Ergebnissen: Für den Versuchskörper mit sukzessiv reduzierter Unterlast konnte festgestellt werden, dass mit der Vergrößerung der Lastamplitude die Ver-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

formungen bis annähernd 10.000 Lastwechseln (LW) nahezu konstant blieb, und erst danach allmählich wieder anstiegen. Der Versuch ertrug insgesamt $7,2 \cdot 10^6$ Lastspiele ohne Bruch. Die Versuchskörper P5 bis P9 wurden mit einem identischen Lastkollektiv beaufschlagt. Hier konnte trotz fertigungstechnischer Übereinstimmung eine Streuung des Anfangsschlupfes von 0,7 mm bis 1,2 mm und des Endschlupfes von 2,7 mm bis 4,2 mm registriert werden. Bei keinem dieser Versuche konnte nach Beendigung der Tests bei $2 \cdot 10^6$ bis $2,5 \cdot 10^6$ Lastzyklen ein Anzeichen eines Versagens festgestellt werden. Lediglich der Versuch P9 deutete an einem Dübel einen kleinen lokalen Ausbruch an, der aber keine Einschränkung der Ermüdungsfestigkeit im weiteren Versuchsverlauf erkennen ließ.

Die Versuchskörper K1 und K2 der K-Reihe der Serie ED1 wurden mit einem Einstufenkollektiv beaufschlagt. Der Versuchskörper K2 ertrug mit einer Oberlast von 67 % des mittleren theoretischen Tragvermögens ($\lambda_0 = 0,67$), $5,1 \cdot 10^6$ Lastspiele ohne erkennbaren Schaden. Der Test K1 mit einer Oberlast von $\lambda_0 = 0,91$ wies nach 8.230 LW die Versagensmerkmale des Ausstanzkriteriums auf. Die Versuche K3 bis K5 wurden mehrstufigen Lastkollektiven unterzogen. Aufgrund eines fehlerhaften Einbaus deutete sich für K3 bereits zu Beginn des Versuchs bei 275 LW mit $\lambda_0 = 0,92$ ein lokaler Ausbruch an der Gurtinnenseite an einem Dübel an. Mit einer Reduzierung der Oberlast auf $\lambda_0 = 0,48$ und dem allmählichen Anheben bis $\lambda_0 = 0,67$ kam es schließlich bei insgesamt $2,4 \cdot 10^6$ LW zum Bruch. Die Versuchskörper K4 und K5 waren mit zusätzlichen Zugstangen im oberen Bereich der Versuchskörper ausgestattet. Dies ergab sich aus der Überlegung, dass bei Verbundträgern das Eigengewicht dem Abheben entgegen wirkt. Es stellte sich während des Versuchs heraus, dass die Abhebung in Richtung der Vorspannkraft, die das Eigengewicht simulierte, zunahm. Die Abhebungsentwicklung stellte sich, bei gleichzeitiger Reduzierung der Vorspannkraft, somit gegen die bisherigen Messungen in eine „negative“ Richtung ein. Für die Versuchskörper K4 und K5 waren die Lastkollektive a mit dem Verhältnis Oberlast/Unterlast von $\lambda_0 / \lambda_u = 0,67 / 0,1$ bzw. $\lambda_0 / \lambda_u = 0,48 / 0,29$ und b mit $\lambda_0 / \lambda_u = 0,86 / 0,1$ mit je $2,0 \cdot 10^6$ LW vorgesehen. Der Versuchskörper K4 durchlief diese Kombination ohne erkennbare Beeinträchtigungen, während der Test K5 bei 123.300 LW im Verlauf des Kollektivs b durch einen kleinen Ausstanzkörper im Bereich der unmittelbaren Umgebung eines Dübels ein Versagen ankündigte.

Zur Überprüfung und Erweiterung der Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen der Serie ED1 wurden zwei zusätzliche Versuchskörper ED1-P10 und ED1-K6 konzipiert. Der Versuch ED1-K6 hebte sich durch drei wesentliche Merkmale von den übrigen K-Versuchen dieser Serie ab. Eine Besonderheit ergab sich aus der Verdoppelung der Betonüberdeckung am Dübelfuß mit 40 mm statt bisher 20 mm. Damit wurde gleichzeitig - nicht wie für die anderen Versuchskörper dieser Serie das Ausstanzkriterium - das Abscherkriterium nach der theoretischen Bemessung maßgebend. Die Belastung für diesen Versuch wurde mit einer Oberlast bzw. Unterlast von $\lambda_0 / \lambda_u = 0,66 / 0,43$ auf ein realistisches Gebrauchslastniveau, wie zuvor erläutert, reduziert und hatte dadurch eine vergleichsweise erheblich niedrigere Lastamplitude. Die Schlupfentwicklung über die LW in Bild 5.134 wies folgende Charakteristika auf: Der Anfangsschlupf wurde aufgrund der niedrigen Oberlast bei Erstbelastung mit lediglich 0,3 mm registriert. Selbst die Schlupfentwicklung mit einem Endschlupf von 0,4 mm zeigte mit zunehmender Lastwechselzahl nur andeutungsweise eine zunehmende Tendenz in Anbetracht der Messgenauigkeit der Wegaufnehmer. Wurde K6 verglichen mit den ebenfalls einstufig belasteten Versuchen K1 mit der Begrenzung $\lambda_0 = 0,91$ und K2 mit $\lambda_0 = 0,67$, dann lies sich feststellen, dass trotz der unterschiedlichen Lastniveaus alle Kurven sehr gut mit einer potenziellen Funktion beschrieben werden konnten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

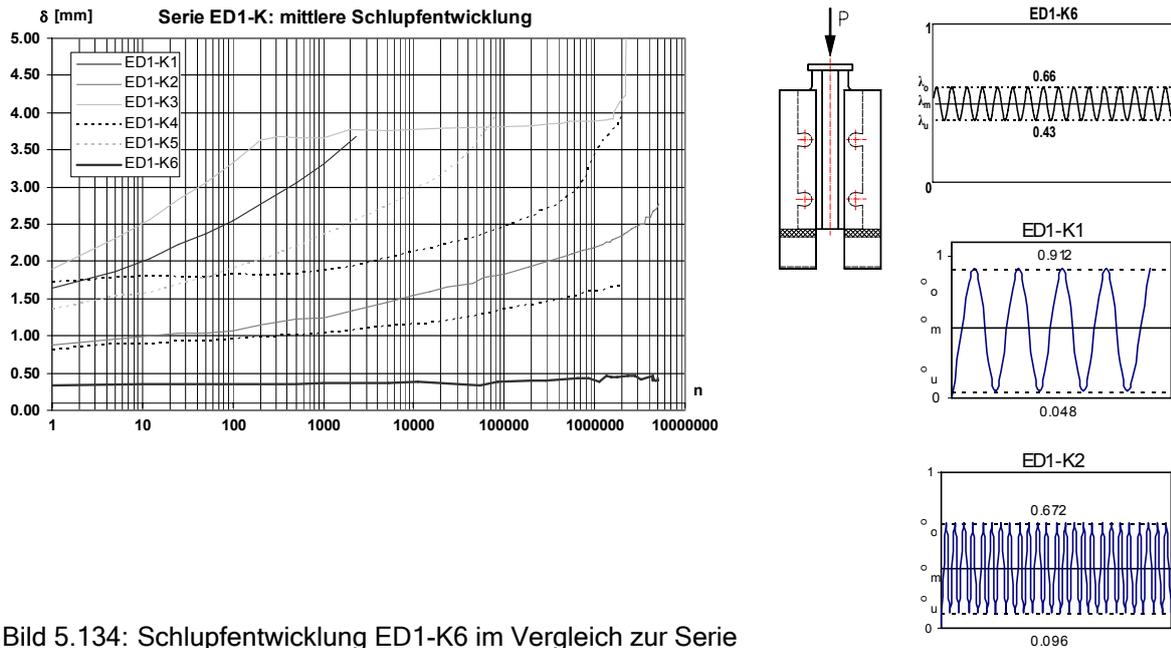


Bild 5.134: Schlupfentwicklung ED1-K6 im Vergleich zur Serie ED1-K.

5.2.4.2.2 Versuchsserie ED2

Die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale der Serien ED1 und ED2 lagen in der Betondruckfestigkeit, der Aussparungsform und der Betonüberdeckung am Dübelfuß mit $c_u = 25$ mm. Da die Dübelform bestimmend für den Einfluss der Hinterschneidung ist, kam der Fragestellung des Abhebeverhaltens von offenen Betondübeln unter nicht vorwiegend ruhender Belastung besonderer Bedeutung zu. Die erhöhte Betondeckung unter dem Dübelfuß hatte zur Folge, dass für die Teilsérie ED2-K das Abscherkriterium maßgebend wurde. Der Vergleich der beiden Serien ED1 und ED2-K gab damit auch Klärung, ob die Versagenskriterien „Ausstanzen“ und „Abscheren“ hinsichtlich der Ermüdung unterschiedliches Verhalten zeigten. Der Versuchskörper K1 wurde einem zweistufigen Lastkollektiv unterzogen: Dem ersten Kollektiv a mit $2,0 \cdot 10^6$ LW mit den Lastniveaus $\lambda_0 / \lambda_u = 0,67 / 0,11$ und dem zweiten Kollektiv b mit den Lastniveaus $\lambda_0 / \lambda_u = 0,8 / 0,11$. Für das Kollektiv a ergaben sich mit 1,0 mm Anfangsschlupf und ca. 2,5 mm Endschlupf vergleichsweise geringe Größen. Nach Beginn von Stufe b blieb der Schlupf zunächst konstant und erst nach ca. 200.000 LW ergab sich wieder eine geringfügige Zunahme auf 3,1 mm am Ende des zyklischen Versuchsabschnitts. Der Test K2 wurde mit einem einstufigen Lastkollektiv untersucht. Die Niveaus von $\lambda_0 / \lambda_u = 0,78 / 0,11$ entsprachen von Beginn an etwa den maximalen Amplituden von K1. Dementsprechend lag der Anfangsschlupf hier bereits bei 2 mm. Die signifikant höhere Schlupfentwicklung über die Lastwechselzahl, die bei $5,0 \cdot 10^6$ Lastzyklen eine Größe von 7,0 mm erreichte, deutete auch hier einen Reihfolgeeffekt an. Die Abhebemaße blieben ähnlich zu den geschlossenen Ausnehmungen auf einem äußerst geringen Niveau.

Der Serie ED2 gehörten zwei weitere Versuche KA1 und KA2 mit sägezahnförmigen Ausnehmungen an. Das zweistufige Lastkollektiv für den Versuchskörper KA1 setzte sich zusammen aus a mit $\lambda_0 / \lambda_u = 0,74 / 0,11$ und $2,0 \cdot 10^6$ Lastzyklen und b mit $\lambda_0 / \lambda_u = 0,84 / 0,11$ und $1,85 \cdot 10^6$ Lastzyklen. Das erste Lastkollektiv wies dabei ein ähnliches Verhalten zu dem Versuch ED2-K1 auf. Unter dem Folgekollektiv b mit größerer Beanspruchungsamplitude stellte sich zunächst wieder ein konstantes Verhalten des Schlupfes ein, bis nach ca. $1,3 \cdot 10^6$ Lastwechseln ein überproportionaler Schlupffortschritt zu verzeichnen war. Nach $1,85 \cdot 10^6$

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Lastzyklen konnte hier erstmals ein Riss im Stahlblech aufgrund einer Ermüdung festgestellt werden. Der Riss wurde sichtbar, nachdem er sich außerhalb des Betongurts ausgebreitet hatte. Der Versuch KA2 wurde einem vereinfachten Betriebslastkollektiv mit je 5 Lastwechseln bestehend aus $\lambda_0 / \lambda_u = 0,75 / 0,1$, $\lambda_0 / \lambda_u = 0,64 / 0,21$ und $\lambda_0 / \lambda_u = 0,53 / 0,31$ insgesamt $6,2 \cdot 10^6$ Lastspielen unterzogen. Die Mittellast blieb dabei konstant. Verglichen mit dem Lastkollektiv a des Referenzversuchs KA1, ergab sich nahezu ein deckungsgleicher Verlauf des zyklischen Verformungsverhaltens. Nach Beendigung des Versuchs waren keine Anzeichen eines bevorstehenden Versagens erkennbar. Bezogen auf die Referenz des Versuchs KA1 und die Erkenntnis eines oberlastabhängigen Schlupffortschritts, wurde hier ein additiver Berechnungsansatz im Sinne einer Schlupf-Akkumulation zur Ableitung des zyklischen Schlupfverhaltens in 5.2.5.2 vorgemerkt.

5.2.4.2.3 Versuchsserie ED3

Mit der Versuchsserie ED 3 wurden vor allem zwei Aspekte experimentell nachgeprüft. Zum einen wurde der Zusammenhang zwischen Push-Out-Tests, die zur lokalen Betrachtung der Dübel beitragen und den globalen Analysen mit den Trägern nachgeprüft zum anderen die Auswirkungen von Einflussparameter auf der Lastseite untersucht. Die Serie umfasste insgesamt 10 Versuchskörper mit den beiden Gruppen K70c und K70d (Tabelle 5.8). Bei einer Dübelbreite von 70 mm betragen die Öffnungen der Ausnehmungen 45 mm. K4 bis K6 hingegen wurden, gemäß den verwendeten Dübeln in den Trägern, mit einer 42 mm Öffnung gefertigt.

Zur Durchführung der Versuche war eine Festlegung auf einen Steuerungstyp erforderlich. Maschinentechnisch konnte eine weg- oder eine kraftgeregelte Steuerung realisiert werden. Der Betondübel sollte auf der Basis der momentanen Untersuchungen letztlich in Verbundträgern eingesetzt werden. Für die Anwendung einer Wegregelung sprach, dass ein Verbundträger ein innerlich statisch unbestimmtes System darstellt, wodurch die Belastung der Dübel indirekt über globale Verformungen erfolgt. Allerdings musste dann auch der exakte Verlauf der lokalen Verformungen an den Dübeln innerhalb dieses Tragsystems bekannt sein, und exakt als Belastungsgröße weggeregelt auf einen Push-Out-Versuch aufgebracht werden, um die Beanspruchung eines Betondübels innerhalb dieses globalen Systems realitätsnah zu simulieren (siehe ED3-K5). Der umgekehrte Fall, dass ein Push-Out-Test mit den vergleichbaren Schubkräften bzw. -kraftdifferenzen aus einem Trägerversuch kraftgeregelt beaufschlagt wurde, ergab nahezu deckungsgleiche lokale Verformungsgrößen für Träger und Push-Out-Körper (ED3-K4). Zur Durchführung von kleinmaßstäblichen Tests zur lokalen Simulation eines Verbundmittels in einem globalen Tragsystem musste daher bei einem weggeregelten Versuch die exakte lokale Verformungsgröße oder bei einem kraftgeregelten Versuch die exakte lokale Kraftgröße vorliegen. Für beide Größen war es gelungen, innerhalb der untersuchten Grenzen eine gute Approximation abzuleiten. Des Weiteren wurde gegen eine Kraftsteuerung damit argumentiert, dass die Lasten und Lastkollektive unbekannt sind, da durch das zyklische Materialverhalten in einem Trägersystem Kräfteumlagerungen auftreten, durch die das lokale Lastniveau in Wirklichkeit permanent beeinflusst und verändert würde. Jedoch hatten die Trägerversuche demonstriert, dass die Verformungen sich ebenfalls ständig änderten. Eine Wegregelung ist daher angebracht, für den seltenen Fall, dass der Schlupfverlauf eines im globalen System verwendeten Dübels bekannt ist. Dass die Kraftwerte für Dübel in einem Trägerversuch mit zunehmenden Schlupfwerten lediglich geringfügig um einen Wert schwanken, konnte zum einen durch die Auswertung der applizierten DMS an den Trägern als auch über die Schlupfentwicklung mit Hilfe des Versuchs ED3-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

K5 nachgewiesen werden. Der aus den DMS der Trägerversuche abgeleitete Normalkraftverlauf zeigte über die Lastwechsel keine relevanten Änderungen und damit keine relevanten Änderungen der übertragenen Schubkräfte (Kapitel 5.1). Aufgrund des handhabbaren Kraftverhaltens über die Lastwechsel innerhalb eines Trägers wurde die kraftgeregelte Variante favorisiert. Hinzu kam der Aspekt, dass ein Test mit einer Kraftregelung bei konstant gehaltener Größe eine über die Lastwechsel zunehmende Verformung aufwies. Wurde dagegen die Initialverformung, die sich exakt bei dieser Kraftgröße ergab, bei einem weggeregelten Versuch konstant als Belastung aufgegeben, nahm die Kraft mit den Lastwechseln ab (ED3-K4). Versagt bei der Kraftregelung der Versuch, dann liegt die ertragbare Lastzyklenzahl für die Wegregelung höher. Ein wichtiger Gesichtspunkt bei dieser Versuchsdurchführung war die Kontinuität der zyklischen Dübelkennlinie mit fortschreitender Lastwechselzahl, die durch die dübel-spezifische, konstante, zyklische Steifigkeit und die Unabhängigkeit des Resttragvermögens von der Lastwechselzahl gegeben war (5.2.5). Hätte sich das ultimate Limitstate über die LW geändert, dann wäre eine Wegregelung gerechtfertigt gewesen, da mit der Lastwechselzahl das Plastizitätsplateau absank und sich die Steifigkeitsverteilungen dadurch disproportional zueinander geändert hätten.

Die Gruppe K4 bis K6 innerhalb der Serie ED3 diente, wie zuvor bereits angedeutet, als Referenz zu den Trägerversuchen. Die Aussparungsform, die Dübelbewehrung, und die Betonplattendicken wurden im Vergleich zu den anderen Probekörpern der Serie ED3 daher entsprechend den Ausführungen der Träger leicht modifiziert. Die genauen Abmaße können Tabelle 5.8 entnommen werden. Um die theoretisch ermittelten Traglasten dieser Push-Out-Körper experimentell zu verifizieren, wurde ED3-K6 quasistatisch getestet. Die Last-Verformungscharakteristik dieses Kontrollversuchs entsprach den theoretischen Erwartungen. Die maximale Traglast aus dem Experiment mit 299 kN wich vom theoretischen Wert von 348 kN um 16 % ab. Die Erstbelastungspfade von ED3-K4 und K5 zeigten im Vergleich zu ED3-K6 beinahe kongruente Verläufe (Bild 5.136). Dies bestätigte, dass die Versuche nicht nur durch identische Fertigungsparameter vergleichbar waren. Durch die ähnlichen Charakteristiken unter Belastung konnte darüber hinaus davon ausgegangen werden, dass alle Proben als repräsentativ für diese Serie galten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

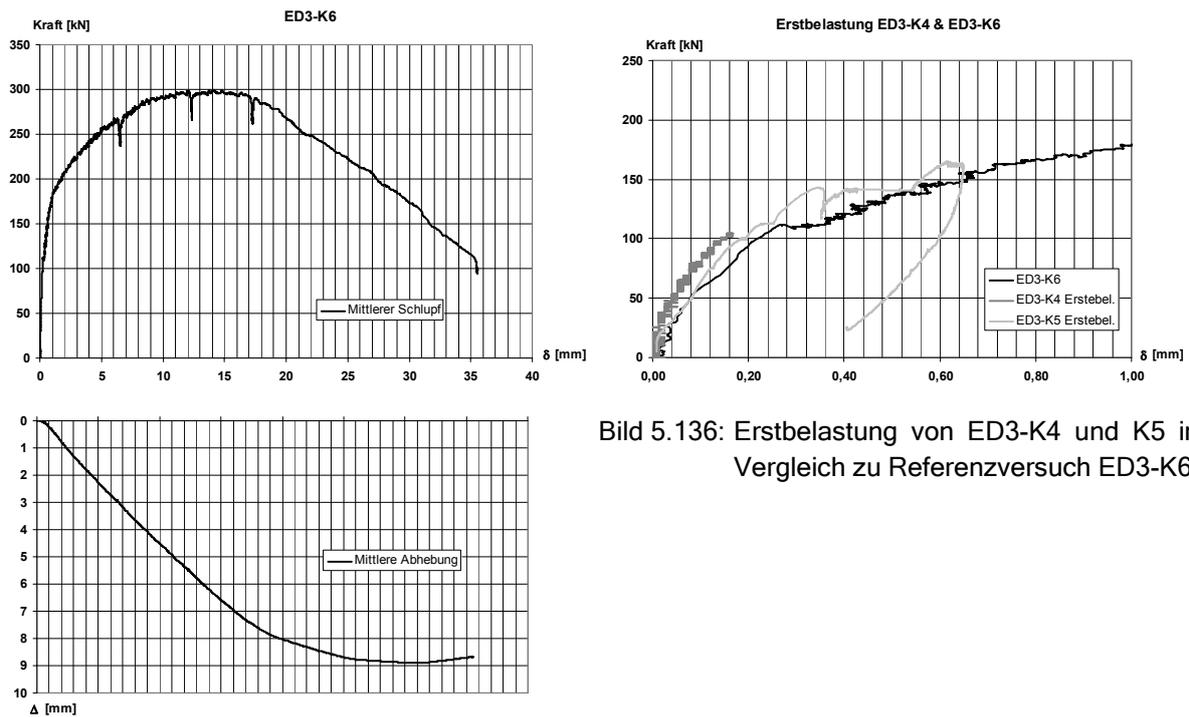


Bild 5.136: Erstbelastung von ED3-K4 und K5 im Vergleich zu Referenzversuch ED3-K6.

Bild 5.135: Versuchsergebnis von ED3-K6.

ED3-K4 und ED3-K5 dienen als Grundlage für die Entscheidungsfindung der generellen Versuchssteuerung für die weiteren experimentellen Untersuchungen mit Push-Out-Versuchen. Hierzu wurde der Versuch ED3-K5 entsprechend der deduktiven Vorgehensweise weggeregelt durchgeführt. D. h. eine aufgezeichnete Schlupfverformung an einem globalen System, hier die Messstelle S2 des Trägers ET2 in Bild 5.137, wurde akkurat für jedes Lastspiel individuell mittels Wegregelung als Schlupfbelastung am Push-Out-Versuch aufgebracht. Im Diagramm von Bild 5.138 war der Verlauf des zweiten Dübels von Trägeraußen-seite her betrachtet, der die maximalen Schlupfwerte innerhalb der Messgrößen lieferte, mit seinen oberen und unteren Grenzen separiert. Gleichzeitig war der nach der in Kapitel 5.2.5.2 hergeleiteten Kalkulationsmöglichkeit für den Schlupffortschritt berechnete Kurvenverlauf mit integriert, nach dem die Verformungsaufbringung durchgeführt wurde. Für den Push-Out-Versuch wurden zu diskreten unteren und oberen Schlupfwerten die entstandenen Kraftwerte aufgezeichnet. Die aufgezeichneten Kraftwerte aus dem Push-Out-Versuch lieferten dann nahezu die aus den DMS, appliziert an dem globalen System, kalkulierten übertragenen Schubkräfte mit Abweichungen um einen Mittelwert von maximal $\pm 20\%$. Hieraus konnte abgeleitet werden: Liegt der Schlupf über die Lastwechsel an einem Tragsystem mittels einer Messung oder Kalkulation (5.2.5.2) vor, dann kann mit diesem Schlupfverlauf bei individueller Wegregelung für jedes Lastspiel anhand eines Push-Out-Versuchs das lokale Verhalten eines Dübels innerhalb eines Trägers simuliert werden.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

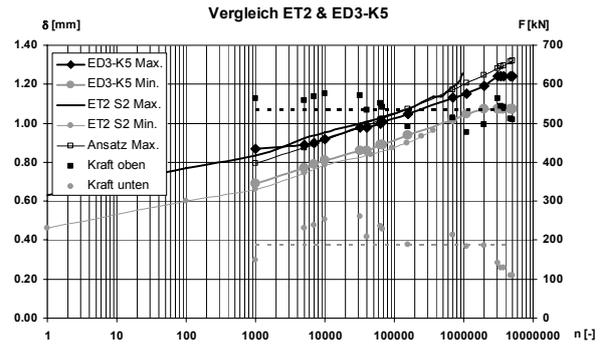
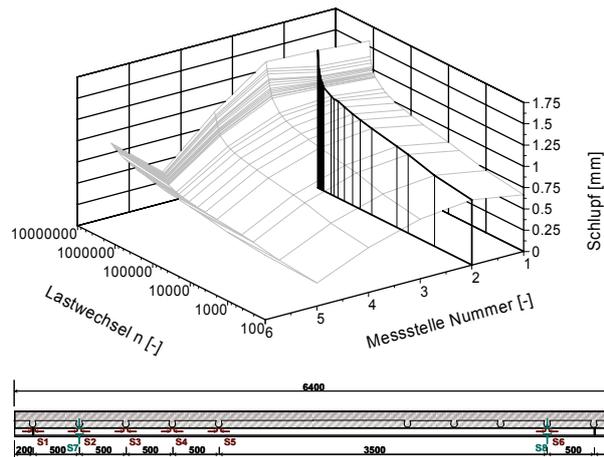


Bild 5.137: Schlupfentwicklung des Trägers ET2, speziell am zweiten Aussendübel S2.

Bild 5.138: Schlupfentwicklung der Messstelle S2 und des Push-Out-Tests ED3-K5.

Im Unterschied zum Träger, der bei 960.000 LW einen erkennbaren Ermüdungsriss im Stahlsteg aufwies, durchlief der Push-Out-Körper 5.100.000 LW ohne äußerlich oder messtechnisch ersichtlichen Schaden. Während des Trägerversuchs deutete sich der Schaden durch eine überproportionale Schlupfzunahme an. Das Ergebnis zeigte, dass in globalen Systemen weitere Effekte die Ermüdung beeinflussten. Die genaue Analyse am aufgesägtem Prüfkörper ED3-K5 lies auf eine Materialermüdung des Stahls schon während der zyklischen Versuchsphase schließen (Bild 5.139). Die Überprüfung der Resttagfähigkeit ergab aber trotz dieser Einschränkung nahezu den theoretisch ermittelten Wert ($P_{eu} = 345 \text{ kN}$; $P_{tu} = 348 \text{ kN}$).



Bild 5.139: Schadensbild ET3-K5.

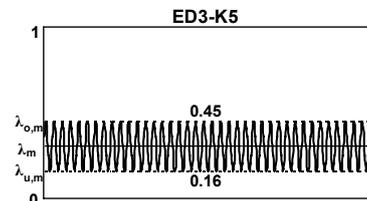


Bild 5.140: Resultierendes Lastniveau ED3-K5.

Der Prüfkörper ED3-K4 durchlief die in Tabelle 5.10 dargestellten Belastungsphasen. Die erste Versuchsphase mit den Kollektiven a bis e diente zur Feststellung der Oberlast bzw. Amplitude mit relevantem Schlupffortschritt. Die Mittellasten variierten von $0,27 \cdot P_{ts}$ bis $0,34 \cdot P_{ts}$ (Kollektiv a bis c). Die Amplitude blieb konstant bei 2 % von P_{ts} und wurde erst ab der Mittellast von $0,34 \cdot P_{ts}$ in zwei Stufen auf 8 % von P_{ts} gesteigert (Kollektiv d: ab 50.000 LW mit $0,34 \pm 0,04 \cdot P_{ts}$ und Kollektiv e: ab 100.000 LW bis 5 Mio. LW $0,34 \pm 0,08 \cdot P_{ts}$).

Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	f_{cm} [N/mm ²]	A_{sq1} [cm ²]	t_w [mm]	h_c [mm]	c_u [mm]	Bemerkung
ED3	K4		K 70c	49.8	0.79	8	140	30	Kraft geregelter Trägerreferenzversuch
	K5			49.8	0.79	8	140	30	Verformung geregelter Trägerreferenzversuch
	K6			49.8	0.79	8	140	30	Statischer Referenzversuch

Tabelle 5.9: Fertigungsparameter ED3-K4 bis K6.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

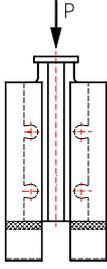
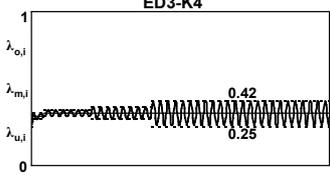
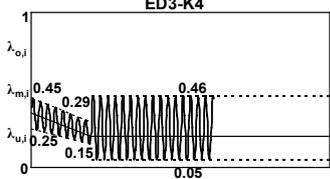
Nr.		Phase 1	Phase 2 und 3
K4			

Tabelle 5.10: Belastungsübersicht ED3-K4.

Die Ergebnisse der Schlupfaufzeichnungen lagen für die Kollektive a bis d außerhalb der Messtoleranzen. Die graphische Aufbereitung lässt mit jeder Erhöhung der Mittellast aber einen sprunghaften Anstieg des Schlupfes ableiten. Für jedes Kollektiv ergab sich qualitativ über die Lastwechsel eine Erhöhung der vertikalen Verformungen (Bild 5.141). Erst mit Kollektiv e konnte mit der zugrunde liegenden Messgenauigkeit eine annähernd potenzielle Ausbildung des Schlupfes über die Lastwechsel nachgewiesen werden (Bild 5.142).

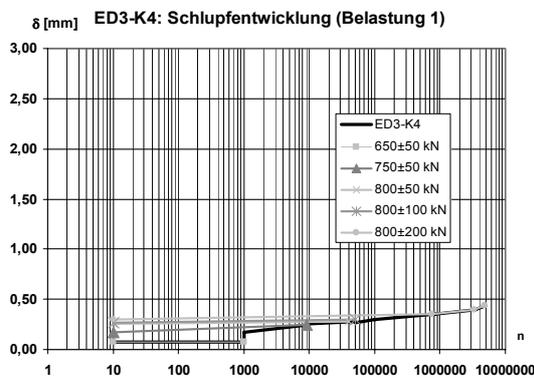


Bild 5.141: ED3-K4: Schlupfentwicklung der Belastungsphase 1.

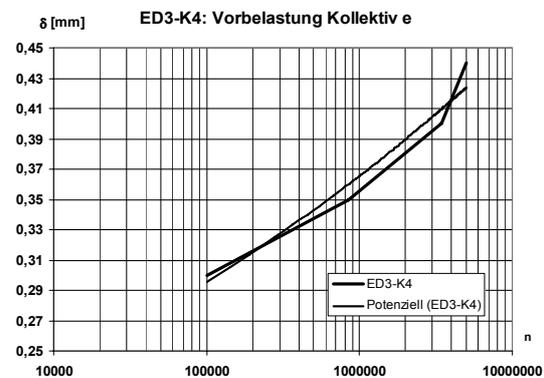


Bild 5.142: ED3-K5: Relevante, potenzielle Schlupfentwicklung.

In der zweiten Phase wurde belegt, dass sich bei konstantem Schlupf und bei relativ niedrigem Startwert der Belastung, bei dem sich ein Lastniveau von $35\% \pm 10\% \cdot P_{ts}$ ergab, ein deutlicher Lastabfall mit gleichzeitiger Amplitudenverringering bereits mit 2.700 Zyklen abzeichnete. D. h., hätte die Versuchsdurchführung generell mit konstant gehaltenem Schlupf stattgefunden, wäre im Versuchsverlauf die Beanspruchung des Dübels verringert worden und hätte damit Ergebnisse auf der unsicheren Seite liefern können. Nach diesen Vorbelastungen mit über $5 \cdot 10^6$ LW wurde mit der Belastungsphase drei der experimentelle Umkehrschluss bewiesen, dass aus dem Ergebnis des Versuchs ED3-K5 für den die aufgebrachte Schlupfentwicklung eines Betondübels im Träger am Push-Out-Versuch eine konstante Last lieferte, mit nahezu konstanten Lasten der Schlupfverlauf eines Trägers am Push-Out-Körper ED3-K4 simuliert werden kann. Um die Schlupfentwicklung des Trägers ET1 am zweiten Dübel vom Auflager her gesehen, an dem ein Schaden auftrat, kraftgeregelt nachzufahren, wurde die Oberlast bei ca. $0.46 \cdot P_{ts}$ und die Unterlast bei ca. $0,05 \cdot P_{ts}$ angelegt. Die Oberlast ergab sich aus der Schlupfmessung bei Erstbelastung am zweiten Außendübel der Träger ET1 und ET2. Der Schlupf lieferte mit der Dübelkennlinie SD9-R1 oder ED3-K6 einen Kraftwert, der auf die theoretische Dübeltragfähigkeit der Träger bezogen und als konstante Last aufgebracht wurde. Die Entwicklung des Schlupfes der beiden Versuchsarten Push-Out- und Trägerversuch ist in Bild 5.143 aufgetragen und zeigt einen sehr ähnlichen Verlauf. Die Ver-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

schiebung des Versagenszeitpunktes von 1 Mio. LW auf 700.000 LW lässt sich durch die Vorbelastung mit Phase 1 und 2 erklären. Der entstandene Ermüdungsriss ist in Bild 5.144 abgebildet.

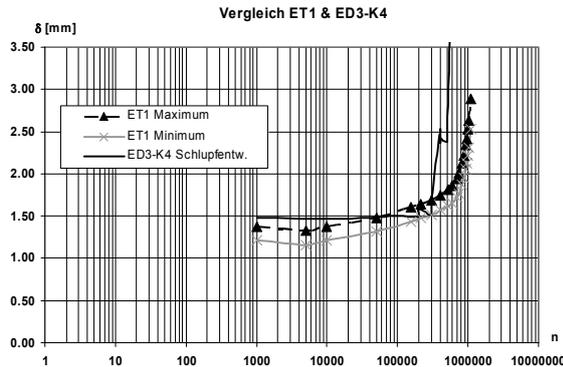


Bild 5.143: ED3-K4: Schlupfentwicklung der Belastungsphase 3.



Bild 5.144: ED3-K4: Schadensbild.

Der Versuch ED3-K1a wurde mit einem in fünf Blöcken abfallenden Kollektiv beaufschlagt. Die Unterlast wurde mit $\lambda_u = 0.12$ fixiert. Die erste aufgebrachte Oberlast betrug 70 % der theoretischen, mittleren, quasistatischen Bruchlast (P_{ts}). Es wurden $3 \cdot 10^6$ Zyklen durchlaufen, ehe die Last dann nach je $1 \cdot 10^6$ Lastwechsel auf $\lambda_{o2} = 0.58$, $\lambda_{o3} = 0.46$, $\lambda_{o4} = 0.34$ und $\lambda_{o5} = 0.23$ reduziert wurde (Tabelle 5.11). Der Test wies nach der zyklischen Lastphase und der Überprüfung der Resttragfähigkeit bei der Untersuchung am aufgesägtem Prüfkörper einen Anriss am Stahl auf.

Zur Vermeidung eines Stahlanrisses wurde für die Prüfkörper K1 bis K3 mit den gleichen Entwurfparametern die Oberlast reduziert. Denn hier sollten besonders Reihenfolgeeffekte auf die Schlupfentwicklung, bedingt durch die Lastaufbringung, experimentell nachgeprüft werden. Gleichzeitig konnte bei dieser Last experimentell eine Grenze für eine einfache Nachweisführung nachgeprüft werden. Die Versuchskörper wurden mit identischen Ober- und Unterlasten beaufschlagt. Die Unterlast blieb konstant bei $\lambda_u = 0.06$, die fünf Oberlaststufen mit $\lambda_{o1} = 0.12$, $\lambda_{o2} = 0.18$, $\lambda_{o3} = 0.24$, $\lambda_{o4} = 0.30$ und $\lambda_{o5} = 0.36$ wurden unterschiedlich angeordnet (Tabelle 5.11). Der Versuchskörper K1 wurde durch eine zufällige Reihenfolge der Oberlasten mit einem betriebslastähnlichen Kollektiv beaufschlagt. Jede Oberlaststufe wurde dabei exakt mit einer Millionen Zyklen berücksichtigt. Nach $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurde bis zum Ende des zyklischen Versuchs bei $7 \cdot 10^6$ Lastwechseln ein konstantes Oberlastniveau von 36 % $\cdot P_{ts}$ beibehalten. An dem Versuchskörper K2 wurde die Auswirkung eines abfallenden und an Versuchskörper ED3-K3 eines ansteigenden Mehrstufenkollektivs mit analoger Staffelung zu ED3-K2 analysiert. Auswirkungen einer Wechselbeanspruchung und daran anschließender Druckschwellbeanspruchungen wurden an dem Versuchskörper ED3-K9 erprobt. Das Lastkollektiv der Wechselbeanspruchung wurde dabei so gewählt, dass die Oberlast vergleichbar mit dem maximalen Beanspruchungsniveau von K1 bis K3 war, die Lastamplitude hingegen annähernd ED3-K1a entsprach. Nach ca. 25.000 LW wurden die Effekte dieser Vorbelastung bei einer Druckschwellbeanspruchung mit der gleicher Lastamplitude kontrolliert.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

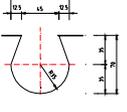
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	f_{cm} [N/mm ²]	A_{sq1} [cm ²]	t_w [mm]	h_c [mm]	c_u [mm]	Bemerkung
ED3	K1		K 70c	42.2	1.13	8	180	30	Betriebslast
	K2			42.2	1.13	8	180	30	Abfallende Lastamplitude
	K3			42.2	1.13	8	180	30	Ansteigende Lastamplitude
	K1a			29,5	1,13	8	180	30	Abfallende Lastamplitude
	K9			29,5	1,13	8	180	30	Wechselbeanspruchung

Bild 5.145: Fertigungsparameter ED3-K1(a) bis K3 und K9.

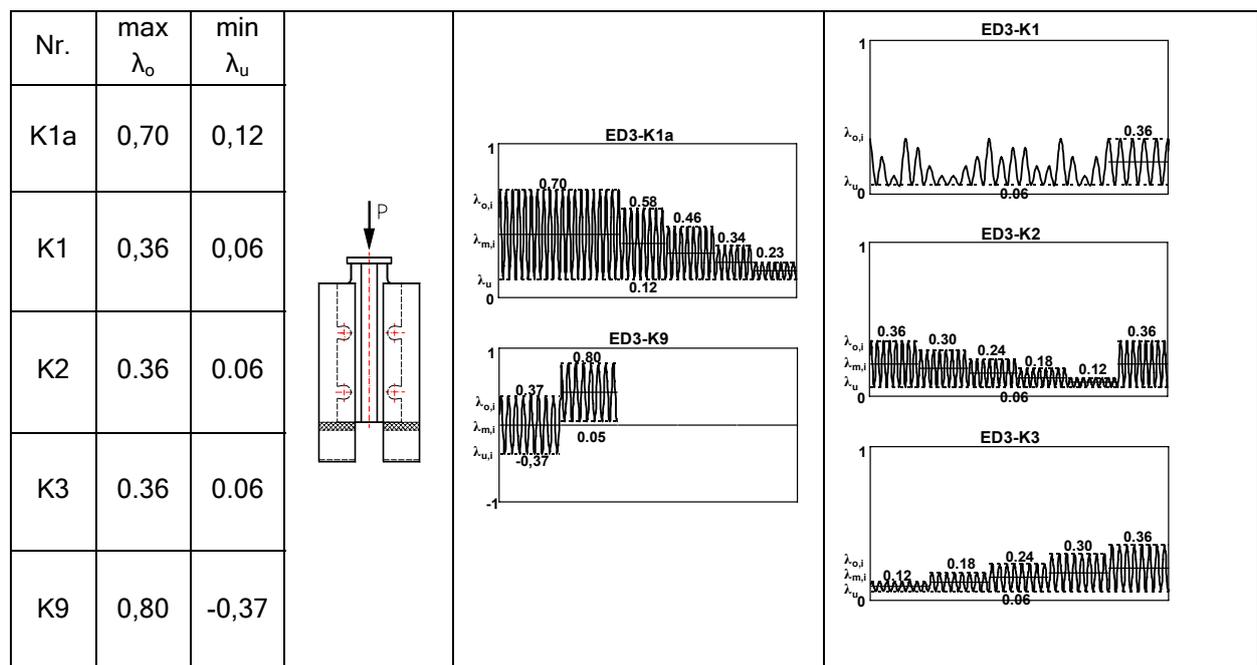


Tabelle 5.11: Belastungsübersicht ED3-K1(a) bis K3 und K9.

Während des zyklischen Versuches traten bei keinem der Versuchkörper der gesamten Serie ED3 sichtbare Risse auf. Erst nach der Überprüfung der Resttragfähigkeit und nach eingehender Untersuchung am aufgesägtem Probekörper wurden für ED3-K1a im Stegblech ca. 2 cm bis 5 cm lange Risse unter 45° von der Lastrichtung analog zu Bild 5.147 erfasst. An dem Versuchskörper ED3-K3 wurden die Betonplatten nach dem statischen Bruchversuch hydraulisch auseinander gepresst. Hier wurden ebenfalls Risse in den Stegblechen des Stahlprofils im Bereich der Ausnehmungen festgestellt (Bild 5.146 und Bild 5.147). Aussagen über den Zeitpunkt der Rissentstehung waren aber nur schwer möglich. Eventuell hatten sich schon während der zyklischen Beanspruchung erste Schwingungsrisse gebildet, da im Schlupfverlauf eine untypisch starke Schlupfzunahme festgestellt werden konnte (Bild 5.149). Die Abhebekennlinie stieg für ED3-K3 ebenfalls etwa bei der gleichen Lastspielzahl im logarithmischen Maßstab überproportional an (Bild 5.151). Dieses Verhalten wurde auch für die Versuche ED1-K1 und ED1-K3, bei denen während der zyklischen Belastung ein Betonversagen auftrat, beobachtet. Innerhalb der Gruppe ED3-K1 bis ED3-K3 mit gleichen Lastkollektiven unterschiedlicher Reihenfolge, bildete ED3-K3 eine Ausnahme.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften



Bild 5.146: Risse im Stegblech von ED3-K3.



Bild 5.147: Detail des Stegblechs ED3-K3.

Die Anfangsverformung und der Verlauf des Schlupfes des Testkörpers ED3-K1a lagen in vergleichbarer Größenordnung wie für den Versuch aus der Serie ED1-K2 mit vergleichbaren Fertigungsparametern und ähnlichem Oberlastniveau. Es konnte also davon ausgegangen werden, dass es sich nicht um einen Versuchsausreißer handelte und konnte daher als Bezugsgröße in der Serie ED3 herangezogen werden. So zeichnete sich für die Versuchskörper ED3-K1 und ED3-K2 keine nennenswerte Verformungsänderung ab (Bild 5.148 und Bild 5.149). Es waren für K1 und K2 in Anbetracht der Messgenauigkeit nur qualitative Aussagen über die Schlupfentwicklung möglich. Diese wurden anhand von Trendlinien (Bild 5.149) getroffen, die durch eine potenzielle Regression ermittelt wurden. Für die Versuchskörper K1 und K2 konnte eine ähnliche Steigung der Trendlinien festgestellt werden. Der Anfangsschlupf bewegte sich ebenfalls in der gleichen Größenordnung. Die Abhebemaße für diese beiden Versuchskörper wurden in Anbetracht der Messgenauigkeit als konstant gewertet. ED3-K9 hatte während der ersten 23.000 LW eine vergleichbare Lastamplitude wie ED3-K1a und ein vergleichbares Oberlastniveau wie ED3-K2. Die Auswertung für das erste Lastkollektiv erfolgte bis ca. 4.000 LW. Ab diesem Zeitpunkt war ein erneutes Nachspannen der Spannglieder erforderlich, so dass die Schlupfwerte hierdurch beeinflusst wurden. Die absoluten Werte des Schlupfes bei Druckbeanspruchung (Oberlast) im Verhältnis zu den Werten bei Zugbeanspruchung (Unterlast) entsprachen hier etwa 2:1. Der Anstieg der Verformungen der Schlupfdifferenzen für das erste Lastkollektiv von ED3-K9 zeigte etwa den Anstieg der Schlupfwerte bei maximaler Drucklast. Bei der Gegenüberstellung der Werte mit dem Versuch ED3-K2 war trotz gleichartiger Oberlast ein Vielfaches an Schlupfzuwachs zu verzeichnen. Die Lastamplitude des ersten Kollektivs betrug $0.74 \cdot P_{ts}$. Der Vergleich des Schlupfes mit ED3-K1a mit einer Lastamplitude von $0.58 \cdot P_{ts}$ wies eine höhere Steigerungsrate auf. Auch für das zweite Lastkollektiv war die Zunahme der Verformung für ED3-K9 wesentlich höher.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

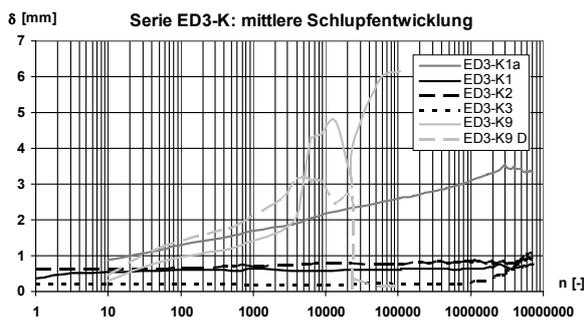


Bild 5.148: Versuchsdocumentation des Schlupfes ED3-K.

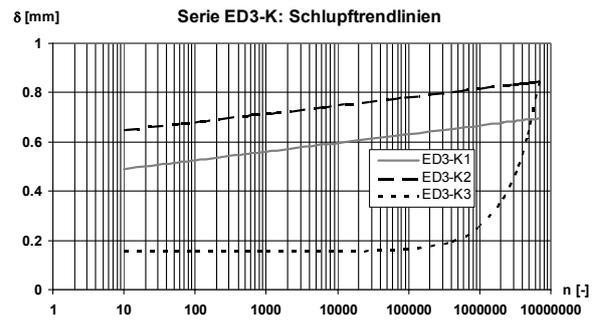


Bild 5.149: Versuchsdocumentation des Schlupfes ED3-K anhand von Trendlinien.

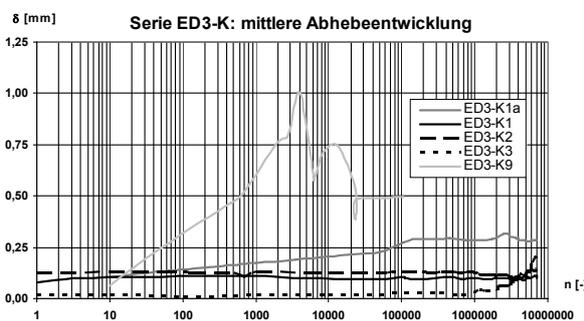


Bild 5.150: Versuchsdocumentation des Abhebens ED3-K.

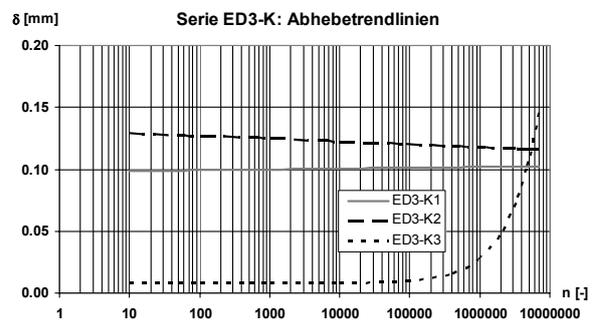


Bild 5.151: Versuchsdocumentation des Abhebens ED3-K anhand von Trendlinien.

Die Entwicklungen ausgesuchter Relativverschiebungen eines Lastblocks mit einer Mio. Lastwechseln für die Versuche K1 bis K3 sind in den Bildern Bild 5.152 bis Bild 5.157 dargestellt. Die Lastkollektive wurden ihrer Reihenfolge nach für den jeweiligen Versuchskörper mit Buchstaben von a bis f bezeichnet. Für den Versuchskörper ED3-K1 mit zufälligen Lastkollektiven aus a bis e wurden zum Vergleich ebenfalls Kollektivabschnitte mit je 1 Mio. Zyklen aufgetragen. Hier war selbst im logarithmischen Maßstab ein sehr steiler Anstieg innerhalb der ersten tausend Lastwechsel zu verzeichnen. Danach konnte ein leichter Anstieg im Lastkollektiv b zwischen 500.000 und 1 Mio. Lastwechsel festgestellt werden. Im weiteren Versuchsverlauf blieb der Schlupf dann nahezu konstant. Für das Abhebemaß hatte sich über die gesamte Versuchsdauer keine nennenswerte Veränderung ergeben. Der Schlupf für den Versuchskörper ED3-K2 entwickelte sich maßgeblich innerhalb der ersten 400.000 Lastwechsel. Durch die Folgekollektive mit geringeren Oberlastniveaus wurde keine Schlupfzunahme erkennbar. Erst das Lastkollektiv f mit den hohen Oberlasten des Lastkollektivs a bewirkte wieder einen leichten Schlupffortschritt. Gleiches galt für die Abhebemaße. Die Zunahme des Schlupfes und der Abhebung für den Versuchskörper ED3-K3 wurde erst mit Lastkollektiv b ab $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln ausschlaggebend. Der Schlupf nahm dann mit jedem Lastkollektiv sukzessiv zu, wobei mit jedem neuen Lastblock die potenzielle Steigung leicht abnahm.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

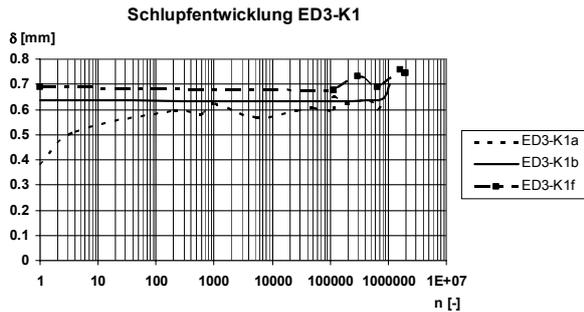


Bild 5.152: Entwicklung des Schlupfes für ED3-K1.

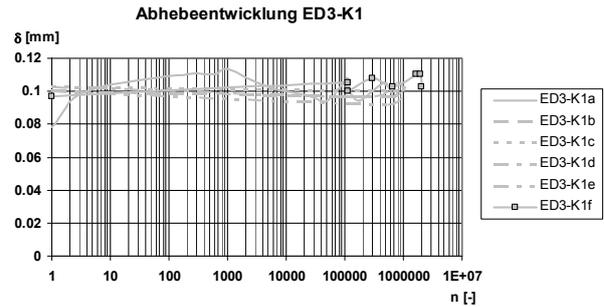


Bild 5.153: Entwicklung der Abhebung für ED3-K1.

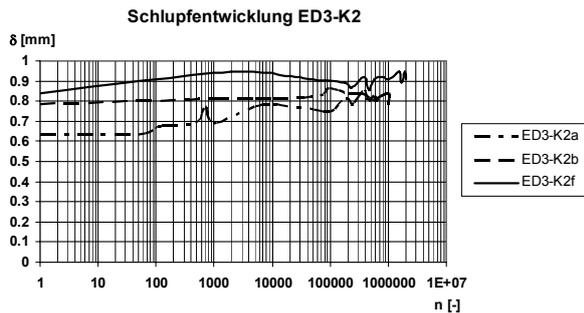


Bild 5.154: Entwicklung des Schlupfes für ED3-K2.

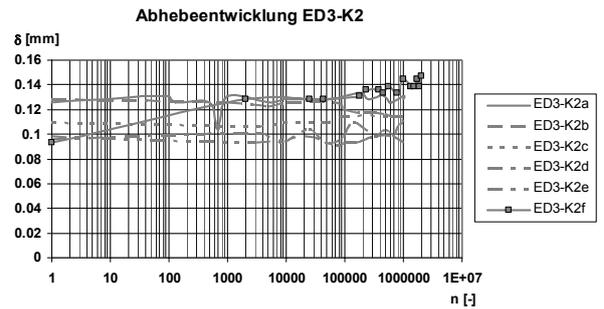


Bild 5.155: Entwicklung der Abhebung für ED3-K2.

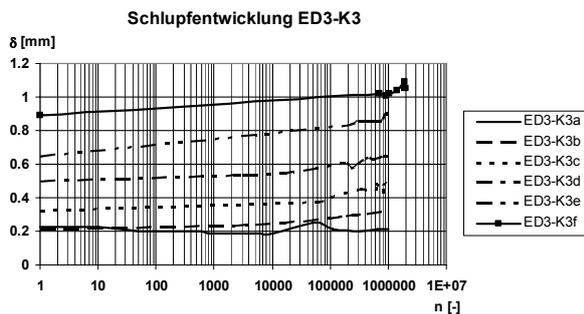


Bild 5.156: Entwicklung des Schlupfes für ED3-K3.

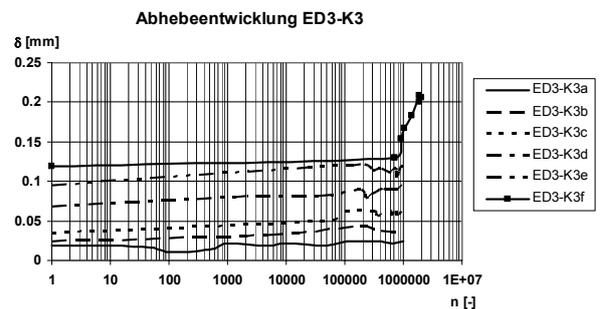


Bild 5.157: Entwicklung der Abhebung für ED3-K3.

Anhand der Versuche ED3-K1 bis ED3-K3 konnte ein Reihenfolgeeffekt nachgewiesen werden. Das Lastkollektiv für ED3-K3 mit zunehmender Lastamplitude und Oberlast zeigte für die einzelnen Lastblöcke je einen potenziellen Schlupfverlauf. Wurden die Verformungswerte im Gesamten betrachtet, ergab sich eine nahezu linear steigende Entwicklung der Schlupf- und Abhebewerte. Die Versuchskörper mit Betriebslast ähnlichen Kollektiven (ED3-K1) oder Lastkollektiven mit abnehmender Amplitude und Oberlast (ED3-K2) wiesen in der Gesamtbeurteilung eine potenzielle Verformungszunahme auf, d. h. für eine beliebige Lastfolge war im Hinblick auf eine Verformungsberechnung ein zusammengesetzter Ansatz mit anfänglicher potenzieller und anschließender linearer Entwicklung auf der sicheren Seite.

Die Versuche K7 und K8 dienten dazu, erste Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln mit hochfestem Beton zu erschließen. Begonnen wurde mit dem Test K8. Dieser wurde aus den vorab beschriebenen sicherheitstheoretischen Überlegungen heraus und aufgrund der Erfahrungswerte durch z. B. ED2-K2 zunächst mit einem Maximalwert von $0.82 \cdot P_{ts}$ belastet. Im Vergleich zu den bereits getesteten Proben ED3-K1a und ED2-K2, mit leicht abweichenden Parametern gemäß Tabelle 5.12, zeichnete sich für ED3-K8 mit 3 mm

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

nach Bild 5.158 eine signifikant höhere Initialverformung ab. Deshalb wurde nach 70 LW die projektierte Einwirkung auf $0.74 \cdot P_{ts}$ herabgesetzt. Der Schlupf verhielt sich anschließend bis ca. 40.000 LW relativ konstant, ehe ein Anstieg zu verzeichnen war. Nach 240.000 LW wurde bereits ein Schaden im Stahlsteg festgestellt. Aus diesem Grund wurde für ED3-K7 sowohl die Oberlast auf $0.66 \cdot P_{ts}$ als auch die Amplitude auf $0.33 \cdot P_{ts}$ reduziert. Der Anfangsschlupf korrespondierte zu dem von ED3-K1a mit vergleichbarer Oberlast. Der Schlupffortschritt war entweder aufgrund der geringeren Amplitude und/oder der höheren Betondruckfestigkeit gemäßiger. Der Versuchskörper durchlief nun ca. 2,8 Mio. LW, bevor sich ein Ermüdungsriss ausbildete, während die zum Vergleich herangezogenen Versuche ED2-K2 und ED3-K1a die angestrebten 5 Mio. LW trotz höherer Beanspruchung ohne erkennbaren Schaden erreicht hatten. Eine potenzielle Regression der Schlupfentwicklung von K8 ergab ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,96$.

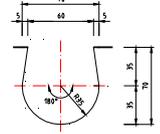
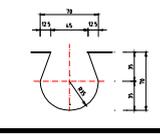
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	f_{cm} [N/mm ²]	A_{sq1} [cm ²]	t_w [mm]	h_c [mm]	c_u [mm]	Bemerkung
ED2	K2		K70a	31,7	1,13	10	180	20	Durchläufer
ED3	K1a		K70c	29,5		8		30	Riss nach Resttragtest
	K7-K8			65			Ermüdungsriss		

Tabelle 5.12: Übersicht der Fertigungsparameter ED2-K2, ED3-K1a, K7 & K8.

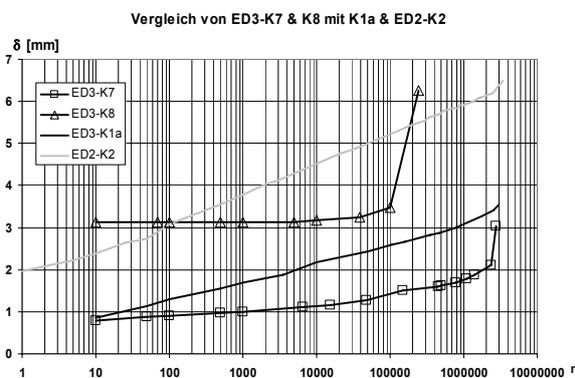


Bild 5.158: Gegenüberstellung der Schlupfentwicklungen.

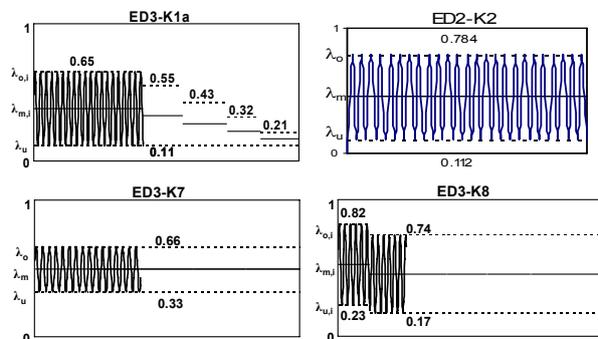


Bild 5.159: Belastungsübersichten ED3-K7, K8 und K1a, ED2-K2 bis max. 3 Mio. LW.

5.2.4.2.4 Versuchsserie ED4

Die Versuchsserie ED4 mit insgesamt vier Prüfkörpern diente zur Ergänzung der Untersuchungen von Betondübeln hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens mit geschlossenen Dübeln mittlerer Ausnehmungsbreiten von 70 mm (ED1-P). Das wesentliche Charakteristikum dieser Gruppe war die geschlossene Dübelnform mit größeren Durchmessern von 100 mm. Ein weiterer wichtiger Untersuchungsaspekt ergab sich aus der Betrachtung der Lastaufbringung. So wurden ED4-P1 und ED4-P2 mit unterschiedlichen Lastparametern beansprucht. Fertigungstechnisch waren die beiden Versuchskörper identisch. So konnten erstmals Druckschwell- und Wechselbeanspruchung gegenüber gestellt, und die aus anderen

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

stark gekerbten Stahlbauteilen bekannte, ungünstiger wirkende Wechselbeanspruchung für ED1-P2 an einem Verbundsystem überprüft werden. Um künftig die Effizienz von Hochleistungsbeton noch zusätzlich in Kombination mit zyklisch beanspruchten Betondübeln sicherstellen zu können, wurde der Versuch ED4-P3 analysiert. Eine genauere Betrachtung des Betongefüges nach einer Dauerbeanspruchung erfolgte mit Versuchskörper P4. Die wichtigsten Fertigungs- und Belastungsparameter wurden in Tabelle 5.13 & Tabelle 5.14 zusammengestellt.

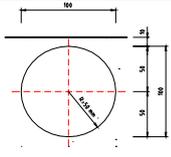
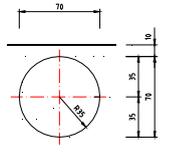
Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	f _{cm} [N/mm ²]	As _{q1} [cm ²]	tw [mm]	hc [mm]	c _u [mm]	Bemerkung
ED4	P1		P 100	42	1,13	15	18	3,0	P2: Wechselbeanspruchung
	P2			63	4,91	15	22	3,8	Hochleistungsbeton
	P3			33	1,13	15	18	4,0	Aufgesägt
	P4								
ED1	P10		P70	30	0,79	10	18	2,0	

Tabelle 5.13: Herstellungsparameter der Serie ED4.

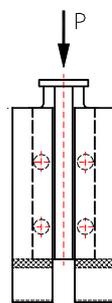
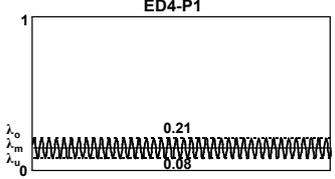
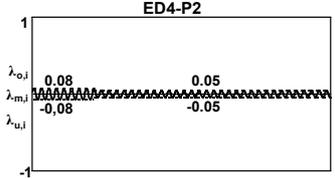
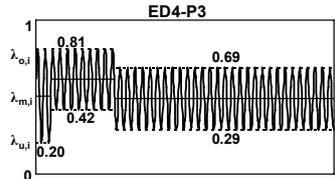
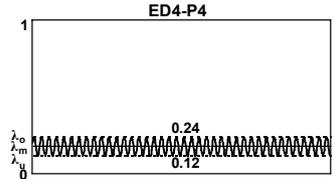
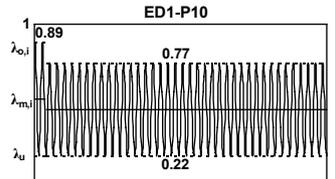
Nr.	max λ_o	min λ_u				
P1	0,21	0,08				
P2	0,08	-0,08				
P3	0,81	0,20				
P4	0,24	0,12				
P10	0,89	0,22				

Tabelle 5.14: Belastungsniveaus der Serie ED4 und ED1-P10.

Mit den Versuchskörpern P1 und P4 wurden die Lastwechsel-Schlupfbeziehungen für geschlossene Betondübel mit größeren Durchmessern von 100 mm untersucht. Der Beanspruchungshorizont mit den Oberlasten von $\lambda_o = 0.21$ bzw. $\lambda_o = 0.24$ lag innerhalb des zu erwartenden Gebrauchslastniveaus bei einer kontinuierlichen Schnittführung /37/. Zum direkten Vergleich wurde der wechselbeanspruchte Prüfkörper P2 mit Amplituden von vergleichbarer Größenordnung beaufschlagt. Die Aufzeichnungen der Schlupfentwicklungen in Bild 5.160 zeigten, dass der Schlupf kaum messbar zunahm. Zusätzliche präzisere Messaufnehmer wurden an P2 und P3 appliziert. Der Detailbetrachtung Bild 5.161 konnte entnommen werden, dass die Steigungen des Schlupfes bei Ober- und Unterlast für den wechselbeanspruchten Versuch P2 vor allem für das zweite Kollektiv sehr ähnlich waren. In Anbetracht der höheren Vorbelastung von P2 mit 1.100 LW war die Summe der Beträge der Schlupf-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

amplituden vergleichbar mit der Schlupfentwicklung von P1. Für den Versuchskörper P4 mit einer geringfügig höheren Oberlast und einer höheren Betonüberdeckung ergab sich für den Schlupffortschritt eine größere Steigung. Mit dem ersten Versuch aus höherfestem Beton P3 sollte zunächst der Versagensmechanismus festgestellt werden. Aus diesem Grund wurden hier hohe Oberlasten und Amplituden aufgebracht. Gleichzeitig wurde das Schlupfverhalten bei sich ändernder Amplitude und Oberlast untersucht. Die erste Oberlast betrug $0,81 P_{tu}$. Im Vergleich zu Prüfkörpern ED1-P mit Normalbeton und einer Dübelaussparung von 70 mm lag der Anfangsschlupf in einer vergleichbaren Größenordnung. Die Erhöhung der Unterlast und damit die Reduzierung der Amplitude nach ca. 5.000 LW ergaben keine eindeutigen Veränderungen im Schlupfverlauf. Erst mit der Reduzierung der Oberlast bei ca. 1 Mio. LW auf $0,69 P_{tu}$ unter Beibehaltung der Amplitude durch die Unterlast von $0,39 P_{tu}$ ergab sich eine deutliche Absenkung des Schlupfwertes bei Oberlast und der Steigung des Schlupfverlaufs. Die Steigung der ersten beiden Kollektive von ED4-P3 war mit der Steigung von ED1-P10 mit vergleichbarem Lastniveau sehr ähnlich.

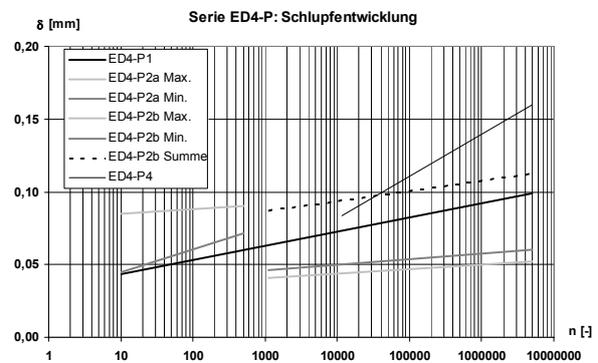
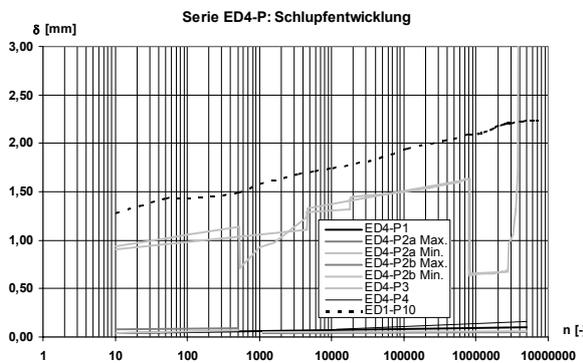


Bild 5.160: Schlupfentwicklung der Serie ED4-P. Bild 5.161: Schlupftrends von ED4-P im Detail.

5.2.4.2.5 Versuchsserie ED5

Die Versuchsserie ED5 umfasste insgesamt sieben Push-Out-Versuche mit kreisförmigen, offenen Betondübeln mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Öffnungsbreite von 65 mm. Die Versuchskörper K1 bis K6 unterschieden sich jeweils durch einen Konstruktionsparameter (Tabelle 5.15). Mit dieser Serie wurde insbesondere ein unteres Lastniveau, welches Ermüdungsrisse und den Schlupffortschritt nicht relevant beeinflusst, für verschiedene Parameter identifiziert. Aufgrund der begrenzten Anzahl der Versuchskörper wurde die Variation auf die Blechdicke, die Betongüte, die Betonplattendicke, die Bewehrung in der Ausnehmung und die Betondeckung unter dem Dübelfuß beschränkt.

Serie	Nr.	Aussparung	Bez.	f _{cm} [N/mm ²]	As _{q1} [cm ²]	tw [mm]	hc [mm]	cu [mm]	Bemerkung
ED5	K1		K 100	42,2	1,13	15	18	2,0	
	K2			38,9	1,13	15	20	2,0	
	K3			38,9	1,13	15	20	4,0	
	K4			38,9	1,13	10	20	2,0	
	K4a			29,5					
	K5			42,2	2,01	15	18	2,0	
	K6			80,0	2,01	15	22	3,8	

Tabelle 5.15: Herstellungsparameter der Serie ED5.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

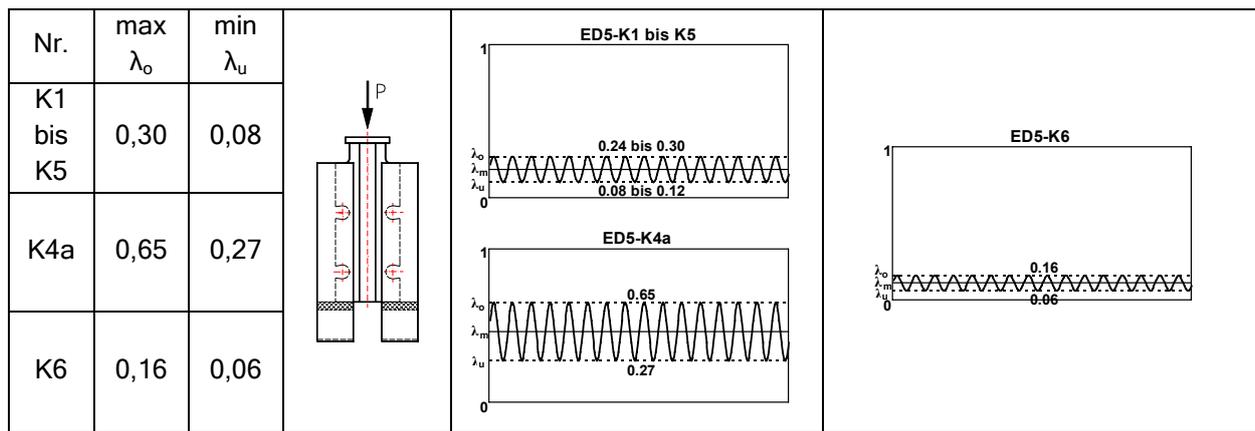


Tabelle 5.16: Belastungsniveaus der Serie ED5.

Die Versuchskörper wurden alle im Druckschwellbereich getestet, die Ober- und Unterlasten bewegten sich für K1 bis K5 etwa in der gleichen Größenordnungen ($\lambda_o \approx 0,26$; $\lambda_u \approx 0,10$; Tabelle 5.16). Für ED5-K6 aus höherfestem Beton wurde, aufgrund der Ermüdungsanrisse von ED4-P3 und ED3-K7/8, bei Oberlasten zwischen $0,81 \cdot P_{tu}$ und $0,62 \cdot P_{tu}$, eine stark reduzierte Oberlast von 16 % und eine Unterlast von 8 % von P_{tu} festgelegt. Der Test K4a wurde zur Vergleichsmöglichkeit mit K4 bis auf die Druckfestigkeit identisch gefertigt. Das Lastniveau und die -amplitude wurden mehr als verdoppelt.

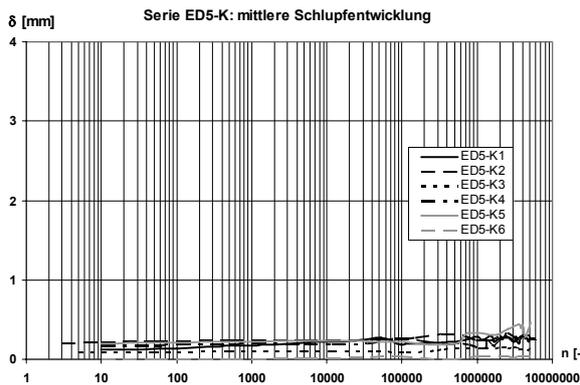


Bild 5.162: Schlupfentwicklung der Serie ED5-K.

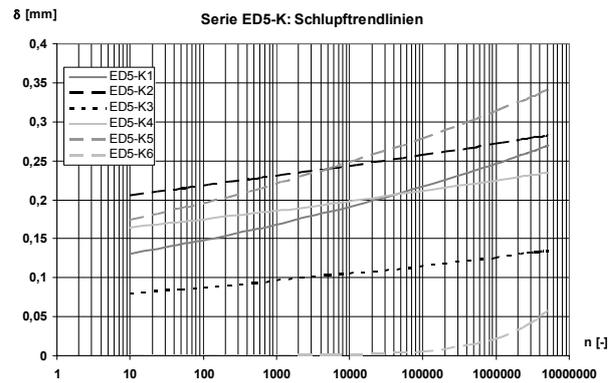


Bild 5.163: Schlupftrendlinien ED5-K im Detail.

Es zeigte sich, dass die Relativverschiebungen mit einer maximalen Schlupfdifferenz der Extrema von 0,28 mm (Bild 5.162) tatsächlich innerhalb der Messtoleranz der Wegaufnehmer blieben. Qualitative Aussagen über die Schlupfentwicklung wurden anhand der potenziellen Regressionen nach Bild 5.163 getroffen. Zum einen konnte für die Versuchskörper K2, K3, K4 und K6 und zum anderen für K1 und K5 eine annähernd gleiche Steigung der Trendlinien festgestellt werden. Die Versuchskörper mit annähernd konformer Steigung ließen sich anhand der Dicken der Betonseiten in 18 cm bzw. größer gleich 20 cm gruppieren. Der Anfangsschlupf bewegte sich für die Versuchskörper in der gleichen Größenordnung. Eine Ausnahme hiervon bildeten K3 und K6 mit einer größeren Betondeckung von 3,8 cm bzw. 4,0 cm. Die Auswertung der Abhebemaße ergab als maximale Differenz der aufgezeichneten Extrema gerade ein Viertel der Messgenauigkeit der induktiven Wegaufnehmer. Die Messergebnisse für die Abhebentwicklung wurden daher als konstant gewertet.

Für die Versuchskörper ED5-K2 und ED5-K3 wurden zwei zusätzliche Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes an den unteren Dübeln eingesetzt. Dadurch sollte sichergestellt werden, dass sowohl die oberen als auch die unteren Dübel in etwa gleiches Verformungsver-

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

halten aufweisen. Gemäß Bild 5.164 zeigten die Mittelwerte der oberen und unteren Messung einen annähernd parallelen Verlauf. Lediglich für ED5-K2 war eine Differenz des Anfangsschlupfes erkennbar. Der Unterschied von 0,05 mm konnte jedoch vernachlässigt werden, da dieser Wert weit unterhalb der Messtoleranz lag. Aufgrund dieser Ergebnisse, die auf eine gleichmäßige Schlupfentwicklung der Dübel an einem Push-Off-Versuch schließen ließen, wurden im weiteren Verlauf der Arbeit Messungen an den oberen Dübelpaaren als ausreichend angesehen.

Mit den Tests K1 bis K5 und K6 für den härtesten Beton konnte ein von den untersuchten Konstruktionsparametern und von der Ermüdung unabhängiges Lastniveau experimentell nachgewiesen werden. Alle sechs Versuche wiesen nach $5 \cdot 10^6$ weder eine Rissbildung oder sonstige signifikante Anzeichen eines Schadens noch eine nennenswerte Schlupfentwicklung auf. Ein ermüdungsirrelevantes Lastniveau galt daher als identifiziert. Die Auswertung des Versuchs ED5-K4a mittels einer potenziellen Regression für die Schlupfentwicklung ergab ein Bestimmtheitsmaß von 0,99. Die Schlupfwerte fielen hier im Gegensatz zu vorherigen Lastniveaus deutlicher aus und lagen im erwarteten Bereich das sich bei diesem Lastniveau bei anderen Serien gezeigt hatte (Bild 5.165). Es war also nahe liegend, dass das identifizierte ermüdungsunabhängige Lastniveau auch auf andere Fertigungsformen übertragbar ist.

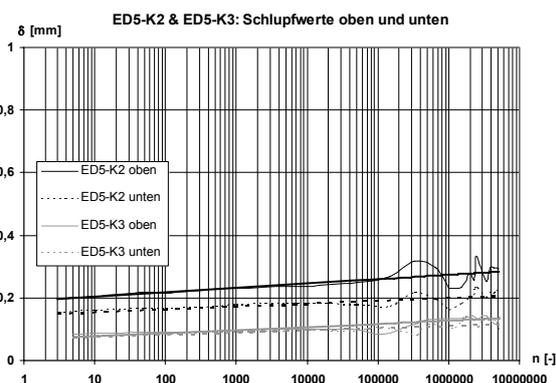


Bild 5.164: Vergleich der Schlupfverläufe für die oberen und unteren Dübelpaare.

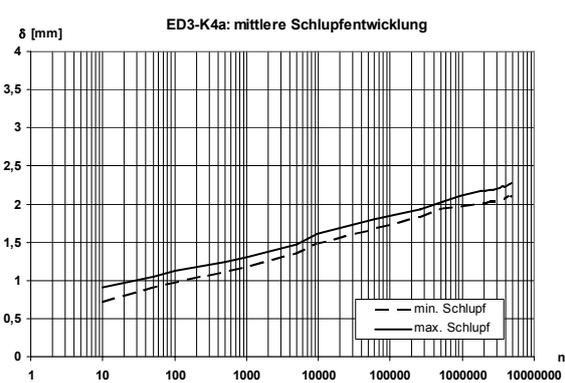


Bild 5.165: Schlupfentwicklung ED3-K4a.

5.2.4.2.6 Versuchsserie ED6 und ED7

Mit ED6-K1 wurde das Ermüdungsverhalten von großen Betondübeln mit einem Durchmesser von 150 mm bei gleichzeitiger Verwendung von härtestem Beton experimentell untersucht. Das Lastniveau wurde zwischen den beiden Versuchen mit härtestem Beton ED5-K6 und ED3-K7 gewählt. Die Beanspruchung lag mit $\lambda_o = 0,48$ und der Amplitude von $0,25 \cdot P_{tu}$ oberhalb von ED5-K6 mit $\lambda_o = 0,16$ und der Amplitude von $0,10 \cdot P_{tu}$, bei der kein Schaden aufgetreten war und unterhalb von ED3-K7 mit dem bisher niedrigsten Lastniveau, bei dem gerade ein Schaden mit $\lambda_o = 0,62$ und einer Amplitude von $0,31 \cdot P_{tu}$ entstanden war. Eine neue wirtschaftlich herstellbare Aussparungsform wurde mit dem Versuch ED7-H1 auf Ermüdung getestet. Hier wurde zur Bestätigung der Ergebnisse von ED3-K4, aus denen hervorgeht, dass bei konstantem Weg die Last abfällt, eine Wegregelung vorgenommen. Der Beanspruchungshorizont lag zu Beginn des Versuchs bei $\lambda_{eo} = 0,42 / \lambda_{eu} = 0,20$, bezogen auf die experimentelle Resttragfähigkeit, und fiel dann bis 4.499.000 LW auf $\lambda_{eo} = 0,26 / \lambda_{eu} = 0,08$ ab. Der Bezugshorizont wurde hier auf die experimentelle Resttragfähigkeit bezogen, da zusätzliche Effekte wie die Überschneidung von Kräfteinflusszonen eine

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

starke Reduzierung der Dübeltragfähigkeit nach sich zieht /37/. Die Beanspruchungsverläufe wurden in Tabelle 5.17 zusammengestellt.

Nr.	max λ_o	min λ_u				
ED6-K1	0,48	0,23				
ED7-H1	0,42	0,08				

Tabelle 5.17: Belastungsniveaus von ED6-K1 und ED7-H1.

Der Anfangsschlupf von ED6-K1 lag mit ca. 0,5 mm zwischen den Versuchen mit höherer bzw. niedrigerer Oberlast und Amplitude (ED3-K7 und ED5-K6). Auch die Steigung des Schlupfverlaufs nahm, trotz abweichender Fertigungsparameter der zum Vergleich herangezogenen Versuche, in Bild 5.166 eindeutig mit wachsender Oberlast und Amplitude zu. Der Test ED6-K1 wies nach 5 Mio. Lastwechsel und der Überprüfung der Resttragfähigkeit keine Schädigungen am aufgesägtem Probekörper auf (Bild 5.167). Mit ED7-H1 konnte das Ergebnis aus der Belastungsphase 2 von ED3-K4 auch ohne Vorbelastungen belegt werden. Hier ergab sich gleichfalls bei konstantem Schlupf ein über die Lastwechsel abnehmendes Oberlastniveau mit gleichzeitiger Verringerung der Lastamplitude. Ebenso wie die Schlupfentwicklung konnte die Kraftentwicklung in guter Näherung mit einer potenziellen Regression beschrieben werden. Der Push-Out-Versuch ließ am offenen Probekörper nach 4,5 Mio. LW und Kontrolle der Resttragfähigkeit keine Schädigung durch Ermüdungsbeanspruchung erkennen.

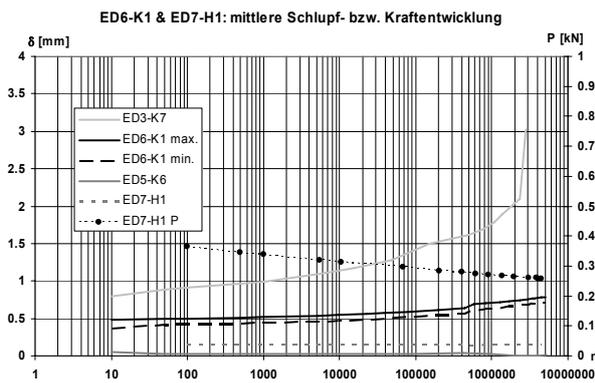


Bild 5.166: Schlupfverlauf von ED6-K1 und ED7-H1.



Bild 5.167: Freigelegter Baustahl von ED6-K1.

5.2.4.3 Statisches Resttragvermögen

Für sämtliche Prüfkörper, die während der zyklischen Belastungsphase kein Versagen aufwiesen, wurde mittels eines statischen Bruchversuchs das Resttragvermögen ermittelt. Entsprechend den statischen Versuchen wurden Dübelkennlinien und Abhebekennlinien aufgetragen.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Die Auswertung des Resttragvermögens der Serie ED3 erfolgte anhand von Bild 5.168. Bis zu einer Oberlast von $0,42 \cdot P_{tu}$ mit ED3-K5 war kaum eine Veränderung der Dübelkennlinie gegenüber dem statischen Vergleichsversuch ED3-K6 zu erkennen. Erst mit der Oberlast von ED3-K1a bei $0,65 \cdot P_{tu}$ ergab sich ein Versatz des Startwertes resultierend aus der zyklischen Schlupfzunahme. Innerhalb der drei Untergruppen ED3-K1, K2 mit K3 sowie ED1a mit K9 und K5 mit K6, deren Fertigungsparameter identisch und deren Belastungsstufen ähnlich waren, kam es zu Schwankungen der Maximallast bis ca. 15 %, die, wie bereits erwähnt, auf die Inhomogenität des Betons zurück zu führen waren. Der Vergleich des Last-Verformungsverhaltens von ED3-K1a und ED3-K9 bei Erstbelastung und dem Resttragtest zeigte einen nahezu linearen Anstieg der Last-Verformungskurve beim Resttragtest. Die Dübelkennlinie setzte jedoch nicht unmittelbar die um die zyklische Verformung versetzte Erstbelastungskurve fort, sondern ging erst in eine typische Krümmung über, als der zum zyklischen Endschlupfwert zugehörige statische Kraftwert (δ_n zugehörig $0,85 \cdot P_{\delta_n} = P_{ts, \delta_n}$) erreicht wurde (Bild 5.169).

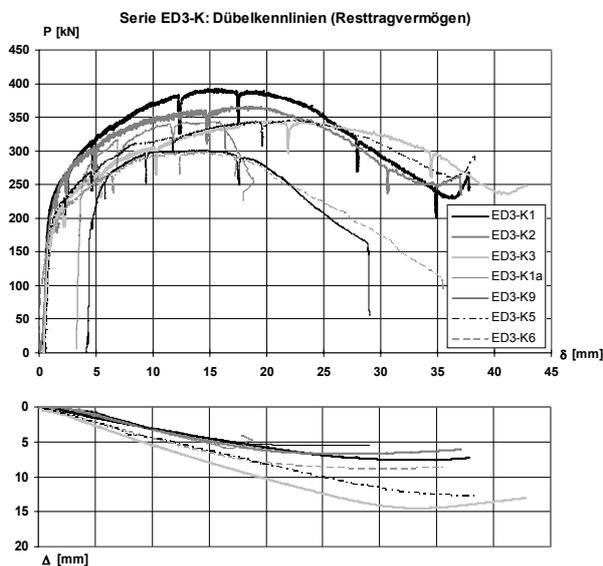


Bild 5.168: Ermittlung des Resttragvermögens der Serie ED3-K.

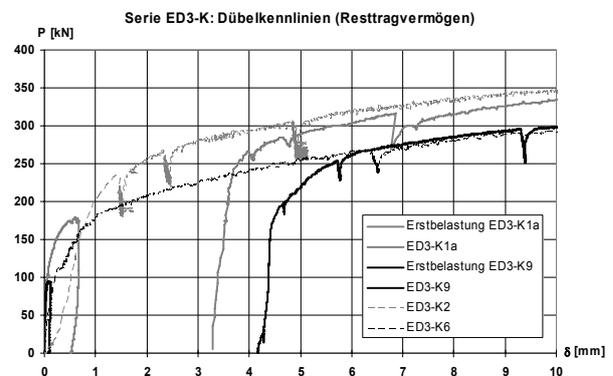


Bild 5.169: Vergleich von Erstbelastung und Resttragvermögen.

Der Grenzwert für die Abhebung nach EC 4, lässt bei einer Belastung von 80 % der Bruchlast den halben Wert des Schlupfes zu. Durch den zyklischen Endschlupfwert ergab sich bei 80 % der Bruchlast ein Schlupfwert, der bereits wieder im gekrümmten Bereich der Dübelkennlinien lag. Wurden für K1a und K9 korrespondierende Last-Verformungskurven z. B. K2 und K6 gegenübergestellt, so ergaben sich Unterschreitungen der Abhebemaße von 74 % statt 69 % und 53 % statt 64 %. Lag der Kraftwert von 80 % der Bruchlast auf der gekrümmten Dübelkennlinie für die Resttragfähigkeit, so resultierten Abhebemaße mit Schwankungen, wie sie sich für die Maximallast von vergleichbaren Versuchskörpern ergaben. Die Grenzen der Abhebemaße wurden daher direkt aus der Dübelkennlinie des Resttragvermögens abgeleitet.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

	80 % Pmax [kN]	Schlupf [mm]	Abhebemaß [mm]	Grenzwert [mm]	Überschreitung [%]
ED3-K1	314,5	4,90	1,46	2,45	-40
ED3-K2	293,9	5,02	1,18	2,51	-53
ED3-K3	275,9	6,11	3,33	3,06	9
ED3-K1a	275,9	4,32	0,66	2,16	-69
ED3-K9	240,6	5,35	0,95	2,68	-64
ED3-K5	276,1	5,30	2,37	2,65	-10
ED3-K6	239,6	4,00	1,80	2,00	-10

Tabelle 5.18: Grenzwerte der Abhebemaße nach EC4 ausgewertet für die Serie ED3-K.

Die zulässigen Abhebemaße nach Tabelle 5.18 wurden mit mindestens 10 % unterschritten. Lediglich für K3, der nach der Überprüfung der Resttragfähigkeit am zerlegten Probekörper Risse im Stahlsteg aufwies (Bild 5.146, Bild 5.147), wurde das Abhebemaß um 9 % überschritten.

In Bild 5.170 und Bild 5.171 wurden die Graphen der Versuche ED4-P und ED5-K dargestellt. Hier konnte mit der Erstbelastung und der Dübelkennlinie bei dem Resttragtest von ED5-K4a bestätigt werden, dass der Übergang von dem steilen Anstieg einer Dübelkennlinie beim Resttragtest in eine typische Krümmung statt fand, wie sie bei rein statisch belasteten Tests verlief, wenn der zum zyklischen Endschlupfwert zugehörige statische Kraftwert (δ_n zugehörig $0,85 \cdot P_{\delta n}$) erreicht wurde.

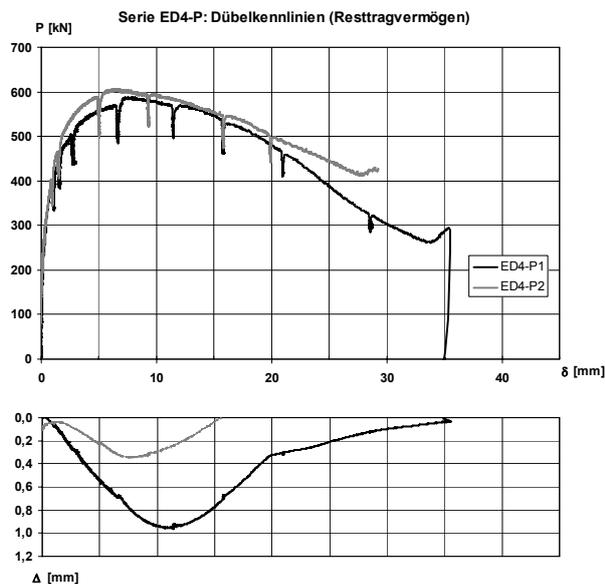


Bild 5.170: Ermittlung des Resttragvermögens der Serie ED4-P.

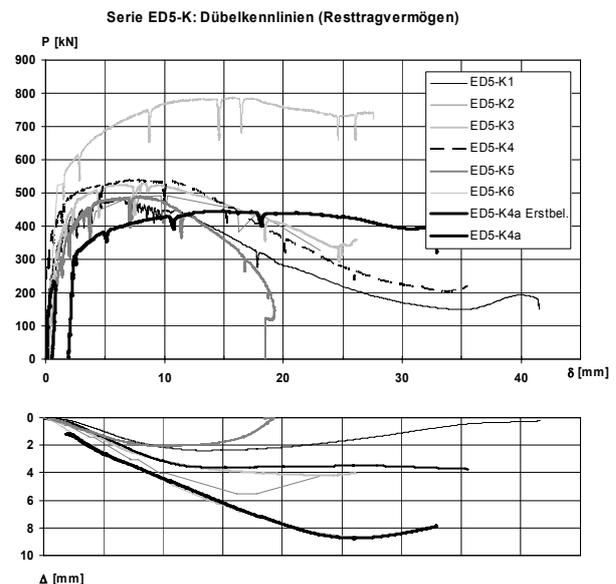


Bild 5.171: Vergleich von Erstbelastung und Resttragvermögen von ED5.

Die zulässigen Abhebemaße der geschlossenen Dübelformen von ED4-P wurden mit mindestens 82 % weit unterschritten. Die Abhebungen von ED5-K wurden bis auf ED5-K4a mit 7 % Überschreitung ebenfalls erfüllt. Die Überschreitung des Abhebemaßes deutete für ED5-K4a im Gegensatz zu ED3-K3 jedoch nicht auf einen Anriss im Stahlsteg hin. Die beiden Versuche ED6-K1 und ED7-H1 wurden für die Erstbelastung mit ca. 45 % von P_{te} beaufschlagt. Selbst auf diesem Lastniveau waren nach einer zyklischen Belastungsphase die Erstbelastungskurve und der Dübelkennlinie bei der Überprüfung der Resttragfähigkeit nahezu deckungsgleich (Bild 5.172). Die zulässigen Abhebemaße wurden für ED6-K1 mit 38 %, für ED7-H1 mit 10 % unterschritten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

die von ED7-H1 mit 84 % unterschritten. Die Analyse von ED7-H1 am zerlegten Probekörper ergab plastische Verformungen am Stahlblech, aber keinen Anriss (Bild 5.173).

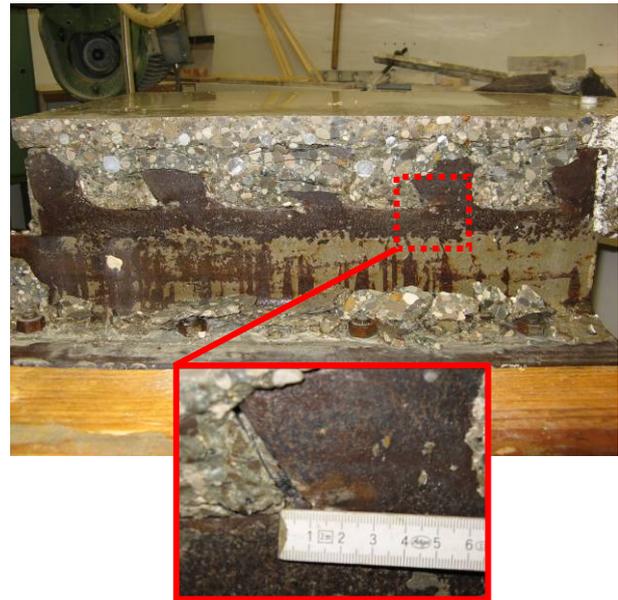
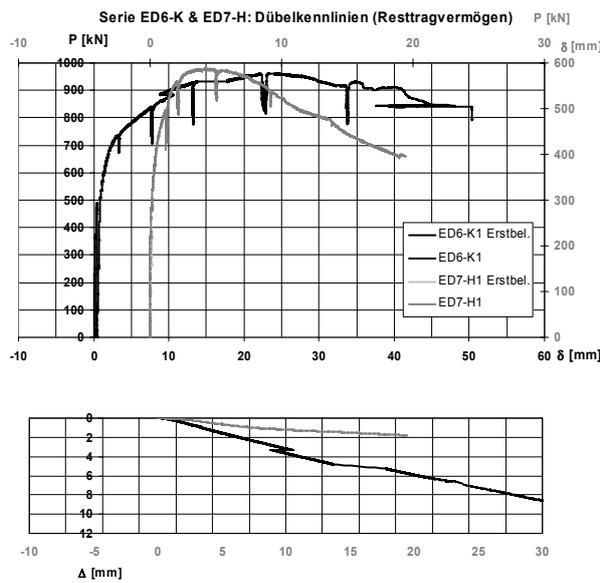


Bild 5.172: Ermittlung des Resttragvermögens der Serie ED6-K & ED7-H.

Bild 5.173: Plastische Verformung von ED6.

5.2.5 Versuchsauswertung

5.2.5.1 Auswertung der erreichten Lastwechselzahlen

Die Auswertung der erreichten Lastwechselzahlen erfolgte im Rahmen einer Vergleichsrechnung nach dem Örtlichen Konzept. Hierzu waren Finite-Elemente-Berechnungen notwendig, die in Kapitel 6 vorgestellt werden. In diesem Zuge wurde dann auch die Bewertung der erzielten Lastzyklen mit dem Örtlichen Konzept vorgenommen.

5.2.5.2 Zyklisches Schlupfverhalten

Damit ein Bauwerk seinen Anforderungen gerecht wird, muss neben der Tragfähigkeit auch die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden. Sowohl für die Push-Out- als auch für die Trägerversuche zeigte sich mit steigender Lastwechselzahl zumindest eine Tendenz (abhängig vom Oberlastniveau bzw. der Amplitude) einer Zunahme des Schlupfes. Dies bedeutete im Umkehrschluss eine Erhöhung der Verformungen für einen Verbundträger, wie es sich experimentell bestätigt hatte. Im untersuchten Parameterspektrum wurden auch Beanspruchungszyklen mit Lasten, die oberhalb des Gebrauchslastniveaus lagen (ED1, ED2 & ED5-K4a) bis zum Versuchsstop bei $2 \cdot 10^6$ bzw. $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln, unbeschadet ertragen. Die Aufzeichnungen des Schlupfes über die Versuchszeiträume zeigten dabei einen fortwährenden Zuwachs, ohne dass ein Endwert in Form einer Asymptote erkennbar wurde. Um die Gebrauchstauglichkeit für Verbundträger mit Betondübeln auch bei nicht ruhender Beanspruchung zu gewährleisten, wurde ein Berechnungsformat entwickelt, das einen Zusammenhang zwischen Lastwechselzahl und Schlupf herstellt. Die graphische Darstellung der Verformungsentwicklung unter zyklischer Beanspruchung im doppeltlogarithmischen Koordinatensystem (Bild 5.174) ließ in guter Näherung einen linearen Zusammenhang zwischen Lastwechselzahl und Schlupf erkennen. Mit den in Bild 5.175 definierten Größen, konnte mit Gl. (5.1) ein Steigungsfaktor κ als Maß für den Schlupffortschritt quantifiziert werden.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

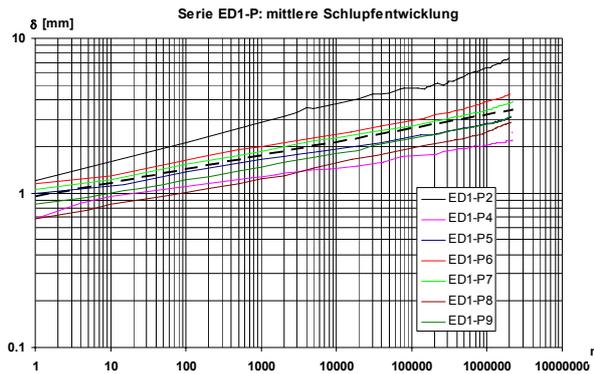


Bild 5.174: Doppellogarithmische Abbildung der Relativverschiebung unter zyklischer Lasteinwirkung.

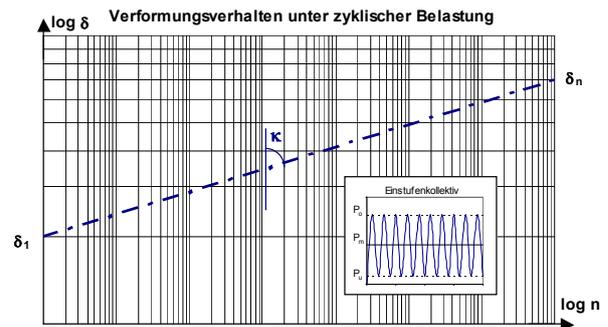


Bild 5.175: Definition von Eingangsgrößen einer Berechnung des Schlupffortschritts.

Durch Auflösen der Gleichung nach δ_n kann der Schlupf für eine beliebige Lastwechselzahl angegeben werden (Gl. (5.2)). Die Gleichung enthält zwei Eingangsgrößen: den Schlupf bei Erstbelastung und den Steigungsfaktor κ . Zur Abschätzung der Anfangsverformung lag ein statistisch abgesichertes Berechnungsverfahren vor (Gl. (5.3) bis Gl. (5.6)). Die Eingangsparameter entsprechen denen aus Bild 2.13 und den dazugehörigen Erläuterungen.

$$\kappa = \frac{\log n - \log 1}{\log \delta_n - \log \delta_1} = \frac{\log n}{\log (\delta_n / \delta_1)} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

$$\delta_n = \delta_1 \cdot n^{1/\kappa} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

$$\delta_i = \delta_{\max} / 10^{k \left(1 - \frac{P_i}{P_{\max}}\right)} \quad \text{Gl. (5.3)}$$

$$k = \frac{\log \delta_{\max}}{\Delta P} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

$$\delta_{\max} = \frac{h_d \cdot \rho_i \cdot (b_i + 2 \cdot t_w)}{40,5 \cdot \sqrt[3]{f_{cm} \cdot t_w}} \quad \text{Gl. (5.5)}$$

$$\Delta P = \frac{27,15 \cdot \rho_i \cdot f_{cm}^{-4/3}}{(1 + t_w / b_i)} \quad \text{Gl. (5.6)}$$

Der Geltungsbereich erstreckt sich zunächst auf Versuche, die mit einem Einstufenkollektiv beaufschlagt werden oder für das erste Teilkollektiv einer mehrstufigen Belastungsfolge.

Die Bestimmung von κ wurde aus den vorliegenden Versuchsreihen gewonnen. Eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, dass vordergründig die bezogene Oberlast als Einflussparameter auf den Steigungsfaktor κ fungiert. In diesem Bezugswert λ_o sind durch den Quotienten aus vorhandener zur möglichen (mittlere theoretische statische Tragfähigkeit) Beanspruchung zum einen die Fertigungsparameter indirekt enthalten und zum anderen die tatsächliche Beanspruchungsgröße. Der Zusammenhang von λ_o und $1/\kappa$ wurde mit Bild 5.176 graphisch veranschaulicht. Zur besseren Quantifizierung wurde bisher neben der Oberlast zusätzlich die Schwingbreite R ($R = \sigma_u / \sigma_o$; Spannungsverhältnis von Ober- zu Unterspannung) mit in Ansatz gebracht Gl. (5.7). In Bild 5.177 wurden die Kurvenscharen exemplarisch für drei Schwingbreiten aufbereitet.

$$1/\kappa = \sqrt[3]{\lambda_o / 4} \cdot \sqrt{1 - R} \quad \text{Gl. (5.7)}$$

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

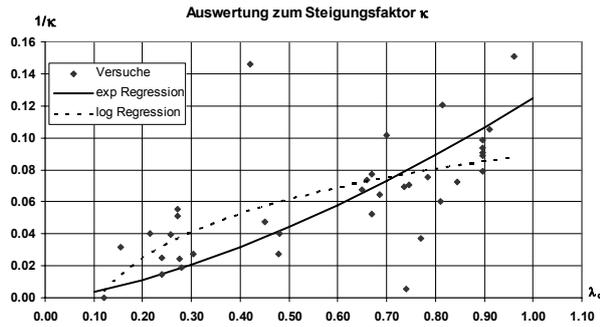


Bild 5.176: Auswertung der Grundgesamtheit zur Analyse des Steigungsfaktors κ .

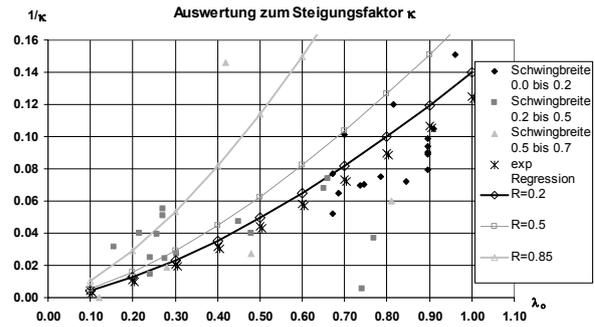


Bild 5.177: Bisheriger Ansatz zur Berechnung des Steigungsfaktors κ .

Durch die Ausweitung der Versuche und einer erneuten Analyse hatte sich gezeigt, dass der zweite Eingangsparameter der Amplitude A effektiver war als die Schwingbreite R . Die Auswertungen ergaben, dass ohne die Einbeziehung von weiteren Parametern durch Ansatz einer Lorentzfunktion gemäß der Form Gl. (5.8) Ergebnisse mit der geringsten Streuung erzielt werden konnten.

$$1/\kappa = \frac{a}{\left[1 + \left(\frac{\lambda_0 - \lambda'}{b} \right)^2 \right] \cdot \left[1 + \left(\frac{1/\sqrt{1-A^2} - A'}{c} \right)^2 \right]} \quad \text{Gl. (5.8)}$$

mit $\begin{cases} a = 0,4026; b = 0,3651; c = 0,7165 \\ \lambda' = 0,5632 \\ A' = 2,6892 \end{cases}$ Parameter aus der Korrelationsanalyse.

Bild 5.178 und Bild 5.179 zeigen die aus den Versuchen ermittelten Werte, dargestellt durch die einzelnen Punktsymbole und gleichzeitig die Ergebnisse durch Ansatz der Funktion Gl. (5.8), repräsentiert durch die Fläche.

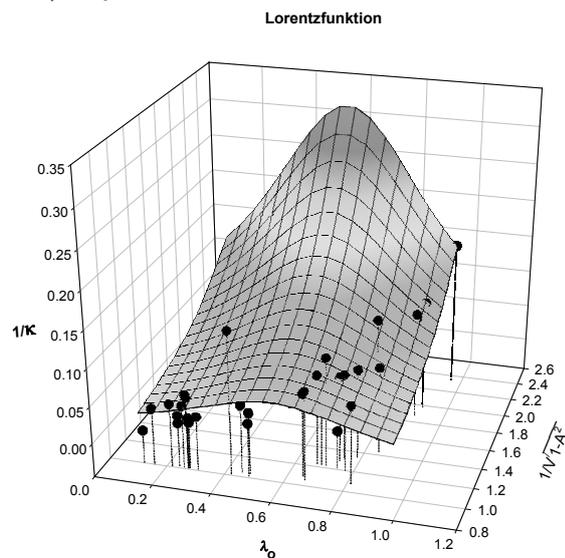


Bild 5.178: Lorentzsche Ansatzfunktion des Steigungsfaktors $1/\kappa$ (Ansicht a).

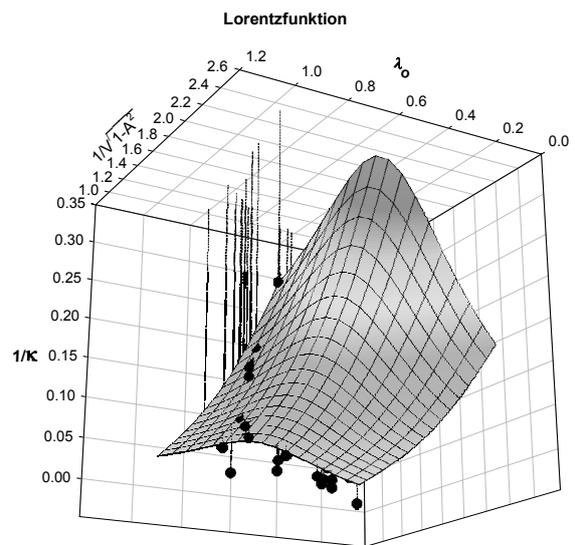


Bild 5.179: Lorentzsche Ansatzfunktion des Steigungsfaktors $1/\kappa$ (Ansicht b).

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Es wird ersichtlich, dass grundsätzlich mit steigender Amplitude der Wert für $1/\kappa$ anwächst. Der Maximalwert für $1/\kappa$ verschiebt sich für kleine Amplituden (0.0 bis 0.6) von dem mittleren bezogenen Oberlastbereich (0.5 bis 0.6) für größere Amplituden zu höheren Oberlastbereichen, d. h. für diese Bedingungen ist auch mit einem entsprechend größeren Verformungszuwachs zu rechnen. Zur Verdeutlichung dieser Zusammenhänge wurden für die Amplitude symbolisiert durch A exemplarisch drei Schnittebenen in Bild 5.180 ausgewertet. Die Versuchswerte wurden hierzu in drei entsprechende Kategorien für A eingeteilt und mit unterschiedlichen graustufigen Punktsymbolen aufgetragen.

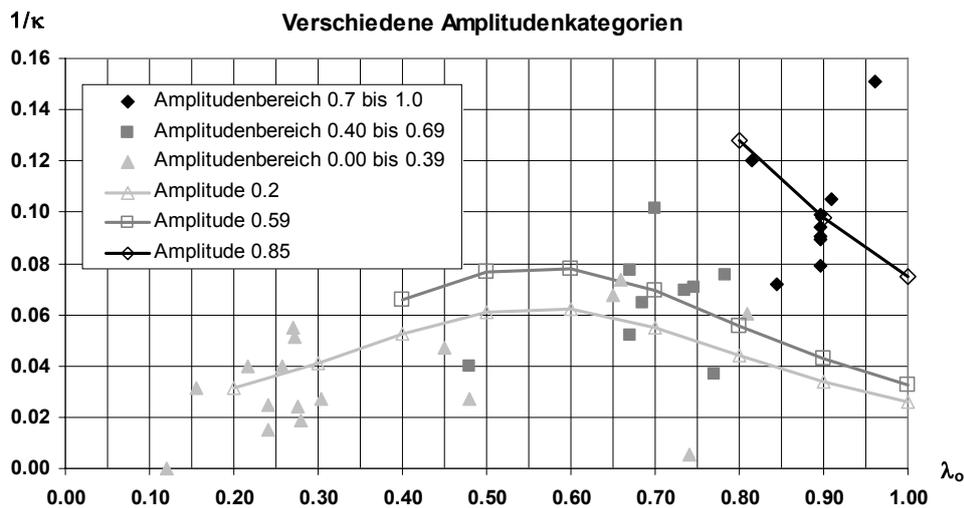


Bild 5.180: Werte $1/\kappa$ von Amplituden (0.3; 0.6; 0.85) für drei Kategorien.

Die Güte der Ansatzfunktion zur Berechnung des Exponenten zur Beschreibung des Schlupf-fortschritts wurde durch eine direkte Gegenüberstellung von kalkulierten Werten und versuchstechnisch ermittelten Werten überprüft. Der Vergleich der graphischen Aufbereitung für den bisherigen Ansatz mit Gl. (5.7) in Bild 5.181 und gleichzeitig für die überarbeitete Form gemäß Gl. (5.8) in Bild 5.182 zeigte die erreichte Präzisierung. Während mit der bisherigen Ansatzfunktion sich eine Standardabweichung von $1/\kappa$ von 0.031 ergab, konnte mit dem Ansatz Gl. (5.8) die Standardabweichung um ca. $\frac{1}{4}$ auf 0.024 reduziert werden.

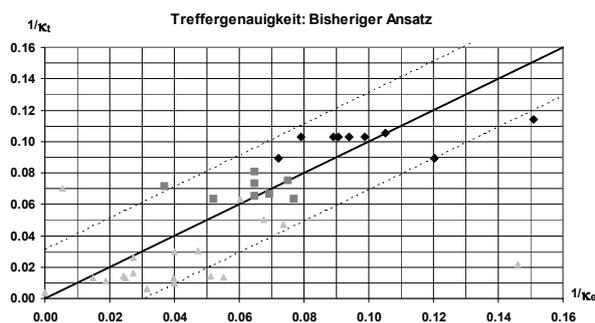


Bild 5.181: Güte der bisherigen Ansatzfunktion.

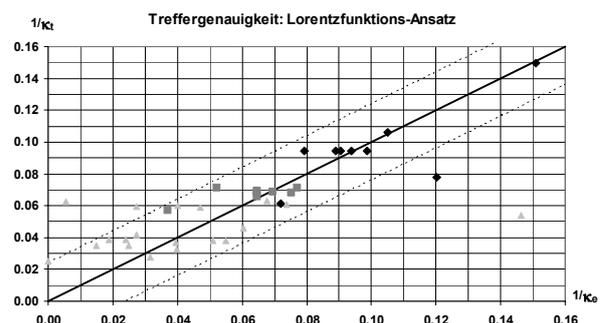


Bild 5.182: Güte der Lorentzschens Ansatzfunktion.

In der nachfolgenden Tabelle 5.19 wurden die Exponenten $1/\kappa$ für Versuche mit einem mehrstufigen Belastungskollektiv zusammengestellt. Für nachfolgende Lastkollektive zeigte sich abhängig von der Oberlast und/oder der Einwirkungsamplitude eine Veränderung des Koeffizienten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Versuch	λ_o	λ_u	$\Delta\lambda$	LW	$1/\kappa_e$	$1/\kappa_t$
ED1-K4	0,67	0,10	0,58	2008651	0,052	0,071
	0,86	0,10	0,77	2003000	0,065 / 0,189	0,069
		$R^2=0,66$	gesamt:	4011651	0,097	
ED1-K5	0,48	0,29	0,19	2605000	0,027	0,059
	0,86	0,10	0,76	123300	0,093 / 0,138	0,069
	Betonbruch	$R^2=0,49$	gesamt:	2728300	0,118	
ED2-K1	0,69	0,11	0,57	2028665	0,065	0,069
	0,80	0,11	0,69	2529000	0,013 / 0,052	0,065
		$R^2=0,98$	gesamt:	4557665	0,067	
ED3-K1a	0,70	0,12	0,58	3000000	0,101	0,068
	0,58	0,12	0,46	1000000		0,070
	0,46	0,12	0,34	1000000		0,061
	0,34	0,12	0,22	1000000		0,046
	0,23	0,12	0,11	1000000		0,034
		$R^2=0,98$	gesamt:	7000000	0,093	
ED3-K9	0,37	-0,37	0,74	23230	0,22 bis 4000 LW	0,082
	0,80	0,05	0,75	84040	0,41	0,077
		$R^2=0,90$	gesamt:	107300	0,32	
ED4-P3	0,81	0,20	0,61	810000	0,049	0,055
	0,81	0,42	0,39			0,046
	0,69	0,29	0,39	3220000	$\ll 0,01$	0,060
		$R^2=0,82$	gesamt:	2806200	0,056	

Tabelle 5.19: Übersicht der Steigungswerte bei wechselnder Lastamplitude.

Die Steigungswerte der Versuche wurden in folgende Abschnitte untergliedert: In die erste Zeile wurden der sich aus den Versuchen ergebende Wert $1/\kappa_e$ und der theoretisch ermittelte Wert $1/\kappa_t$ für das erste Lastkollektiv eingetragen. In der darauf folgenden Zeile wurde sowohl der Wert für das gesamte Folgekollektiv als auch für das Folgekollektiv ab ca. 10.000 LW bis 100.000 LW angegeben. Dies diente zur Überprüfung, ob nach einer Veränderung des Kollektivs eine Übergangsphase von altem zu neuem Kollektiv vorhanden war. Für die Versuche ED1-K4/K5 und ED2-K1 wurden die Steigungswerte $1/\kappa_t$ für jedes Kollektiv separat berechnet (von jedem Lastkollektiv von neuem beginnend). Es ergab sich für den Fall, dass die Oberlast und die Lastamplitude erhöht wurden, eine Standardabweichung, die unter der zuvor ermittelten für einstufige Versuche lag. Die ermittelten Steigungswerte lagen rechnerisch auf der sicheren Seite mit Ausnahme des zweiten Kollektivs von ED1-K5, bei dem im weiteren Versuchsverlauf ein Betonausbruch beobachtet wurde. Anhand der Korrelationen konnte für den Übergang der Steigungswerte für die einzelnen Belastungsphasen bei einem Amplitudenunterschied zwischen zwei Kollektiven $\leq 0,15$ erst eine Übergangsphase beobachtet werden (ED2-K1), während sich für größere Amplitudenunterschiede eher ein direkter Übergang zum neuen Steigungswert zeigte (ED1-K4; ED1-K5). An ED2-K1 wurde der zuvor durch die Ansatzfunktion beschriebene Effekt, dass eine Erhöhung der Oberlast nicht unbedingt eine Erhöhung des Steigungswertes nach sich zieht, sondern dass hier noch eine Abhängigkeit von der Amplitude vorhanden ist, sowohl experimentell als auch theoretisch deutlich. Der umgekehrte Fall für Folgekollektive mit abnehmenden Oberlasten wurde mit ED3-K1a und ED4-P3 untersucht. Es stellte sich heraus, dass die Gesamtbetrachtung der Einzelkollektive und der daraus ermittelte Gesamtwert $1/\kappa_e$ nahezu mit dem theoretischen Wert des ersten

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Kollektivs korreliert. Aus der untersuchten Wechselbeanspruchung von ED3-K9 resultierte ein experimenteller Steigungswert sowohl für die Schlupfentwicklung als auch für die Entwicklung des Differenzschlupfes, der dem 3-fachen des theoretischen Wertes entsprach. Für die anschließende Druckschwellbelastung ergab sich sogar der 5-fache Wert. Bis dahin erforderte diese Erkenntnis besondere Berücksichtigung bei der Verwendung der Dübel in wechselbeanspruchten Bereichen. Der Vergleich der Kollektivformen von ED3-K1 mit einem Betriebslastkollektiv und ED3-K2 mit einem entsprechend abfallenden Kollektiv hatte gezeigt, dass das Schlupfverhalten über das gesamte Betriebslastkollektiv sich etwa wie das für ein abfallendes Kollektiv verhielt. Zur quantitativen Klärung der beiden zuvor beobachteten Sachverhalte wären weitere Versuche wünschenswert.

Insgesamt lieferte das Berechnungsmodell für den Schlupffortschritt auf Grundlage der einstufigen Lastzyklen und der daraus abgeleiteten Ansätze für mehrstufige Kollektive eine erste Möglichkeit der Schlupf- und damit der Durchbiegungsberechnung. Mit einer bereits in /2/ getroffenen Festlegung zur Abschätzung der ertragbaren Lastspielzahl, bei der als ertragbare Relativverschiebung die Größe δ_{uk} angesetzt wurde, lässt sich Gl. (5.2) formulieren in:

$$n = \left(\frac{\delta_{uk}}{\delta_1} \right)^{\kappa_k} \quad \text{Gl. (5.9)}$$

Eine statistische Analyse auf Grundlage des Eurocodes 3 Anhang Z lieferte für die Berechnung von κ_k den Fraktilefaktor $\eta_k = 0,55$. Die Bewertung der Modellzuverlässigkeit wurde in Bild 5.183 veranschaulicht. Der Wert κ_k kann durch Multiplikation von κ aus Gl. (5.8) gewonnen werden. Die Absicherung des Berechnungskonzepts durch die Anwendung auf die vorliegenden Trägerversuche wurde in 5.1.9 ausführlich dokumentiert. Die Streubreite der Steigungswerte für das jeweilige erste Lastkollektiv war für die Trägerversuche sogar geringer als für die Push-Out-Tests.

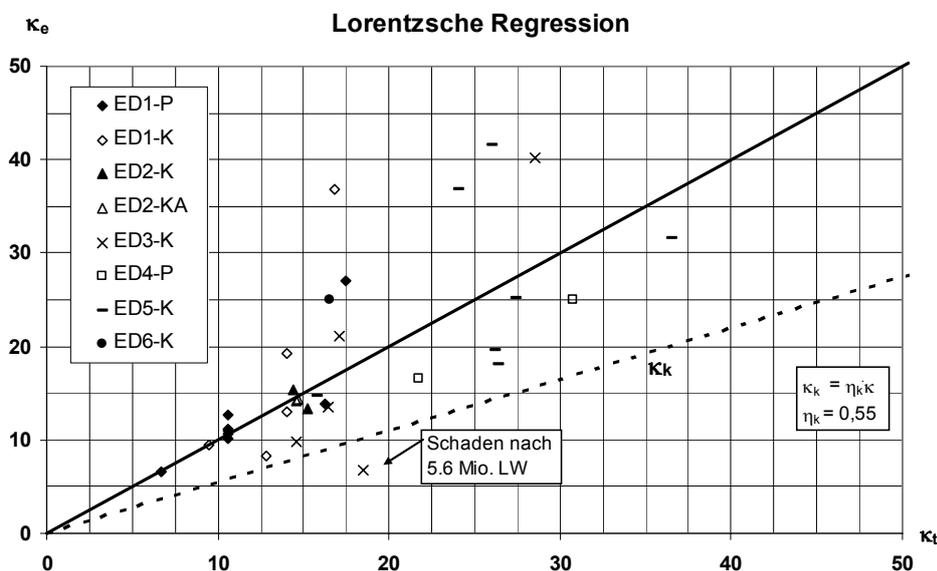


Bild 5.183: Modellzuverlässigkeit der Regressionsanalyse für den Steigungsfaktor κ .

5.2.5.3 Auswertung der Last-Verformungsbeziehung

Im Hinblick auf die nichtlineare Berechnung von Verbundsystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von zyklisch belasteten Betondübeln kam der Kenntnis der Dübelsteifigkeiten bzw. der zyklischen Dübelkennlinie besonderer Bedeutung zu. Zur erweiterten Untersuchung wurde neben der Entwicklung einer bilinearen Dübelkennlinie, abgeleitet aus den

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

statischen Versuchen zur Überprüfung der Resttragfähigkeit (Bild 5.184), zusätzlich für einige Prüfkörper an diskreten Lastwechseln die zyklische Versuchsphase gestoppt, um Steifigkeitsmessungen durchzuführen (Bild 5.185).

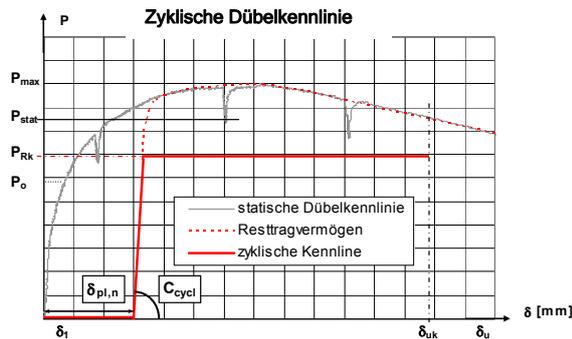


Bild 5.184: Idealierte zyklische Dübelkennlinie.

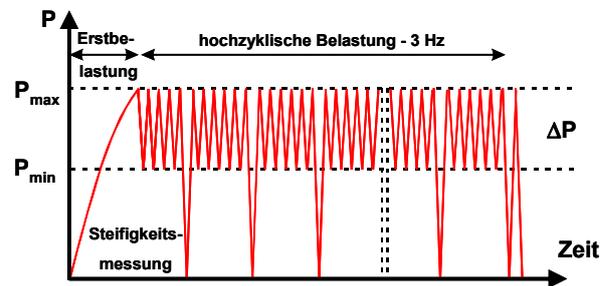


Bild 5.185: Steifigkeitsmessung während der zyklischen Versuchsphase.

Die Auswertung der Resttragfähigkeiten hinsichtlich des zyklischen Steifigkeitsmoduls C_{cycl} und die Steifigkeitsmessungen während der zyklischen Versuchsphase hatten ergeben, dass zwischen 60 % und 80 % der Bruchlast ein nahezu ideal-elastisches Verhalten vorlag. Auf Grundlage dieses Ergebnisses wurde das bilineare Modell der zyklischen Dübelkennlinie abgeleitet, bei dem der horizontale Ast mit dem charakteristischen Tragvermögen spezifiziert wurde. Die graphische Aufbereitung in Bild 5.186 mit Messungen an den diskreten Lastwechseln ergaben alle bezüglich der Messgenauigkeit der applizierten Wegaufnehmer ab ca. 500.000 LW ein relativ konstantes zyklisches Verformungsmodul innerhalb eines betrachteten Versuchs. Mit fortschreitender Lastwechselzahl änderte sich lediglich die Anfangsverformung $\delta_{pl,1}$ zu $\delta_{pl,n}$. Um eine einheitliche Auswertung des zyklischen Steifigkeitsmoduls zu gewährleisten, wurde dessen Ermittlung mit dem Schlupf $\delta_{pl,n}$ bei Entlastung und mit dem Schlupf $\delta_{60,n}$ bei 60 % der mittleren, theoretischen, quasistatischen Traglast definiert:

$$C_{cycl} = \frac{0,6 \cdot P_{ts}}{\Delta\delta_{60}} \quad \text{Gl. (5.10)}$$

Die Auswertung der Grundgesamtheit ergab, dass der Wert $\Delta\delta_{60} = \delta_{60,n} - \delta_{pl,n}$ nahezu konstant blieb und im Mittel den Wert 0,33 mm annahm. Mit Gl. (5.10) ergaben sich demnach mit Bezug der Last P auf $0,6 \cdot P_{ts} = P_{60} \approx P_0$ der untersuchten Tests konstante Steigungen. Dieser Effekt wurde mit Bild 5.187 visualisiert. Es wurde die Konstante $c_{cycl,60}$ mit:

$$c_{cycl,60} = \frac{1}{\Delta\delta_{60}} = \text{konst.} \approx 3 \text{ 1/mm} \quad \text{Gl. (5.11)}$$

in Gl. (5.10) eingesetzt, so dass sich ergab:

$$C_{cycl,m} = \frac{0,6 \cdot P_{ts}}{\Delta\delta_{60}} = c_{cycl,60} \cdot P_{60} \quad \text{Gl. (5.12)}$$

Durch die Berechnung des zyklischen Steifigkeitsmoduls mit P_{ts} finden indirekt sowohl Fertigungs- als auch materialtechnische Parameter Berücksichtigung.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

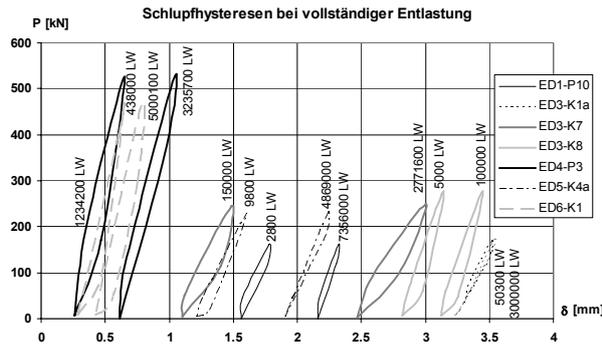


Bild 5.186: Diskrete Hysteresen zur Steifigkeitsanalyse.

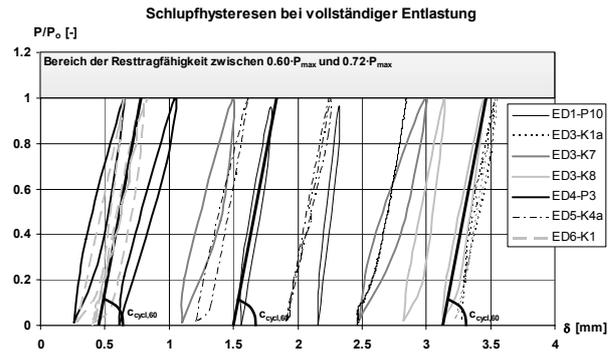


Bild 5.187: Bezogene Hysteresen zur Ermittlung von $C_{cycl,60}$.

In Bild 5.187 wurden einige Dübelskennlinien zur Überprüfung der Resttragfähigkeit ebenfalls eingearbeitet. Sie zeigten, dass für sie ebenfalls $c_{cycl,60}$ gültig ist und dass zwischen dem zuvor genannten Bereich von 60 % bis 80 % ein nahezu ideal-elastisches Verhalten vorliegt. Die experimentell ermittelten Werte wurden in Bild 5.188 gegen die theoretischen Werte aufgetragen. Die Standardabweichung betrug 2500 kN/cm und ist gestrichelt abgebildet. Die Streuungen waren durch die allgemeinen Einflussparameter bei Verwendung von Betondübeln erklärbar. Aus den erarbeiteten Beziehungen zur Berechnung des Schlupfes für diskrete Zyklusanzahlen mit Gleichung Gl. (5.2) und dem Vorschlag für die Berechnung des zyklischen Steifigkeitsmoduls mit Gl. (5.12) ließ sich der plastische Schlupfanteil für diskrete Lastwechsel $\delta_{pl,n}$ ableiten. Mit diesen Größen wurde der aufgestellte bilineare Ansatz für die zyklische Dübelskennlinie für eine vereinfachte zyklische Dübelskraft-Verformungsbeziehung zu einem trilinearen Ansatz erweitert. Der trilineare Ansatz differenziert zwischen rein elastischen und rein plastischen Verhalten. Die plastischen Bereiche ergaben sich zum einen wie gehabt aus dem horizontalem Ast auf dem Niveau des charakteristischen Tragvermögens und zum anderen aus einem kraftlosen Verformungsbereich bis $\delta_{pl,n}$ gemäß Bild 5.184. Die zeitliche Veränderlichkeit wurde bei diesem Modell durch den plastischen Anteil $\delta_{pl,n}$ beschrieben. Der Ansatz lässt sich leicht in FE-Programme implementieren, so dass die Berechnung mit nachgiebiger Verbundfuge letztlich in Abhängigkeit von P_{ts} , P_o und P_u erfolgen kann.

Analog zur Bewertung der Steifigkeit für den Schlupf wurde ein Abhebemodul A_{cycl} definiert, der bis zum Niveau von $0,6 \cdot P_{tu}$ die Entwicklung der Abhebung in Bezug auf den Schlupf angibt, durch:

$$A_{cycl} = \frac{\Delta\Delta_{60}}{\Delta\delta_{60}} = c_{cycl,60} \cdot \Delta\Delta_{60} \quad \text{Gl. (5.13)}$$

mit $\Delta\Delta_{60} = \Delta_{60,n} - \Delta_{pl,n}$. Die Auswertung der Grundgesamtheit lag für einzelne Messungen der Abhebewerte im Bereich von 0,07 mm bis 2,48 mm. In Anbetracht der Messgenauigkeit von $\pm 0,16$ mm der applizierten Wegaufnehmer lag die Genauigkeit der daraus berechneten Steifigkeitswerte zwischen ca. $\pm 0,30$ mm/mm und $\pm 0,40$ mm/mm. In Bild 5.189 sind die Entwicklungen der Abhebesteifigkeiten über die Lastwechsel dargestellt. Die Werte lagen alle innerhalb der ermittelten Genauigkeiten und in etwa in der gleichen Größenordnung, wenn geschlossene und offene Betondübel getrennt betrachtet werden. Gleiches galt für die ermittelten Werte aus den Resttragfähigkeiten. Die Steifigkeiten wurden daher, wie es Bild 5.189 auch abschätzen lässt, jeweils für geschlossene und offene Dübel als konstant gewertet. Der Mittelwert für geschlossene Dübel ergab $\Delta\Delta_{60} = -0,036$ mm und für offene Dübel

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

$\Delta\Delta_{60} = 0,053$ mm. Demnach ist das Abhebemodul $A_{cycl} = -0,11$ mm/mm bzw. $0,16$ mm/mm Schlupf.

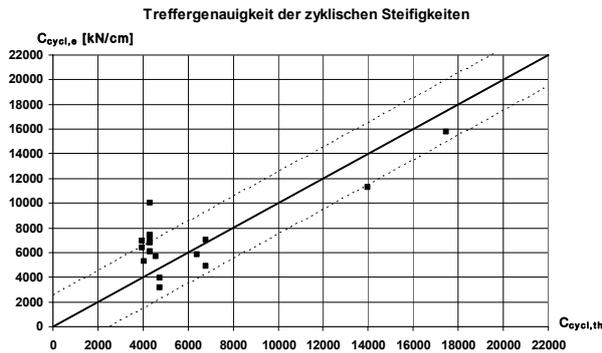


Bild 5.188: Güte des theoretischen Steifigkeitsmoduls.

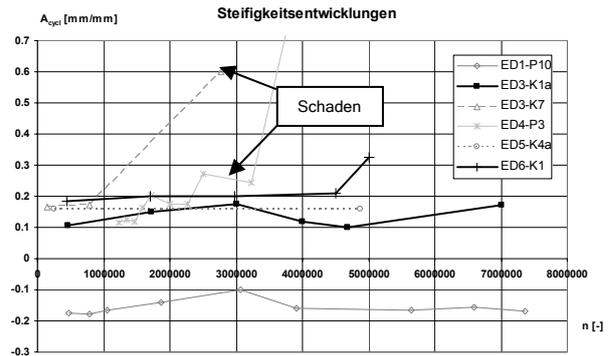


Bild 5.189: Entwicklung der Abhebesteifigkeiten.

5.2.5.4 Auswertung der erreichten Bruchlasten

Ein wesentlicher Aspekt zur Bewertung des Einflusses der Ermüdungsbeanspruchung auf die Tragfähigkeit von Betondübeln stellt die Beurteilung des Resttragvermögens dar, welches für die mit verschiedenen Lastspielzahlen und auf unterschiedlich hohen Lastniveaus vorbelasteten Push-Out-Körper experimentell bestimmt wurde. Übereinstimmend wiesen die Versuche zur Ermittlung der statischen Resttragfähigkeit nach der zyklischen Vorbelastung ähnliche Last-Verformungs-Linien auf. Das Verhalten unterscheidet sich nur unwesentlich von der Last-Verformungscharakteristik der Versuche ohne vorherige zyklische Einwirkung. Die experimentell bestimmten Resttragfähigkeiten konnten mit hinreichender Übereinstimmung mit den Berechnungsansätzen des theoretischen Berechnungsmodells nachvollzogen werden. Außerdem entsprachen die Streuparameter der Resttragfähigkeiten zyklisch vorbelasteter Push-Out-Tests (Bild 5.190) denen vergleichbarer Versuchsserien mit ausschließlich quasi-statisch beanspruchten Tests. Veranschaulicht wird diese Übereinstimmung in Bild 5.190 mit einer Gegenüberstellung der Versuchsauswertungen des Resttragvermögens nach einer zyklischen Vorbelastung mit der Grundgesamtheit von ausschließlich statisch getesteten Versuchsserien in Form eines P_t/P_e -Diagramms. Auf der Abszisse sind für die zyklisch vorbelasteten wie für die ausschließlich statisch getesteten Versuche auf der Grundlage des Bemessungsmodells ermittelten Werte und auf der Ordinate die äquivalenten experimentell bestimmten Traglasten aufgetragen. Die durchgezogene P_t' -Linie steht für eine ideale Übereinstimmung von Versuch und theoretischem Modell. Die Darstellung im Gesamtkontext zeigt, dass das Resttragvermögen zyklisch vorbelasteter Push-Out-Versuche (graue Symbole) mit bestehenden Berechnungsansätzen verifizierbar scheint, wenngleich Anpassungsparameter zur zuverlässigen Bewertung der Schädigung erforderlich werden. Auch ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dass die zuvor erkannten Korrelationen auf Push-Out-Versuche zutreffen, eine unangepasste Übertragbarkeit auf Verbundträger jedoch aufgrund der ebenfalls an Verbundträgern gewonnenen Erkenntnisse nicht uneingeschränkt möglich ist.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

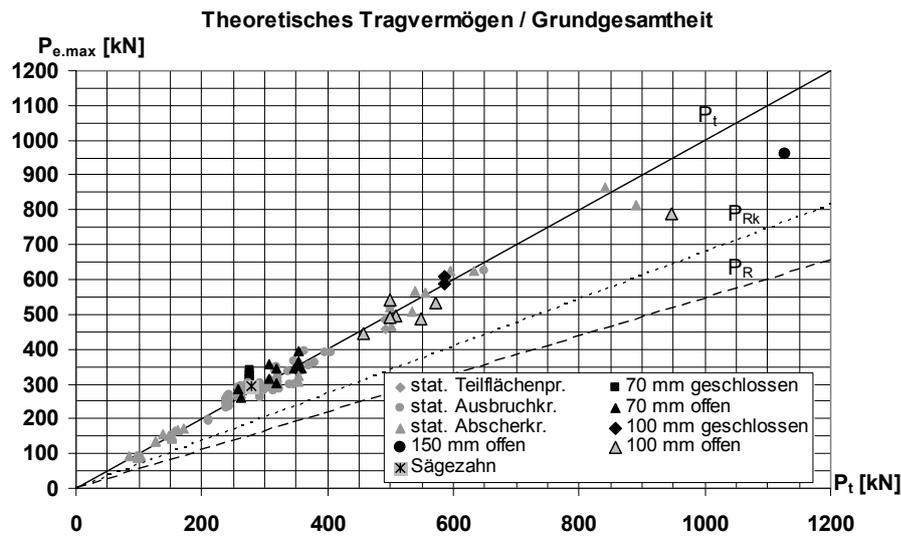


Bild 5.190: Statisches Tragvermögen nach zyklischer Vorbelastung.

Auch bei exakt gleichen Herstellungsparametern kommt es innerhalb einer Versuchsserie naturgemäß zu Schwankungen der experimentell ermittelten Tragfähigkeiten. Diese Schwankungen resultieren aus Materialinhomogenitäten, aus Abweichungen bei der Fertigung aber auch dem Einbau der Versuchskörper in den Versuchsstand. Die hier zu beurteilenden Versuchsgruppen der ausschließlich quasi-statischen Tests und der zyklisch vorbelasteten Versuche stammen zudem noch aus unterschiedlichen Fertigungschargen. Es war daher festzustellen, ob den beiden Gruppen bzw. Messreihen (rein statische Tests; zyklisch vorbelastete Tests) die gleiche Verteilungsfunktion zugrunde lag. Eine Möglichkeit dieses zu überprüfen, bot der Wilcoxon-Rangsummentest (Wilcoxon rank sum test, unpaired; äquivalent zum Mann-Whitney U-Test). Er stellte eine brauchbare Alternative zum t-Test dar, denn er kann auch eingesetzt werden, wenn gegen die Annahmen der Normalverteilung der unabhängigen Variablen bzw. der Varianzhomogenität der Gruppen verstoßen wird. Es handelte sich daher um einen nichtparametrischen Test. Die Daten ergaben sich aus voneinander unabhängigen Testkörpern, so dass sie als ungepaart (unpaired) angesehen werden konnten. Als Nullhypothese H_0 wurde angenommen, dass den Berechnungen die gleiche Verteilung zugrunde lag. Da eine Übereinstimmung der Berechnungsgrundlage interessierte, und nicht ein Größenunterschied, wurde die Alternativhypothese H_1 zweiseitig formuliert (zyklisch vorbelastete Versuche liefern andere statische Tragfähigkeiten wie rein statisch vorbelastete Versuche). In die Testwertung kamen nur Versuche, die sehr ähnliche geometrische und materielle Konkordanzen aufwiesen und bei denen das gleiche Kriterium zur theoretischen Berechnung der Tragfähigkeit griff. Des Weiteren wurden für die zyklischen Tests nur solche verwendet, die mit mindestens 4 Mio. Lastwechsel beaufschlagt wurden. Die verwendeten Daten wurden in Tabelle 5.20 mit ihren Rängen und Versagungskriterien zusammengestellt.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

Versuchskörperbez. Gruppe I	Abweichung in [%]	Rang	Versuchskörperbez. Gruppe II	Abweichung in [%]	Rang	Versagenskriterium
ED1-P1	16.0	19	ED1-P3	12.6	18	Ausstanzkrit.
ED3-K5	-0.9	10	ED3-K6	-14.1	2	Teilflächenpr.
ED1-K2	2.4	13	SD1-K3	-5.4	6	Ausstanzkrit.
ED1-K4	16.8	20				Ausstanzkrit.
ED2-KA2	4.7	15	SD7-KA6	2.4	12	Ausstanzkrit.
ED4-P1	0.2	11	SD8-P1	7.7	16	Abscherkrit.
ED4-P2	3.3	14	SD8-P2	11.0	17	Abscherkrit.
ED5-K2	-1.8	8	SD4-K1	-9.0	4	Ausstanzkrit.
			SD4-K2	-3.6	7	Ausstanzkrit.
ED5-K3	-7.3	5	SD8-K1	-1.0	9	Abscherkrit.
ED5-K6	-16.6	1	SD12-K2	-9.6	3	Abscherkrit.
	Rangsumme:	116		Rangsumme:	94	

Tabelle 5.20: Datenerhebung für den Wilcoxon-Test.

Das Ergebnis der Untersuchungen zeigt, dass die mittleren Tragvermögen den beiden bewerteten Gruppen zyklisch vorbelasteter und ausschließlich statisch beanspruchter Push-Out-Tests weitestgehend übereinstimmen. Gleichwohl soll nochmals erwähnt werden, dass diese auf Push-Out-Tests zutreffende Aussage nicht uneingeschränkt auf Träger zu übertragen ist.

5.3 Ergänzende Versuche

5.3.1 Untersuchungen für abhebende Einwirkungen

Die Anbindung von Stahl an Stahlbeton unter Verwendung der Befestigungstechnik mit Kopfbolzendübeln und zusätzlichen Einbauteilen im Bauwesen ist weit verbreitet. In einem Verbundtragsystem können je nach Steifigkeitsverhältnisse der Tragkomponenten und der Lasteinleitung die Verbundmittel, die vorwiegend Schubkräfte übertragen, auch auf Zug beansprucht werden. Die grundsätzliche Eignung von Betondübeln unter Zugbeanspruchung wurde durch ein ergänzendes Testprogramm /37/ mit spezifisch konzipierten Versuchskörpern untersucht. Die Ergebnisse der experimentellen Befunde und der wissenschaftlichen Bewertung wurden in /92/ detailliert vorgestellt.

Bild 5.192 zeigt jeweils ein typisches Kraft-Schlupfverhalten für die beiden beobachteten, grundsätzlich verschiedenen Versagensmechanismen. Die Versuchskörper mit geschlossenen Blechen und diejenigen mit geöffneten Ausnehmungen und gleichzeitig geringer Betonüberdeckung unter dem Dübelfuß (2 cm) wiesen als Versagenskriterium ein Abplatzen des Betons auf (Bild 5.191). Offene Betondübel mit großer Betonüberdeckung unter dem Dübelfuß ($c_u = 6$ cm) versagten durch Herausziehen des Aussparungsblechs aus dem Beton (Bild 5.193). Für mittlere Betonüberdeckungen (4 cm) waren als Versagensursache sowohl Betonausbrüche als auch plastische Deformationen des Stahls an den Hinterschneidungen zu verzeichnen. Die Versagensart „Herausziehen“ ließ sich im Wesentlichen auf plastische Deformation der hinterschnittenen Blechkanten zurückführen. Die Tragfähigkeiten innerhalb des Versuchsprogramms ergaben zwischen 60 kN und 220 kN. Es wurden Berechnungsformate abgeleitet, die eine erste Abschätzung für den Übergang zwischen den Versagensformen sowie für die Tragfähigkeiten der beiden Versagensmechanismen erlaubten.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

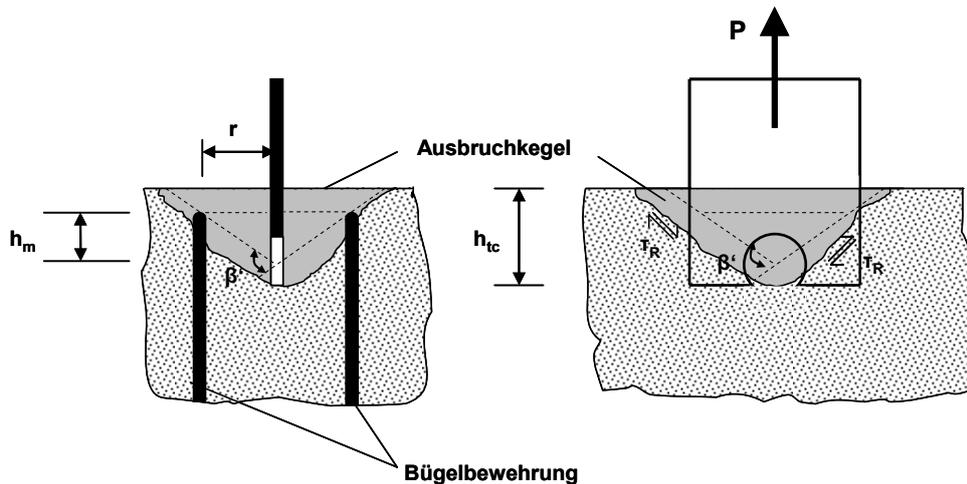


Bild 5.191: Versuchskörper in zwei Schnittebenen und schematisierter Betonausbruch.

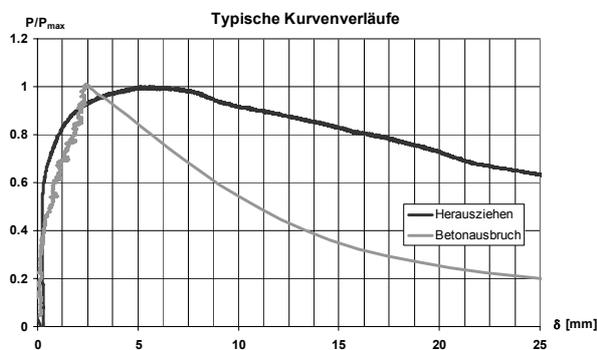


Bild 5.192: Last-Verformungsverläufe der beiden Versagenstypen.



Bild 5.193: Versagenstyp Stahlauszug eines offenen Betondübel.

5.3.2 Randnahe Betondübel

Für den Einsatz der Betondübel sind innovative Verbundträgerquerschnitte denkbar, bei denen das Walzprofil im Sinne einer „externen“ Bewehrung unterhalb eines ausbetonierten Steges angeordnet ist (Bild 5.194). Aber auch für den Einsatz von Verbund-Trägertypen, bei denen der Einbau der Betondübel parallel zur Betongurtebene (liegende Betondübel, Bild 5.195) wie z. B. in Slim-Floor-Konstruktionen von Nutzen sein könnte, müssen die Auswirkungen für eine Einbaulage mit geringer seitlicher Betondeckung bekannt sein.

5. Versuchsgestützte Untersuchung der Ermüdungseigenschaften

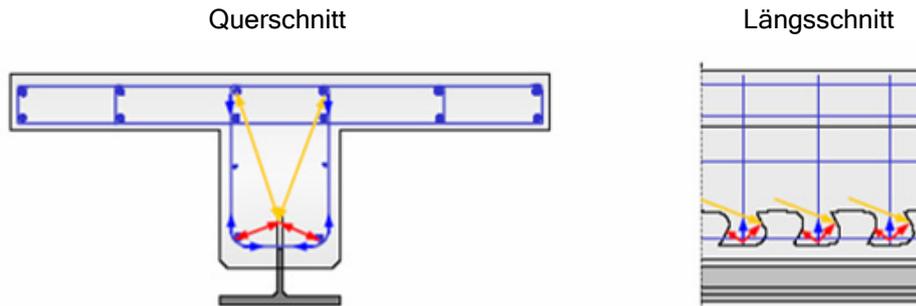


Bild 5.194: Trägertyp mit „externer“ Bewehrung aus /93/.

Zur experimentellen Untersuchung der Tragwirkung dieser spezifischen Orientierung des Betondübels zum Beton wurde eine Versuchsreihe mit insgesamt sechs Push-Out-Tests analog zu Bild 5.195 aufgestellt. Die Fertigung wurde mit konstanten Materialparametern und variierenden Fertigungsparametern (wie z. B. Aussparungsdurchmesser, Betonplattendicke, Bewehrungsgrad) durchgeführt. Für eine detaillierte Zusammenstellung des Versuchsprogramms und der daraus abgeleiteten Berechnungsansätze wird auf /94/ verwiesen.

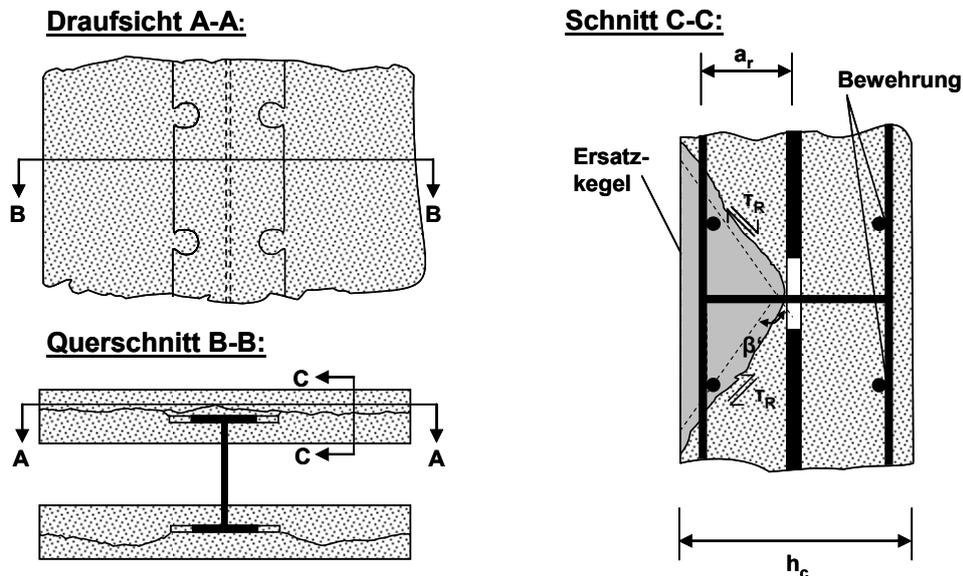


Bild 5.195: Schematisierter liegende Betondübelanordnung mit Versagensfällen.

Die bisherigen Versagensmechanismen waren ein Ausbruch des Betons (Bild 5.195, Schnitt C-C) oder ein Versagen der Verbundfuge aufgrund eines Betonplattenspaltes (Querschnitt B-B). Die in /94/ hierzu entwickelten mechanischen Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit liegender Betondübel zeigten insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Tragfähigkeiten. Zur endgültigen Verifizierung sind jedoch weitere Versuche notwendig, um die Annahmen zu belegen und ein statistisch abgesichertes Nachweisverfahren aufzustellen. Auf Grundlage der Tastversuche wurden jedoch bereits Grundprinzipien spezifiziert und separiert.

6. Numerische Untersuchungen

6. Numerische Untersuchungen

6.1 Analyse der Push-Out-Versuche

Im Folgenden wurden die Versuchskörper, bei denen während oder nach der zyklischen Beanspruchungsphase eine Schädigung im Stahlsteg identifiziert wurde, einer näheren Analyse unterzogen. In Tabelle 6.1 wurden diese Versuche mit ihren Belastungsszenarien und erreichten Lastwechselzahlen zusammengestellt. Die Versuche wurden mit dem Örtlichen Konzept (siehe 4.5.2) nachgerechnet und dessen Anwendbarkeit überprüft. Zur Anwendung des Örtlichen Konzepts wurde die Bauteilfließkurve benötigt. Diese wurde anhand von FE-Rechnungen gewonnen. Um vorab die Güte der FEM einordnen zu können, wurden die kalkulierten Werte denen aus den Messungen gegenübergestellt. Zur numerischen Untersuchung wurde in Ergänzung der Versuche in Tabelle 6.1 der Test ED1-P10 herangezogen. Dadurch wurde zusätzlich die Bewertung der Zuverlässigkeit der Simulation an geschlossenen Betondübeln ermöglicht. Das Vorgehen gliederte sich wie folgt:

- Präzise Abbildung der Versuche innerhalb der Möglichkeiten des Programmsystems und ein Vergleich des Last-Schlupf-Verhaltens und der Verzerrungen mit den Messergebnissen bis zu den verifizierten Oberlasten.
- Vereinfachung des FE-Modells und Vergleich des Last-Schlupf-Verhaltens und der Verzerrungen mit dem präzisen Modell und den Messergebnissen.
- Berechnung der Bauteilfließkurve mit implementierter ZSDK.
- Vergleich der Bauteilfließkurve bei Anwendung der Neuberregel auf die lineare FE-Berechnung.
- Nachrechnung der Betondübel mit Hilfe des Örtlichen Konzepts.

Versuch	f_{cm} [N/mm ²]	LW [-] / P _{eu} [kN]	P _{ts} [kN]	λ_o [-]	λ_u [-]	LW [-]	Kriterium
ED3-K1a DMS	29,5	345 kN	252	0,70	0,12	3000000	Teilflächen- pressung
				0,58	0,12	1000000	
				0,46	0,12	1000000	
				0,34	0,12	1000000	
				0,23	0,12	1000000	
ED3-K3	42,2	345 kN	301	0,12	0,06	1000000	Teilflächen- pressung
				0,18	0,06	1000000	
				0,24	0,06	1000000	
				0,30	0,06	1000000	
				0,36	0,06	3000000	
ED3-K4	50	5677875	296	i.M. 0,42	i.M. 0,25	5000000	Teilflächen- pressung
ED3-K5		345 kN		i.M. 0,46	i.M. 0,05	677875	
				0,45	0,16	5098000	
				wegeregelt			
ED3-K7 DMS	65	2772000	375	0,66	0,33	2772000	Teilflächen- pressung
ED3-K8 DMS		240171		0,82	0,23	70	
				0,74	0,17	240101	
ED4-P3	63	3368564	769	0,81	0,20	4600	Abscher- kriterium
		Rissentw.		0,81	0,42	76700	
		4027200		0,69	0,29	3945900	

Tabelle 6.1: Übersicht der Push-Out-Versuche mit Ermüdungsrissen.

6. Numerische Untersuchungen

6.1.1 Modellbildung, Diskretisierung und Werkstoffparameter

Um das lokale Trag- und Verformungsvermögen von Betondübeln unter monotoner Laststeigerung möglichst realitätsnah zu simulieren, wurde mit dem Programmsystem ANSYS ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell aufgestellt. Die Validierung der Modellierung, der verwendeten Elementtypen und der Materialmodelle erfolgte anhand der vorliegenden experimentellen Messgrößen. Für die Simulation wurde eine genaue Abbildung der Dübelgeometrie einschließlich der Bewehrung im Dübel und der Topologie des Dübels im Betongurt vorgenommen. Die Materialien wurden zunächst nichtlinear formuliert und im Verbundbereich zwischen Stahlbleite und Betondübel wurden Kontaktbedingungen definiert (Contact 174; Target 170). Detaillierte Angaben zu den Elementen finden sich in /95/. In Bild 6.1 wurde anhand von ED3-K1a exemplarisch ein vorerst untersuchter Versuchskörperausschnitt mit dem gewählten Koordinatensystem dargestellt. Zur Reduzierung des ohnehin schon immensen numerischen Aufwandes wurden die Symmetrieeigenschaften der Probekörper bzgl. der Betongurte und des Blechs genutzt und durch adäquate Randbedingungen ersetzt. Die weitere Lagerungsbedingung ergab sich an der Stelle für die maximale y-Koordinate gemäß der Auflagerung im Versuch. Die Belastung wurde in Form einer Verschiebung am oberen und seitlichen Blechrand bis kurz vor den zweiten Dübel (bei $z=0$ und bei $x=\max.$) verifiziert. Die seitliche Verschiebungsaufbringung resultierte aus dem beidseitig angeschweißten Vollquerschnitt am Blech zur gleichmäßigen Lastverteilung auf die beiden Dübel. Es kamen 8-knotige sowie für das Stahlblech 20-knotige Volumenelemente zur Anwendung (Solid 45, 65, 185 & 186).

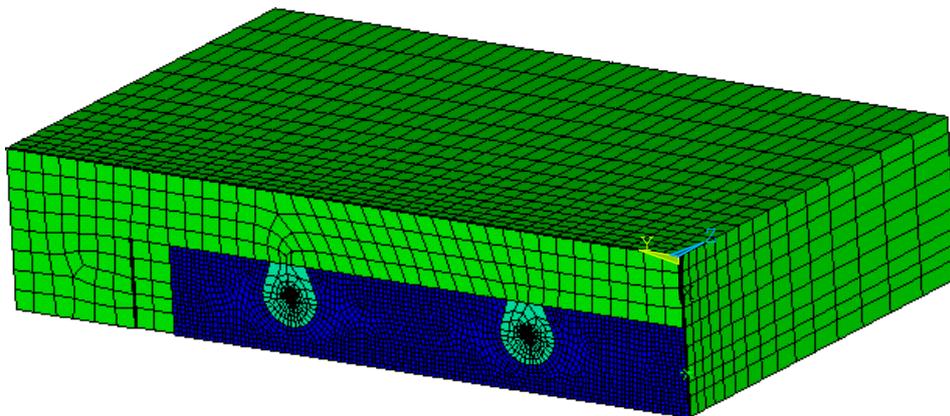


Bild 6.1: Modelliertes System am Beispiel des Versuchs ED3-K1a.

Die Materialdefinition des Baustahls erfolgte polygonal in Anlehnung an die gewonnenen Zugversuche (Bild 6.2). Es wurden die wahren Spannungs-Verzerrungs-Linien formuliert, da in der angewandten Numerik für große Spannungen und Verzerrungen die geometrischen Nichtlinearitäten aus einer Veränderung des Querschnitts bereits im Berechnungsverfahren enthalten waren. Die Beschreibung des Betons erfolgte mit dem programmseitig integrierten Materialmodell Concrete von William und Warnke nach Angaben aus dem Modelcode 90 /7/. Analog zum tatsächlichen Verhalten blieb die Querkontraktionszahl bis zu einer Beanspruchung von $\beta_{sa} = 80 \%$ konstant und darüber hinaus nichtlinear (Gl. (6.1)).

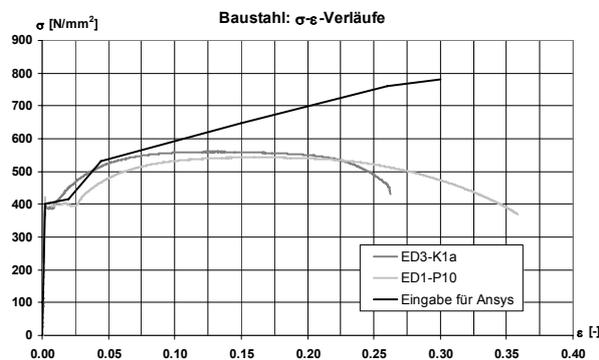
6. Numerische Untersuchungen

$$v_{csa} = 0,36 - (0,36 - \nu) \cdot \sqrt{1 - (5\beta_{sa} - 4)^2} \quad \text{Gl. (6.1)}$$

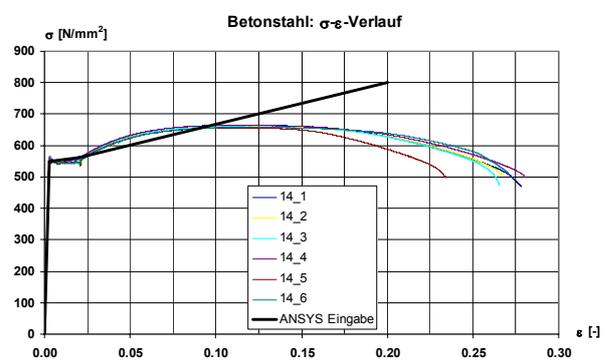
$$\text{mit } \beta_{sa} \begin{cases} \frac{\sigma_3}{\sigma_{3f}} & \text{für } \sigma_1; \sigma_2; \sigma_3 \leq 0 \\ \frac{\sigma_3^I}{\sigma_{3f}^I} & \text{für } \sigma_1 > 0 \end{cases}$$

Für die mehraxiale Beanspruchung wurde das einaxiale Betongesetz entsprechend den theoretischen Grundlagen nach Kupfer proportional vergrößert /96/. In der so genannten Dübelprozesszone im Lasteinleitungsbereich des Betons kann der Beton aufgrund der sich ihm umgebenden Materialien nicht ausbreiten und unterliegt infolge der Querkontraktionsbehinderung einer mehrachsigen Druckbeanspruchung. Unter diesen komplexen mechanischen Gegebenheiten kann der Beton bis zu mehrfach höhere Spannungen als die einachsige Festigkeit ertragen /35/. In Anlehnung an /1/ konnte dieser dreiaxiale Spannungszustand einschließlich der plastischen Verformungsanteile mit dem Materialmodell nach Drucker-Prager /97/, /98/, /99/ ausreichend beschrieben werden. Die Bewehrung folgt Gesetzmäßigkeiten für Betonstahl, die an Zugproben gemäß Bild 6.2 orientiert wurden. Aufgrund eines geringen Beitrags zum Trag- und Verformungsvermögen wurde hier ein bilinearer Ansatz gewählt. Die Betondübelbewehrung wurde diskret modelliert. Für die konstruktive Bewehrung wurde ein verschmiertes Bewehrungsmodell gewählt, in dem die Bewehrung gleichmäßig über die betroffenen Elemente verteilt wurde. Die Steifigkeitsanteile von Beton und Bewehrung wurden addiert.

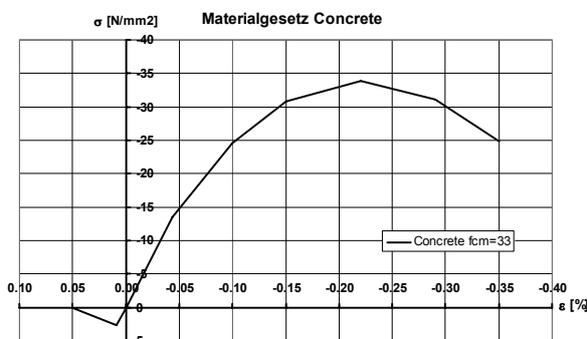
Baustähle



Betonstahl



Beton: Concrete



Beton: Drucker-Prager

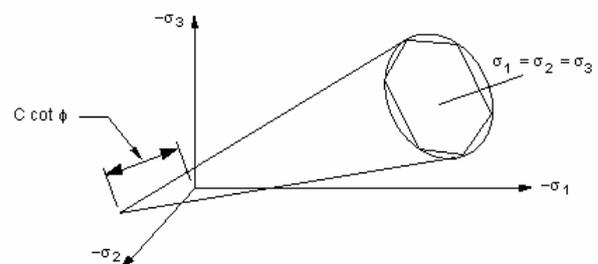


Bild 6.2: Materialgesetze zur numerischen Simulation eines Push-Out-Versuchs.

6. Numerische Untersuchungen

6.1.2 Vergleiche von Versuchs- und Berechnungsergebnissen

Die graphischen Vergleiche der Last-Verformungskurven zwischen numerischen Simulationsrechnungen und den experimentellen Messwerten (S1 & S2 gemäß Bild 5.121) für die Erstbelastung und das Resttragvermögen zeigten sowohl für offene (Bild 6.3) als auch für geschlossene Betondübeln (Bild 6.4) bis zum betrachteten Oberlastniveau eine gute Übereinstimmung. Der Schlupf der Simulation wurde analog zur Messung aus der Verschiebungsdifferenz zwischen Stahlleiste und Beton berechnet. Durch die Kontaktmodellierung kam es zu einer geringfügigen Penetration der Stahlkontaktflächen und den Flächen des Betons. Die Visualisierung erfolgte daher mit bereinigten Werten. Die Last-Verformungskurven zeigten bei Verwendung eines linear-elastischen Betonmodells (A3) außerhalb der Dübelprozesszone im Vergleich zur Anwendung des Concrete-Modells (A1) einen nahezu kongruenten Verlauf. Wurde lediglich eine Aussparung modelliert (Bild 6.5 & Bild 6.6), so konnte ein geringfügig steiferes Verhalten festgestellt werden (B1 Concrete-Modell; B2 linear-elastisches Betonmodell). Die zugehörigen Graphen verliefen aber bis zur benötigten Oberlast von bis zu $0,70 \cdot P_{tu}$ immer noch entlang bzw. innerhalb der Messwertaufzeichnungen. Wird eine Simulation über dem Niveau von ca. $0,70 \cdot P_{tu}$ benötigt, so ist die Verwendung der Concrete-Modelle (B1) der linear-elastischen Betonabbildung (B2) vorzuziehen. Dies ergab die Gegenüberstellung der Last-Verformungsverläufe der Simulationen mit dem Resttragverhalten. Untersuchungen hatten ergeben, dass der Werkstoffparameter des Baustahls innerhalb der Streubreite der Zugproben einen Einfluss auf die Güte der Abbildung des Schlupfverhaltens im oberen Lastbereich hat. In Bild 6.3 wurden unterschiedliche Stahlzugproben aus dem gleichen Stahlstempel in das Concrete-Modell eines offenen Einzeldübels integriert (B1_a; B1_b) und es konnte ein Unterschied im Kraftmaximum bei einem Schlupf von 4.5 mm von 10 % festgestellt werden.

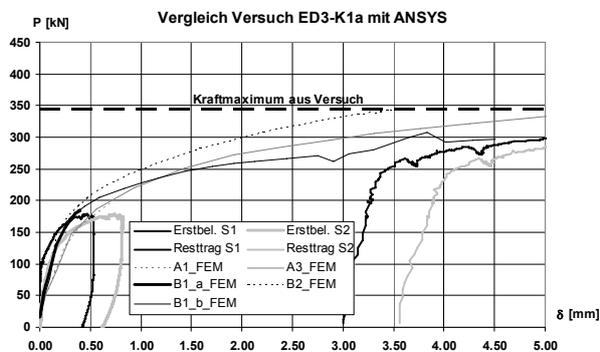


Bild 6.3: Vergleich von Rechnung und Versuchswerten (V, H) bei offenen Dübeln.

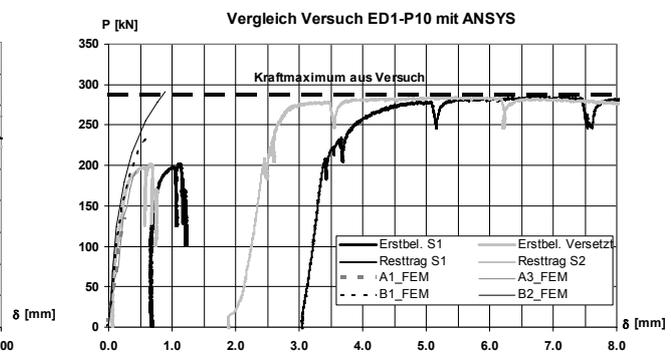


Bild 6.4: Vergleich von Rechnung und Versuchswerten (V, H) bei geschlossenen Dübeln.

6. Numerische Untersuchungen

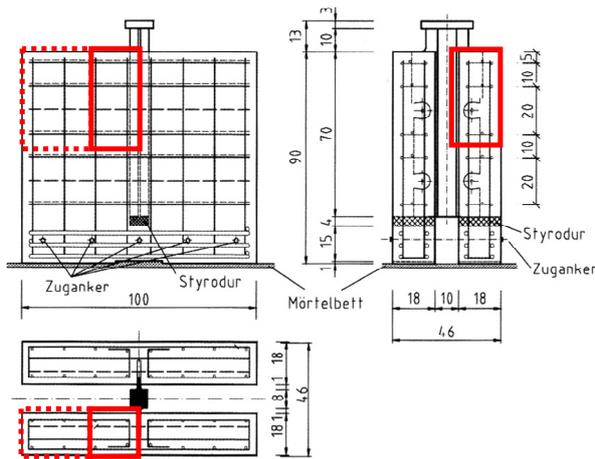


Bild 6.5: Modellierter Versuchskörperauschnitt.

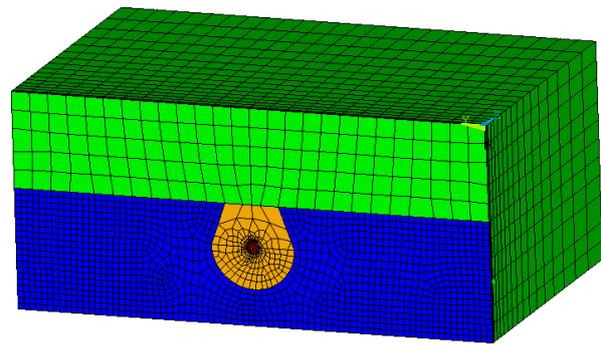


Bild 6.6: Modell mit einer Aussparung (B1 & B2).

Das wichtigste Kriterium zur Wertung der Simulationsdaten waren aber nicht die Last-Schlupf-Beziehungen zwischen Stahl und Beton, sondern die Last-Verzerrungsbeziehungen von äußerer Last und dem Baustahl im Dübelbereich, denn auf der Basis der Resultate aus den FE-Rechnungen erfolgte die Kalkulation nach dem Örtlichen Konzept. Zur Beurteilung der Güte der einzelnen Berechnungen wurden daher Verzerrungspfade der Numerik den Aufzeichnungen der DMS gegenüber gestellt. Die Applizierung der DMS-Rosetten orientierte sich an einem identifizierten Riss an einem Versuchskörper in etwa 45° zur Horizontalen gemäß Bild 6.7. Die aufgezeichneten Verzerrungsraten an zwei horizontal gegenüberliegenden Betondübeln (DMS1 bis DMS3 und DMS4 bis DMS6) bei Erstbelastung zeigt Bild 6.8. Der Vergleich entsprechender Messrichtungen lieferte sehr große Unterschiede und für die x-Richtung mit DMS1 und DMS4 sogar entgegengesetzte Verzerrungsrichtungen. Diese Erkenntnis ließ auf hohe Verzerrungsgradienten in diesem Bereich schließen. Durch die endlichen Abmaße der DMS-Rosette sowie durch Applikationsungenauigkeiten können diese Unterschiede entstehen. Aus diesem Grund wurde die Analyse der FE-Rechnung bei 160 kN längs des in Bild 6.7 dargestellten Pfades, der am Blechrand begann ($x=0$), vorgenommen. Es zeigte sich, dass die kalkulierten Verzerrungen längs des ausgewerteten Pfades sich tatsächlich innerhalb bzw. entlang der Messergebnisse befanden (Bild 6.9). Ein Vergleich der berechneten Verzerrungen am oberen und unteren Dübel (Dü2) ergab lediglich direkt am Blechrand größere Schwankungen. Die Problematik der Ungenauigkeiten aufgrund der Abmaße der Rosette und der Applikation ergaben sich nicht nur längs, sondern auch parallel zum betrachteten Pfad. Deshalb wurde zusätzlich ein oberer und unterer Pfad (Bild 6.7) ergründet. Aus der Tatsache heraus, dass geringe lokale Veränderung der Auswertepunkte in der Größenordnung der Abmaße einer DMS-Rosette selbst an gleichen Pfadstellen die Schwankungsbereiche der Messungen nahezu verifizierten (Bild 6.10 & Bild 6.11), konnte angenommen werden, dass mit den FE-Modellen die Versuche nicht nur hinsichtlich des Schlupfes, sondern auch bzgl. der Baustahlverzerrungen relativ genau abgebildet wurden. Der Vergleich der DMS-Pfade zwischen FE-Modellen mit einem und zwei Betondübeln mit linear elastischem Betonmodell zeigte im Vergleich zu den Modellen kalkuliert mit dem Materialgesetz Concrete auch für die Verzerrungen sehr ähnliche Verläufe (Bild 6.12).

6. Numerische Untersuchungen

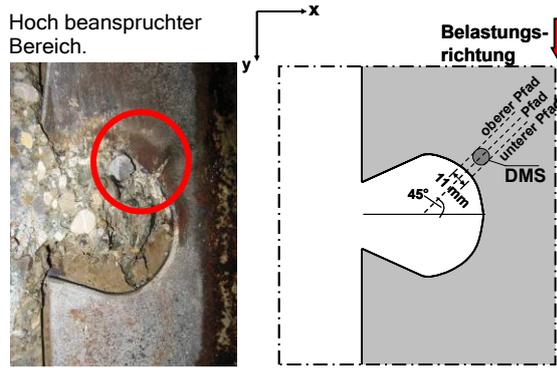


Bild 6.7: Rissverlauf am Versuch und Position der DMS-Rosette.

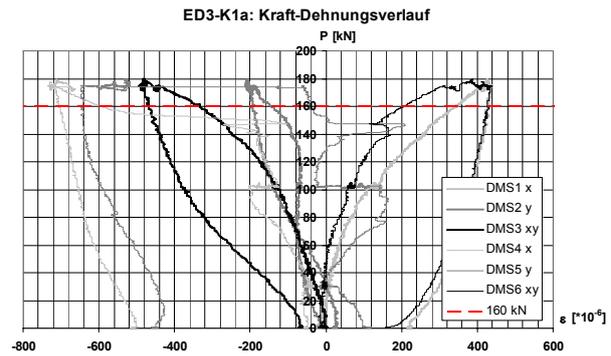


Bild 6.8: Messwerte an der DMS-Rosette bei Erstbelastung.

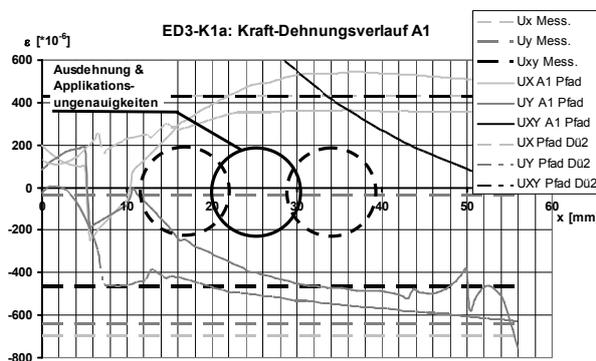


Bild 6.9: Vergleich von Mess- und Simulationswerten am oberen und unteren Dübel.

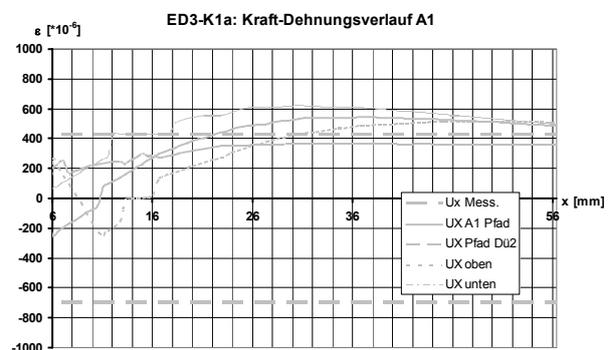


Bild 6.10: Vergleich der parallelen Pfade mit den Messwerten in x-Richtung.

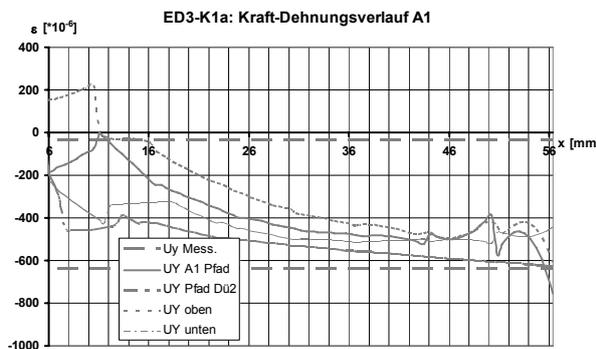


Bild 6.11: Vergleich der parallelen Pfade mit den Messwerten in y-Richtung.

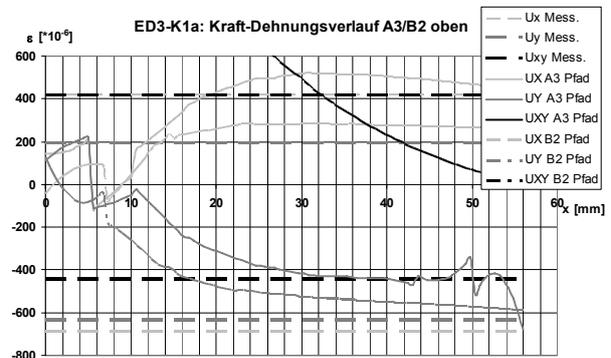


Bild 6.12: Vergleich der Pfade von FE-Modellen mit einem bzw. zwei Dübeln.

Aus der Evaluierung der vereinfachten FE-Modelle hinsichtlich der Last-Verschiebungscharakteristika und der lokalen Beanspruchungen, die aus dem Kontakt zwischen Baustahlausparung und Betondübel entstanden, resultierten hinreichend genaue Abbildungen der realen Gegebenheiten. Die Ermittlung der Anrisslebensdauern bzw. die Ermittlung der Bauteilfließkurven wurden daher auf der Basis dieser Modelle durchgeführt. Die zu untersuchenden Belastungsniveaus lagen dabei im linearen Last-Verschiebungsbereich, für den mit der Numerik umso genauere Ergebnisse erzielt wurden.

6. Numerische Untersuchungen

6.1.3 Ermittelte Bauteilfließkurven

Die örtlichen Spannungen können bei nichtlinearem, elastisch-plastischem Werkstoffverhalten neben Verzerrungsmessungen und elastisch-plastischen FE-Rechnungen für bestimmte Anwendungsfälle auch mittels theoretischer Ansätze ermittelt werden. Bei der Näherungsformel nach Neuber liegt ein durch stetige Verfestigung gekennzeichnetes nichtlineares Werkstoffverhalten an einer nichtebenen schubbeanspruchten Kerbe zugrunde. Differenzen treten auf, wenn die Annahmen bzgl. der Kerbgeometrie, der Probenbelastung oder der Werkstoffkennlinie von der Ableitung zu sehr differieren. Das Last- bzw. Spannungs-Verzerrungsverhalten, ermittelt mit der Neuber-Hyperbel (4.5.2.2; Bild 6.13) auf der Basis eines durchweg linear-elastischen FE-Modells, führte trotz Berücksichtigung der Mehrdimensionalität nicht annähernd zu den errechneten Ergebnissen für Be- und Entlastungen mit nichtlinearen Werkstoffgesetzen (Bild 6.14). Die Abweichungen waren zu groß als dass mit Hilfe eines vereinfachten FE-Modells und der Neuberregel eine nichtlineare Berechnung überflüssig wurde. Für derartige Fälle könnten genauere Näherungsformeln, die über zunächst offene Parameter Spielraum für die Anpassung an die Gegebenheiten bieten, angewandt werden. Es war hier aber zweckmäßiger, die relevanten Nichtlinearitäten in den FE-Modellen zu implementieren und die Bauteilfließkurven auf diesem Wege direkt zu ermitteln (Bild 6.15). Die ZSDK (4.5.2.1) für den Baustahl wurde dazu als multilineares Stoffgesetz unter Zugrundelegung des Uniform Material Laws eingegeben.

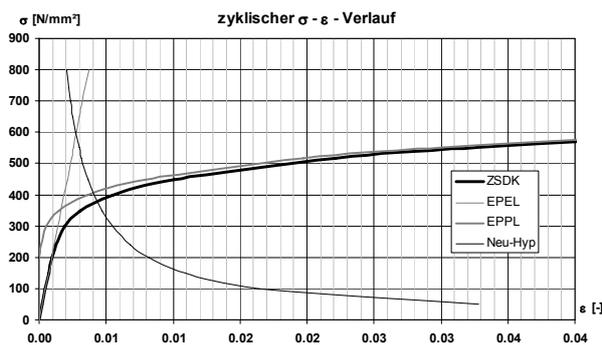


Bild 6.13: Neuber-Hyperbel und zyklische Spannungs-Dehnungskurve (ZSDK).

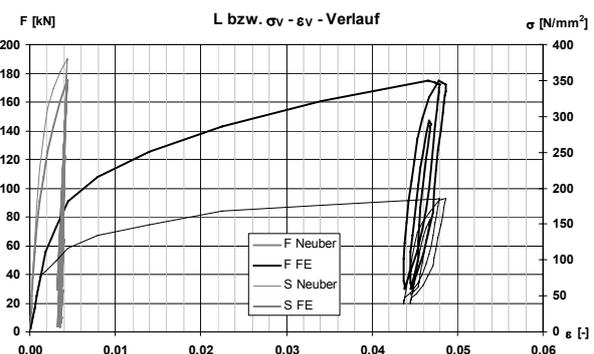


Bild 6.14: Vergleich von Werten resultierend aus der Neuberregel und einer nichtlinearen FE-Rechnung.

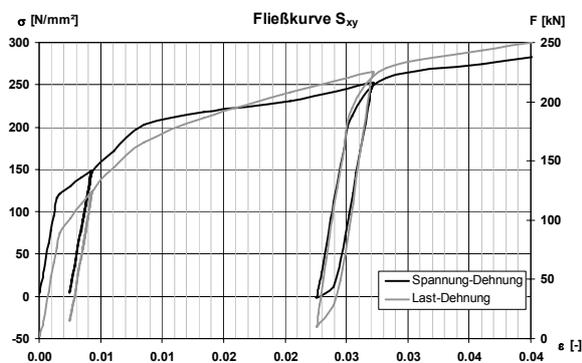


Bild 6.15: Bauteilfließkurve am Beispiel von ED3-K4.

6.1.4 Berechnungsergebnisse mit dem Örtlichen Konzept

Die Teilschritte zur Bestimmung von Lebensdauern nach dem Örtlichen Konzept wurden in 4.5.2 dargelegt. Je nach Belastungs- und Beanspruchungskombination kann die Lebensdauerberechnung in verschiedene Berechnungsfälle unterteilt und damit die Vorgehensweise festgelegt werden. Wesentliche Kriterien zur Zuordnung waren die Belastungsart und die sich daraus ergebende örtliche Beanspruchung /100/. Für die betrachteten Versuche gehörte zu den essentiellen Schritten die zuvor aufgezeigte Berechnung der Bauteilfließkurven. Damit war das Last-Verzerrungsverhalten an den jeweiligen versagenskritischen Stellen bekannt. Unter Berücksichtigung des Masing- und Memoryverhaltens wurden anschließend für jede Laststufe die Hysteresen ermittelt. Die Berechnung der relevanten Anfangs- und Endwerte von Spannungen und Verzerrungen der Hysteresen waren für den weiteren Ablauf ausreichend. Die Bewertung der Schädigungswirkung erfolgte unter Berücksichtigung der Mittelspannungen und der Oberflächenrauigkeiten. Schließlich wurden die Bauteilwöhlerlinien entwickelt und die theoretischen, ertragbaren Lastwechsel berechnet. In der vorliegenden Arbeit wurden die aus den Versuchen erzielten Lebensdauerergebnisse unter Verwendung der drei Schädigungsparameter ε_1 , ε_v und γ_{\max} exemplarisch nachgerechnet. Diese und einige konventionelle Schädigungsparameter wurden in 4.5.2.4 beschrieben. Der Schädigungsparameter ε_1 findet demnach seine Anwendung, wenn nach der Rissinitiierung ein Risswachstum überwiegend in eine Richtung rechtwinklig zur größten Hauptnormalspannung beobachtet wird. Die Ergebnisse der FE-Rechnungen rechtfertigten dieses Vorgehen, wie Bild 6.16 und Bild 6.17 als Vektorplot demonstrieren. Der Mittelspannungseinfluss wurde durch den P_{SWT} -Parameter berücksichtigt. Eine Überführung eines mehrachsigen Spannungszustandes in einen Vergleichsspannungszustand mit der Festigkeitshypothese nach von Mises (Bild 6.18) gelingt für eine Beanspruchungs- und Schädigungsbewertung relativ einfach. Dies kann jedoch für mittelspannungsbehaftete Beanspruchungen problematisch werden. Wie bereits in 4.5.2.4 erläutert, können Zugmittelspannungen die Lebensdauer deutlich reduzieren, während Druckmittelspannungen die Lebensdauer gegenüber mittelspannungsfreien Belastungen kaum beeinflussen. Die Vergleichsgrößen σ_v und ε_v , ermittelt nach von Mises und Hencky, nehmen ausschließlich positive Werte an. Zug- und Druckmittelspannungen werden bei der Umrechnung in Vergleichsgrößen demnach gleich behandelt. Daher empfiehlt Sonsino /101/ vor der Berechnung von Vergleichsgrößen eine Umrechnung von mittelspannungsbehafteten Beanspruchungen in schädigungsgleiche, mittelspannungsfreie Beanspruchungen mit Hilfe von Haigh-Schaubildern. Müssen solche Schaubilder erst erstellt werden, dann kann dies mit einem enormen experimentellen Aufwand verbunden sein. Bei reiner Torsion hingegen ist das Vorzeichen der Schubmittelspannung bedeutungslos. Der Einfluss der Größe der Schubmittelspannung auf die Lebensdauer ist deutlich geringer als bei entsprechender Zugmittelspannung bei Normalkraftbeanspruchung. Die Relevanz der Mittelspannung und der Schubspannungen wurden durch die Anwendung dieses Verfahrens auf die vorliegenden Fälle überprüft. Die Anwendung des Parameters γ_{\max} ist aus werkstoffmechanischer Betrachtung auf Lastfälle zu beschränken, bei denen die Rissausbreitung in γ_{\max} -Richtung erfolgt. Wie Bild 6.19 zeigt, breiten sich die maximalen Schubspannungen in Rissrichtung aus. In /102/ wurde anhand von StE 460 experimentell nachgewiesen, dass die Versuchsergebnisse bei zusammengesetzter Belastung $\lambda = \gamma/\varepsilon = \sqrt{3}$ mit guter Genauigkeit durch die einachsige ε -Wöhlerlinie beschrieben werden kann. Des Weiteren können die Wöhlerlinien für $\lambda = 0$ und $\lambda = \infty$ als Grenzkurven, die den Bereich aller anderen Wöhlerlinien für beliebige λ -Werte umschließen, interpretiert werden. Im Unterschied zur in 4.5.2.4 beschriebenen konsequenten

6. Numerische Untersuchungen

Vorgehensweise wurde hier daher die formale Vorgehensweise durch Anwendung der ϵ -Wöhlerlinie bevorzugt.

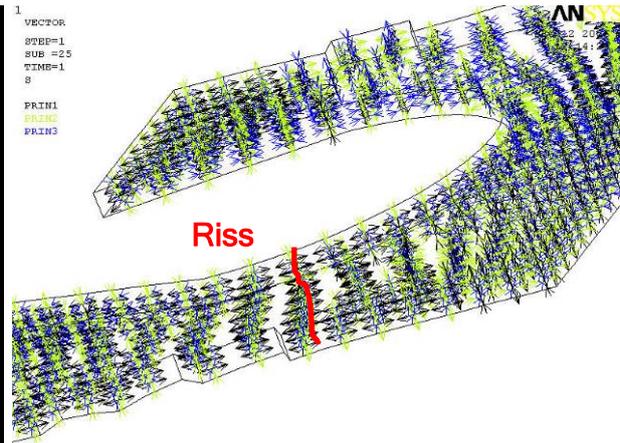
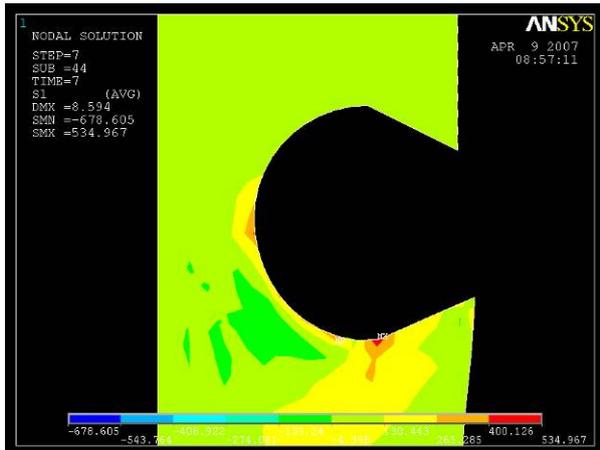


Bild 6.16: Maximale Hauptspannung an ED3-K4. Bild 6.17: Hauptspannungsverlauf an ED3-K4.

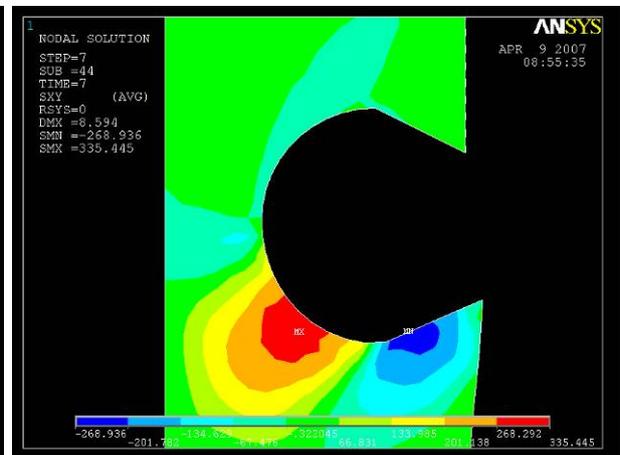
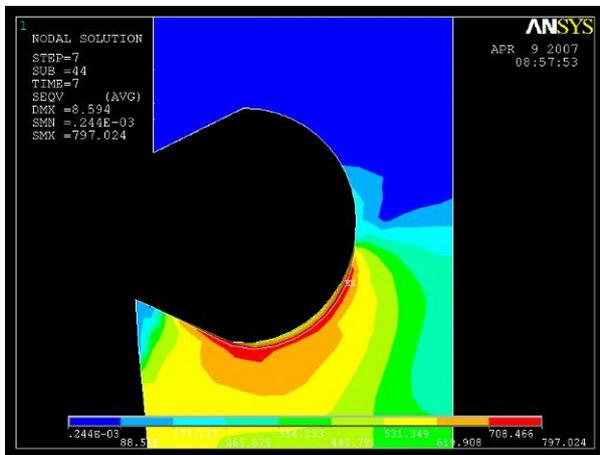


Bild 6.18: Maximale Vergleichsspannung nach von Mises an ED3-K4. Bild 6.19: Maximale Schubspannung an ED3-K4.

Die Ergebnisse der einzelnen Rechnungen wurden in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Für ED3-K1a ergab sich zu dem errechneten Anriss für die Schubspannung kein unmittelbares Indiz für einen Schaden wie z. B. eine überproportionale Schlupfentwicklung (Bild 5.148). Zwischen den angegebenen Lastwechseln in der letzten Spalte der Tabelle wurde lediglich ein sprunghafter Verlauf für die Abhebung erkennbar. Bis 756.000 LW lagen Messungen von DMS4 vor, bevor auch dieser letzte funktionsfähige DMS bei dieser LW-Zahl versagte. Bis zu diesem Zeitpunkt vergrößerten sich die Anfangs- und Endpunkte der einzelnen Verzerrungshysteresen kontinuierlich. Die Verzerrungsamplitude von DMS4 nahm dabei bis 3500 LW stetig zu und fiel dann bis 756.000 LW bis unter den Amplitudenwert zu Versuchsbeginn. Aufgrund der intakten und plausiblen Messung von DMS4 bis 756.000 LW wurde angenommen, dass bis zu diesem Zeitpunkt die Aussparung im Baustahl noch keinen Anriss aufwies. Da die Folgekollektive ab 3.000.000 LW mit ihren Lastamplituden auf einem stets niedrigeren Niveau wie dem zuvor lagen, nahmen der Schlupffortschritt und ein eventueller Rissfortschritt mit jedem Kollektiv weiter ab. Der Schaden wurde somit erst nach der Überprüfung des Resttragvermögens am aufgesägten Probekörper mit 7 Mio. LW identifiziert.

Für die Berechnung von ED3-K3 waren die angegebenen Tabellenwerte in der ersten Zeile das Ergebnis einer Kalkulation nach dem Örtlichen Konzept unter Berücksichtigung des Lastwechsels für das Resttragvermögen. Die Werte der zweiten Zeile geben vergleichend hierzu

6. Numerische Untersuchungen

die theoretischen Lastwechsel ohne diese Berücksichtigung an. Der Schaden wurde erst nach der Überprüfung der Resttragfähigkeit am aufgesägten Probekörper mit über 7 Mio. LW erfasst. Der angegebene Bereich der Lastwechselzahlen in der letzten Spalte kennzeichnet Messaufzeichnungen, zwischen denen eine überproportionale Schlupf- und Abhebezunahme registriert wurde (Bild 5.149 & Bild 5.151), ohne dass in diesem Intervall eine Lastveränderung vorgenommen wurde. Da für diesen Versuch keine Stahlproben vorlagen, wurde die Berechnung mit den Mittelwerten bisheriger Daten durchgeführt. Vergleichend hierzu wurde eine zweite Kalkulation mit 10 % geminderten Stahlparametern angestellt. Hier wurde besonders der enorme Einfluss der Genauigkeit der Eingangsparameter auf die theoretischen Ergebnisse deutlich. Bei der Betrachtung der theoretischen Lastwechselzahlen für die Schubspannungen ohne die Resttragüberprüfung resultierte hier bei einer Reduzierung der Eingangsparameter für den Stahl um 10 % eine Minderung um 99 % der theoretischen Lastwechselzahlen.

Bei ED3-K4 war eine Abschätzung des Anrisszeitpunktes aufgrund einer auffälligen Schlupfzunahme nicht möglich, da dies auch auf die sich ändernden Lastniveaus zur Simulation des Schlupfes am Trägerversuch zurückgeführt werden konnte. Es wurde daher die Aussage getroffen, dass vor dem sichtbaren Riss außerhalb der Betonplatten bei 5.6 Mio. LW der Anriss eingetreten sein musste.

Für ED3-K5 ergab sich, im Gegensatz zu dem simulierten Träger mit Anriss während der zyklischen Versuchsphase, keine überproportionale Schlupfzunahme, die auf einen Schaden schließen ließ (Bild 5.137 & Bild 5.138). Der Rissverlauf (Bild 5.139) änderte jedoch unmittelbar nach dem Anriss, im Gegensatz zu den Ermüdungsrissen der anderen Versuche, seine Richtung. Hier schloss nach dem üblichen Verlauf von 45° zur Krafrichtung ein Abzweig parallel zur Krafrichtung an. Dies konnte als Anzeichen auf den Anriss kurz vor der Überprüfung der Resttragfähigkeit gedeutet werden und stimmte zudem mit den theoretischen LW ermittelt mit $P_{SWT}(\sigma_v)$ und $P_{SWT}(\gamma_{max,a})$ überein. In der zweiten Zeile wurden die theoretischen Werte der ertragbaren Lastwechsel ohne Einbeziehung der Resttragbelastung angegeben. Zur Abschätzung eines Versagens wurde mit $P_{SWT}(\gamma_{max,a})$ mit dem theoretische Wert von 5.7 Mio. Lastwechseln ebenfalls ein gutes Ergebnis erzielt.

Für den Testkörper ED3-K7 blieb der DMS5 und für K8 der DMS2 in seiner Funktionsfähigkeit über die Versuchsdauer erhalten. Hier sprach sowohl die Schlupfentwicklung der Testkörper (Bild 5.158), als auch die Verzerrungsentwicklung von DMS5 für einen Anriss zwischen 1,3 Mio. und 2,3 Mio. LW (Bild 6.20) und von DMS2 zwischen 100.000 und 240.000 LW (Bild 6.21). Die theoretischen LW ermittelt mit $P_{SWT}(\gamma_{max,a})$ stimmten mit diesen Bereichen überein.

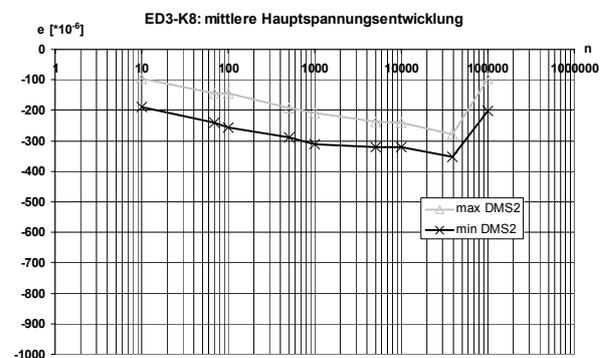
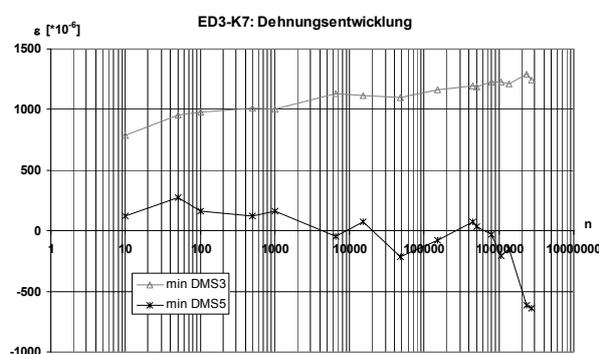


Bild 6.20: Verzerrungsentwicklungen an ED3-K7. Bild 6.21: Verzerrungsentwicklungen an ED3-K8.

6. Numerische Untersuchungen

Eine überproportionale Schlupf- (Bild 5.160) und Abhebeentwicklung (Bild 5.189) nach über 1.7 Mio. LW mit konstantem Lastkollektiv für den Versuchskörper ED4-P3 aus höherfestem Beton und mit variierenden Lastkollektiven deutete auf einen Schaden zwischen 2,8 Mio. und 4 Mio. Lastwechsel hin. Die berechneten LW mit $P_{SWT}(Y_{max,a})$ lagen exakt innerhalb dieses Bereichs.

Versuchs-bez.	Hauptspannung	von Mises	Schubspannung ($\frac{1}{2}$ 2D-Hauptspannungen im Hot-Spot)	LW-Zahlen bei denen Auffälligkeiten bzw. der Schaden im Versuch auftritt.
ED3-K1a	$>1 \cdot 10^{15}$	314.924	960.497	Δ auffällig zw. 49.400 & 106.000 $\leq 7.000.000$
ED3-K3 mittlere ZSDK	7.000.239 1.406.025.013	7.000.006 260.506.035	7.000.013 1.050.461.390	δ, Δ auffällig zw. 5.001.000 & 5.705.500 bis 7.024.000
ED3-K3 um 10% red.	7.000.144 164.893.866	5.253.126	7.000.020 10.724.803	$\leq 5.677.875$
ED3-K4	536.084.827	5.000.793	5.263.096	5.098.000
ED3-K5	454	5.098.009 11.409.977	5.098.002 5.705.777	δ, ε auffällig zw. 1.3 Mio. & 2.3 Mio.
ED3-K7	948.160.961	2.143.540.770	1.648.448	δ, ε auffällig zw. 100.000 & 240.171
ED3-K8	3.067.133	8.606	99.843	zw. 2.806.200 & 4.027.200
ED4-P3	243.223.740	2.592	3.460.563	

Tabelle 6.2: Übersicht der Berechnungsergebnisse nach dem Örtlichen Konzept.

Der Vergleich der angewandten Rechenverfahren zeigte für die Methode auf der Basis von $P_{SWT}(Y_{max,a})$ durchweg gute Ergebnisse, obwohl die Anwendung des Konzepts im Verbundbau erheblich komplexer ist als bei reinen Stahlbauteilen. Dies beruht auf dem mehrachsigen Spannungszustand, der sich durch das Ermüden des Betons ständig ändert. Die gute Treffsicherheit gelang sogar im Falle von variierenden Lastkollektiven und für höherfesten Beton. Es bestand aber eine gewisse Unsicherheit in der Bestimmung der exakten Anrisszeitpunkte. Aus diesem Grund wurden die Versuchsergebnisse in Bild 6.22 mit ihren messtechnisch erfassten Auffälligkeitsbereichen, innerhalb derer ein Anriss als sehr wahrscheinlich galt, den rechnerischen Versagenszeitpunkten gegenübergestellt. Es zeigte sich, selbst bei der Auftragung der gesamten Streubereiche für einen geschätzten Anriss im Vergleich zu Ergebnissen, ebenfalls berechnet nach dem Örtlichen Konzept, für Bauteile aus reinem Stahl oder einer Aluminiumlegierung keine wesentliche Erweiterung des Streubereichs und unterstrich damit gleichzeitig die Qualität der erzielten Ergebnisse.

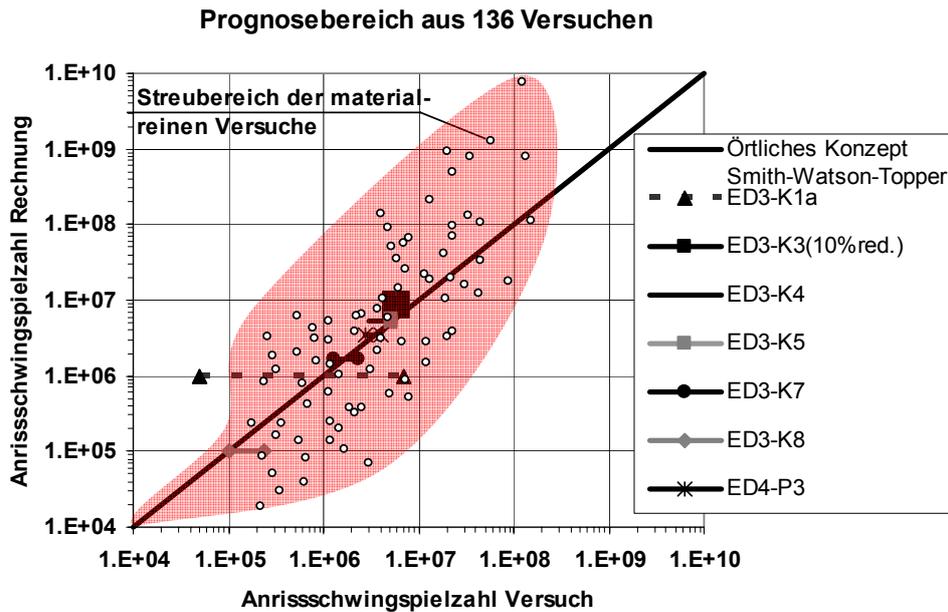


Bild 6.22: Vergleich von Ergebnissen: a) berechnet nach dem Örtlichen Konzept und experimentellen Daten; b) von Betondübeln und materialreinen Stahl und Al-Leg. nach Eulitz und Kotte /44/.

6.2 Wirkungsweisen in einem globalen Tragsystem

Durch die Modellierung der globalen Trägersysteme mit dem Programmsystem ADINA wurde das durch die zyklische Beanspruchung sich ständig ändernde Tragsystem realitätsnah abgebildet. Für eine zuverlässige Beurteilung der ertragbaren Lastspiele war neben der Entwicklung der Theoriemodule des zyklischen Materialverhaltens, der örtlichen oder globalen Wöhlerlinien, der Schadensakkumulation und der zyklischen Dübelkennlinien die Darstellung der Übertragungsfunktion für Gesamtsysteme von wesentlicher Bedeutung. Die Übertragungsfunktion stellt ähnlich zur Bauteilfließkurve im Örtlichen Konzept einen Zusammenhang zwischen äußerer Belastung und lokalen Spannungsverzerrungspfaden auf. Allerdings bezogen sich die physikalischen Ausdehnungen von „lokal“ hier auf den ganzen Dübeleinflussbereich. Die Übertragungsfunktion kann äußerst komplex sein und ein hochgradig nichtlineares Rechenmodell erfordern. Ziel der Untersuchungen war eine mögliche Separierung der Übertragungsfunktion in Einflüsse aus der örtlichen Dübelbeanspruchung zur reinen Schubübertragung wie sie aus den Push-Out-Versuchen bekannt war und in lokale Einflüsse aus der globalen Tragwirkung des Gesamtsystems nachzuweisen. Im Falle einer Separationsmöglichkeit wäre sowohl eine enorme Vereinfachung der versuchstechnischen als auch der theoretischen Nachweisführung möglich. Ein weiterer wichtiger Punkt war die Beurteilung des Einflusses der zyklischen Dübelkennlinien mit dem Bereich der kraftlosen Verformung $\delta_{pl,n}$ auf die Verformung des Gesamtsystems. In Tabelle 6.3 wurden schematisch die Auswirkungen der mit der Übertragungsfunktion berücksichtigten Zusammenhänge vom zyklischen Verhalten der Einzelkomponenten auf ein Trägersystem visualisiert.

6. Numerische Untersuchungen

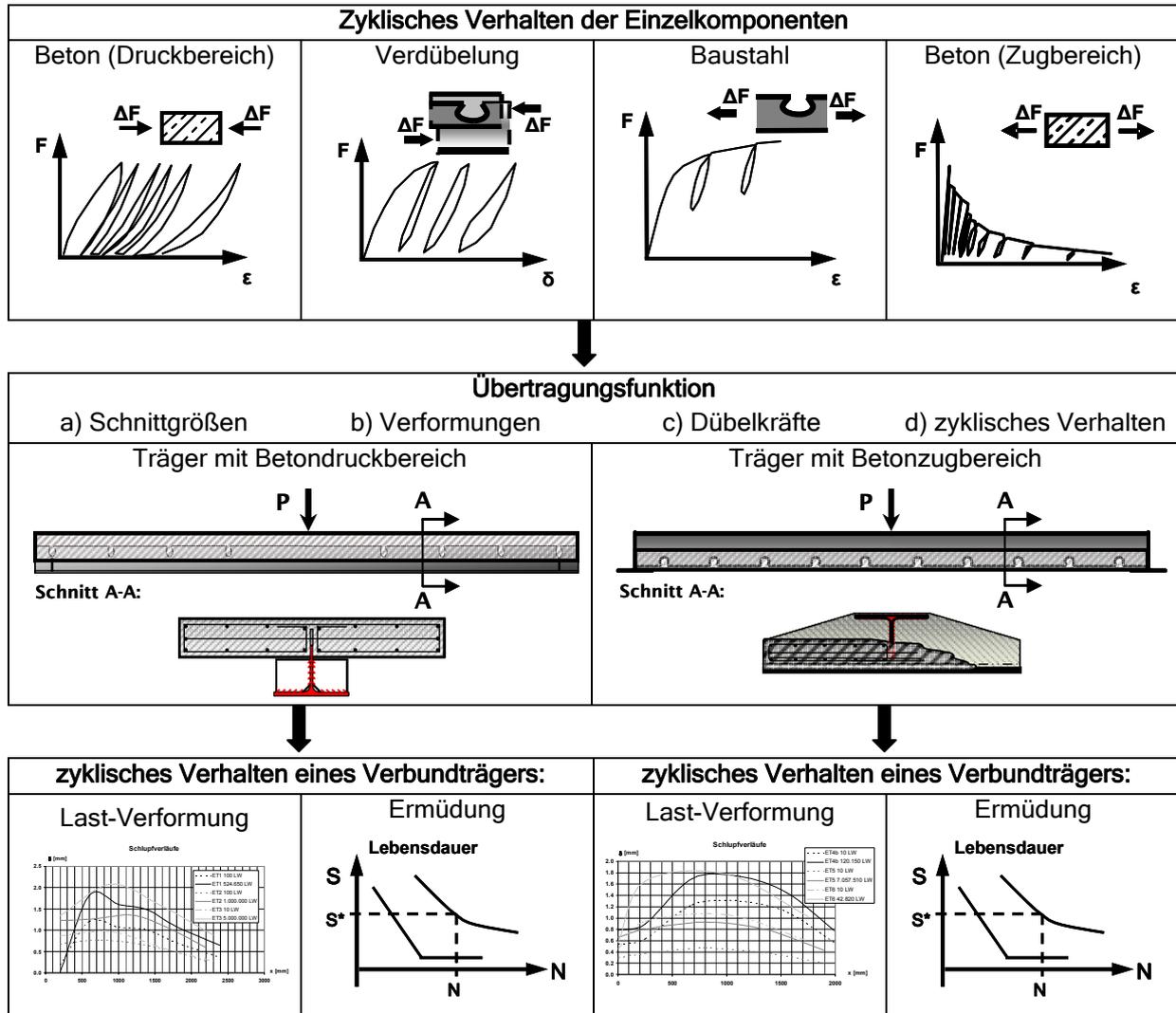


Tabelle 6.3: Veranschaulichung der Aufgabe der Übertragungsfunktion.

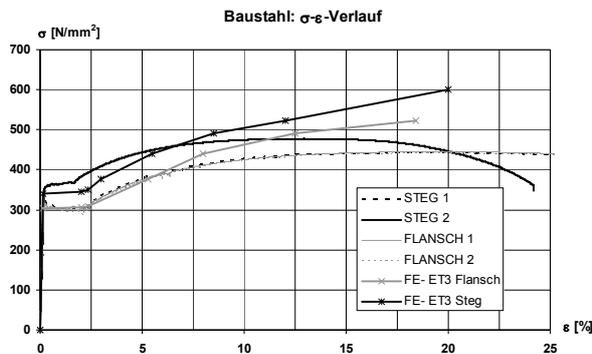
6.2.1 Modellbildung, Diskretisierung und Werkstoffparameter

Im Vergleich zur Formulierung und Implementierung zyklischen Materialverhaltens unter nicht ruhender Beanspruchung ist die Modellierung des nichtlinearen statischen Tragverhaltens mit den derzeitigen Rechenprogrammen beinahe Routine. In einem ersten Schritt wurden daher die gemessenen Größen bei statischer Erstbelastung denen einer statisch nichtlinearen Berechnung gegenübergestellt, um die Güte und Anwendbarkeit des entwickelten Modells bewerten zu können. Zur Darstellung des Betons und des Stahlträgers im gewählten Programmsystem ADINA wurden 2D-Solid-Elemente angewandt, während für die Betondübel Federelemente gewählt wurden. Die Anwendung eines 2-dimensionalen Volumenmodells oder Fasermodells hatte sich bewährt, denn mit einem dreidimensionalen Modell wurden lokale Effekte erfasst, die bereits durch die Dübelkennlinien berücksichtigt wurden [2]. Durch die Anwendung eines 2D-Modells wurde die konzentrierte Dübelkraft über die volle Gurtbreite verschmiert, so dass in den Knotenpunkten des Dübelangriffs kein vorzeitiger Bruch im hochbeanspruchten Beton auftrat. Die Schwerpunkte der Untersuchungen waren die Spannungen im Baustahl und die globalen Verformungen. Die hierfür überwiegend einachsige Lastabtragung eines Betondübelträgers rechtfertigt die vereinfachte Modellbildung. Die Träger wurden im 2D-Raum bzgl. ihrer halben geometrischen Abmaße in Längsrichtung, unter

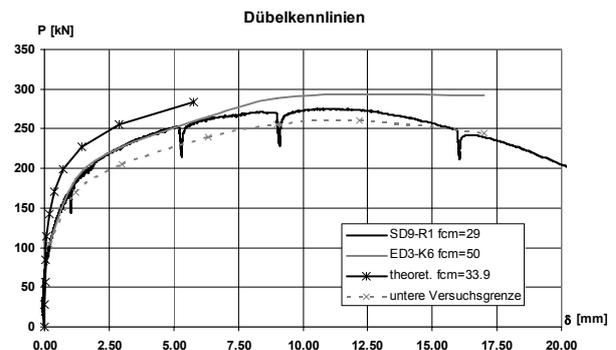
6. Numerische Untersuchungen

Ausnutzung der Symmetrie und in Richtung der Querschnittshöhe modelliert. Die dritte Dimension, in Richtung der Querschnittsbreiten, wurde durch die entsprechenden Elementdicken im Modell berücksichtigt. Die Bewehrung wurde mit 3-knotigen Truss-Elementen abgebildet. Bei den 2D-Solid-Elementen handelte es sich um 8-knotige bzw. für den Stahlsteg um 9-knotige Elemente. Die Materialdefinitionen des Baustahls erfolgten polygonal, für den Steg und den Flansch individuell in Anlehnung an die für die jeweiligen Träger gewonnenen Zugversuche (Bild 6.23). Es wurden die wahren Spannungs-Verzerrungs-Linien formuliert, da in der angewandten Numerik die geometrischen Nichtlinearitäten aus einer Veränderung des Querschnitts bereits im Berechnungsverfahren enthalten waren. Die Beschreibung des Betons und der Bewehrung erfolgte analog zu den Formulierungen für die Push-Out-Versuche. Aufgrund eines geringen Beitrags zum Trag- und Verformungsvermögen im Bereich positiver Biegemomente wurde für die Bewehrung ein bilinearer Ansatz gewählt. Die Bewehrung in zugbeanspruchten Betongurten wurde analog zum Baustahl multilinear approximiert. Die Federelemente zur Simulation der Verbundmittel erhielten in multilinear Form die aus Scherversuchen abgeleitete oder durch den Bemessungsansatz Gl. (5.3) theoretisch ermittelte Dübelkennlinie (Bild 6.23).

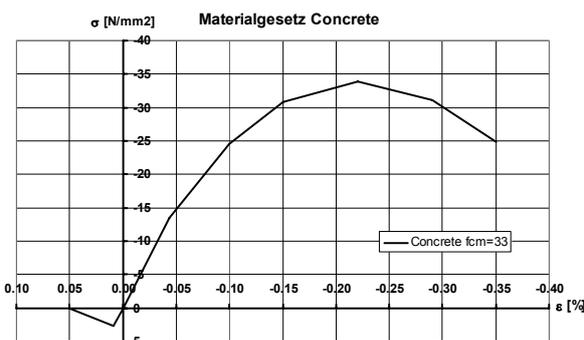
Baustähle



Dübelkennlinie



Beton



Betonstahl

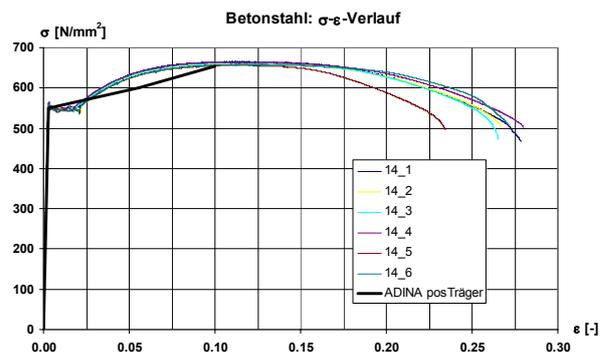


Bild 6.23: Materialgesetze und Dübelkennlinie zur numerischen Simulation eines Betondübelträgers.

Die Modellierung der Verbundfuge erfolgte diskontinuierlich, d. h. ohne eines vereinfachten Ansatzes einer verschmierten Verbundcharakteristik, bei der eine abschnittsweise Verteilung auf mehrere Angriffspunkte erfolgt und unter Umständen gemäß /103/ unsichere Ergebnisse liefert. Zur Erfassung lokaler Spannungskonzentrationen wurden daher die Betondübel diskret entsprechend ihrer geometrischen Lage abgebildet. Der Angriffspunkt der konzentrierten Dübelkraft lag im Schwerpunkt der geometrischen Aussparungsform. Die Lagerungsbedingungen ergaben sich zum einen am Trägeranfang aus der Rollenlagerung als punktuell, verschiebliches Auflager und zum anderen aus der Symmetriebedingung in Trägermitte. Die

6. Numerische Untersuchungen

Beanspruchung wurde entsprechend der Platzierung der Lasttraversen im Versuch in Form von Einzellasten aufgebracht. Eine Programmbeschreibung mit detaillierten theoretischen Hintergründen von sämtlichen angewandten programmseitigen Eingaben (u. a. Elementtypen) findet sich in /98/. In Bild 6.24 wurde die Diskretisierung mit Lasteinleitungspunkten, Lagerungsbedingungen und Dübelpositionen exemplarisch für den Träger ET3 veranschaulicht.

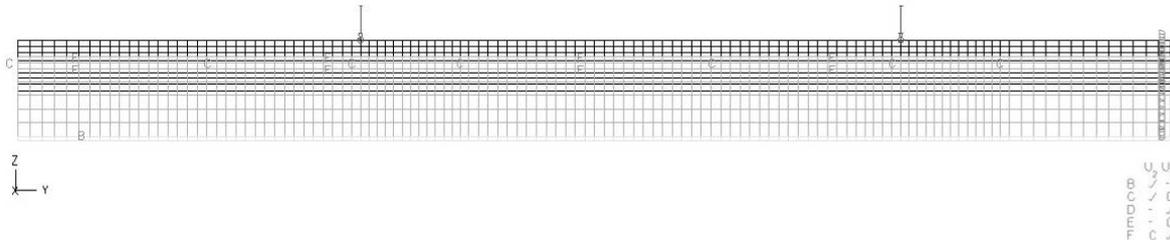


Bild 6.24: FE-Modell am Beispiel des Trägers ET3.

6.2.2 Vergleich der ADINA-Berechnung mit den Versuchsergebnissen

Wie bereits angedeutet, wurden die FE-Modelle zunächst an den Messaufzeichnungen aus der statischen Erstbelastung überprüft. In diesem Schritt wurde gleichzeitig eine Untersuchung der erforderlichen Diskretisierung (FE-Netzstruktur) durchgeführt. Hierzu wurden unterschiedlich feine Netzstrukturen zur Simulation angewandt und bzgl. ihres Rechenaufwandes und ihrer Ergebnisgenauigkeit optimiert. Eine weitere Verfeinerung der Netzstruktur über den letztlich angewandten Diskretisierungsgrad mit der Bewertungszahl ndof (nodal degrees of freedom) über ca. 900 führte zu keiner deutlichen Verbesserung der Berechnungsergebnisse. Eine zu feine Abbildung des Trägers kann sogar eine Fehleinschätzung bewirken, da es aufgrund der simulierten konzentrierten Lasteinleitung der Dübelkraft in den Stahlsteg zu einem lokalen Versagen kommt. Im realen Tragwerk bewirkt die Leibungsfläche des Dübels jedoch eine kontinuierliche Lasteinleitung.

Die numerischen Simulationsberechnungen wiesen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen auf. Das Last-Verformungsverhalten von Messung und Simulation, dargestellt in Bild 6.25, war nahezu kongruent.

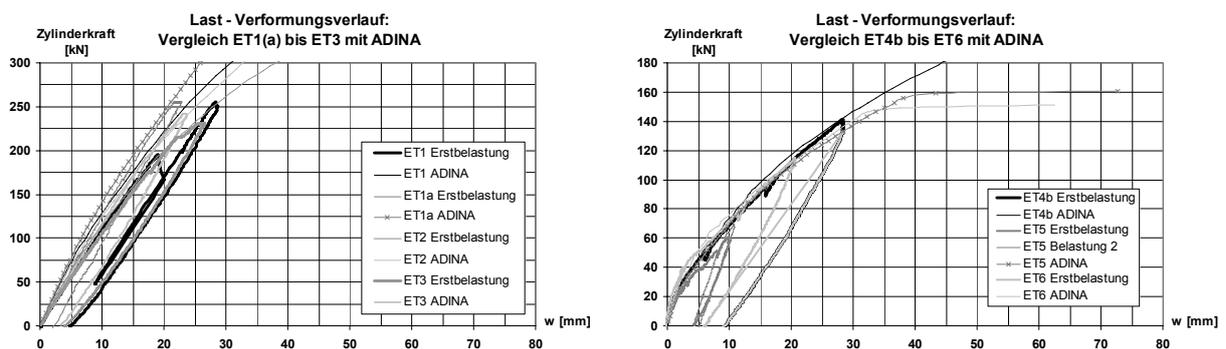


Bild 6.25: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung.

Neben dem Last-Verformungsverhalten war es vor allem bedeutend, dass der Dübelschlupf und die gemessenen Verzerrungen akzeptable Ergebnisse lieferten, denn so konnte eine realistische Simulation des Last-Verformungsverhaltens bei Implementierung des zyklischen Schlupfverhaltens der Betondübel gewährleistet werden. Die Kontrolle der Verzerrungen zwischen Versuch und FE-Ergebnissen gab eine zusätzliche Sicherheitskomponente für die

6. Numerische Untersuchungen

Qualität des Modells und war entscheidend für die Genauigkeit der Rückrechnung von globalen und lokalen Einflüssen. Zur Einschätzung der Güte des Modells bzgl. des Schlupfes und der Verzerrungen wurden am Beispiel des Trägers ET3 einige Simulations- und Versuchskurven in Bild 6.26 gegenübergestellt. Für sämtliche Träger wurden diese Schaubilder mit deren exakten Lage und Nomenklatur dem Anhang C angefügt. Die Messstellen der DMS lagen auf Knotenpunkten im Modell. Die Verzerrungen konnten nur elementweise ausgegeben werden. Aus diesem Grund wurden sie von umliegenden Elementen ausgewertet und gaben damit eine theoretische Hüllkurve an. Die Nomenklatur begann oben links mit a und setzte sich dann im Uhrzeigersinn fort.

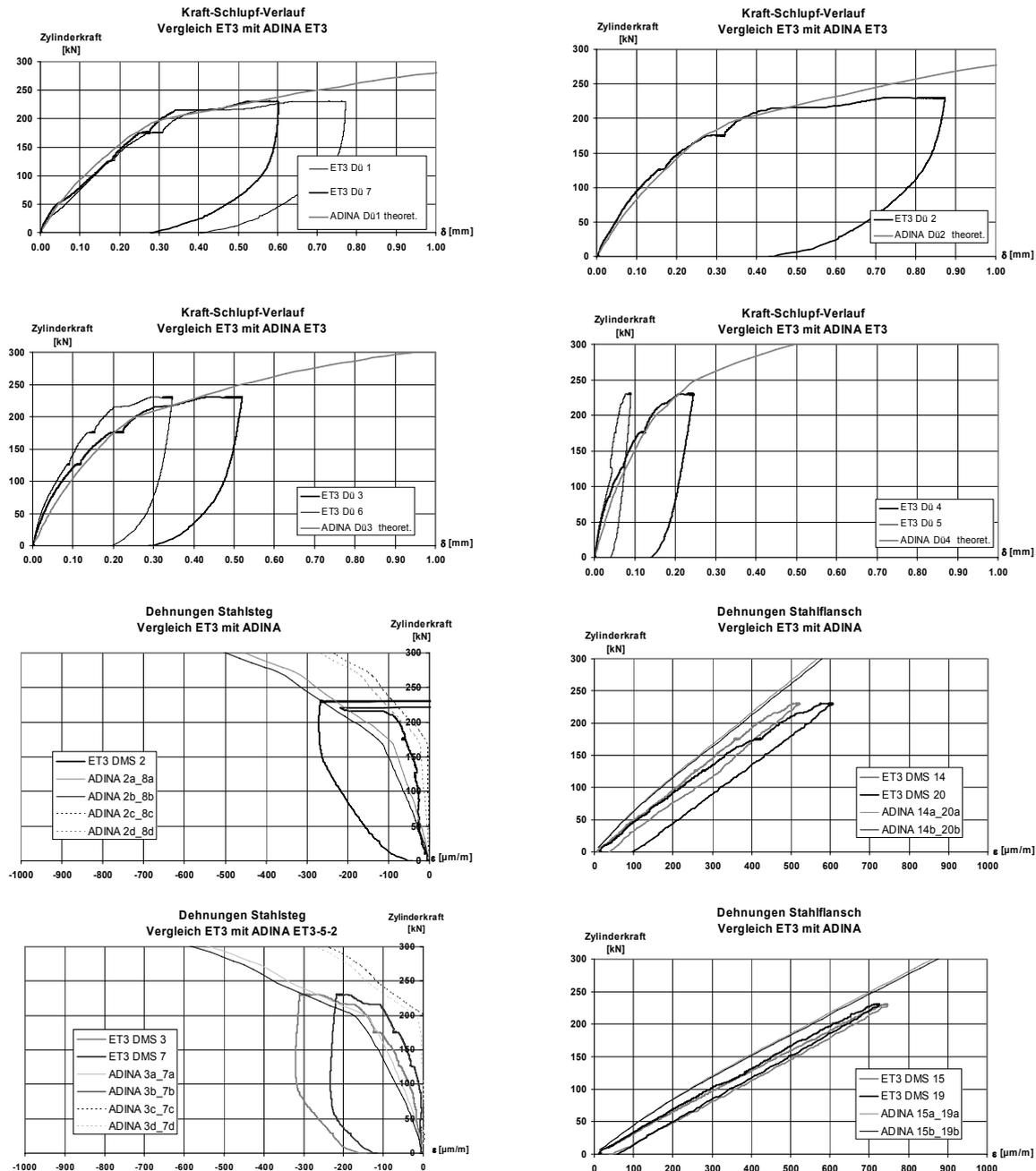


Bild 6.26a: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung.

6. Numerische Untersuchungen

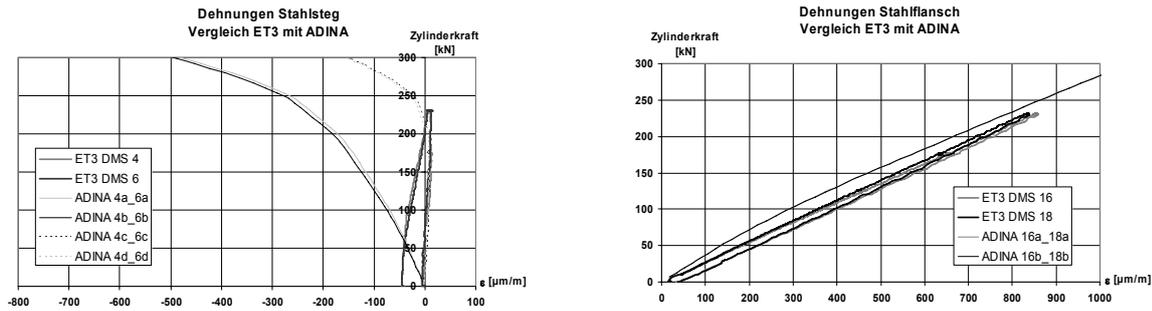


Bild 6.26b: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung.

In Anbetracht der Messgenauigkeiten konnten selbst für Schlupf und Verzerrungen präzise Ergebnisse vorgewiesen werden. Die erstellten Modelle waren daher im Rahmen der messtechnischen Möglichkeiten zur Überprüfung als geeignet anzusehen. Für eine endgültige Auswertung auf Grundlage der theoretischen Modelle sei aber auf zusätzliche, in der Realität vorkommende, Effekte wie z. B. Eigenspannungen gemäß Kapitel 3.1.1 und Reibung aus Anpresskräften zwischen Stahlsteg und Betongurt hingewiesen.

6.2.3 Nachrechnung der Versuche unter Berücksichtigung der Schlupfzunahme

Zur Analyse des zyklischen Verformungsverhaltens der Träger wurde die in Kapitel 5.2.5.3 abgeleitete zyklische Dübelkennlinie in das zuvor entwickelte FE-Modell implementiert. Ziel war es, neben der Verifizierung der Gesamtverformung, die Sensibilität des zyklischen Schlupfes auf die globale Durchbiegung abschätzen zu können. Die zyklische Dübelkennlinie wurde daher möglichst realitätsnah unter Einbeziehung der gemessenen Parameter am jeweiligen Trägerversuch abgeleitet. Als Ausgangswerte dienten die tatsächlich gemessenen Schlupfwerte und die vorliegenden Verzerrungen am Baustahl bei Oberlast. Für künftige Simulationen ohne konkrete Messwerte sind die Schlupfwerte für diskrete Lastwechsel gemäß des in Kapitel 5.2.5.2 abgeleiteten theoretischen Modells, dessen Übertragbarkeit auf die Träger in Kapitel 5.1.9 bestätigt wurde, ermittelbar. Die Oberlasten an den Dübeln können statt aus den Verzerrungsmessungen theoretisch nach den allgemein gültigen Regeln zur Berechnung eines Verbundträgers ausreichend genau abgeschätzt werden, wie in 5.1 dargestellt wurde. Mittels des entwickelten Berechnungsverfahrens für die zyklischen Steifigkeiten $C_{cycl,m}$ wurden die Anteile der kraftlosen Verformung $\delta_{pl,n}$ mit den beiden Eingangswerten, gemessene Schlupfgrößen bei Oberlast und der aus den Verzerrungen zugehörigen berechneten Dübelkräfte bei Oberlast, abgeleitet (Kürzel theoret.). Zum Vergleich wurden in Bild 6.27 und Bild 6.28 die Resultate für eine Trägerberechnung mit der kraftlosen Verformung $\delta_{pl,n}$, entnommen aus den Messungen, ebenfalls dargestellt (Kürzel Mess.). Die Implementierung dieser zyklischen Dübelkennlinien in das FE-Modell erforderte für die Anteile der kraftlosen Verformung $\delta_{pl,n}$ die Definition einer minimalen Anfangssteifigkeit, wodurch es im unteren Belastungsbereich zu einem geringfügig steiferen Verhalten kommen konnte. Für die theoretischen Werte der Anteile der kraftlosen Verformungen $\delta_{pl,n}$, ergaben sich zunächst größere Werte als aus der Messung. Der zweite Steifigkeitsast der zyklischen Dübelkennlinie konnte nur theoretisch abgeleitet werden und wurde daher innerhalb des Streubereichs für die zwei Varianten theoret. und Mess. leicht variiert. Diese Steifigkeitsänderungen äußerten sich unmittelbar in den Steigungen der Schlupfverläufe. Für diese beiden Konstellationen wurde die Durchbiegung und der Schlupf von Messung und FE-Rechnung gegenüber gestellt. Durch die beiden FE-Rechnungen konnten die Messwerte eingegrenzt werden. Die Implementierung der zyklischen Dübelkennlinie in das bisherige FE-Modell ermöglichte damit eine Ab-

6. Numerische Untersuchungen

schätzung der Durchbiegung für eine diskrete Lastwechselzahl. Des Weiteren konnte der theoretische trilineare Ansatz für die Anwendung auf die Trägerversuche verifiziert werden.

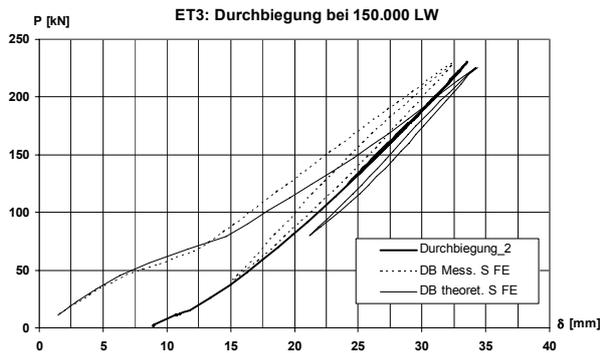


Bild 6.27: Vergleich der Durchbiegungsverläufe für ET3 bei 150.000 LW.

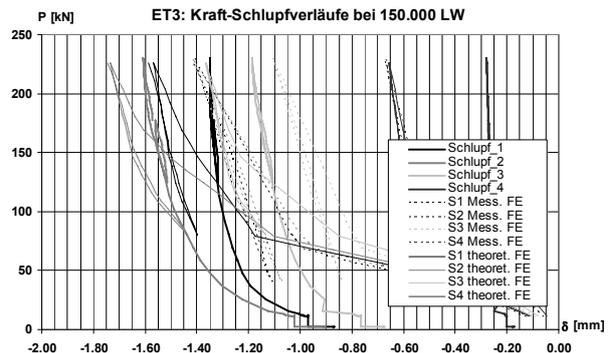


Bild 6.28: Vergleich der Schlupfergebnisse für ET3 bei 150.000 LW.

Aus den Berechnungen konnte aber ein weiterer Effekt identifiziert werden. Es wäre nicht ausreichend gewesen, den Schlupf für eine diskrete Lastwechselzahl zu implementieren und die Beanspruchung bis zur Oberlast durchzuführen, wie die Initialverformungen der FE-Rechnungen zeigten. Es war erforderlich, eine vollständige Hysterese abzubilden. Für die Trägerversuche traten demnach zusätzliche örtliche Plastifizierungen am Dübel auf, die mittels FE-Rechnung erst nach Durchlaufen einer vollständigen Hysterese erfasst wurden. Weitere Hysteresen bei konstanten $\delta_{pl,n}$ veränderten die Größen wie Durchbiegung, Schlupf und Verzerrungen, wenn überhaupt, nur noch minimal. Die Simulation des Trägers ET2 für eine der letzten Messwertaufzeichnungen vor der Risserkennung bei 890.000 LW, lieferte für die Schlupfwerte und die Durchbiegung sehr gute Resultate, wie in Bild 6.29 und Bild 6.30 (Messung: <Wert>_Nr.; Simulation: <Wert> FE) veranschaulicht wurde. Erreicht wurde dies durch die Implementierung der zyklischen Dübelkennlinien, abgeleitet aus der theoretischen zyklischen Steifigkeit $C_{cycl,m}$ und der Anteile der kraftlosen Verformungen $\delta_{pl,n}$ aus der Messung. Aufgrund der ausgezeichneten Konkordanzen von Versuch und Simulation wurde dieses Modell als Grundlage der Sensibilitätsuntersuchung bzgl. des Schlupfes auf die globale Gesamtverformung herangezogen. Die maßgebliche Beeinflussung der kraftlosen Verformung $\delta_{pl,n}$ an den Dübeln, und damit des Schlupffortschritts über die Lastwechsel, auf die Durchbiegung wurde bei dem Vergleich der FE-Rechnung bei 473800 LW (FE) und starrer Verdübelung (starr FE) in Bild 6.29 deutlich. Die Durchbiegung reduzierte sich im vorliegenden Fall um ca. 1/3. Bei dieser Betrachtung waren die zuvor beobachteten örtlichen Plastifizierungen am Dübel noch enthalten (Bild 6.31). Die Größe dieser Verformungen betrug gemäß der FE-Rechnung ca. 0,2 mm und resultierten aus örtlichen Plastifizierungen des Steges, wie die anschließende Berechnung mit linear-elastischem Materialverhalten für den Steg (LinEl FE) zeigte (Bild 6.32). Am Versuchskörper konnte dies am aufgesägten Träger durch eine Deformation der Stahlausparung in der gleichen Größenordnung bestätigt werden (Bild 6.33). Der untere Betonbereich befand sich in der Zugzone. Die Reaktion des Gesamtsystems bei einem Aufreißen des Betons wurde in Bild 6.29 durch die Vergleichsrechnung mit linear-elastischem Materialgesetz für den Beton (DB Conc LinEl) dargelegt. Die Wirkungsweise der gleichzeitigen Schlupfzunahme infolge der Rissbildung kann Bild 6.34 entnommen werden. Die Ergebnisse für den Träger ET1a mit unterschiedlichen Belastungsstufen wurden im Anhang C zusammengestellt.

6. Numerische Untersuchungen

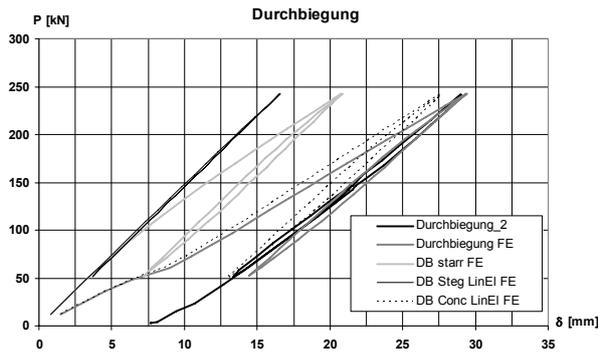


Bild 6.29: Vergleich der Durchbiegungsverläufe für ET2 bei 473.800 LW.

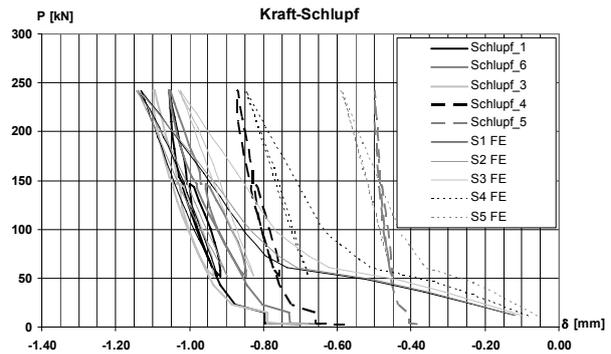


Bild 6.30: Vergleich der Schlupfergebnisse für ET2 bei 473.800 LW.

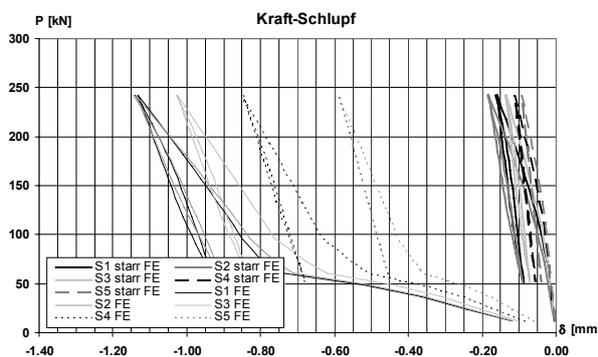


Bild 6.31: Vergleich der Schlupfverläufe für ET2 bei realer und starrer Verdübelung.

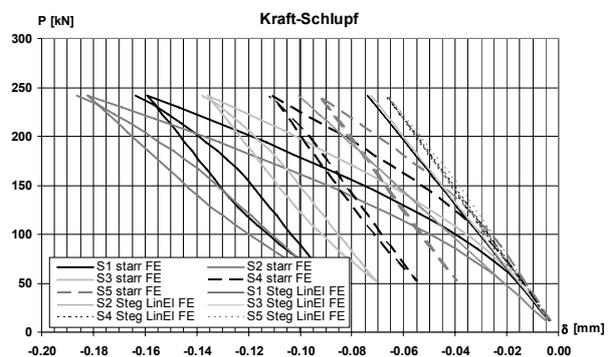


Bild 6.32: Vergleich der starren Verdübelung mit plastischem und elastischem Materialverhalten des Steges.



Bild 6.33: Dübeldeformation am aufgesägtem Prüfkörper.

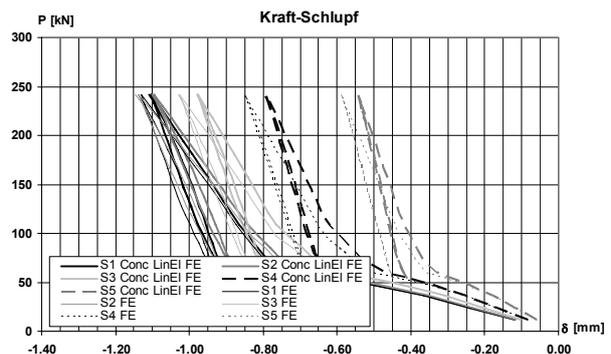


Bild 6.34: Vergleich des Betonmodells Concrete mit einer linear-elastischen Formulierung.

Die Implementierung des Schlupfes wurde für die Träger mit Betonzuggurt ebenfalls vorgenommen. Die Durchbiegungen konnten dann mit einer Genauigkeit von bis zu 92 % nachvollzogen werden. Eine genauere Einschätzung mit bis zu 96 % gelang, wenn das in /104/ beschriebene Phänomen des Durchbiegungszuwachses von Stahlbetonbalken unter zyklischer Belastung mit der empirischen Gleichung:

6. Numerische Untersuchungen

$$w_n(w_1, f_n) = w_1 \cdot (1,5 - 0,5 \cdot e^{(-0,03 \cdot n^{0,25})}) \quad \text{Gl. (6.2)}$$

mit: w_1 Durchbiegung unter Erstbelastung, ermittelt unter Berücksichtigung der Schubverformung.

N Anzahl der Schwingspiele.

berücksichtigt wurde (Bild 6.35). Hierzu wurde für die vorliegenden Verbundträger der last-, geometrie- und materialunabhängige Vergrößerungsfaktor für die zyklische Durchbiegung eines Stahlbetonbalkens f_n zur Reduktion der Biegesteifigkeit des Betongurts im Zustand II angewandt. Für einfach bewehrte Querschnitte gilt:

$$I^{\text{II}} = A_{s1} \cdot z \cdot (d - x) \quad \text{Gl. (6.3)}$$

mit: A_{s1} Bewehrung im Zugbereich z Hebelarm der inneren Kräfte

d statische Nutzhöhe x Druckzonenhöhe

Für diesen Fall konnte die Reduktion der Biegesteifigkeit durch eine entsprechend mindere Bewehrung im FE-Programm berücksichtigt werden. Die nunmehr vorhandenen Differenzen zwischen Messungen und Simulationen resultierten auch aus dem unsymmetrischen Verhalten der Träger. Dies wurde durch die Veranschaulichung des Schlupfes in Bild 6.36 deutlich. Die Messergebnisse von Schlupf_4 und Schlupf_5 ergeben theoretisch den gleichen Wert, da sie symmetrisch zur Trägerhälfte angeordnet waren. Die Simulation von S4 FE lag eher in der Größenordnung des niedrigeren Messwertes, wodurch die simulierte Gesamtverformung niedriger ausfiel.

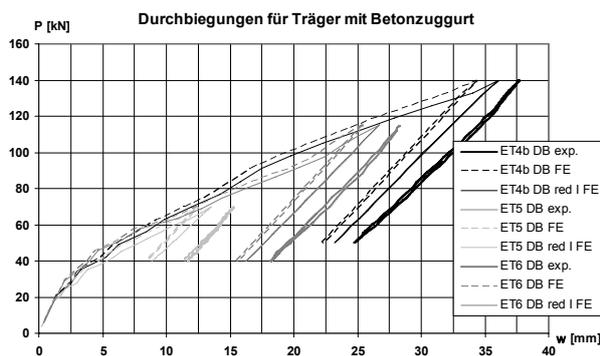


Bild 6.35: Vergleich der Durchbiegungsergebnisse.

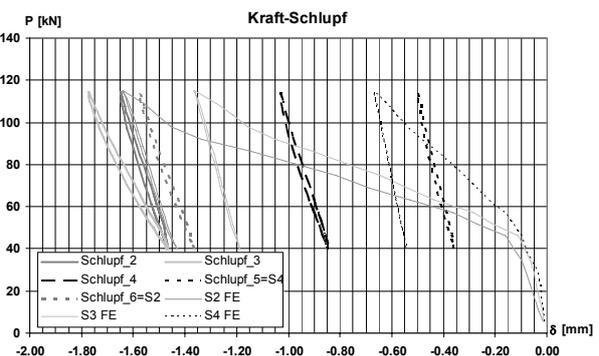


Bild 6.36: Vergleich der Schlupfverläufe für ET6 bei 42.820 LW.

Es sei darauf hingewiesen, dass die vielfältigen Konstellationen von statischen Systemen, Träger-Querschnitten und Materialgütern unterschiedliche Wichtungen auf die Gesamtverformungen bewirken. Mit den vorigen Parameterstudien wurden mögliche Einflussnahmen auf die Gesamtverformung aufgezeigt und so Grundlagen für eine qualitative Beurteilung für andere Systeme ermöglicht.

6.2.4 Verifizierung des Örtlichen Konzepts am globalen System

Die Berechnung der lokalen Versuche nach dem Örtlichen Konzept unter 6.1 hatte gezeigt, dass auf der Basis von $P_{\text{SWT}}(\gamma_{\text{max,a}})$ gute Ergebnisse erzielt wurden. Einflüsse aus der globalen Tragwirkung von Bauteilen können die Schädigungswirkung ändern. Die Ermittlung der theoretischen Lastwechselzahlen bis zum technischen Anriss auf Grundlage dieses Parameters musste daher für die Trägerversuche separat beurteilt werden. Zur Berechnung der vorliegenden örtlichen Spannungen wurden die zuvor entwickelten und an den Messgrößen verifizierten FE-Modelle herangezogen. Das zyklische Materialverhalten fand durch Imple-

6. Numerische Untersuchungen

mentierung der ZSDK in die FE-Modelle Berücksichtigung. Es war aber nicht klar, ob die Änderungen der örtlichen Spannungen mit zunehmender Lastwechselzahl allein durch diese Maßnahme ausreichend abgebildet wurden oder ob aufgrund des globalen Systems zusätzliche Effekte zu berücksichtigen waren. Hierzu wurden die zur Berechnung relevanten Hysteresen des Anfangszustandes denen im fortgeschrittenen Belastungszustand gegenübergestellt. Es zeigte sich für alle Trägerversuche für den örtlich untersuchten Bereich um die maßgebende Stahlausparung eine relevante Spannungs- bzw. Verzerrungsänderung aufgrund des sich global ändernden Tragverhaltens, wie exemplarisch an ET6 in Bild 6.37 gezeigt wurde. Neben der Implementierung der ZSDK in die Materialgesetze war es daher zwingend erforderlich, auch den sich mit der Lastwechselzahl ändernden Schlupffortschritt einzubeziehen. Die Berücksichtigung des Schlupffortschritts wurde analog zur Berechnung in 6.2.3 vorgenommen.

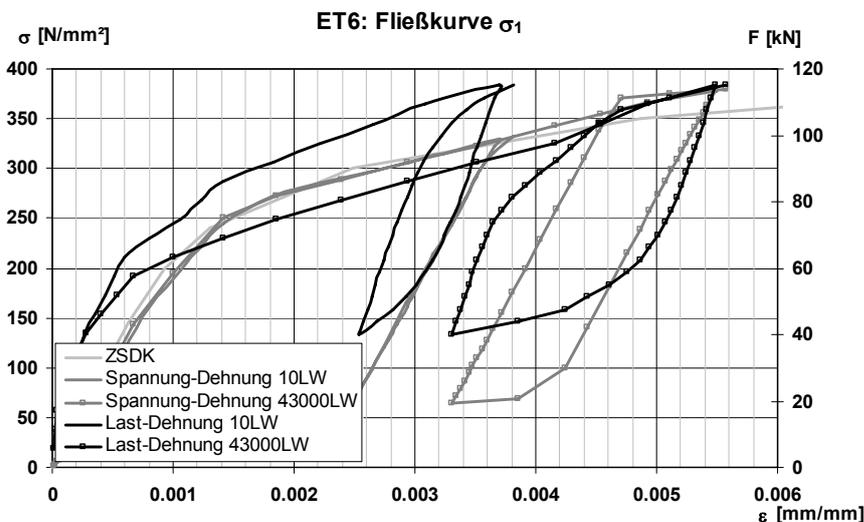


Bild 6.37: Bauteilfließkurve für unterschiedliche Ermüdungsstadien.

Für die untersuchten Push-Out-Versuche war die Hauptspannungsrichtung unter 45° zur Krafrichtung geneigt und identisch mit der Rissrichtung. Für die beiden resultierenden Hauptspannungen ergab sich Null bzw. eine Druckspannung senkrecht zum Riss. Die Schubspannungen bzgl. des eingeführten FE-Koordinatensystems entsprachen den Hauptschubspannungen. Die Risse verliefen demnach unter 45° zu den maximalen Schubspannungen. Die geprüften Träger ergaben im Gegensatz dazu Hauptspannungen, von denen mindestens eine positive Verzerrungen hervorrief. Diese Hauptzugspannungskomponente trat stets senkrecht zur Rissrichtung auf. Die globale Tragwirkung beeinflusste demnach die lokalen Spannungen am Blech der Dübelausparungen (Bild 4.15). Durch die Wirkungsrichtung der Hauptspannungskomponente senkrecht zum Riss wurde daher der Schädigungsparameter $P_{SWT}(\sigma_1)$ zur Berechnung der Anrisszyklenzahl maßgebend. Die Hauptspannungsrichtungen für die Träger mit einer Betondruckzone ergaben am maßgebenden zweiten Dübel vom Auflager (Bild 6.38) eine Richtung zwischen 30° und 45° zur Trägerlängsachse (Bild 6.39). Für die Träger mit einer Betonzugzone wurde der Dübel neben der Lasteinleitung maßgeblich (Bild 6.40). Die Hauptspannungsrichtung stimmte hier mit der Trägerlängsachse überein (Bild 6.41).

6. Numerische Untersuchungen

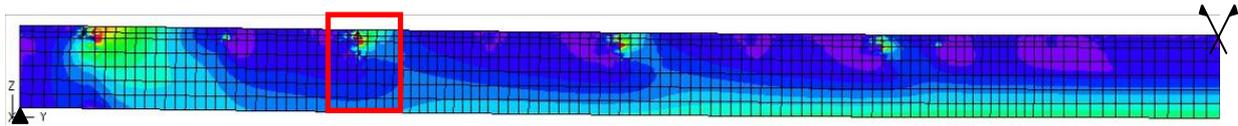


Bild 6.38: Maßgeblicher Dübel am Beispiel von ET3.

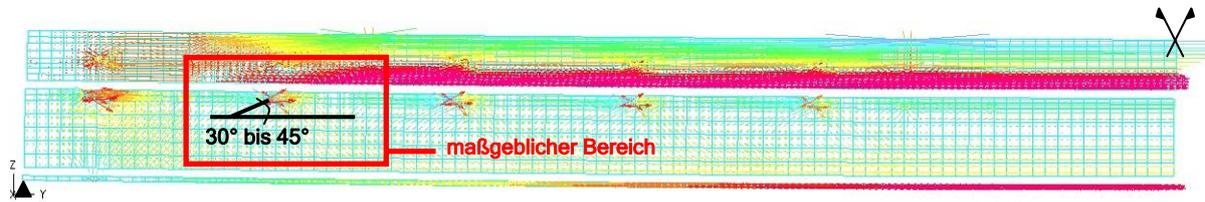


Bild 6.39: Verlauf der Hauptspannungsrichtungen am Beispiel von ET2 mit Betondruckzone.

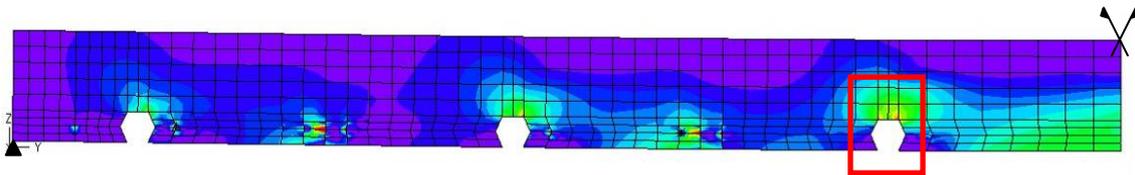


Bild 6.40: Maßgeblicher Dübel am Beispiel von ET6.

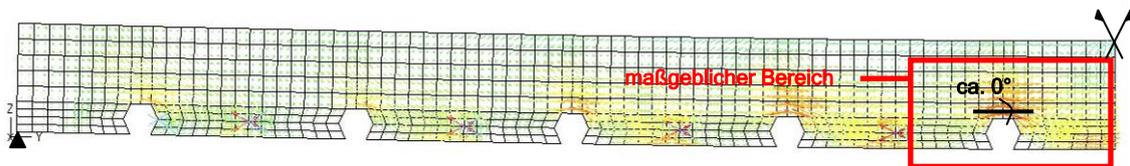


Bild 6.41: Verlauf der Hauptspannungsrichtungen am Beispiel von ET4b.

Die Ermittlung der zur Berechnung nach dem Örtlichen Konzept erforderlichen Kenngrößen mit Hilfe der Finiten Elemente erfolgte aufgrund der sich mit den Lastwechseln ändernden Systemcharakteristik für den Ausgangsstatus und für eine fortgeschrittene Zyklenzahl, bei der sich gerade noch keine Auffälligkeiten in den Messaufzeichnungen ergeben hatte. Für diese Belastungsstadien wurden die theoretisch ertragbaren Lastwechselzahlen nach dem Örtlichen Konzept bestimmt. Aufgrund der unterschiedlichen Eingangsparameter ergaben sich für den Ausgangszustand höhere ertragbare Lastwechselzahlen als für den Status mit fortgeschrittenem Schlupf. Dieser degressive Verlauf wurde extrapoliert und damit die theoretisch ertragbaren Lastwechsel bestimmt. Für die Träger ET1a und ET5 mit mehreren Kollektiven wurde die theoretische Lastwechselzahl für jede Laststufe für den Anfangszustand und den Endzustand unter Berücksichtigung des Schlupffortschritts bestimmt und mit der interpolierten Lastwechselzahl eine Teilschädigung berechnet. Für das letzte Kollektiv wurde unter Berücksichtigung dieser Vorschädigungen, wie zuvor beschrieben, verfahren. Der weitere Berechnungsgang erfolgte analog zu 6.1 mit einer Bewertung der Schädigungswirkung unter Berücksichtigung der Mittelspannungen und der Oberflächenrauigkeiten. Die Oberflächenfaktoren wurden zu $\kappa = 0,81$ für geschliffene Aussparungen bis $\kappa = 0,71$ für Aussparungen mit ausgeprägten Brennriefen bestimmt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen wurden in Tabelle 6.4 mit den aus den Messungen und Versuchen resultierenden Anrisszeitpunkten verglichen.

6. Numerische Untersuchungen

	ET1	ET1a	ET2	ET3	ET4b	ET5	ET6
K	0,71	0,81	0,76	0,71	0,81	0,71	0,71
N _{Mess}	700.000	1,17 Mio.	890.000	> 5 Mio.	50.000	8,3 Mio.	43.000
N _{theoret.}	1,1 Mio.	1,21 Mio.	870.000	12 Mio.	52.300	8 Mio.	50.000
N _{Max}	1,1 Mio	1,27 Mio.	890.000	> 5 Mio.	148.000	8,5 Mio.	62.000

Tabelle 6.4: Vergleich der theoretischen und experimentellen Ermüdungszyklen.

Die mit $N_{\text{theoret.}}$ bezeichneten Werte waren die theoretisch ermittelten Lastwechselzahlen. N_{Mess} kennzeichnet die Zyklenzahl bei der sich messtechnische Auffälligkeiten, wie sie in 5.1.7.3 bzw. 5.1.8.3 beschrieben wurden, zeigten. N_{Max} gibt die Anzahl der Belastungen an, bei der ein Riss im Steg aus der Betonüberdeckung hervortrat und registriert wurde. Die Anrisse entstanden in jedem Fall unterhalb dieser Belastungszyklen. Für den Träger ET1a ergab die Interpolation der theoretischen Lastwechsel, berechnet für den Ausgangszustand und das geänderte System am Ende des ersten Belastungskollektivs 1,59 Mio. Lastwechsel und damit eine Teilschädigung von 0,65. Würde ein Rauigkeitsbeiwert von 0,71 in Ansatz gebracht, wäre zu diesem Zeitpunkt die Schädigungssumme bereits um 100 % überschritten. So wurde neben dem experimentellen Ergebnis auch theoretisch der positive Einfluss der Nachbehandlung der Brennriefen in der Aussparung durch den Ansatz eines höheren Rauigkeitsbeiwertes deutlich. Der Träger ET3 lieferte eine theoretische Lastwechselzahl von 12 Mio.. Der Träger wurde nach 5 Mio. LW auf seine Resttragfähigkeit überprüft. Bis zu diesem Zeitpunkt zeigte selbst das sensible Monitoring keinerlei Auffälligkeiten. Der Versuch ET4b wies ab 50.000 LW eine deutliche Zunahme der Schlupfrate auf, wodurch die theoretische Lastwechselzahl von 52.300 konsolidiert wurde. Für den Träger ET5 wurden analog zu ET1a zwei Berechnungen mit den Trägerzuständen zu Beginn und am Ende jeder Laststufe durchgeführt. Die hiermit ermittelten theoretischen Lastwechselzahlen wurden interpoliert und es resultierte eine Teilschädigung. Mittels der Schadensakkumulationsrechnung wurde schließlich die ertragbare Gesamtzyklenzahl kalkuliert. Mit den zur Verfügung stehenden Methoden ließ sich der exakte Anrisszeitpunkt der Träger nicht bestimmen. Es wurde daher ein Bereich der Rissinitiierung abgeschätzt, durch abrupte Änderungen in den Messschrieben, mit N_{Mess} gekennzeichnet und N_{Max} durch den sichtbaren Riss und damit definitiv spätesten Anrisszeitpunkt festgelegt. Aus Tabelle 6.4 geht hervor, dass das angewandte Örtliche Konzept basierend auf dem Schädigungsparameter $P_{\text{SWT}}(\sigma_1)$ eine beachtliche Übereinstimmung mit diesem Rissinitiierungsbereich lieferte.

7. Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit behandelt das Ermüdungsverhalten von Betondübeln, die zeitlich veränderlichen, nicht vorwiegend ruhenden, Beanspruchungen ausgesetzt sind. Dabei war neben dem Aspekt der Materialermüdung die Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens unter besonderer Berücksichtigung der während der zyklischen Belastung auftretenden Systemveränderungen ein weiterer Forschungsschwerpunkt.

Grundlage der Untersuchungen bildeten Push-Out-Tests zur Erforschung lokaler Effekte und Trägertests zur Beurteilung von Betondübeln im globalen Tragsystem. Da der Lastabtrag der Push-Out- und der Trägerversuche sich unterscheidet, wurde die Übertragbarkeit von Ergebnissen der Push-Out-Tests auf die Trägerversuche und umgekehrt die Übertragbarkeit von Ergebnissen der Trägerversuche auf die Push-Out-Tests experimentell und mit Hilfe von FE-Rechnungen analysiert. In diesem Zusammenhang wurde auch der Fragestellung nach der Versuchssteuerung, die weg- oder kraftgeregelt eingestellt werden kann, nachgegangen und die Aussagefähigkeit der Ergebnisse wurde in Abhängigkeit der Belastungsparameter zusammengestellt. Experimentell wurde mit den Oberlasten innerhalb des Versuchsprogramms über das gesamte gebrauchslastrelevante Niveau bis hin zur Grenze der quasistatischen Beanspruchbarkeit ein vollständiges Lastspektrum abgedeckt. Es wurde vorwiegend im Druck-Schwellbereich mit Lastkollektiven unterschiedlicher Zusammenstellung getestet. Die Kollektive wurden ein-, mehrstufig oder als Betriebslastkollektive konfiguriert. Unter zyklischer Einwirkung trat erwartungsgemäß sowohl im Druck-Schwell als auch im Wechselbereich ein Fortschreiten der Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern auf. Es wurde ein bestehendes Berechnungsformat weiterentwickelt, das die theoretische Erfassung des Schlupffortschritts in Abhängigkeit von Fertigungs- und Einwirkungsparametern gestattet. Dessen Anwendbarkeit wurde an großmaßstäblichen Trägerversuchen überprüft. Darüber hinaus eignet sich das Berechnungsformat zur Einschätzung der lokalen Verformungsgröße für mehrstufige Einwirkungen. Hierzu wurden in Abhängigkeit der Lastkollektive Verfahrensregeln für die Anwendung des Berechnungsformats erarbeitet. Zur Bestimmung der Gesamtverformung und des Tragvermögens von Systemen mit Betondübeln ist neben dem Schlupffortschritt die Kenntnis der zyklischen Dübelkennlinie erforderlich. Hierfür wurde ein trilinearer Ansatz auf Grundlage der Versuche entwickelt, mit dem durch Implementierung in FE-Modelle hinreichend genaue Prognosen für Verformungs- und Spannungsgrößen innerhalb des Tragsystems ermöglicht werden.

Aus den Tests ging hervor, dass bei Push-Out-Versuchen während der zyklischen Belastungsphase ab Oberlastniveaus von ca. 70 % der mittleren theoretischen Tragfähigkeit (P_{tu}) oder aus alleiniger Wirkung ab einer Lastamplitude von ca. 40 % von P_{tu} Materialermüdungserscheinungen in Form von Anrissen im Dübelgrund der perforierten Baustahlleisten entstehen können. Für die Testträger wurden Anrisse sowohl mit einem Betondruckgurt als auch mit einem Betonzuggurt bei vergleichbaren Lastkonstellationen an dem jeweils maßgebenden Dübel identifiziert. Die Anrisslebensdauern für derartige Schädigungen wurden mit Hilfe der FE-Rechnung nach dem Örtlichen Konzept ermittelt. Die verwendeten FE-Modelle zur Bestimmung der hierzu notwendigen Bauteilfließkurven wurden zuvor zum einen an den Messschrieben der Push-Out-Prüflinge hinsichtlich des Last-Verformungsverhaltens und zum anderen an den Verzerrungswerten kalibriert. Für die großmaßstäblichen Tests änderte sich durch das Ermüdungsverhalten der einzelnen Komponenten und deren Zusammenspiel ständig der ermüdungsrelevante Spannungszustand an den Aussparungen der Betondübel-

7. Zusammenfassung und Ausblick

leiste. Im Vergleich zu reinen Stahlbauteilen erschwerten sich dadurch die ohnehin schon komplexen Verhältnisse für den Verbundbau. Eine systemgerechte Abbildung gelang hier durch die Klärung der Lastverhältnisse an den Dübeln über die Lastzyklen. Hierdurch wurde die Implementierung der zuvor beschriebenen beanspruchungsabhängigen zyklischen Verformungsbeziehungen für Betondübel in die FE-Modelle ermöglicht und es wurde eine zufrieden stellende Übereinstimmung mit den Messwerten erzielt. Aufgrund der vorliegenden Randbedingungen wurden die drei Schädigungsparameter, $P_{\text{swt}}(\epsilon_1)$, $P_{\text{swt}}(\epsilon_v)$ und $P_{\text{swt}}(\gamma_{\text{max,a}})$, als zweckmäßig bewertet und die Lebensdauerberechnungen auf Grundlage der Bauteilfließkurven aus den FE-Modellen durchgeführt. Durch die Gegenüberstellung von experimentellen und rechnerischen Resultaten wurden $P_{\text{swt}}(\gamma_{\text{max,a}})$ und $P_{\text{swt}}(\epsilon_1)$ als die relevanten Schädigungsparameter identifiziert. Die Differenzierung für die Anwendung eines Parameters ergab sich aus der Spannungskonstellation. Der Einfluss der Überlagerung von lokaler und globaler Tragwirkung am Dübel war dabei signifikant. Die Berechnungen nach dem Örtlichen Konzept wurden unter Berücksichtigung des Rauigkeitseinflusses des Brennschnitts für die Aussparungen in den Betondübelleisten durchgeführt und dessen Einfluss je nach Oberflächenzustand quantifiziert. Die Bestimmung des exakten Auftretens des Anrisses während eines Versuchs war mit der vorhandenen Messtechnik derzeit noch nicht möglich. Der Schädigungszeitpunkt konnte aber abgeschätzt werden. Denn es zeigten sich vor dem sichtbaren Riss bei Risslängen über die Betondeckung hinaus stets Unregelmäßigkeiten in den Messaufzeichnungen. Damit konnte ein Bereich angegeben werden - zwischen Auftreten von Unregelmäßigkeiten in den Messaufzeichnungen und dem sichtbaren Riss außerhalb der Betondeckung - innerhalb dessen der Anriss stattgefunden haben musste. Der Vergleich dieses Bereichs mit den Ergebnissen des zugrunde gelegten Berechnungsverfahrens wies kaum Abweichungen auf und lieferte eine hohe Treffsicherheit. Mit dem Ziel Versagensmechanismen zu analysieren, wurden Tests teilweise extrem hohen zyklischen Beanspruchungsniveaus ausgesetzt, um Ermüdungsschädigungen herbeizuführen. Unter diesen extremen Bedingungen deutete sich bei ca. 90 % der mittleren theoretischen statischen Traglast einmalig ein lokaler Betonausbruch ohne erkennbare Einflussnahme auf die Versuchslast oder die Messgrößen an. Bezüglich der Materialermüdung kann aufgrund sämtlicher Versuchsergebnisse auf diversen Lastniveaus ein Betonstahlversagen mit den definierten Fertigungsrandbedingungen aufgrund zyklisch beanspruchter Betondübel ausgeschlossen werden.

Die vorgestellten Verfahren erlauben, zyklisch beanspruchte Betondübel hinsichtlich der Materialermüdung und der Verformung zu beurteilen. Besonderes Augenmerk wurde auf die Handhabbarkeit in Verbindung mit den Simulationswerkzeugen gelegt, um die Vorteile des Örtlichen Konzepts auch unter den Aspekten der Handhabbarkeit hervorzuheben.

7.2 Ausblick

Der Einsatz der Betondübeltechnologie innerhalb des vorgestellten Versuchsprogramms wurde unter der Voraussetzung einer allseitigen hinreichenden Betondeckung geklärt. Weiterer Forschungsbedarf besteht vor allem hinsichtlich anderer Materialeigenschaften und der Einbaulage der Dübel, z. B. im Betongurt liegend oder an der Unterseite eines Plattenbalkens in Form einer „externen Bewehrung“ (5.3.2).

Zur Absicherung und Weiterentwicklung ist anzustreben, durch Analyse zusätzlicher Versuchsergebnisse die entwickelten Methoden für die Verformungsentwicklung und die Materialermüdung abzusichern und besonders im Hinblick auf Reihenfolgeeffekte die Erkenntnisse auf eine breitere Basis zu stellen. Das Örtliche Konzept ist durch seinen hohen Abstraktionsgrad zwar universell, jedoch müssen Ursachen von Vorhersagefehler charakterisiert und in

7. Zusammenfassung und Ausblick

den Rechengang implementiert werden. Neben den Reihenfolge- oder Schädigungsakkumulationseinflüssen sind durch die Zugrundelegung der Festigkeit des ungekerbten Werkstoffs die in der Schädigungsrechnung wirksamen Bauteileinflüsse zu nennen. Hier erscheint eine Spezifizierung des technologischen, statistischen und spannungsmechanischen Einflusses besonders bezüglich wirtschaftlicherer Aussparungsformen /37/ sinnvoll. Für diese Schnittführungen haben sich in Tastversuchen auch neue ermüdungsrelevante Versagensformen, wie ein Betonausbruch, angedeutet, die es genauer zu erforschen gilt. In Bezug auf die Belastung ist der wechselbeanspruchte Bereich, der vor allem bei Durchlaufträgern im Übergangsbereich von positiver zu negativer Momentenbeanspruchung im Betongurt zum Tragen kommt, in einem globalen Verbundsystem zu quantifizieren. Bei allen Bestrebungen die Präzision der Ergebnisse für einen Ermüdungsnachweis zu steigern, müssen die Unsicherheiten der Eingangsgrößen stets mit in Betracht gezogen werden.

8. Literaturverzeichnis

- /1/ Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 1997.
- /2/ Zapfe, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2001.
- /3/ Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Perfobondleiste, Zulassungsnummer Z-26.1-23, Berlin 1990.
- /4/ Deutsches Institut für Bautechnik: Entwurf Zulassungsbescheid Kombi-Verdübelung, Zulassungsnummer Z-26.4-39, Berlin 30.06.2000.
- /5/ Eurocode Nr. 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, ENV 1994-1-1 : 1992
- /6/ Entwurf DIN 18800: Stahlbauten, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton. Teil 5: Bemessung und Konstruktion. Beuth-Verlag, Berlin, Januar 1999.
- /7/ Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No 203, CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Chapters 1-3, Lausanne, July 1991.
- /8/ König G., Danielewicz I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model-Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Beuth-Verlag, Berlin 1994.
- /9/ DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth-Verlag, Berlin, Juli 2001.
- /10/ Eurocode Nr. 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, ENV 1993-1-1: 1992.
- /11/ Drosner, S.: Beitrag zur Berechnung der dynamischen Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten. Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 1989.
- /12/ Pohl, S.: Definition von charakteristischen Werten für Straßenverkehrsmodelle auf der Basis der Fahrzeuge sowie Fraktilwerte der Lasten des Eurocode 1-Modells. Interner Forschungsbericht Bundesanstalt für Straßenwesen, 1993.
- /13/ Geißler, K.: Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe, Technische Universität Dresden, 1995.
- /14/ Bruls: „Calibration of load model for fatigue calculation“. IABSE-Workshop: Remaining fatigue life of steel structures, Lausanne, 1990.
- /15/ König, G., Seifert, P.: Ermüdungs-Nachweiskonzept für Straßenbrücken aus Beton auf der Grundlage von Verkehrsmessungen in Europa. Beton- und Stahlbetonbau 86, 1991.
- /16/ Sedlacek, G., Merzenich, G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1- Teil 3.2: „Verkehrslast auf Straßenbrücken“. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711, 1995.
- /17/ Eurocode 1, Teil 3: Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 1993.
- /18/ Mensinger, M.: Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2000.
- /19/ Mehdiانpour, M.: Lebensdauervorhersage von Ermüdungsbeanspruchten Stahltragwerken mit Hilfe von Monitoring und begleitenden Versuchen. Dissertation, Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, 2003.
- /20/ Eurocode 4, Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Verbundbrücken. Deutsche Fassung, 1. Entwurf. Mai 1999.
- /21/ Schanzenbach, J.: Zum Einfluss der Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau. Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 1988.

8. Literaturverzeichnis

- /22/ 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.
- /23/ Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.
- /24/ Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1997.
- /25/ Kretz, J.: Zur Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999.
- /26/ Bazios, I.: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten einer AlMgSi-Legierung bei betriebsnaher Beanspruchung in korrosiver Medien. Dissertation, Fakultät für Luft- und Raumfahrttechnik, Universität der Bundeswehr München, 1998.
- /27/ Leffer, A.: Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau. Dissertation, Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern, 2002.
- /28/ Hanswille, G.: Eurocode 4 Part 2: Composite Bridges and the German National Annex. 6th Japanese German Bridge Symposium, p. 9-18, München, 2005.
- /29/ Oehlers, D. J.: Methods of Estimating the Fatigue Endurances of Stud Shear Connections. IABSE Periodica 3/1990, Zürich, 1990.
- /30/ Oehlers, D. J.: Uni-Directional Fatigue Tests on Stud Shear Connectors. Research Report No. R87, University of Adelaide, 1992.
- /31/ Oehlers, D. J.: Design and Assessment of Shear Connectors in Composite Bridge Beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 2, 1995.
- /32/ Oehlers, D. J.: Deterioration in Strength of Stud Connectors in Composite Bridge Beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 12, 1990.
- /33/ Gesella, H.: Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung. Dissertation, TU Kaiserslautern, 2006.
- /34/ Spieth, H.-P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen, Dissertation Technische Hochschule Stuttgart, 1959.
- /35/ Lieberum, K.-H.: Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1987.
- /36/ Mangerig, I., Zapfe, C., Burger, S.: Betondübel im Verbundbau. Stahlbaukalender 2005, S. 535 - 598, Ernst & Sohn, Berlin 2005.
- /37/ Mangerig, I., Zapfe, C., Burger, S.: Betondübel im Verbundbau. Interner Forschungsbericht. Universität der Bundeswehr, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Dezember 2007.
- /38/ Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä H.-P., Harre, W.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbundtragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau 82, H. 12, S. 325-331, 1987.
- /39/ Studnicka, J.: Fatigue strength of perforated shear connector, Proceedings of VSU Conference, Sofia, 2003.
- /40/ Song, J.: Untersuchung der Anrißlebensdauer von Betondübeln mit Hilfe des örtlichen Konzepts, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2002.
- /41/ Feldmann, M., Hegger, J., Hechler, O., Rauscher, S.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe. AiF Abschlussbericht (13867 N), RWTH Aachen, Januar 2007.
- /42/ Wurzer, O.: Versuche an Stahlverbund-Biegeträgern (nicht publiziert), Universität der Bundeswehr, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Oktober 1990.
- /43/ Kraus D., Wurzer O.: Versuche zur Kombi-Verdübelung mit Lochdurchmessern von 100 mm, Teil 2: Ermüdungsbeanspruchung. Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Juli 1995.

8. Literaturverzeichnis

- /44/ Gudehus, H., Zenner, H.: Leitfaden für eine Betriebsfestigkeitsrechnung, Empfehlung zur Lebensdauerabschätzung von Maschinenbauteilen, 4. Auflage, Verlag Stahleisen, Düsseldorf, 1999.
- /45/ Haibach, E.: Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 2002.
- /46/ Buxbaum, O.: Betriebsfestigkeit, Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile, Verlag Stahleisen, Düsseldorf, 1992.
- /47/ Schütz, W.: Über eine Beziehung zwischen der Lebensdauer bei konstanter und bei veränderlicher Beanspruchungsamplitude und ihre Anwendbarkeit auf die Bemessung von Flugzeubauteilen. Bericht Nr. FB-69, Laboratorium für Betriebsfestigkeit, Darmstadt 1966.
- /48/ Ostermann, H.: Das Festigkeitsverhalten von Bau- und Vergütungsstählen unter zeitlich veränderlicher Beanspruchung, Integration von Maschinen- und Stahlbau, Institut für Fördertechnik der Universität Karlsruhe, S. 54-71, 1978.
- /49/ Siebel, E., Gaier, M.: Untersuchungen über den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit auf die Dauerschwingfestigkeit metallischer Baustoffe. VDI-Z. 98, Nr. 30, S. 1715-1723, 1956.
- /50/ Herzog, M.: Die Größe der Eigenspannungen von Walz und Schweißprofilen nach Messung. Stahlbau 46 (1977), S. 283 - 287.
- /51/ ECCS-CECM-EKS, Publication No. 33: Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints, Brüssel, 1984.
- /52/ Moss, D.S.: Axial fatigue of high-yield reinforcing bars in air. TRRL Report SR 622, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Crowthorne, UK, 1980.
- /53/ Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: Stahlbau, Berichte aus Forschung und Praxis, Berlin, 1969.
- /54/ Hasse, W., Nürnberger, U.: Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungsbedingungen. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts Heft 75, Stuttgart.
- /55/ Nürnberger, U.: Fatigue resistance of reinforcing steel, IABSE Colloquium, Fatigue of Steel and Concrete Structures, IABSE Report Vol. 37, Lausanne, 1982.
- /56/ Müller, F.P., Keintzel, E., Charlier, H.: Zyklische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 1, Der Baustoff Stahlbeton unter zyklischer Beanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin, 1983.
- /57/ Reinhardt, H.W., Stroeven, P., Uijl, J.A., Kooistra, T.R., Vrencken, A.M.: Einfluss von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen, Betonwerk und Fertigteiltechnik, Heft 9, 1978.
- /58/ Holmen, J.O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading, Bulletin No 79-1, Division of Concrete Structures, NTH-Trondheim, 1979.
- /59/ Müller, F. P., Kneitzel, E., Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Schriftenreihe des DAfStb., Heft 342, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- /60/ Schlüter, F.-H.: Dicke Stahlbetonplatten unter Stoßartiger Belastung -Flugzeugabsturz-, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1987.
- /61/ Stemland, H., Petkovic, G., Rosseland, S.: Model Code 90 - Design rules for fatigue, SINTEF FCB, Trondheim, 1990.
- /62/ König, G., Soukhov, D., Jungwirth, F.: Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke. Schlussbericht -DBV-, Nr. 199, Bauforschung, Frauenhofer, IRB-Verlag, 1998.
- /63/ Müller, F.P., Keintzel, E., Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 1, Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin, 1983.
- /64/ DIN 50100: Dauerschwingversuch. Ausgabe Februar 1978.
- /65/ Fatigue of concrete. Calculation procedures and backgrounds. CUR, report 93-13; MaTS, report 18, December 1993.

8. Literaturverzeichnis

- /66/ Seifert, P.: Vereinheitlichte Europäische Straßenverkehrsbelastung auf Brücken, geeignet für Tragfähigkeits-, Ermüdungs- und Gebrauchsfähigkeitsnachweise am Gesamttragwerk und an Einzelbauteilen. Abschlussbericht, Teil A, Technische Hochschule Darmstadt, 1989.
- /67/ Seeger, T.: Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise, Kapitel 12, Stahlbauhandbuch, Band 1, Teil B, Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 1996.
- /68/ Bäumel, A.; Seeger, T.: Materials Data for cyclic loading, Supplement 1. Elsevier, Amsterdam, 1990.
- /69/ Neuber, H.: Kerbspannungslehre, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 1985.
- /70/ Peterson, R.E.: Stress Concentration Factors, John Wiley & Sons, New York, 1974.
- /71/ Neuber, H.: Theory of Stress Concentration for Shear-Strained Prismatical Bodies with Arbitrary Nonlinear Stress-Strain-Law, Transactions of ASME, Journal of Applied Mechanics, 28, S.544-550, 1961.
- /72/ Neuber, H.: Über die Berücksichtigung der Spannungskonzentration bei der Festigkeitsberechnung, Konstruktion, 20. Jahrgang, Heft 7, S. 245-251, 1968.
- /73/ Beste, A.: Elastisch-plastisches Spannung-Dehnungs- und Anrissverhalten in statisch und zyklisch belasteten Kerbscheiben, Ein Vergleich zwischen experimentellen Ergebnissen und Näherungsberechnungen, Dissertation, Institut für Statik und Stahlbau, TH Darmstadt, Heft 34, 1981.
- /74/ Garud, J. S.: Multiaxial fatigue: A survey of the state of art. Journal of Testing and Evaluation, 9(3), S. 165-178, 1981.
- /75/ Vormwald, M., Bergmann, J.: Entwicklung eines strukturabhängigen Werkstoffmodells für komplexe Hochtemperaturbeanspruchungen. Forschungsbericht, IABG-BMFT, 1990.
- /76/ Brown, M. W., Miller K. J.: A theory for fatigue failure under multiaxial stress-strain conditions. Proc. Inst. Mechanical Engineers, 187(65), S. 335-353.MEP,1989.
- /77/ Radaj, D.: Ermüdungsfestigkeit. Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 2003.
- /78/ Heckel, K.: Einführung in die technische Anwendung der Bruchmechanik. Carl Hanser Verlag, München / Wien, 1991.
- /79/ Rooke, D. P., Cartwright, D. J.: Compendium of Stress Intensity Factors. Her Majesty's Stationery Office, Printed by The Hillingdon Press, Uxbridge, Middx., London, 1974.
- /80/ Dahl, W.: Anwendung der Bruchmechanik auf Baustähle, Band I u. II. Verlag Stahleisen, Düsseldorf 1983.
- /81/ Paris, P.: The Fracture Mechanics Approach to Fatigue. In: Fatigue, an Interdisciplinary Approach, Syracuse University Press, 1964.
- /82/ Forman, R. G., Kearny, V. E., Engle R. M.: Numerical Analysis of Crack Propagation in Cyclic Loaded Structures. Transactions of the ASME, Series D, Journal of Basic Engineering, 89, S. 459 ff, 1967.
- /83/ Schütz, W.: Zur Berechnung des Rissfortschritts bei schwingender Beanspruchung. In: Fachausschussbericht Nr. 5.016, Ausschuss für Anlagentechnik, Gemeinschaftsausschuss Betriebsfestigkeit, Verlag Stahleisen, Düsseldorf, 1974.
- /84/ Buch, A., Vormwald, M., Seeger, T.: Anwendung von Korrekturfaktoren für die Verbesserung der rechnerischen Lebensdauervorhersage. Bericht FF-16/1985, Fachgebiet Werkstoffmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, 1985.
- /85/ Wheeler, OE:Spectrum loading and crack growth. Journal of Basic Engineering. 1972;94: S.181 - 186.
- /86/ Willenborg, J., Engle, RM., Wood, HA: A crack growth retardation model using an effective stress concept. Report No. AFFDL-TR71-I. Air Force Flight Dynamic Laboratory, Wright-Patterson Air Force Base, USA, 1971.
- /87/ Führung, H.: Modell zur nichtlinearen Rissfortschrittsvorhersage unter Berücksichtigung von Lastfolgereihenfolgeeffekten (LOSEQ). Fraunhofer Institut für Betriebsfestigkeit, Darmstadt, 1982.

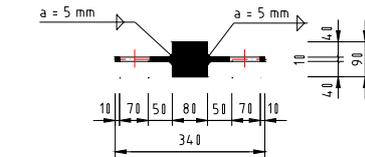
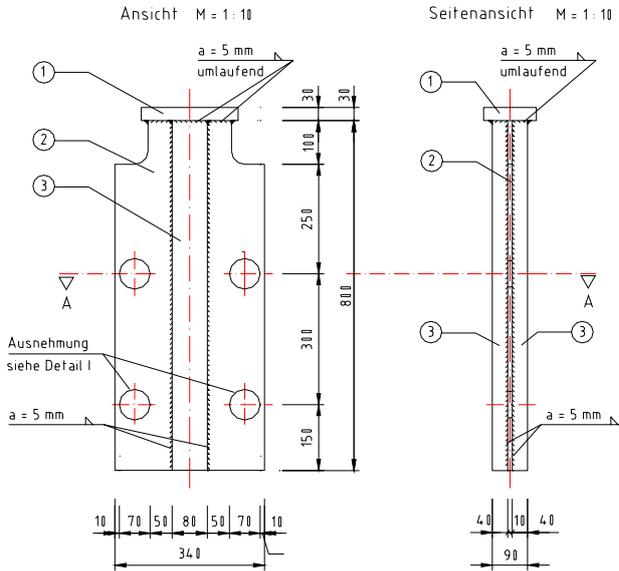
8. Literaturverzeichnis

- /88/ Roik, K., Holtkamp, H.-J.: Untersuchungen zur Dauer- und Betriebsfestigkeit von Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln. Stahlbau 58, H. 2, S. 53-62, 1989.
- /89/ Leonhardt, F., Andrä, W., Saul, R., Harre, W.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei zyklischer Belastung. Bauingenieur 62, S. 311-324, 1987.
- /90/ Bode, H.: Euro-Verbundbau. Konstruktion und Berechnung. Werner, Neuwied; Auflage: 2., 1998.
- /91/ Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. Betonkalender 1996, Teil I, S. 567 - 777, Ernst & Sohn, Berlin 1996.
- /92/ Mangerig, I., Burger S.: Pull-Out-Versuche mit Betondübeln. Interner Forschungsbericht, Universität der Bundeswehr München, 2003.
- /93/ Mangerig, I.: Betondübel. Vortrag zum Stahlbaukalendertag, Stuttgart, 2005.
- /94/ Mangerig, I., Burger S.: Liegende Betondübel. Interner Forschungsbericht, Universität der Bundeswehr München, 2006.
- /95/ ANSYS, FE Programme, Version 9.0, Swanson Analysis System, Inc., 2004.
- /96/ Kupfer, H., Gerstle, K.: Behaviour of Concrete under biaxial Stresses. ASCE, Journal of the engineering mechanics division, Volume 99, 1973.
- /97/ ANSYS User's Manual, Version 9.0, Swason Analysis System, Inc., 2004.
- /98/ ADINA System Online Manuals, Version 8.1, ADINA R & D, Inc., 2003.
- /99/ Chen, W. F.: Plasticity in reinforced concrete, Mc Graw-Hill, 1982.
- /100/ Seeger, T.: Betriebsfestigkeit auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen, Vorlesungsskript, Fachgebiet Werkstoffmechanik der TH Darmstadt, 1999.
- /101/ Sonsino, C. M.: Schwingfestigkeit von geschweißten Komponenten unter komplexen elasto-plastischen , mehrachsigen Verformungen. LBF-Nr. 6078, Fraunhofer Institut für Betriebsfestigkeit, 1994.
- /102/ Savaidis, G.: Berechnung der Bauteilanrißlebensdauer bei mehrachsigen proportionalen Beanspruchungen. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1995.
- /103/ Mangerig, I., Zapfe, C.: Numerische Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von filigranen Verbundträgern mit Kombidübeln als Verbundmittel. Teil 2: Parameteruntersuchungen. Interner Forschungsbericht, Universität der Bundeswehr München, 1998.
- /104/ Pitonak, A.: Fatigue Deflection of Reinforced Concrete Beams by Constant and Variable Amplitude Loading. Building Research Journal, 40, ser. E, No. 3/1, Slovak Academic Press, Bratislava 1992.

Anhang A: Fertigungspläne Push-Out-Körper (nicht maßstäblich)	186
▪ Werkpläne der Stahlprofile	186
▪ Schalungs- und Bewehrungspläne der Push-Out-Körper.....	191
Anhang B: Fertigungspläne Träger (nicht maßstäblich)	198
▪ Werkpläne der Stahlprofile	198
▪ Schalungs- und Bewehrungspläne der Träger	200
Anhang C: Trägerversuche	205
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET1	205
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET1.....	206
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET1a	208
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET1a.....	209
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET2	211
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET2.....	212
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET3	214
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET3.....	214
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET4	215
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET4b	216
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET4b.....	217
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET5	219
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET5.....	220
▪ Bezeichnung und Lage der Messstellen ET6	222
▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET6.....	223

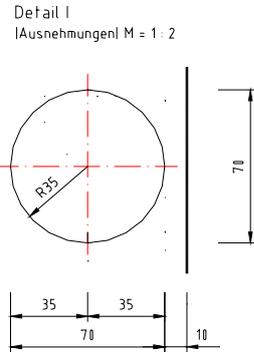
Anhang A: Fertigungspläne Push-Out-Körper (nicht maßstäblich)

Werkpläne der Stahlprofile



Schnitt A - A M = 1 : 10

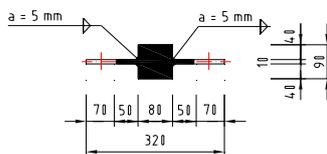
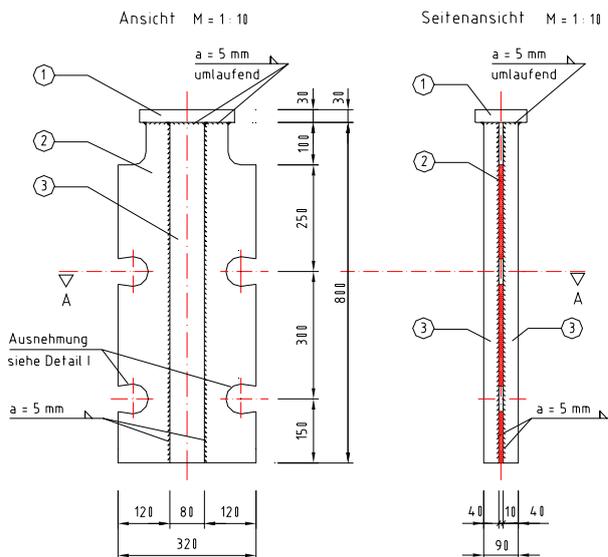
- ① 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

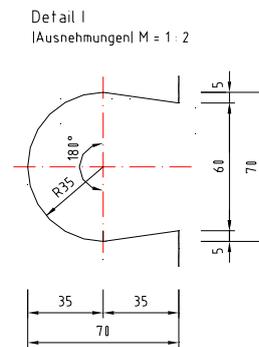
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel
Anzahl: 1 Stück
alle Trennschritte per Computer oder Schablone

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Verbundversuche	
M = 1 : 10	Datum	Name	Stahlteile: P
	08.07.2005	Burger	Serien: ED1
			Plan-Nr.: S3



Schnitt A - A M = 1 : 10

- ① 1 x Bl. 30 x 120 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 10 x 320 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

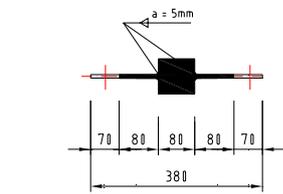
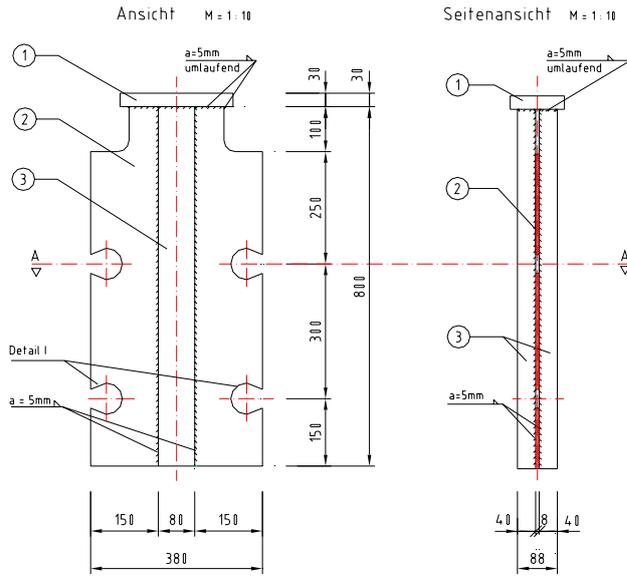


Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel
Anzahl: 1 Stück
alle Trennschritte per Computer oder Schablone

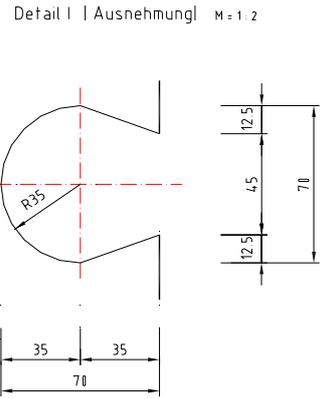
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Verbundversuche	
M = 1 : 10	Datum	Name	Stahlteile: K
	22.04.2002	Burger	Serien: ED1
			Plan-Nr.: S1

Anhang A



Schnitt A-A M = 1:10

- ① 1xBl. 30x120x250 mm
- ② 1xBl. 8x380x800 mm
- ③ 2xBl. 40x80x800 mm

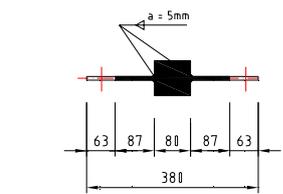
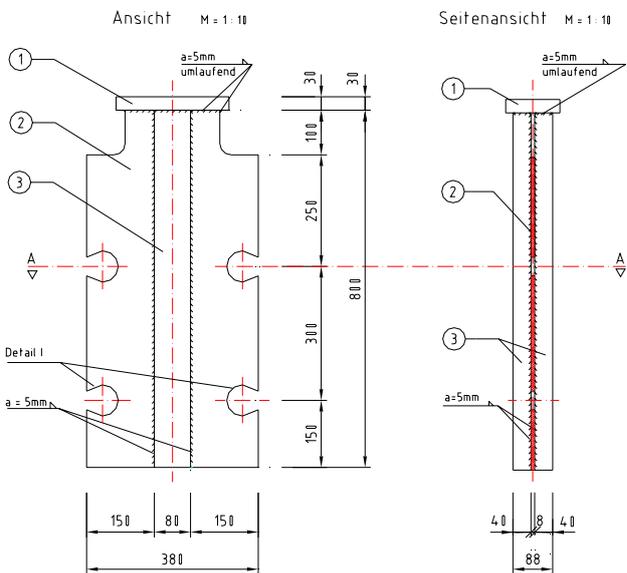


Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen u. Verwindungen zulässig lgem. DLIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T1 alle Trennschnitte per Computer oder Schablone

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel

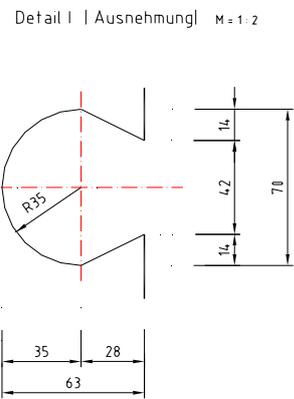
Anzahl: 7 Stück

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -	
M = 1:10, 1:2	Verbundversuche
Datum	Name
11.11.2013	Burger
	Stahlteile K Serie ED 3
	Plan-Nr.: S 16



Schnitt A-A M = 1:10

- ① 1xBl. 30x120x250 mm
- ② 1xBl. 8x380x800 mm
- ③ 2xBl. 40x80x800 mm



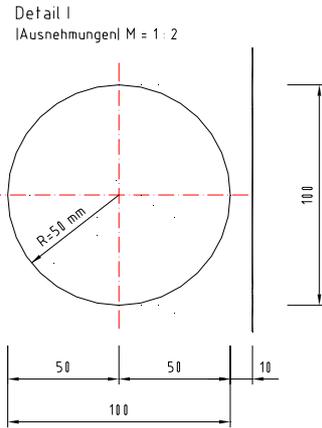
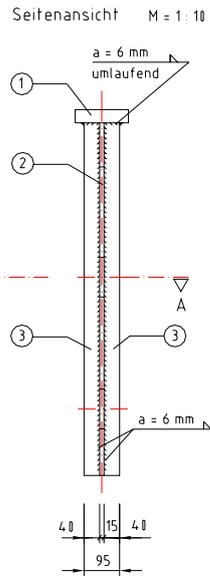
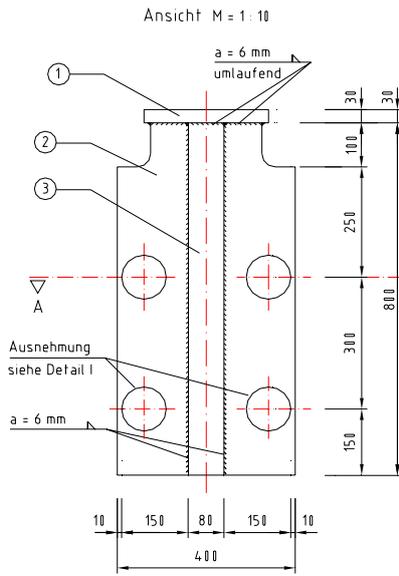
Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen u. Verwindungen zulässig lgem. DLIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T1 alle Trennschnitte per Computer oder Schablone

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 linkl. Schweißnähtel

Anzahl: 3 Stück

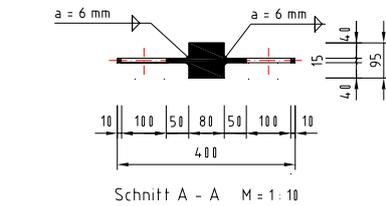
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -	
M = 1:10, 1:2	Verbundversuche
Datum	Name
11.11.2013	Burger
	Stahlteile K Serie ED 3
	Plan-Nr.: S 15

Anhang A



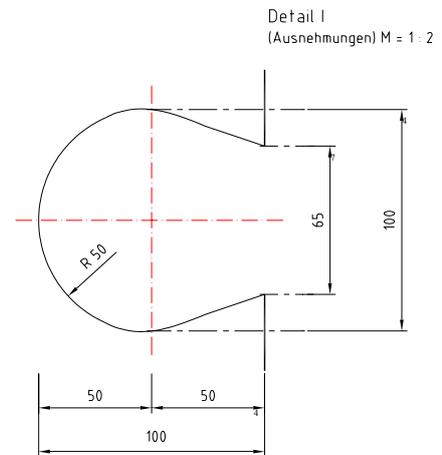
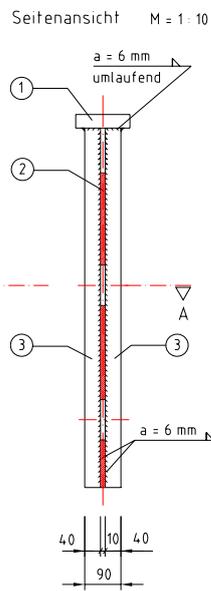
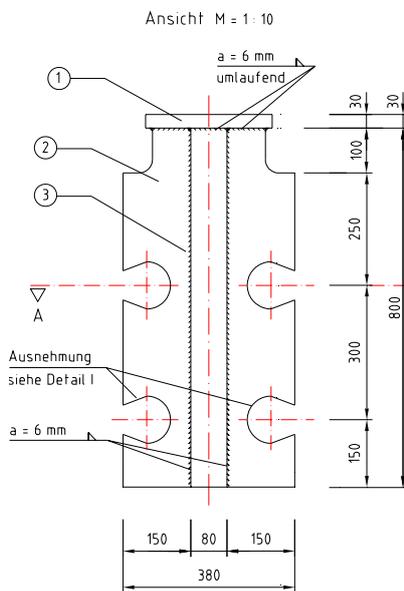
Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 inkl. Schweißnähte
Anzahl: 4 Stück
alle Trennschritte per Computer oder Schablone



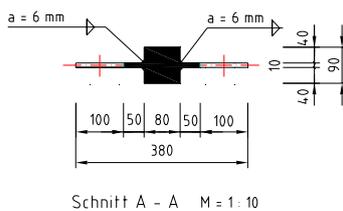
- ① 1 x Bl. 30 x 140 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 15 x 400 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1 : 10	Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: P
21.08.2001	Burger	Serien: ED 4
		Plan-Nr.: S 11



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

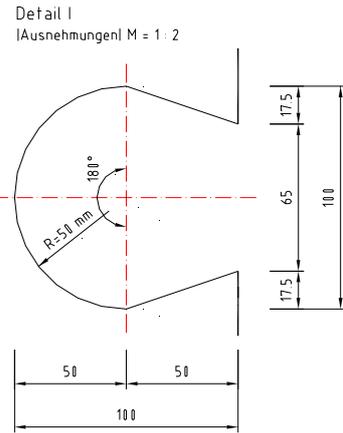
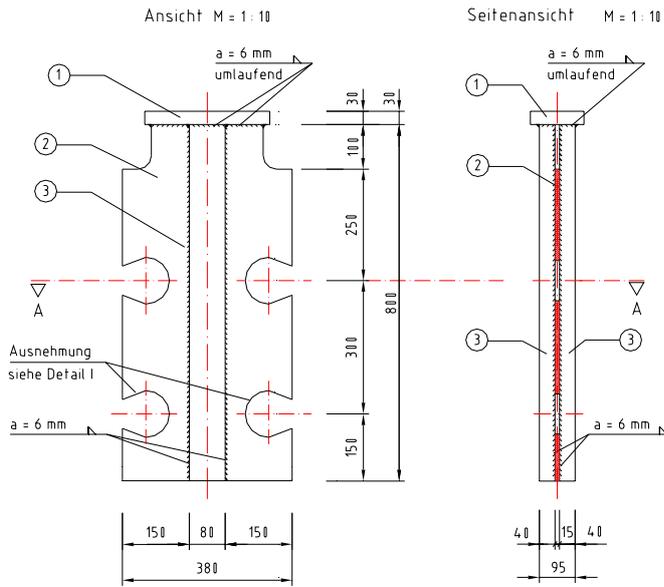
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 (inkl. Schweißnähte)
Anzahl: 2 Stück
alle Trennschritte per Computer oder Schablone



- ① 1 x Bl. 30 x 140 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 10 x 380 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

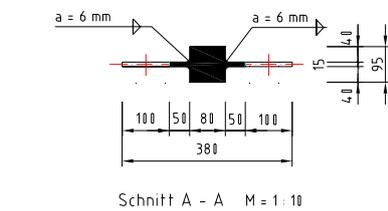
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1 : 10, 1 : 2	Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: K
23.08.2001	Burger	Serien: ED 5
		Plan-Nr.: S 12

Anhang A



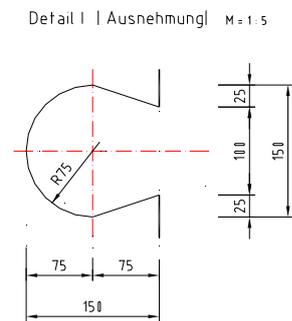
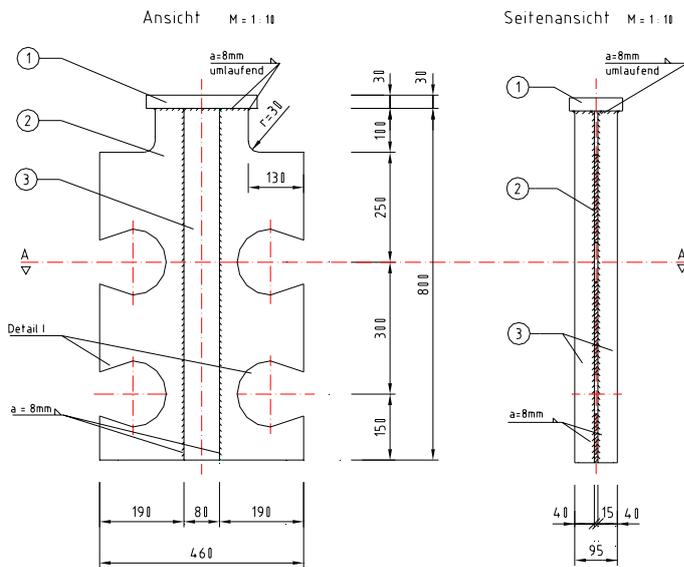
Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 link. Schweißnähtel
Anzahl: 5 Stück
alle Trennschnitte per Computer oder Schablone



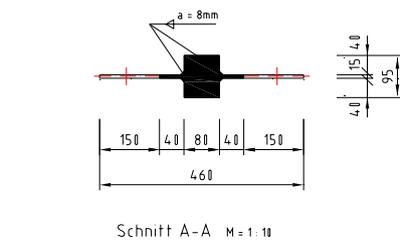
- ① 1 x Bl. 30 x 140 x 250 mm
- ② 1 x Bl. 15 x 380 x 800 mm
- ③ 2 x Bl. 40 x 80 x 800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:10, 1:2	Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: K
23.08.2001	Burger	Serien: ED 5
		Plan-Nr.: S 13



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen u. Verwindungen zulässig lgem. DLIN 7168 Teil 2, Toleranzklasse T1
alle Trennschnitte per Computer oder Schablone

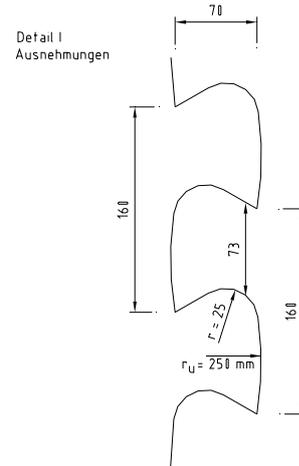
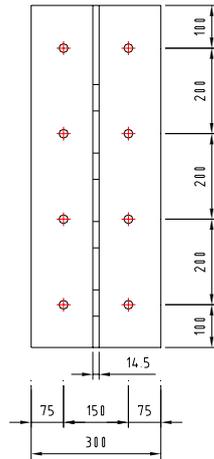
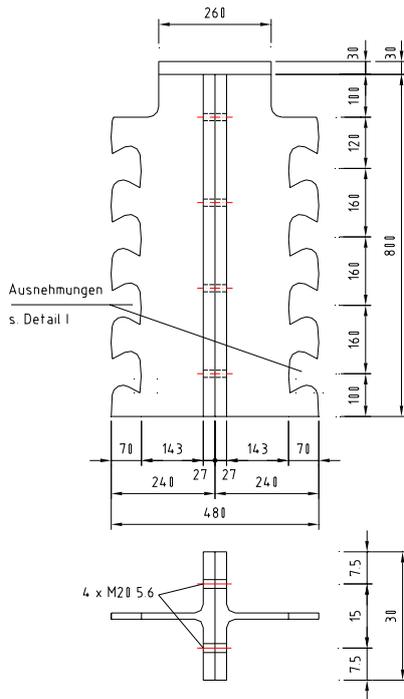
Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 link. Schweißnähtel
Anzahl: 1 Stück



- ① 1xBl. 30x120x250 mm
- ② 1xBl. 15x460x800 mm
- ③ 2xBl. 40x80x800 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:10, 1:5	Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: K
21.08.2001	Burger	Serie: ED 6
		Plan-Nr.: S 14

Anhang A



Achtung: Für die Bleche/Körper sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig!
Toleranzmaß 1 mm

Baustoffe: Stahl S 355 J2G3 links. Schweißnähtel

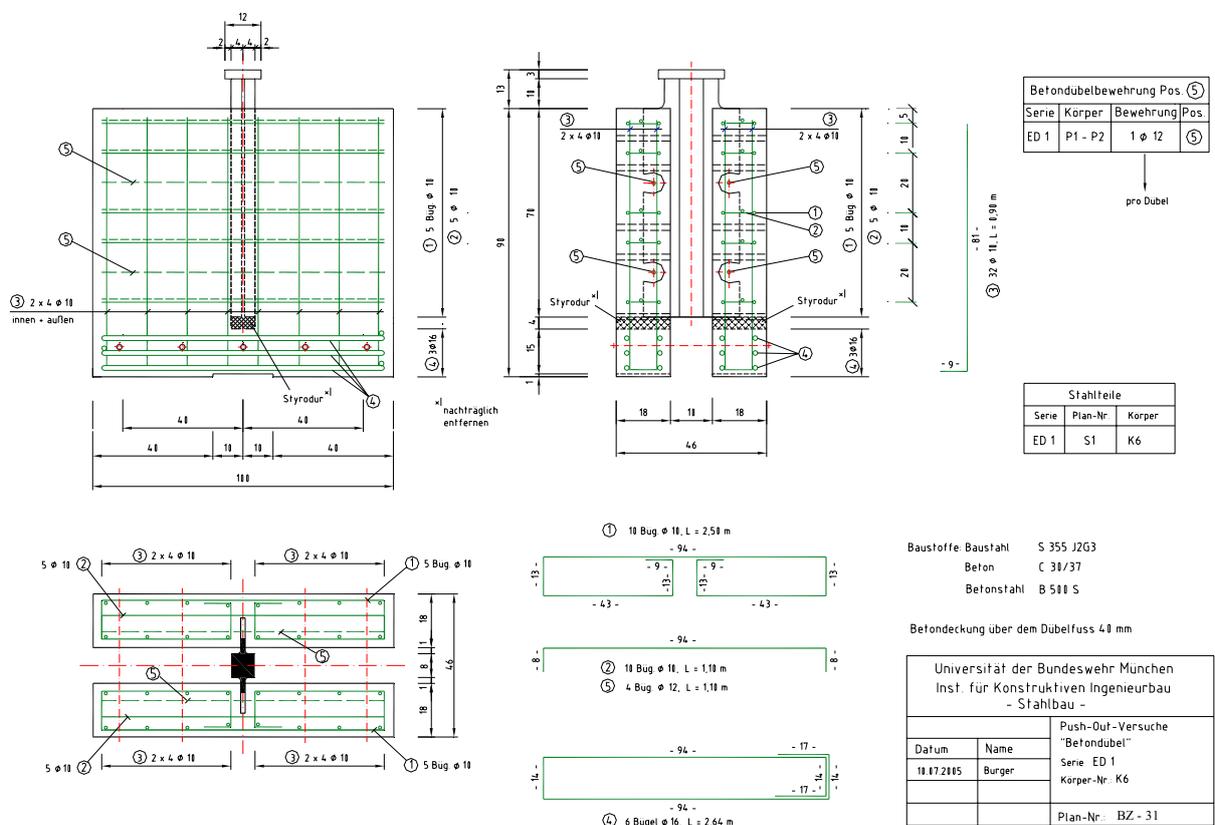
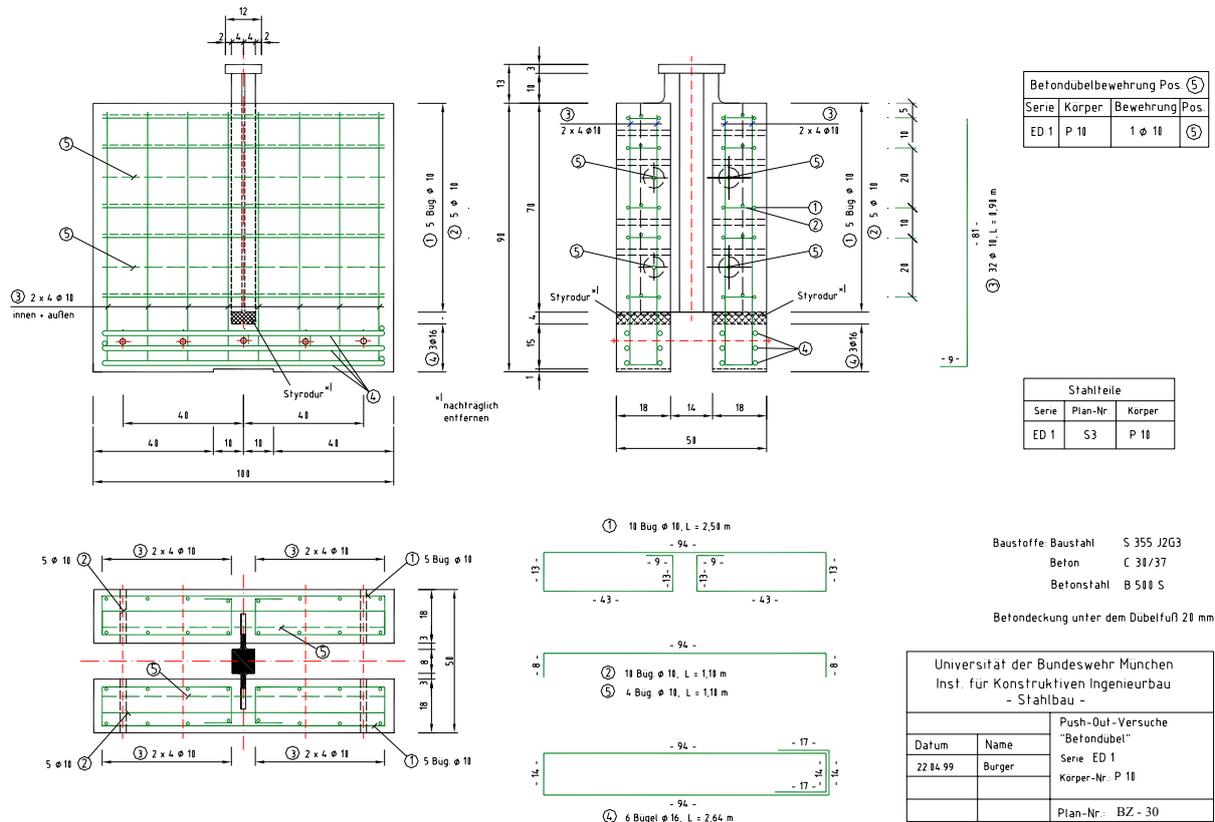
Anzahl: 1 Stück

alle Trennschritte per Computer oder Schablone

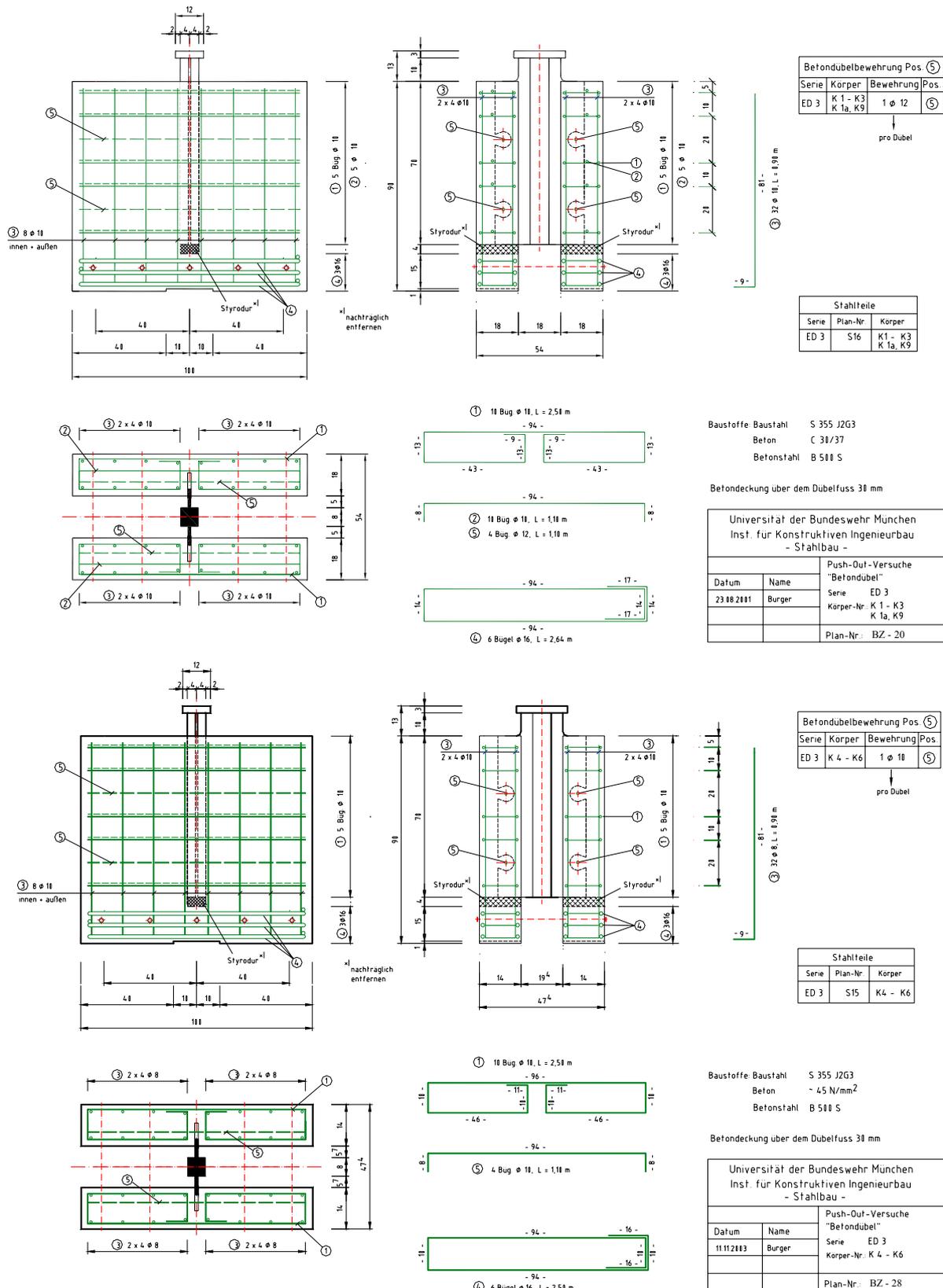
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:10	Verbundversuche	
Datum	Name	Stahlteile: H
27.17.2004	Burger	Serien: ED 7
		Plan-Nr.: S 18

Anhang A

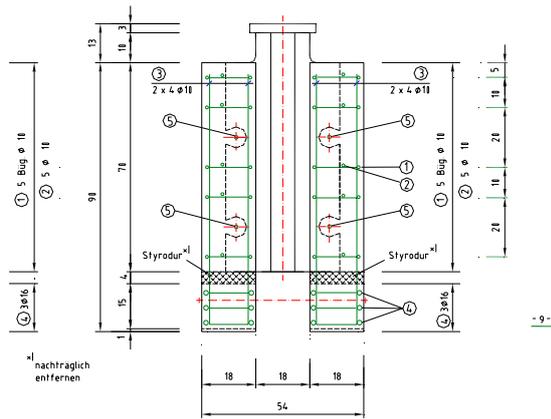
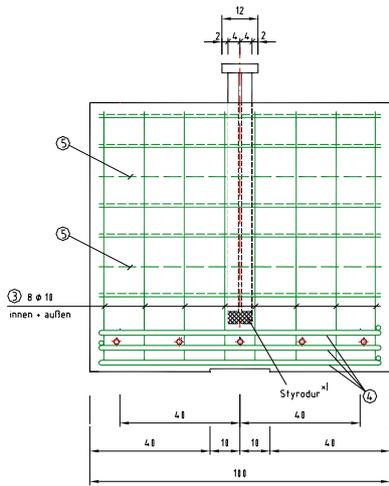
■ Schalungs- und Bewehrungspläne der Push-Out-Körper



Anhang A



Anhang A

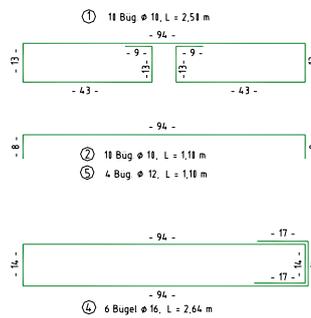
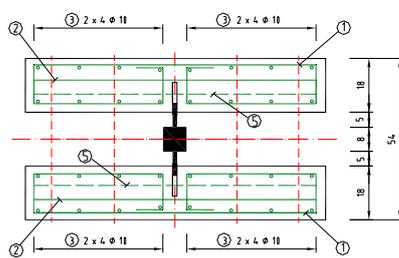


Betondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
ED 3	K 7 - K 8	1 ϕ 12	⑤

pro Dübel

③ 32 ϕ 10, L = 1,00 m

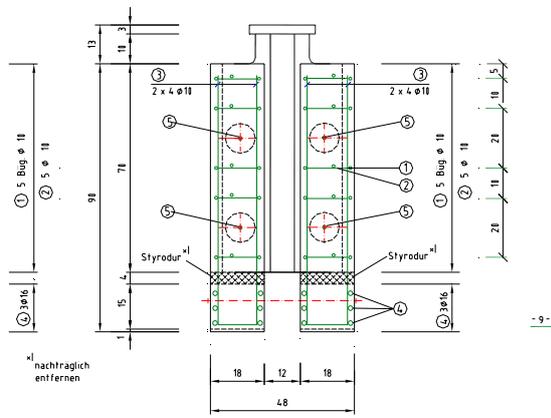
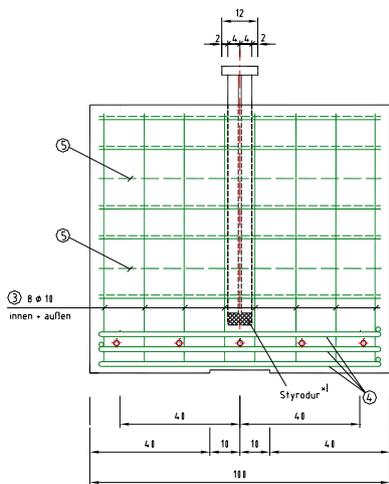
Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
ED 3	S 16	K 7 - K 8



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3
Beton C 70
Betonstahl B 500 S

Betondeckung über dem Dübelfuss 30 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Push-Out-Versuche "Betondübel"
Datum	Name	Serie ED 3
11.11.2003	Burger	Körper-Nr. K 7 - K 8
		Plan-Nr. BZ - 29

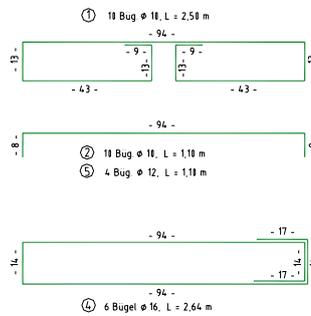
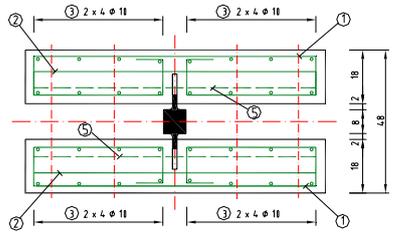


Betondübelbewehrung Pos. ⑤			
Serie	Körper	Bewehrung	Pos.
ED 4	P 1 - P 2	1 ϕ 12	⑤

pro Dübel

③ 32 ϕ 10, L = 1,00 m

Stahlteile		
Serie	Plan-Nr.	Körper
ED 4	S 11	P 1 - P 2

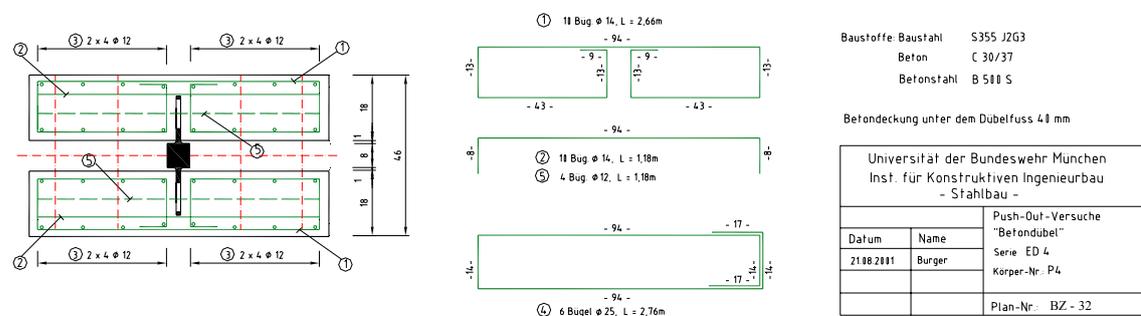
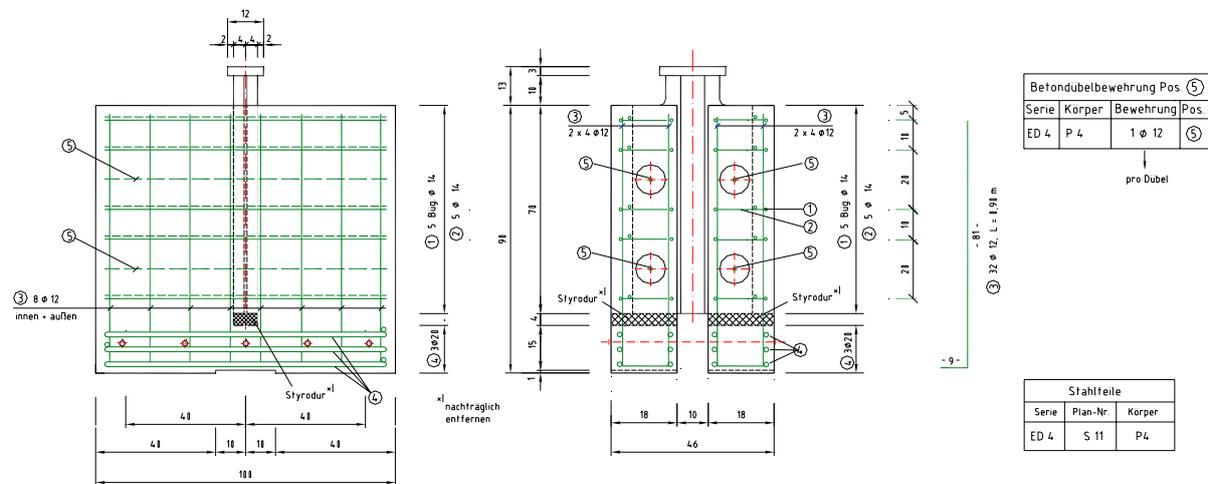
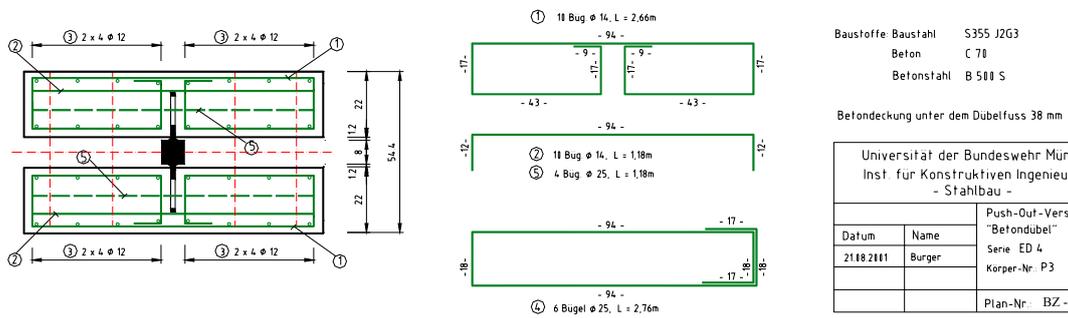
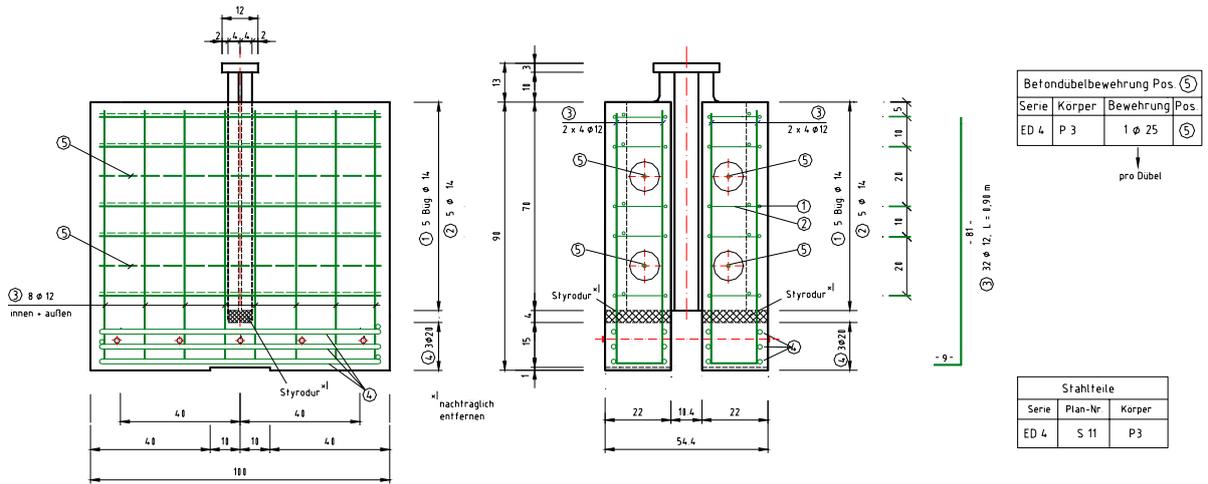


Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3
Beton C 30/37
Betonstahl B 500 S

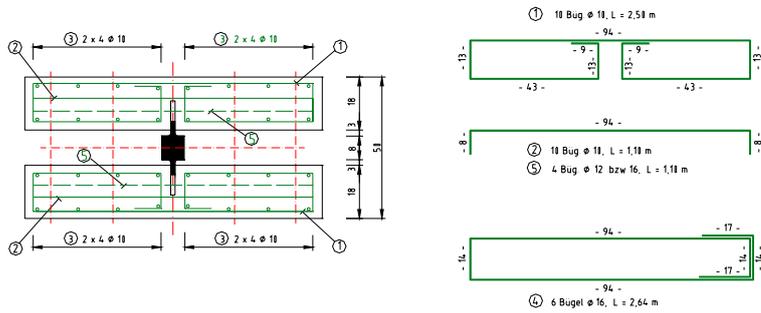
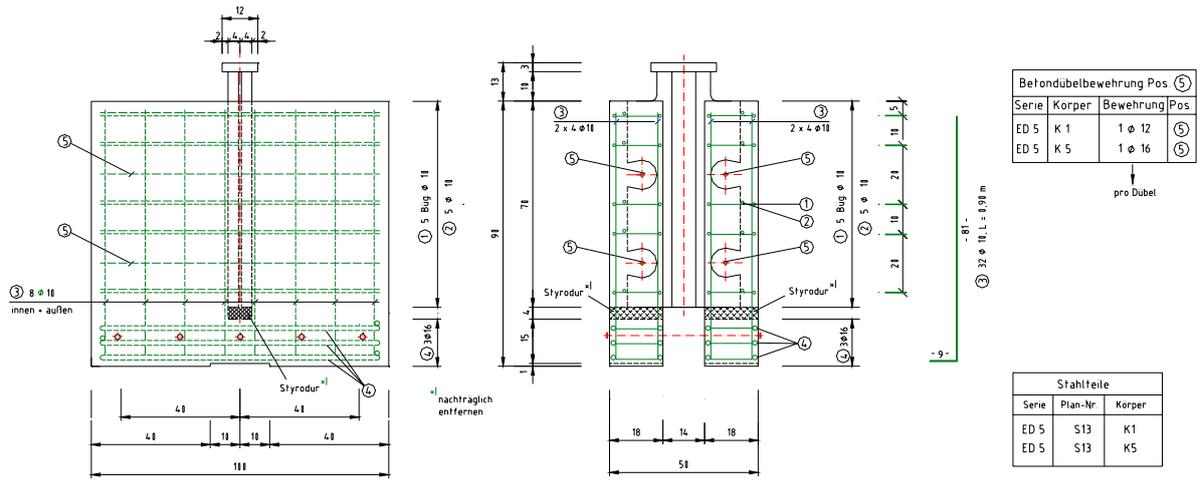
Betondeckung über dem Dübelfuss 30 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Push-Out-Versuche "Betondübel"
Datum	Name	Serie ED 4
22.04.99	Burger	Körper-Nr. P 1 - P 2
		Plan-Nr. BZ - 21

Anhang A



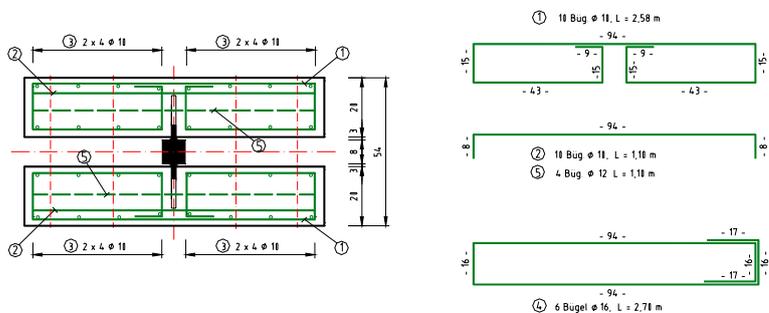
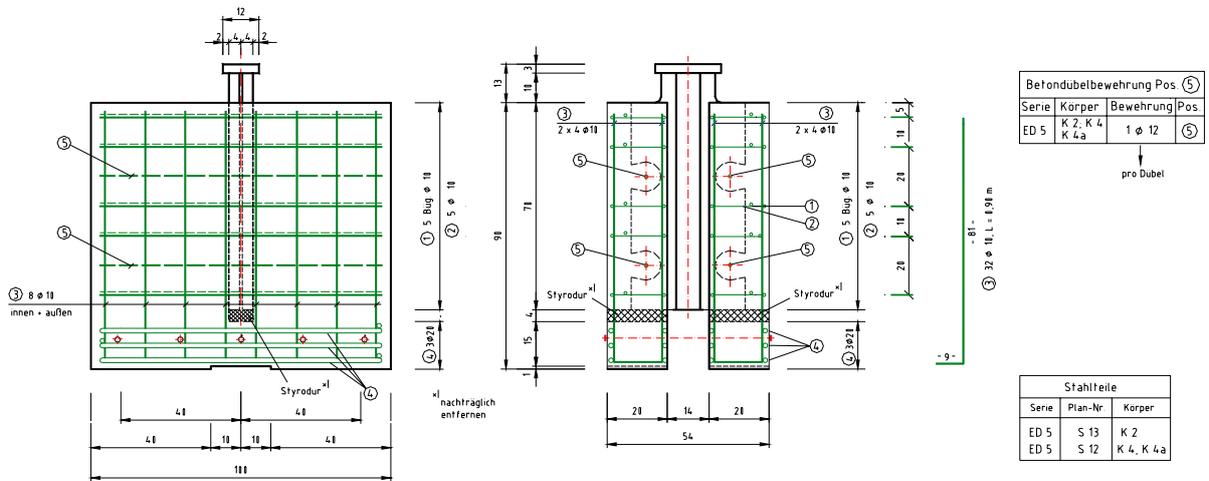
Anhang A



Baustoffe Baustahl S 355 J2G3
Beton C 31/37
Betonstahl B 501 S

Befondeckung über dem Dübelstuss 21 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
Datum	Name	Push-Out-Versuche "Betondübel"	
23.08.2011	Burger	Serie	ED 5
		Körper-Nr.	K 1, K 5
		Plan-Nr.	BZ - 23

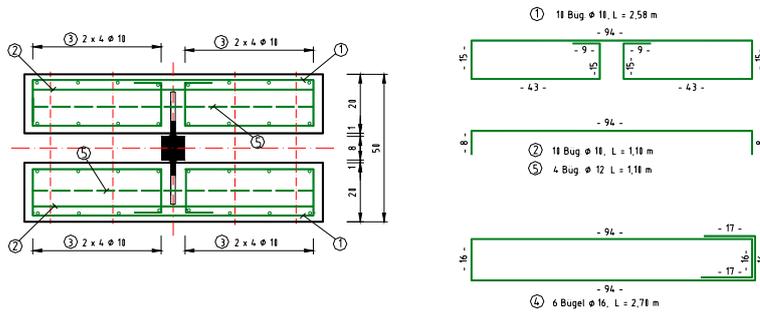
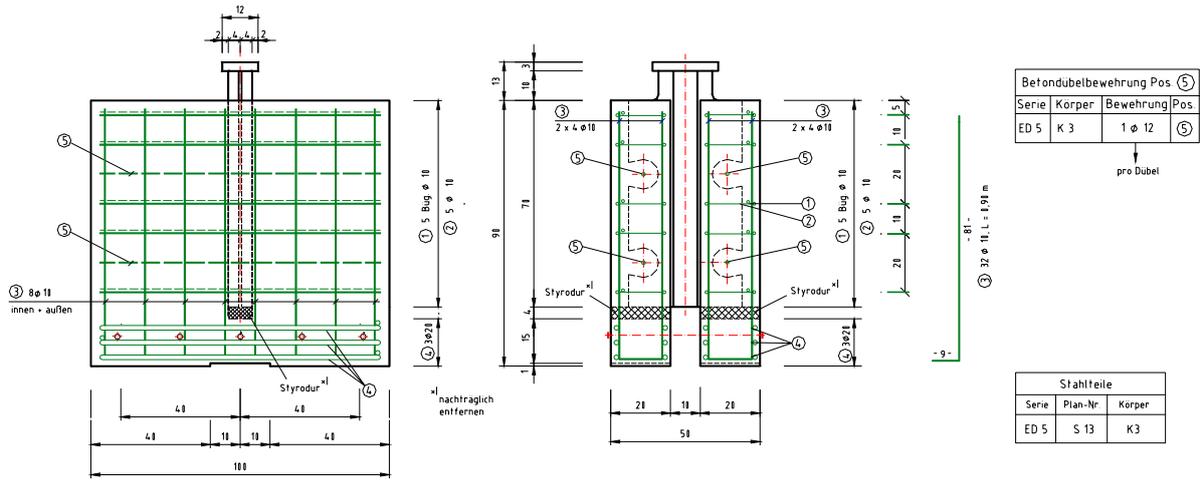


Baustoffe Baustahl S 355 J2G3
Beton C 31/37
Betonstahl B 501 S

Befondeckung unter dem Dübelstuss 21 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -			
Datum	Name	Push-Out-Versuche "Betondübel"	
22.08.2011	Burger	Serie	ED 5
		Körper-Nr.	K 2, K 4, K 4a
		Plan-Nr.	BZ - 24

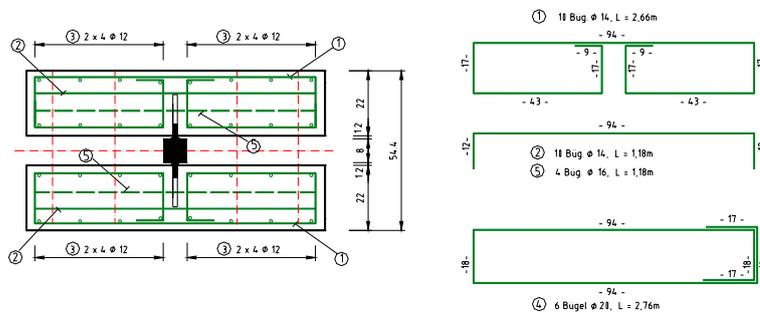
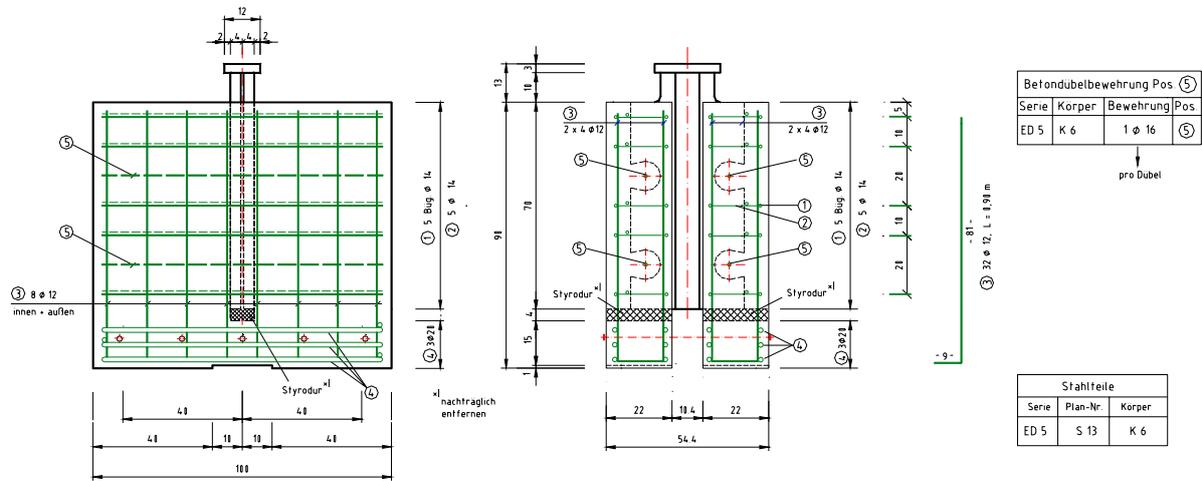
Anhang A



Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3
 Beton C 30/37
 Betonstahl B 500 S

Betondeckung unter dem Dübelbuss 40 mm

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Push-Out-Versuche "Betondübel"
Datum	Name	Serie ED 5
22.10.2011	Burger	Körper-Nr. K 3
		Plan-Nr. BZ - 25



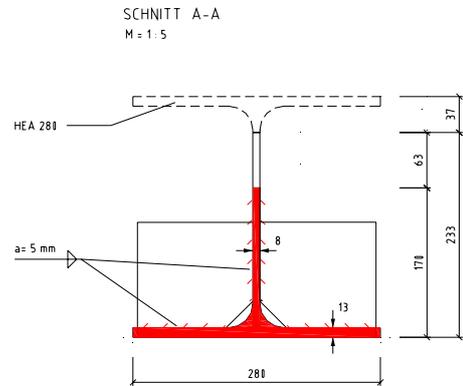
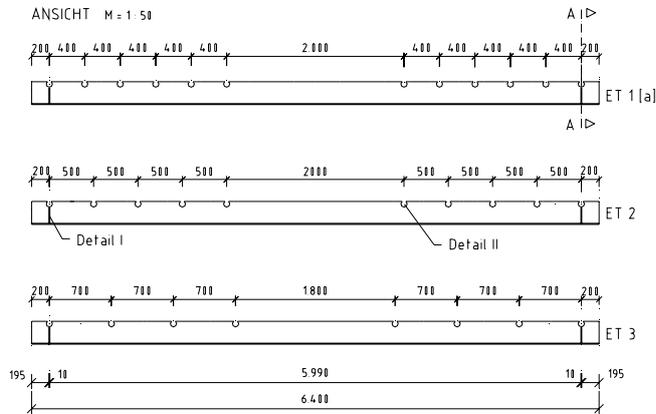
Baustoffe: Baustahl S 355 J2G3
 Beton C 70
 Betonstahl B 500 S

Betondeckung unter dem Dübelbuss 38 mm

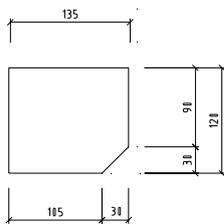
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Push-Out-Versuche "Betondübel"
Datum	Name	Serie ED 5
20.10.2011	Burger	Körper-Nr. K 6
		Plan-Nr. BZ - 26

Anhang B: Fertigungspläne Träger (nicht maßstäblich)

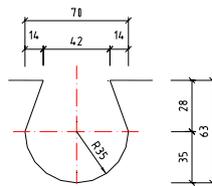
Werkpläne der Stahlprofile



DETAIL I M = 1:5
IStifenblech



DETAIL II
IAusnehmungl

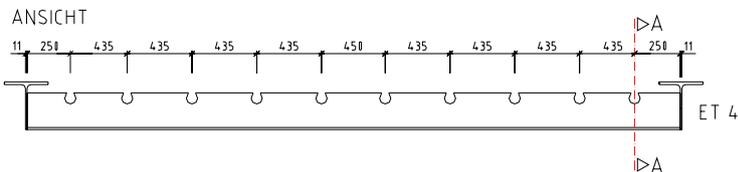


Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 links, Schweißnähtel

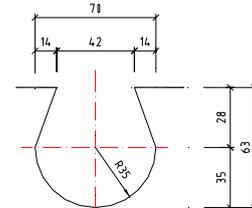
Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verdrehungen zulässig
Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T

Stahlbeton: Plan-Nr. BS1 100-ET1[a] bis BS1 100-ET3

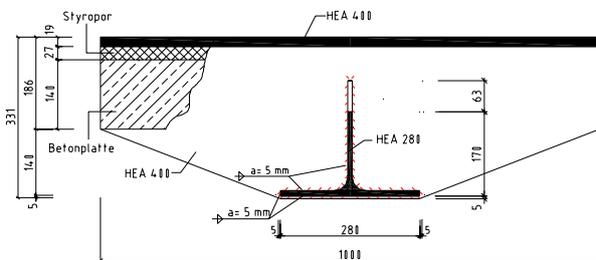
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
M = 1:5, 1:51		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
14.05.2002	Burger	
18.12.2003		ET 1 [a] - ET 3
		Plan-Nr.: S 100



DETAIL I
IAusnehmungl



SCHNITT A - A



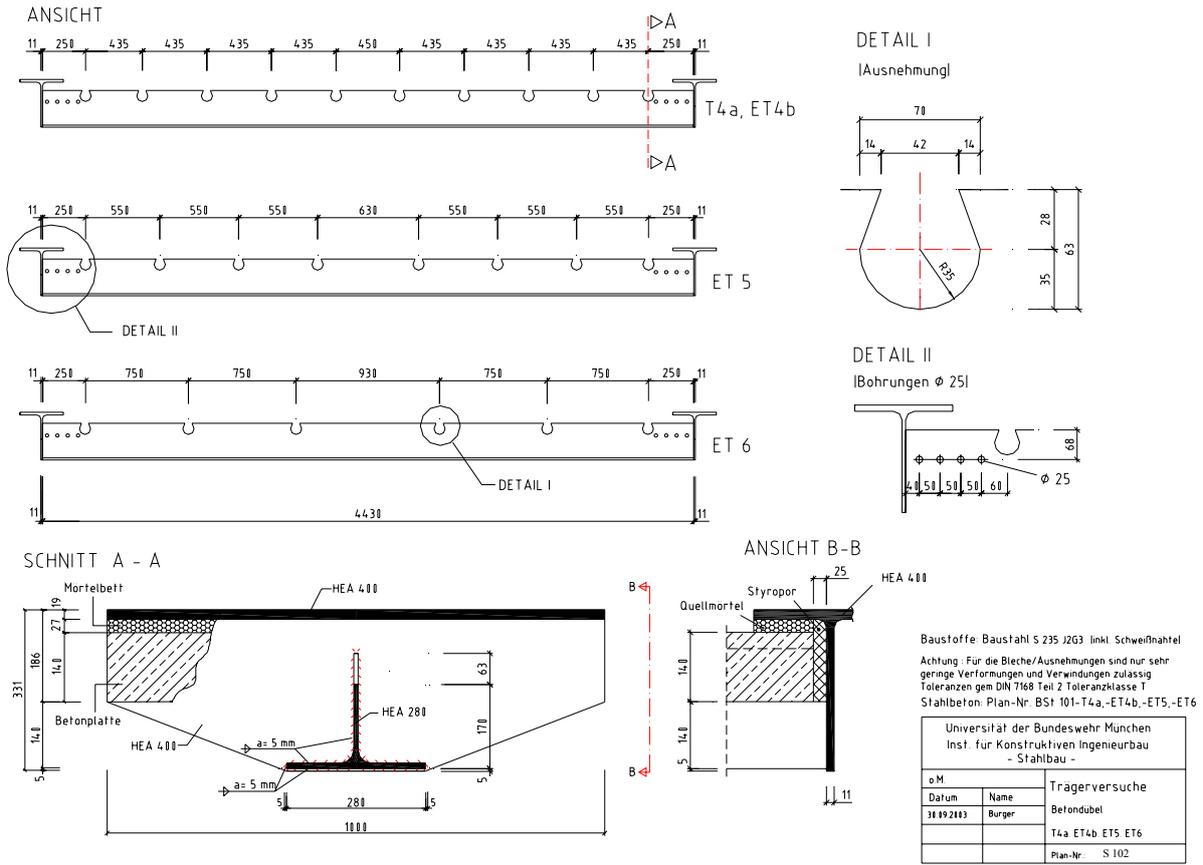
Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 links, Schweißnähtel

Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verdrehungen zulässig
Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T

Stahlbeton: Plan-Nr. BS1 101-ET4

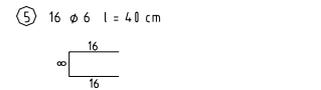
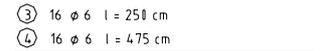
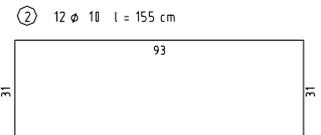
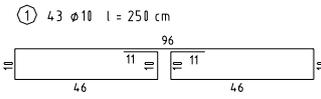
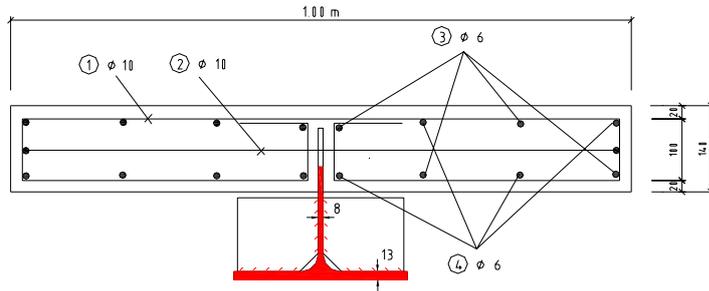
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
oM		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
15.07.2002	Burger	
		ET 4
		Plan-Nr.: S 101

Anhang B

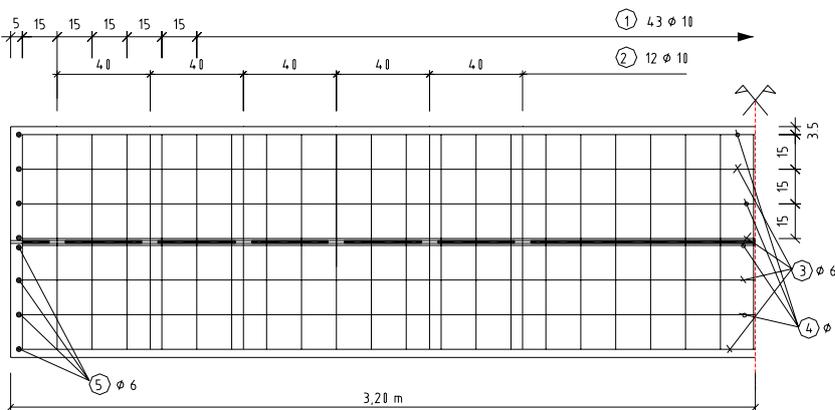


■ Schalungs- und Bewehrungspläne der Träger

QUERSCHNITT - ET 1



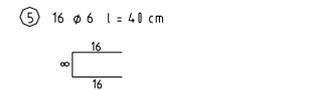
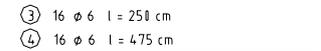
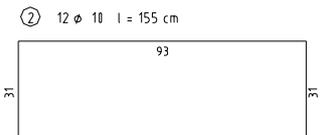
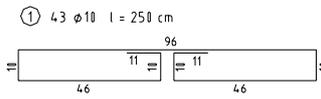
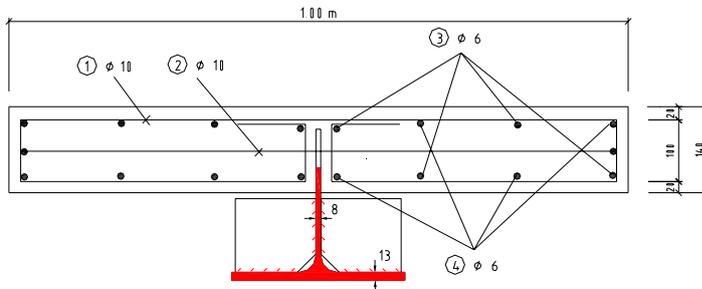
DRAUFSICHT ET1



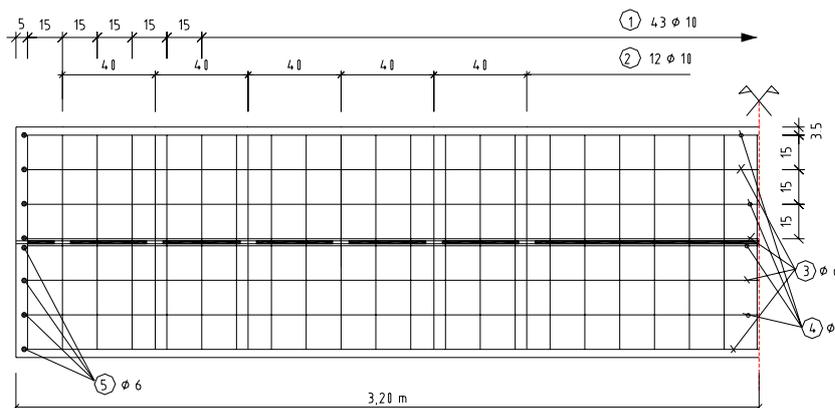
Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 linkl. Schweißnähtel
 Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig
 Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
12.17.2013	Burger	ET 1
		Plan-Nr. BSt 100 - ET1

QUERSCHNITT - ET 1a



DRAUFSICHT ET1a

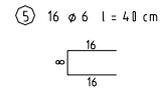
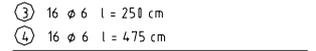
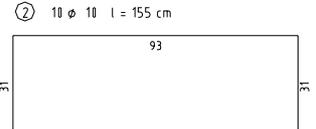
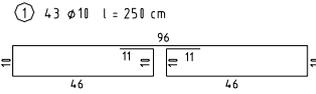
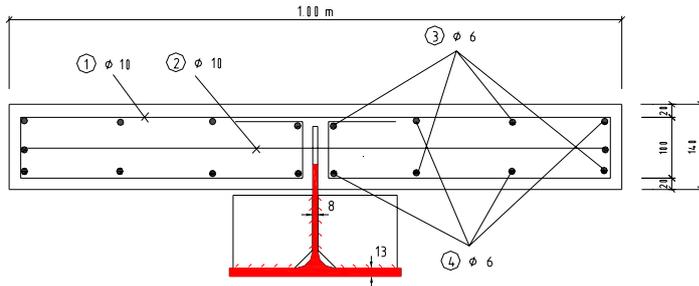


Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 linkl. Schweißnähtel
 Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig
 Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T

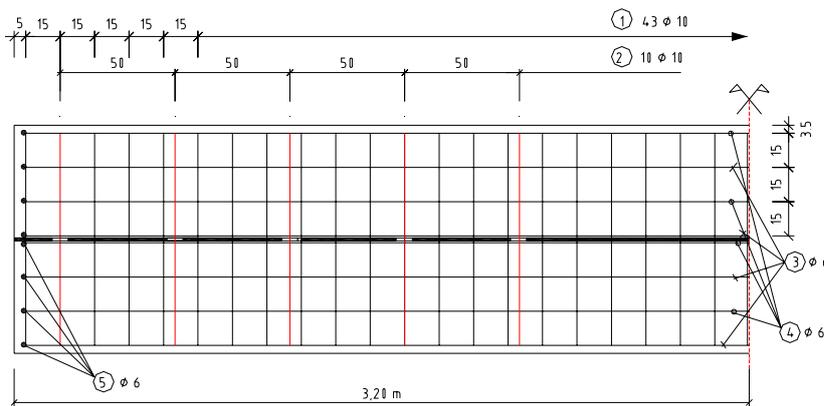
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
12.17.2013	Burger	ET 1a
		Plan-Nr. BSt 100 - ET1a

Anhang B

QUERSCHNITT - ET 2



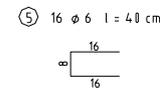
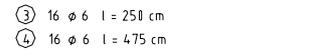
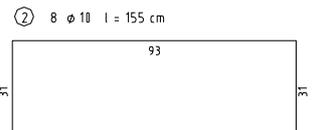
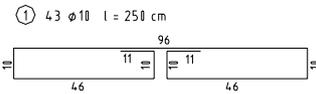
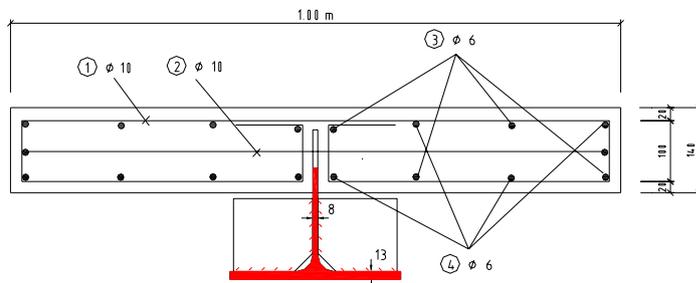
DRAUFSICHT ET2



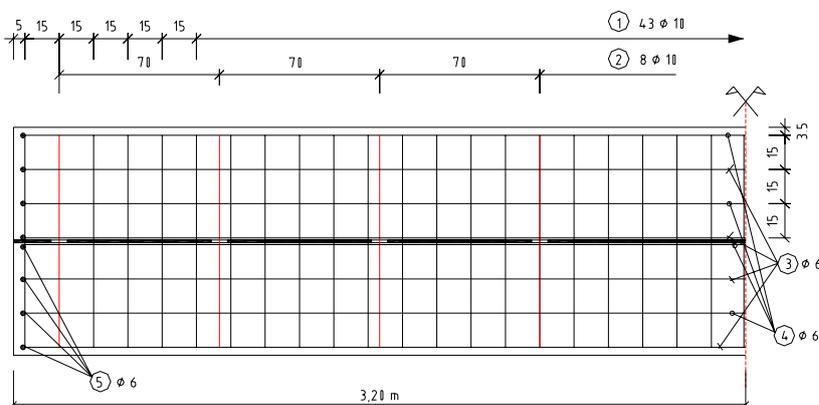
Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 linkl. Schweißnähtel
Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig
Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T
Baustahl gemäß Plan: S 100

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Trägerversuche	
Datum	Name	Betondubel	
14.07.2002	Burger	ET 2	
		Plan-Nr.	BSt 100-ET2

QUERSCHNITT - ET 3



DRAUFSICHT ET3

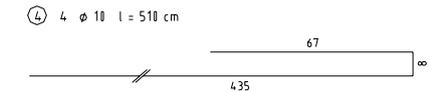
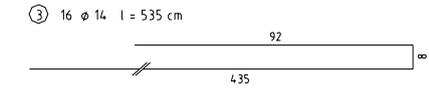
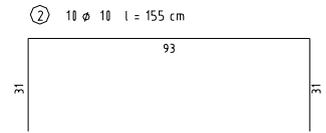
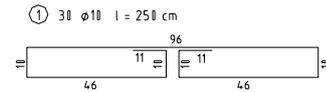
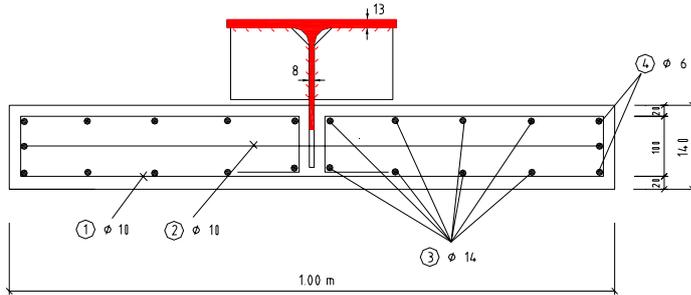


Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 linkl. Schweißnähtel
Achtung: Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig
Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T
Baustahl gemäß Plan: S 100

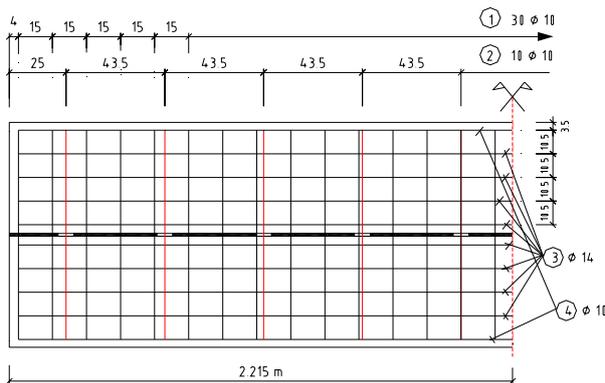
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Trägerversuche	
Datum	Name	Betondubel	
14.07.2002	Burger	ET 3	
		Plan-Nr.	BSt 100-ET3

Anhang B

QUERSCHNITT - ET 4



DRAUFSICHT ET 4

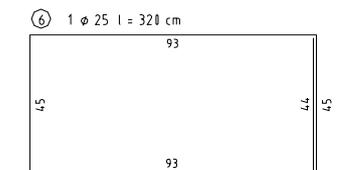
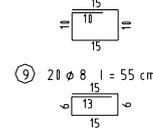
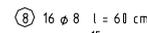
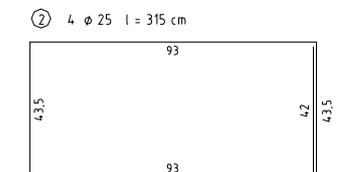
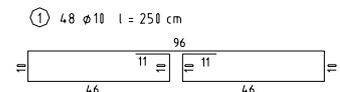
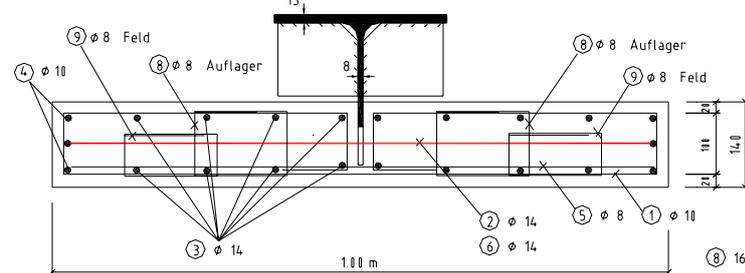


Baustoffe: Baustahl S 235 J2G3 links, Schweißnahtel

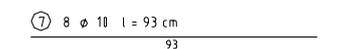
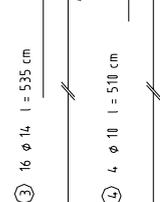
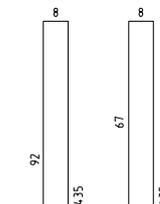
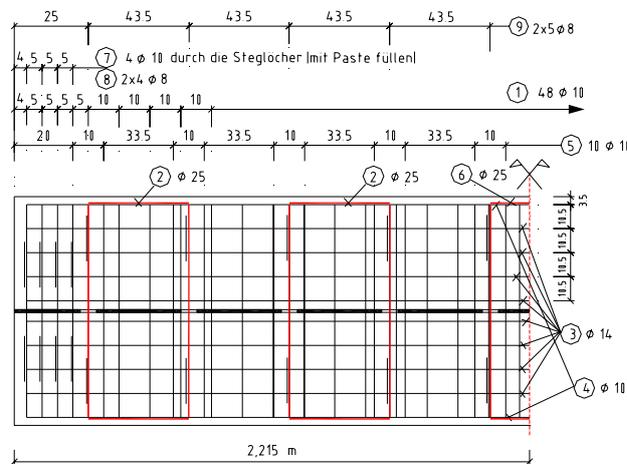
Achtung - Für die Bleche/Ausnehmungen sind nur sehr geringe Verformungen und Verwindungen zulässig
Toleranzen gem DIN 7168 Teil 2 Toleranzklasse T
Baustahl gemäß Plan-Nr S 101

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
18.07.2012	Bürger	ET 4
		Plan-Nr. BSt 101 - ET4

QUERSCHNITT - T 4a



DRAUFSICHT T 4a

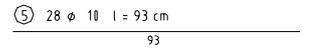
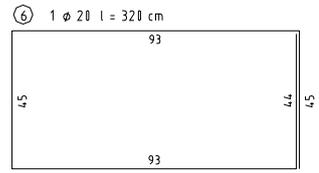
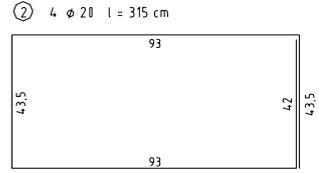
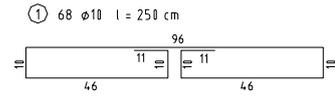
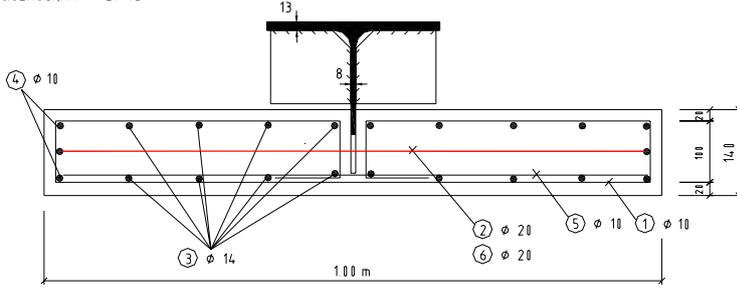


Baustoffe: BSt 501 S, B25
Baustahl gemäß Plan-Nr S 102

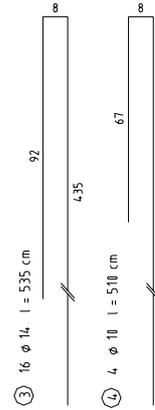
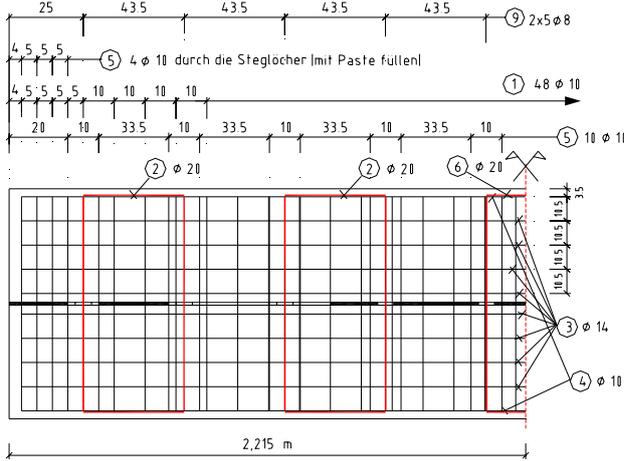
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
19.07.2013	Bürger	T4a
30.09.2013	Bürger	
23.10.2013	Bürger	Plan-Nr. BSt 102 - T4a

Anhang B

QUERSCHNITT - ET 4b



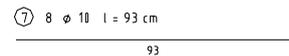
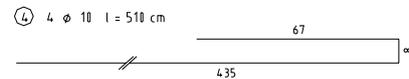
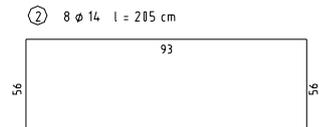
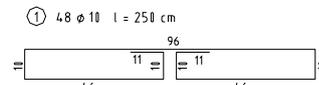
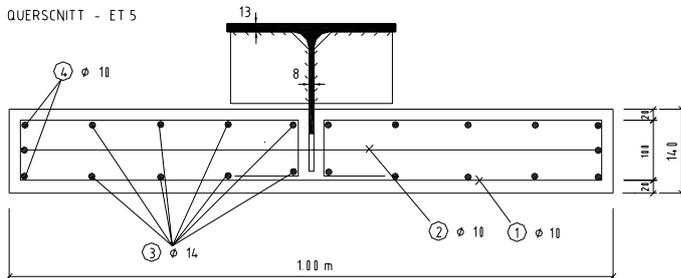
DRAUFSICHT ET4b



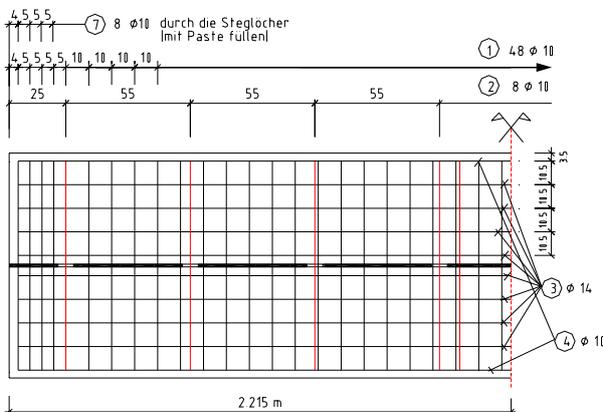
Baustoffe: BSt 500 S, B25
Baustahl gemäß Plan-Nr. S 102

Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
19.07.2013	Burger	ET4b
31.09.2013	Burger	Plan-Nr. BSt 102 - ET4b

QUERSCHNITT - ET 5



DRAUFSICHT ET 5

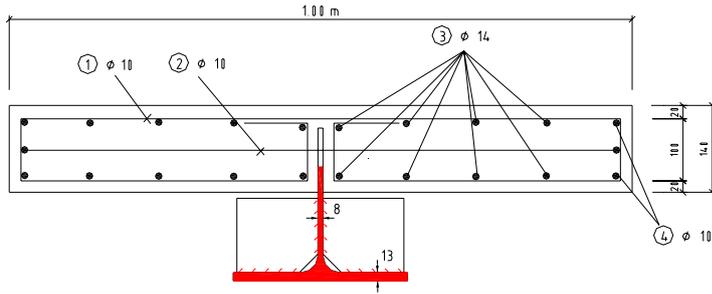


Baustoffe: BSt 500 S, B 25
Baustahl gemäß Plan-Nr. S 102

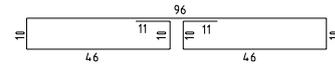
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
		Trägerversuche
Datum	Name	Betondübel
08.07.2012	Burger	ET 5
31.09.2013		Plan-Nr. BSt 102 - ETS

Anhang B

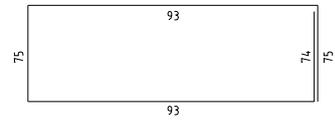
QUERSCHNITT - ET 6



① 36 $\phi 10$ l = 250 cm



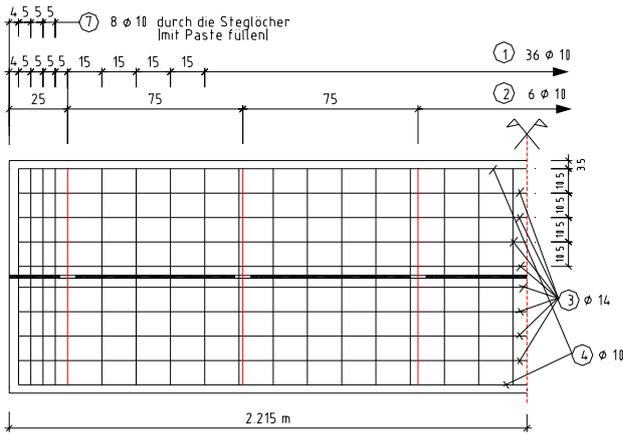
② 6 $\phi 12$ l = 410 cm



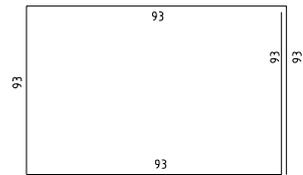
⑦ 8 $\phi 10$ l = 93 cm



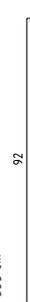
DRAUFSICHT ET 6



⑥ 1 $\phi 12$ l = 465 cm



③ 16 $\phi 14$ l = 535 cm



④ 4 $\phi 10$ l = 510 cm

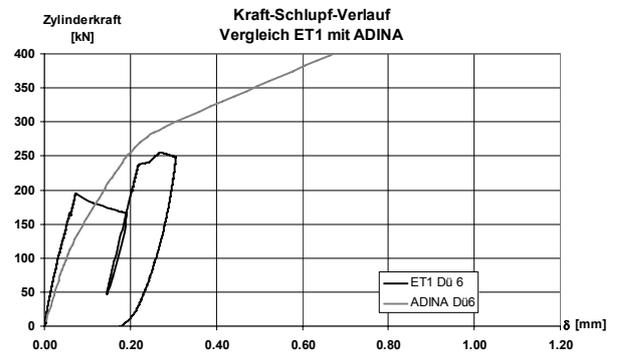
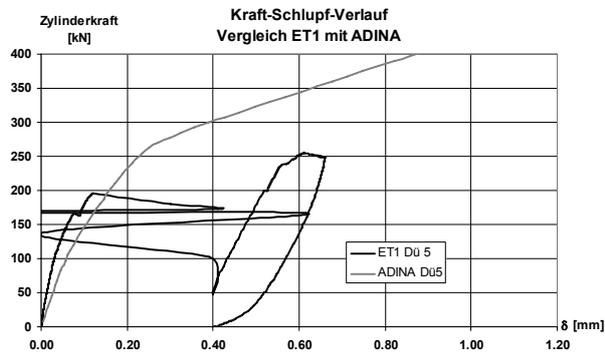
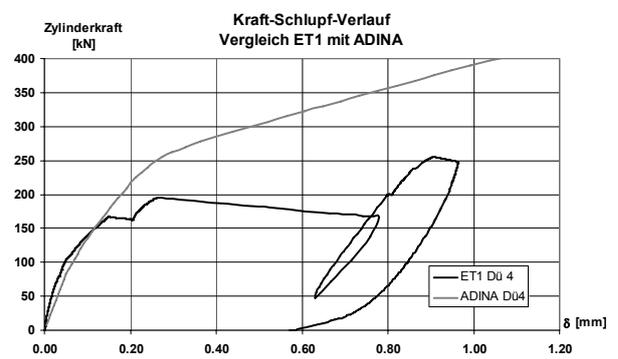
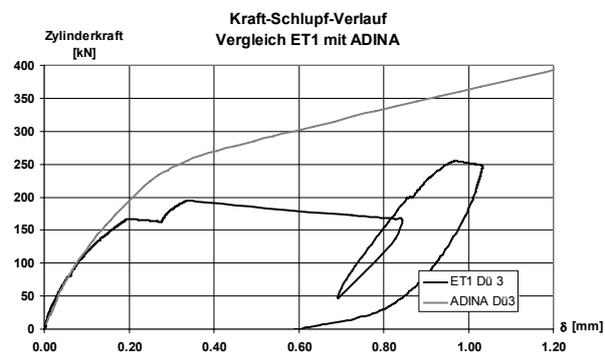
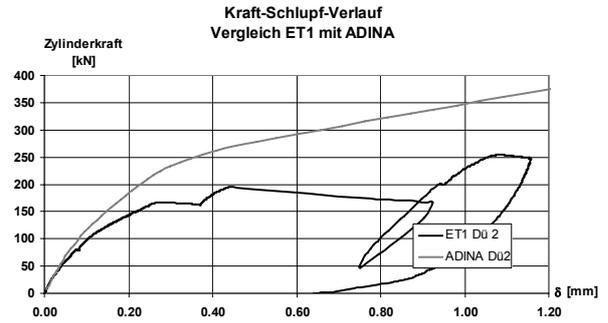
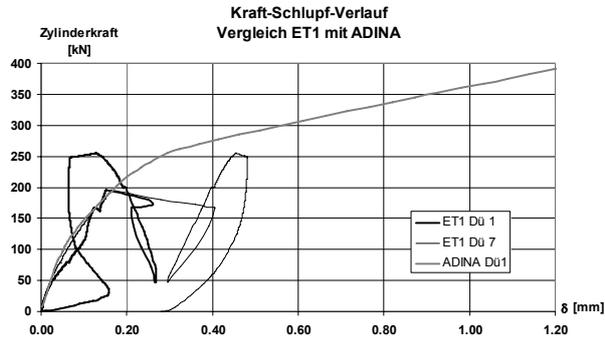


Baustoffe: BSt 500 S; B25
Baustahl gemäß Plan-Nr. S 102

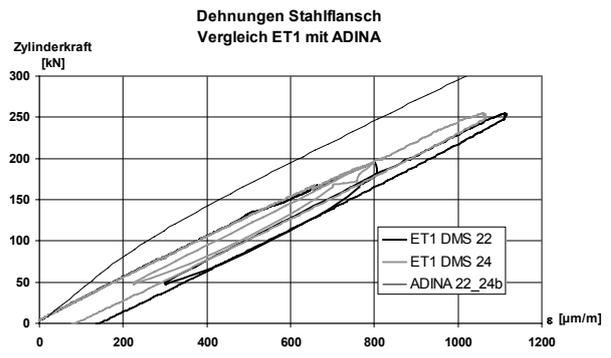
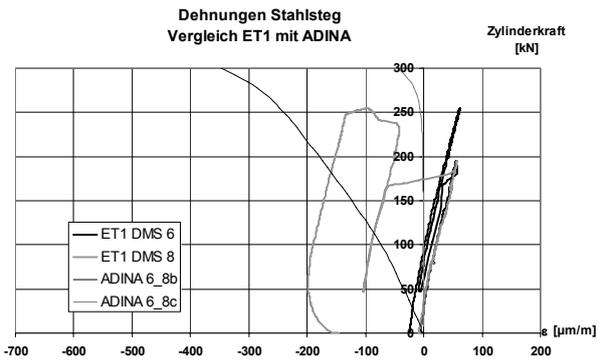
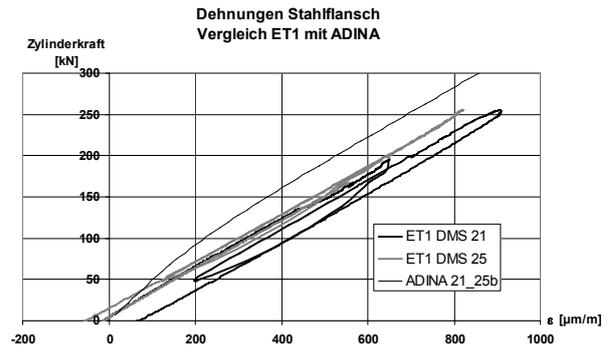
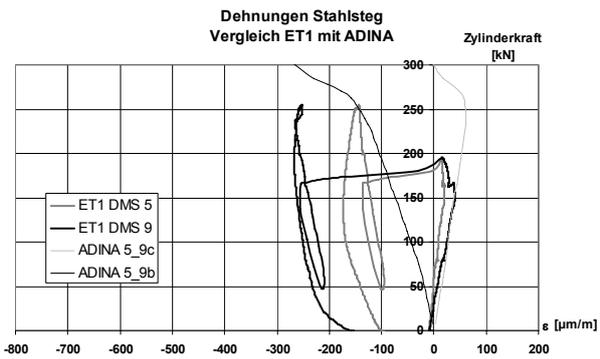
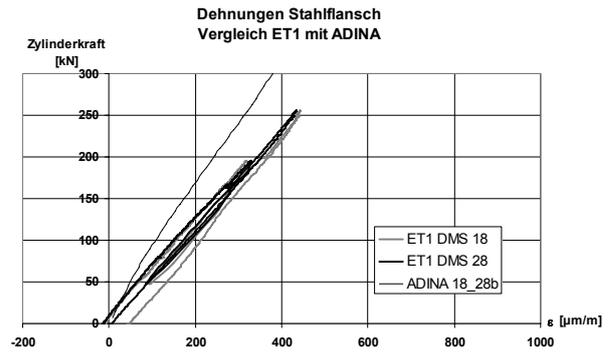
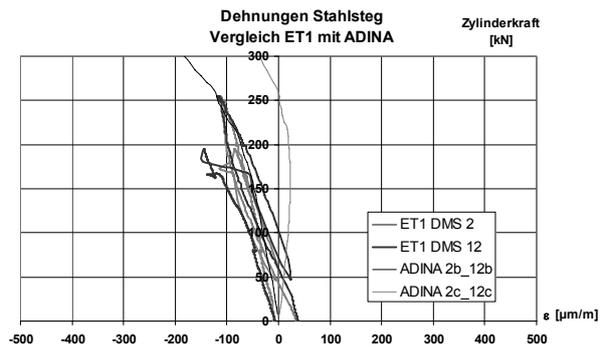
Universität der Bundeswehr München Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau -		
Trägerversuche		
Datum	Name	Betondübel
08.07.2002	Burger	
30.09.2003		ET 6
		Plan-Nr.: BSt 102 - ET6

▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET1

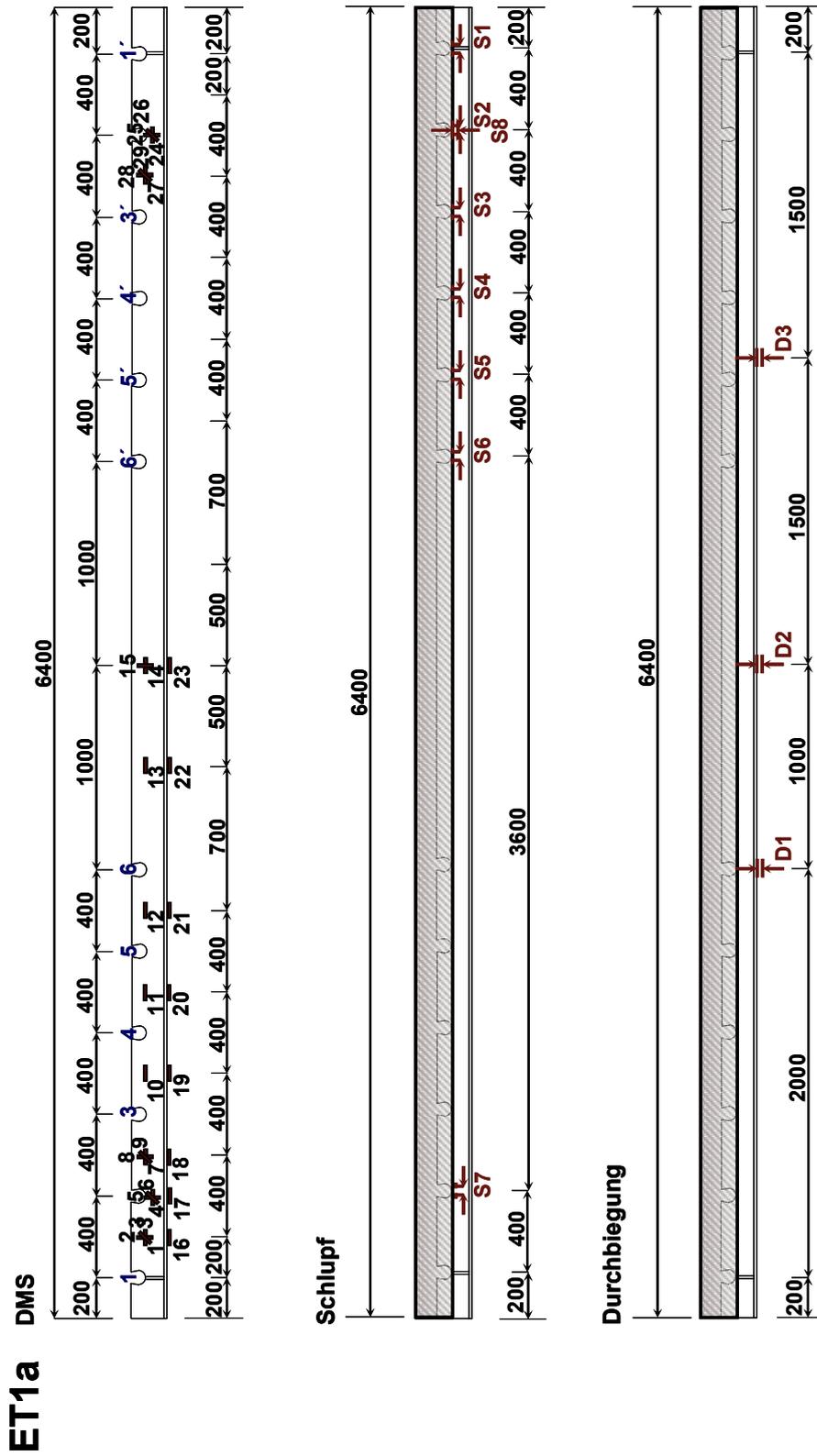
Schlupf bei statischer Erstbelastung



Dehnungen bei statischer Erstbelastung

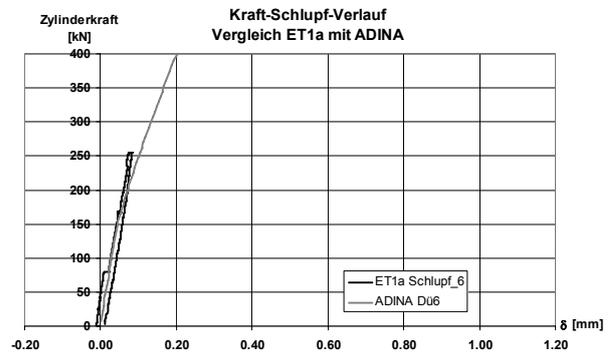
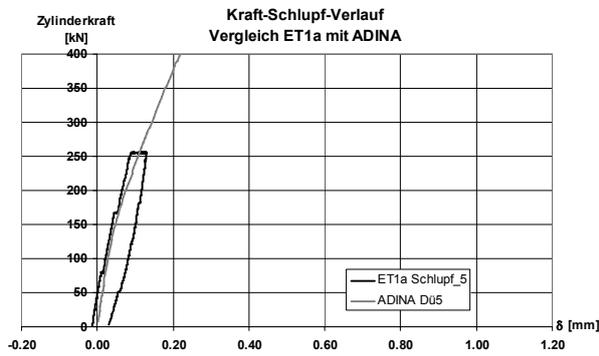
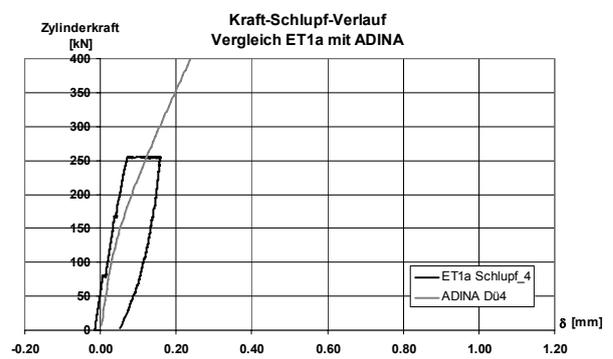
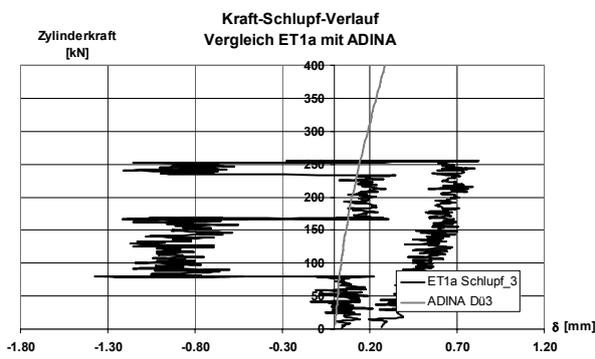
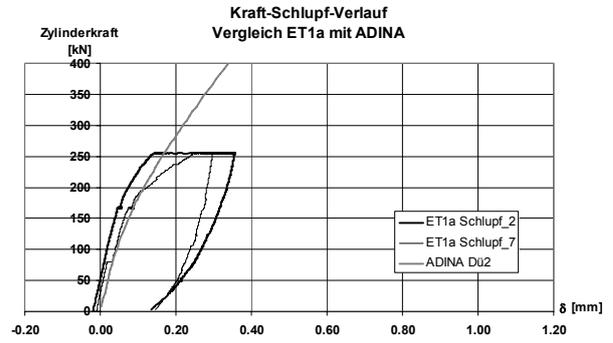
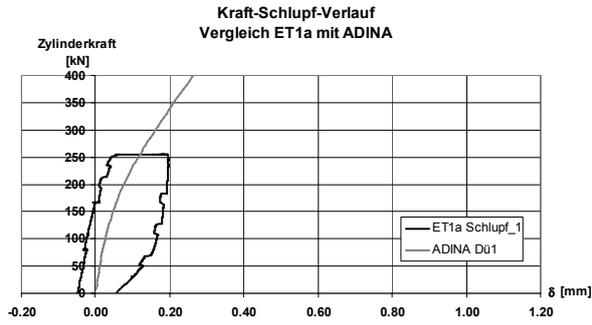


- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET1a

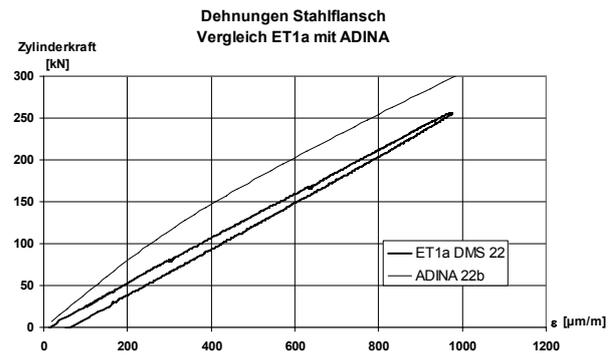
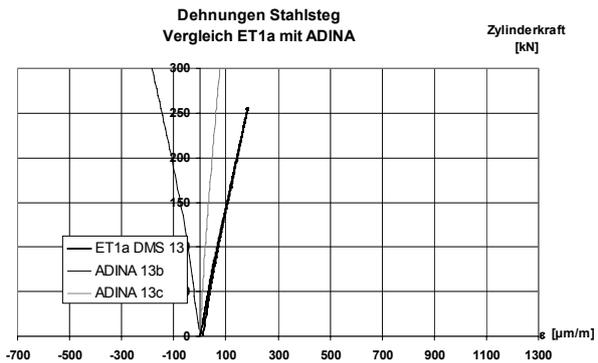
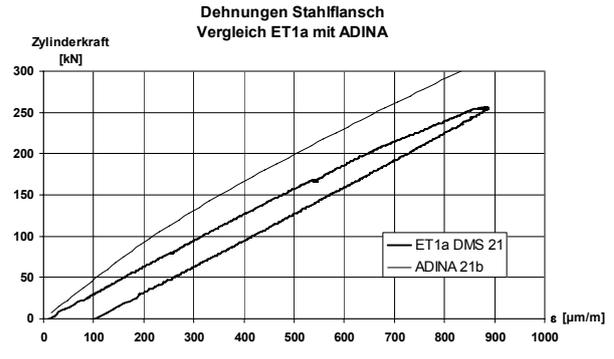
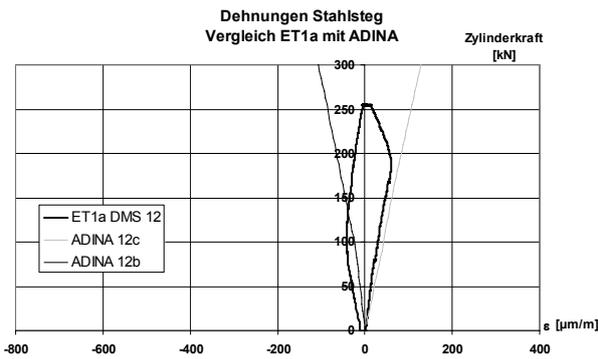
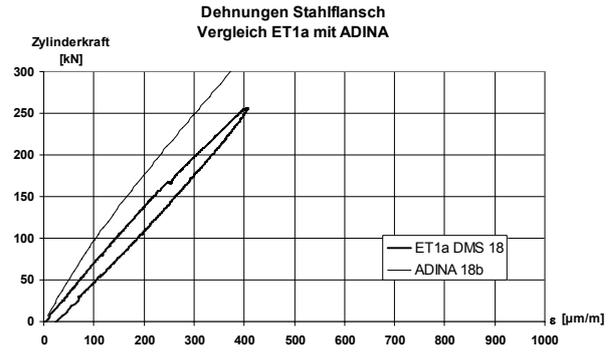
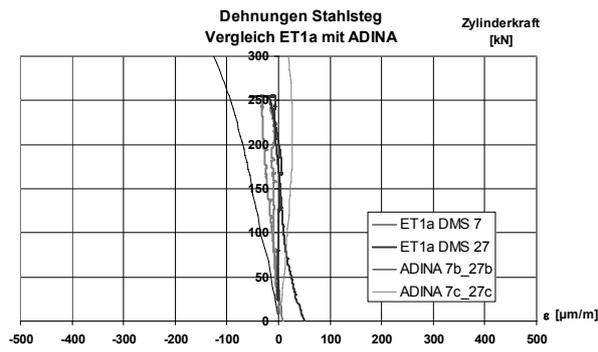


▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET1a

Schlupf bei statischer Erstbelastung

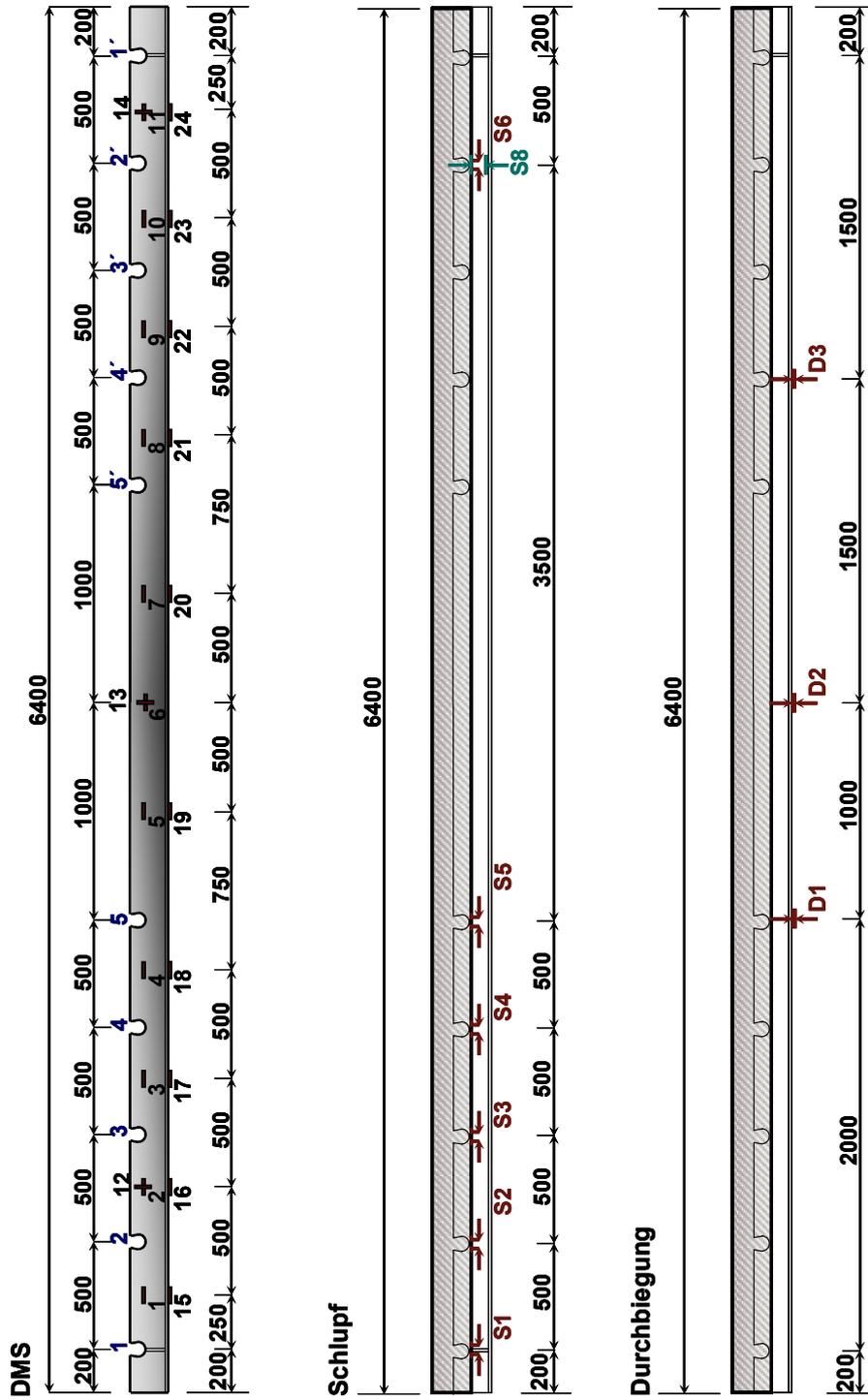


Dehnungen bei statischer Erstbelastung



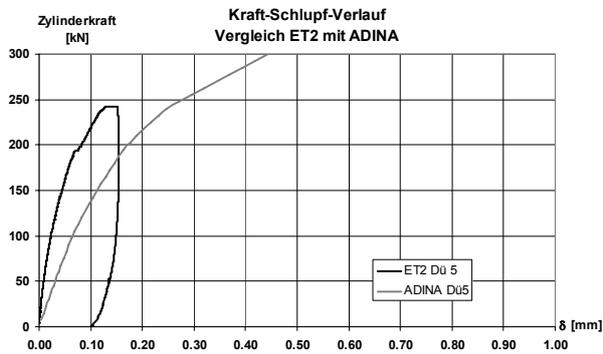
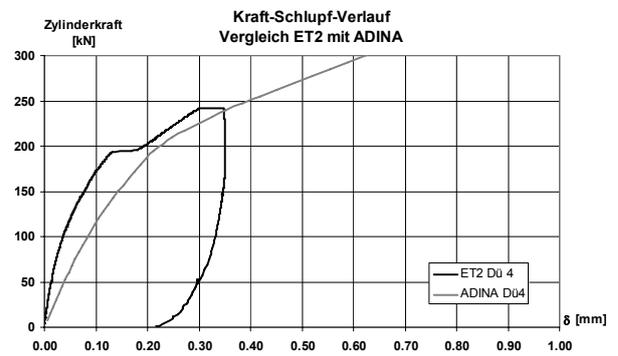
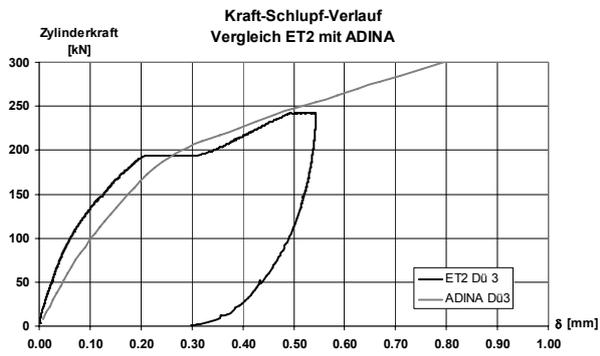
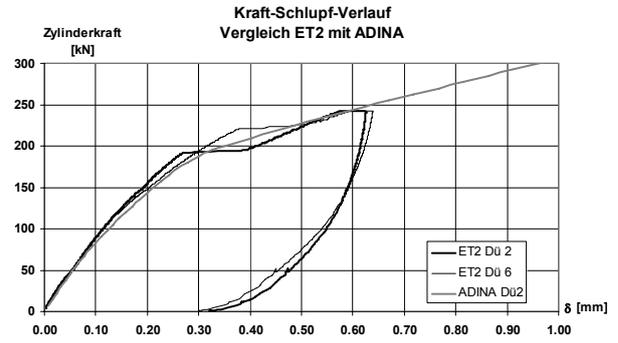
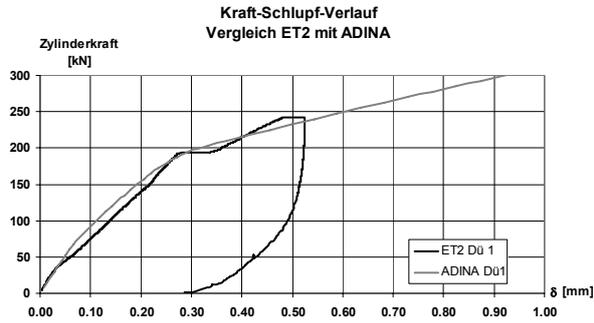
- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET2

ET2

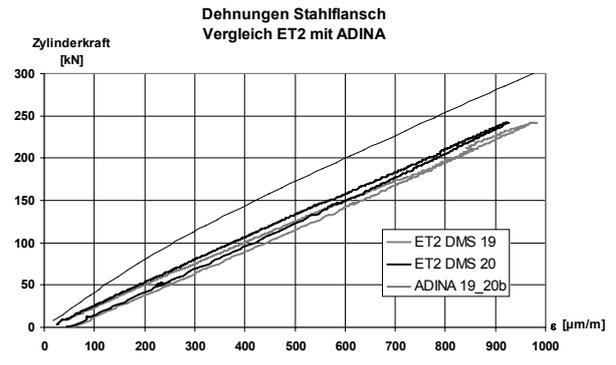
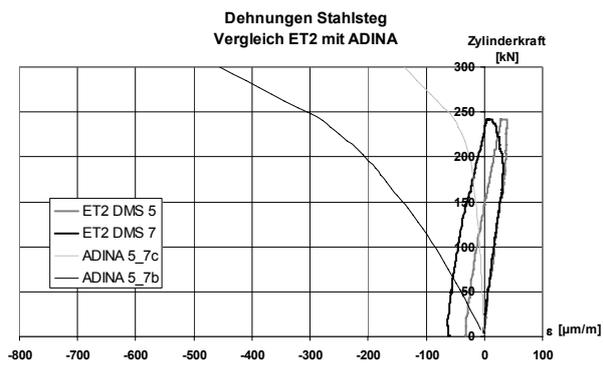
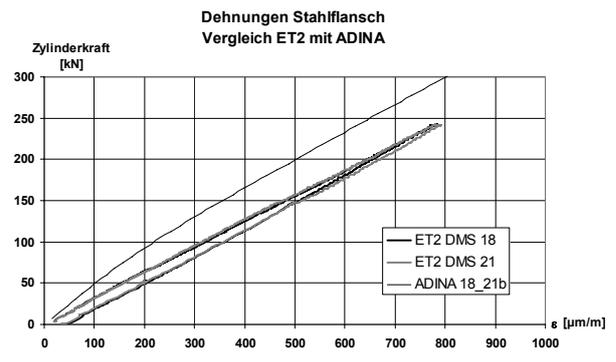
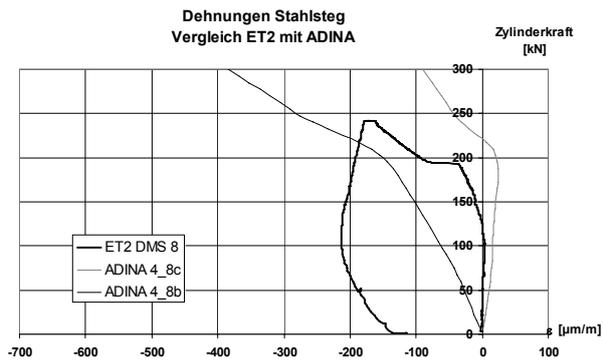
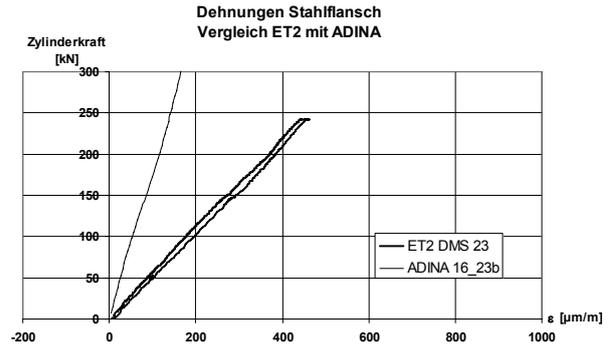
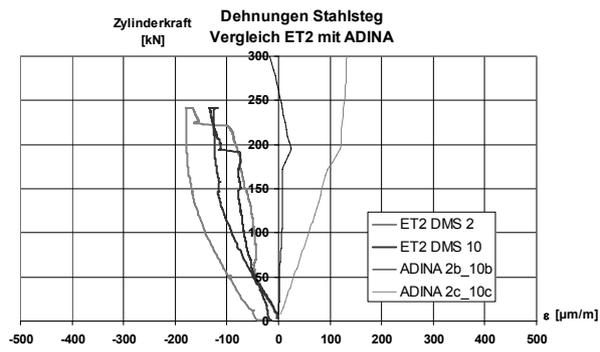


▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET2

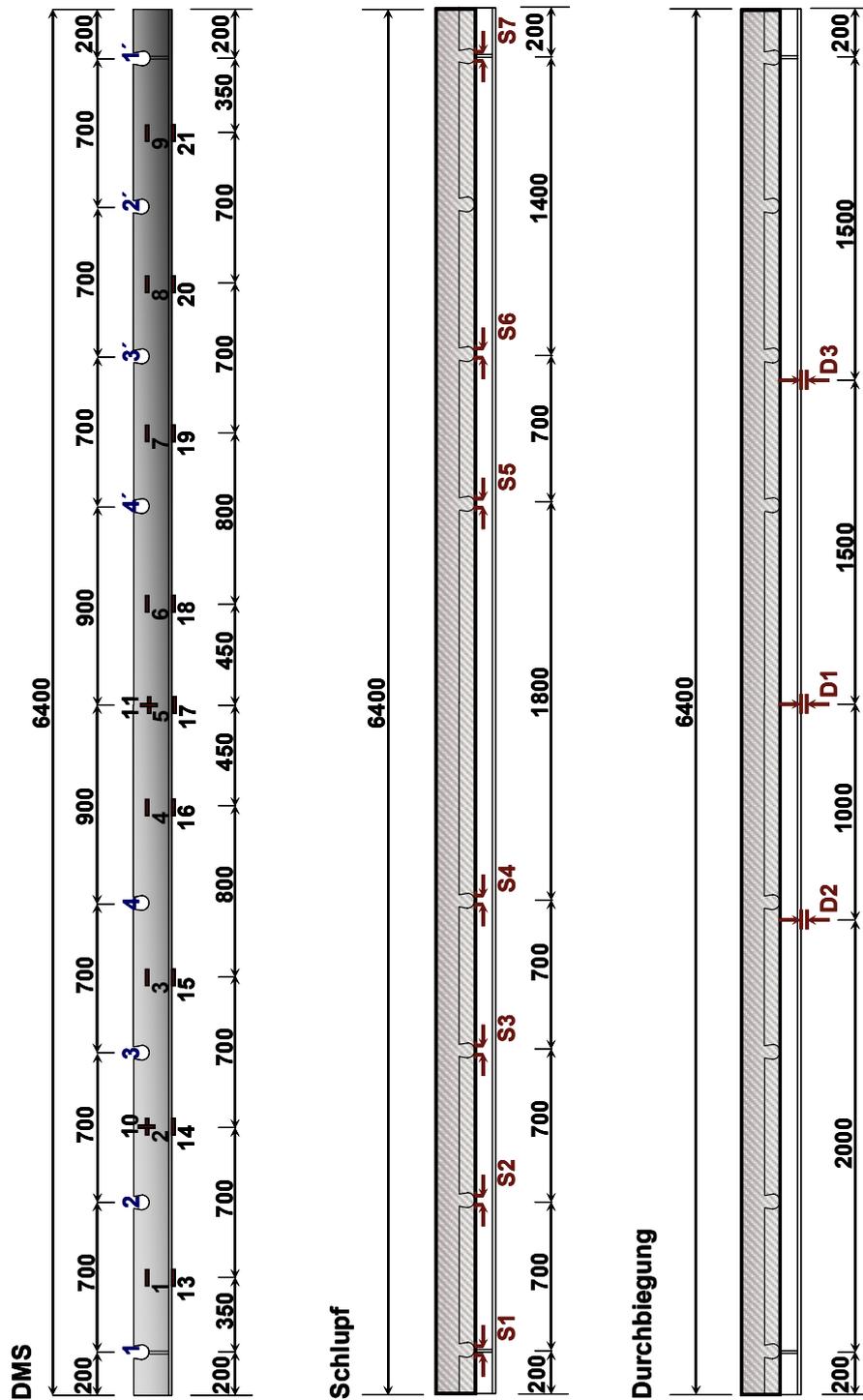
Schlupf bei statischer Erstbelastung



Dehnungen bei statischer Erstbelastung



- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET3



ET3

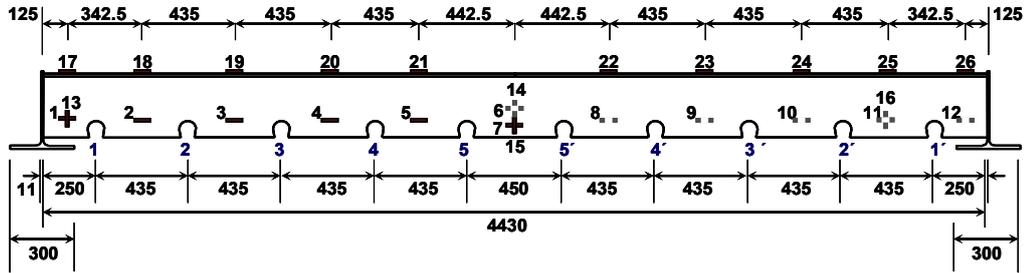
- Mess- und Berechnungsergebnisse ET3

Die Ergebnisse sind im Hauptteil enthalten und werden dort näher erläutert.

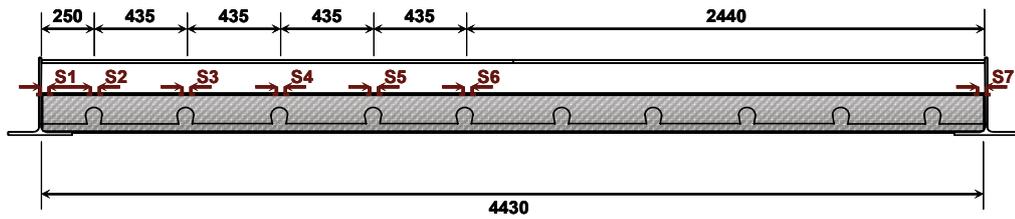
- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET4

ET4

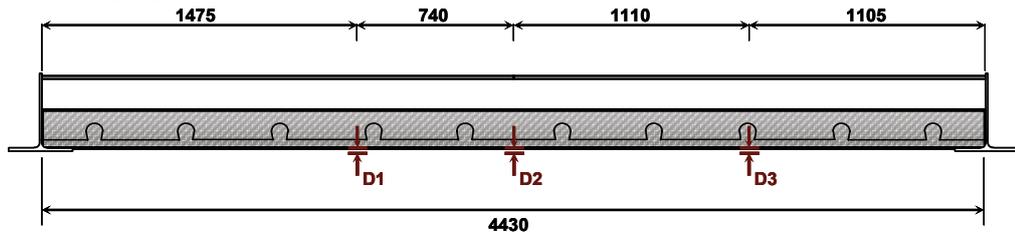
DMS



Schlupf

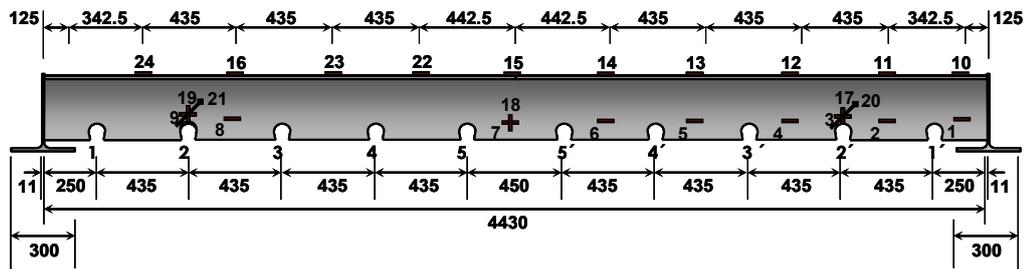


Durchbiegung

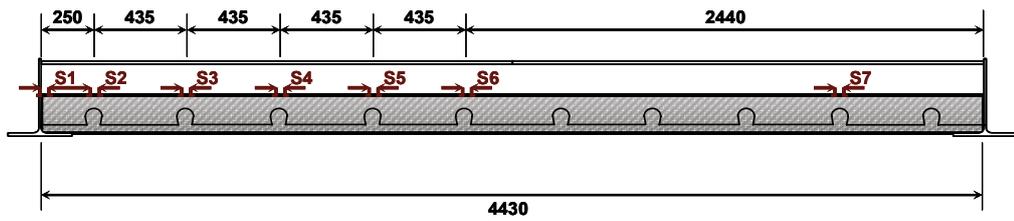


- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET4b

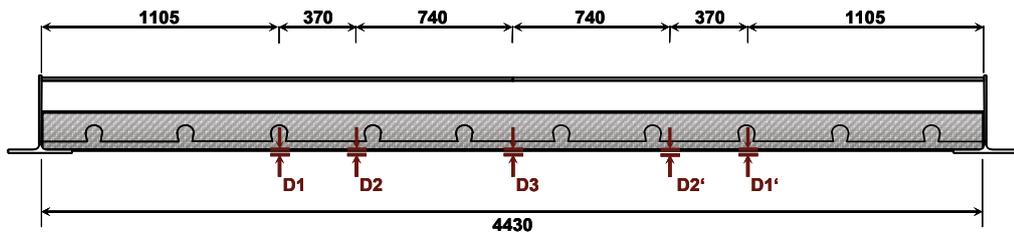
ET4b DMS



Schlupf

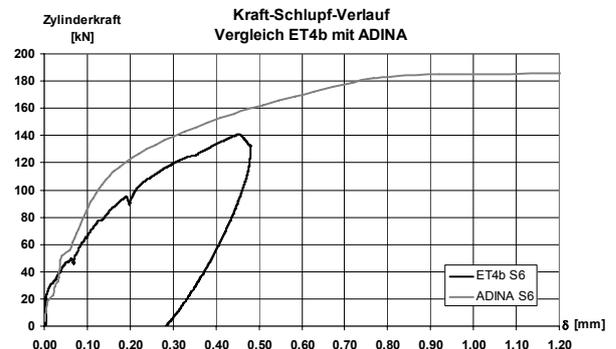
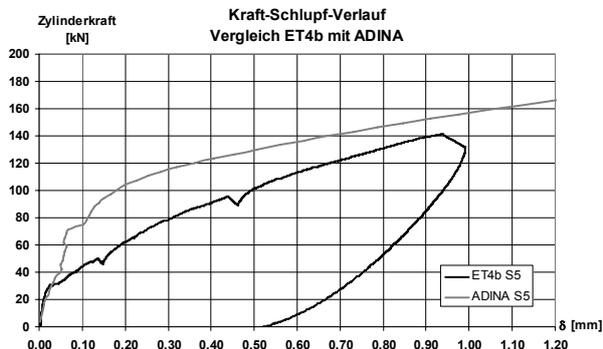
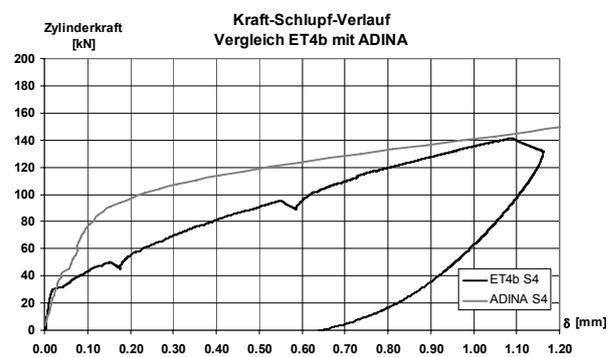
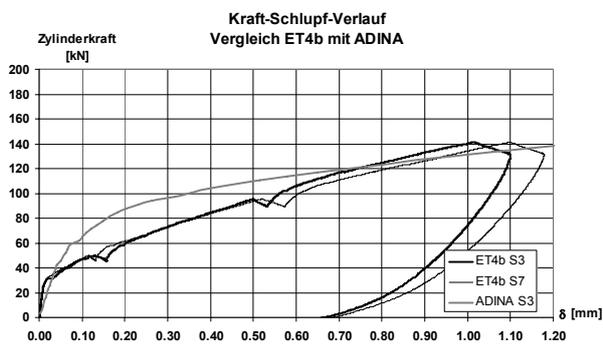
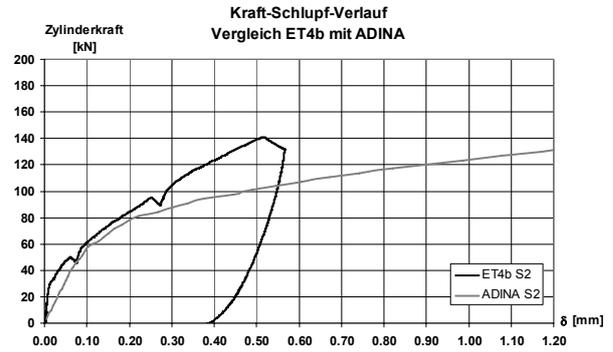
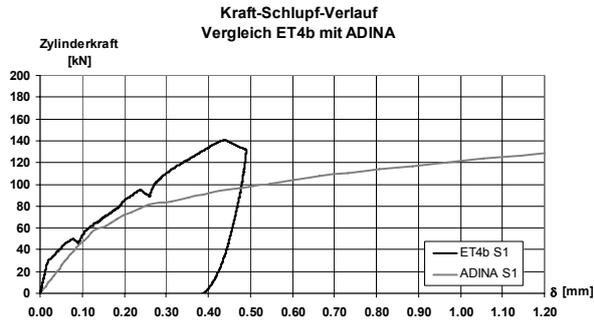


Durchbiegung

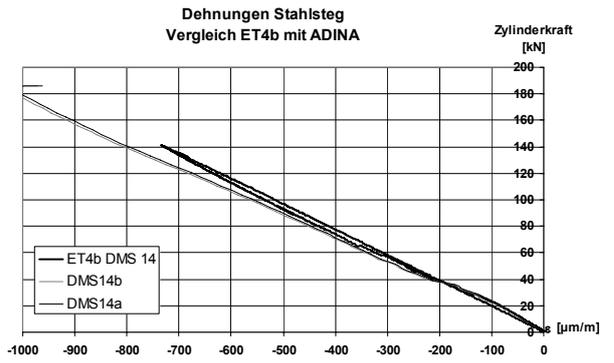
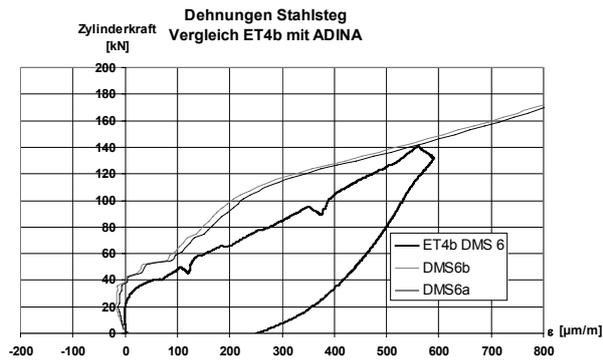
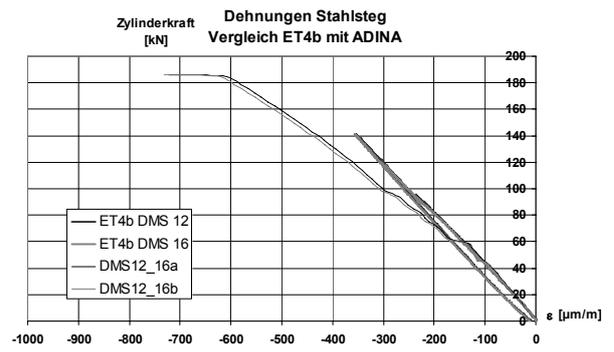
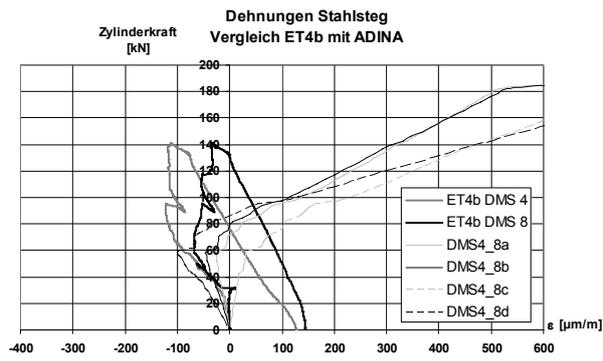


▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET4b

Schlupf bei statischer Erstbelastung



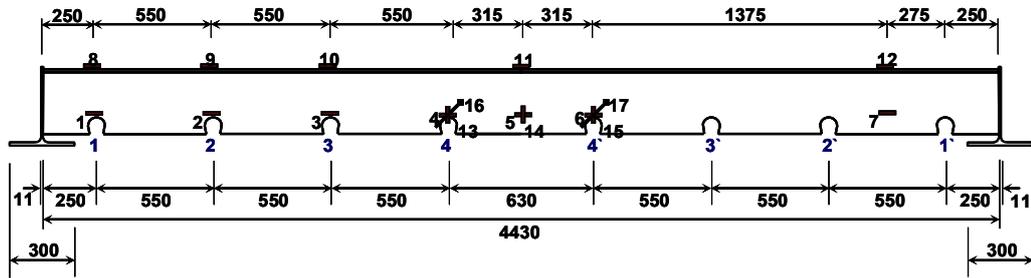
Dehnungen bei statischer Erstbelastung



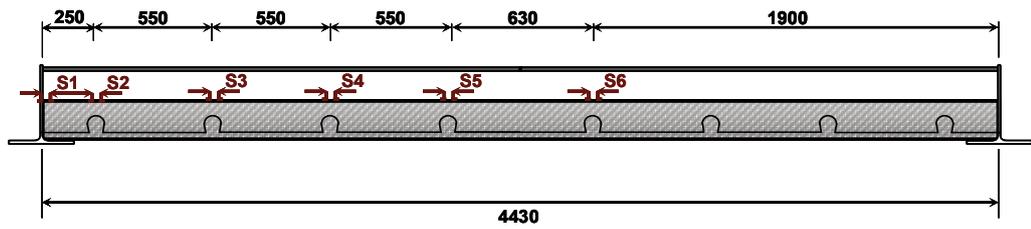
- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET5

ET5

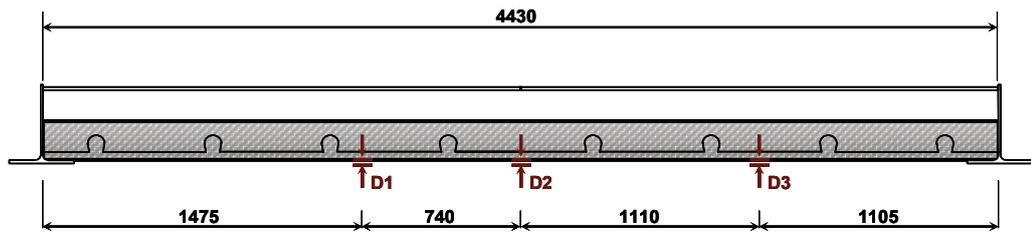
DMS



Schlupf

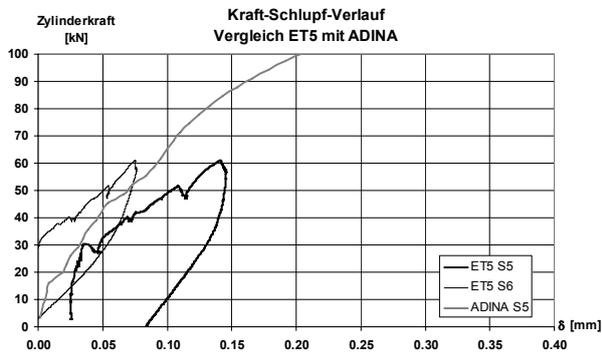
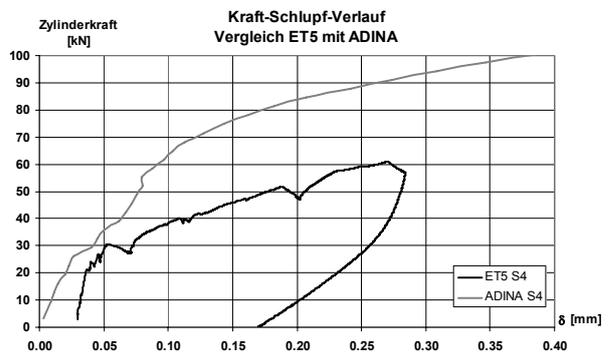
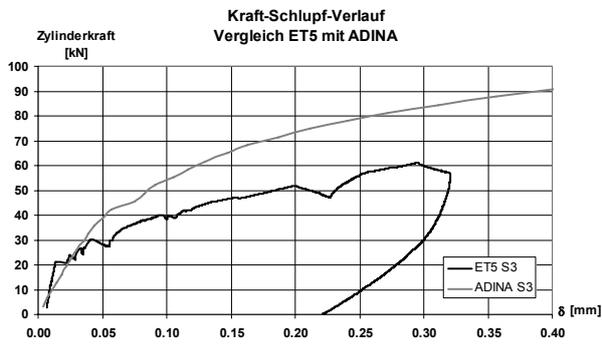
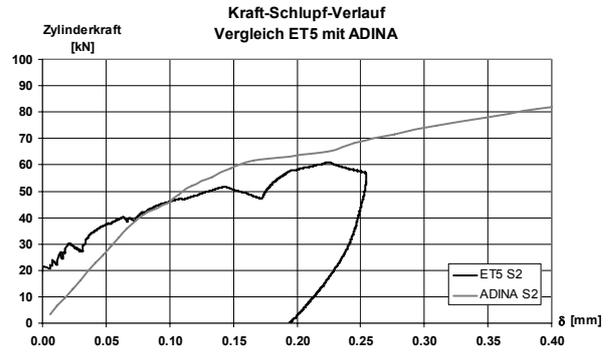
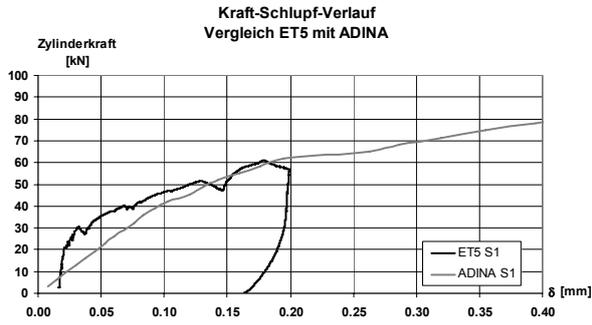


Durchbiegung

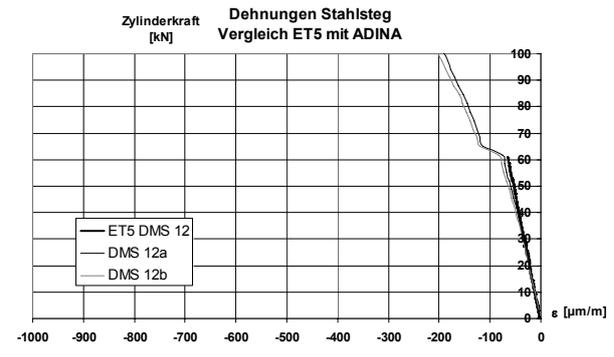
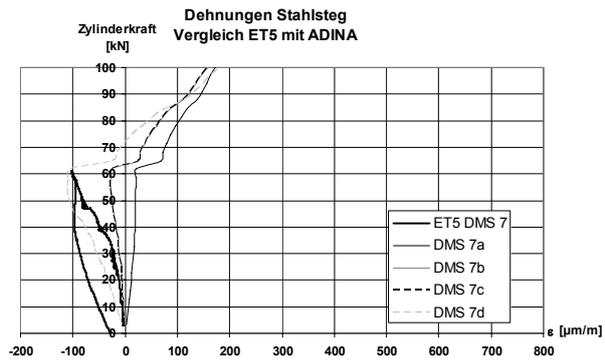
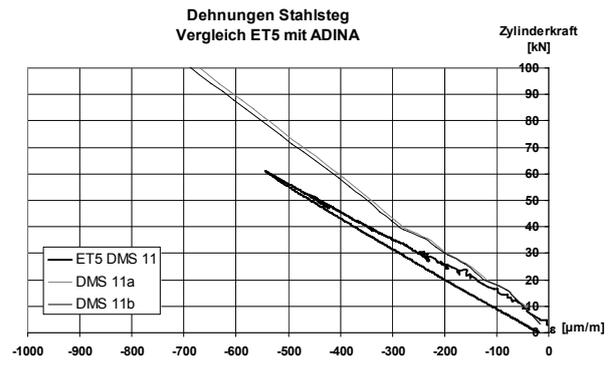
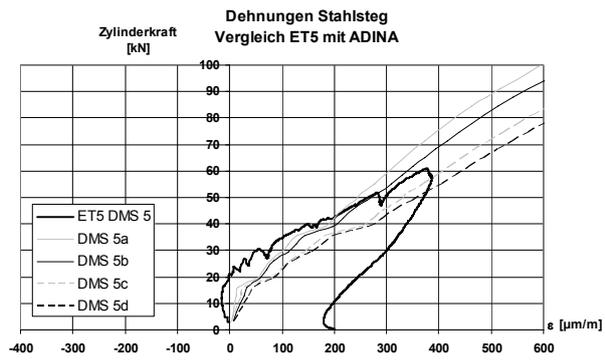


▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET5

Schlupf bei statischer Erstbelastung

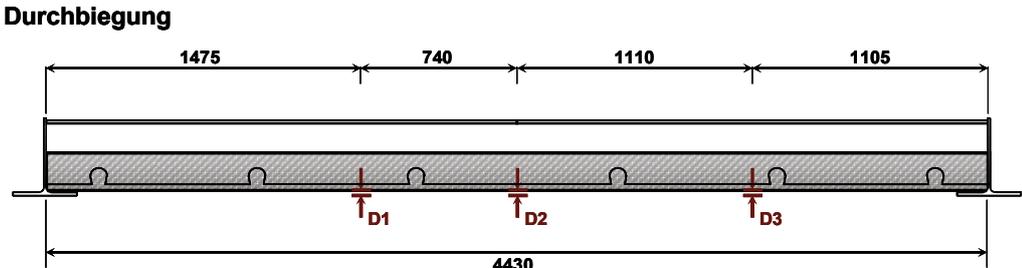
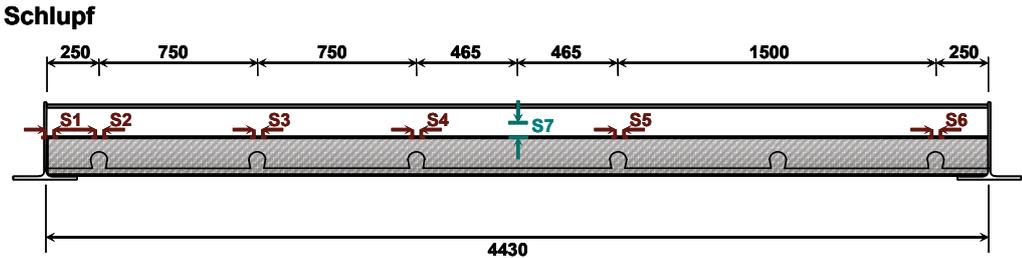
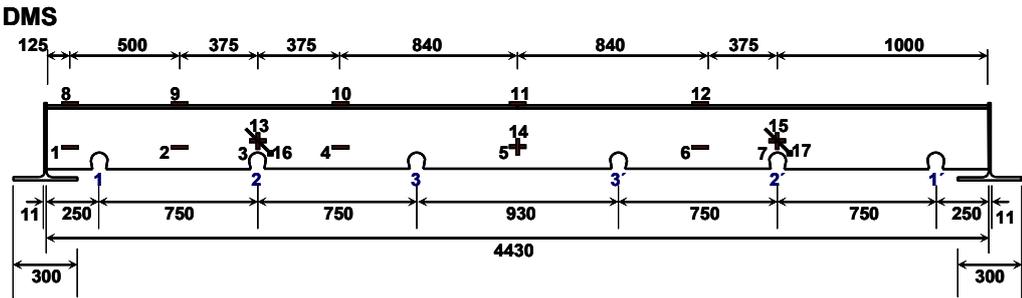


Dehnungen bei statischer Erstbelastung



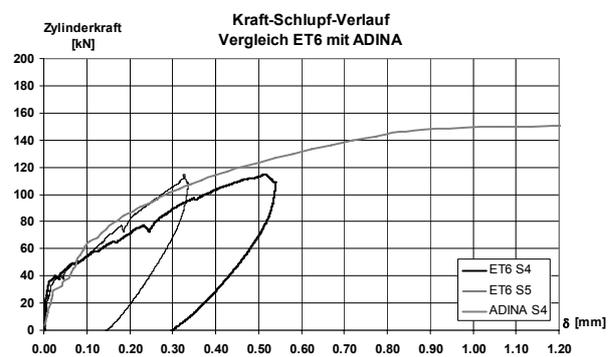
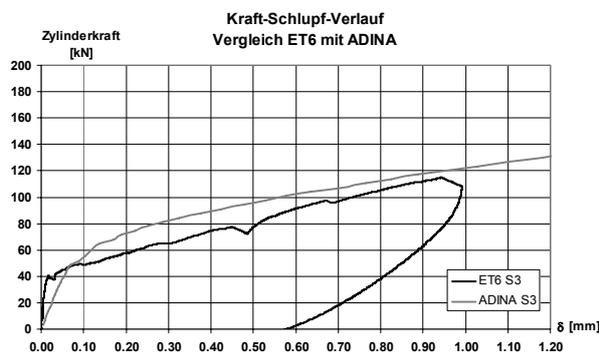
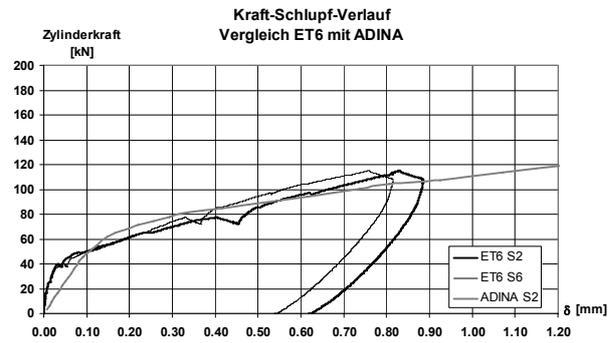
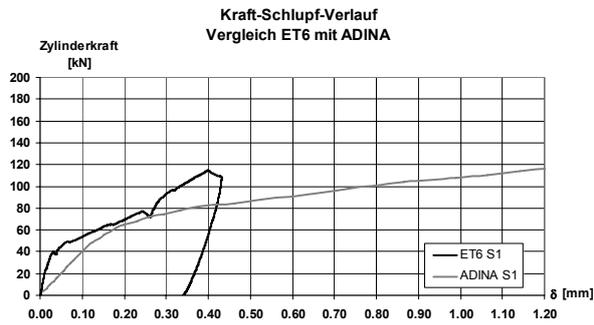
- Bezeichnung und Lage der Messstellen ET6

ET6



▪ Mess- und Berechnungsergebnisse ET6

Schlupf bei statischer Erstbelastung



Dehnungen bei statischer Erstbelastung

