

**Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus  
Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der  
durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung**

Vom Promotionsausschuss der  
Technischen Universität Hamburg-Harburg  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur  
genehmigte Dissertation

von  
Dipl.-Ing. Uwe Pfeiffer  
aus Schwerin

2004

1. Gutachter: Univ.-Prof. i. R. Dr.-Ing. Ulrich Quast  
2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek  
Prüfungsvorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Otto von Estorff

Tag der mündlichen Prüfung: 20. Oktober 2004

## **Vorwort**

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Arbeitsbereich Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg.

Die Anregung zu diesem Thema kam von Herrn Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast, der sich während seiner wissenschaftlichen Arbeit vor allem mit dem nichtlinearen Berechnen von Stahlbetontragwerken beschäftigte. Mein Dank gilt deshalb in erster Linie ihm für die Betreuung dieser Arbeit sowie für die Unterstützung und Förderung, die er mir in Form von steter Diskussionsbereitschaft gewährt hat und die maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat.

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek für sein Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Koreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. Otto von Estorff für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Danken möchte ich auch meinen ehemaligen Kollegen im Arbeitsbereich Massivbau, besonders Herrn Dr. Ka Wai Lee aus Hongkong, der stets offen für die Diskussion neuer Ideen war. Für den unermüdlichen Kampf gegen die Tücken der Rechtschreibung gilt mein besonderer Dank Frau Kathleen Zöger.

Hamburg, im Oktober 2004

Uwe Pfeiffer



## Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen .....	VI
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
<b>2 Berechnungen im Stahlbetonbau</b> .....	<b>7</b>
2.1 Entwicklung des Beton- und Stahlbetonbaus .....	7
2.2 Entwicklung von Rechenverfahren im Stahlbetonbau .....	8
2.3 Nichtlineare Berechnungen mittels der Finiten Elemente Methode .....	10
2.4 Nichtlineare Berechnungen mit Balkenelementen .....	12
2.5 Eigenes Rechenverfahren .....	14
2.6 Programme INCA2 und Stab2D-NL .....	15
2.7 Literaturverweise .....	16
<b>3 Querschnittsberechnungen</b> .....	<b>17</b>
3.1 Spannungs-Dehnungs-Linien .....	17
3.1.1 Spannungs-Dehnungs-Linien für die Bewehrung .....	17
3.1.2 Spannungs-Dehnungs-Linien für den Beton im Druckbereich .....	18
3.1.3 Versteifende Mitwirkung des Betons in der Zugzone .....	19
3.1.4 Diskussion des Mitwirkungsgesetzes für den Beton auf Zug .....	23
3.2 Spannungsintegration .....	31
3.2.1 Integration mittels Summation über kleine Flächen .....	32
3.2.2 Anwendung geschlossener Ausdrücke zur Integration .....	33
3.2.3 Numerische Spannungsintegration .....	34
3.2.4 Kombination von analytischer und numerischer Integration .....	35
3.2.5 Analytische Integration von Spannungs-Dehnungs-Linien .....	36
3.2.6 Probleme bei der Integration von Spannungs-Dehnungs-Linien .....	37
3.2.7 Integration polygonal umrandeter Querschnitte .....	41
3.3 Iteration für die Querschnittsberechnung .....	44
3.3.1 Konvergenzverhalten der Querschnittsiteration .....	45
3.4 Sicherheitsnachweis, Dehnungskennziffer .....	46
3.5 Zeitabhängiges Verhalten der Baustoffe .....	48
3.5.1 Schwinden des Betons .....	48
3.5.2 Kriechen und Relaxation des Betons .....	49
3.5.3 Kriechen und Relaxation der Bewehrung .....	55
3.6 Wechselbeanspruchungen, Rückverformungen .....	56
3.7 Literaturverweise .....	56
<b>4 Rechenverfahren für Stabwerke</b> .....	<b>59</b>
4.1 Ablaufplan und Rechenkern des Programms Stab2D-NL .....	59
4.2 Übertragungsverfahren .....	61
4.2.1 Grundlagen des Übertragungsverfahrens .....	61
4.2.2 Übertragungsgleichungen .....	64
4.2.3 Ermittlung und Berücksichtigung der Steifigkeitswerte .....	68

4.2.4	Berücksichtigung der Schubverformung .....	71
4.2.5	Theorie 3. Ordnung .....	72
4.2.6	Diskontinuitätsbereiche .....	75
4.2.7	Elastische Bettung .....	78
4.2.8	Teilung des Stabes .....	82
4.3	Weggrößenverfahren / Finite-Elemente-Methode .....	84
4.3.1	Bestimmung der lokalen Steifigkeitsmatrix .....	85
4.3.2	Probleme bei der Ermittlung der Steifigkeitsmatrix .....	87
4.3.3	Berücksichtigung der Auflager .....	91
4.4	Iterationsverfahren, Stabilität und Konvergenz .....	93
4.4.1	Newton-Raphson-Iteration .....	93
4.4.2	Ermittlung geeigneter Startwerte .....	94
4.4.3	Iterationsprobleme und Lösungsansätze .....	96
4.4.4	Konvergenzkriterien .....	101
4.4.5	Wahl der Rechenparameter .....	102
4.4.6	Verteilung der Rechenzeit, Optimierungsmöglichkeiten .....	102
4.4.7	Erweiterung auf den 3D-Fall .....	103
4.5	Literaturverweise .....	103
<b>5</b>	<b>Verifizierung durch Versuchsnachrechnungen .....</b>	<b>105</b>
5.1	Balken im 3- und 4-Punkt-Biegeversuch .....	105
5.1.1	Intention für diese Versuche .....	105
5.1.2	Versuchsaufbau, Baustoffkennwerte .....	106
5.1.3	Anmerkungen zur Wahl des E-Moduls .....	108
5.1.4	Last-Verformungs-Diagramm für Versuchsreihe 1, Balken 1 / 2 .....	109
5.1.5	Nachrechnung Versuchsreihe 1, Balken 1 / 2 .....	110
5.1.6	Versuchsreihe 2, Balken 3 / 4 / 5 / 6 .....	111
5.1.7	Last-Verformungsdiagramme für Versuchsreihe 2, Balken 3 / 4 .....	113
5.1.8	Last-Verformungsdiagramme für Versuchsreihe 2, Balken 5 / 6 .....	118
5.1.9	Rissbild und Rissweiten .....	120
5.2	Versuche zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Verbundplatten unter Längszug ohne Schubbewehrung .....	123
5.2.1	Intention für diese Versuche .....	123
5.2.2	Versuchsaufbau und Durchführung .....	124
5.2.3	Modellierung des System .....	125
5.2.4	Nachrechnung Balken A1 .....	127
5.2.5	Nachrechnung Balken A5 .....	128
5.3	Versuche an Glasfaserbewehrten Betonbalken .....	133
5.3.1	Versuchsaufbau und Baustoffe .....	133
5.3.2	Versuchsergebnisse und Nachrechnung mittels LS-DYNA .....	134
5.3.3	Modellierung und Nachrechnung mit Stab2D-NL .....	136
5.4	Stützenversuche .....	138
5.4.1	Versuchsaufbau und Baustoffe .....	139
5.4.2	Versuchsergebnisse .....	140
5.4.3	Modellierung und Nachrechnung mit Stab2D-NL .....	141

---

5.5	Rahmenversuch .....	143
5.5.1	Versuchsaufbau und Baustoffe .....	144
5.5.2	Versuchsergebnisse und Nachrechnung mit Stab2D-NL .....	145
5.6	Zusammenfassung der Versuchsnachrechnungen .....	148
5.7	Literaturverweise .....	150
<b>6</b>	<b>Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren .....</b>	<b>151</b>
6.1	Längsverformungen von Balkentragwerken .....	151
6.1.1	Einfluss der Vertikalverformung eines Balkens und Wirkung einer Überhöhung .....	155
6.1.2	Einfluss der Achsendehnung bei Biegebeanspruchung .....	159
6.1.3	Einfluss des Schwindens auf die Achsendehnung .....	166
6.1.4	Einfluss des Kriechens auf die Achsendehnung .....	169
6.1.5	Verringerung der versteifenden Mitwirkung der Betonzugzone für quasi-ständige Beanspruchungen .....	171
6.1.6	Ermittlung der Längsverformung von schlaff bewehrten Balkentragwerken .....	173
6.1.7	Ermittlung der Längsverformung bei vorgespannten Balkentragwerken ..	179
6.2	Zwangsbeanspruchungen bei dehnbehindernder Lagerung .....	184
6.2.1	Zeitlicher Verlauf der Zwangsnormalkräfte .....	189
6.2.2	Schlussfolgerung .....	190
6.3	Auswirkungen der Achsendehnung bei Hallentragwerken in Fertigteilbauweise .....	192
6.3.1	Sicherheitskonzept für die nichtlineare Berechnung von Stützen .....	193
6.3.2	Durchführung der Untersuchungen bei Hallentragwerken .....	194
6.3.3	Ergebnisse verschiedener Berechnungsmöglichkeiten der Stützen .....	196
6.3.4	Auswirkungen einer Längenänderung der Dachbinder .....	199
6.3.5	Schlussfolgerung .....	202
6.4	Weitere Parameterstudien und durchgeführte Untersuchungen .....	203
6.5	Literaturverweise .....	204
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>205</b>
<b>8</b>	<b>Verweise .....</b>	<b>207</b>
8.1	Vorschriften .....	207
8.2	Benutzte und weiterführende Literatur .....	207
8.3	Programmverweise .....	210
<b>A</b>	<b>Anhang</b>	
A1	Herleitung der Übertragungsgleichungen für die Verformungen .....	211
A2	Herleitung der Näherungsformeln zur Berücksichtigung von Theorie 3. Ordnung .....	214
A3	Eingabedaten für die in Kapitel 5 beschriebenen Versuchsnachrechnungen .....	215
A4	Herleitung der Formel zur Bestimmung der Verlängerung des Balkens beim Ausführen einer Überhöhung .....	231

## Bezeichnungen

### Lateinische Buchstaben

$A_c$	Querschnittsfläche Beton
$A_s, A_{s1}$	Querschnittsfläche der Zugbewehrung
$A_{s2}$	Querschnittsfläche der Druckbewehrung
$B, B_{II}$	Biegesteifigkeit, tangentielle Biegesteifigkeit
$C$	Bettungssteifigkeit
$DKZ$	Dehnungskennziffer
$DNL$	Dehnungsnulllinie
$dx$	Elementlänge
$D, D_{II}$	Dehnsteifigkeit, tangentielle Dehnsteifigkeit
$E_{cm}$	Elastizitätsmodul des Betons als Sekantenmodul
$E_{c,0}$	Elastizitätsmodul des Betons als Tangentenmodul im Ursprung, näherungsweise gilt $E_{c,0} \approx 1,1 \cdot E_{cm}$
$F$	Einzellast
$G$	Schubmodul
$i$	Index, Laufvariable
$l_{eff}$	Effektive Spannweite eines Balkens
$L_{char}$	Charakteristische Länge für einen elastisch gebetteten Balken
$M, M_y, M_z$	Biegemoment, um y-Achse drehend, um z-Achse drehend
$M_{Rd}$	Biegemoment bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, berechnet mit den Bemessungswerten der Baustoffeigenschaften
$M_{cr}$	Biegemoment bei Erreichen der Zugfestigkeit in der Betonrandfaser
$N, N_x$	Normalkraft
$Q, Q_z$	Querkraft
$RH$	Relative Luftfeuchtigkeit
$b$	Breite des Rechteckquerschnitts
$b_{eff}$	Breite des Auflagerbereiches für den Ansatz einer Auflagerpressung zur Ausrundung der Biegemomente
$d$	statische Nutzhöhe eines Stahlbetonquerschnitts
$d_1$	Randabstand der Zugbewehrung
$d_2$	Randabstand der Druckbewehrung
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ct}$	rechnerische Betonzugfestigkeit
$f_{ct,cal}$	rechnerische Betonzugfestigkeit für das Mitwirkungsgesetz der Betonzugzone nach Quast
$f_{yd}$	Bemessungswert der Betonstahlspannung bei Erreichen der Fließgrenze
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Betonstahlspannung bei Erreichen der Fließgrenze
$h$	Querschnittshöhe
$h_0$	wirksame Bauteildicke
$k, k_z, (1/r)$	Verkrümmung eines Querschnitts, Definition $k_z = \Delta\varepsilon / \Delta z$ , $k_y = \Delta\varepsilon / \Delta y$

$k_v$	Vorkrümmung
$r$	Radius
$t$	Zeit
$w_x, w_z$	Verschiebungen in Richtung der (lokalen) Koordinatenachsen
$x, y, z$	allgemeine kartesische Koordinaten
$x$	Druckzonenhöhe
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte

### Griechische Buchstaben

$\alpha, \varphi$	Winkelbezeichnungen
$\alpha_v$	Völligkeitsbeiwert
$\gamma, \gamma_c, \gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwerte, für Beton, für Bewehrung
$\Delta \ell$	Längenänderung
$\Delta$	Inkrement, allgemein
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_0$	Dehnung im Bezugspunkt des Querschnitts, meist der Schwerpunkt
$\varepsilon_{ct}, \varepsilon_{cr}$	Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons
$\varepsilon_{c1}$	Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit des Betons
$\varepsilon_{cu}$	Bruchstauchung des Betons
$\varepsilon_y$	Fließdehnung der Bewehrung
$\varepsilon_u$	Bruchdehnung der Bewehrung
$\varepsilon_v$	Vordehnung
$\varepsilon_s$	Schwinddehnung
$\varphi$	Kriechbeiwert
$\rho$	Bewehrungsverhältnis, häufig als Verhältnis zwischen der Zugbewehrung und dem gesamten Betonquerschnitt definiert
$\mu$	bezogenes Biegemoment
$v$	bezogene Normalkraft
$\sigma_c$	Betonspannung
$\sigma_s$	Stahlspannung
$\tau, \tau_{RD}$	Schubspannung, Bemessungswert der Schubspannung

### Indizes

c	Druck (Compression), Beton
cyl	Zylinder
eff	effektiv
ges	gesamt
hor	horizontal
s	Stahl (Bewehrung), Schwinden
t	Zug (Tension)
ver	vertikal
W150	Würfel mit 150 mm Kantenlänge



## 1 Einleitung

Durch den Einsatz von neuen Baustoffen wie hochfesten Betonsorten, Betonstählen mit höherer Streckgrenze oder Carbon- und Glasfasern ist der Entwurf von immer schlankeren Tragwerken möglich. Steigende architektonische Ansprüche können damit auch in Zukunft von Stahlbetontragwerken erfüllt werden, wie die extrem schlanken Schleuderbetonstützen der Pinakothek der Moderne in München mit einer Länge von knapp 20 m bei nur 52 cm Durchmesser beweisen (Bild 1.1). Auch Brücken weisen immer größere Schlankheiten  $\ell_{\text{eff}} / d$  auf, ebenso wie die einfachen Deckenplatten im Hochbau.



Bild 1.1 Pinakothek der Moderne, München, Schleuderbetonstützen mit  $\lambda \approx 150$

Bedingt durch die hohen Dehnungen bei Erreichen der maximalen Festigkeit steigen aber auch die Verformungen bereits im Gebrauchszustand, welche bemessungsrelevant werden können. Die Berechnung der Durchbiegung ist jedoch nur unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbeton möglich, welches unter anderem die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton, die versteifende Mitwirkung der gerissenen Betonzugzone sowie Schwinden und Kriechen des Betons umfasst.

Auch bei Baustoffen mit üblicher Festigkeit ist eine Vorhersage der zu erwartenden Verformungen wünschenswert. Bedingt durch Rissbildung bereits im Gebrauchszustand weichen die Werte der wirklichen Durchbiegung teilweise erheblich von den mittels linear-

elastischer Rechnung ermittelten Werten ab. Zeitliche Veränderungen infolge Schwinden und Kriechen treten auf und sollten ebenfalls berücksichtigt werden. Andererseits ergibt sich durch eine nichtlineare Rechnung die Möglichkeit, z.B. bei größeren Spannweiten von Durchlaufträgern durch geschickte Anordnung von zusätzlicher Bewehrung die Verformungen zu verringern.

Ein weiterer Punkt sind Zwangsbeanspruchungen des Tragwerks infolge Schwinden, Baugrundsetzungen oder Temperatureinwirkungen, die zur Zeit meist durch Anordnung von Fugen oder verschieblichen Lagern vermieden werden. Aufgetretene Schäden an den Fugen, hohe Kosten für Einbau und Wartung der Lager und nicht zuletzt die mit statischen Nachteilen verbundene Aufteilung in Bauwerksabschnitte machen eine monolithische Bauweise wünschenswert.

Zwangsbeanspruchungen treten bei Baugrundsetzungen meist infolge von Biegemomenten im Tragwerk auf, die durch Rissbildung und Relaxation des Betons auf ein gewisses Maß reduziert werden. Das Kriechen ist auch der Grund dafür, warum sich auch bei erst nachträglich verbundenen Teilsystemen nach gewisser Zeit die vorhandene Biegemomentenverteilung an die Verteilung eines von Beginn an monolithischen Tragwerks annähert.

Bei Temperatureinwirkungen sowie beim Schwinden wirken vorzugsweise Zwangsnormalkräfte im Tragwerk, wenn dieses dehnbehindert ausgebildet ist. Vor allem die Zugbeanspruchung infolge Abkühlung und Schwinden kann zu größeren, die Dauerhaftigkeit des Tragwerks mindernden Rissen führen. Aber auch hier wird ein Teil der Zwangskräfte durch das Aufreißen des Betons abgebaut. Der Stahlbetonquerschnitt reißt bereits bei einer reinen Biegebeanspruchung bis über seine Schwerachse auf, so dass sich die positive Längsdehnung zu einer Verlängerung des Balkens aufsummiert und die Zwangsnormalkraft ebenfalls reduziert wird. Dieser Sachverhalt der Achsendehnung wurde in jüngeren Veröffentlichungen erwähnt, fand jedoch meist nur Anwendung zur Klärung einer Tragfähigkeitssteigerung durch den Aufbau einer hohen Drucknormalkraft infolge Gewölbewirkung.

Wie Schäden durch zu große Risse oder durch abplatzenden Beton in der Vergangenheit gezeigt haben, sind Zwangsbeanspruchungen nicht vernachlässigbar. Infolgedessen wurden in den letzten Jahren sehr viele Fugen und Lager angeordnet. Andererseits existieren viele ältere Tragwerke, die über einen Zeitraum von 50 und mehr Jahren keine Schäden erkennen lassen und nur einer sehr geringen Wartung bedurften. Durch die nichtlineare Berechnung eines Stahlbetontragwerks unter Berücksichtigung der genannten Effekte eröffnet sich heute für den planenden Ingenieur die Möglichkeit,

Vor- und Nachteile der Bauweise mit Fugen und der monolithischen Bauweise miteinander zu vergleichen und eine wirtschaftlich günstige Variante zu bestimmen. Eine Optimierung des Tragwerks im Hinblick auf den Kraftfluss, Bewehrungsgehalt sowie Anordnung und Anzahl der Lager und Fugen ist möglich.

Der Wechsel zu einer differenzierten Betrachtung und der daraus folgende vermehrte Einsatz fugenloser Konstruktionen ist am Eisenbahnbau gut nachvollziehbar. Waren noch Anfang des 20. Jahrhunderts Dehnfugen in den Schienen zur Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur vorgeschrieben, so sind in der heutigen Zeit Schienenwege mit Fugen nicht mehr denkbar. Auch die sogenannte „Feste Fahrbahn“ für Hochgeschwindigkeitszüge, hergestellt als Stahlbetonplatte ohne Dehnfugen, hat sich in den letzten Jahren bewährt. Gleisbewegungen bei der Überfahrt werden so minimiert. Eine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit durch die entstehenden Risse ist bei ordnungsgemäßer Ausführung nicht festzustellen.

Als weiteres Beispiel sei ein Pilotprojekt im Hamburger Hafen aufgeführt. Für eine neue Generation von Verladekränen wurde ein 380 m langer, im Anschluss daran ein 1430 m langer Kranbahnbalken ohne Dehnfugen hergestellt. Auch hier zeigte sich durch ein umfangreiches Messprogramm, dass die Zwangsbeanspruchungen durch Rissbildung soweit abgebaut werden können, dass keine Gefahr für die Dauerhaftigkeit besteht.

Auch bei Brückentragwerken wird in einigen Fällen wieder auf eine monolithische oder teilmonolithische Bauweise zurückgegriffen. Zwar können Zwangsbeanspruchungen infolge Schwinden und Temperatur bei den meist verwendeten Spannbetonüberbauten



Bild 1.2 Kylesku-Brücke, Schottland, Entwurf Ove Arup & Partners, Fertigstellung 1984, monolithische Verbindung der V-förmigen Stützen mit dem Überbau

nicht wie zuvor beschrieben durch Rissbildung abgebaut werden, jedoch können durch die Anordnung relativ biegeweicher Stützen die Bewegungen des Überbaus ohne Schäden für die Dauerhaftigkeit aufgenommen werden. Einige herausragende Brückenbauten oder die für die Formgebung ausgezeichnete Kylesku-Brücke (Bild 1.2) wären mit Fugen bzw. beweglichen Lagern zwischen Stützen und Überbau nicht denkbar.

Insbesondere bei langen und hohen Talbrücken kann für einen Großteil der Stützen eine monolithische Verbindung zum Überbau gewählt werden. Die Stütze sollte dazu vorzugsweise biegeweich in Richtung der Brücke ausgebildet werden sowie relativ biegesteif in Querrichtung für den Abtrag der Windkräfte. Infolge der Normalkraftbelastung aus dem Überbau und der großen Schlankheit des Pfeilers ist der Querschnitt auch bei starker Auslenkung des Stützenkopfes meist noch überdrückt, so dass die Dauerhaftigkeit nicht durch Rissbildung eingeschränkt wird. In solch einem Fall kann eine erste Abschätzung der Beanspruchungen bereits mittels einer linear-elastischen Rechnung erfolgen.

Mit dem Ziel, die zuvor genannten Problemstellungen rechnerisch erfassen zu können, werden in der vorliegenden Arbeit Algorithmen zum nichtlinearen Berechnen von ebenen Rahmensystemen aus Stahl- und Spannbeton entwickelt. Um dieser Rechenweise eine baupraktische Anwendung zu ermöglichen, erfolgt die Modellierung mittels Balken- oder Stabelementen, so dass die für den Ingenieur wichtigen Werte wie Biegemoment und Normalkraft direkt aus den Ergebnissen ablesbar sind und keine umständliche Integration von Spannungen erfolgen muss. Beim benutzten hybriden Algorithmus werden das Übertragungsverfahren, das Weggrößenverfahren sowie jeweils aktuelle Querschnittsberechnungen miteinander kombiniert. Durch die guten Möglichkeiten der Optimierung bei diesem Verfahren ist es möglich, selbst größere Strukturen mit vertretbarem Aufwand zu modellieren und auch auf aktuell verfügbaren PC-Systemen in akzeptabler Zeit nichtlinear zu berechnen. Nur durch solche Voraussetzungen wird es möglich sein, der nichtlinearen Rechenweise in Zukunft eine wirtschaftliche Grundlage im Bauwesen zu geben.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Programme INCA2 (Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial) und Stab2D-NL (Nichtlineare Berechnungen ebener Stabwerke) entwickelt und bereits veröffentlicht. Durch den vielfältigen Einsatz in anderen Forschungseinrichtungen aber auch in Ingenieurbüros oder Baufirmen konnten die entwickelten Algorithmen an verschiedenen Problemstellungen getestet und optimiert werden. Dabei zeigte sich der Vorteil einer allgemeinen Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Linien. So blieb die Anwendung nicht auf den Baustoff Stahlbeton beschränkt, sondern umfasste neben reinen Stahl- oder Aluminium-Konstruktionen auch „exotische“

Materialien wie Dämmstoffe aus harzgebundenen Mineralfasern, bei denen das Verformungsverhalten zur Qualitätskontrolle untersucht wurde.

Die eigenen durchgeführten Untersuchungen von Stahlbetonkonstruktionen waren vorzugsweise auf den Effekt der Achsendehnung bei Biegebeanspruchung ausgerichtet. Bei Hallen in Fertigteilbauweise wurden die Auswirkungen der Längenänderung der Dachbalken auf die Tragfähigkeit der Stützen untersucht. Zwangsbeanspruchungen und deren Reduktion standen bei dehnbehindert gelagerten Balken und Platten im Vordergrund. Bei Brücken in teilweise monolithischer Bauweise erfolgte die Untersuchung im Hinblick auf die Beanspruchungen der Stützen bei Längsverformungen des Überbaus. Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Größenordnung der genannten Effekte aufzuzeigen, sowie Zusammenhänge und Möglichkeiten der Optimierung zu erläutern. Durch die strukturelle Vielfalt der Stahlbetontragwerke lassen sich nur einige grundlegende Aussagen formulieren. Vielmehr soll mit der vorliegenden Arbeit eine weitere Sensibilisierung für die gezeigten Problemstellungen und Lösungen erfolgen.

### **Gliederung der Arbeit**

In Kapitel 2 wird eine kurze Übersicht über bestehende Methoden zur nichtlinearen Berechnung von Stahlbetontragwerken gegeben sowie deren Vor- und Nachteile erläutert. Weiterhin wird die entwickelte Rechenmethode im groben Ablauf vorgestellt, um in Kapitel 3 und 4 detailliert auf die Querschnittsberechnungen sowie auf das benutzte Übertragungsverfahren und das Weggrößenverfahren einzugehen. Besonderheiten in den Algorithmen, die für die Rechnung von Stahlbetontragwerken wichtig sind, werden ausführlicher erläutert. Der Modellierung der versteifenden Mitwirkung der gerissenen Betonzugzone im Gebrauchszustand ist deshalb ein größerer Abschnitt gewidmet.

Zur Überprüfung des entwickelten Rechenverfahrens wurden einerseits Nachrechnungen von Rahmen-, Stützen- und Balkenversuchen anderer Forschungseinrichtungen durchgeführt. Zusätzlich erfolgten eigene Balkenversuche im Arbeitsbereich Massivbau der TUHH zur Ermittlung des Längsdehnungsverhaltens. Umfangreiche Erläuterung sowie die Ergebnisse der nichtlinearen Rechnungen zu insgesamt fünf verschiedenen Experimenten sind in Kapitel 5 aufgeführt. Dabei wurde auch die Stabilität und das Konvergenzverhalten untersucht sowie die näherungsweise Modellierung von Diskontinuitätsbereichen. Da für Lasteinleitungsbereiche, für Rahmenecken oder für Querschnittsprünge die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr gilt, müssen hier einige zusätzliche Annahmen getroffen werden.

In Kapitel 6 werden numerisch-theoretische Untersuchungen zu folgenden Problemstellungen durchgeführt:

- Verminderung von Zwangsbeanspruchungen bei dehnbehinderten Balkensystemen aufgrund der Achsendehnung infolge Biegebeanspruchung
- Auswirkungen der Achsendehnung von Dachbindern auf die Stützentragsfähigkeit bei Hallen aus Fertigteilen

Die durchgeführten Untersuchungen dienen dem Zweck, die Größenordnung aufzuzeigen, in denen Zwangsbeanspruchungen abgebaut werden oder sich der Balken infolge der Achsendehnung verlängert.

In Kapitel 7 erfolgt schließlich die Zusammenfassung. Der Übersichtlichkeit halber wurde an das Ende eines jeden Kapitels ein extra Literaturverzeichnis mit den Verweisen aus dem jeweiligen Abschnitt gestellt.