

# **Traglastverfahren nach neuer Stahlbetonnormung – auch für Brückenbauwerke?**

**Dr.-Ing. Jan Akkermann**

**Dr.-Ing. Ioannis Retzepis**

Krebs und Kiefer, Beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH, Karlsruhe

## **Zusammenfassung**

*Im Unterschied zur DIN 1045-1 (2001-07) sind gemäß DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“ nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung, die über linear-elastische Berechnungen mit begrenzter Umlagerung hinausgehen, „nicht vorgesehen“. Anhand der Nachrechnung von experimentellen Bauteiluntersuchungen werden zunächst die in den SOFISTIK-Modulen implementierten Materialgesetze und Berechnungsverfahren hinsichtlich einer Anwendung im baupraktischen Bereich untersucht. Anschließend wird am Beispiel einer ausgeführten Stahlbeton-Rahmenbrücke mit schiefer Fahrbahnplatte die Fragestellung einer durch Momentenumlagerungen möglichen Traglaststeigerung – auch im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit – betrachtet.*

## **1 Einleitung**

Mit Einführung der DIN 1045-1 sind die bereits im Eurocode 2 behandelten nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung in das nationale Regelwerk übernommen worden. Die Anwendbarkeit beschränkt sich bislang jedoch auf den Hochbau, da mit Einführung des DIN-Fachberichts 102 durch das BMVBW (für den Bereich der Bundesfern-, Landes- und Kreisstraßen) und durch das EBA (für den Bereich des Eisenbahnbaus) diese Verfahren für den Brückenbau „nicht vorgesehen“ sind. Wie aus umfangreichen Untersuchungen hinlänglich bekannt ist, sind selbst bei dem seiner Natur nach spröden Werkstoff Beton durch die Kombination mit der Bewehrung durch Rissbildung und plastische Dehnungen im Stahl nicht unerhebliche Schnittgrößenumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen möglich. In DIN 1045-1 wird bei – materialbedingt – nichtlinearen Berechnungen zwischen linear-elastischen Berechnungen mit begrenzter Momentenumlagerung, Verfahren nach der Plastizitätstheorie und generell nichtlinearen Berechnungen unterschieden. Bei Letzteren, die im Folgenden von Interesse sein sollen, erfolgt die Schnittgrößenermittlung auf Basis realistischer Materialgesetze, die sowohl für den Nachweis der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden können.

Stahlbeton-Rahmenbrücken mit schiefer Überbauplatte, wie beispielhaft die in Bild 1 dargestellte Eisenbahnüberführung, stellen bei Spannweiten bis ca. 20 m eine sehr häufig verwendete Konstruktionsvariante dar. Die Bauwerksform ist für die vorliegende Fragestellung aus zweierlei Gründen von Interesse: Zum Einen stellt ein Rahmen (Halb- oder Vollrahmen) bereits eine statisch mehrfach unbestimmte Struktur dar, zum Anderen treten bekannter Weise in den stumpfen Ecken schiefer Platten nach der Elastizitätstheorie erhebliche Momentenspitzen auf.



**Bild 1:** *Beispiel einer schiefen Rahmenbrücke, EÜ über die K5311 (ABS/NBS Karlsruhe-Basel) [1]*

In DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“ wird das für Eisenbahnbrücken gültige „Lastmodell 71“ mit einem Klassifizierungsbeiwert  $\alpha$  multipliziert, welcher üblicherweise das Verhältnis von Regelverkehr für die Brücke zur standardisierten Last wiedergibt. Darüber hinaus sind nach RiL 804 Belastbarkeitswerte  $\beta_{LM71}$  für die wesentlichen Bauteile auszurechnen, welche die tatsächliche Ausnutzung des Brückenbauwerks (Bemessungsreserven) widerspiegeln. Sowohl im Falle einer längerfristigen Höherstufung des Faktors  $\alpha$  als auch bei einer kurzzeitigen Überschreitung der ermittelten  $\beta_{LM71}$ -Werte, z.B. durch Sondertransporte, sind Traglastreserven des Bauwerks von Interesse. Selbstverständlich sind im ersten Fall auch die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu betrachten; wobei hier ebenfalls mittels einer nichtlinearen Berechnung realitätsnahe Ergebnisse erzielbar sind.

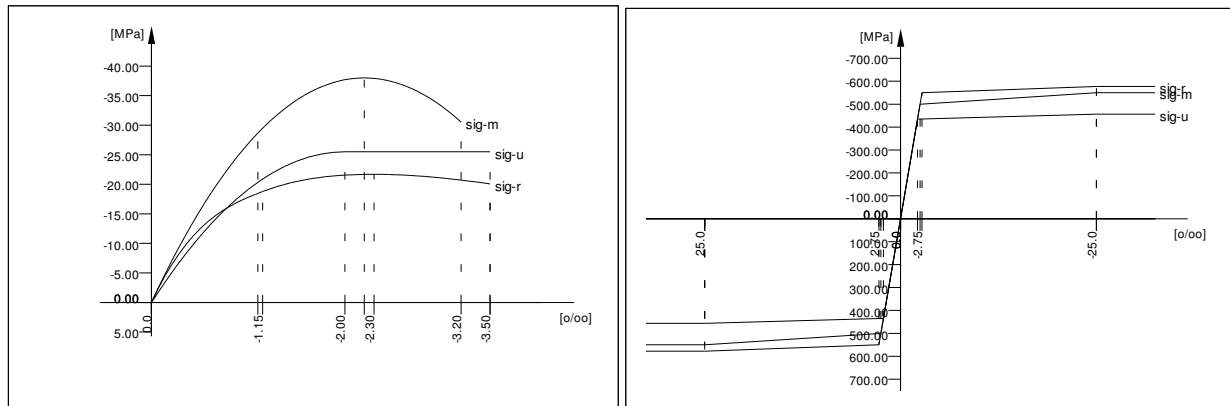
Voraussetzung für eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung mittels numerischer Berechnungen sind die hinreichende Beschreibung der Stoffgesetze für Beton und Bewehrungsstahl unter Berücksichtigung des Verbundes sowie numerische Verfahren zur nichtlinearen Gleichungslösung. Im Folgenden werden daher zunächst die in den SOFISTIK-Modulen implementierten Stoffgesetze und Berechnungsverfahren anhand ausgewählter Versuche aus der Literatur verifiziert. Anschließend wird am Beispiel einer ausgeführten Rahmenbrücke die vorliegende Fragestellung näher betrachtet.

## **2 Numerische Modellierung**

Derzeit können im Modul AQUA sowohl für Beton als auch für Stahl nichtlineare uniaxiale Arbeitslinien vorgegeben werden. Hierbei können entweder die durch die Normen definierten Grenzwerte und Parameter oder auch eigene Werte festgelegt werden. Die Mitwirkung des Betons auf Zug im Zustand II ist durch eine Modifikation der Stahl-Arbeitslinie zu berücksichtigen. Alternativ können über ARBL eigene  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen, z.B. für Versuchsnachrechnungen, definiert werden. Neuerdings können auch die Grenzdehnungen dieser Arbeitslinien für die tatsächliche Berechnung verwendet werden. Über [in ASE] ECHO MAT EXTR kann die Arbeitslinie in URSULA überprüft werden.

## 2.1 Materialmodell Beton

Für Beton nach DIN 1045-1 stehen drei verschiedene Arbeitslinien im Druckbereich zur Verfügung:



**Bild 2:** Arbeitslinien für Beton (C30/37) und Bewehrung (BSt 500) [Programmausdruck URSULA]

1. Gebrauchszustand:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit Mittelwerten der Baustoffkenngrößen  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MN/m}^2$ ,  $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{c1u}$   
 mögliche steuernde Eingaben:  
 BETO FCN SCM (mit Voreinstellung SCM = 1.0, Grenzdehnungen sind festgelegt)
2. Bruchzustand:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit Bemessungswerten der Baustoffkenngrößen  
 $\alpha \cdot f_{ck}$ ,  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{c2u}$ ,  $\gamma_c$   
 mögliche steuernde Eingaben:  
 BETO FC SCM (mit Voreinstellung FC =  $0.85 \cdot \text{FCN}$ , SCM = 1.5, Grenzdehnungen sind festgelegt)
3. Traglastverfahren:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit „rechnerischen“ Mittelwerten der Baustoffkenngrößen  
 $0.85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ ,  $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{c1u}$ ,  $\gamma_R$   
 mögliche steuernde Eingaben:  
 BETO FC SCM (mit Voreinstellung FC =  $0.85 \cdot \text{FCN}$ , SCM = 1.3, Grenzdehnungen sind festgelegt)

Die Auswahl der jeweiligen Arbeitslinie erfolgt über den Satz

DEHN KSV

Die Festigkeitszunahme unter biaxialer Druckbelastung wird hierbei vom Programm gemäß [2] automatisch ermittelt, wenn die Arbeitslinie im Gebrauchszustand gewählt wird (Änderung mit [in ASE] STEU BETO W2).

Die bilineare Arbeitslinie im Zugbereich wird bei nichtlinearen Berechnungen immer berücksichtigt. Hierbei sind folgende Werte von Bedeutung:

$$f_{ctk}, \epsilon_{ct1} = f_{ctk} / E_{cm}, \epsilon_{ctu}$$

mögliche steuernde Eingaben:

BETO FCTK (mit Voreinstellung FCTK nach DIN 1045-1 gemäß FCN)

[im Modul ASE] STEU BETO ( $\epsilon_{ctu}$  mit Voreinstellung  $\epsilon_{ctu} = 5 \cdot \epsilon_{ct1}$ ). Bei Eingabe „0“ erfolgt die Ermittlung der Länge des abfallenden Astes über die Bruchenergie (siehe BETO GF).

Der Vorteil einer bruchenergetischen Betrachtung liegt in der zutreffenden Materialformulierung, sowie - nach erfolgter Kalibrierung - in der geringeren Netzabhängigkeit der Ergebnisse, da hierdurch die verschmierte Rissbildung immer auf einen normierten Bereich bezogen wird.

## 2.2 Materialmodell Bewehrung

Die Arbeitslinie des Betonstahls wird bilinear approximiert und steht ebenfalls für 3 Zustände zur Verfügung:

1. Gebrauchszustand:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit charakteristischen Werten der Baustoffkenngrößen  
 $f_{yk}, \epsilon_{sy} = f_{yk} / E_s, f_{tk}, \epsilon_{su}$   
mögliche steuernde Eingaben:  
STAH FY FT ES SCM EPST (mit Voreinstellung SCM = 1.0, Grenzdehnungen sind festgelegt)
2. Bruchzustand:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit Bemessungswerten der Baustoffkenngrößen  
 $f_{yd}, \epsilon_{sy} = f_{yd} / E_s, f_{td}, \epsilon_{su}, \gamma_s$   
mögliche steuernde Eingaben:  
STAH FY FT ES SCM EPST (mit Voreinstellung  $f_{yd} = FY/SCM$ , SCM= 1.15)
3. Traglastverfahren:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung mit „rechnerischen“ Mittelwerten der Baustoffkenngrößen  
 $f_{yR}, \epsilon_{sy} = f_{yR} / E_s, f_{tR} = \delta \cdot f_{yk}$  ( $\delta$  ist abhängig von der Duktilitätsklasse),  $\epsilon_{su}, \gamma_R$   
mögliche steuernde Eingaben:  
STAH FY FT ES SCM EPST (mit Voreinstellung  $f_{yR} = 1.1 \cdot FY/SCM$ , SCM = 1.3)

Die Auswahl der jeweiligen Arbeitslinie erfolgt über den Satz

DEHN KSB

Mit DEHN KSB TSO kann auch die Berücksichtigung von *tension stiffening* angefordert werden. Die Stahlspannungen ergeben sich hierbei aus einer modifizierten Arbeitslinie nach DAfStb-Heft 525, Abb. H8-3. Die hierfür benötigte Zugfestigkeit ergibt sich aus

BETO FCT

Der Beiwert für die Belastungsdauer  $\beta_t$  wird über

DEHN BB

angegeben.

## 2.3 Diskretisierung

Rahmenbrücken mit orthogonalem Kreuzungswinkel werden oft vereinfacht als ebenes System innerhalb einer Stabstatik berechnet. Bei schiefem Überbau wäre ein solches Vorgehen nur sehr bedingt anwendbar. Oftmals wurden solche Systeme als zweidimensionale Platte mit „hochgeklappten“ Widerlagerwänden be-

rechnet. Hierbei ist der Einfluss der Membrankräfte der Flächen jedoch nicht erfasst, weshalb das Tragwerk günstiger Weise als Faltwerk mittels QUAD-Elementen diskretisiert wird.

Da die Berechnung der QUAD-Elemente auf der BERNOULLI-Hypothese basiert, wird hierbei stillschweigend davon ausgegangen, dass die plastischen Verformungen im Wesentlichen den Querschnittsverkrümmungen zuzuordnen sind. Zur Beurteilung der tatsächlichen mechanischen Vorgänge im Bereich der Rahmenecken, wären weitaus detailliertere Betrachtungen des Diskontinuitätsbereiches notwendig [3].

Ferner ist es üblich, die Knotenebene des Faltwerks in die Systemlinie des Querschnitts zu legen. Hierdurch wird, zumindest im Zustand I, die Steifigkeit der Rahmenecken unterschätzt, da zwischen Anschnitt und Systemknoten die Ecke als starr im Vergleich zu Widerlagerwand und Überbau anzunehmen ist. Dieser Effekt wird durch Vouten verstärkt. Im Zustand II treten jedoch auch vermehrt Risse im Eckbereich auf, welche die Steifigkeit signifikant herabsetzen. Generell bestehen drei Modellierungsmöglichkeiten:

1. Annahme einer starren Ecke: Der Eckbereich ist vom Kreuzungspunkt der Systemlinien bis zu den Anschnitten mit jeweils einer Elementreihe hoher Steifigkeit abzubilden [4].

Vorteil: Im Zustand I wird die Steifigkeit der Ecke höher bewertet.

Nachteil: Die nichtlinearen Verformungen im Eckbereich werden vernachlässigt.

2. Modellierung mit gleichen Elementen bis zum Kreuzungspunkt der Systemlinien.

Vorteil: Im Zustand II wird die Steifigkeitsabnahme der Ecke bedingt berücksichtigt.

Nachteil: Im Zustand I wird die Ecke zu gering belastet.

3. Nichtlineare Eckfeder [3]: Modellierung wie bei 1., jedoch Verbindung im Eckknoten durch eine nichtlineare Rotationsfeder.

Vorteil: Zustand I und II werden treffend wiedergegeben.

Nachteil: Erheblicher Diskretisierungsaufwand, vorab Bestimmung der Federkennlinie (Momenten-Rotations-Beziehung des Eckbereichs).

Ein weiteres Problem stellt die notwendige Netzunabhängigkeit der Berechnungen dar. Je nach Materialmodell kann es zu einer Lokalisierung der plastischen Verformungen kommen, welche das Ergebnis am Gesamttragwerk verzerren.

Auf Seiten des Betons stellt sich diese Lokalisierung oftmals nach Überschreiten der Bruchgrenzdehnung in einem einzelnen Element ein. Ist dieses Element jedoch in seiner Länge parallel zur Beanspruchungsrichtung mindestens so groß wie die Querschnittshöhe, wovon man bei sinnvollen Faltwerkberechnungen eigentlich ausgehen sollte, so entspricht der Versagensbereich in etwa dem in Experimenten festgestellten.

Bei der Bewehrung hingegen hat die Länge des Bereiches plastischer Stahldehnungen einen signifikanten Einfluss auf die Schnittgrößenumlagerungen. Die Lokalisierung in einem einzigen Querschnitt führt zu einer starken Unterschätzung des Verformungsvermögens. Auch hier sind entweder die Elementlänge anzupassen oder bruchenergetische Betrachtungen notwendig.

Auf die genannten Parameter wird im Rahmen der Verifikationsrechnungen weiter eingegangen.

## 2.4 Berechnungsparameter

Lokale Schubeffekte, wie beispielsweise unter hohen Einzellasten, können derzeit im nichtlinearen Verfahren nicht explizit berücksichtigt werden und sind gesondert zu betrachten. Ein Unterbinden von lokalem Schubversagen kann erzielt werden durch:

[in ASE] STEU TAU2 9.9

Bei Materialentfestigung (*softening*), beispielsweise dem abfallenden Ast der Beton-Arbeitslinie nach Überschreiten der Zugfestigkeit, können numerische Probleme bei der Gleichgewichtsfindung auftreten. Hier kann mit

[in ASE] STEU ITER 3

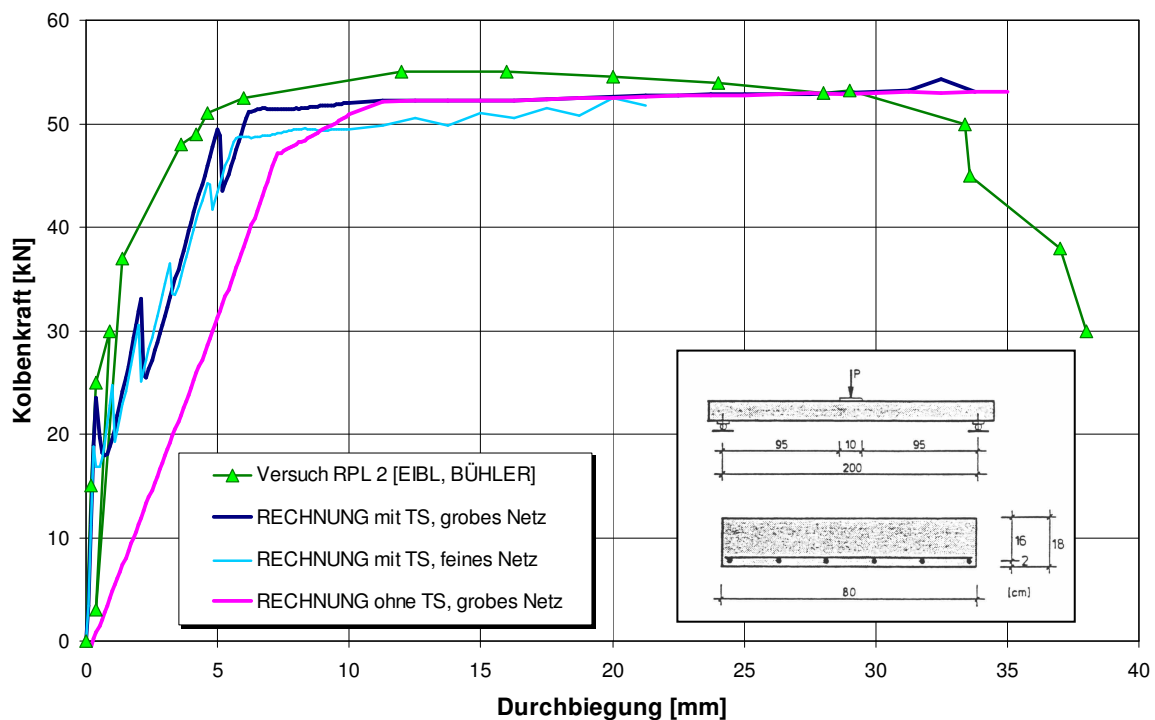
das CRISFIELD-Verfahren mit einem Kurvenverfolgungsalgorithmus gekoppelt werden.

### 3 Verifikationsberechnungen

#### 3.1 Einachsig gespannte Platte

Als einfaches Beispiel zur plastischen Verformung einer einachsig gespannten Platte dient der in Bild 3 gezeigte Versuch [5]. Die Diskretisierung erfolgte hier mittels 10 bzw. 20 QUAD-Elementen. Die Verformung wurde quasi „weggesteuert“ aufgebracht, indem unter dem Laststempel eine sehr starre Feder angeordnet wurde [2]. Die Materialkennwerte wurden, soweit angegeben, dem Versuch entsprechend vorgegeben ( $FCN = f_{\text{Versuch}} - 8 \text{ MPa}$ ).

FCN	FCT	FCTK	FY	FT	ES	EPST	ASU
25.5	2.5	2	502	594	203000	186	3.77



**Bild 3:** Versuch RPL 2 [5]

Wie Bild 3 zu entnehmen, wurden die Versuchsergebnisse sowohl in Bezug auf die Fließlast als auch die Steifigkeit mit *tension stiffening* relativ gut wiedergegeben. Ohne *tension stiffening* ist die Steifigkeit der Berechnung im Zustand II zu gering, was hier mechanisch auf den geringen Bewehrungsgrad zurückzuführen ist.

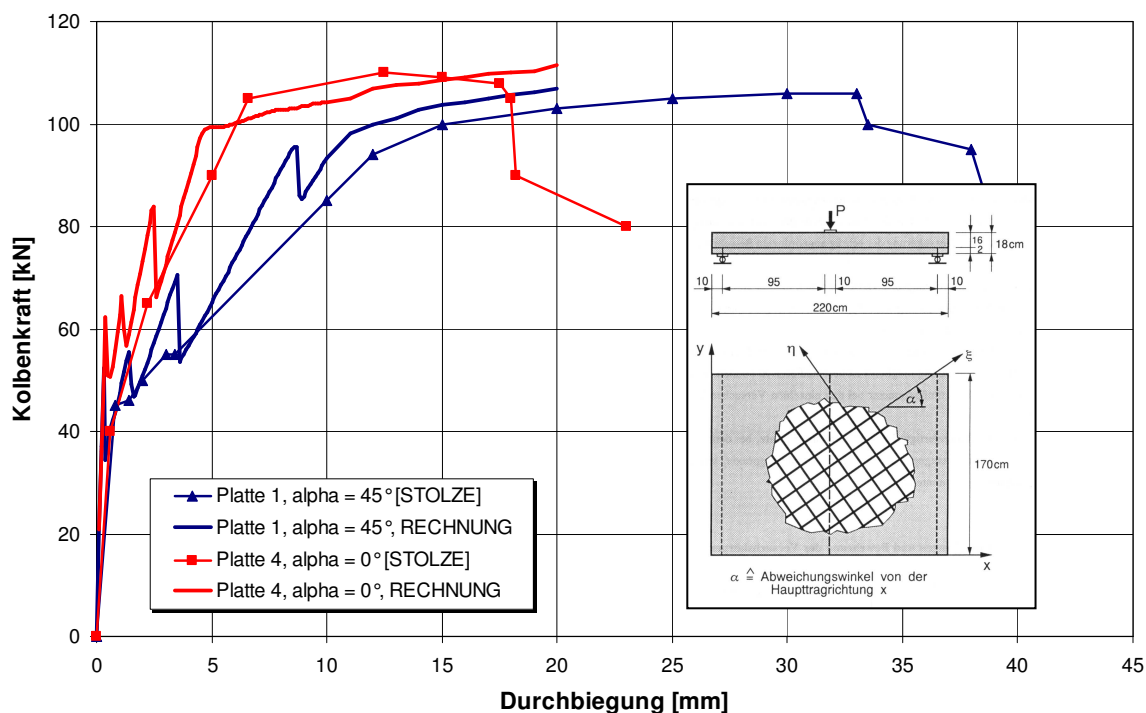
Aufgrund der Wegsteuerung ergibt sich nach jedem neuen Riss ein Abfallen der Last. Eine Netzverfeinerung verdeutlicht diesen Effekt: Die Anzahl der Risse bis zur Fließlast verdoppelt sich. Trotz *tension stiffening* und bruchenergetischer Rissbetrachtung kommt es zur Lokalisierung des Versagens in einer Elementreihe.

Dadurch sind die Verformungen bis zum Zeitpunkt, an dem die Bewehrung die 25 % Grenze überschritten hat, je nach Elementanzahl unterschiedlich.

### 3.2 Einachsrig gespannte Platte mit schiefer Bewehrung

Zur Untersuchung des Falles einer von der Hauptbeanspruchung abweichenden Bewehrungsrichtung wurde die in Bild 4 gezeigten Versuche [6] nachgerechnet. Das Vorgehen und die Diskretisierung waren wie zuvor beschrieben.

FCN	FCT	FCTK	FY	FT	ES	EPST	ASU=ASUQ
19.5	2.5	2	593	635	197000	68	3.35



**Bild 4:** Versuche mit von der Beanspruchungsrichtung abweichender Bewehrung Platten 1 und 4 [6]

Über die Eingabe

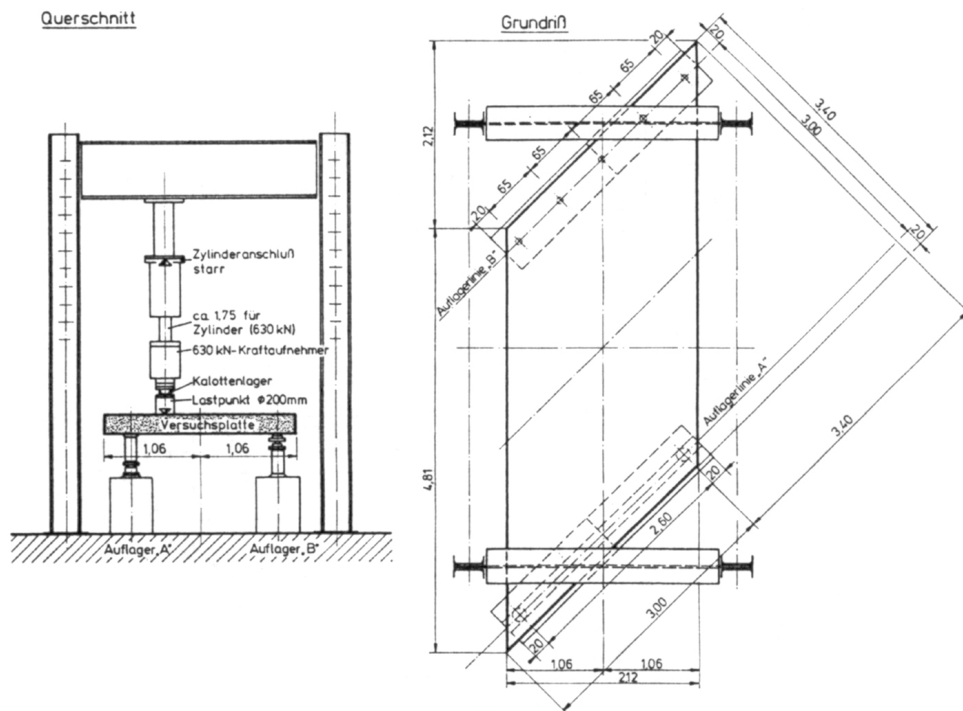
RICH oben 45 unte 45

wurde das Bewehrungsnetz um 45° gedreht. Der hierdurch entstehende Steifigkeitsabfall wird durch das Programm gut wiedergegeben.

### 3.3 Schiefe Platte

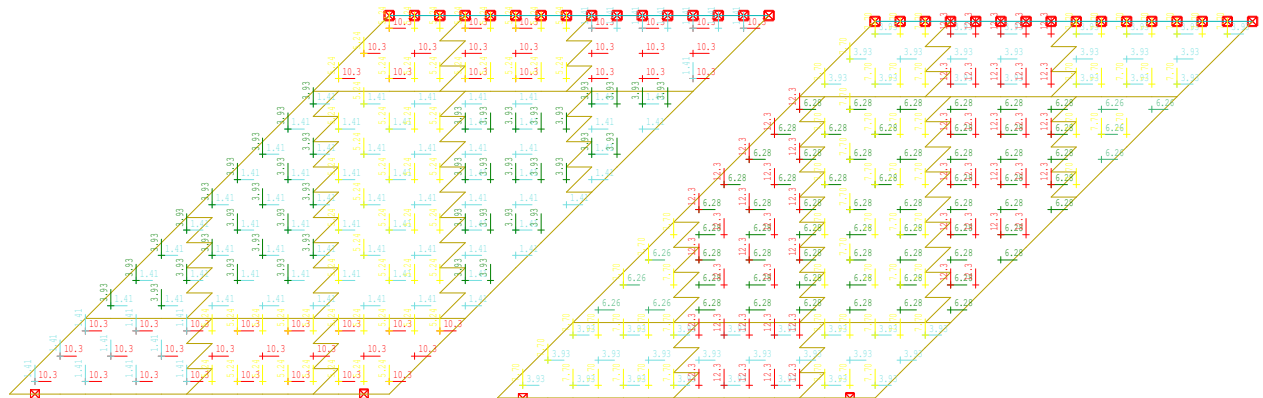
An einer 45° schiefen, zweiseitig gelagerten Stahlbetonplatte mit einem rechtwinkligen Bewehrungsnetz parallel und senkrecht zur Auflagerung soll das Netz der finiten Elemente, die materielle Formulierung und schließlich der numerische Algorithmus verifiziert werden [7]. Ein Schwerpunkt der materiellen Formulierung ist die korrekte Berücksichtigung einer Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Hauptbeanspruchungsrichtung. Ferner wird die Schnittgrößenumlagerung bei Laststeigerung betrachtet, wobei das Hauptmerkmal in dem Verhalten der stumpfen Ecke mit der dortigen Singularität liegt.

FCN	FCT	FCTK	FY	FT	ES	EPST	ASU=ASUQ
30.0	2.0	1.5	420	500	200000	100	Var.



**Bild 5:** Versuch schiefe Platte K4 [7]

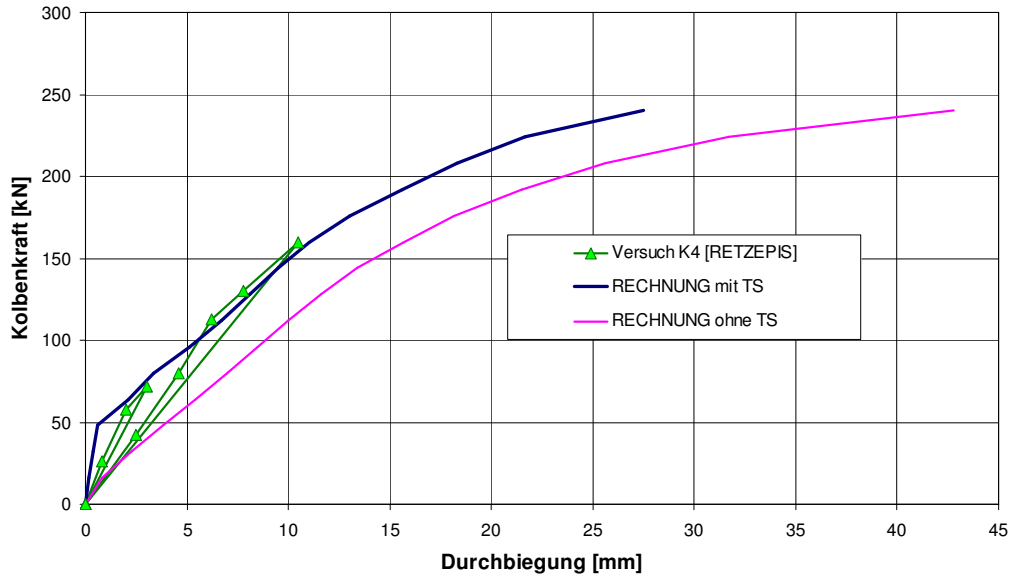
Der Versuchsaufbau ist Bild 5 zu entnehmen. Die Bewehrung wurde entsprechend in das Programm übernommen. Die Berechnung wurde nicht weggesteuert durchgeführt, d.h. die Prüflast wurde über eine äquivalente Flächenlast simuliert. Im Versuch wurden mehrere Laststellungen betrachtet [7], hier wird die Laststellung I „Einzellast in Plattenmitte“ rechnerisch untersucht.



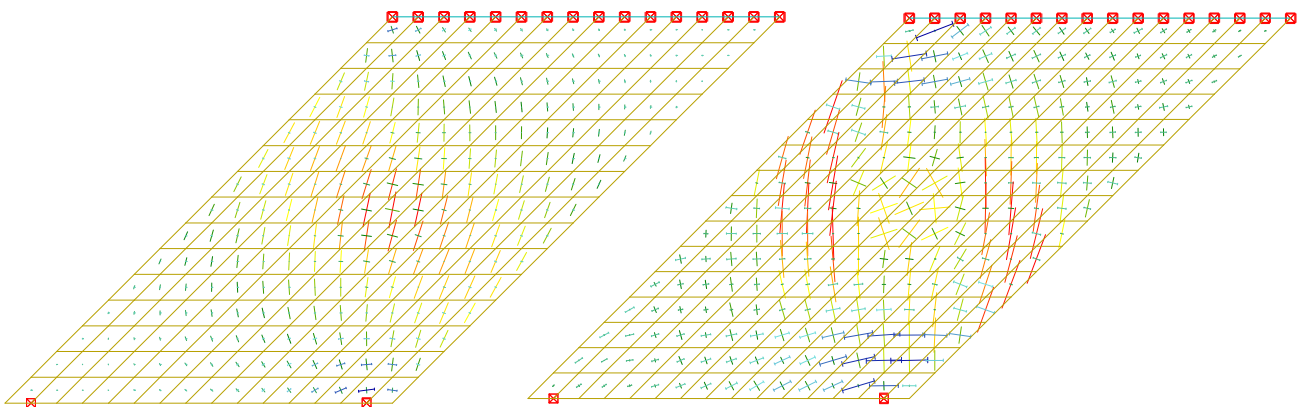
**Bild 6:** Versuch schiefe Platte K4, Bewehrung oben und unten [7]

Der Vergleich Rechnung (bei Berücksichtigung von *tension stiffening*) mit Versuch zeigt eine relativ gute Übereinstimmung im gerissenen Zustand. Die Abweichung im ungerissenen Bereich ist auf die Lastgeschichte zurückzuführen [7]. Sehr deutlich ist der Einfluss des *tension stiffening* zu erkennen. Eine realistische Berücksichtigung dieses Effektes ist entscheidend für die Richtigkeit der Ergebnisse. So führt eine Vernachlässigung des Effektes zu einer Überschätzung der Verformungen und damit verbunden auch der Schnittgrößenumlagerung. Da im Versuchsprogramm die Platte nicht bis zum Bruch belastet wurde, können hier nur die Steifigkeiten verglichen werden. Die Platte versagt letztendlich in der Betondruckzone unter der Einzellast. In Bild 8 sind die Hauptmomente für verschiedene Laststufen dargestellt. Zunächst verhält sich die Platte linear-elastisch. Die Momente werden – wie erwartet - über die kurze Diagonale in die stumpfen Ecken abgetragen. Nach Überschreiten der Fließlast werden die Momente in die seitlichen Plattenbereiche umgelagert. Erkennbar sind auch die negativen Momente in der stumpfen Ecke.





**Bild 7:** Versuch schiefe Platte K4 [7]

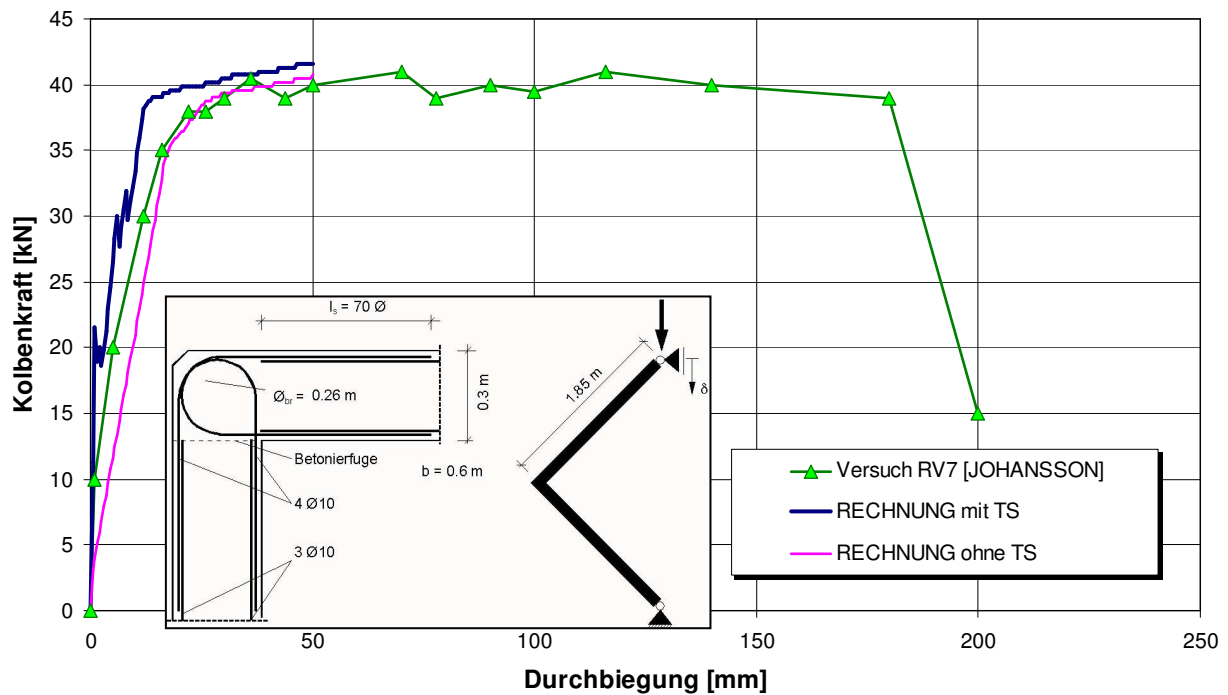


**Bild 8:** Versuch schiefe Platte K4, Umlagerung der Hauptmomente: bei Verformung  $\delta = 0.4$  und  $\delta = 25$  mm

### 3.4 Rahmenecke

Zum Vergleich mit einem Bauteilversuch an einer Rahmenecke wurde ein 0,6 m breiter Ausschnitt einer Decke-Wand-Eckverbindung [8] nachgerechnet. Der Versuchskörper wurde diagonal belastet (Bild 9). Die Versuchsergebnisse lagen hier zwischen den Werten einer Berechnung mit und ohne *tension stiffening*, was auf die durch die Modellierung mittels Schalenelementen nicht berücksichtigten Vorgänge im Eckbereich zurückzuführen ist. Der Versuch wurde wiederum „weggesteuert“ berechnet.

FCN	FCT	FCTK	FY	FT	ES	EPST	ASU=ASO
25.0	2.0	1.5	573	625	191000	100	5.23



**Bild 9:** Versuch Decke-Wand-Eckverbindung RV7 [8]

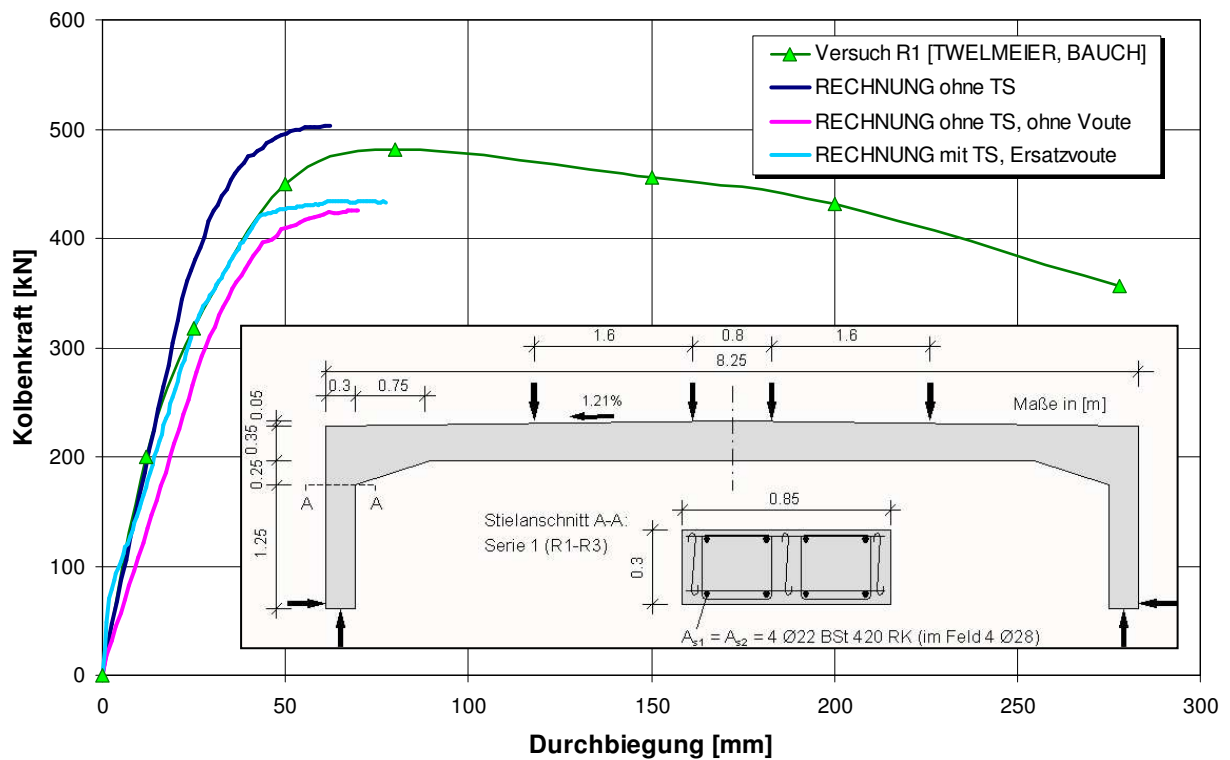
### 3.5 Ebener Rahmen

Abschließend wurde ein Versuch an einem ebenen, 0,85 m breiten Halbrahmen [9] nachgerechnet, der repräsentativ für den Decke-Wand-Bereich eines Vollrahmens durchgeführt wurde. Die Rahmenstiele wurden im Versuch nur bis zum rechnerischen Momentennullpunkt in Stielmitte ausgebildet. Versuchsaufbau und Versuchsergebnis sind in Bild 10 dargestellt.

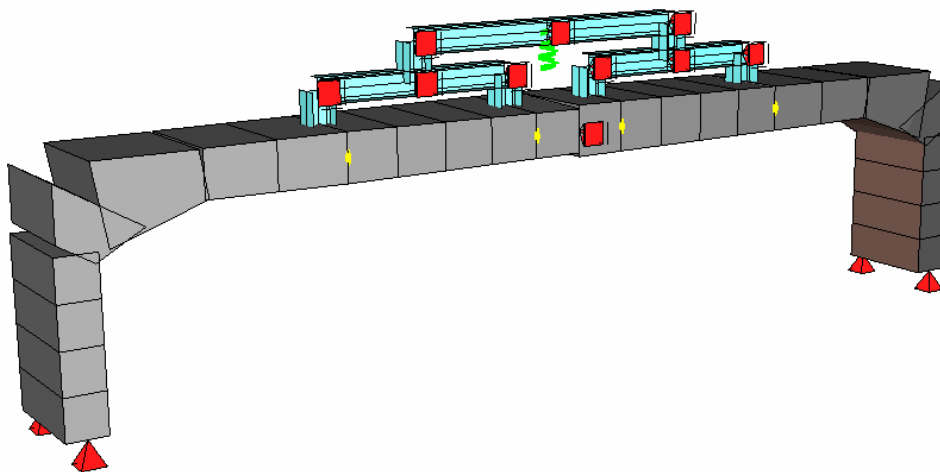
Der Halbrahmen wurde im Eckbereich mit einer Voute versehen und durch ein Lastgeschirr belastet, welches nach dem Prinzip einer kinematischen Gelenkkette vier gleich große und einer Streckenlast nahezu äquivalente Einzellasten erzeugt. Beides wurde in der Diskretisierung berücksichtigt. Die Vouten wurden zunächst, wie in Bild 11 dargestellt, durch entsprechend aufgedickte QUAD-Elemente modelliert. Alternativ wurden im Eckbereich Elemente konstanter Dicke aber mit höherer Betonfestigkeit gewählt. Das Lastgeschirr wurde durch eine Kombination aus starren Balken und Fachwerkstäben dem Versuch entsprechend abgebildet. Hierdurch konnte - im Unterschied zur Aufbringung von vier schlaffen Lasten - die Berechnung wiederum „weggesteuert“ [2] durchgeführt werden, da nur noch eine äußere Last aufzubringen war.

Bei der Modellierung mit Voute waren die Berechnungsergebnisse selbst ohne *tension stiffening* steifer als im Versuch. Dies kann auf die fehlenden Verformungen im Eckbereich zurückgeführt werden. Eine Berechnung ohne Voute und ohne *tension stiffening* zeigt sowohl hinsichtlich Steifigkeit als auch hinsichtlich Tragfähigkeit zu geringe Werte. Erst durch eine Berechnung ohne Voute aber mit *tension stiffening* konnte die Steifigkeit approximiert werden. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit im Voutenbereich führte jedoch nicht zu der erwarteten Traglaststeigerung.

Das Versagen trat bei allen Nachrechnungen mit Betondruckversagen durch Überschreitung den Grenzdehnung von -3,5 ‰ im Stielanschnitt auf. Hier ist anzumerken, dass in Versuchen [3] durch die Umschnüpfungswirkung im inneren Eckbereich weitaus höhere Grenzdehnungen im Beton feststellbar waren.



**Bild 10:** Versuch Halbrahmen R1 [9]



**Bild 11:** Diskretisierung Halbrahmen R1 [9]

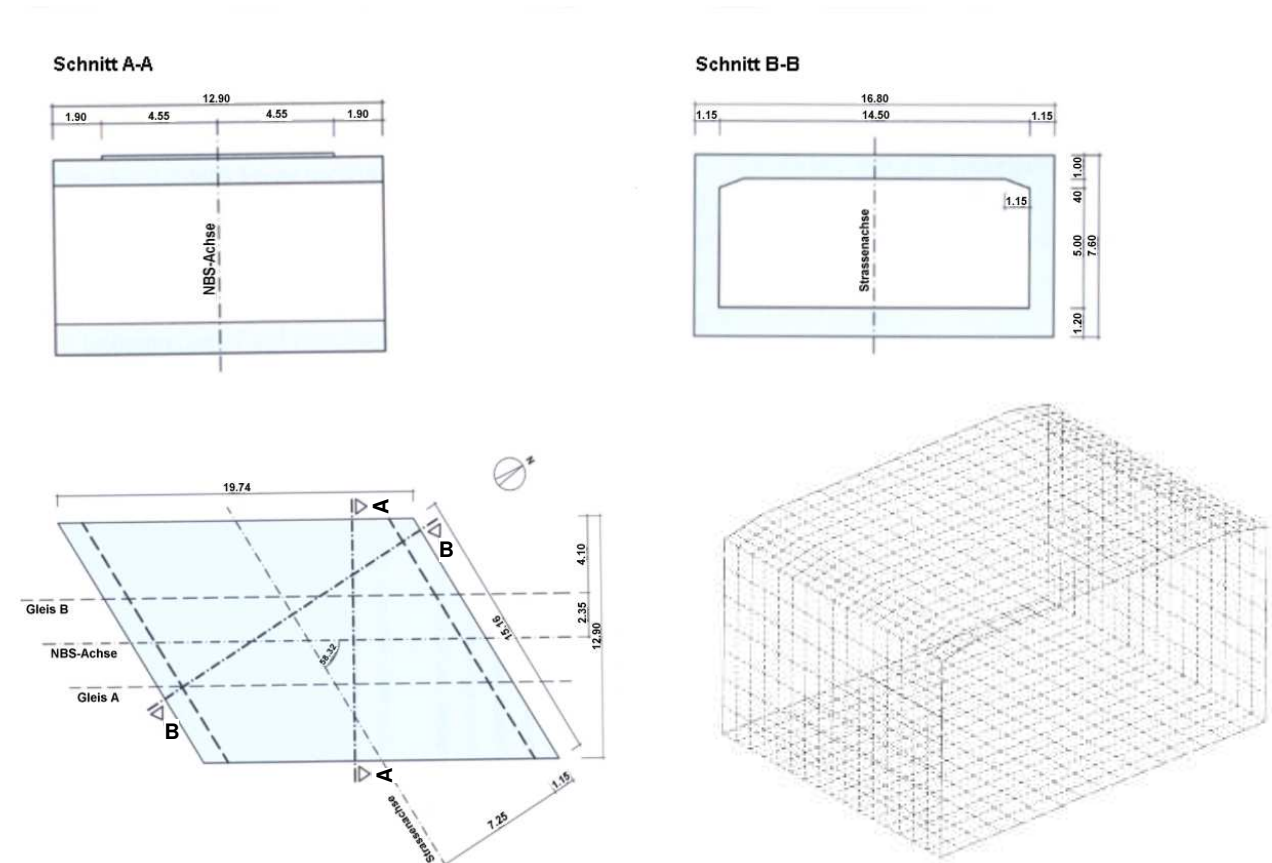
### 3.6 Erkenntnisse aus der Verifikation

Bedingt durch die im Rechenalgorithmus implementierten Grenzdehnungen gemäß DIN 1045-1, Abs. 8.5.1(7) können die in den Versuchen erzielten Verformungen und Rotationsfähigkeiten i.d.R. rechnerisch nicht bis zum tatsächlichen Versagen nachgerechnet werden. Das Rechenverfahren liegt somit bezüglich der Schnittgrößenumlagerungen auf der sicheren Seite. Hinsichtlich der Traglast wurde mit den tatsächlichen Baustofffestigkeiten durchweg eine gute Übereinstimmung festgestellt, so dass mit den in DIN 1045-1, Abs. 8.5.1(4) vorgegebenen „rechnerischen“ Mittelwerten der Baustoffkenngrößen ausreichend sichere Ergebnisse erzielbar sein dürften.

Besonderes Augenmerk ist jedoch auf die Modellbildung und die Materialparameter, insbesondere von *tension stiffening*, zu richten.

## 4 Rahmenbrücke

Im Zuge der Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe – Basel wurde im Bereich Achern-Önsbach die Kreisstraße K 5311 unter den Bahnstrecke als Trog- bzw. Rahmenbauwerk gebaut [1]. Die Bodenplatte und Wände der einzelnen Blöcke des Bauwerks, welches im Grundwasser steht, wurden monolithisch als „weiße Wanne“ erstellt. Die Decken wurden im Nachgang betoniert. Die zweigleisigen Blöcke 14 (ABS-Block) und 15 (NBS-Block) wurden als schiefwinklige, geschlossene Rahmenblöcke konzipiert mit einem Kreuzungswinkel zwischen Straßen- und Schienenachse von ca.  $60^\circ$  bei einer lichten, schiefen Spannweite von 17,0 m und lichter Höhe von 5,40 m. Die gevoutete Fahrbahnplatte weist eine Dicke im Feld von 1,0 m und im Rahmenanschnitt von 1,4 m bei einer Länge der Voute von 1,15 m auf. Die Wände haben eine Dicke von 1,15 m, die Dicke der Bodenplatte beträgt 1,20 m. Bild 12 gibt vereinfacht die Geometrie des Rahmenblocks wieder.



**Bild 12:** Vereinfachte Geometrie mit FE-Modell des Rahmenblocks 15 der EÜ über der K 5311 [1]

Das Bauwerk wurde aus einem Beton B 35 (entspricht C 30/37 nach DIN-Fachbericht 100) und Betonstahl BSt 500 S erstellt und wäre nach aktueller Normung in die Expositionsclassen XC4 und XD1 einzuordnen. Für die Berechnung wurde das Lastbild UIC 71 (entspricht Eisenbahn-Lastmodell 71 nach DIN-Fachbericht 101) gewählt, die Entwurfsgeschwindigkeit beträgt 160 km/h. Das Bauwerk wäre nach aktueller Normung für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit in die Anforderungsklasse D einzuordnen.

### 4.1 Belastung nach DIN-FB 101

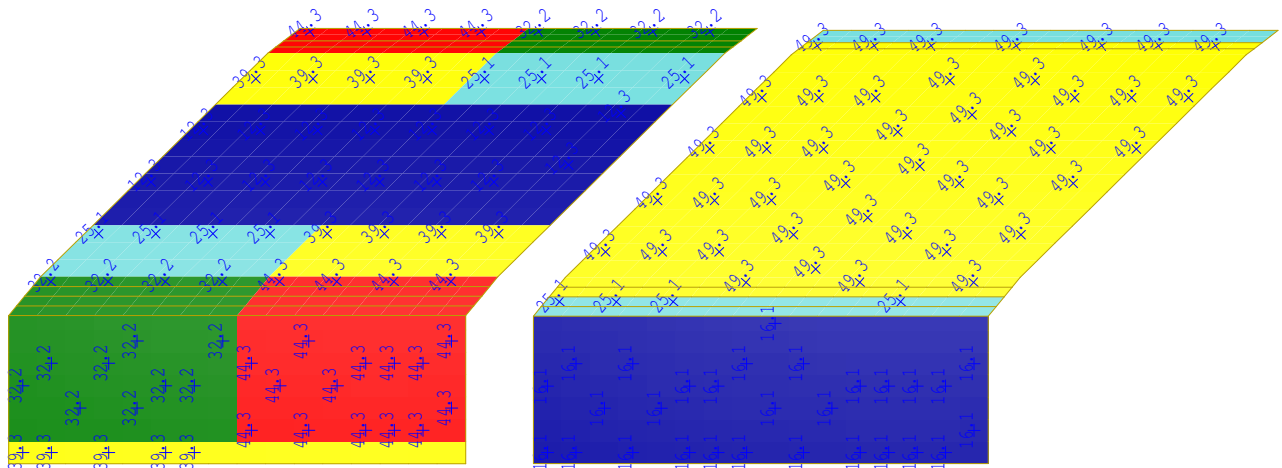
Die Berechnung nach aktueller Normung erfolgt mit der Belastung nach DIN-Fachbericht 101. Als vertikale Verkehrsbelastung der Fahrbahnplatte wurde für das zweigleisige Bauwerk das Lastmodell 71 mit dem Klassifizierungsbeiwert  $\alpha = 1,0$  gewählt. Mit dem gleichen Lastmodell wurden auch die Ermüdungsnachweise geführt. Die ständigen Lasten aus Eigengewicht und Ausbau wurden unter Beachtung des DIN-Fachberichts 101 angesetzt. Gleiches gilt für den Erddruck aus Bodeneigengewicht und Auflast, die weiteren Verkehrslasten (wie Seitenstoß, Anfahren und Bremsen, Lasten auf Hinterfüllung, Lasten auf Dienstgehwe-

gen, Verkehrslasten auf die Bodenplatte aus Straßenverkehr), sowie die veränderlichen Lasten (wie Wind- und Temperatureinwirkung). Ergänzend sind außergewöhnliche Belastungen zu berücksichtigen, die allerdings im betrachteten Fall nicht maßgebend sind.

Für die geforderten Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit gemäß DIN-Fachbericht 102 sind bekanntlich umfangreiche Lastkombinationen unter Beachtung des DIN-Fachberichts 101 zusammenzustellen. Hierzu wird auf die Beiträge von TUE und ZETTLER im SOFISTIK-Seminar 2003 verwiesen.

#### 4.1 Linear-elastische Berechnung

In einem ersten Schritt wurde eine Schnittgrößenermittlung und anschließende Bemessung, d.h. Nachweis der Tragfähigkeit, unter Beachtung des DIN-Fachberichts 102 durchgeführt. Nach einer Biegebemessung mit dem Modul BEMESS, d.h. Ermittlung der für die vorgegebenen Kombinationen erforderliche Biegebewehrung, wurden die Nachweise der Ermüdung sowie die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit gemäß DIN-Fachbericht 102 geführt [10]. Bild 13 zeigt die aus den o.g. Nachweisen resultierende Bewehrung.



**Bild 13:** Gewählte Bewehrung (oben und unten), Fahrbahnplatte und Wand

#### 4.2 Nichtlineare Berechnung

##### 4.2.1 Berechnung mit vorhandener Bewehrung

Unter Zugrundelegung der Bewehrung aus der linear-elastischen Berechnung wurde nun eine nichtlineare Berechnung durchgeführt. Ziel dieser Berechnung war – wie Eingangs erwähnt – die Schnittgrößenumlagerungen zu erfassen und damit verbunden die Tragreserven des Bauwerks zu ermitteln. Da dieses Vorgehen nach DIN-Fachbericht „nicht vorgesehen“ ist, erfolgt die Berechnung nach DIN 1045-1.

Bereits aus der linear-elastischen Berechnung sind die maßgebenden Lastkombinationen bekannt. Dies ist für die Reduzierung des Berechnungsumfangs notwendig, da das lineare Superpositionsprinzip nicht anwendbar ist. Erst nach Durchführung umfangreicher Berechnungen konnten unter Einsatz des Moduls MAXIMA die für die Biegebemessung maßgebenden Lastkombinationen bzw. Laststellungen der Verkehrsbelastung ermittelt werden (s. z.B. Tab. 1).

Mit den genannten Lastkombinationen wurde zunächst der Tragfähigkeitsnachweis für Biegung mit Normalkraft geführt. Die Berechnung mit dem Modul ASE erfolgte in einzelnen, aufeinander aufbauende Einzelberechnungen:

1. ständige Einwirkungen einschließlich Erddruck,
2. Temperatur,

3. Verkehr auf Dienstgehweg,
4. Belastung aus dem Zugverkehr.

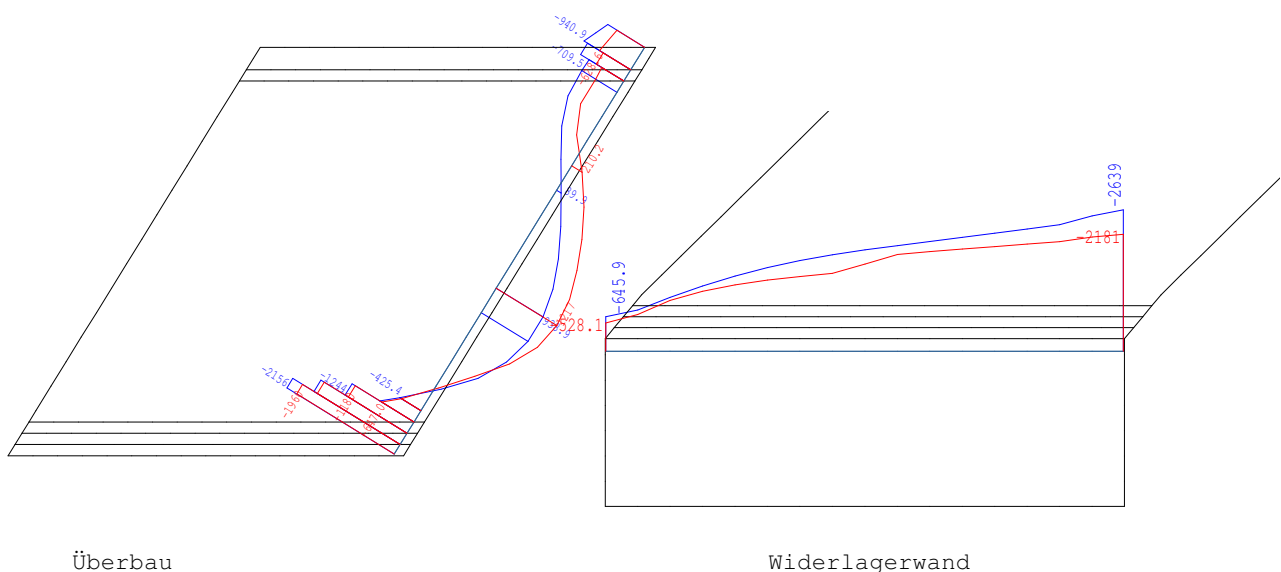
Die Belastung aus Zugverkehr wird beginnend mit dem Klassifizierungsbeiwert  $\alpha = 1,0$  in Schritten bis zum rechnerischen Versagen, definiert durch Erreichen der Dehnungsbegrenzungen gemäß DIN-Fachbericht 102, gesteigert.

**Tab. 1:** maßgebende Lastfallkombination für obere Längsbewehrung stumpfes Eck (GZT)

Lastfall	Bezeichnung	$\gamma$	$\Psi$
LK1	Eigengewicht	1.35	1.00
LK2	ständige Lasten aus Fahrbahn	1.35	1.00
LK3	sonstige ständige Lasten	1.35	1.00
LK4	ständiger Erddruck auf Widerlager aus Erdreich	1.50	1.00
LK5	ständiger Erddruck auf Widerlager aus Fahrbahn	1.50	1.00
LK6	Verkehrslast auf den Dienstwegen Ost und West	1.50	0.80
LK8	Temperatur $T_N = -9,45$ $T_M = -8,00$	1.50	0.80
LK9	LM71 Gleis A Mitte	1.45	1.00
LK10	LM71 Gleis B Mitte	1.45	1.00
LK11	Anfahren Gleis A Richtung Norden	1.45	1.00
LK12	Erddruck aus LM71, Grundlast auf Gleis A	1.45	1.00

Die nichtlinearen Berechnungen wurden mit der bereits gesammelten Erfahrung aus der Nachrechnung der Versuche und unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der linearen Berechnung durchgeführt. *Tension stiffening* wurde entweder durch Ansatz von  $F_{CT} = f_{ctm}$  oder  $0,1 \text{ MN/m}^2$  verwendet, um die Grenzfälle des Verformungsverhaltens und der damit verbundenen Umlagerungen zu untersuchen.

Bild 14 zeigt im Vergleich den Verlauf der Momente  $m_{yy}$  nach linear-elastischer und nichtlinearer Rechnung ( $\alpha = 1,33$ ). Es sind deutlich die Momentenumlagerungen ins Feld zu erkennen. Die Berechnung ergab, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft eine maximale Klassifizierung von  $\alpha = 2,42$  des LM 71 möglich wäre. Rechnerisch tritt letztlich Bruchversagen durch Überschreitung der Betondehnung in der Wand unmittelbar unterhalb der stumpfen Ecke der Fahrbahnplatte ein, was auf die Einschnürung der Betondruckzone bei großen plastischen Querschnittrotationen zurückzuführen ist. Die bei dieser Berechnung nicht erfasste Grenzzustände der Tragfähigkeit für Querkraft und Ermüdung, sind gesondert nachzuweisen. Gleiches gilt für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.



**Bild 14:** Verlauf der Momente  $m_{yy}$  nach linear-elastischer (blau) und nichtlinearer (rot) Rechnung

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit können auch direkt mit nichtlinearen Berechnungen für die entsprechenden Lastkombinationen nachgewiesen werden. Dies betrifft, wie im Fall der linear-elastischen Rechnung, die Begrenzung der Spannungen im Beton und Stahl, die Begrenzung der Rissbreiten und den Nachweis der Verformungen. Die Berechnungen mit Hilfe des Moduls ASE zeigen, dass in diesem Fall die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreite) maßgebend werden, was den maximale Klassifizierungsbeiwert für das LM 71 auf  $\alpha = 1,27$  reduziert.

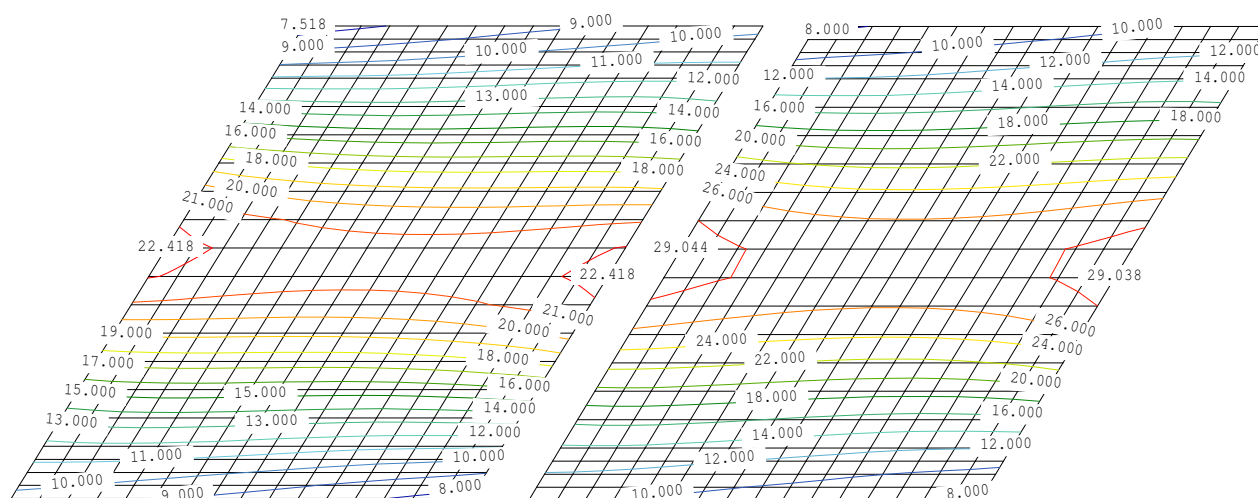
#### 4.2.2 Berechnung mit umgelagerter Bewehrung

Von besonderem baupraktischen Interesse ist die Fragestellung, wie eine Bewehrungsreduktion in der stumpfen Ecke und damit verbunden eine einfachere Bewehrungsführung in diesem Bereich, die Tragfähigkeit beeinflusst. In [7] wurde dieser Fragestellung ausgiebig nachgegangen und es wurden Empfehlungen diesbezüglich ausgesprochen. Zum Vergleich wurde die bisher verlegte Bewehrung rechnerisch im Bereich der stumpfen Ecke auf ca. 75% reduziert und eine nichtlineare Berechnung nach der Vorgehensweise des Abs. 4.2.1 durchgeführt. Es braucht nicht betont werden, dass wieder ergänzend zu den Nachweisen der Tragfähigkeit auch sämtliche Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zu führen sind. Die Berechnungen mit dem Modul ASE zeigen, dass der maximale Klassifizierungsbeiwert im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $\alpha = 2,05 > 1,0$  für das LM 71 beträgt. Berücksichtigt man aber die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (hier ist der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung maßgebend) unterschreitet der Beiwert  $\alpha$  den vorgegebenen Wert 1,0, für den das Bauwerk auszulegen ist. Somit ist im vorliegenden Fall die beabsichtigte Bewehrungsreduktion nicht zulässig.

#### 4.2.3 Einfluss infolge *tension stiffening*

Die Berücksichtigung von *tension stiffening* führt erwartungsgemäß zu geringeren Verformungen. Der aus quasi-ständiger Lastkombination resultierende Unterschied liegt bei ca. 30 % (Bild 15). Aufgrund der Erfahrungen aus den Verifikationsberechnungen liegt die Vernachlässigung von *tension stiffening* für den Nachweis der Verformungen gemäß DIN-Fachbericht 101 auf der sicheren Seite und kann als erste Abschätzung verwendet werden. Die nichtlineare Verformungsberechnung stellt eine Alternative zu dem im DIN-Fachbericht 102, Anhang 4 angegebenen Verfahren dar. Die Langzeitwirkungen sind entsprechend zu berücksichtigen.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit führt *tension stiffening* in der Rahmenecke zu geringeren Steifigkeitsabnahmen im Zustand II, d.h. größeren Momenten, und ist somit gemäß DIN-Fachbericht 102, Anhang 2 zu berücksichtigen.



**Bild 15:** Durchbiegung der Fahrbahnplatte unter quasi-ständiger Lastkombination mit (links) und ohne (rechts) Berücksichtigung von *tension stiffening*

### 4.3 Konstruktive Details

Im engen Zusammenhang mit einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung steht eine geeignete konstruktive Ausbildung mit einer entsprechender Bewehrungsführung. Die notwendigen Umlagerungen, die in den nichtlinearen Berechnungen vorausgesetzt werden, setzen eine ausreichend duktile Rotationskapazität der Konstruktionselemente voraus. Bei Rahmenecken, die bekanntlich Diskontinuitätsbereiche darstellen, ist die Problematik noch komplexer [3]. So weisen z.B. einige der bisher üblichen Bewehrungsführungen, die zwar eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleisten, Defizite hinsichtlich der Duktilität auf. Dies tritt vor allem auf, wenn infolge des in Verbindung mit der Bewehrungsumlenkung auftretenden Spaltzugs senkrecht zur Rahmenebene mit einem spröden Versagen zu rechnen ist. Solche Versagensarten sind insbesondere an den Rahmenrändern durch eine geeignete konstruktive Ausbildung zu unterbinden [3].

## 5 Zusammenfassung

Gemäß DIN-Fachbericht 102 sind im Gegensatz zur DIN 1045-1 allgemeine nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung für Balken, Platten und Rahmen für Brückenüberbauten unter ausschließlicher Lasteinwirkung „nicht vorgesehen“. Mit den heute zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln, hier mit den Modulen von SOFISTIK, können solche nichtlineare Rechnungen durchgeführt werden. Dies setzt allerdings sowohl eine dezidierte Einarbeitung in die Möglichkeiten und Grenzen dieser Berechnungen sowie das Sammeln von Erfahrungen an realen Bauteilen und Bauwerken voraus.

An dem Beispiel einer schiefwinkligen Stahlbeton-Rahmenbrücke, die ein bewährte, vielfach eingesetzte Konstruktionsvariante darstellt, wurden die Vorteile aber auch die Grenzen einer materiellen nichtlinearen Berechnung aufgezeichnet. Es zeigte sich, dass solche Berechnungen für die Nachweise der Tragfähigkeit und in Abhängigkeit von der Fragestellung vielmehr auch für die Gebrauchstauglichkeit durchführbar sind. Es wurden Reserven aufgezeigt, die im vorliegenden Fall den in DIN-Fachbericht 101 vorgesehenen Klassifizierungsbeiwert von  $\alpha = 1,0$  überschreiten. Wie die Berechnungen gezeigt haben, ist oftmals der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Bemessung maßgebend. Es ist jedoch auf jeden Fall für den ermittelten Beiwert  $\alpha$  die Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit gesondert zu überprüfen.

Trotz der Leistungsfähigkeit der EDV bleibt eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung und Bemessung bislang unverhältnismäßig aufwändig. Die Vielzahl von Lastfällen und Lastfallkombinationen gerade im Eisenbahnbrückenbau steht hierbei der Ungültigkeit des Superpositionsprinzips gegenüber.

Vorteile nichtlinearer Berechnungen liegen in der Bewertung von Ausnahmefällen, wie z.B. Resttragfähigkeitsberechnungen in Verbindung mit Belastungsversuchen oder Sondertransporten, und in der Optimierung der Bewehrungsführung. Besondere Rollen spielen in solchen Fällen konstruktive Aspekte zur Gewährleistung der notwendigen Duktilität, vor allem im Bereich der Rahmenecken.

## Literatur

- [1] *Eisenbahnüberführung über die K5311, Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe – Basel*, Informationsbroschüre der Projektgruppe NBS Karlsruhe der Bahnbauzentrale, DB
- [2] SOFISTIK, Tutorial: *Nichtlineare Berechnungen von Platten und Schalen*, Stand 30.03.2000
- [3] Akkermann, J.; Eibl, J.: *Rotationsfähigkeit von Rahmenecken*, DAFStb Heft 535, Beuth, Berlin 2002



- [4] Rombach, G.: *Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau*, Ernst&Sohn, Berlin 2000
- [5] Eibl, J., Bühler, A.: *Untersuchung der Einflüsse verschiedener Stahlparameter auf die mögliche Rotation bei Stahlbetonplatten*, Versuchsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1991
- [6] Stolze, R.: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität -*, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 23, Universität Karlsruhe, 1993
- [7] Retzepis, I.: *Schiefe Betonplatten im gerissen Zustand*, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 24, Universität Karlsruhe, 1995
- [8] Johansson, M.: *New reinforcement detailing in frame corners in civil defense shelters - experiments and fracture mechanics analysis*, Report 95.2, Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg 1995
- [9] Twelmeier, H.; Bauch, S.: *Versuche zur Grenzverformung von Stahlbetonrahmen*, Bauingenieur 55 (1980), S. 409-417
- [10] Stief, S.: *Traglastreserven durch plastische Schnittgrößenumlagerungen bei Stahlbetonrahmenbrücken mit schiefer Fahrbahnplatte*, Vertieferarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH), 2003