

**Anhang zu:**

**Integration der  
Handlungsanweisungen  
Spannungsrissskorrosion  
und Koppelfugen in die  
Nachrechnungsrichtlinie**

von

Konrad Zilch  
Matthias Kriechbaum

Zilch + Müller Ingenieure GmbH  
München

Reinhard Maurer  
Jens Heinrich

Lehrstuhl Betonbau  
Technische Universität Dortmund

Hermann Weiher  
Katrin Runtemund

matrics engineering GmbH  
München

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 186**

**bast**

# Anhang

<b>A</b>	<b>Beispielberechnungen zum Ankündigungsverhalten in Brückenquerrichtung .....</b>	<b>3</b>
A.1	Beispiel 1: BW179 – Wittener Straße, Bochum .....	3
A.1.1	Bauwerksbeschreibung .....	3
A.1.2	Nachweiskonzept für die Querrichtung .....	3
A.1.3	Berechnungsgrundlagen .....	3
A.1.4	Angaben zum Rechenmodell .....	4
A.1.5	Quervorspannung .....	4
A.1.6	Belastung .....	5
A.1.7	Linear elastische Schnittgrößen .....	7
A.1.8	Nichtlineare Schnittgrößenberechnung .....	8
A.1.8.1	Berechnung ohne Ansatz einer Quervorspannung .....	8
A.1.8.2	Berechnung mit Ansatz einer Restspannstahlfläche von $0,1 \cdot A_{p,r}/A_p$ .....	12
A.1.9	Bewertung der Ergebnisse .....	12
A.2	Beispiel 2: BW6362 – Leineflutmulde, Hannover .....	14
A.2.1	Bauwerksbeschreibung .....	14
A.2.2	Nachweiskonzept für die Querrichtung .....	16
A.2.3	Berechnungsgrundlagen .....	16
A.2.4	Quervorspannung .....	16
A.2.5	Wahl der Bruchlinien .....	17
A.2.6	Belastung .....	17
A.2.7	Ermittlung der Resttragfähigkeit .....	18
A.2.8	Nachweis der ausreichenden Rotationsfähigkeit .....	21
A.2.9	Plausibilitätsberechnung mit FEM .....	21
<b>B</b>	<b>Ergänzende Berechnungsergebnisse Beispiele Nachrechnungen Ermüdung vorgespannter Bewehrung .....</b>	<b>22</b>

## A Beispielberechnungen zum Ankündigungsverhalten in Brückenquerrichtung

### A.1 Beispiel 1: BW179 – Wittener Straße, Bochum

#### A.1.1 Bauwerksbeschreibung

Bei dem Bauwerk 179 handelt es sich um die Straßenüberführung der Wittener Straße über den Sheffield Ring in Bochum. Das Bauwerk besitzt zwei getrennte Überbauten. Jeder Überbau besteht aus zwei Balkenträgern mit Aussparungen (Bild A-1). Die Spannweiten der dreifeldrigen Brücke betragen 17,50 / 30,00 / 16,00 m.

Die Fahrbahnplatte der beiden Überbauten wurde mit dem Spannsystem A40 von Polensky & Zöllner aus Sigma oval Stahl (St 145/160) vorgespannt. Dieser Spannstahl gilt als besonders gefährdet hinsichtlich Spannungsrissskorrosion.

Die Spannweite der Fahrbahnplatte zwischen den beiden Hauptträgern beträgt 4,20 m. Die Stärke der Platte beträgt 20 cm und wird an den Einspannstellen zum Hauptträger und den Querträgern auf 35 cm angevoutet.

Die Kragarmlängen betragen jeweils 2,55 m. Hierbei unterscheiden sich die Kragarme jeweils von ihrer Nutzung. Die innenliegenden Kragarme können sowohl von der Straßenbahn als auch vom Radverkehr befahren werden. Die äußeren Kragarme dienen jeweils als Rad- und Gehwege.

#### A.1.2 Nachweiskonzept für die Querrichtung

Der Nachweis des ausreichenden Ankündigungsverhaltens der Fahrbahnplatte und der Kragarme auf Querschnittsebene ist nicht sinnvoll, da eine mögliche Rissbildung an der Fahrbahnplattenoberseite aufgrund der Abdichtung und der Kappen nicht detektiert werden kann.

Im Folgenden wurden stattdessen die Resttragfähigkeit der Fahrbahnplatte und des befahrbaren Kragarms bei Ausfall von Spannstahl mittels nichtlinearer Berechnung (FEM) untersucht. Die Untersuchung des zweiten Kragarms (Gehweg) ist nicht dargestellt.

In den nichtlinearen FE-Berechnungen wurde die Resttragfähigkeit bestimmt. Eine ausreichende Resttragfähigkeit ist bei einem Sicherheitsfaktor für die Verkehrslasten von  $\gamma_Q \geq 1,10$  gegeben. Die Berechnung erfolgte für zwei Varianten

1. Ermittlung ohne Ansatz einer Spannstahlbewehrung
2. Ermittlung mit pauschalem Ansatz einer Restspannstahlfläche von 10%

#### A.1.3 Berechnungsgrundlagen

Die Berechnungen wurden mit dem Berechnungsprogramm SOFiSTiK 2016 durchgeführt. Das Programm ermöglicht die nichtlineare Berechnung von vorgespannten und nicht vorgespannten Flächentragwerken. Des Weiteren können die Materialmodelle für den Beton (Bild A-2: Verwendete Arbeitslinie des Beton B450), Betonstahl (Bild A-3) und den Spannstahl (Bild A-4) definiert werden.

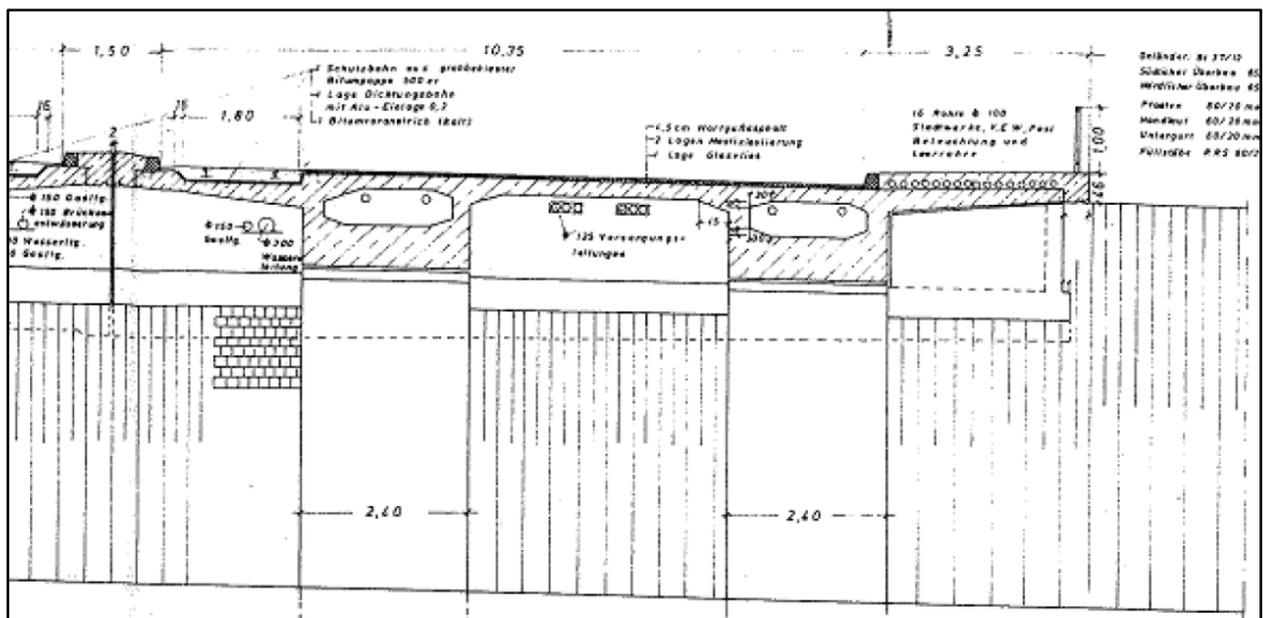


Bild A-1: Querschnitt eines Überbaus des BW179

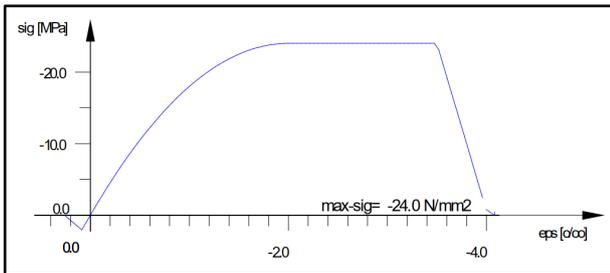


Bild A-2: Verwendete Arbeitslinie des Beton B450

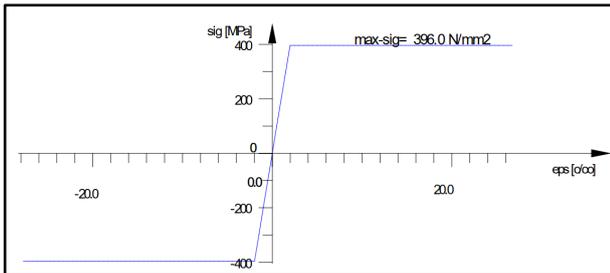


Bild A-3: Verwendete Arbeitslinie des Betonstahls BSt II

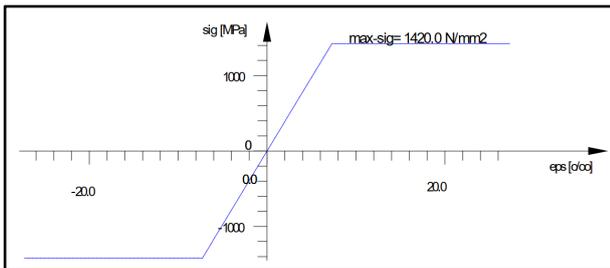


Bild A-4: Verwendete Arbeitslinie des Spannstahls St 145/160

#### A.1.4 Angaben zum Rechenmodell

Für die Berechnung der Querrichtung wurde nicht die gesamte Bauwerkslänge, sondern nur ein Endfeld modelliert. Die Hauptträger wurden als Stäbe mit ihren mitwirkenden Querschnitten abgebildet. Die Kragarme und die Fahrbahnplatte zwischen den beiden Hauptträgern wurden als Flächenelemente (QUAD-Elemente) mit Ihren tatsächlichen Stärken und Vouten eingegeben. An den Anschnitten der Flächenelemente an die Hauptträger wurden starre Koppelbedingungen zu den Stabelementen definiert.

Auch der Feldquerträger wurde als Stabelement abgebildet. Der Endquerträger wurde als Linienlagerung der Fahrbahnplatte modelliert. Dieser wurde jedoch lediglich im Bereich zwischen den Hauptträgern angeordnet. Im Bereich der Kragarme war kein Endquerträger als vertikale Abstützung vorhanden.

In Bild A-5 ist das Rechenmodell als Animation dargestellt.

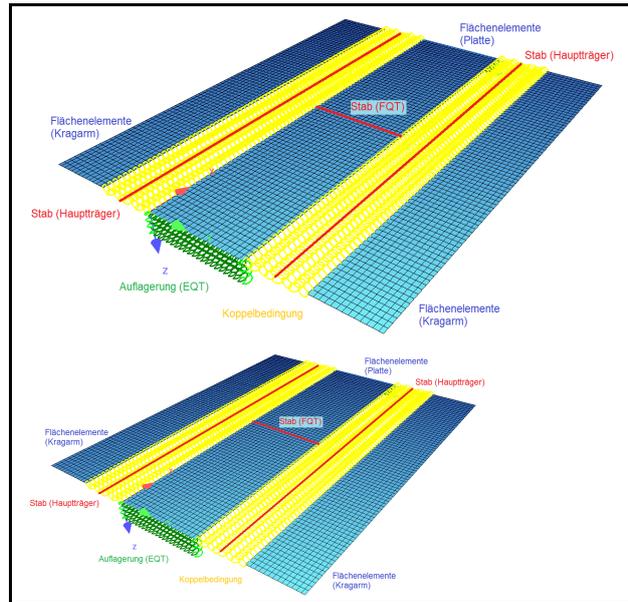


Bild A-5: Animationen des Rechenmodells

Die schlaffe Betonstahlbewehrung der Flächenelemente wurde als verschmierte Bewehrung in Längs- und Querrichtung ins Modell eingefügt. Diese wurden den bestehenden Bewehrungsplänen entnommen und entsprechend vorgegeben.

Die Vernetzung erfolgte möglichst gleichmäßig mit einem Raster von ca. 20 x 20 cm.

#### A.1.5 Quervorspannung

Die Quervorspannung konnte im Rechenprogramm über sogenannte Spannstränge vorgegeben werden. Der Verlauf der Spannlieder sowie die nennenswerten Spannliederinformationen konnten den Bestandsplänen entnommen werden.

Bei den Spanngliedern handelt es sich um Spannlieder des Systems A40 von Polensky & Zöllner.

- Spannstahl:  $St\ 145/160$ ,  $\sigma$
- Querschnittsfläche:  $A_p = 4,8\ cm^2$
- Vorspannkraft:  $P_0 = 422,5\ kN$

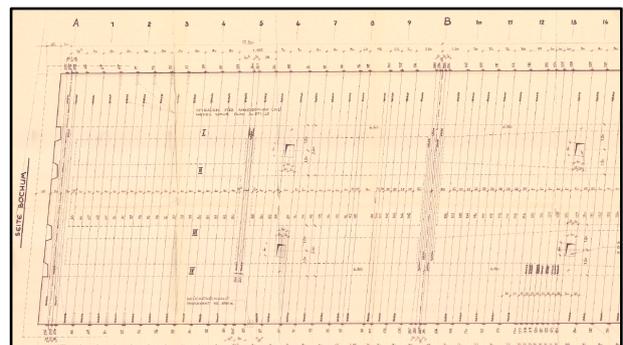


Bild A-6: Auszug aus den Bestandsplänen (Vorspannung der Fahrbahnplatte)

Die Spannglieder sind in regelmäßigen Abständen von 40 cm angeordnet und wurden abwechselnd von links nach rechts vorgespannt.

### A.1.6 Belastung

#### Eigengewicht

In dem verwendeten Rechenprogramm ist es für nichtlineare Berechnungen erforderlich, das Eigengewicht als Flächenlasten direkt anzugeben. Diese wurde in Abhängigkeit der Bauteildicke und einer Betonwichte von  $25 \text{ kN/m}^3$  entsprechend als Lastfall aufgebracht.

#### Ausbaulast

Als weitere ständige Lasten wurden der Belag, die Kappen, das Geländer, das Schotterbett, die Straßenbahnschienen und Versorgungsleitungen angesetzt. Die Lasten wurden aus der Bestandsstatik übernommen:

Belag:	$g_{2,1} = 1,94 \text{ kN/m}^2$
Kappe (h = 22 cm):	$g_{2,2} = 5,5 \text{ kN/m}^2$
Schotter:	$g_{2,3} = 3,6 \text{ kN/m}^2$
Geländer + Gesims:	$g_{2,4} = 4,75 \text{ kN/m}$
Schienen:	$g_{2,5} = 0,61 \text{ kN/m}$
Leitungen:	$g_{2,6} = 0,5 \text{ kN/m}$

#### Verkehrslasten

Im Folgenden wurden zwei verschiedene Verkehrslastmodelle untersucht. Dies war zum einen das Verkehrslastmodell der Brückenklasse 60 nach DIN 1072 und das Verkehrslastmodell LM1 nach DIN-FB 101.

Hierbei wurde zunächst keine Abminderung des Verkehrslastmodells LM1 mit dem Faktor  $f$  durchgeführt ( $f = 1,0$ ).

#### Brückenklasse 60 – DIN 1072

Gemäß DIN 1072 ergab sich der Schwingbeiwert in der Querrichtung für die Lasten der Hauptspur bei einer Spannweite zwischen den Hauptträgern von 4,20 m zu:

$$\varphi = 1,4 - 4,20 \cdot 0,008 = 1,366$$

Dieser Schwingbeiwert wurde sowohl bei der Flächenlast der Hauptspur, als auch bei den Radlasten angesetzt. Die Radlasten wurden als Flächenlasten mit einer Aufstandsfläche von  $40 \times 80 \text{ cm}$  eingegeben.

Die Lasten ergaben sich zu:

Grundlast:	$p_{\text{Grund}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Überlast (Hauptspur):	$p_{\text{Über}} = 6,83 \text{ kN/m}^2$
Abzugsfläche SLW ( $6,00 \times 3,00 \text{ m}$ ):	$\Delta p_{\text{SLW}} = -9,83 \text{ kN/m}^2$
Radlast SLW ( $0,40 \times 0,80 \text{ m}$ ):	$p_{\text{Rad}} = -427,0 \text{ kN/m}^2$

#### Lastmodell 1 – DIN-FB 101

Aus der vorhandenen Fahrbahnbreite auf dem Überbau ergaben sich zwei rechnerisch anzusetzende Fahrstreifen.

Die Radlasten aus den TS-Lasten wurden als quadratische Flächenlasten mit einer Aufstandsfläche von  $40 \times 40 \text{ cm}$  angesetzt.

Insgesamt ergaben sich die Rechenlasten aus dem LM1 zu:

Grundlast:	$p_{\text{UDL,Grund}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Überlast (Hauptspur):	$p_{\text{HS,Über}} = 6,5 \text{ kN/m}^2$
Radlast TS (Hauptspur) ( $0,40 \times 0,40 \text{ m}$ ):	$p_{\text{TS,HS}} = -750,0 \text{ kN/m}^2$
Radlast TS (Nebenspur) ( $0,40 \times 0,40 \text{ m}$ ):	$p_{\text{TS,NS}} = -500,0 \text{ kN/m}^2$

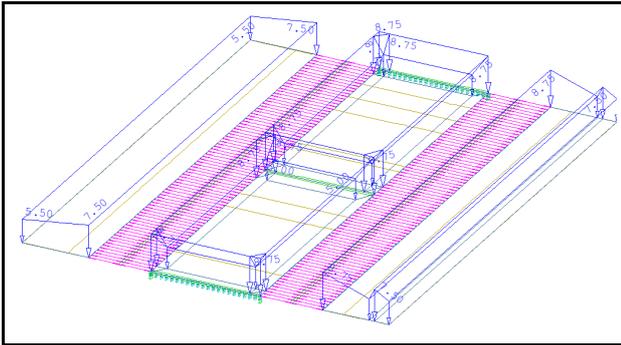


Bild A-7: Belastung aus Eigengewicht der Fahr-  
bahnplatte/Kragarme

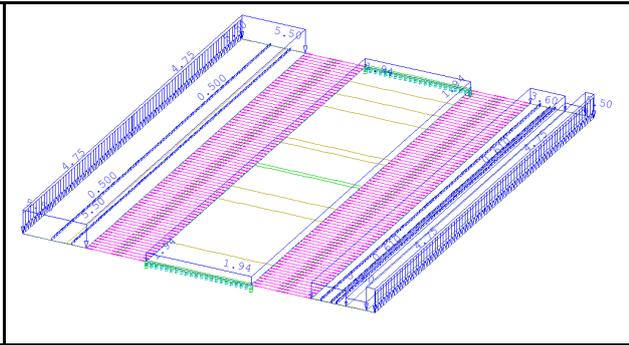


Bild A-8: Belastung aus Ausbaulast

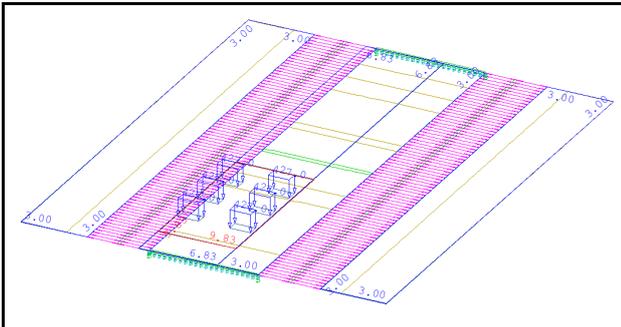


Bild A-9: Belastung aus Brückenklasse 60 (Last-  
stellung max  $M_{Ed, \text{Fahrbahnplatte}}$ )

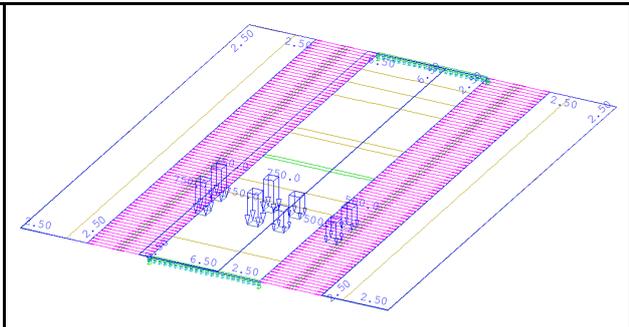


Bild A-10: Belastung aus LM1 (Laststellung  
max  $M_{Ed, \text{Fahrbahnplatte}}$ )

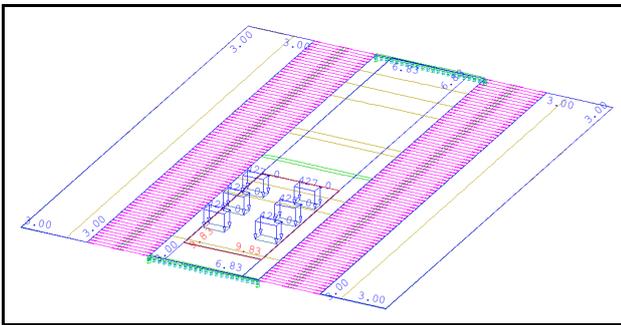


Bild A-11: Belastung aus Brückenklasse 60  
(Laststellung min  $M_{Ed, \text{Fahrbahnplatte}}$ )

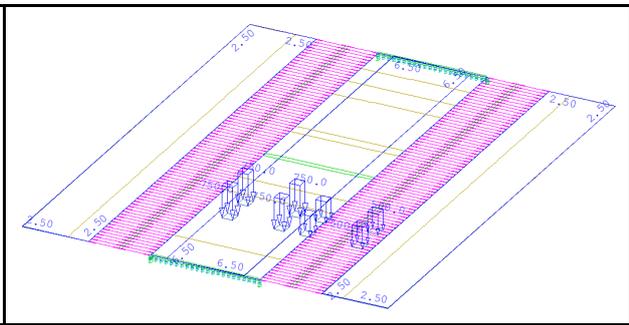


Bild A-12: Belastung aus LM1 (Laststellung  
min  $M_{Ed, \text{Fahrbahnplatte}}$ )

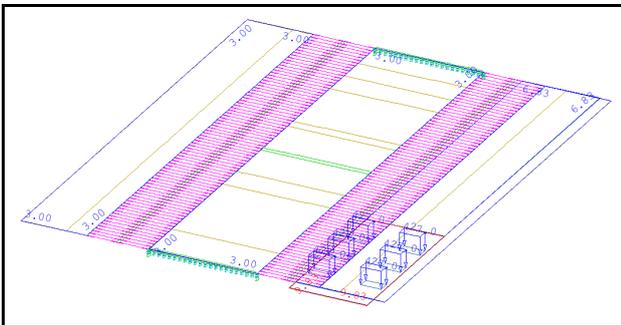


Bild A-13: Belastung aus Brückenklasse 60  
(Laststellung min  $M_{Ed, \text{Kragarm}}$ )

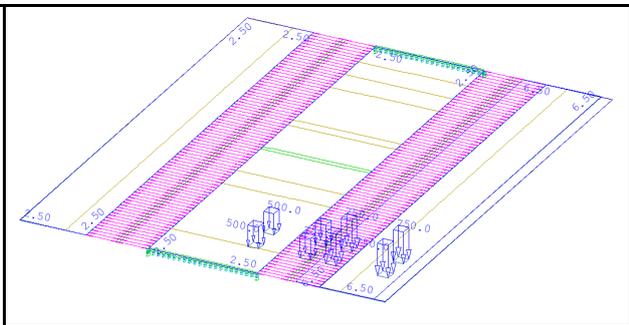


Bild A-14: Belastung aus LM1  
(Laststellung min  $M_{Ed, \text{Kragarm}}$ )

### Untersuchte Laststellungen

Es wurden jeweils drei verschiedene Laststellungen untersucht:

- Maximales Biegemoment in der Fahrbahnplatte
- Minimales Biegemoment in der Fahrbahnplatte
- Minimales Biegemoment des befahrbaren Kragarms

### Straßenbahn

Die Belastung aus der Straßenbahn wurde in dieser Berechnung vernachlässigt, da die Beanspruchung aus dieser bezogen auf die Brückenquerrichtung im Vergleich zu den SLW- bzw. TS-Lasten geringer ausfallen.

### Temperatur

Der Einfluss aus Temperatur wurde vernachlässigt.

### A.1.7 Linear elastische Schnittgrößen

Zunächst werden die Schnittgrößen gemäß Elastizitätstheorie dargestellt. Hierbei wurde die folgende Kombinationsvorschrift verwendet, da nachfolgend der Nachweis der Resttragfähigkeit geführt werden sollte:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{Gk} + \gamma_Q \cdot M_{Qk}$$

mit  $\gamma_{G,sup} = 1,10$  bzw.  $\gamma_{G,inf} = 0,90$

$$\gamma_Q = 1,10$$

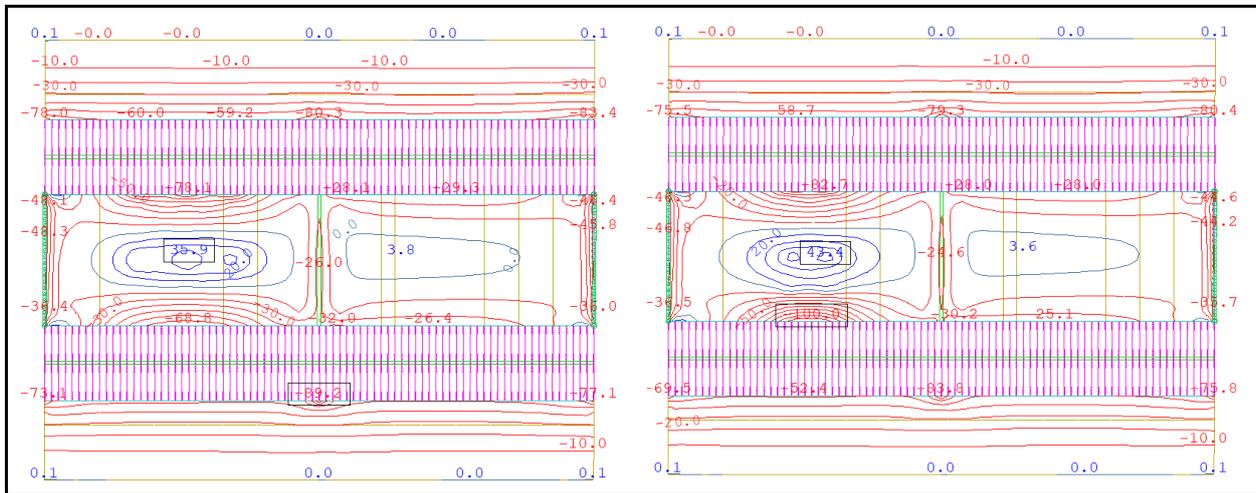


Bild A-15: Bemessungswert der Biegemomente der Fahrbahnplatte  $\max m_{y,Ed}$  in kNm/m (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 (f = 1,0)

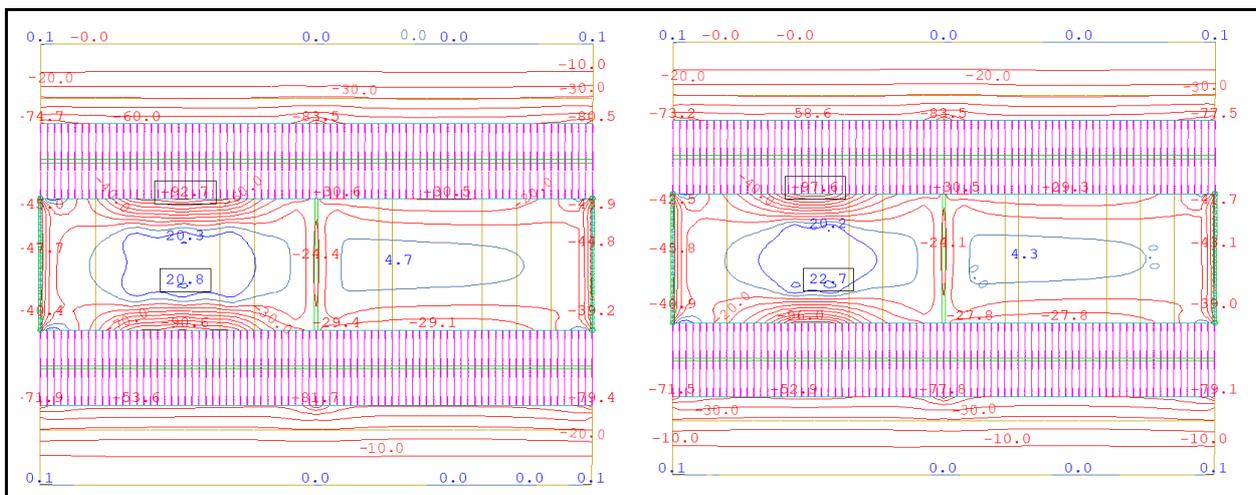


Bild A-16: Bemessungswert der Biegemomente der Fahrbahnplatte  $\min m_{y,Ed}$  in kNm/m (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 (f = 1,0)

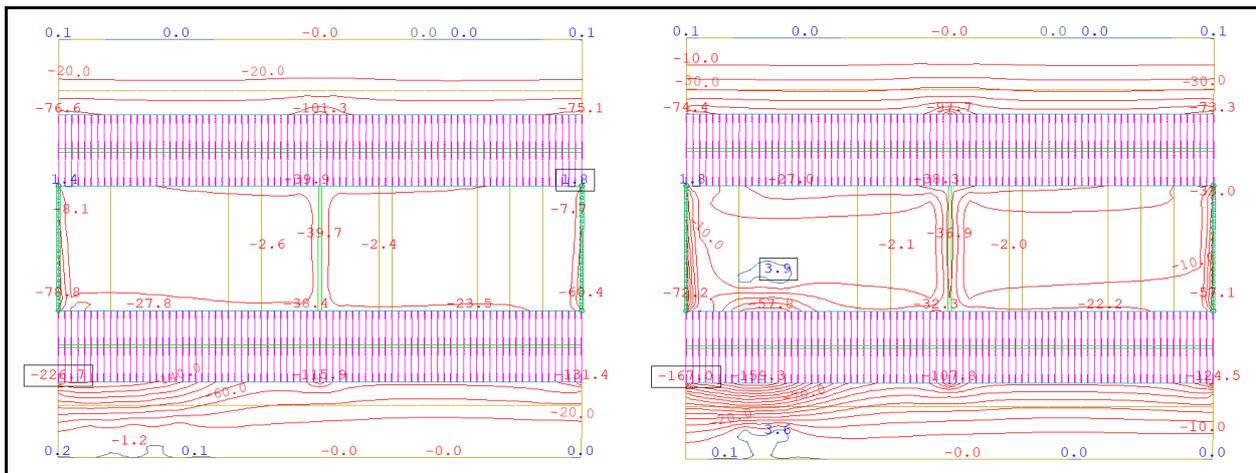


Bild A-17: Bemessungswert der Biegemomente des Kragarms  $\min m_{y,Ed}$  in  $\text{kNm/m}$  (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 ( $f = 1,0$ )

In Bild A-15 bis Bild A-17 sind die überlagerten linearen-elastischen Schnittgrößen für die verschiedenen Laststellungen dargestellt. Es wurden ausschließlich die Biegemomente  $m_{y,Ed}$  für die Querrichtung der Fahrbahnplatte als Höhenlinien in  $\text{kN/m}^2$  dargestellt.

Es ist bereits zu erkennen, dass das Endfeld der Fahrbahnplatte durch die Hauptträger und den End- als auch den Feldquerträger vierseitig gelagert ist.

Am Kragarm ist keine zusätzliche vertikale Stützung vorhanden.

**A.1.8 Nichtlineare Schnittgrößenberechnung**

**A.1.8.1 Berechnung ohne Ansatz einer Quervorspannung**

Für die jeweils drei dargestellten Laststellungen der SLW- bzw. TS-Lasten wurden ebenfalls nichtlineare Berechnungen durchgeführt.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Ansätze der einzelnen Elemente des Rechenmodells.

Elemente des Rechenmodells	Laststellung		
	max $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Krag}$
Quad-Elemente (Kragarme)	Linear-elastisch	Linear-elastisch	<b>nichtlinear</b>
Quad-Elemente (Fahrbahnplatte)	<b>nichtlinear</b>	<b>nichtlinear</b>	Linear-elastisch
Stäbe (Hauptträger)	Linear-elastisch	Linear-elastisch	Linear-elastisch
Stäbe (Querträger)	Linear-elastisch	Linear-elastisch	Linear-elastisch

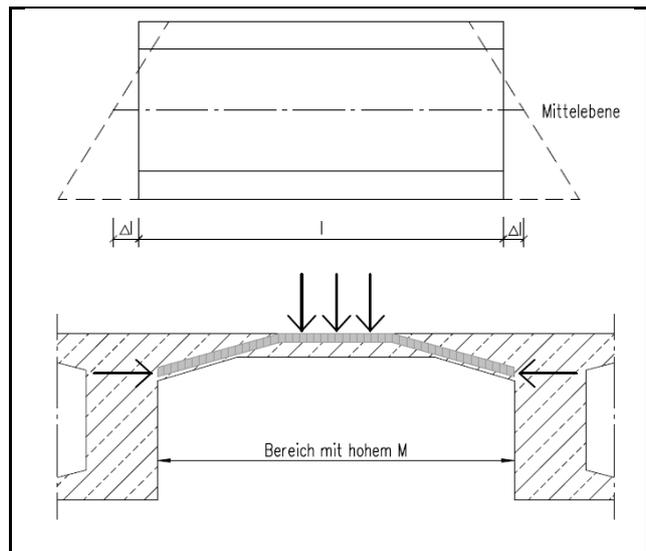


Bild A-18: Idealsierte Darstellung der Entstehung von Membrankraftkräften in der Fahrbahnplatte durch Druckbogenwirkung

Durch die gezielte Vorgabe des nichtlinearen Berechnungsansatzes nur für einzelne Elemente konnte die Rechenzeit reduziert werden.

Das Bild A-18 verdeutlicht wie Membrankräfte in einer Fahrbahnplatte zwischen steifen Hauptträgern entstehen können. Damit diese Membrankräfte nicht überschätzt werden, wurde die Steifigkeit der Hauptträger pauschal auf 60% abgemindert. Durch diese Abminderung wird zusätzlich ein Steifigkeitsabfall infolge einer möglichen Rissbildung berücksichtigt.

Für die nichtlinearen Berechnungen wurden die Lasten aus den ständigen Lasten mit einem Sicherheitsbeiwert von  $\gamma_G = 1,10$  direkt vorgegeben.

Die Lasten aus Verkehr wurden jedoch iterativ variiert, um die maximale Tragsicherheit  $\gamma_{Q,nonl,max}$  zu bestimmen.

Jeder Rechenlauf wurde vom Programm mit den in Kapitel A.1.3 angegebenen Arbeitslinien der Materialien durchgeführt. Die Berechnung erfolgte programmintern iterativ und endete, sobald ein Gleichgewicht gefunden wurde oder nach Ablauf der vorgegebenen Iterationsschritte, sofern kein Gleichgewicht gefunden wurde.

In der nachfolgenden tabellarischen Übersicht sind die maximalen Tragsicherheiten bezogen auf den Verkehr für die verschiedenen Laststellungen angegeben. Es ist zu erkennen, dass mit dem Verkehrslastmodell LM1 nach DIN-FB 101 immer – wenn auch teilweise nur knapp – eine ausreichende Resttragfähigkeit von  $\gamma_{Q,nonl} > 1,10$  ermittelt werden konnte. Für das Verkehrslastmodell BK60 konnte jedoch für die Laststellungen max  $M_{Platte}$

und min  $M_{Krag}$  keine ausreichende Resttragfähigkeit erreicht werden.

Verkehrslastmodell		Laststellung		
		max $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Krag}$
BK60 (DIN 1072)	LF-Nr.	3000	3100	3200
	$\gamma_{Q,nonl,max}$	1,45	1,05	0,90
LM1 (f=1,0) (DIN-FB 101)	LF-Nr.	4000	4100	4200
	$\gamma_{Q,nonl,max}$	1,13	1,30	1,15

Übersicht der Rechenergebnisse mit  $A_{p,r}/A_p = 0$

Die zugehörigen nichtlinearen Schnittgrößen  $m_{y,Ed}$  und  $n_{y,Ed}$  sind in Bild A-19 bis Bild A-24 grafisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Bereich der Fahrbahnplatte entsprechende Membrankräfte durch die großen Lasten der SLW- bzw. TS-Lasten aktiviert werden, durch die eine entsprechende Traglaststeigerung erst möglich wird.

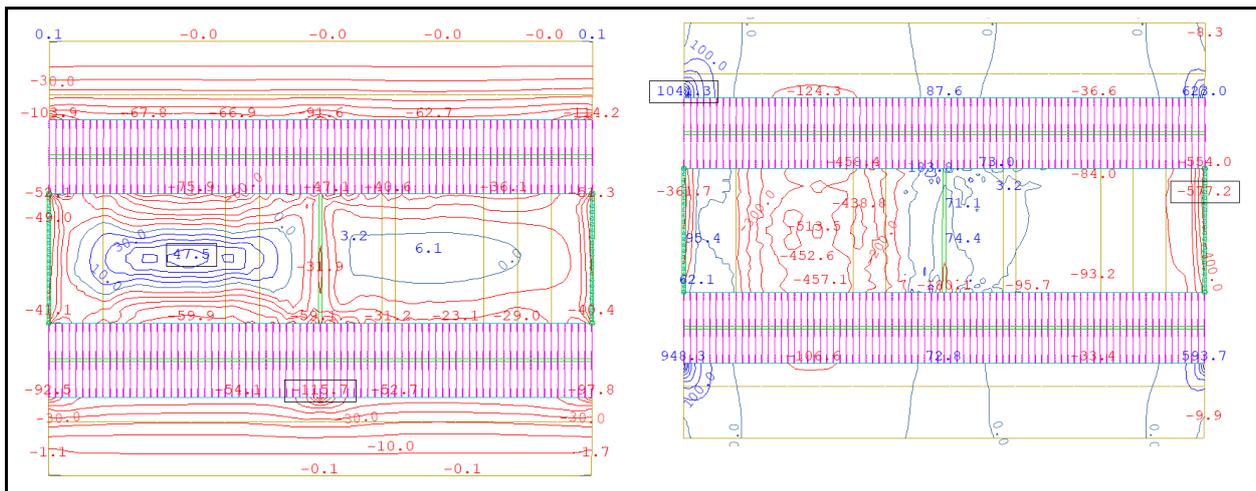


Bild A-19: nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,45$

links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

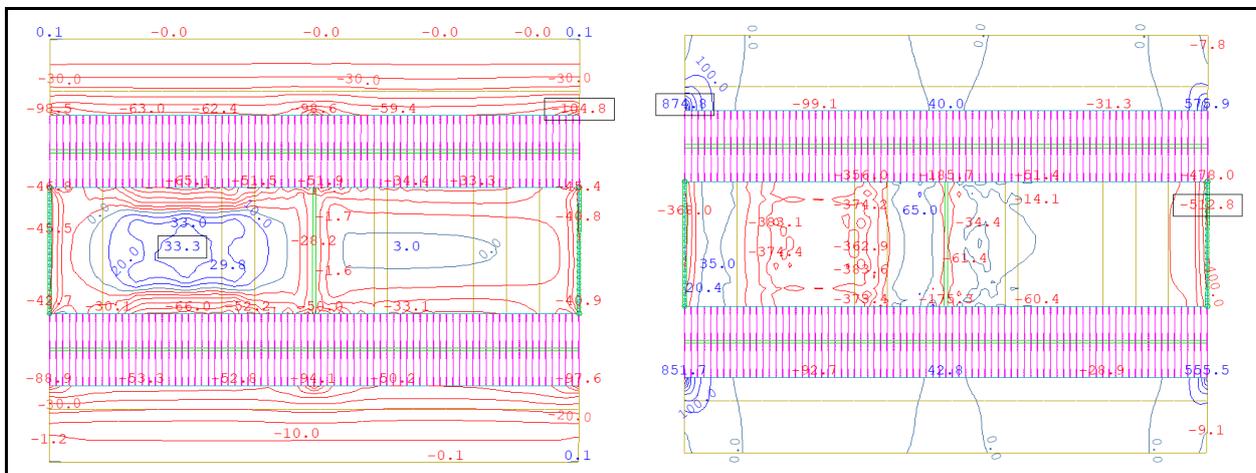


Bild A-20: nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,05$

links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

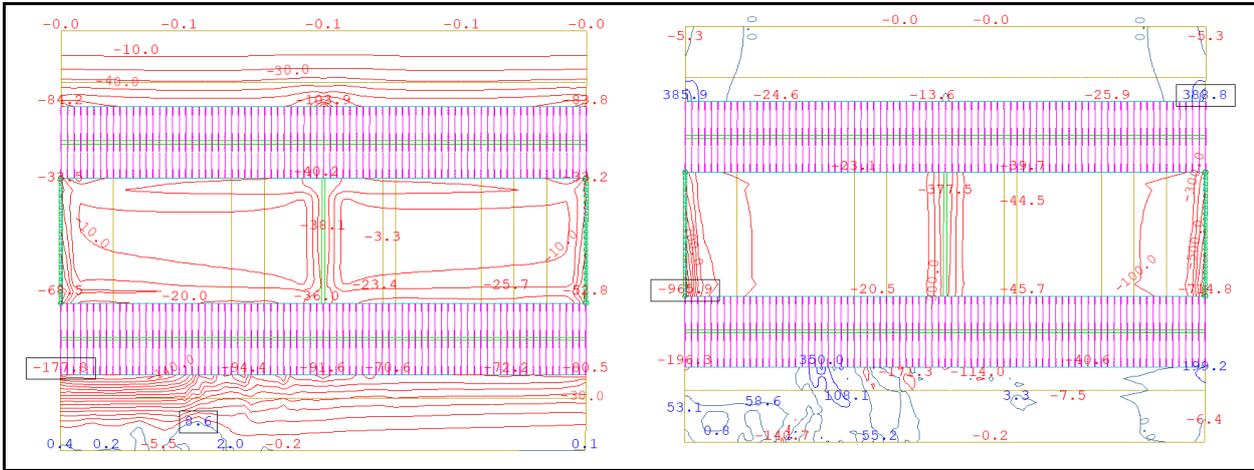


Bild A-21: nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 0,90$   
 links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

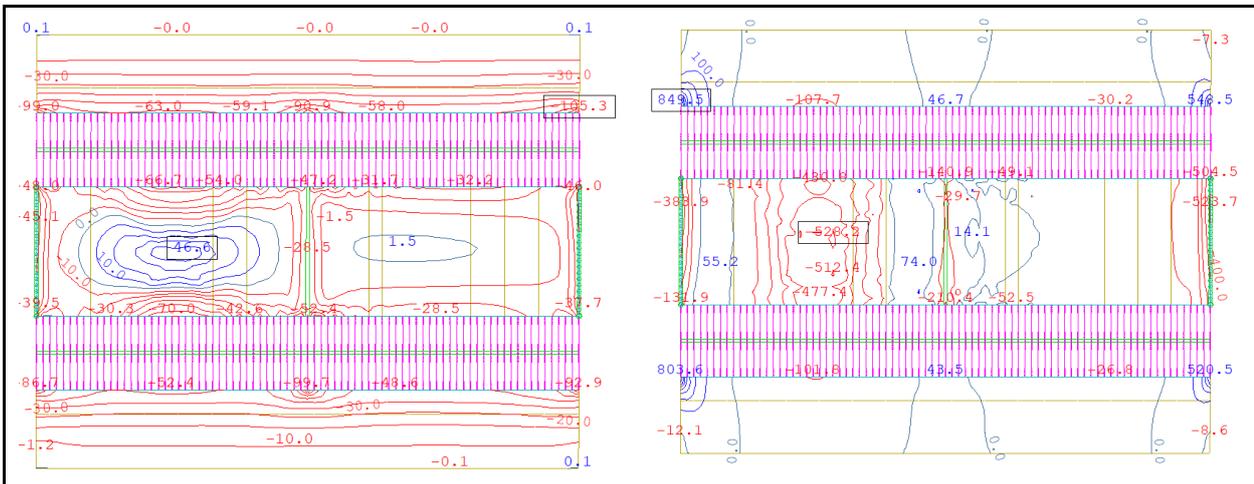


Bild A-22: nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma_Q = 1,13$   
 links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

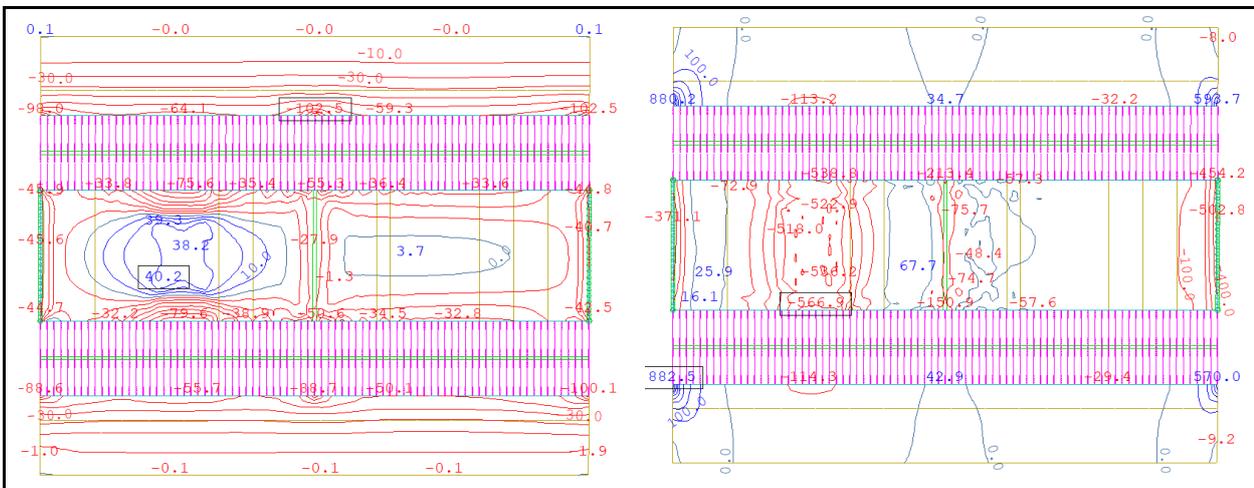


Bild A-23: nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma_Q = 1,30$   
 links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

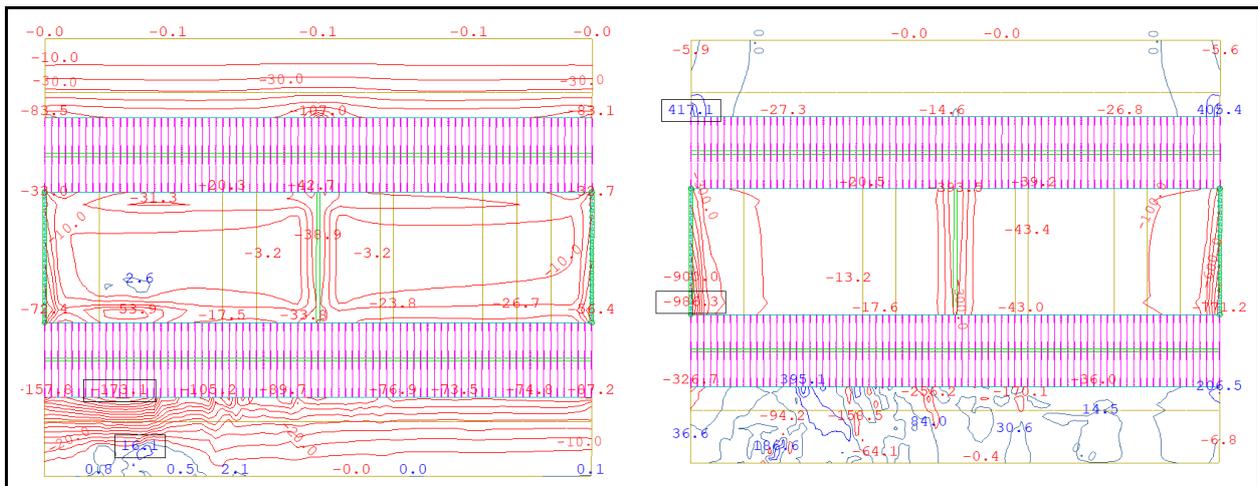


Bild A-24: nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma_Q = 1,15$   
 links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

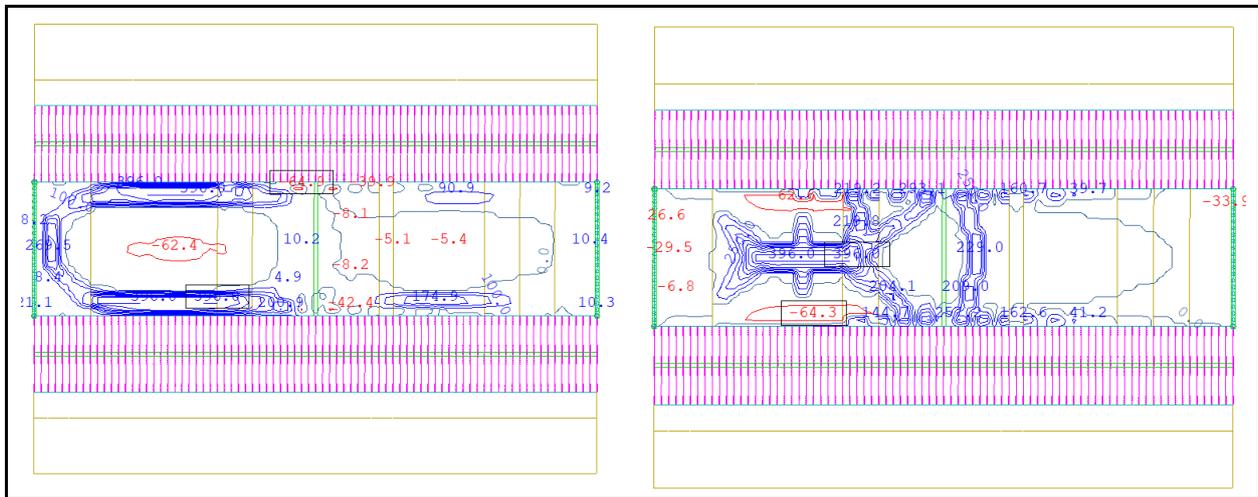


Bild A-25: nichtlineare Betonstahlspannungen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,45$   
 links: obere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>, rechts: untere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>

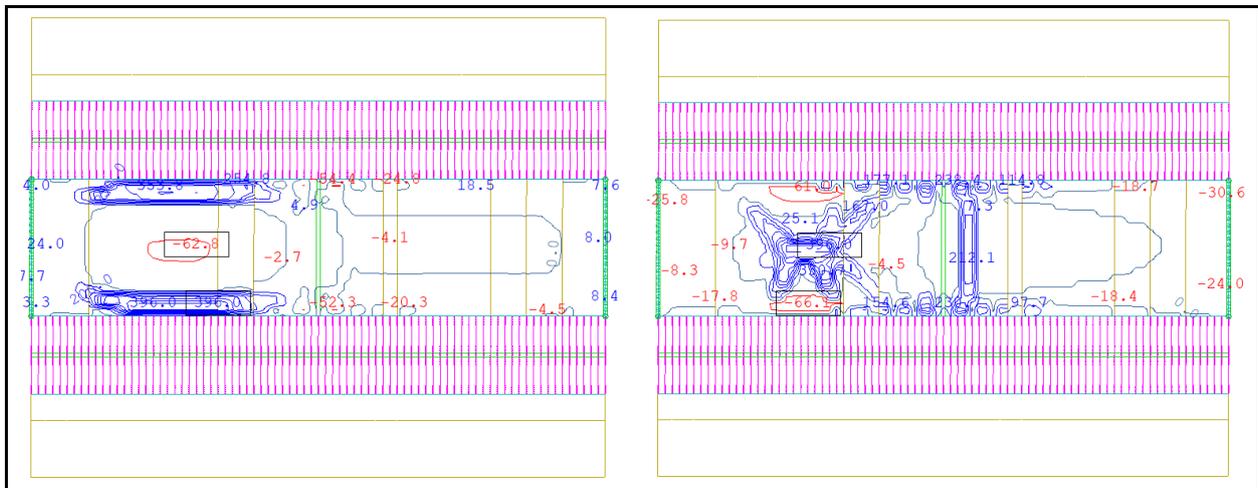


Bild A-26: nichtlineare Betonstahlspannungen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,13$   
 links: obere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>, rechts: untere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>

Auf den Bildern Bild A-25 und Bild A-26 sind beispielhaft die nichtlinearen Betonstahlspannungen der verschmierten Bewehrung für die BK 60 (DIN 1072) dargestellt.

Die maximale Betonstahlspannung wurde im Rechenmodell auf  $396 \text{ N/mm}^2$  begrenzt. Es ist zu erkennen, dass die Streckgrenze insbesondere im Bereich der Einspannungen und der großen Radlasten erreicht wurde. Durch die Umlagerungsmöglichkeit der Platte im Zuge der nichtlinearen Berechnung entstanden hierdurch entsprechende Fließgelenklinien.

#### A.1.8.2 Berechnung mit Ansatz einer Restspannstahlfläche von $0,1 \cdot A_{p,r}/A_p$

Da insbesondere bei den Lastfällen BK 60 (DIN 1072) keine ausreichende Resttragfähigkeit ohne Ansatz einer Quervorspannung nachgewiesen werden konnte, wurde im Folgenden der Nachweis mit einer pauschal angesetzten Restspannstahlfläche von  $a_{p,r}/a_p = 10 \%$  durchgeführt.

Die anzusetzende Spannstahlfläche ergab sich somit zu:

$$a_{p,r} = 0,1 \cdot \frac{4,8}{0,40} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die daraus resultierende Vorspannkraft unter Berücksichtigung von  $15 \%$  Spannkraftverlusten ergab sich zu:

$$p(a_{p,r}) = (1 - 0,15) \cdot 0,10 \cdot \frac{422,5}{0,4} = 89,8 \text{ kN/m}$$

Die Schnittgrößen im Rechenprogramm aus Vorspannung sind in Bild A-27 dargestellt.

Anschließend wurde eine nichtlineare Berechnung durchgeführt, um die maximal aufnehmbare Restsicherheit  $\gamma_{Q,nonl,max}$  zu ermitteln. Der Lastfall aus Vorspannung wurde hierbei mit dem Faktor  $1,0$  angesetzt.

Es wurden nur die beiden Laststellungen für BK60 untersucht, bei denen zuvor ohne Ansatz der Quervorspannung keine ausreichende Resttragfähigkeit festgestellt werden konnte.

#### Übersicht der Rechenergebnisse mit $A_{p,r}/A_p = 0,10$

Verkehrslastmodell		Laststellung		
		max $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Platte}$	min $M_{Ed,Krag}$
BK60 (DIN 1072)	LF-Nr.	-	3110	3210
	$\gamma_{Q,nonl,max}$	-	1,12	1,15

Aus der Tabelle geht hervor, dass bei Ansatz einer Restspannstahlfläche von  $A_{p,r}/A_p = 0,10$  eine ausreichende Resttragfähigkeit  $\gamma_Q \geq 1,10$  erzielt werden konnte.

Die einzelnen nichtlinearen Rechenergebnisse sind grafisch in Bild A-28 bis Bild A-31 abzulesen. Neben den Schnittgrößen sind hier auch die nichtlinearen Betonstahlspannungen aufgeführt.

#### A.1.9 Bewertung der Ergebnisse

Aus den nichtlinearen Berechnungen der Fahrbahnplatte in Querrichtung geht hervor, dass bei Berücksichtigung einer Restspannstahlfläche von  $A_{p,r}/A_p = 0,10$  eine ausreichende Resttragsicherheit bezogen auf den Verkehr von  $\gamma_Q \geq 1,10$  für die Lastmodelle der Brückenklasse 60 und dem LM1 des DIN-FB 101 nachgewiesen werden konnte.

Tendenziell konnten bei der Berechnung mit dem LM1 etwas günstigere Ergebnisse als mit dem Lastmodell der BK60 festgestellt werden. Dies liegt vermutlich zum einen an dem großen Einfluss des Schwingbeiwerts bei geringen Spannweiten und zum zweiten an konzentrierten Radlasten des SLW60 im Vergleich zu den TS-Systemen des LM1.

Somit konnte sogar für die Lasten des nicht durch den Faktor  $f$  ( $f = 1,0$ ) abgeminderten Lastmodells 1 ohne Ansatz einer Quervorspannung eine ausreichende Resttragfähigkeit nachgewiesen werden.

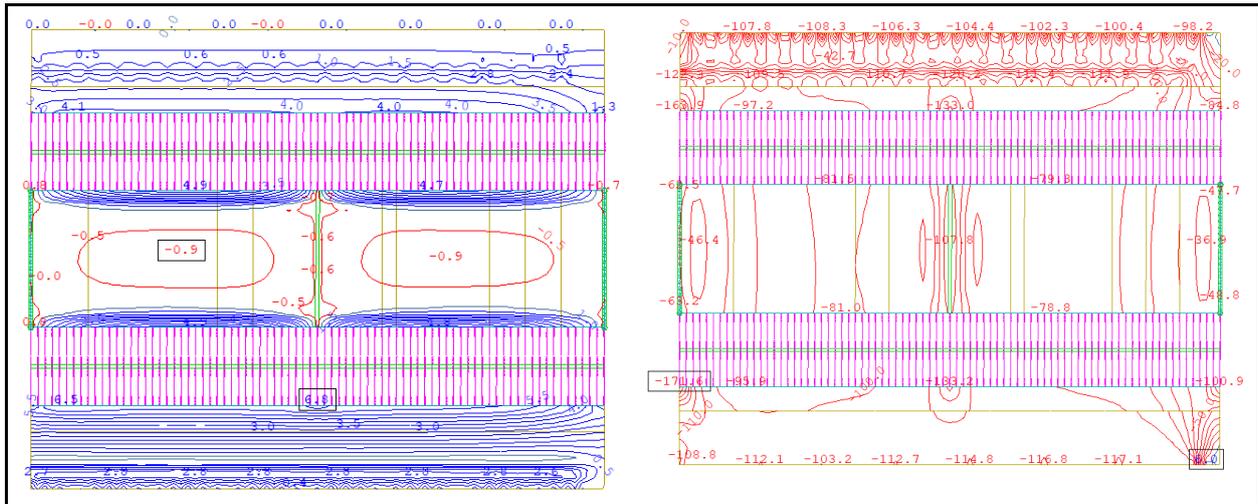


Bild A-27: Schnittgrößen aus der Quervorspannung mit  $A_{p,r}/A_p=0,10$   
links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in  $\text{kNm/m}$ , rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in  $\text{kN/m}$

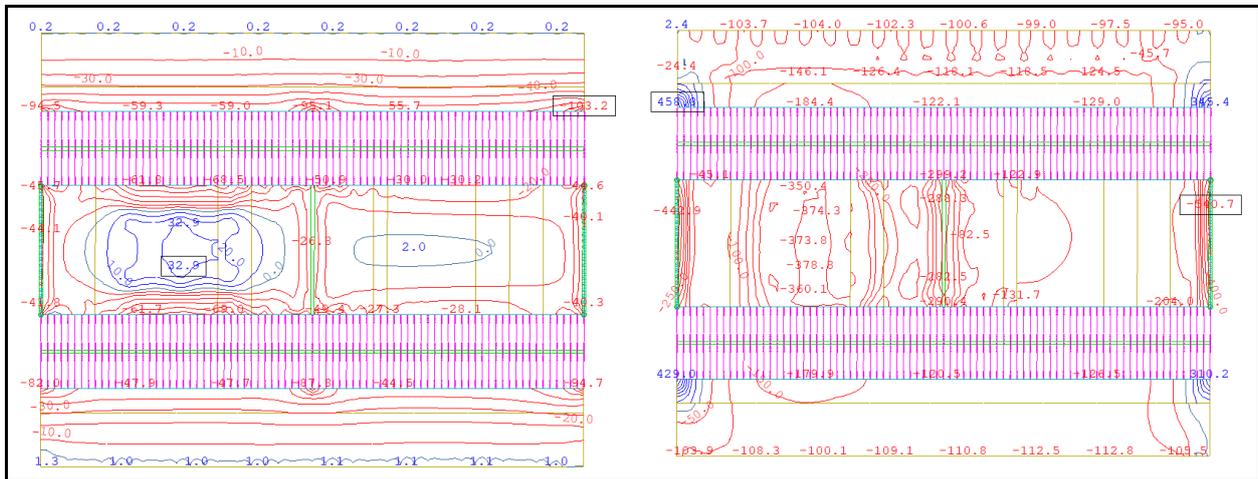


Bild A-28: nichtlineare Schnittgrößen für LF 3110 – mit  $\gamma_Q = 1,13$   
links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in  $\text{kNm/m}$ , rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in  $\text{kN/m}$

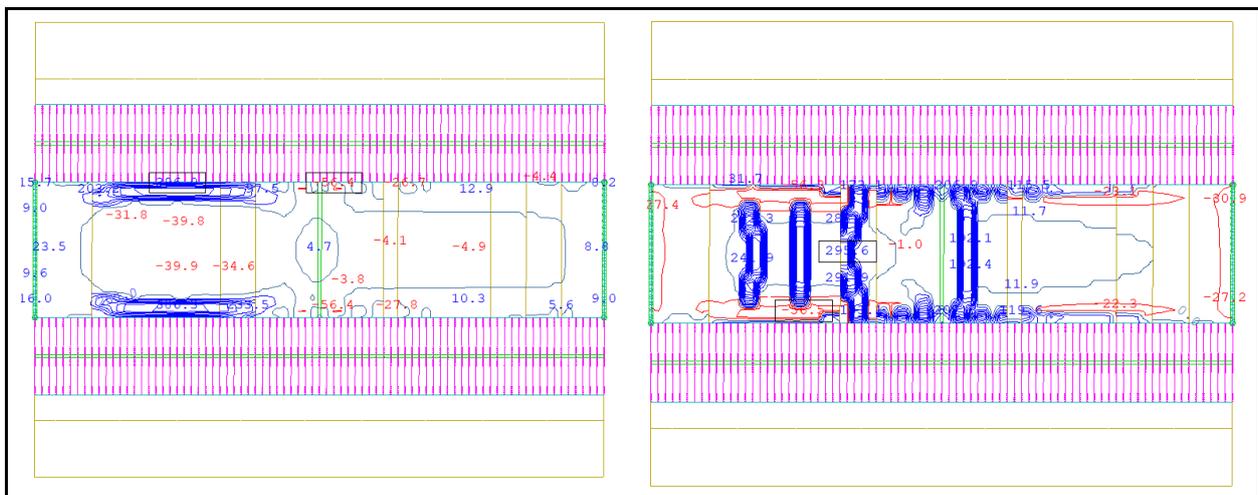


Bild A-29: nichtlineare Betonstahlspannungen für LF 3110 – mit  $\gamma_Q = 1,13$   
links: obere Bewehrungslage, in  $\text{N/mm}^2$ , rechts: untere Bewehrungslage, in  $\text{N/mm}^2$

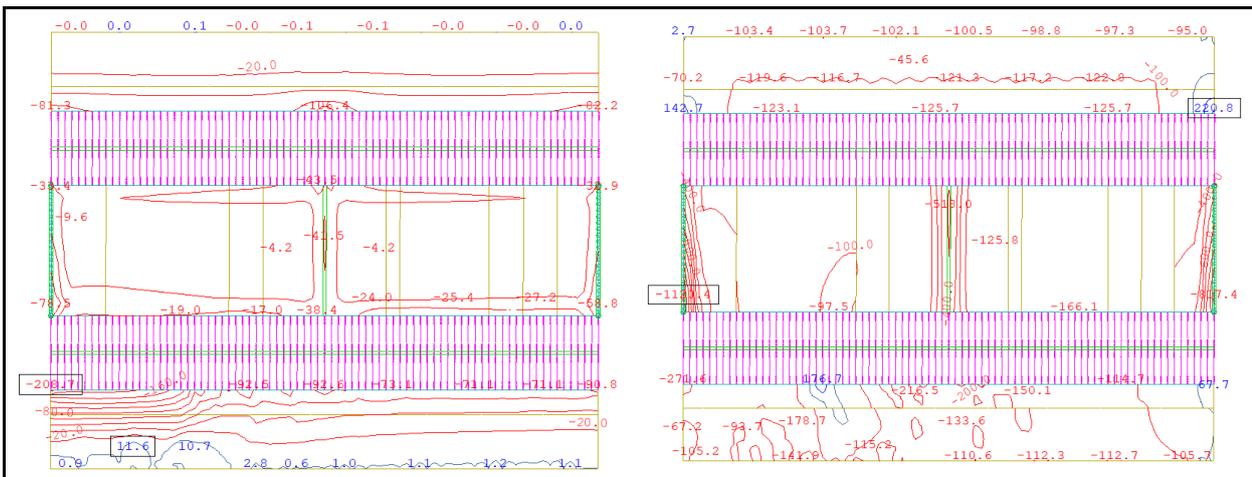


Bild A-30: nichtlineare Schnittgrößen für LF 3210 – mit  $\gamma_Q = 1,15$   
links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

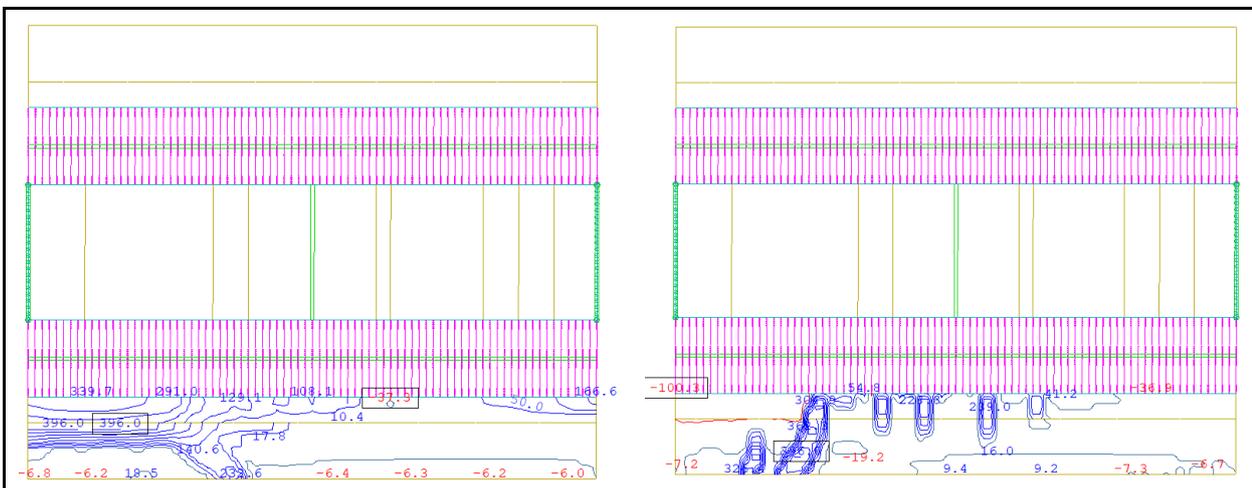


Bild A-31: nichtlineare Betonstahlspannungen für LF 3210 – mit  $\gamma_Q = 1,15$   
links: obere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>, rechts: untere Bewehrungslage, in N/mm<sup>2</sup>

Es sei abschließend darauf hingewiesen, dass die rechnerischen Untersuchungen des vorliegenden Beispiels nicht vollständig dargestellt sind. Das aufgeführte Beispiel soll vielmehr das prinzipielle Vorgehen aufzeigen und ist zur Begrenzung des Umfangs in entsprechend komprimierter Form angegeben.

So wurden lediglich einige bestimmte Laststellungen angesetzt und für jede Laststellung die maximale Traglast bestimmt. Dies bedeutet nicht zwangsläufig, dass es sich bei der angegebenen Laststellung um die für die gesamte Fahrbahnplatte maßgebende Laststellung handelt. Vielmehr sind verschiedene Laststellungen zu untersuchen, bis die insgesamt minimale Resttragfähigkeit ermittelt wurde.

Insbesondere bei abgestufter Bewehrungsführung, kann nicht im Vorhinein die maßgebende Laststel-

lung genau vorhergesagt werden. Bei der Berechnung einer Fahrbahnplatte mit dieser Nachweismethode müssen daher verschiedene Laststellungen untersucht werden. Aufwändigere Berechnungsabläufe können somit nicht ausgeschlossen werden.

## A.2 Beispiel 2: BW6362 – Leineflutmulde, Hannover

### A.2.1 Bauwerksbeschreibung

Das Bauwerk steht im Süden Hannovers und überführt die Bundesstraße 3 über die Leineflutmulde und wurde im Jahr 1955 errichtet. Es handelt sich um eine vorgespannte 5-feldrige Plattenbalkenbrücke aus Spannbeton mit einer Gesamtlänge von 190,00 m (35,00 m / 3 x 40,00 m / 35,00 m).

Der Überbau besteht aus insgesamt vier Plattenbalken aus Spannbeton, die durch eine Fahrbahnplatte miteinander verbunden sind (Bild A-33). Neben den Endquerträgern sind in jedem Feld zusätzlich drei Feldquerträger angeordnet, so dass die Fahrbahnplatte in gleichmäßige vierseitig gelagerte Teilbereiche unterteilt werden kann.

Jeder Hauptträger ist durch ein konzentriertes Baur-Leonhardt Spannglied aus St 160/180 vorgespannt, welches als nicht besonders gefährdet hinsichtlich Spannungsrissskorrosion gilt. Eine Untersuchung des Ankündungsverhaltens in Längsrichtung ist somit nicht erforderlich.

Die Spannweiten der Fahrbahnplatte zwischen den Plattenbalkenstegen betragen 3,40 m / 3,90 m / 3,40 m. Die Kragarme haben seitlich eine Länge von 1,55 m und werden planmäßig nicht befahren.

Die Stärke der Fahrbahnplatte variiert zwischen 21 und 23,5 cm. An den Anschnitten zu den Hauptträgerstegen ist die Platte um 10 cm angevoutet.



Bild A-32: Ansicht des Bauwerks (Foto: TU Dortmund)

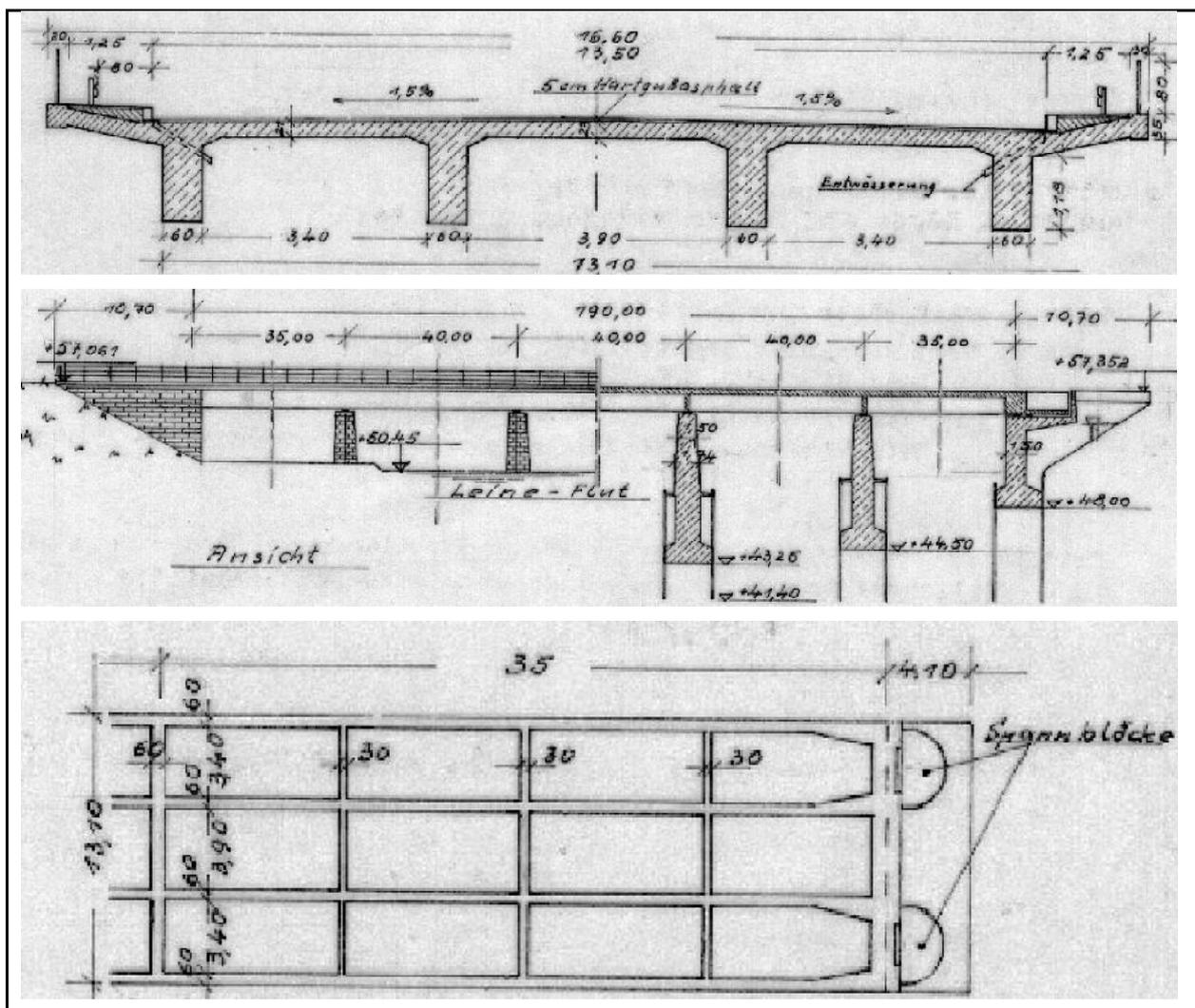


Bild A-33: Auszüge aus den Bestandsplänen

Die Fahrbahnplatte des Überbaus ist mit Spanngliedern des Spannsystems Leoba aus vergütetem Sigma oval Stahl (St 145/160) vorgespannt. Dieser Spannstahl gilt als besonders gefährdet hinsichtlich Spannungsrisskorrosion.

### A.2.2 Nachweiskonzept für die Querrichtung

Der Nachweis des ausreichenden Ankündigungsverhaltens der Fahrbahnplatte auf Querschnittsebene ist nicht sinnvoll, da eine Rissbildung an der Fahrbahnplattenoberseite aufgrund der Abdichtung und der Kappen nicht detektierbar ist.

Im Folgenden werden die ausreichende Resttragfähigkeit der Fahrbahnplatte für BK 60 und LM 1 mittels *Fließgelenklinienmethode (Bruchlinientheorie)* untersucht.

Bei der Berechnung mittels Fließgelenklinienmethode wird die maximale Resttragfähigkeit bestimmt. Eine ausreichende Resttragfähigkeit ist bei einem Sicherheitsfaktor für die Verkehrslasten von  $\gamma_Q \geq 1,10$  gewährleistet. Die Berechnung erfolgt für zwei Varianten

1. Ermittlung ohne Ansatz einer Spannstahlbewehrung
2. Ermittlung mit der erforderlichen Restspannstahlfläche zum Erreichen der ausreichenden Resttragfähigkeit  $\gamma_Q = 1,10$

Die Fließgelenklinienmethode ist eine Anwendung der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie. Durch Gleichsetzen der Arbeit der äußeren Kräfte mit der Dissipationsarbeit für einen kinematisch zulässigen Bruchmechanismus wird ein oberer Grenzwert für die Traglast bestimmt. Daher müssen in der Regel verschiedene Bruchmechanismen untersucht werden.

Außerhalb der Fließgelenklinien sind die Verformungen des Stahls und des Betons noch elastisch und relativ klein. Sie werden deshalb in der Fließgelenklinientheorie vernachlässigt. Es werden daher für die Ermittlung der Dissipationsarbeit nur die in den Fließgelenklinien auftretenden Verdrehungen und Momente in Rechnung gestellt.

Die Fließgelenklinien bilden sich in den Bereichen der maximalen positiven und negativen Momente. Die Fließgelenklinien unterteilen die Platte in ebene Segmente (Bild A-34). Obwohl die Durchbiegungen entlang der Fließgelenklinien groß sind, verdrehen sich die Plattensegmente wie starre Körper.

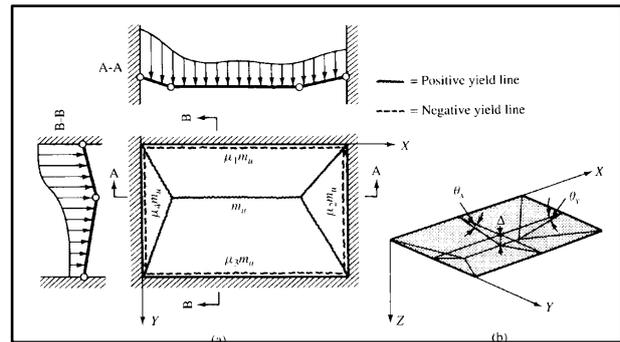


Bild A-34: Versagensmechanismus einer rechteckigen Platte

Die bei der Bruchlinientheorie verwendeten Bruchfiguren werden abschließend qualitativ durch eine nichtlineare Berechnung mit einem Berechnungsprogramm (SOFiSTiK 2016) bestätigt. Die Vorgehensweise hierfür wird jedoch nicht detailliert beschrieben, da dies bereits in Kap. A.1 für das Beispiel 1 ausführlich erfolgte.

### A.2.3 Berechnungsgrundlagen

Die Plastifizierung erfolgt durch das Fließen der Bewehrung, ein Betonversagen muss ausgeschlossen werden. Wenn die Systemtraglast nach der Fließgelenklinientheorie ermittelt wird, muss eine ausreichende plastische Rotationsfähigkeit in den Fließgelenklinien möglich sein.

Hierfür muss eine ausreichende Duktilität der Bewehrung gewährleistet werden. Des Weiteren werden im Eurocode 2 Begrenzungen der bezogenen Druckzonenhöhe für zweiachsig gespannte Platten gefordert.

Da Stahlbetonplatten üblicherweise eher schwach bewehrt und mithin sehr duktil sind, bestehen bezüglich einer ausreichenden Rotationsfähigkeit in den Fließgelenklinien gewöhnlich keine Probleme.

### A.2.4 Quervorspannung

Die Fahrbahnplatte des Überbaus ist in Querrichtung vorgespannt. Hierbei handelt es sich um Leoba-Spannglieder aus dem Jahre 1954. Der Abstand der Querspannglieder beträgt planmäßig 37 cm. Die Spannglieder wurden abwechselnd von links und rechts vorgespannt, wobei die Verankerung ca. 40 cm hinter dem letzten Hauptträger angeordnet wurde.

- Spannstahl:  $St\ 145/160$ , Sigma
- Querschnittsfläche:  $A_p = 1,3\ cm^2$
- Vorspannkraft:  $P_0 = 117\ KN$

### A.2.5 Wahl der Bruchlinien

Wie bereits in Kap. 0 beschrieben, müssen in der Regel verschiedene Bruchmechanismen untersucht werden, um den minimalen oberen Grenzwert der Resttragfähigkeit zu bestimmen.

Im Folgenden wurden für ein Randfeld und ein Innenfeld der Fahrbahnplatte jeweils eine Bruchfigur mit zugehöriger Laststellung gewählt und hinsichtlich der Resttragfähigkeit untersucht.

Die Geometrie der gewählten Bruchfiguren wurde abschließend noch auf Plausibilität geprüft. Hierzu wurde eine nichtlineare Berechnung der Fahrbahnplatte in Analogie zum ersten Beispiel durchgeführt.

### A.2.6 Belastung

#### Eigengewicht

Das Eigengewicht aus der Fahrbahnplatte wurde mit einer Betonwichte von  $25 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.

#### Randfeld

Die Plattenstärke im Randfeld beträgt 21 cm.

$$g_{k,1} = 0,21 \cdot 25 = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

#### Innenfeld

Die Plattenstärke des Innenfeldes variiert zwischen 21 und 23,5 cm. Die Beanspruchung wurde hier vereinfacht über die ganze Breite gemittelt.

$$g_{k,1} = \frac{0,21 + 0,235}{2} \cdot 25 = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

#### Ausbaulast

Im Bereich der nachzuweisenden Fahrbahnplattenbereiche musste lediglich der Fahrbahnbelag als zusätzliche ständige Last angesetzt werden.

Belag (5 cm):  $g_{k,2} = 0,05 \cdot 25 + 0,5 = 1,75 \text{ kN/m}^2$

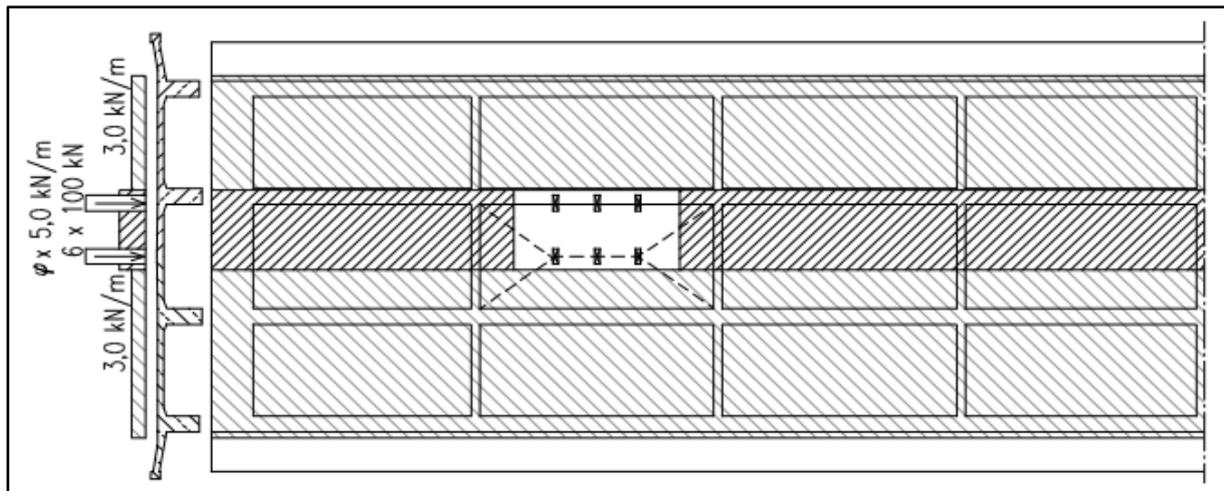


Bild A-35: Gewählte Bruchfigur für den Nachweis der Resttragfähigkeit für die BK 60 im Innenfeld

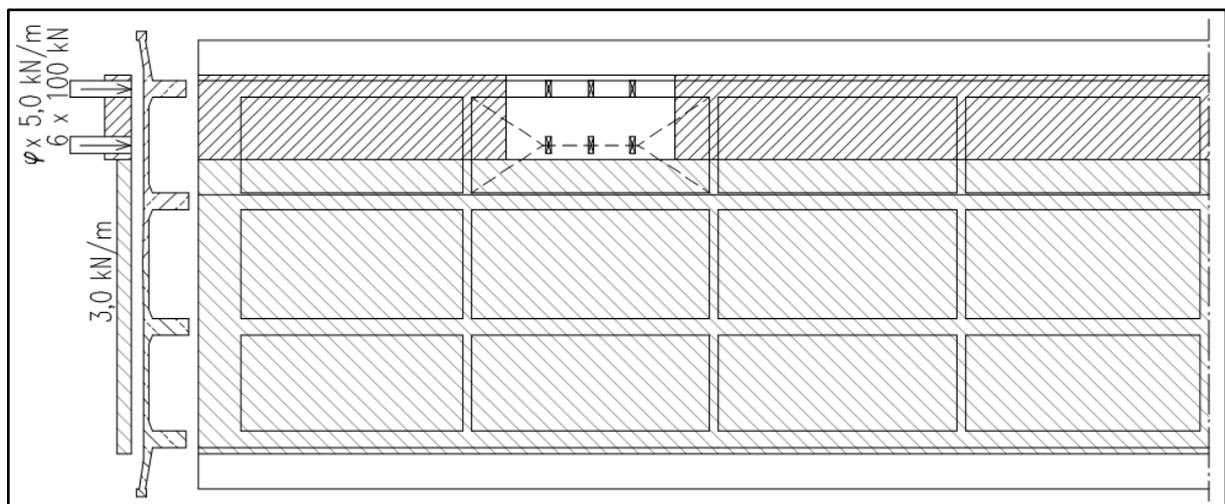


Bild A-36: Gewählte Bruchfigur für den Nachweis der Resttragfähigkeit für die BK60 im Randfeld

### Verkehrslasten

Im Folgenden wurden zwei verschiedene Verkehrslastmodelle untersucht. Dies war zum einen das Verkehrslastmodell der Brückenklasse 60 nach DIN 1072 und das Verkehrslastmodell LM1 nach DIN-FB 101.

Hierbei wurde keine Abminderung des Verkehrslastmodells LM1 mit dem Faktor  $f$  durchgeführt ( $f = 1,0$ ).

#### Brückenklasse 60 – DIN 1072

Gemäß DIN 1072 ergab sich der Schwingbeiwert in der Querrichtung für die Lasten der Hauptspur bei einer kleinsten Spannweite zwischen den Hauptträgern von 3,40 m zu:

$$\varphi = 1,4 - 3,40 \cdot 0,008 \approx 1,37$$

Dieser Schwingbeiwert wurde sowohl für die Flächenlast der Hauptspur, als auch bei den Radlasten angesetzt.

Die Lasten ergaben sich zu:

$$\text{Grundlast: } p_{\text{Grund}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Überlast (Hauptspur): } p_{\text{Über}} = 6,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Radlast SLW: } P_{\text{Rad}} = 137 \text{ kN}$$

Als maßgebende Laststellung wurde eine Radreihe des SLW-Lastmodells auf die innenliegende Bruchlinie angesetzt.

#### Lastmodell 1 – DIN-FB 101

Die Rechenlasten aus dem LM1 ergeben sich zu:

$$\text{Grundlast: } p_{\text{UDL,Grund}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Überlast (Hauptspur): } p_{\text{HS,Über}} = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Radlast TS (HS): } P_{\text{TS,HS}} = 120 \text{ kN}$$

$$\text{Radlast TS (NS): } P_{\text{TS,NS}} = 60 \text{ kN}$$

Als maßgebende Laststellung wurden die jeweils innenliegenden Radreihen der beiden TS-Lastmodelle möglichst nahe an die innenliegende Bruchlinie gesetzt.

### Temperatur

Der Einfluss aus Temperatur wurde vernachlässigt.

### A.2.7 Ermittlung der Resttragfähigkeit

Für die Ermittlung der Systemlast wurde der Arbeitssatz der Mechanik herangezogen.

Durch Gleichsetzen der Arbeit der äußeren Kräfte  $W_a$  mit der inneren Arbeit (Dissipationsarbeit)  $W_i$

für einen kinematisch zulässigen Bruchmechanismus, erhält man einen oberen Grenzwert für die Traglast.

#### Ermittlung der äußeren virtuellen Arbeit

Die äußere virtuelle Arbeit wurde einzeln für jeden starren Plattenteil der Bruchfigur ermittelt.

Für Plattenteile mit einer Flächenlast  $q(x,y)$  gilt:

$$\bar{W}_{a,i} = \iint q(x,y) \cdot \bar{w}(x,y) \cdot dx \cdot dy$$

wobei:  $\bar{w}(x,y)$  virtuelle Verschiebungen an der Stelle  $x, y$  der Platte

#### Ermittlung der inneren virtuellen Arbeit

Zur Bestimmung der inneren virtuellen Arbeit mussten zunächst die aufnehmbaren plastischen Momente der Fahrbahnplatte ermittelt werden. Dieses wurde vereinfachend abgeschätzt:

$$m_{pl} \approx a_s \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d_s$$

Die vorhandene Betonstahlbewehrung konnte aus den Bewehrungsplänen abgelesen werden. Bei der Bewehrung handelt es sich um einen Bst IIa, mit  $f_y = 396 \text{ N/mm}^2$ .

Zusätzlich wurde das zusätzliche plastische Moment in der Fahrbahnplatte unter Berücksichtigung der Querspannglieder angegeben.

$$m_{pl} \approx a_p \cdot f_p \cdot 0,9 \cdot d_p$$

#### Resttragfähigkeit des Mittelfeldbereichs

Eine ausreichende Resttragfähigkeit konnte nachgewiesen werden, wenn die Gleichgewichtsbedingung  $W_i \geq W_a$  erfüllt war. Hierfür wurden die Teilsicherheitsfaktoren für die ständigen Lasten und für den Verkehr mit  $\gamma = 1,10$  angesetzt. Bei der Berechnung wurden die Vouten der Fahrbahnplatte zur Vereinfachung vernachlässigt.

Wenn die Resttragfähigkeit bezogen auf den Verkehr von  $\gamma_Q$  nicht erreicht werden konnte, wurde die maximal mögliche Resttragfähigkeit angegeben.

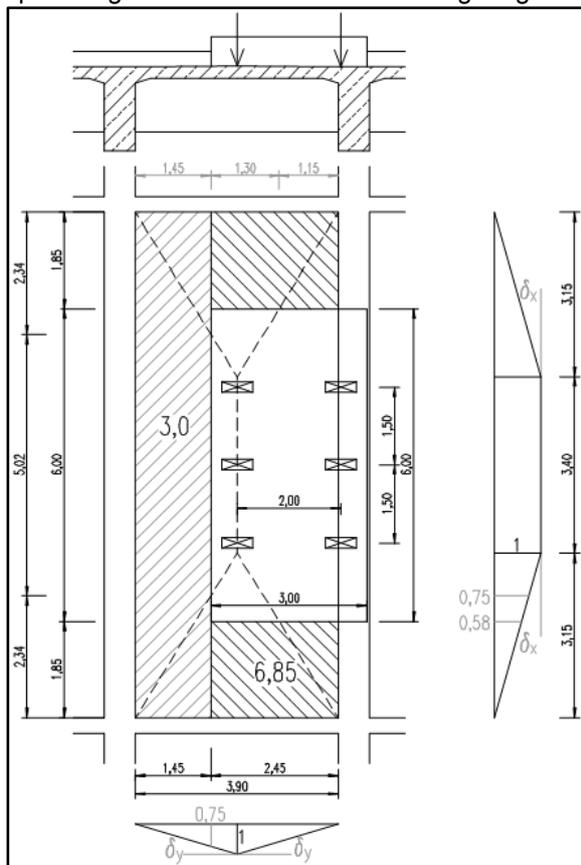
Bewehrungslage	Bewehrung	$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$m_{pl,s}$ [kNm/m]
Obere Lage in Längsrichtung	3Ø8/m	1,51	10,2
Untere Lage in Längsrichtung	3Ø8/m	1,51	10,2
Obere Lage in Querrichtung	4Ø8/m	2,01	15,1

Untere Lage in Querrichtung	3Ø8/m + 3Ø10/m	3,87	26,2
Spannglieder im Feld	-	3,44	70,3
Spannglieder am Anschnitt	-	3,44	57,2

In diesen Fällen wurde im zweiten Schritt die Spannstahlfläche ermittelt, die erforderlich ist, um die ausreichende Resttragfähigkeit von  $\gamma_Q = 1,10$  zu erreichen.

Lastmodell	Ohne Quervorspannung			erf $a_{p,r}/a_p$
	$W_a$	$W_i(A_s)$	max $\gamma_Q$	
BK60	602,7	461,5	<b>0,78</b>	<b>0,11</b>
LM1	474,4	461,5	<b>0,96</b>	<b>0,01</b>

Sowohl für die Verkehrslasten aus Brückenklasse 60 als auch für das LM1 konnte ohne Quervorspannung keine ausreichende Resttragfähigkeit er-



reicht werden. Somit musste für beide Lastmodelle ein Anteil aus der Quervorspannung angesetzt werden.

Eine Restspannstahlfläche von lediglich  $a_{p,r}/a_p = 1\%$  reicht aus, damit für das LM1 der Nachweis der ausreichenden Resttragfähigkeit erfüllt ist. Für die Brückenklasse 60 sind es 11 %.

In beiden Fällen sind die erforderlichen Ausfallraten der Quervorspannung sehr groß, so dass ein solcher Ausfall als sehr unwahrscheinlich gilt. In der modifizierten Handlungsanweisung SpRK wird im Allgemeinen für die Querrichtung eine Ausfallrate von bis zu 20 % als unbedenklich angesehen.

#### Resttragfähigkeit des Randfelds

Da die Fahrbahnplatte im Rand- und Mittelfeld gleich hoch bewehrt sind, die Spannweite jedoch mit 3,40 m um 50 cm geringer ist, konnte auf weitere Nachweise verzichtet werden.

#### Brückenklasse 60 (DIN 1072)

##### Äußere Arbeit aus ständiger Belastung

$$W_{a,g} = 2 \cdot \left[ g \cdot 3,40 \cdot 1,95 \cdot \frac{1}{2} \right] + 8 \cdot \left[ g \cdot \frac{3,15 \cdot 1,95}{2} \cdot \frac{1}{3} \right] = 14,82 \cdot g$$

##### Äußere Arbeit aus UDL-Verkehrslasten

$$W_{a,q} = 3,0 \cdot 5,02 \cdot 1,45 \cdot \frac{0,75}{2} + 4 \cdot \left[ 3,0 \cdot \frac{2,34 \cdot 1,45}{2} \cdot \frac{0,75}{3} \right] + 2 \cdot \left[ 6,85 \cdot 1,85 \cdot 1,30 \cdot \frac{0,58}{2} \right] + 4 \cdot \left[ 6,85 \cdot \frac{1,85 \cdot 1,15}{2} \cdot \frac{0,58}{3} \right] = 28,5$$

##### Äußere Arbeit aus SLW-Verkehrslasten

$$W_{a,q} = 3 \cdot [137 \cdot 1] = 411$$

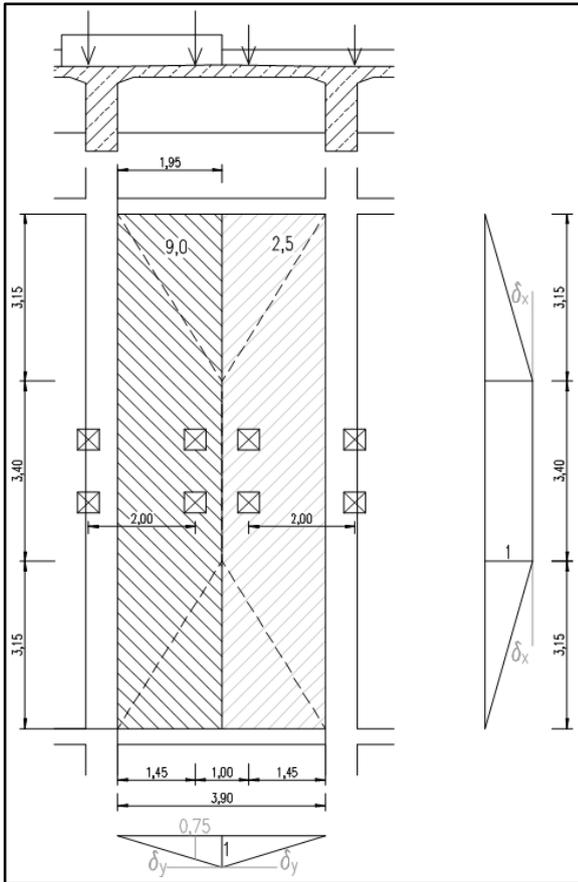
##### Summe der äußeren Arbeit

$$\sum W_a = 1,1 \cdot 14,82 \cdot (5,56 + 1,75) + 1,1 \cdot (28,5 + 411) = 119,2 + 483,5 = 602,7$$

#### Lastmodell 1 (DIN-FB 101)

##### Äußere Arbeit aus ständiger Belastung

$$W_{a,g} = 14,82 \cdot g$$



#### Äußere Arbeit aus UDL-Verkehrslasten

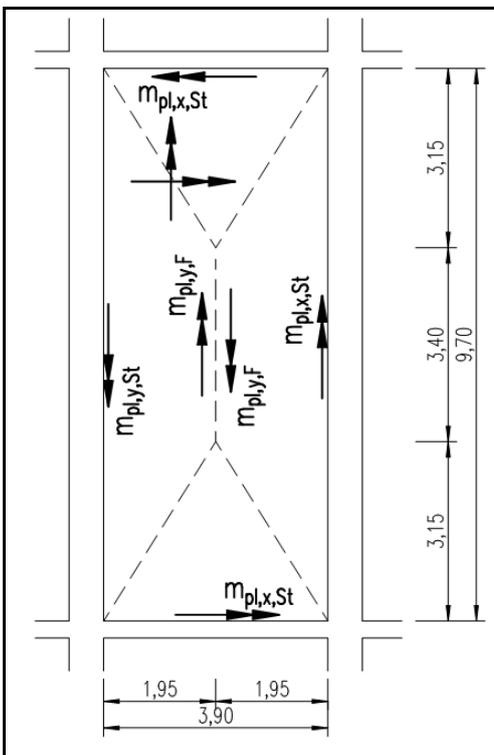
$$\begin{aligned}
 W_{a,q} &= 9,0 \cdot 3,40 \cdot 1,95 \cdot \frac{\bar{1}}{2} \\
 &+ 4 \cdot \left[ 9,0 \cdot \frac{3,15 \cdot 1,95}{2} \cdot \frac{\bar{1}}{3} \right] \\
 &+ 2,5 \cdot 3,40 \cdot 1,95 \cdot \frac{\bar{1}}{2} \\
 &+ 4 \cdot \left[ 2,5 \cdot \frac{3,15 \cdot 1,95}{2} \cdot \frac{\bar{1}}{3} \right] = 85,2
 \end{aligned}$$

#### Äußere Arbeit aus TS-Verkehrslasten

$$W_{a,q} = 2 \cdot [120 \cdot 0,75] + 2 \cdot [60 \cdot 0,75] = 270$$

#### Summe der äußeren Arbeit

$$\begin{aligned}
 \sum W_a &= 119,2 + 1,1 \cdot (85,2 + 270) = 119,2 + 355,2 \\
 &= 474,4
 \end{aligned}$$



#### Innere Arbeit ohne Berücksichtigung der Quervorspannung

$$\delta_x = \frac{\bar{1}}{3,15} = 0,317$$

$$\delta_y = \frac{\bar{1}}{1,95} = 0,513$$

$$\begin{aligned}
 W_i &= 2 \cdot [9,70 \cdot 15,1 \cdot 0,513] + 2 \cdot [3,40 \cdot 26,2 \cdot 0,513] \\
 &+ 4 \cdot [3,15 \cdot 26,2 \cdot 0,513] + 4 \cdot [1,95 \cdot 10,2 \cdot 0,317] \\
 &+ 2 \cdot [3,90 \cdot 10,2 \cdot 0,317] \\
 &= 150,3 + 91,4 + 169,4 + 25,2 + 25,2 \\
 &= 461,5
 \end{aligned}$$

#### Innere Arbeit mit Anteil aus Quervorspannung

$$\begin{aligned}
 W_{i,p} &= x \cdot (2 \cdot [9,70 \cdot 57,2 \cdot 0,513] + 2 \cdot [3,40 \cdot 70,3 \cdot 0,513] \\
 &+ 4 \cdot [3,15 \cdot 70,3 \cdot 0,513]) \\
 &= x \cdot 1268,9
 \end{aligned}$$

### A.2.8 Nachweis der ausreichenden Rotationsfähigkeit

Der damals eingebaute Betonstahl BSt II hat nach DIN 1045 (1943-03) eine Mindestbruchdehnung von 14 % bis 20 %. Damit ist von einer ausreichenden Verformungsfähigkeit des Betonstahls auszugehen. Zusätzlich ist ein Grenzverhältnis  $x_d / d$  von 0,15 einzuhalten.

Um dieses Grenzverhältnis zu überprüfen, wurde zunächst da maximal aufnehmbare Feldmoment bei Ansatz von 11 % Quervorspannung bestimmt:

$$m_{Ed} \cong 26,2 + 0,11 \cdot 70,3 = 33,9 \text{ kNm/m}$$

Dies ist das maximale Feldmoment, welches die Fahrbahnplatte aufnehmen kann. Die entsprechende bezogene Druckzonenhöhe ermittelt sich dann zu:

$$\mu_{Eds} = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = 0,05$$

$$\Rightarrow \frac{x_d}{d} = 0,08 < 0,15$$

Somit ist auch die ausreichende Rotationsfähigkeit nachgewiesen.

### A.2.9 Plausibilitätsberechnung mit FEM

Abschließend wurde zusätzlich eine nichtlineare Berechnung der Fahrbahnplatte durchgeführt, um die gewählte Bruchfigur für die Fließgelenktheorie auf Plausibilität zu prüfen.

Auf eine detaillierte Beschreibung des Vorgehens wird an dieser Stelle verzichtet. Die Modellierung und die Berechnung erfolgten analog zum Beispiel 1 (BW 179).

Im Zuge der nichtlinearen Berechnung wurde das Mittelfeld untersucht. Als Verkehrslast wurde das ungünstigere Lastmodell der Brückenklasse 60 gemäß in Bild A-35 angesetzt.

Das Ergebnis der Berechnung ist in Bild A-37 und Bild A-38: dargestellt. Hier sind die maximalen nichtlinearen Betonstahlspannungen aus der Berechnung grafisch aufgeführt. Daraus lässt sich die Bruchfigur des Plattenabschnittes ableiten.

Der Vergleich mit der gewählten Bruchfigur zeigt eine gute qualitative Übereinstimmung.

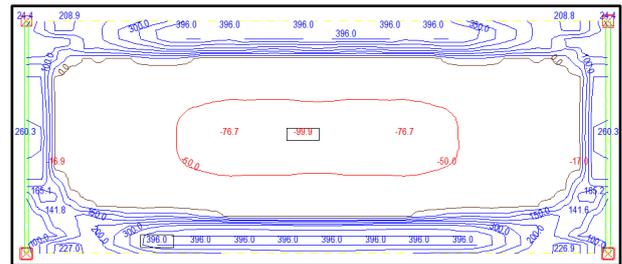


Bild A-37: Maximale nichtlineare Betonstahlspannungen der oberen Bewehrungslage, Brückenklasse 60

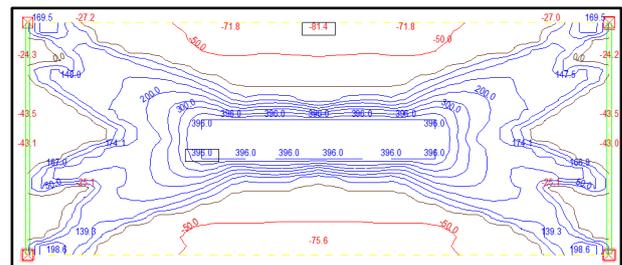


Bild A-38: Maximale nichtlineare Betonstahlspannungen der unteren Bewehrungslage, Brückenklasse 60

## B Ergänzende Berechnungsergebnisse Beispiele Nachrechnungen Ermüdung vorgespannter Bewehrung

Materialkennwerte Überbau Talbrücke Unterrieden					
Bestandsangabe		Zuordnung gemäß NaRil			
<b>Beton</b>					
Beton	B450	Beton	C30/37	nach DIN EN 206-1	
		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	30	N/mm <sup>2</sup>
		Betondruckfestigkeit	$f_{cd}$	17	N/mm <sup>2</sup>
<b>Betonstahl</b>					
Betonstahl	St IIIb	Betonstahl ( $d_s > 18$ mm)	$f_{yk}$	400	N/mm <sup>2</sup>
		Betonstahl ( $d_s < 18$ mm)	$f_{yk}$	420	N/mm <sup>2</sup>
		E-Modul	$E_s$	200.000	N/mm <sup>2</sup>
<b>Interner Spannstahl</b>					
Spannstahl	St 145/160	0,1 % Dehngrenze	$f_{p,0,1k}$	1.420	N/mm <sup>2</sup>
Spanngliedtyp	AZ 100	Zugfestigkeit	$f_{p,k}$	1.570	N/mm <sup>2</sup>
Spannverfahren	Polensky & Zöllner	Bruchdehnung	$\epsilon_{10}$	6	%
Zulassung	II A 4-2.420 NR. 3739/60	E-Modul	$E_p$	205.000	N/mm <sup>2</sup>
<b>Externer Spannstahl</b>					
Spannstahl	St 1.570/1.770	0,1 % Dehngrenze	$f_{p,0,1k}$	1.570	N/mm <sup>2</sup>
Spanngliedtyp	Allspan 6807-6 & 6815-15	Zugfestigkeit	$f_{p,k}$	1.770	N/mm <sup>2</sup>
Spannverfahren	Dyckerhoff & Widmann	Bruchdehnung	$\epsilon_{10}$	6	%
Typ	Litzenspannverfahren	E-Modul	$E_p$	195.000	N/mm <sup>2</sup>
Zulassung	Z-3.1-66				

Tab. B-1: Materialkennwerte Überbau Talbrücke Unterrieden

Materialkennwerte Überbau B233 Seseke					
Bestandsangabe		Zuordnung gemäß NaRil			
<b>Beton</b>					
Beton	B450	Beton	C35/45	nach DIN EN 206-1	
		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	35	N/mm <sup>2</sup>
		Betondruckfestigkeit	$f_{cd}$	19,8	N/mm <sup>2</sup>
<b>Betonstahl</b>					
Betonstahl	BSt 42/50 RK	Betonstahl	$f_{yk}$	420	N/mm <sup>2</sup>
		E-Modul	$E_s$	200.000	N/mm <sup>2</sup>
<b>Spannstahl</b>					
Spannstahl	St 150/170	0,1 % Dehngrenze	$f_{p,0,1k}$	1.470	N/mm <sup>2</sup>
Spanngliedtyp	BBRV-SUSPA V	Zugfestigkeit	$f_{p,k}$	1.665	N/mm <sup>2</sup>
Typ	Drahtspannverfahren	Bruchdehnung	$\epsilon_{10}$	6	%
Zulassung	Z-13.1-14	E-Modul	$E_p$	200.000	N/mm <sup>2</sup>
$P_{zul}$	151,2 M <sub>P</sub>		$P_{zul}$	1.483	N/mm <sup>2</sup>

Tab. B-2: Materialkennwerte Überbau B233 Seseke

Einwirkung	Biegemoment		
	Eingusssystem [kNm]	Summe Bauzustände	
		t=0 [kNm]	t=□ [kNm]
Eigengewicht	-142	1571	890
Ausbaulast	-76	-	-
Setzungen +	-645	-	-
Setzungen –	+645	-	-
Temp -12,3 K	-1.344	-	-
Temp + 8 K	2.066	-	-
stat. best. Vorspannung	-10.381	-9.990	-9.320
stat. unbest. Vorspannung	8.456	8.130	7.585
BK 60 max <sup>1)</sup>	4.347	-	-
BK 60 min <sup>1)</sup>	-3.808	-	-
ELM 3 max <sup>2)</sup>	1.115	-	-
ELM 3 min <sup>2)</sup>	-752	-	-
LM1 UDL	2.672		
1) Volle statische Last			
2) Schnittgrößen ohne Faktor für Nachweisschnitt			

Tab. B-3: Biegemomente B233 Seseke Koppelfuge K2 je Einwirkung Randträger

Einwirkung	Biegemoment			
	Eingusssystem		Summe Bauzustände	
	t=0 [kNm]	t=□ [kNm]	t=0 [kNm]	t=□ [kNm]
Eigengewicht	-142	-142	1571	890
statisch bestimmte Vorspannung	-10.381	-9.685	-9.990	-9.320
statisch unbestimmte Vorspannung	8.456	7.889	8.130	7.585
Σ= EG+ unb. Vor	8.314	7.747	9.701	8.475

Tab. B-4: Biegemomente B233 Seseke Randträger an der Koppelfuge

	DIN 4227 <sup>1)</sup>	Handlungsanweisung <sup>1)</sup>										NaRil
		Stufe 1	Stufe 2				Stufe 3				DIN-FB 102	
			$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		Stufe 1 <sup>2)</sup>	
			1,00 V <sub>□</sub>	0,70 V <sub>□</sub>								
<b>M<sub>D</sub> [kNm]</b>	-	-	13.173	10.376	13.173	10.376	-	-	-	-	-	
<b>M<sub>0</sub> [kNm]</b>	11.595	17.000	14.347	11.549	15.185	12.388	10.214	10.214	11.052	11.052	11.036	
<b>max M<sub>Fat</sub> [kNm]</b>	13.773	19.178	16.525	13.727	17.363	14.566	12.392	12.392	13.230	13.230	12.597	
<b>min M<sub>Fat</sub> [kNm]</b>	9.690	15.094	12.441	9.644	13.279	10.482	8.308	8.308	9.146	9.146	9.983	
<b><math>\Delta M_{FAT}</math> [kNm]</b>	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	4.084	2.614	
<b><math>\lambda_s \cdot \Delta \sigma_{s,i}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	64	
<b><math>\Delta \sigma_{Rsd}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70	
<b><math>\Delta \sigma_{s,i}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	47	166	94	104	120	131	45	67	45	88	-	
<b>zul /ertr <math>\Delta \sigma_v</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	77	110	77	77	110	110	77	77	110	110	-	
<b>Ausnutzung <math>\eta = \Delta \sigma_{s,i} / (\text{zul/ertr } \Delta \sigma_v)</math></b>	<b>0,61</b>	<b>1,51</b>	<b>1,22</b>	<b>1,35</b>	<b>1,10</b>	<b>1,19</b>	<b>0,58</b>	<b>0,87</b>	<b>0,41</b>	<b>0,80</b>	<b>0,91</b>	

1) Brückenklasse 60 | Beiwert Dauerschwingbeanspruchung  $\alpha=0,5$   
 2) Ermüdungslastmodell 3 | Korrekturbeiwert  $\lambda_s=1,43$  mit  $\varphi_{fat}=1,2$  | Faktor Nachweisschnitt 1,40

Tab. B-5: Ergebnisse Nachrechnung B233 Seseke Randträger

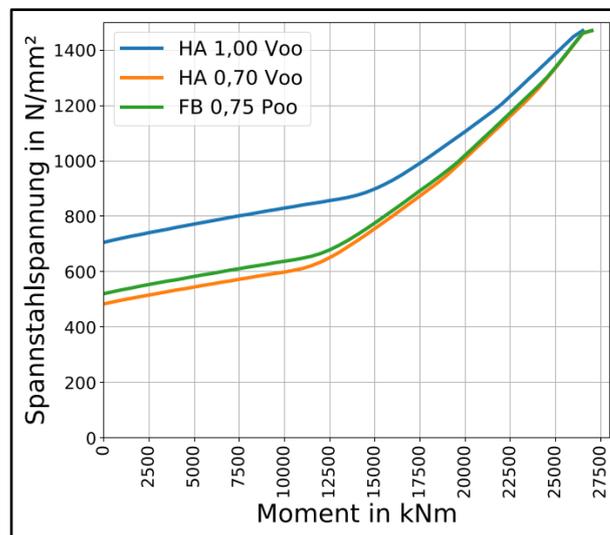


Bild B-1: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm B233 Seseke Randträger

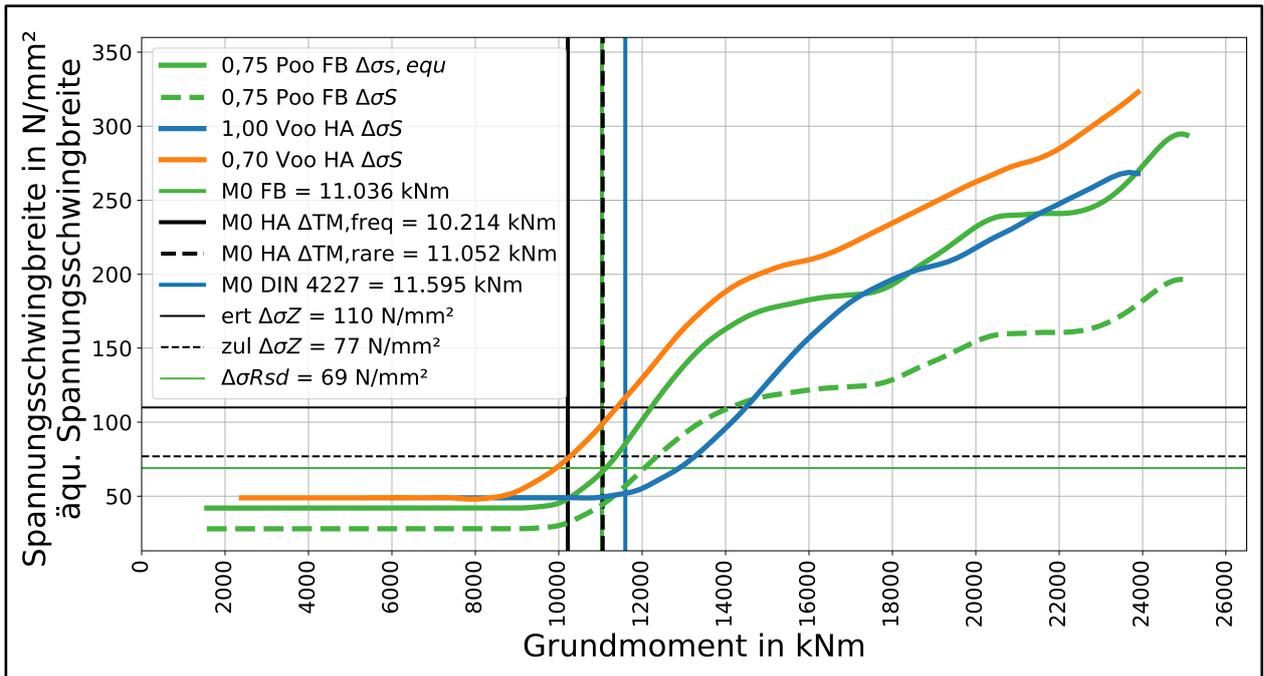


Bild B-2: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Randträger

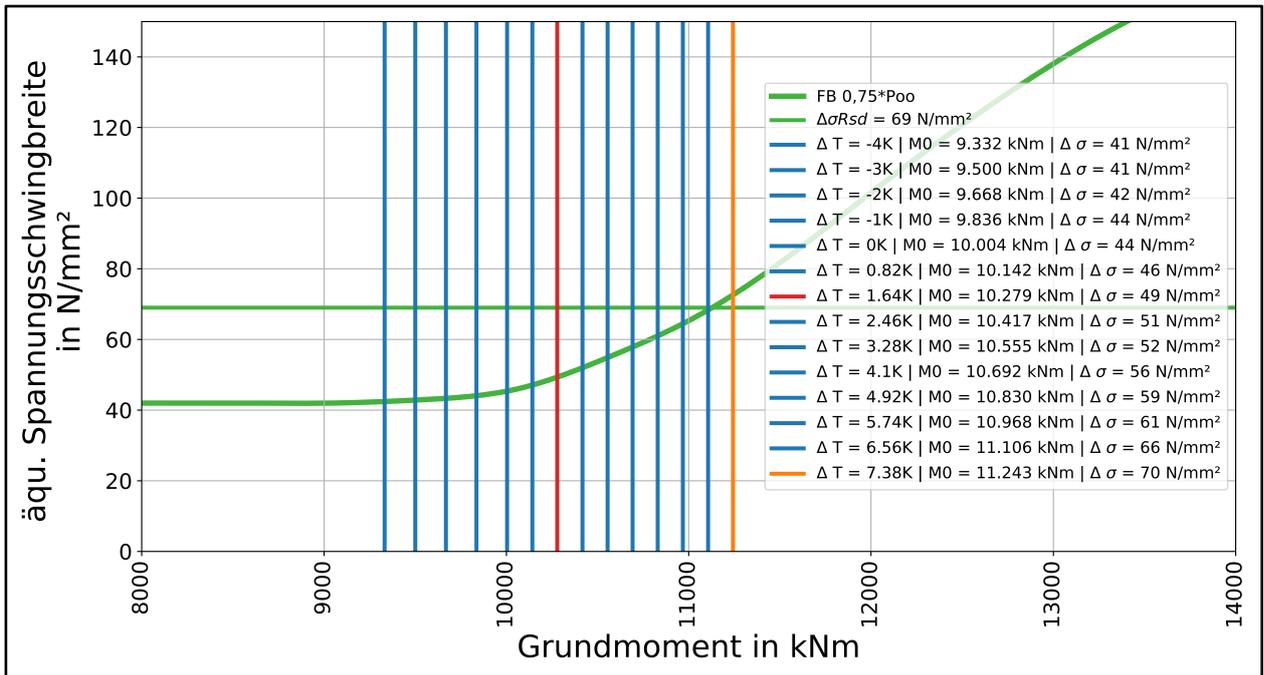


Bild B-3: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) B233 Seseke Randträger Temperaturuntersuchung