

Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 181

bast

Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten

Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

von

Reinhard Maurer
Linda Wentzek
Lehrstuhl Betonbau
Technische Universität Dortmund

Josef Hegger
Viviane Adam
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen

Günter Rombach
Maike Harter
Institut für Massivbau
Technische Universität Hamburg

Konrad Zilch
Remus Tecusan
Zilch und Müller Ingenieure
München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 181

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.0639

Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten - Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

Fachbetreuung

Matthias Müller

Referat

Betonbau

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion

Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48

www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-695-5

Bergisch Gladbach, August 2022

Kurzfassung – Abstract

Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung gibt es nach derzeitiger Bemessungspraxis keine einheitliche Vorgehensweise. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass die Ergebnisse der Berechnungen sowohl bei der Ermittlung der Beanspruchungen als auch bei der Interpretation der Bemessungsverfahren nach DIN EN 1992-2 und zugehörigem Nationalen Anhang in einer erheblichen Bandbreite voneinander abweichen können, ohne dass immer eindeutig beurteilt werden kann was richtig oder falsch ist. Die Schnittgrößenermittlung und Bemessung entscheidet aber darüber, ob Querkraftbewehrung erforderlich ist oder nicht. Besonders wenn es dadurch im Zuge der Ausführungsplanung zu anderen Ergebnissen kommt als bei der Entwurfsplanung, führt dies auch zu vertraglichen Problemen für den Bauherrn. Ein weiteres Problemfeld kann die Nachrechnung bestehender Bauwerke darstellen, da die Fahrbahnplatten des Bestands in der Regel ohne Querkraftbewehrung ausgeführt wurden.

Vor diesem Hintergrund besteht aus Bauherrensicht die Notwendigkeit, eine einheitliche Vorgehensweise für die Berechnung und Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung bei Querkraftbeanspruchung auf Grundlage des aktuellen Stands von Wissenschaft und Technik zu entwickeln, um eine sichere und wirtschaftliche Bemessung zugleich mit eindeutigen Vorgaben zu gewährleisten.

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise für den Nachweis von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dabei werden Vorschläge erarbeitet, die mechanisch begründet und für die Bemessungspraxis geeignet sind. Zudem werden entsprechende Textvorschläge zur Aufnahme in Bauherrenregelungen formuliert.

Das Problem umfasst sowohl die Ermittlung der Beanspruchungen als auch des Tragwiderstands bei Querkraft von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Beide Seiten, die Beanspruchung v_{Ed} und der Tragwiderstand v_{Rd} , stehen dabei in einer ge-

wissen Abhängigkeit zueinander (z. B. auflagernahe Einzellasten, Interaktion Biegung/Querkraft, Kalibrierung des Bemessungsmodells, Betontraganteil V_{ccd}).

Shear force design of bridge deck plates – Development of a uniform procedure for determining the required cross-sectional dimensions of deck plates without shear force reinforcement

According to current design practice, there is no uniform procedure for the proof of the lateral force load capacity of road plates without shear force reinforcement. Experience to date has shown that the results of the calculations, both in the determination of the stresses and in the interpretation of the design methods according to DIN EN 1992-2 and the associated national annex, can vary within a considerable range, without always being clearly assessed what is right or wrong. However, the determination of the internal forces and the design determines whether shear reinforcement is required or not. Especially if this results in different results in the course of the execution planning than in the design, this also leads to contractual problems for the building contractor. Another problem is the recalculation of existing construction works, as the deck of existing bridges were usually build without shear force reinforcement.

Against this background, from the point of view of the client, there is a need to develop a uniform procedure for calculating and dimensioning roadway slabs without shear force reinforcement under shear force on the base of the current state of science and technology, in order to achieve a safe and economic design with a clear design to ensure specifications.

The aim of the research project is the development of a uniform procedure for the proof of road plates without shear force reinforcement. Proposals are developed which are mechanically justified and suitable for design practice. In addition, appropriate text proposals are formulated for inclusion in building owner regulations.

The problem includes both the determination of the load and the load resistance in the case of lateral force of carriageways without transverse force

reinforcement. Both sides, the stress E_d and the load resistance R_d , are in a certain dependence on each other (f.e. bearing near individual loads, interaction bending/shear force, calibration of the design model, concrete load share V_{ccd}).

Summary

Shear force design of bridge deck plates – Development of a uniform procedure for determining the required cross-sectional dimensions of deck plates without shear force reinforcement

1 Introduction and problem position

According to current design practice, there is no uniform procedure for the proof of the shear force load capacity of road plates without shear force reinforcement. Experience so far shows that the results of the calculations, both in the determination of the stresses and in the interpretation of the design methods according to DIN EN 1992-2 and the associated National Annex, can deviate considerably from one another, without it being always possible to assess them unequivocally what is right or wrong. However, the determination of internal forces and dimensioning decides whether or not shear force reinforcement is required. Especially if this results in different results in the course of the implementation planning than in the design planning, this also leads to contractual problems for the client. A further problem can be the recalculation of existing structures, as roadway plates in the stock were usually executed without lateral force control.

With the design models according to Eurocode 2, lower shear load capacities are obtained for components without shear force reinforcement as a function of the degree of longitudinal reinforcement than according to the old national standards DIN 1045 based on the calculated value of the shear stress τ_0 .

The problem was further exacerbated with the introduction of the Eurocodes in 2013 by raising the tandem axle load and thus the wheel loads as concentrated single loads of the LM1 in the currently valid traffic load model according to DIN EN 1991-2. The increase was carried out to 150 kN per wheel compared to 120 kN per wheel according to DIN Fachbericht 102.

Against this background, from the point of view of the client, there is a need to develop a uniform procedure for the calculation and design of road

plates without shear force reinforcement under shear stress on the basis of the current state of science and technology in order to achieve a safe and economic design with at the same time clear to ensure specifications.

2 Computational analysis

2.1 Load side

2.1.1 Structural analysis of a box girder bridge with the FEM

Modelling

The following is a system with a conventional bridge cross section in the form of a single-frame carrier with a cross section of a single box girder with a span of 40m.

Figure 2-1 shows the cross-section with its dimensions.

The deck plate and the webs are modeled with shell elements in the program Sofistik (2016). The element size is chosen to be about 20cm.

The knots of the roadway slab are each coupled with nodes in the web at the edge of the frame corner (clamping), in order to ensure the most realistic possible modeling according to a rigid frame corner.

Shear force boundary lines from characteristic superposition

In Figure 2-1 to Figure 2-5, the shear force boundary lines from characteristic superimposition of own weight, construction loads and traffic loads with and without diminution of individual loads close to the bearings are shown in the center of the longitudinal system and in the wheel axle of the TS. It shows a steady shear force curve when viewed at the section

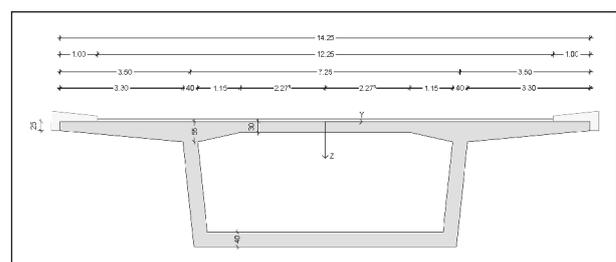


Fig. 2-1: Cross system

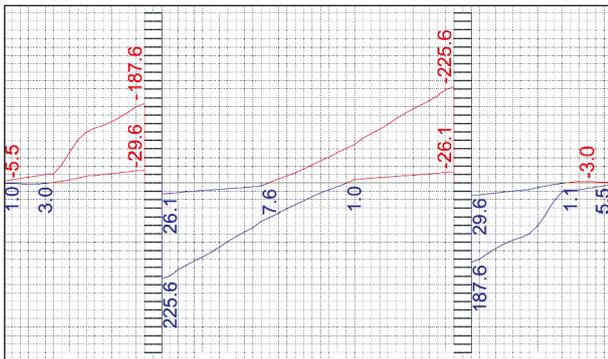


Fig. 2-2: Transverse force limit line from characteristic superimposition in the middle between the wheel axles without diminishing bearing-like single-cell loads

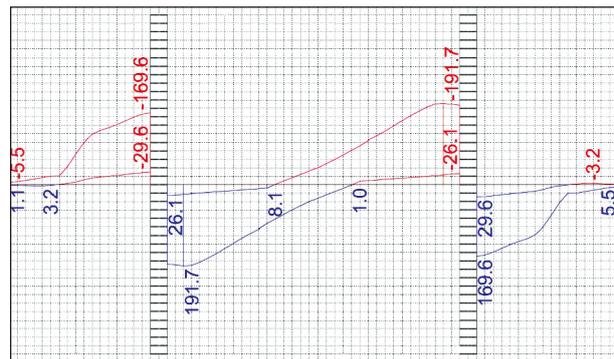


Fig. 2-4: Transverse force limit line from characteristic superimposition in the middle between the wheel axles with reduction of bearing-related individual loads

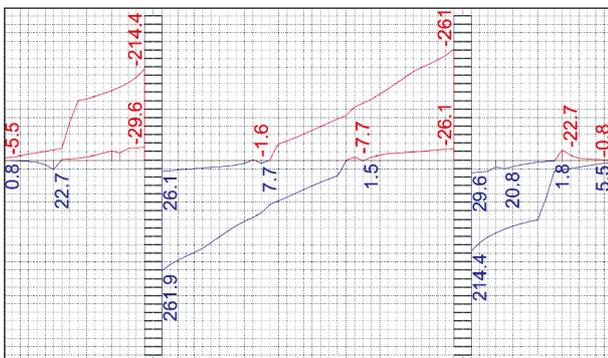


Fig. 2-3: Transverse force limit line from characteristic superimposition in wheel axle without diminishing bearing-related single loads

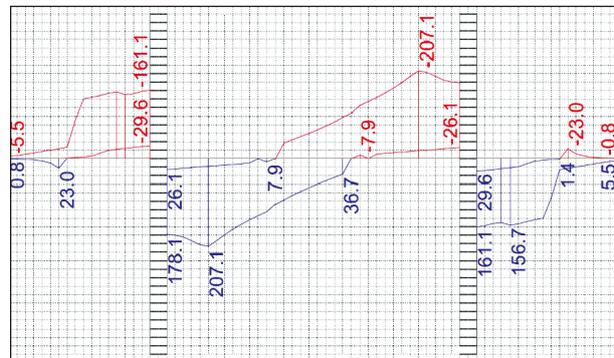


Fig. 2-5: Transverse force limit line from characteristic superimposition in wheel axle with reduction of bearing-related single loads

between the wheel axles. The course of the shear force along the section in the wheel axle, however, is comparatively unsteady. This is due to the local effect of the wheel load as a small area load.

Comparing the proportions from the individual load cases, the proportion of the maximum lateral force from TS and UDL is approx. 80%.

The maximum shear force stress taking into account the β -factor is in the middle of the field at 191.7kN/m at a distance of $1.0d$ from the gate. In the wheel axle, the lateral force of 207.1kN/m at a distance of $2.0d$ from the gate is still 8% greater. However, considering the peak formation due to the small element selection and the small-area loading, and then considering the lateral force $1.0d$ away from the peak, the lateral force is approximately $(207.1+178.1)/2 = 192.6\text{kN/m}$ at a distance of $1.0d$ from the gate approximately the same size as between the wheel axles.

Determination of the decisive load position with variation of the system dimensions in the transverse direction

Table 2-1 summarises the decisive load positions of the systems 1 to 3 examined in sections 1 ($1d$ outside), 2 ($1d$ inside) and 3 (break point at haunches).

For maximum lateral forces in sections 1 and 2, the decisive load position for all systems is uniformly separated at $2.0d$ from the gate. The d corresponds to the static height in the gate. Only in the case of the large system 4 is the decisive load position the outermost load position, that is, such that the first wheel axis of the FS1 is located on the cap. For section 3 (inflection point) on haunched roadway slabs, the first wheel load of the FS1 is located at a distance $1.0d_{\text{Knick}}$ from the break point, see Figure 2-6 to Figure 2-9.

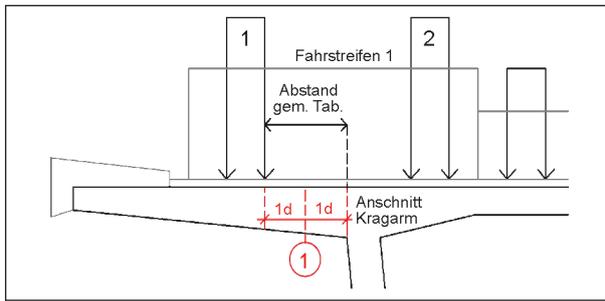


Fig. 2-6: Schematic sketch for the relevant load position in section 1 for small cantilever arms

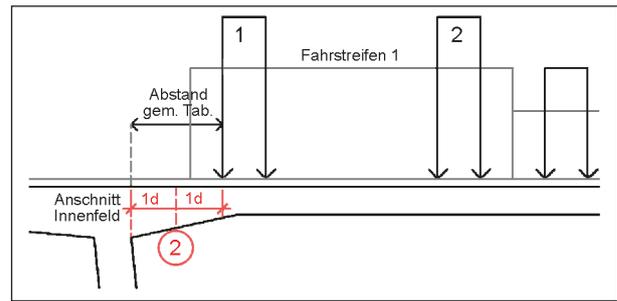


Fig. 2-8: Schematic sketch for the relevant load position in section 2

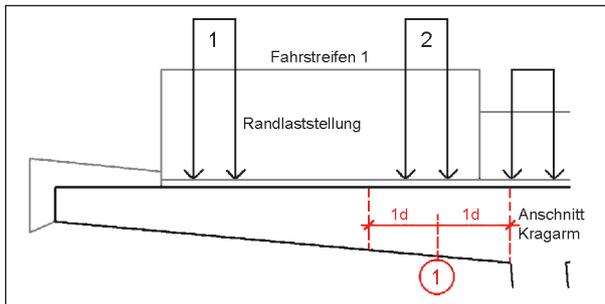


Fig. 2-7: Schematic sketch for the relevant load position in section 1 for large cantilever arms

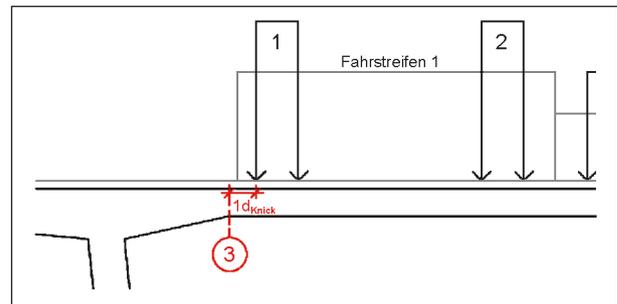


Fig. 2-9: Schematic sketch for the decisive load position in section 3

System		Abstand TS vom		
		Kragarm	Innenfeld	
Nr.	Innenfeld-Spannweite	Anschnitt		Knick
		① 1d	② 1d	③ Knick
1	7,25m	2d	2d	1d
2	6,25m	2d	2d	1d
3	5,25m	2d	2d	1d
4	9,42m	1d*	2d	1d

* entspricht der äußersten Laststellung

Tab. 2-1: Comparison of the decisive load position of the systems 1 to 4 on the sections 1 to 3

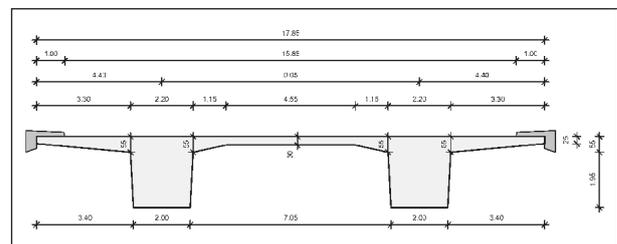


Fig. 2-10: Cross-sectional dimensions of double-layered panel beams, dimensions in [m]

2.1.2 Structural analysis of a T-beam bridge with the FEM

Modelling

For reasons of comparability of the results, a double-slab slab bar is modeled here. The modeled support system is a single-span beam with a span of 40m. The deck slab is modeled taking into account the planned coving as a full-scale shell element. The bars are modeled as bars with the corresponding cross-sections and firmly coupled to the deck slab.

Figure 2-10 shows the modeled cross section with the selected dimensions.

In the modeling of the deck slab elements with a size of 20cm are used.

Shear force boundary lines from characteristic superposition

In the following, the loads of own weight, construction load and traffic load are superimposed on each other without consideration of partial safety factors. Here, the load model LM1 is arranged in the middle of the field and moved over the entire track width. The evaluation takes place once with and once without consideration of the reduction factor β for near-bearing individual loads and in two different result sections (centered between the wheel axles and in the wheel axis). The resulting lateral force limits are shown in Figure 2-11 to Figure 2-14.

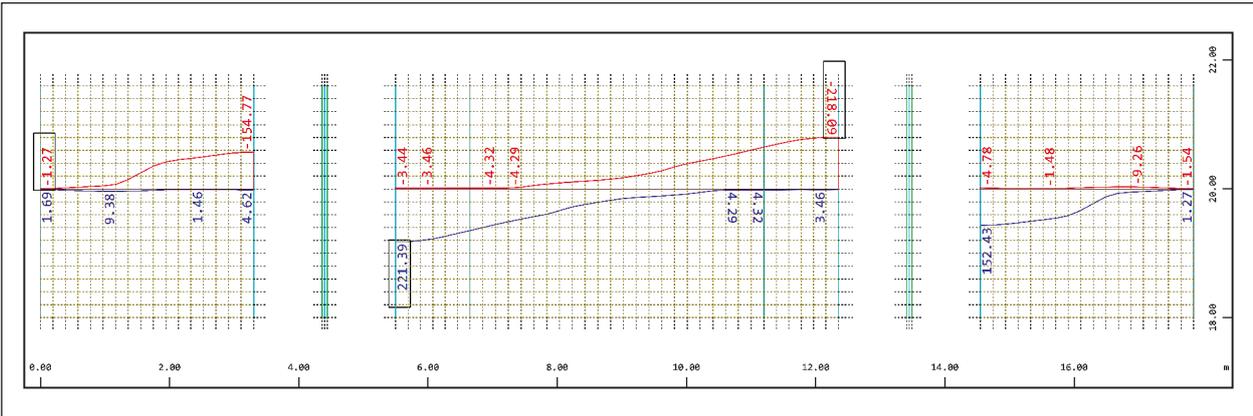


Fig. 2-11: Shear force limit line v_y in local y from element center [kN/m] of characteristic superposition in the middle between the wheel axes with reduction of the individual loads close to the bearing

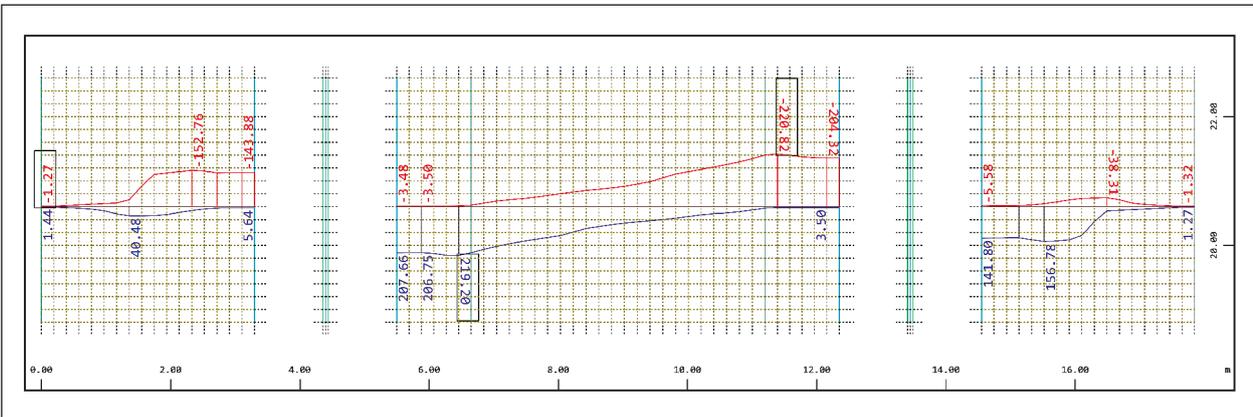


Fig. 2-12: Shear force limit line v_y in local y from element center [kN/m] from characteristic superposition in the wheel axis with reduction of the individual loads close to the bearing

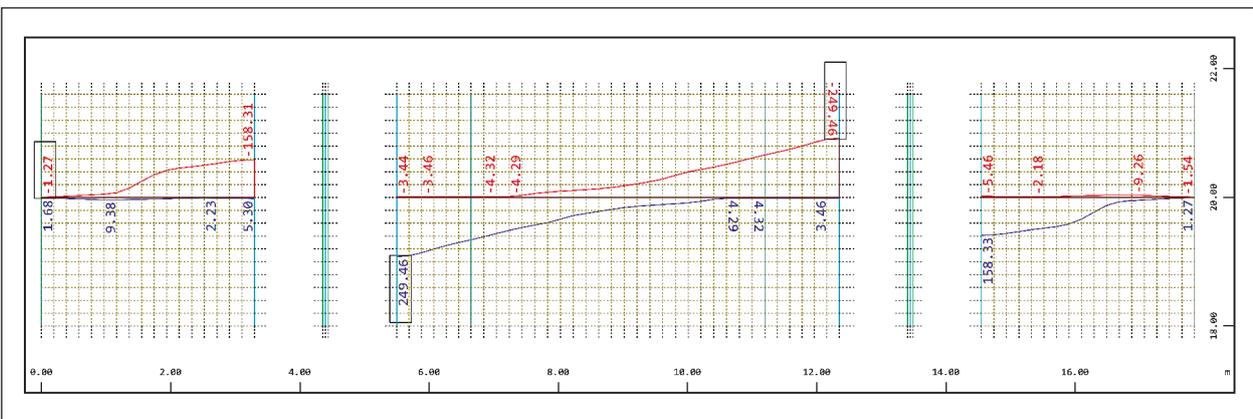


Fig. 2-13: Shear force limit line v_y in local y from element center [kN/m] from characteristic superposition in the middle between the wheel axes without diminishing the individual loads close to the bearing

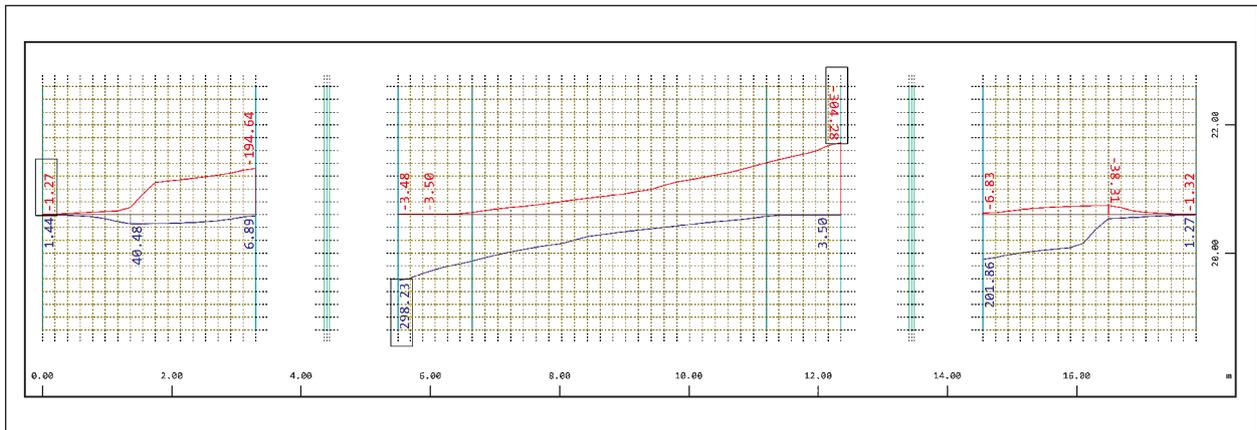


Fig. 2-14: Shear force limit line v_y in local y from element center [kN/m] from characteristic superposition in the wheel axis without reduction of the individual loads close to the bearing

2.2 Resistance side

The aim of the statistical evaluation of plate searches under block loads is the determination of the pre-factor $C_{Rd,c}$ in Eq. 6.2a of the EC2-1-1. The basis for this is the trial database of Reißen (REISSEN, 2016) as well as the panel tests carried out at the TUHH. From this, first the suitable experiments are filtered out.

Selection of plate trials

Only tests that meet the following criteria are considered:

- The size of the plate is sufficient so that a biaxial load transfer can be established. For this purpose, a minimum width of the test body is needed. This depends on the slenderness. For further consideration, only plates with $b \geq 2,40\text{m}$ are considered
- In order to avoid the uncertainties in the scale effect, only tests with plate thicknesses of $h \geq 20\text{cm}$ are considered. Smaller values hardly occur in bridge construction.
- Only tests are considered in which the direct load transfer to the support is not relevant. This requires a slenderness of $a_v/d \geq 3,0$.
- There is a centric load position or the edge distance has no influence (see test series VAZ RODRIGUES, MUTTONI, 2006).
- The reinforcement in the load application area is not staggered.

- Only plates of constant thickness are taken into account, since the influence of a cove has not been finally clarified.

With the above criteria, a total of 37 experiments can be taken from the data bank of REISSEN together with the experiments of ROMBACH & HENZE.

Test series

- ROMBACH/LATTE/STEFFENS, 2009
- MUTTONI/FERNANDEZ RUIZ/NATARIO, 2014
- MUTTONI/FERNANDEZ RUIZ/NATARIO, 2015
- HEGGER/REISSEN, 2013
- REISSEN, 2016
- HENZE/ROMBACH, 2017

First, the internal forces of all experiments are determined with the finite element method, whereby an element size in the area of the block load is selected smaller than the plate thickness. A spread of the block load to the plate middle surface is not set. Decisive in each case is the maximum shear force in the fracture state $v_{FEM,1d}$ at a distance of $1d_L$ from the edge of the load plate. d_{LP} represents the static effective height of the slab at the edge of the load plate. The internal force $v_{FEM,1d}$ is based on the calculated design load value $v_{Rd,c,EC2}$ in accordance with the currently valid standard. To determine the design value, the static effective height in the relevant section $d_{Schnitt}$ should be used.

For the proof of the required security of the trial recalculation, the following relationship applies accordingly:

$$\gamma_{mod} = v_{FEM,1d}/v_{Rd,c,EC2} \geq 1,0 \quad (2-1)$$

The statistical analysis is carried out in accordance with DIN EN 1990 Annex D (2010) in accordance with issue 597 of the DAfStb (REINECK, 2012) and (HEGGER, 1999). In this case, first of all the design resistance $v_{Rd,c,EC2}$ is increased until the 5% quantile value of γ_{mod} is less than 1.0.

The 5% fractile value of the frequency distribution is $x_{5\%} = 2,1265$. For 37 test results, 1,85 experiments should have a $\gamma_{mod} < 1,0$. Non-real numbers are interpolated. In fact, for $\gamma_{mod,5\%}$, not exactly 1,85 results in relative load capacities are below the safety level. Therefore, a second prefix $x_{2,Abz\ddot{a}hl}$ is to be determined, so that by counting exactly 5% of the results have a relative carrying capacity $\gamma_{mod} < 1,0$. The pre-factor in this case is $x_{2,Abz\ddot{a}hl} = 0,9993$. Overall, the following modified equation must now be taken into account for the statistical evaluation:

$$\gamma_{mod} = v_{FEM,1d}/(x_{2,Abz\ddot{a}hl} \cdot x_{5\%} \cdot v_{Rd,c,EC2})$$

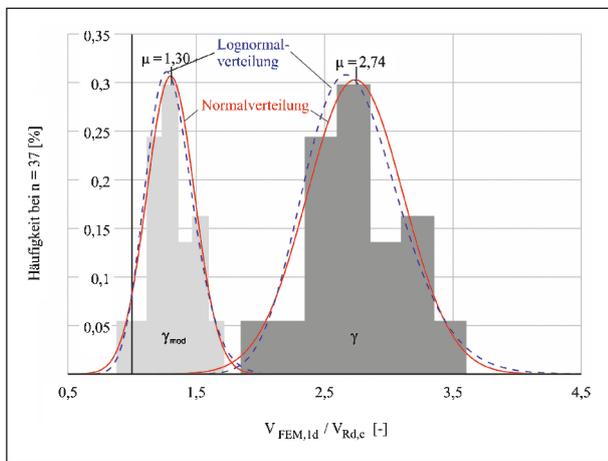


Fig. 2-15: Frequency distribution and distribution density of relative capacities γ and γ_{mod} for $a_v/d \geq 3,0$ [-]

	Mittelwert μ	Standardabweichung σ
f_{ck}	38.1 MPa	4 MPa/1.654
d	220.8 mm	6 mm
ρ_l	1.078	≈ 0

Tab. 2-2: Mean and standard deviation of the basic variables based on (REINECK, 2012) and (HEGGER, 1999)

The thus modified frequency distribution γ_{mod} is now statistically evaluated on the basis of the seven processing steps according to DIN EN 1990 Annex D.8.3 Method (b) (2010).

In the course of the procedure, the dispersion ratios of the basic variables are to be included. For this, the assumptions on standard deviations of (REINECK, 2012) and (HEGGER, 1999) are used. The mean values result from the experiments considered.

The coefficients of variation of the base variables are combined with the coefficient of variation of the scattering magnitude according to step 4 of Appendix D.8.3, according to their linear regression (HEGGER, 1999) using the following formula:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 = V_\delta^2 + \left[\left(\frac{1}{3} \cdot V_{fem} \right)^2 + \left(\frac{2}{3} \cdot V_d \right)^2 \right]$$

Using the fractile factors k_n and k_d , in the case of unknown coefficients of variation and a test number of approx. $n = 30$, the characteristic value r_k and the rated value r_d of the resistance function can be determined. In the final step, a specific partial safety factor $\gamma_R^* = r_k/r_d$ is determined with which the modified prefactor $C^*_{Rd,c}$ can be set. For equation 6.2a of EC2-1-1, the following applies:

$$C^*_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot x_{2,Abz\ddot{a}hl} \cdot x_{5\%} / \gamma_R^*$$

Taking into account a safety index $\beta = 3,8$ corresponding to the reliability class RC2, the new factor becomes:

$$C^*_{Rd,c} = 0,1 \cdot 2,1265 \cdot 0,9993 / 1,266 = 0,1679$$

If a brittle failure of the component is taken into account, a safety index of $\beta = 4,4$ is recommended according to the JCSS (2001) Probabilistic Model Code. Accordingly, the new prefactor results in:

$$C^*_{Rd,c} = 0,1 \cdot 2,1265 \cdot 0,9993 / 1,365 = 0,1557$$

Instead of the previous value of $C_{Rd,c} = 0,1$, it is possible to use a modified factor $C^*_{Rd,c}$, increased by 68% or 55%, for roadway plates primarily subjected to single loads.

However, in the case of roadway slabs of concrete bridges, additional load components occur, which act as surface loads. Therefore, this value should not be set in its maximum size.

3 Proposals for a uniform procedure for the measurement of roadway slabs

Modelling:

- The lateral force load in the carriageway slab is precisely determined with the aid of the FEM on the basis of realistic structural modeling
- Element size $\leq 20\text{cm}$
- Modeling of the track deck as part of a representative field in a slab or box girder bridge with shell elements
- Coupling of the knots at the gate to the bridge as a rigid frame corner
- For continuous girders, a representative replacement girder may be considered for the girder system
- Poisson's ratio 0,2.

Load v_{Ed} :

- Taking into account the reduction of stack-related individual loads according to EC2, the decreasing area up to $2d$ from the gate is related to $d_{\text{Anschnitt}}$.
- No load propagation to the center of the plate, that means load area $40\text{cm} \times 40\text{cm}$.
- For standard box girder and girder cross sections, the governing load position for the traffic loads can be assumed in the distance $2d_{\text{Anschnitt}}$ from the respective gating or at the distance $1,0d_{\text{Knickpunkt}}$ from the end of the haunch.
- The verification is carried out at a distance of $1,0d_{\text{Anschnitt}}$. As a result, the numerically induced peaks in the area of the direct load introduction are also bypassed.
- In the case of coving plates, the area of the thin plate between the coves is additional detected at the break point. The wheel load is at a distance of $1,0d_{\text{Knick}}$ from the break point.

The determination of the cutting size $v_{Ed,FEM}$ is computer-aided using a suitable program and according to DIN EN 1990 or DIN EN 1991-2. The internal force can be read off in the design section in

the load axis. It must be ensured that the applied transverse forces do not exceed the resistance $v_{Rd,c}$.

$$v_{Ed,FEM} \leq v_{Rd,c} \quad (3-1)$$

The design resistance of the lateral force $v_{Rd,c}$ is given by Eq. (3-2).

Proof must be taken at a distance d from the edges of points of discontinuity (bearing or load edge). For gusseted girders, the static effective height d on the side member gantry is decisive.

As an alternative to Equation (6.2a) according to DIN EN 1992-2 $v_{Rd,c}$ may be determined using the above mentioned procedure for determining the effect of v_{Ed} according to Eq. (3.2).

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d \quad (3-2)$$

with

$$C_{Rd,c} = (0,225/\gamma_c) = 0,15$$

$$f_{ck} = \text{Characteristic concrete strength [N/mm}^2]$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \text{ mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

d static height

A_{sl} the area of the tensile reinforcement that is guided at least $(l_{bd} + d)$ beyond the cross-section considered (see Figure 6.3 in EC 2/ NA (D))

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd} \text{ [N/mm}^2]$$

N_{Ed} the normal force in cross-section due to load stress or preload [N] ($N_{Ed} > 0$ for pressure). The influence of compulsion on N_{Ed} may be neglected

A_c the concrete cross-sectional area [mm²]

$$v_{\min} = (0,0525/\gamma_c) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ f\"ur } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{\min} = (0,0375/\gamma_c) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ f\"ur } d > 800 \text{ mm}$$

$v_{Rd,c}$ in [kN/m]

With Eq. (3-2) only the lateral force resistance may be determined for carriageway slabs which are predominantly loaded by concentrated single loads (LM1).

NCI to section 6.2.1 (3) according to DIN EN 1992-2-2 does not apply when using Eq. (3-2).

It should be pointed out again that the increased prefactor $C^*_{Rd,c}$ applies only to the lateral proof of force at a distance of $1,0d$ from the edge of the load plate.

Bibliography

- DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, 2008.
- DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2010.
- DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung, Ausgabe April 2013.
- EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung, Europäisches Komitee für Normungen, Brüssel. 2002-04.
- HEGGER, J., BEUTEL, R., HOFFMANN, S.: Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen, Beton- und Stahlbetonbau 94 Heft 11, 1999.
- REINECK, K.-H., KUCHMA, D. A., FITIK, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 597, Berlin, 2012.
- REISSEN, K.: Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten. Dissertation, Aachen, 2016.
- REISSEN, K., HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchung zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 96-103, 02 2013a.
- REISSEN, K., HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 315-324, 05 2013b.
- ROMBACH, G., HENZE, L.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 568-578, September 2017.
- ROMBACH, G. A., LATTE, S., STEFFENS, R.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 2009.
- VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A: Large Scale Tests on Bridge Slab Cantilevers Subjected to Traffic Loads. fib symposium, Naples: Session 3, ID3-36, 2006.

Inhalt

1	Einleitung	15	6	Validierung des Bemessungsvorschlags durch Nachrechnungen. ...	74
1.1	Problemstellung	15			
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	15	7	Vorschlag für eine Bauherrenregelung	75
2	Stand des Wissens	16	8	Anwendungsbeispiele	76
2.1	Beanspruchung v_{Ed}	16	8.1	Querkraftbemessung für die Fahrbahnplatte einer Hohlkastenbrücke ...	76
2.1.1	Entwicklung der Lastmodelle	16	8.2	Querkraftbemessung für die Fahrbahnplatte einer Plattenbalkenbrücke	81
2.1.2	Modellierung mit der FEM für die Schnittgrößenermittlung	19	8.3	Vergleichsberechnungen mit einem alternativen Programm	85
2.2	Tragwiderstand v_{Rd}	21	9	Fazit	91
2.2.1	Experimentelle Untersuchungen	21		Literatur	92
2.2.2	Theoretische Untersuchungen	28		Bilder	96
3	Rechnerische Untersuchungen	33		Tabellen	101
3.1	Beanspruchungsseite	33	Anhang		
3.1.1	Voruntersuchungen zum Einfluss der Diskretisierung	33	Anhang A – Datenbasis Plattenversuche		
3.1.2	Voruntersuchungen zum Tragverhalten und zur Modellierung von Fahrbahnplatten	37	Anhang B – Übersicht NDP-EN-1992-1-1		
3.1.3	Tragwerksanalyse einer Hohlkastenbrücke mit der FEM	39	Anhang C – Vergleichsrechnungen nach aktueller Norm		
3.1.4	Tragwerksanalyse einer Plattenbalkenbrücke mit der FEM	54			
3.2	Widerstandsseite	66			
4	Empfehlungen für die Ermittlung von v_{Ed} und v_{Rd}	68			
4.1	Beanspruchung v_{Ed}	68			
4.2	Tragwiderstand v_{Rd}	68			
4.3	Ergänzender Hinweis	69			
5	Untersuchungen auf Grundlage des Bemessungsvorschlags für den neuen Eurocode 2	69			
5.1	Allgemeines	69			
5.2	Bemessungsansatz	69			
5.3	Statistische Auswertung	70			
5.4	Auswertung von Versuchsdaten	70			

Die Anhänge zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung gibt es nach derzeitiger Bemessungspraxis keine einheitliche Vorgehensweise. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass die Ergebnisse der Berechnungen sowohl bei der Ermittlung der Beanspruchungen als auch bei der Interpretation der Bemessungsverfahren nach DIN EN 1992-2 und zugehörigem Nationalen Anhang erheblich voneinander abweichen können, ohne dass immer eindeutig beurteilt werden kann, was richtig oder falsch ist. Die Schnittgrößenmittlung und Bemessung entscheidet aber darüber, ob Querkraftbewehrung erforderlich ist oder nicht. Wenn es dadurch im Zuge der Ausführungsplanung zu anderen Ergebnissen kommt als bei der Entwurfsplanung, führt dies i. d. R. auch zu vertraglichen Problemen für den Bauherrn. Ein weiteres Problemfeld kann die Nachrechnung bestehender Bauwerke darstellen, da auch Fahrbahnplatten im Bestand in der Regel ohne Querkraftbewehrung ausgeführt wurden.

Mit den Bemessungsmodellen nach Eurocode 2 ergeben sich für Bauteile ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad geringere Querkrafttragfähigkeiten als nach den alten nationalen Normen DIN 1045 basierend auf dem Rechenwert der Schubspannung τ_0 .

Zusätzlich verschärft wurde die Problematik mit Einführung der Eurocodes im Jahr 2013 durch die Anhebung der Tandemachslasten und damit der Radlasten als konzentrierte Einzellasten des LM1 im aktuell gültigen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2. Die Anhebung erfolgte auf 150 kN pro Rad gegenüber 120 kN pro Rad nach DIN Fachbericht 102.

Vor diesem Hintergrund besteht aus Bauherrensicht die Notwendigkeit, eine einheitliche Vorgehensweise für die Berechnung und Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung bei Querkraftbeanspruchung auf Grundlage des aktuellen Stands von Wissenschaft und Technik zu entwickeln, um eine sichere und wirtschaftliche Bemessung mit zugleich eindeutigen Vorgaben zu gewährleisten.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise für den Nachweis von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung auf Grundlage des derzeitigen Stands von Wissenschaft und Technik. Dabei werden Vorschläge erarbeitet, die mechanisch begründbar und für die Bemessungspraxis geeignet sind. Zudem werden entsprechende Textvorschläge zur Aufnahme in Bauherrenregelungen formuliert.

Das Problem umfasst sowohl die Ermittlung der Beanspruchungen v_{Ed} als auch des Tragwiderstands $v_{Rd,c}$ bei Querkraft von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Beide Seiten, die Beanspruchung E_d und der Tragwiderstand R_d , stehen dabei in einer gewissen Abhängigkeit zueinander (z. B. auflager-nahe Einzellasten, Interaktion Biegung/Querkraft, Kalibrierung des Bemessungsmodells, Betontraganteil V_{ccd}).

Die Ermittlung der Beanspruchungen erfolgt nach heutigem Stand der Berechnungsverfahren sinnvollerweise durch die Anwendung der FEM. Dabei hängen die Ergebnisse von der Wahl der Modellierung ab. Selbst die bei geeigneter Modellierung relativ genauen FE-Modelle enthalten gegenüber dem realen Tragwerk Vereinfachungen und Idealisierungen und können die Wirklichkeit nur näherungsweise abbilden. Daher erfolgen auch diesbezüglich Empfehlungen für eine geeignete und einheitliche Vorgehensweise.

Die Tragwiderstände bei Querkraft werden auf der Grundlage der bestehenden Nachweisformate in DIN EN 1992-2 bestimmt. Grundsätzlich finden ingenieurmäßige Methoden auf mechanischer Grundlage Anwendung. Die Auswirkungen neuer Ansätze im Zuge der Weiterentwicklung des EC2 werden dabei ebenfalls zu Vergleichszwecken untersucht.

Im Einzelnen werden die folgenden Punkte behandelt:

- Geeignete Strukturmodellierung mit der linearen FEM als Basis für die möglichst wirklichkeitsnahe Ermittlung der Beanspruchungen v_{Ed} [kN/m]
- Maßgebende Laststellungen für das Verkehrslastmodell LM1

- Lastausbreitung von Einzellasten über die Plattendicke
- Interpretation der Ergebnisse der FEM-Berechnung bezüglich der beim Nachweis anzusetzenden Querkraftbeanspruchung v_{Ed} (kN/m)
- Maßgebende Versagensmodi, abgeleitet aus repräsentativen Plattenversuchen mit konzentrierten Einzellasten (lokales Querkraftversagen bzw. durchstanzähnliches Versagen)
- Empfehlungen für die Ermittlung des anzusetzenden Tragwiderstands v_{Rd} (kN/m)
- Lage der maßgebenden Nachweisschnitte
- Einfluss aus einer Voutung der Platten

Neue Versuche werden nicht durchgeführt. Ebenso werden keine grundsätzlich neuen Bemessungsmodelle entwickelt. Die einheitliche Vorgehensweise wird auf dem heutigen Stand des Wissens und auf Grundlage der in den aktuell gültigen Normen, basierend auf Eurocode 2, vorhandenen Bemessungsmodellen entwickelt.

2 Stand des Wissens

2.1 Beanspruchung v_{Ed}

2.1.1 Entwicklung der Lastmodelle

Ein zentraler Faktor für die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen ist der Ansatz der Verkehrslastmodelle mit den Radlasten als konzentrierte Einzellasten. Mit Einführung der Eurocodes im Jahr 2013 sind die Tandemachslasten des Lastmodell 1 und damit die Radlasten deutlich angehoben worden. Damit ist dem auch künftig weiterhin zu erwartenden Anstieg des Schwerlastverkehrs Rechnung getragen worden. Schon beim Inkrafttreten des DIN FB 101 „Einwirkungen auf Brücken“ ist das Lastniveau gegenüber DIN 1072 in vielen Anwendungsfällen gestiegen.

DIN 1072 (1985)

In DIN 1072 wurden Straßenbrücken je nach Belastbarkeit und Zuordnung zum Straßen- und Wegenetz in Brückenklassen eingeteilt (DIN 1072 3.3.1(1)). Die Einteilung erfolgte entweder in die Brückenklasse 60/30 bei den Fernstraßen wie Autobahnen und Bundesstraßen oder in die Brückenklasse 30/30 für Landstraßen wie Gemeindestraßen und Wirtschaftswege. Die Brückenfläche wurde in eine Hauptspur und eine unmittelbar danebenliegende Nebenspur von je 3 m Breite unterteilt (DIN 1072 3.3.2(1)). Die Haupt- und Nebenspur waren gemäß Bild 2-1 zu belasten. Für die Brückenklasse 60/30 wurde auf der Hauptspur ein Schwerlastwagen mit einer Gesamtlast von 600 kN (SLW 60) angeordnet. Dies entspricht einer Radlast von 100 kN bei drei Achsen. Außerdem durften die Radlasten in bestimmten Fällen vereinfachend als Ersatzflächenlast auf eine Grundfläche von 6 m x 3 m verteilt werden. Für die Nebenspur wurde SLW 30 angeordnet mit einer Gesamtlast von 300 kN. Für die Brückenklasse 30/30 galt der Ansatz des SLW 30 für die Haupt- und Nebenspur. Zusätzlich wurde, unabhängig von der Brückenklasse, vor und hinter der SLW-Last eine Flächenlast in Höhe von 5 kN/m² auf der Hauptspur und 3 kN/m² auf der Nebenspur angesetzt. Außerdem war für die Hauptspur ein Schwingbeiwert mit anzusetzen. Dieser wirkte sich vor allem bei kleinen Spannweiten in Brückenlängsrichtung sowie besonders bei den üblicherweise kleinen Spannweiten in Brückenquerrichtung beim Nachweis der Fahrbahnplatten aus.

$$\varphi = 1,4 - 0,008 l_{\varphi} \geq 1,0$$

Im üblichen Spannweitenbereich in Brückenquerrichtung von ca. 1,00 m bis 7,00 m ergaben sich damit Schwingbeiwerte von $\varphi = 1,39$ bis 1,34.

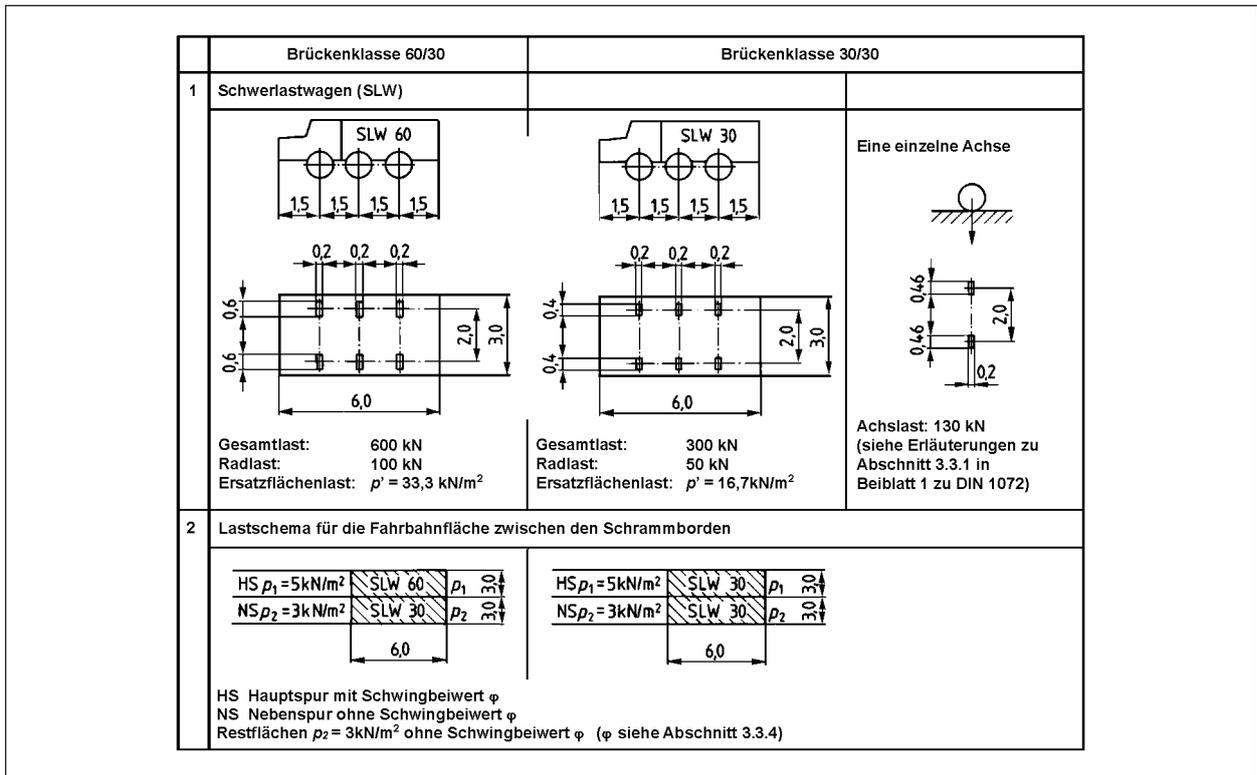


Bild 2-1: Verkehrsregellasten der Regelklassen gemäß DIN 1072

DIN FB 101 (2009)

Den Eurocodes liegt ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept auf der Basis von Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde, die sowohl für die Einwirkungen als auch für die Materialeigenschaften formuliert sind. Damit ist eine differenziertere Betrachtung als bei Verwendung des globalen Sicherheitskonzeptes wie in DIN 1072 möglich.

Um europaweit vereinheitlichte Bemessungsregeln zu erreichen, ist das Konzept der Eurocodes entwickelt worden. Die erste allgemein verwendete Version der Eurocodes für Betonbrücken bzw. Einwirkungen (damals noch auf Basis der Vornormen ENV) ist 2003 als DIN Fachbericht 101 bzw. DIN Fachbericht 102 eingeführt worden. DIN FB 101 und 102 enthielten zusammengefasst wesentliche Auszüge der ENV, um die Handhabbarkeit zu vereinfachen. 2009 wurde jeweils eine neue Version veröffentlicht, die Modifikationen und Anpassungen enthielt, aber noch auf der Vornorm basierte.

Im DIN FB 101 werden die Belastungen aus Verkehrslasten in Lastmodelle eingeteilt. Das Lastmodell 1 (LM1) wird bei globalen Nachweisen angesetzt und besteht aus zwei Teilen für die Einwirkun-

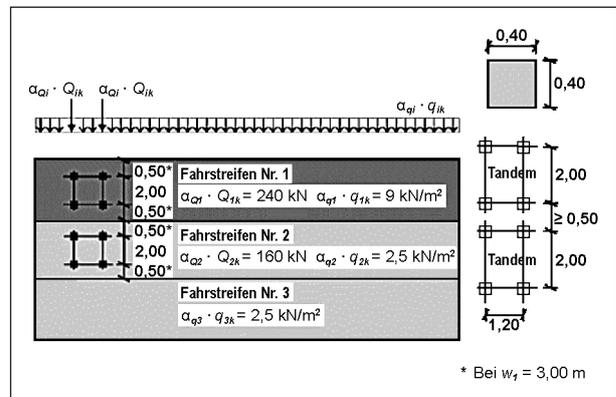


Bild 2-2: Lastmodell 1 (DIN FB 101, 2009)

gen aus Schwerlastfahrzeugen und PKW: Einer Doppelachse (Tandem-System TS) mit einer Radaustandsfläche von 0,4 m x 0,4 m und einer gleichmäßig verteilten Belastung (UDL). Die Anordnung von TS- und UDL-Last erfolgt gemäß Bild 2-2.

Die Fahrstreifen 1 und 2 waren unmittelbar nebeneinander anzuordnen. Im Fahrstreifen 3 und den weiteren Fahrstreifen war keine Doppelachse vorgesehen. Die Grundwerte und angepassten Grundwerte für TS- und UDL-Last können Tabelle 2-1 entnommen werden.

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last
	Grundwert	α_{Qi}	Angepasster Grundwert	
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} (oder q_{rk}) in kN/m ²
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	9,0
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,5
Fahrstreifen 3	0	-	0	2,5
Andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5
Restfläche (q_{rk})	0	-	0	2,5

Tab. 2-1: Grundwerte und angepasste Grundwerte (DIN FB 101, 2009)

Der Grundwert wurde jeweils mit dem Anpassungsfaktor α multipliziert. Somit ergab sich für den Fahrstreifen 1 eine Achslast von je 240 kN und für den Fahrstreifen 2 von je 160 kN. Die UDL-Last im Fahrstreifen 1 betrug 9 kN/m² und auf den übrigen Fahrstreifen und der Restfläche 2,5 kN/m². Die Tandemfahrzeuge waren in Querrichtung als gekoppelt anzunehmen. Bei den Verkehrslasten mussten, im Unterschied zur alten DIN 1072, keine zusätzlichen Schwingbeiwerte berücksichtigt werden, da sie die maßgebende Stausituation abdecken.

DIN EN 1991-2 (2010)

Das LM1 aus DIN FB 101 basiert auf dem Verkehrslastmodell des EC1-2. Es enthält zwei Elemente: Doppelachsen und gleichmäßig verteilte Flächenlasten. Im Unterschied zum DIN FB 101 wird auch auf dem Fahrstreifen 3 ein TS angeordnet, siehe Bild 2-3. Die charakteristischen Werte für TS und UDL können Tabelle 2-2 entnommen werden. Die Radlasten wurden mit 150 kN für eine Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren mit einem Zuschlag für künftige Verkehrsentwicklungen sehr konservativ festgelegt.

Die charakteristischen Werte werden noch zusätzlich mit Anpassungsfaktoren multipliziert, um zukunfts-fähige Verkehrslasten für die Bemessung der Bauwerke zu erhalten. Diese sind im Nationalen Anhang angegeben.

$$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 1,0$$

$$\alpha_{q1} = 1,33$$

$$\alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{q3} = \alpha_{qgr} = 1,2$$

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} in kN	q_{ik} (oder q_{rk}) in kN/m ²
Fahrstreifen 1	300	9,0
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Restfläche (q_{rk})	0	2,5

Tab. 2-2: Lastmodell 1: Charakteristische Werte (DIN EN 1991-2)

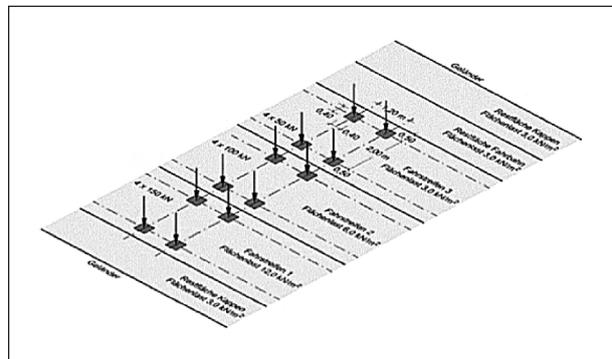


Bild 2-3: In Deutschland gültiges LM1 (Beton-Kalender, 2015)

Alle Anpassungsfaktoren wurden durch Kalibrierungsrechnungen für die in Deutschland vorhandenen Verhältnisse gewonnen und sollen extrapolierte künftige Entwicklungen der Verkehrslaststeigerung mit abdecken (FREUNDT, 2011). Somit ergeben sich für den Fahrstreifen 1 Achslasten von 300 kN, mit UDL von 12 kN/m², für den Fahrstreifen 2 Achslasten von 200 kN mit UDL von 6 kN/m² und für den Fahrstreifen 3 Achslasten von 100 kN mit UDL von 3 kN/m². Für die Restfläche werden 3 kN/m² angesetzt. Analog zum DIN FB 101 sind auch bei diesen Lastannahmen keine zusätzlichen Schwingbeiwerte erforderlich. Die Lastannahmen gelten für Stausituationen, bei denen die Fahrzeuge des Schwerverkehrs dicht an dicht stehen. Im Unterschied zum Ansatz aus dem DIN FB 101 sind die Fahrstreifen als in Querrichtung nicht gekoppelt anzusehen. Zusätzlich wurde der Teilsicherheitsbeiwert für den Verkehr von 1,5 auf 1,35 abgemindert, da die charakteristischen Werte entsprechend stark angehoben wurden.

Stellung	Doppelachsen TS				
	Grundwert	DIN-Fb 101		EC 1, Teil 2 mit NA	
		Q_{ik} [kN]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	α_{qi}
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	1,0	300
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	1,0	200
Fahrstreifen 3	100	0	0	1,0	100
Stellung	Gleichmäßig verteilte Last				
	Grundwert	DIN-Fb 101		EC 1, Teil 2 mit NA	
		q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]	α_{qi}
Fahrstreifen 1	9,0	1,0	9,0	1,33	12,0
Fahrstreifen 2	2,5	1,0	2,5	2,4	6,0
Fahrstreifen 3	2,5	1,0	2,5	1,2	3,0
Restfläche	2,5	1,0	2,5	1,2	3,0

Tab. 2-3: Zusammenstellung der Verkehrslasten nach DIN FB 101 und EC1-2 (Beton-Kalender, 2015)

Zusammenfassung

Die anzusetzenden Verkehrslasten auf Brücken sind im Zuge der Entwicklung und Fortschreibung der Normen stetig angehoben worden, um den gestiegenen und zukünftig zu erwartenden weiter zunehmenden Schwerlastverkehr abzudecken.

In Tabelle 2-3 ist der Vergleich der TS und UDL-Lasten aus DIN FB 101 und EC1-2 mit den zugehörigen Anpassungsfaktoren α_Q dargestellt.

- Erhöhung der Anpassungsfaktoren für die Tandemachsen um 20 %
- Ansatz einer Tandemachse auch im Fahrstreifen 3
- Erhöhung der UDL-Lasten um:
Fahrstreifen 1: 33 %
Fahrstreifen 2: 140 %
Fahrstreifen 3 und Restfläche: 20 %

Der Vergleich von DIN 1072 mit der aktuell gültigen Norm EC1-2 in Tabelle 2-4 zeigt, dass durch den Ansatz des Schwingbeiwertes auf der Hauptspur, die Fahrzeuglast des SLW60 bzw. die zugehörigen Radlasten als Einzellasten schon in DIN 1072 hoch angesetzt worden waren, allerdings in Verbindung mit einem weniger konservativen Bemessungsmodell. Im DIN FB 101 sind dann die Radlasten für den Fahrstreifen 1 (entspricht der Hauptspur aus DIN

Stellung	Radlast [kN]				
	DIN 1072 Spannweite [m]			DIN FB 101	EC1-2
	1,0	3,5	6,0		
Hauptspur bzw. Fahrstreifen 1	139	137	135	120	150
Nebenspur bzw. Fahrstreifen 2	50	50	50	80	100
Fahrstreifen 3	-	-	-	-	50

Tab. 2-4: Vergleich der Radlasten aus DIN 1072, DIN FB 101 und EC1-2

1072) reduziert worden und im EC1-2 basierend auf den Schubspannungen $\tau_{011,a}$ und $\tau_{011,b}$ erneut deutlich angehoben worden. Gleichzeitig wurde die Fläche reduziert, auf welche die Fahrzeugradlasten wirken. In DIN 1072 wirkten die Radlasten auf eine Fläche von $2,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} = 6,0 \text{ m}^2$ und im DIN FB 101 und EC1-2 auf eine Fläche von $2,0 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} = 2,4 \text{ m}^2$. Die Belastung aus den Achslasten wird also konzentrierter ins Bauwerk geleitet. Die Radaufstandsfläche hat sich dabei allerdings von $0,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} = 0,12 \text{ m}^2$ (DIN 1072) auf $0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} = 0,16 \text{ m}^2$ (DIN FB 101 und EC1-2) etwas erhöht. Die gleichmäßig verteilten Flächenlasten sind im Fahrstreifen 1 von 5 kN/m^2 in DIN 1072, auf $9,0 \text{ kN/m}^2$ in DIN FB 101, auf $12,0 \text{ kN/m}^2$ in der aktuellen Norm EC1-2 angehoben worden.

Die Anzahl der anzusetzenden Fahrstreifen ist ebenfalls angestiegen. In DIN 1072 gab es nur Haupt- und Nebenspur. Im DIN FB 101 gab es drei Fahrstreifen, von denen der dritte jedoch nur mit einer gleichmäßig verteilten Flächenlast belastet wurde. Im EC1-2 können bis zu drei Fahrstreifen angesetzt werden und in allen Fahrstreifen wird ein TS angeordnet.

2.1.2 Modellierung mit der FEM für die Schnittgrößenermittlung

Die Schnittgrößen für Fahrbahnplatten werden sinnvoll mit Hilfe der FEM ermittelt. Die Anwendung der FEM entspricht dem heutigen Stand der Rechentechnik.

Für die Modellierung von Plattenbalken- und Hohlkastenbrücken bieten sich grundsätzlich mehrere Möglichkeiten an. In der Regel werden für die Schnittgrößenermittlung in Längs- und Querrichtung unterschiedliche Modellierungen für das Tragsystem verwendet.

Plattenbalken

Im Folgenden wird eine kurze Übersicht der gängigen Modellierungsvarianten für zweistegige Plattenbalken zusammengestellt:

1. Trägerrost: Dabei werden stabförmige Elemente verwendet. Die Längsrichtung wird in Form von Stäben mit entsprechenden Querschnitten mit mitwirkender Plattenbreite modelliert. Für die Erfassung der Tragwirkung in Querrichtung werden Querstäbe in bestimmten Abständen mit den Längsstäben gekoppelt. Die Bemessung der Querrichtung ist damit nicht möglich.
2. Stabförmige Längsträger mit durchgehender Fahrbahnplatte: Für die Modellierung der Längsrichtung werden Balkenelemente mit Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite verwendet. Die Tragwirkung in Querrichtung wird dabei durch eine durchgehende Platte modelliert. Dabei ist zu beachten, dass die Wirkung der Platte in Längsrichtung nicht doppelt erfasst wird. Um dies zu umgehen wird die Steifigkeit der Platte in Längsrichtung ausgeschaltet. Der Nachteil bei dieser Vorgehensweise besteht darin, dass für die Bemessung der Fahrbahnplatte in Querrichtung keine Verteilung der Lasten in Längsrichtung erfolgt. Im Grunde stellt dieses Modell ein Trägerrostmodell mit eng aneinander gereihten Querbalken dar.
3. Schalenelemente für die durchgehende Fahrbahnplatte und Stege: Bei dieser Variante werden sowohl die Fahrbahnplatte als auch die Stege mit Schalenelementen modelliert und miteinander gekoppelt. Dadurch soll eine zutreffende Erfassung der Längs- und Quertragwirkung erzielt werden.
4. Schalenelemente für die durchgehende Fahrbahnplatte mit angeschlossenen Stegen als Balkenelemente: Ähnlich wie bei der vorherigen Variante wird hier die Fahrbahnplatte als durchgehendes Schalenelement modelliert, während die stabförmigen Stege an der Fahrbahnplatte fest angeschlossen werden. Zur Erfassung der Torsionssteifigkeit der Längsträger wird den Stegen die Torsionssteifigkeit des vollen Querschnitts (Plattenbalken) zugewiesen.
5. Volumenelemente: Diese Modellierung ist die aufwendigste und gleichzeitig genaueste der hier vorgestellten Varianten. Diese Modellierung

kommt aber in der Praxis eher selten zur Anwendung.

Für die vorliegende Untersuchung zum Plattenbalkenquerschnitt wird die Modellierungsvariante mit der Nummer 4 verwendet. Dadurch soll sichergestellt werden, dass die Schnittgrößenverteilung in der Fahrbahnplatte in Längs- und in Querrichtung zutreffend erfasst wird.

Hohlkasten

Auch bei der Modellierung von einzelligen Hohlkastenbrücken gibt es mehrere Modellierungsvarianten, die im Folgenden vorgestellt werden.

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt meist getrennt für die Längs- und Querrichtung. Das Längssystem besteht aus einem biege- und torsionssteifen Balken mit den Querschnittswerten des jeweiligen Hohlkastenquerschnitts (ROMBACH, 2007). Das Stabsystem geht jedoch von einem Ebenbleiben des Querschnitts aus und die Verformung des Querschnitts (Profilverformung) infolge der Einleitung der Torsionsmomente aus unsymmetrischen Lasten wird nicht erfasst. Daher ist eine weitere Berechnung für die Querrichtung am Faltwerk bzw. nach der Analogie am elastisch gebetteten Balken erforderlich. Für die Modellierung in Querrichtung gibt es verschiedene Varianten:

1. Starr gelagertes Rahmentragwerk und Zusatzbetrachtung am elastisch gebetteten Balken für zusätzliche Längsspannungen und Querbiegemomente.
2. 3-D-Schalenberechnung als Faltwerk: Beanspruchungen aus unsymmetrischen Lasten (z. B. Radlasten), die eine Querschnittswölbung und Querbiegung hervorrufen, werden automatisch richtig abgebildet.
3. Volumenelemente: Diese Modellierung ist die mit Abstand aufwendigste und gleichzeitig genaueste der hier vorgestellten Varianten. Sie kommt in der Praxis üblicherweise nicht zur Anwendung

Für die vorliegende Untersuchung zum Hohlkastenquerschnitt wird die Modellierungsvariante mit der Nummer 2 verwendet.

Bei Variante 2 mit Schalenelementen gibt es unterschiedliche Möglichkeiten bei der Modellierung bei Systemen mit variierender Querschnittshöhe (Vou-

ten bei Fahrbahnplatten). Zum einen betrifft dies den Bezug der Elemente zum jeweiligen Knoten:

- Die Elemente werden unter dem Knoten abgebildet, sodass die obere Kante der Elemente eine gerade Linie bildet, siehe Bild 2-4a).
- Die Achse der Fahrbahnplatte wird in der tatsächlichen Neigung modelliert und die Elemente werden mittig angeordnet, siehe Bild 2-4b).
- Die Elemente werden mittig angeordnet und die Achse bildet eine gerade Linie. Die obere Kante weist dann Sprünge nach oben und unten auf, siehe Bild 2-4c).

Diese Modellierungsmöglichkeiten haben nur einen sehr geringen Einfluss auf die Höhe der Querkräfte in der Fahrbahnplatte im Rahmen des nachfolgend vorgeschlagenen Bemessungskonzeptes. Für die nachfolgend durchgeführten Untersuchungen wird einheitlich die Variante verwendet, dass die Elemente unter dem Knoten abgebildet werden und die obere Kante eine gerade Linie bildet.

Ein weiterer Aspekt bei der Modellierung ist die Ausbildung des Anschlusses der Fahrbahnplatte an den Steg des Hohlkastens. Hier gibt es zwei Möglichkeiten:

- Starre Kopplung der Fahrbahnplatte an den Steg als Rahmenecke
- Keine zusätzliche Kopplung

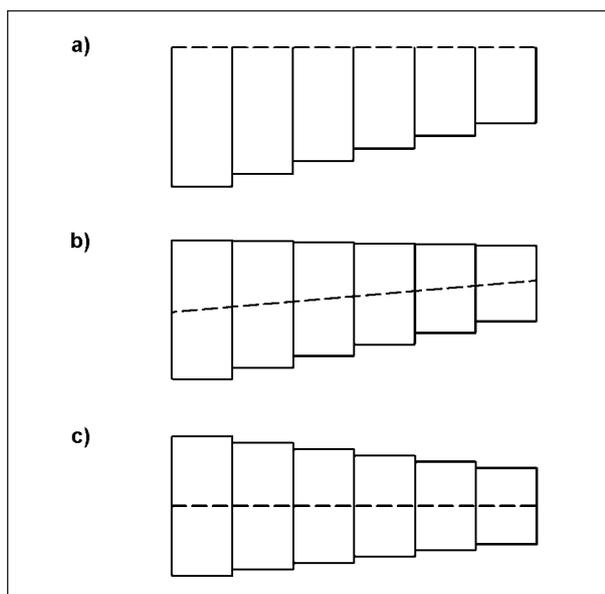


Bild 2-4: Modellierungsarten: a) Elemente unter Achse Querschnitt, b) Elemente mittig an geneigter Achse Querschnitt, c) Elemente mittig an gerader Achse Querschnitt

Auch hier sind die Abweichungen der Querkraft in der Fahrbahnplatte gering. Die Querkräfte bei Ausbildung einer starren Rahmenecke sind etwas größer, daher wird auf der sicheren Seite liegend diese Variante für die Untersuchungen gewählt.

2.2 Tragwiderstand v_{Rd}

2.2.1 Experimentelle Untersuchungen

Dokumentierte Forschungsarbeiten in der Literatur

Bereits seit den 30er Jahren wurden Versuche an Platten unter konzentrierten Lasten durchgeführt (bspw. GRAF, 1933; LEONHARDT, 1962), deren Ergebnisse aber aufgrund der Geometrie, der Lastaufstandsfläche und Lastanordnung sowie der Bewehrung sich auf Brückenfahrbahnplatten nicht übertragen lassen.

Die Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit mit Einführung der DIN 1045-1:2001-07 (DIN 1045-1, 2001) bzw. des EC2-1-1 (DIN EN 1992-1-1, 2013) führten europaweit zu intensiven theoretischen und experimentellen Untersuchungen. Bild 2-5 gibt einen Überblick über die verschiedenen Versuche, die Abmessungen der Platten sowie die Laststellungen.

Im Jahr 2006 wurden von VAZ RODRIGUES und MUTTONI (VAZ RODRIGUES, MUTTONI, 2006) Versuche an Stahlbetonplatten vorgestellt, die sich explizit auf die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter Radlasten bezogen. Die im EC1 (DIN EN 1991-1-1, 2010) vorgegebenen Aufstandsfläche der Radlasten von 400 mm x 400 mm sowie die Lastabstände von 1,20 m bei Lastmodell 1 wurden um 25 % auf 300 mm x 300 mm bzw. 0,90 m reduziert. Die Versuchskörperabmessungen sowie die Lastordnung waren den in der Norm geforderten Werten aber recht ähnlich. Vor allem die Versuchskörperabmessungen waren mit 10 m Breite und einer Auskragung von 2,78 m beachtlich (siehe Bild 2-5). Die Tragfähigkeit wurde für eine, zwei und vier Blocklasten ermittelt.

In den nachfolgenden Jahren beschäftigen sich immer mehr Forscher mit der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter Einzellasten, sodass mittlerweile eine größere Anzahl an Plattenversuchen in der Literatur beschrieben ist. Zu nennen wären:

- (RICHART, KLUGE, 2007)
- (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009), (ROMBACH, LATTE, 2009), (LATTE, 2011)
- (LANTSOGH, 2011)
- (NATARIO, 2015)
- (REISSEN, HEGGER, 2013a), (REISSEN, HEGGER, 2013b), (REISSEN, HEGGER, 2017)
- (ROMBACH, HENZE, 2017)

Bei allen Untersuchungen ergaben sich Traglasten, welche deutlich höher lagen, als die nach EC2 zu berücksichtigenden Radlasten ($Q_{k,1} = 150 \text{ kN}$ (DIN EN 1991-2, 2010)). Die Fragstellungen der einzelnen Versuchsreihen differieren aber aufgrund der vielen unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Querkrafttragvermögen teilweise erheblich, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse schwierig macht. Wichtig in Hinblick auf die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten ist aber, dass grundlegende Randbedingungen eingehalten werden sollten, um repräsentative Ergebnisse aus den Versuchen ableiten zu können. Schwierigkeiten bei der Auswertung ergeben sich aus den limitierten Abmessungen sowohl in der Breite als auch in der Stützweite. Versuchskörperbreiten früherer Studien entsprechen häufig eher Balken als Platten.

Es muss davon ausgegangen werden können, dass sich das untersuchte Tragwerk wie eine Platte verhält, wofür ein zweiachsiger Lastabtrag der Einzelasten Voraussetzung ist. Verwertbare Ergebnisse sind dementsprechend nur mit Platten zu erwarten, die über eine ausreichende Breite verfügen. Diese Randbedingungen erfüllen im Wesentlichen nur die in Bild 2-5 dargestellten Versuchskörper. Die Platten von LANTSOGH (LANTSOGH, 2011) und LATTE (LATTE, 2009) wiesen eine Breite von lediglich ca. 2,5 m auf, bei denen ein zweiachsiger Lastabtrag nicht voll möglich ist.

In der Bemessungspraxis stellt sich oft die Frage, wie groß die Beanspruchung bei mehreren Einzelasten ist bzw. wie der Lastabtrag mehrerer Einzelasten funktioniert. Mit diesem Sachverhalt beschäftigen sich nur zwei Versuchsreihen (MUTTONI, 2006; ROMBACH, 2017) aus der Zusammenstellung in Bild 2-5.

VAZ RODRIGUES und MUTTONI (VAZ RODRIGUES, MUTTONI, 2006) untersuchten bei 4 von 6 Versuchen das Verhalten unter der Belastung mit mehreren Einzelasten. Dabei wurden die 10 m breiten Versuchskörper jeweils mit drei Teilversu-

chen belastet, bei denen bei zweien (Laststellungen a und c, Bild 2-5) die Blocklasten nah am freien seitlichen Plattenrand angeordnet wurden.

Der Einfluss der randnahen Laststellungen kann anhand der Traglasten schwer beurteilt werden. Er scheint aber nicht gravierend zu sein, was sich aus einem Vergleich der Ergebnisse mit der Versuchsreihe von Rombach und Henze (ROMBACH, 2017) ergibt. Hier zeigte sich, dass die Tragfähigkeit der Versuche mit zwei Lasten etwa 30 % höher lag als die vergleichbaren Versuche mit einer Last.

Der Vergleich des Versuchs DR2c (eine Last) mit DR2b (gleiche Laststellung; 2 Lasten) von Vaz Rodrigues ergibt ein ähnliches Verhältnis. Die Versuchsanordnungen können Bild 2-5 entnommen werden. Bei den Versuchen DR1c und DR1b lag die Traglast mit einer Doppellast nur um 10 % höher als bei einer Einzellast. Inwieweit die Reihenfolge der Versuchsdurchführung und die damit einhergehende Rissbildung der Platten die Ergebnisse beeinflusst hat, kann nicht abschließend beurteilt werden. Die Versuche DR2a (Mittlere Laststellung) und DR2b (Laststellung am seitlichen Rand) hatten einen Traglastunterschied von lediglich 100 kN was in etwa 10 % der Traglast entspricht. Der Unterschied liegt dementsprechend innerhalb der Streubreite der Versuche von ROMBACH und HENZE (ROMBACH, 2017), wo Vergleichsversuche mit gleichen geometrischen Randbedingungen Traglastunterschiede von ebenfalls etwa 10 % aufwiesen. Der Einfluss der randnahen Laststellung bei den Versuchen von VAZ RODRIGUES und MUTTONI (VAZ RODRIGUES, MUTTONI, 2006) ist dementsprechend nicht signifikant.

Eine mögliche Erhöhung der Tragfähigkeit bei gevouteten Platten durch die geneigte Druckgurtkomponente V_{cc} wurde in zwei Versuchsreihen untersucht. LATTE (LATTE, 2011) stellte fest, dass der Ansatz nach DIN 1045-1 bzw. EC2 für V_{cc} den Einfluss auf die Tragfähigkeit bei Platten nicht richtig abbildet. REISSEN und HEGGER (REISSEN, HEGGER, 2013a) kommen zu dem gleichen Schluss und stellen fest, dass der DIN-Ansatz für V_{cc} die Erhöhung der Tragfähigkeit überschätzt. Latte beschreibt, dass sich der Ort des Versagens bei Platten durch die Voutung verschiebt. Das Versagen tritt demnach eher im Bereich mit geringerer Querschnittshöhe auf. Diese Aussage wird auch durch die Balkenversuche von NGHIEP (NGHIEP, 2012) bestätigt. Bezüglich der Querkraftkomponente V_{cc} besteht weiterer Forschungsbedarf.

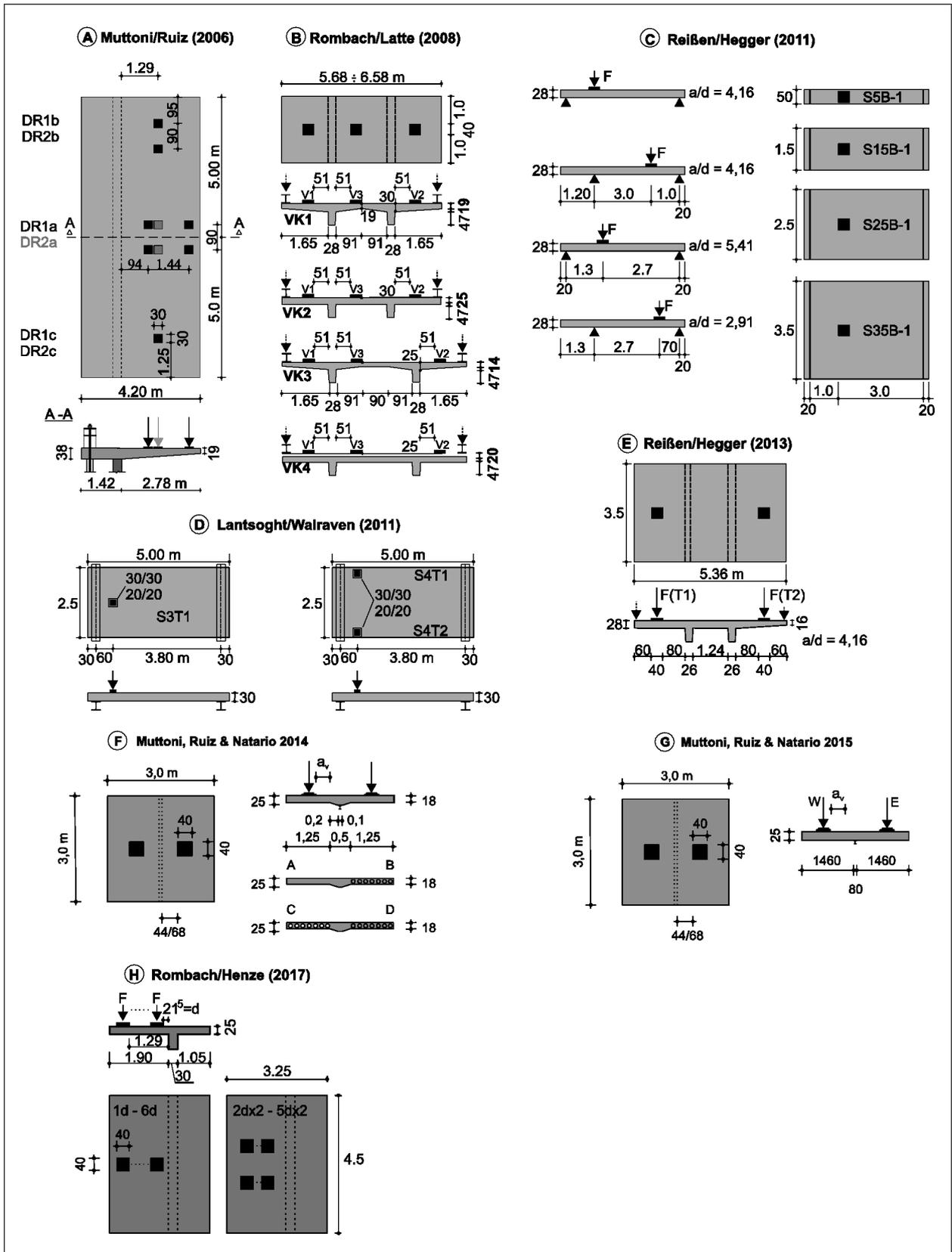


Bild 2-5: Übersicht über Versuche mit für Fahrbahnplatten repräsentativer Geometrie und Laststellung

Forschungsarbeiten an der TU Hamburg-Harburg

Nachfolgend wird eine Zusammenfassung der wesentlichen Randbedingungen und Erkenntnisse aus den an der TUHH durchgeführten Versuchsreihen an Platten gegeben.

- Versuche von ROMBACH und LATTE

Bei den Versuchen von ROMBACH und LATTE (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009; LATTE, 2011; ROMBACH, LATTE, 2009) wurde die Querkrafttragfähigkeit von Platten mit und ohne Querkraftbewehrung ermittelt. Des Weiteren wurden der Einfluss einer Voute sowie der Einfluss einer linienförmigen Vorbelastung untersucht.

Geometrie, Abmessungen, die Bewehrungsanordnung sowie die untersuchten Laststellungen können Bild 2-7 entnommen werden.

Für die Betongüte wurde ein C35/40 angestrebt. Die Druckfestigkeiten lagen für die Versuche zwischen $f_{c,cyl} = 35,0$ bis $46,5$ MPa.

Bei den Versuchskörpern VK1 bis VK3 wurde zunächst eine Vorlast f_q als Linienlast über die Breite

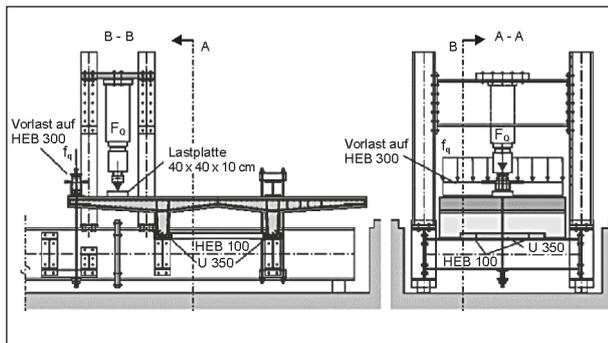


Bild 2-6: Versuchsaufbau (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009)

der Versuchskörper aufgebracht, welche der Ausba- sowie gleichmäßig verteilten Flächenlast einer Brückenkappe entsprach, siehe Bild 2-7 (Die Vorlast wird durch Stahlträger am Kragarmrand aufgebracht). Diese wurde während des Versuchs konstant gehalten. Durch die Vorlast wurde das Rissmoment der Kragplatte am Anschnitt erreicht. Bei VK4 wurde keine Vorlast aufgebracht. Die konzentrierten Blocklasten wurden über eine 400 mm x 400 mm große Stahlplatte aufgebracht. Es wurden sowohl die Kragarme als auch die Innenplatten unter Einzellasten getestet.

Während der Versuche wurden folgende Werte gemessen:

- Verformungen an verschiedenen Punkten
- Veränderung der Plattendicke zu Rissdetektion im Platteninneren
- Stahldehnungen an der Einspannung
- Betondehnungen in der Druckzone an der Einspannung
- Rissbreiten auf der Plattenoberseite an der Einspannung

Die in den Versuchen erreichten Traglasten der Kragplatten ohne Querkraftbewehrung sind in Tabelle 2-5 zusammengestellt.

Folgende Erkenntnisse wurden aus den Versuchen abgeleitet:

- 1) Der Ansatz von V_{cc} zur Berücksichtigung des Querkraftanteils der geneigten Druckkraft geouteter Platten nach EC2 bildet das Verhalten bei den Versuchskörpern nicht richtig ab.
- 2) Die Lastausbreitung und die Bestimmung der nachweisrelevanten Schnittgrößen haben einen großen Einfluss auf die rechnerisch zu bestimmende Tragfähigkeit.

Versuch	Vorlast f_q [kN/m]	d ¹⁾ [m]	a_v/d [m]	F_{Qu} [kN]
VK1-V1	32,1	0,247	2,1	690
VK2-V1	22,5	0,217	2,4	678
VK3-V1	22,5	0,217	2,4	677
VK4-V1	-	0,167	3,13	487

¹⁾ statische Nutzhöhe am Anschnitt zum Steg

Tab. 2-5: Traglasten

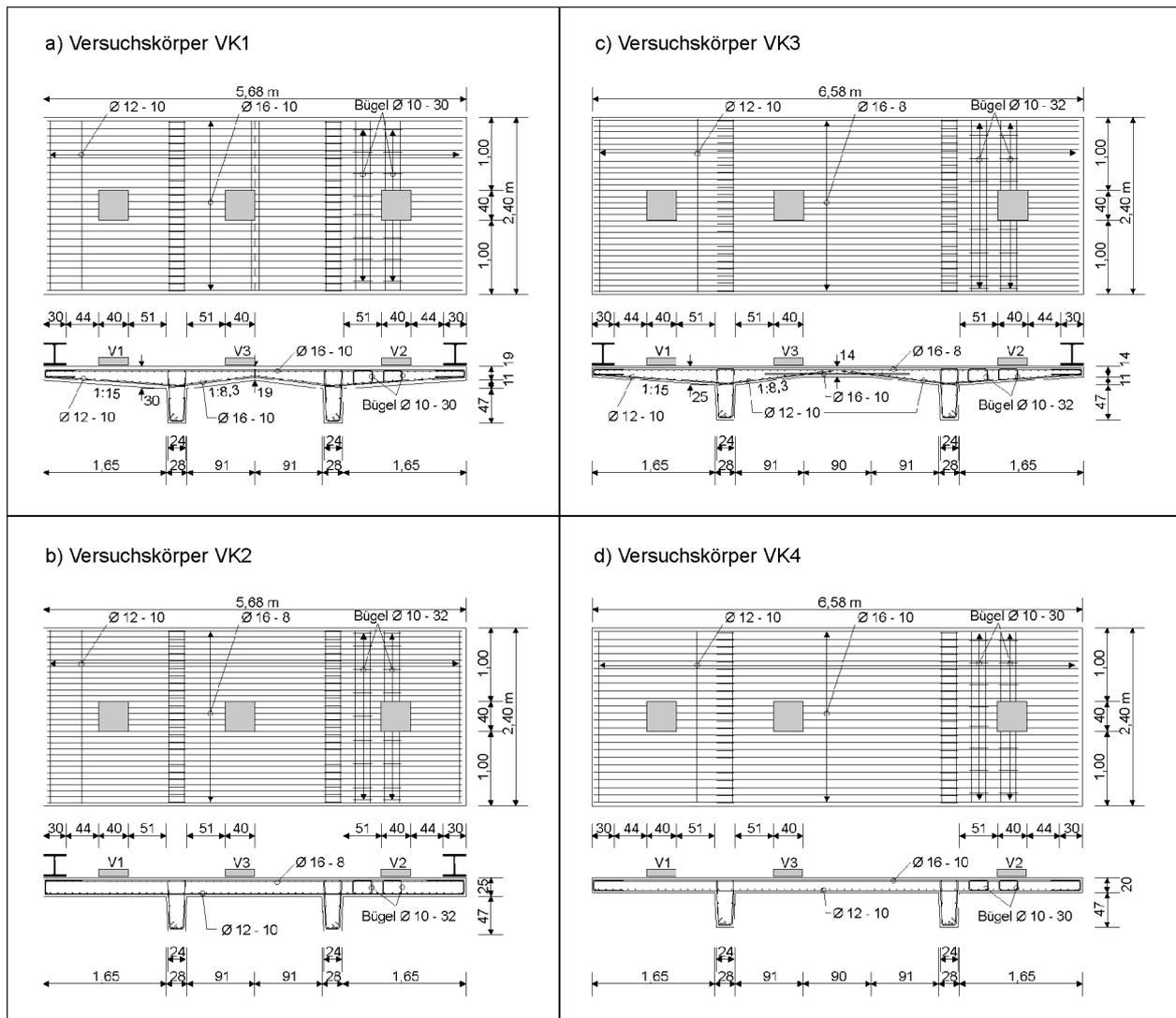


Bild 2-7: Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper VK1 – VK4 aus (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009)

- 3) Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit von Platten bei auflagnaher Laststellung eher zunimmt.
- 4) Die Schnittgrößen von Fahrbahnplatten sollten am räumlichen Gesamtsystem bestimmt werden.

- Versuche von ROMBACH und HENZE

Die Versuchsreihe am Institut für Massivbau der TU Hamburg (ROMBACH, HENZE, 2017) umfasste insgesamt 14 ausragende Stahlbetonplatten (im Grundriss 3,25 m x 4,50 m, h = 25 cm) ohne Querkraftbewehrung (Bild 2-10). Im Mittelpunkt dieser experimentellen Untersuchungen standen der Einfluss der Laststellung von konzentrierten Einzelasten sowie der Einfluss einer direkten Abstützung ins Auflager. Des Weiteren wurden unterschiedliche Bewehrungsgehalte der Längsbewehrung sowie

der unteren Plattenbewehrung eingebaut. Die Versuche wurden mit Einzel- und Doppellasten durchgeführt.

Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 2-6 dargestellt. Die Versuchsanordnung sowie die verwendete Bewehrung sind in Bild 2-9 und Bild 2-10 dargestellt.

Die Betonfestigkeit lag für die Versuche zwischen $f_{c,cyl} = 37,8$ und $57,6$ MPa. Die Belastung wurde über 400 mm x 400 mm große Stahlplatten aufgebracht.

Die Versuche ergaben, dass der Einfluss innerhalb eines Bereichs der direkten Abstützung bei Platten bis zu einem Verhältniswert von lichter Schubspannweite zu statischer Nutzhöhe von ca. $a/d = 3,0$ geht. Wie die Auswertung der Dickenmessungen zeigt, trat der Schrägriss in der Platte bei allen

Versuchen mit einer Blocklast unabhängig von der Laststellung in etwa bei gleichem Lastniveau um 600 kN auf (Bild 2-8). Die Versuche mit den Lastabständen $a_v = 3,0d$ bis $6,0d$ lieferten alle Traglasten

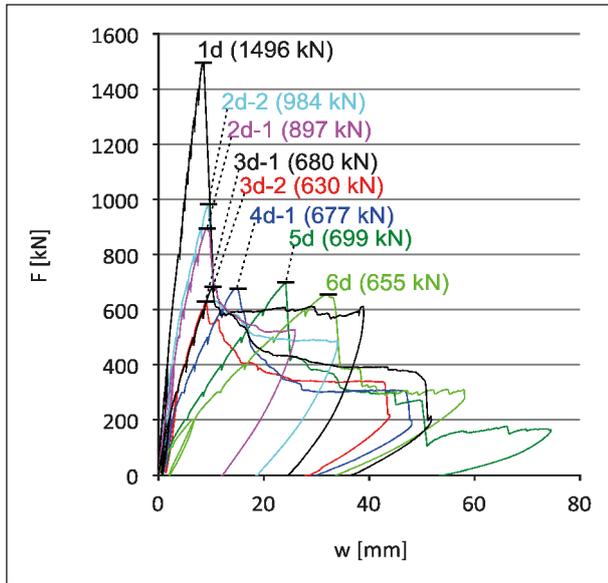


Bild 2-8: Lastverformungskurven der Versuche zum Einfluss des direkten Lastabtrags bei Einzellasten (ROMBACH, HENZE, 2017a)

in der gleichen Größenordnung ($F_u = 630 - 699$ kN) Bild 2-8. Die bisher übliche Annahme einer mitwirkenden effektiven Breite in Abhängigkeit des Abstandes von Einzellasten zum Auflager, z. B. nach Heft 240 oder eine Lastausbreitung unter 45° , scheint nicht gerechtfertigt. Alle Platten versagten lokal im Bereich der Blocklast, vergleichbar einem Durchstanzen. Die Platten wiesen auch nach dem Überschreiten der Grenzlast noch eine hohe Resttragfähigkeit von ca. 300 kN auf. Ein sprödes Versagen trat nicht auf. Anders als nach aktueller Norm zu erwarten, zeigt die Variation der Bewehrung keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Platten. Eine Verringerung der Hauptbiegebewehrung, die bei der rechnerischen Tragfähigkeit nach EC2-1-1 Gleichung 6.2 zu berücksichtigen wäre, führt im Gegenteil bei Versuch 4d-2 zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit. Die Verringerung der unteren Bewehrung, also auf der lastabgewandten Seite zeigt im Versuch 4d-3 keine signifikante Änderung der Traglast. Die Versuche mit zwei Lasten liefern gegenüber den Versuchen mit einer Last eine etwa 30 % größere Traglast bezogen auf die Gesamtlast im Versuch.

Bezeichnung	Anzahl Tests	a_v/d	Anzahl Lasten	Beschreibung
1d-6d	8	1 – 6	1	Bewehrung wie in Bild 2-10
2dx2 – 5dx2	4	2	2	Bewehrung wie in Bild 2-10
4d-2	1	4	1	Variation der oberen Biegebewehrung $\varnothing 14-10$
4d-3	1	4	1	Variation der unteren Bewehrung $\varnothing 8-10$

Tab. 2-6: Versuchsprogramm

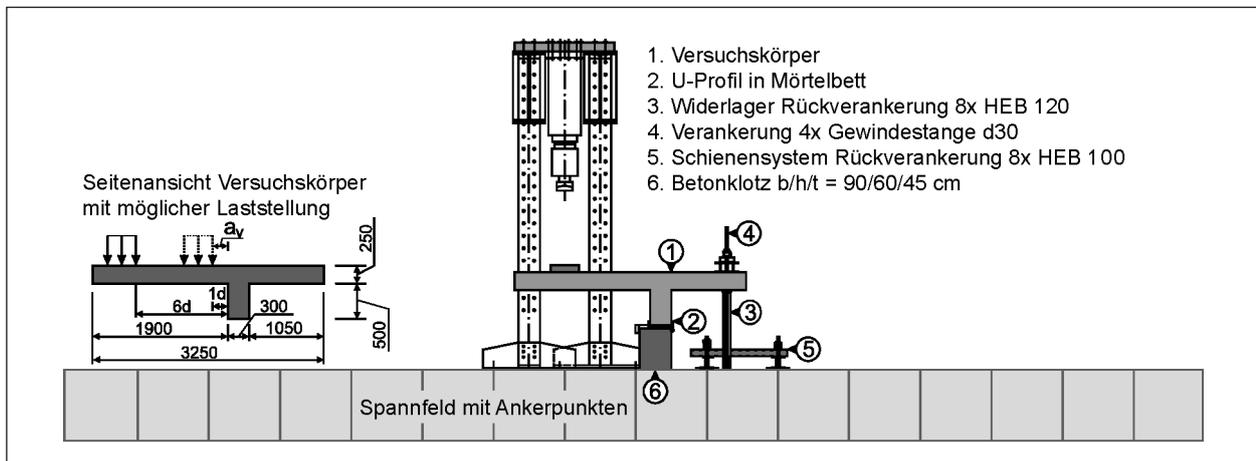


Bild 2-9: Versuchsaufbau

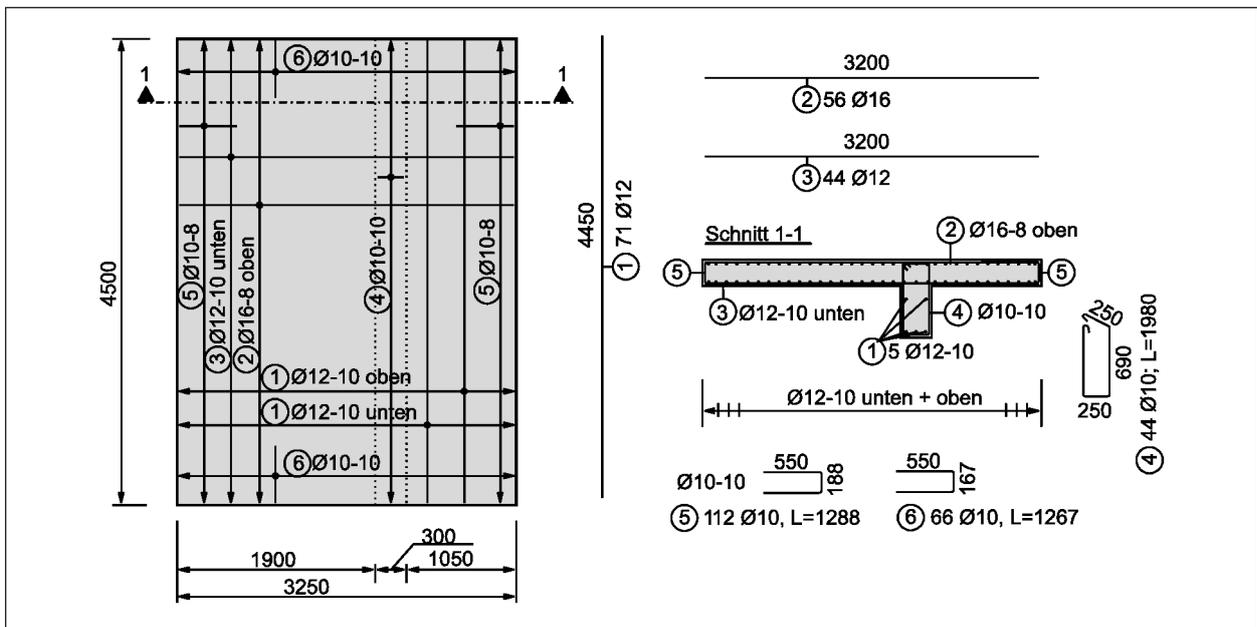


Bild 2-10: Bewehrungsanordnung der Versuchskörper

Forschungsarbeiten an der RWTH Aachen

Zwischen 2010 und 2015 wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen im Rahmen je eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, (HEGGER, REISSEN, 2013)) beauftragten und eines weiteren von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG, (HEGGER, REISSEN, 2017), (HEGGER, REISSEN, 2016)) geförderten Forschungsvorhabens insgesamt 49 großmaßstäbliche Bauteilversuche zur Untersuchung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Dabei wurden die Versuchskörper mit einer Dicke am Auflager $h = 0,28$ m und einer Breite zwischen $b = 0,5$ m und $b = 3,5$ m ausgeführt. Je Versuchskörper wurden zwei statische Teilversuche durchgeführt, die durch je eine Einzellast F über eine Lasteinleitungsplatte mit einer Grundfläche von $0,4$ m x $0,4$ m in Anlehnung an die Radlasten nach EC 1 belastet wurden. Die Lagerung erfolgte über die gesamte Plattenbreite.

Wesentliche untersuchte Parameter waren die mitwirkende Breite für Querkraft, das ald -Verhältnis unter Berücksichtigung verschiedener statischer Systeme und der Einspanngrad über dem lastnahen Auflager. Zur Untersuchung der mitwirkenden Breite wurde eine Versuchsserie durchgeführt, in deren Rahmen die Plattenbreite sukzessive von $b = 0,5$ m auf $b = 3,5$ m gesteigert wurde. Um den Einfluss des Lastabstands a zum Auflager und den Zu-

sammenhang hinsichtlich des statischen Systems zu ermitteln, wurden Versuche an Platten als Einfeldträger mit gelenkiger Lagerung (vgl. Bild 2-11a), Durchlaufträger und Kragsystem mit variierenden Schubslankheiten $\lambda = ald$ ($ald \approx 2,9$ bis $5,4$) durchgeführt. Dabei wurde ein Teil der Kragplatten gevoutet ausgeführt, um den Einfluss einer geneigten Biegedruckkraft zu untersuchen. Zur Steigerung des einwirkenden Moments und des daraus resultierenden Vertikalanteils der geneigten Biegedruckkraft wurden teilweise zusätzlich Vorlasten f_q aufgebracht.

Anhand numerischer Simulationen mithilfe linear-elastischer und nichtlinearer FE wurden tieferegehende Parameterstudien durchgeführt. Auf Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde ein modifizierter Ansatz für den β -Faktor zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten hergeleitet (REISSEN, 2016).

Aus den experimentellen Untersuchungen konnten folgende Erkenntnisse abgeleitet werden (REISSEN, 2016):

- 1) Die Auswertung der Auflagerkräfte über Messstellen entlang der Bauteilbreite ergab nur eine geringfügige Steigerung der mitwirkenden Breite mit zunehmendem Abstand a der Last vom Auflager.
- 2) Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades quer zur Belastungsrichtung in Hinblick auf die Last-

umlagerung ist nicht eindeutig und insgesamt als gering einzuschätzen.

- 3) Je größer das a/d -Verhältnis, desto spröder ist das Versagen. Eine weitere Zunahme der Sprödigkeit des Versagens konnte in Abhängigkeit des statischen Systems festgestellt werden (maximal an Kragplatten, abnehmend über Einfeld- zu Durchlaufsystemen)
- 4) Über die Definition der Schubslankheit $\lambda = \max\{a_1; a_2\}$ nach (ISLAM, PAM, KWAN, 1998) über die Unterteilung des Lastabstands a in zwei Bereiche a_1 und a_2 , die durch den Momentennulldurchgang getrennt werden, kann der β -Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten so modifiziert werden, dass sich gute Übereinstimmungen zwischen experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit für unterschiedliche statische Systeme ergeben.
- 5) Aufgrund der geringeren Plattendicke im Bereich der Lasteinleitung, kann angenommen

werden, dass die mitwirkende Plattenbreite gevouteter Platten geringer ist als die von Platten mit konstanter Dicke. Im maßgebenden Bemessungsschnitt vor der Last ergeben sich bei gevouteten Plattenstreifen mit voller Aktivierung der Bauteilbreite jedoch größere relative Querkrafttragfähigkeiten als bei geraden Plattenstreifen unter Berücksichtigung der reduzierten statischen Nutzhöhe gevouteter Bauteile.

Weitere Untersuchungen wurden im Rahmen der Zusammenstellung und Auswertung einer Querkraftdatenbank mit insgesamt 560 Versuchen durchgeführt (REISSEN, 2016). Eine Kategorisierung der Datenbankversuche erfolgte hinsichtlich des verwendeten statischen Systems. Dadurch ergibt sich eine Aufteilung der Daten in 292 Versuche an gelenkig gelagerten Einfeldträgern, 192 Versuche an einseitig eingespannten Systemen (Endfelder), 19 Versuche an beidseitig eingespannten Platten (Innenfelder) und 57 Versuche an Kragsystemen.

2.2.2 Theoretische Untersuchungen

Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde von Mörsch ein einfacher empirischer Ansatz vorgeschlagen, nach dem die mittlere Schubspannung im Bruchzustand als Funktion der Betonzugspannung abgebildet wird (MÖRSCH, 1908). Aufgrund der hohen Streuung der Betonzugfestigkeit und der im Vergleich zur Betondruckfestigkeit komplexeren Ermittlung über Baustoffproben, wird die Größe in der Regel als Wurzelfunktion der Druckfestigkeit abgebildet. Es ist jedoch zu beachten, dass in einem querkraftbeanspruchten Bauteil im Bereich der Risspitze Spannungskonzentrationen auftreten, die mit Querdruck einhergehen. Daher kann in Bezug auf die Schubfestigkeit nicht die volle Zugfestigkeit des Betons angesetzt werden.

In (SCHACHT, MÜLLER, CURBACH, MARX, 2013) ist die Entwicklung der Querkraftbemessung von Platten in den deutschen Regelwerken zusammengefasst. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden Schubspannungsgrenzen festgelegt, die nicht in Abhängigkeit zur Betongüte oder Bauteileigenschaft standen. Erst ab 1925 wurde die Betonfestigkeit berücksichtigt. Sieben Jahre später kam es zur Einführung eines Schubsicherungsnachweises für Stahlbetonplatten. Dabei wurde plattenförmigen

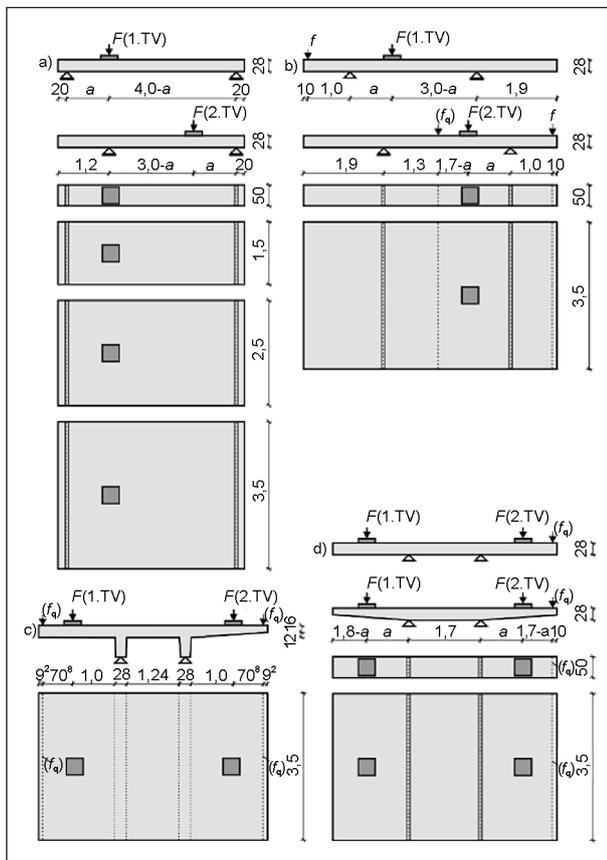


Bild 2-11: Versuchsaufbau und Bauteilgeometrien: a) gelenkig gelagerte Platten, b) Platten mit Durchlaufwirkung, c) Kragplatten an zweistufigen Plattenbalken, d) Kragplatten (REISSEN, 2016)

Bauteilen ein um 50 % größerer Querkraftwiderstand beigemessen als Balken mit vergleichbaren Eigenschaften. Mit Einführung der (DIN 1045, 1972) wurde für Balken eine Mindestquerkraftbewehrung vorgeschrieben.

In den 60er Jahren entwickelte Zsutty (ZSUTTY, 1968) einen empirischen Ansatz auf Basis von Datenbankanalysen. Der vorgeschlagene Wert für den Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung war abhängig von der Betondruckfestigkeit, dem Längsbewehrungsgrad und dem d/a -Verhältnis. Damit wird neben der Betonzugfestigkeit (proportional zu $f_c^{1/3}$) auch die Höhe der ungerissenen Betondruckzone (abhängig vom einwirkenden Moment und der daraus resultierenden Biegezugbewehrung) berücksichtigt. Später wurde der Ansatz in modifizierter Form als Bemessungsansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung in den Model Code 90 (FIB, 1991) aufgenommen, da sich so gute Übereinstimmungen mit Ergebnissen experimenteller Untersuchungen ergaben und bildete später die Grundlage für die heutige Querkraftbemessung. Bei (DIN 1045-1, 2008), DIN Fachbericht 102 und Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1, 2013) wurde dabei jedoch auf die Berücksichtigung des d/a -Verhältnisses verzichtet.

Empirische Modelle weisen typischerweise hohe Korrelationen mit Versuchsergebnissen auf und lassen sich in der Regel vergleichsweise einfach anwenden. Gleichzeitig entsteht als direkte Konsequenz der genannten Vorteile der Nachteil, dass die hohe Übereinstimmung nur für jene Fälle gilt, die in den zur Kalibrierung herangezogenen Versuchen widerspiegelt wurden (MARÍ, BAIRÁN, CLADERA, OLLER, RIBAS, 2015). Abweichende Last- und Systemkonstellationen werden häufig nicht zutreffend abgebildet oder erfordern eine Erweiterung des Ansatzes.

- Schubzugversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischer Materialgesetze können die Hauptspannungen in einem ungerissenen Betonquerschnitt mechanisch ermittelt werden. Unterschreiten die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit und die Hauptzugspannungen die zulässige Betonzugfestigkeit, kann ein Versagen ausgeschlossen werden. Ein Schubzugversagen entspricht der Überschreitung der Betonzug-

festigkeit durch die geneigten Hauptzugspannungen vor der Biegerissbildung, insbesondere bei Bauteilen mit Drucknormalkräften. Nach (DIN-FB 102, 2009) gilt ein Bereich als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$ sind, wobei ein erhöhter Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,8$ herangezogen wird. In diesen Bereichen darf die Querkrafttragfähigkeit unter vorwiegend ruhender Belastung nach Gl. (2-1) auf Basis der Hauptzugspannungsgleichung ermittelt werden.

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}} \quad (2-1)$$

mit

I	Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts
S	Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts bezogen auf dessen Schwerpunkt
σ_{cp}	Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Nachweispunktes
α_1	= 1,0 (Ausnahme: Vorspannung mit sofortigem Verbund)
$f_{ctk,0,05}$	unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit ($\leq 2,7 \text{ N/mm}^2$)

Dabei ist die anrechenbare Querschnittsbreite b_w in Gl. (2-1) unter Berücksichtigung der Spanngliedhüllrohre abzumindern. Der Wert σ_{cp} beschreibt in der Regel die Betondruckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts. Bei Querschnitten mit veränderlicher Breite kann die maximale Hauptzugspannung außerhalb der Schwereachse liegen. Daher ist der Hauptzugspannungsnachweis in verschiedenen Höhen zu führen. Die Betondruckspannung σ_{cp} muss dementsprechend durch die Betonnormalspannung im jeweiligen Nachweispunkt ersetzt werden. Da die Biegenormalspannungen zusätzlich in Trägerlängsrichtung variieren, muss der Querkraftwiderstand in verschiedenen Querschnitten in Längsrichtung bestimmt werden.

- Biegeschubversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Bei schubschlanken Stahlbetonplatten kommt es zur ausgeprägten Biegerissbildung. Eine Anwendung des Hauptzugspannungsnachweises ist demnach nicht zulässig. Da der Beton über die Risse hinweg keine Zugkräfte übertragen kann, müssen

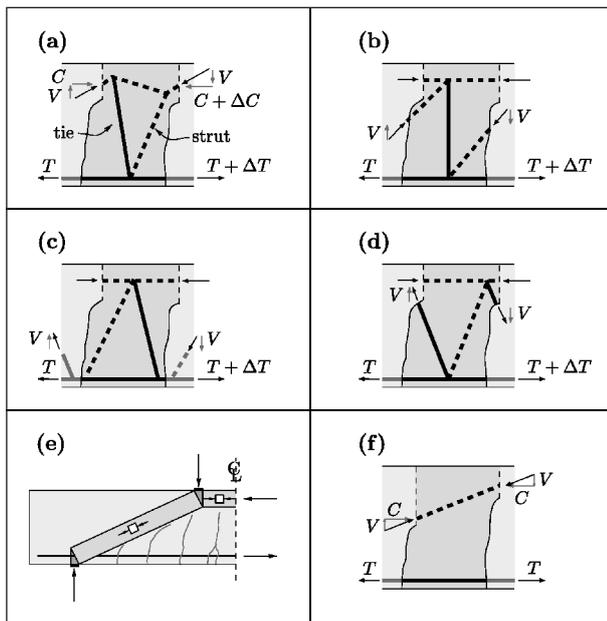


Bild 2-12: Mechanismen des Querkraftlastabtrags: a) Betonkamm, b) Rissreibung, c) Dübelwirkung, d) Risspitze, e) – f) Druckstrebenwirkung (FERNANDEZ RUIZ, MUTTONI, SAGASETA, 2015)

die im Querschnitt vorhandenen Querkräfte über verschiedene Ersatzmechanismen aufgenommen werden (Bild 2-12). Der sukzessive Ausfall dieser Mechanismen kann zu einem Fortpflanzen des Biegerisses in horizontaler Richtung und letztendlich zum spröden Biegeschubversagen führen. Aufgrund des komplexen Zusammenwirkens der verschiedenen Tragmechanismen wurden bisher überwiegend empirische Modelle zur Vorhersage der Biegeschubtragfähigkeit von Bauteilen abgeleitet.

Wie zuvor beschrieben basiert das Querkraftmodell nach EC2 für Bauteile ohne Querkraftbewehrung auf einer statistischen Regressionsanalyse von Querkraftversuchen nach ZSUTTY (ZSUTTY, 1968; ZSUTTY, 1971). Als Haupteinflussparameter wurden die Betonfestigkeit, der Längsbewehrungsgrad und die Schubslankheit ald identifiziert. Im Model Code 1990 wurde die Gleichung von ZSUTTY um den Maßstabseinfluss ξ erweitert:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \left(\frac{3}{a/d} \right)^{1/3} \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (2-2)$$

mit

$\xi = 1 + (200/d)^{0,5}$; Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseffekts

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

Bei der Aufnahme des Ansatzes in DIN-Fachbericht 102 nach Gl. (2-3) wurde der Einfluss der Schubslankheit ald vernachlässigt.

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-3)$$

mit

$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$; Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseffekts

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt

Dabei ergibt sich der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (2-4).

$$V_{Rd,c} = [V_{\min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2-4)$$

mit

$$V_{\min} = (0,0525/\gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$V_{\min} = (0,0375/\gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{für } d > 800 \text{ mm}$$

Über die Mindestquerkrafttragfähigkeit wird berücksichtigt, dass bei sehr geringen Längsbewehrungsgraden vor dem Querkraftversagen ein Biegeversagen eintritt. Die Herleitung beruht auf der Annahme einer vollständigen Ausnutzung der Biegezugbewehrung für eine Schubslankheit von $ald = 2,5$ (WALRAVEN, 2014). Für diese Schubslankheit ergibt sich die größte Diskrepanz zwischen der plastischen Tragfähigkeit eines Bauteils und der tatsächlichen Biegeschubtragfähigkeit, das sogenannte Schubtal (KANI, 1964). In Bezug auf den Nachweis des Brückenquersystems ist die Mindestquerkrafttragfähigkeit wegen der teilweise geringen Biegezugbewehrungsgrade häufig relevant.

Abgrenzung der Querkrafttragfähigkeit einachsig gespannter Platten zum Durchstanzen

Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit wird bei einachsig gespannten Bauteilen, wie Platten unter Strecken- oder Flächenlasten durchgeführt. Bei

zweiachsig gespannten Platten unter Einzellasten (z. B. Flachdecken oder Stützenfundamenten) wird ein Durchstanzversagen maßgebend. Eine einachsig gespannte Platte unter Einzellasten, wie etwa eine Brückenfahrbahnplatte mit LKW-Radlast stellt eine Mischung aus beiden Fällen dar. In den Normen ist dies nicht eindeutig abgedeckt (NATARIO, 2015). Bei Betrachtung des Schubflusses in der querkraft- bzw. durchstanzbeanspruchten Platte wird der Unterschied zwischen den beiden Grenzfällen jedoch deutlich (REISSEN, 2016). Bei maßgebender Querkraftbeanspruchung verlaufen die Schubkräfte parallel (einachsig). Im Gegensatz dazu breiten sie sich beim Durchstanzen radial (zweiachsig) von der Einzellast aus. Bei einer einachsig gespannten Platte unter Einzellasten ist der Schubfluss weder parallel noch radial, sodass von einem Übergang zwischen Querkraft und Durchstanzen gesprochen werden kann.

Bei der Querkraftbemessung von Stahlbetonbrückenfahrbahnplatten unter Radlasten wird die Betrachtung des beschriebenen Grenzfalles in der Regel nicht durchgeführt. Ersatzweise erfolgt die Berücksichtigung einer mitwirkenden Plattenbreite.

Mitwirkende Plattenbreite für Querkraft

Für die händische Bemessung können Einflussfelder für die maßgebenden Laststellungen berechnet werden, um resultierende Schnittkräfte zu bestimmen (HOMBERG, 1968), (KRUG, STEIN, 1961), (PUCHER, 1977). Der Fokus lag dabei jedoch auf der Berechnung von Einflussfeldern für die Biegebeanspruchung, sodass nur wenige Kenntnisse über das entsprechende Pendant für Platten unter Einzellasten vorliegen. Eine Alternative bietet die Verteilung der gemäß Stabstatik berechneten Schnittkräfte entlang einer mitwirkenden Plattenbreite (LEONHARDT, 1976), die durch Auswertung der Verteilung der Querkräfte über die entsprechende Plattenbreite bestimmt wird.

- Historische Entwicklung in deutschen Regelwerken

Die ersten Angaben zur mitwirkenden Breite von Einzellasten finden sich in Deutschland in den „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ (DAfEb, 1916) des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DAfEb). Bei der Biege- und Querkraftbemessung einer Platte mit der Stützweite l wurde eine mitwirkende Breite entsprechend $\frac{2}{3} l$ in Feldmitte empfohlen.

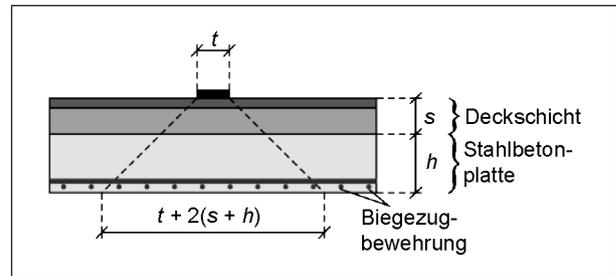


Bild 2-13: Definition der mitwirkenden Plattenbreite zur Ermittlung der Schubspannungen am Auflager nach Definition des deutschen Ausschusses für Eisenbeton nach (DAfEb, 1916)

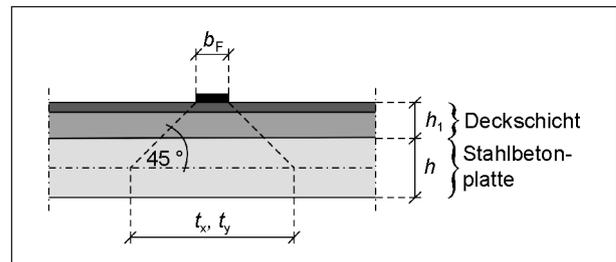


Bild 2-14: Ermittlung der vertikalen Lastausbreitung nach Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (GRASSER, THIELEN, 1991)

Zur Schubspannungsermittlung war diese Breite in Richtung Auflager unter Annahme einer linearen Verringerung zu reduzieren. Der Maximalwert am Auflager entsprach dem Wert einer vertikalen Lastausbreitung unter 45° (Bild 2-13).

Im Laufe der folgenden Jahrzehnte erfolgte eine Weiterentwicklung entsprechender Regelungen. Es wurden Regelungen in der (DIN 1045, 1972) festgehalten, die mit leichten Modifikationen im Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (GRASSER, THIELEN, 1991) übernommen wurden. Demnach ermittelt sich die vertikale Lastausbreitung in einem Ausbreitwinkel von 45° wie folgt:

$$t = b_F + 2 \cdot h_1 + h \quad (2-5)$$

In Abhängigkeit des statischen Systems ergibt sich die mitwirkende Plattenbreite ausgehend von t unter Berücksichtigung des Abstands a der Einzellast vom Auflager. Aufgrund fehlender Alternativen finden diese Regeln bis heute Anwendung.

- Annahme einer geeigneten Lastausbreitung

Seit der Einführung der (DIN 1045-1, 2001) bzw. dem (DIN Fachbericht 102, 2009) existieren keine normativen Vorgaben hinsichtlich der Berücksichtigung einer definierten mitwirkenden Breite. Daher erfolgt die Ermittlung in der Praxis häufig vereinfacht.

chend über eine Lastausbreitung unter 45° (z. B. (BAUER, MÜLLER, 2003), (LANTSOGHT, 2013), (TUE, REICHEL, FISCHER, 2015)). Dabei kommen unterschiedliche Ansätze zum Tragen, die sich durch den Ansatz der Lastausbreitung unterscheiden. Dabei ergeben sich bei einer Ausbreitung ab dem Mittelpunkt der Last die kleinsten mitwirkenden Breiten, während ein Ansatz ab der Hinterkante der Lastfläche die größten Werte ergibt. Eine Ausbreitung ab der Vorderkante der Einzellast stellt den dazwischenliegenden Fall dar.

Entsprechend DIN FB 101 und EC 1 erfolgt die Verteilung einer Einzellast in vertikaler Richtung unter 45° durch Belag und Betonplatte bis zur Mittelfläche der Platte. Bei der Bemessung von Brückenfahrbahnplatten in der Praxis wird daher teilweise zusätzlich zur horizontalen Lastausbreitung unter 45° diese vertikale Lastausbreitung angesetzt (TUE, REICHEL, FISCHER, 2015). Eine eindeutige Regelung zur Vorgehensweise fehlt hierbei. Anders als der EC 2 gibt der MC 10 eine mitwirkende Breite für Querkraft vor.

Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit

- Auflagennahe Einzellasten/Schub schlankheit

Bild 2-15 zeigt den Einfluss der Schub schlankheit a_v/d auf die Traglast bei den Versuchen mit einer Blocklast von Henze und Rombach (HENZE, ROMBACH, 2017).

Der Einfluss des direkten Lastabtrags ist bis zu einer Schub schlankheit von $a_v/d = 3,0$ zu erkennen. Die Traglast der beiden Versuche mit $a_v/d = 2,0$ lag

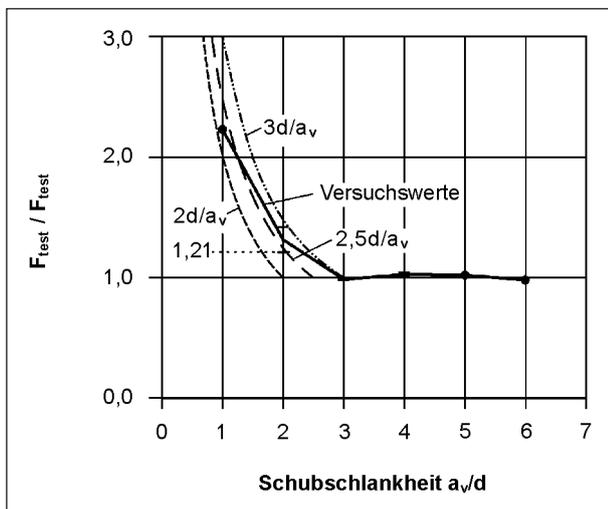


Bild 2-15: Verhältnis der Traglast F_{test} zur mittleren Tragfähigkeit der Versuche mit $a_v/d \geq 3,0$

1,21- bzw. 1,42-fach über dem mittleren Wert für $a_v/d \geq 3,0$. Allerdings lässt die in der Norm enthaltene Funktion für den β -Faktor keine Änderung zu, da sich sonst zu große Traglasten für $a_v/d \leq 1$ ergeben.

- Schub schlankheit/Durchlaufwirkung/ Bauteilbreite

In (HEGGER, ADAM, 2018) wurden 28 Bauteilversuche an Platten und Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung unter Einzel- bzw. Gleichlasten (in Bezug auf den Längsschnitt) durchgeführt. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden die Bauteilbreite, das statische System (Einfeldträger mit gelenkiger Lagerung, Träger mit einseitiger Durchlaufwirkung), der Einspanngrad am durchlaufenden Auflager und die Belastungsart (Einzellast, Gleichlast). Die Belastung erfolgte jeweils über die gesamte Versuchskörperbreite, um eine vollständige Mitwirkung des gesamten Bauteilquerschnitts am Lastabtrag zu ermöglichen. Insbesondere in Bezug auf die Bauteilbreite und die Schub schlankheit konnte ein eindeutiger Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden (ADAM, HERBRAND, CLASSEN, 2018). Die Querkrafttragfähigkeit vergrößert sich proportional mit der Bauteilbreite. Gleichzeitig vergrößerte sich die aufnehmbare Querkraft bei abnehmender Schub schlankheit, wie in (Bild 2-16) zu erkennen ist, das die bezogene Querkrafttragfähigkeit der Versuche an Plattenstreifen unter Einzellasten in Abhängigkeit der Schub schlankheit λ zeigt.

Beim Einfluss der Schub schlankheit ist nicht vor allem der Lastabstand, sondern vielmehr die Lage des Nulldurchgangs der Momentenlinie in Bezug

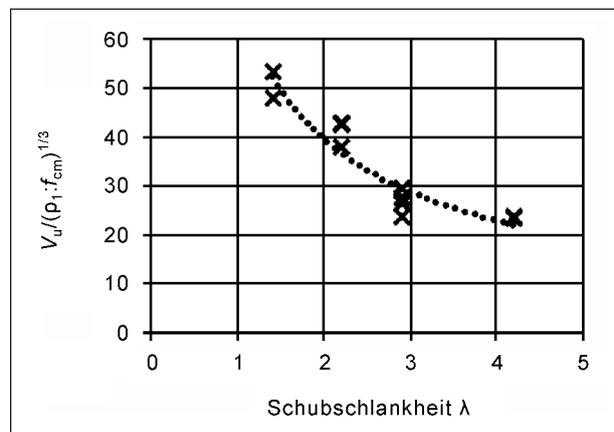


Bild 2-16: Querkrafttragfähigkeit der Versuche in Abhängigkeit der Schub schlankheit (ADAM, HERBRAND, CLASSEN, 2018)

auf die statische Nutzhöhe des Bauteils die maßgebende Einflussgröße. Dieser Zusammenhang lässt sich gleichermaßen bei Bauteilen unter Einzellasten und Gleichlasten feststellen (ADAM, CLASSEN, HILLEBRAND, HEGGER, 2019). Außerdem zeigte sich, dass der Ansatz zur Berücksichtigung auflagernaher Einzellasten nach EC 2 sehr konservativ ist und dadurch die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen unter Gleichlasten häufig unterschätzt wird. Grundsätzlich lassen die Versuchsergebnisse die Aussage zu, dass die aktuelle Bemessung für Querkraft die rechnerische Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten im Bereich von Innenauflägern um 15-20 % unterschätzt. Ähnliche Erkenntnisse lassen sich aus anderen Forschungsvorhaben ableiten, z. B. (HEGGER, REISSEN, 2017). In Bezug auf die Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten können aus den Ergebnissen beispielsweise Erkenntnisse hinsichtlich der Wahl des Bemessungsschnitts abgeleitet werden.

- Gurtneigung

Weist ein Bauteil in Bezug auf seine Länge eine veränderliche Höhe auf, handelt es sich um ein gevoutetes Bauteil. Vouten verringern das Eigengewicht des Tragwerks und ermöglichen daher eine effiziente Materialausnutzung. Im Brückenbau werden zudem häufig die ästhetischen Vorteile von Vouten genutzt (TENA, ARCHUNDIA, GONZALEZ, 2008). Üblicherweise werden die Fahrbahnplattenkragarne von Brücken am Bauteilende verringert, um ein ansprechenderes Bild zu erzeugen. Obwohl eine Vielzahl gevouteter Bauteile standardmäßig ohne Querkraftbewehrung ausgeführt ist, bleibt die Anrechenbarkeit einer infolge der Gurtneigung hervorgerufenen geneigten Biegedruckkraft Gegenstand kontroverser Diskussionen (ROMBACH, NGHIEP, 2011). Während sich die Querkraftkomponenten geneigter Biegedruck- und -zugkräfte bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung aus der Fachwerkanalogie ableiten lassen, ist die Anwendung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nicht ausreichend abgesichert, z. B. (LATTE, 2010), (BERGMEISTER, FINGERLOOS, WÖRNER, 2015). Während das Grunddokument des EC2 den Ansatz von Querkraftkomponenten aus der Gurtneigung nur für querkraftbewehrte Bauteile zulässt, ist der Ansatz gemäß Nationalem Anhang für Deutschland auch für Bauteile ohne Querkraftbewehrung erlaubt. Auch dies untermauert, dass zu hinterfragen ist, ob die zusätzliche Berücksichtigung der Querkraftkomponente einer geneigten Biegedruckkraft gerechtfertigt ist.

Experimentelle Untersuchungen hinsichtlich des traglaststeigernden Einflusses geneigter Druckgurte in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurden beispielsweise von (CALDENTY, PADILLA, MUTTONI, FERNANDEZ RUIZ, 2012), (MACLEOD, HOUMSI, 1994), (HEGGER, REISSEN, 2016), (HEGGER, REISSEN, 2017), (MOERSCH, 1929), (REISSEN, HEGGER 2015), (ROMBACH, NGHIEP, 2011), (STEFANOU, 1983), (TENA, ARCHUNDIA, GONZALEZ, 2008) durchgeführt. Während sich in vielen Fällen bei den gevouteten Versuchskörpern ein duktileres Versagen einstellte, ergab sich teilweise auch eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit. Ein eindeutiger Zusammenhang kann jedoch nicht festgestellt werden (REISSEN, 2016). Weiterhin konnte festgestellt werden, dass sich je nach Momentenverteilung im Voutenbereich unterschiedliche Ausprägungen des günstigen Einflusses einstellten. Eine wesentliche Rolle hinsichtlich der Bewertung des Einflusses der Gurtneigung auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung spielt die bei der Berechnung des Querkraftwiderstands herangezogene statische Nutzhöhe. Daraus ergibt sich wiederum die Forderung nach eindeutigen Regelungen hinsichtlich eines maßgebenden Bemessungsschnitts.

3 Rechnerische Untersuchungen

3.1 Beanspruchungsseite

3.1.1 Voruntersuchungen zum Einfluss der Diskretisierung

Die Ermittlung der Beanspruchungen erfolgt nach heutigem Stand der Berechnungsverfahren in der Regel durch Anwendung der FEM. Die Größe der Diskretisierung hat einen großen Einfluss bei der Berechnung der Querkraft mithilfe der FEM. Bei zu grober Elementierung ist der Mittelungseffekt zu stark, um die kritischen Bereiche und Querkraftverläufe infolge des Verkehrslastmodells in der Platte ausreichend genau abzubilden. Bei Belastung durch Einzellasten befindet sich die Lage der maximalen Querkraft direkt vor den Radlasten und nicht am Anschnitt zum Steg. Aus diesem Grund wird mit dem Programm SOFISTIK (2016) eine Konvergenzuntersuchung unter Variation der Elementgröße am System einer Kragplatte mit Belastung durch eine Einzellast durchgeführt. Des Weiter-

ren erfolgt eine Vergleichsrechnung mit Schalen- und Volumenelementen, um den eventuell vorhandenen Einfluss aus einer Lastausbreitung unter den Radlasten bis zur Mittenfläche der Platte zu untersuchen.

Untersuchung der Konvergenz in Abhängigkeit von der Elementgröße

Die Konvergenzuntersuchung bei Variation der Elementgröße wird an einer starr gelagerten und eingespannten Kragplatte mit den Abmessungen 2,0 m x 3,5 m x 0,28 m ($b \times l \times h$) durchgeführt. Die Abmessungen sind in Anlehnung an (DAfStb Heft 625) gewählt, sodass eine Plattentragwirkung gewährleistet ist. Die Platte hat eine konstante Dicke. Die Platte wird mit einer Blocklast in Plattenmitte belastet, siehe Bild 3-1.

In Anlehnung an die Radlast aus dem LM1 gemäß DIN EN 1991-2 wird die Belastung zu $150 \text{ kN}/(0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}) = 937,5 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Dabei wird eine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte gemäß Heft 240 zunächst nicht angesetzt. Die Modellierung erfolgt mit Flächenelementen (QUAD). An der Einspannseite ist jeder Elementknoten starr eingespannt. Für die Konvergenzuntersuchung werden folgende Elementgrößen betrachtet: 40, 20, 10, 5 und 2,5 cm. Die Elementgröße wurde nach jedem Rechenschritt halbiert, beginnend mit der für Brückenberechnungen üblichen Elementgröße von ca. 40 cm, welche etwa der Aufstandsfläche einer Radlast entspricht. Mit zunehmender Verkleinerung der Elemente nimmt die Rechenzeit exponentiell zu, daher endet die Konvergenzuntersuchung bei einer Elementgröße von 2,5 cm.

In Bild 3-2 ist die Querkraft v_y bei einer Elementgröße von 5 cm dargestellt. Die maximale Querkraft befindet sich direkt vor der Last. Dies ist bei allen Elementgrößen der Fall.

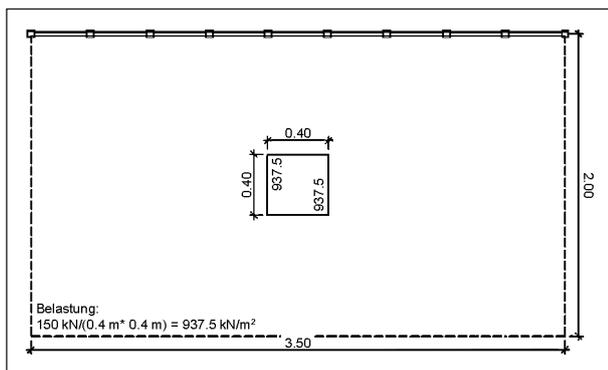


Bild 3-1: System und Lastannahme

Zur einheitlichen Darstellung und für den Vergleich mit den Volumenelementen wird für den Bereich der maximalen Querkraft ein Schnitt definiert (SIR-Schnitt), in dem auf einem 20 cm breiten Streifen die Plattenschnittgrößen zu Balkenschnittgrößen $V_{z,i}$ [kN] aufintegriert werden (Bild 3-3), wobei i die Seitenlänge in cm der quadratischen Elemente ist. Die Ergebnisse werden alle 10 cm entlang des Schnittes ausgegeben. Die Belastung von $937,5 \text{ kN/m}^2$ aus der Radlast beginnt 80 cm von der Einspannseite entfernt.

In Bild 3-4 sind die Querkraftverläufe bei verschiedenen Elementgrößen entlang des Schnittes dargestellt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass bei allen Elementgrößen der Maximalwert der Querkraft direkt vor der Belastung auftritt. Die rechnerische Querkraft steigt dort bei Verkleinerung der Elemente an, wobei eine Konvergenz erkennbar ist. Die Abweichung zur jeweils kleineren Elementgröße wird geringer, je kleiner die Elemente werden, siehe Tabelle 3-1. Ab einer Elementgröße von 5 cm wird eine Abweichung $< 10 \%$ erreicht, daher werden die folgenden Untersuchungen mit dieser Elementgröße durchgeführt.

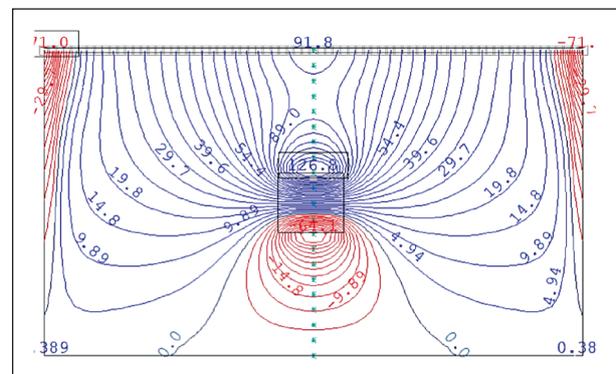


Bild 3-2: v_y [kN/m], Elementgröße 5 cm

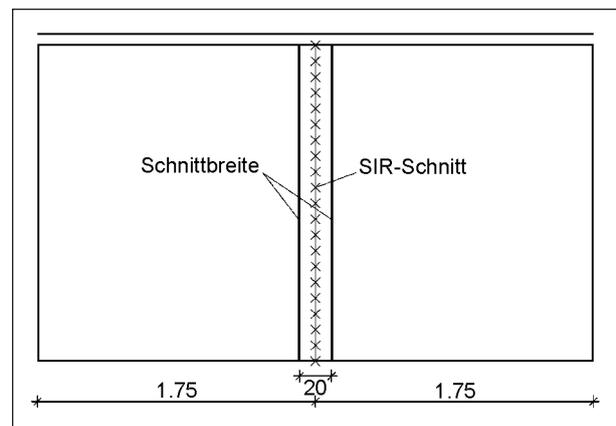


Bild 3-3: Lage der SIR-Schnitte

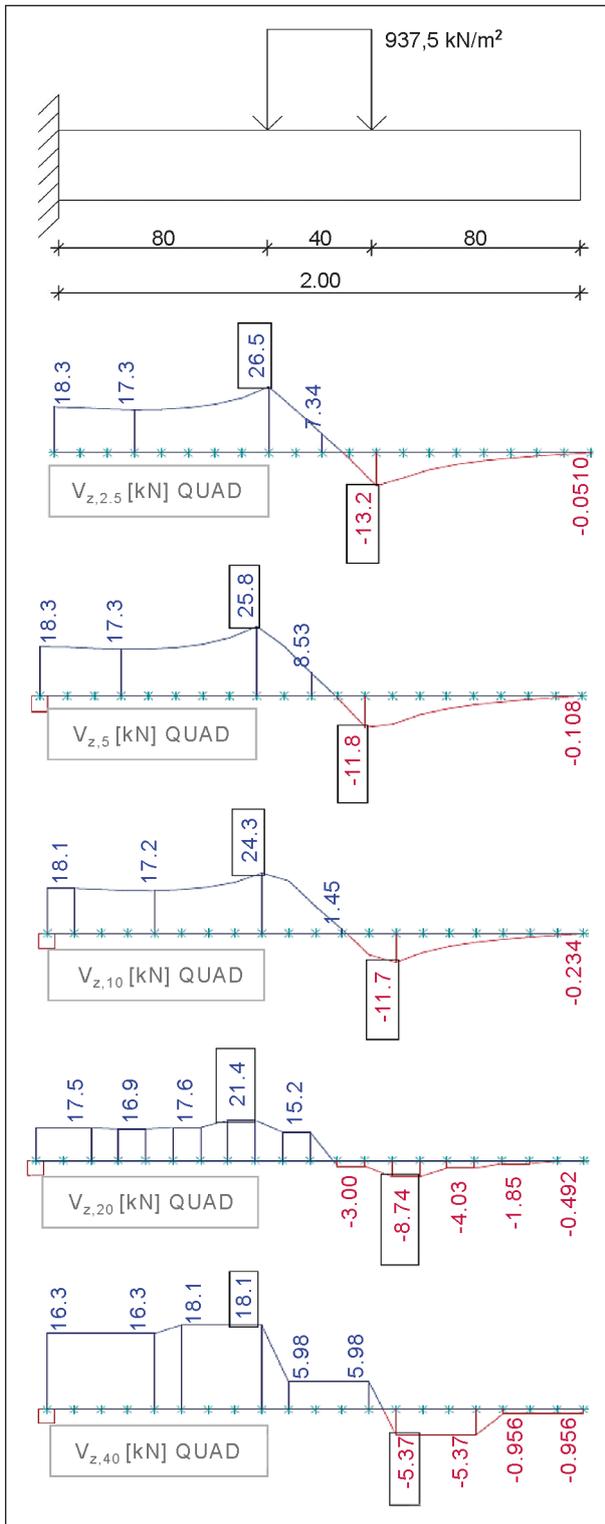


Bild 3-4: Querkraftverläufe bei Elementgröße 2,5, 5, 10, 20 und 40 cm (QUAD)

Elementgröße [cm]	max. Querkraft [kN]	Δ [%]
40	18,1	-
20	21,4	18,2
10	24,3	13,6
5	25,8	6,2
2,5	26,5	2,7

Tab. 3-1: Maximale Querkraft je Elementgröße und relative Abweichung zum jeweils vorherigen Wert

Damit ist die rechnerische Querkraftschnittgröße unmittelbar vor der Einzellast als Blocklast mit Singularitäten behaftet und vom gewählten Elementnetz abhängig. Der Effekt verschwindet mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitung. Die Lage des Nachweisschnittes wird auch unter Berücksichtigung dieses Aspektes gewählt und wird nachfolgend im Abstand $1,0d$ von der Blocklast festgelegt.

Vergleichsrechnung Volumen- und Schalenelemente

Gemäß DIN EN 1991-2 darf eine Lastausbreitung unter 45° bis zur Plattenmitte angesetzt werden. Um die Berechtigung dieses Ansatzes zu untersuchen, wird im numerischen Modell eine Vergleichsrechnung zwischen Schalen- und Volumenelementen durchgeführt. In der Praxis werden Brückenfahrbahnplatten aufgrund der hohen Rechenzeit bei Volumenelementen und wegen der ausreichend genauen Ergebnisse bei der Verwendung von Schalenelementen i. d. R. mittels Schalenelementen modelliert.

Die Vergleichsrechnung erfolgt wie schon die Konvergenzuntersuchung an einer eingespannten Kragplatte. Auch die Belastung wird analog zur vorangegangenen Untersuchung angesetzt. Die Modellierung mit Volumenelementen erfolgt mit sogenannten BRIC-Elementen. Diese Elemente sind über acht Knoten definiert. Dies wird in den Auflagerbedingungen berücksichtigt, indem die Platte oben und unten jeweils in den Knoten eingespannt ist, siehe Bild 3-5, hier exemplarisch am System mit 10 cm großen Elementen.

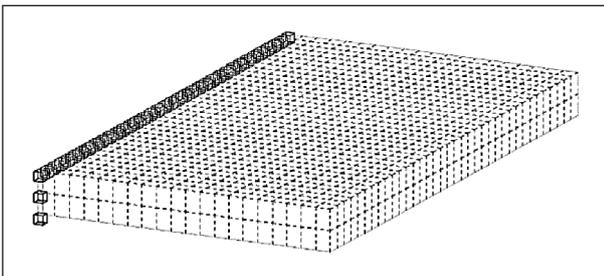


Bild 3-5: Systemmodellierung Volumenelemente

Elementgröße [cm]	QUAD V_z [kN]	BRIC V_z [kN]	Δ [%]
20	21,4	22,5	5,1
10	24,3	24,7	1,6
5	25,8	25,9	0,4
2,5	26,5	26,5	0,0

Tab. 3-2: Vergleich der maximalen Querkräfte aus Berechnungen mit Schalen- und Volumenelementen ohne Lastausbreitung

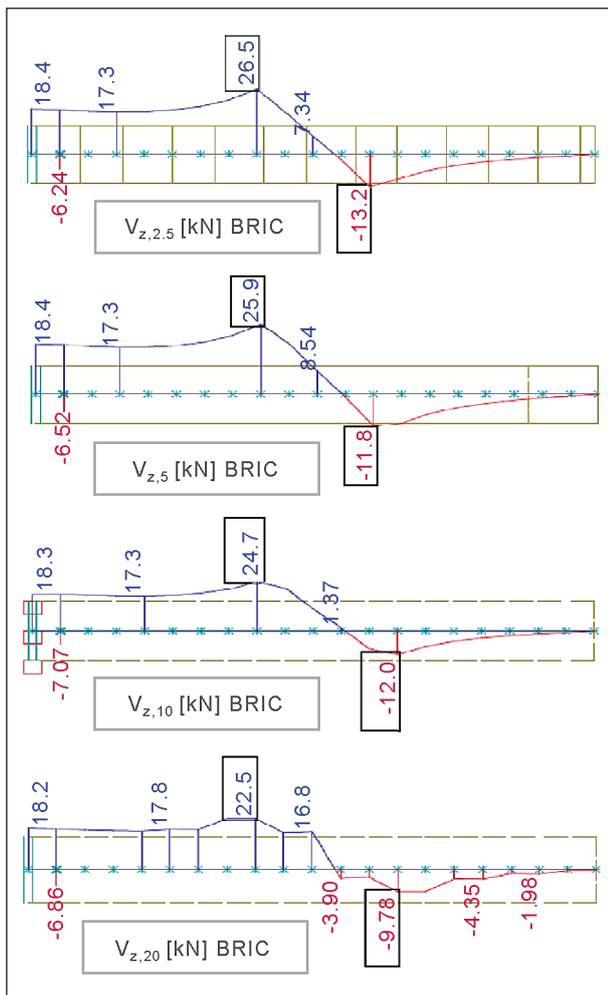


Bild 3-6: Querkraftverläufe für Elementgrößen 2,5, 5, 10 und 20 cm (BRIC)

Um die Schnittgrößen aus den Berechnungen mit Volumenelementen mit denen der Schalenelemente vergleichen zu können, wird auch hier in Plattenmitte ein SIR-Schnitt gelegt und die Plattenschnittgrößen werden über die Höhe und auf einem 20 cm breiten Streifen zu Balkenschnittgrößen aufintegriert. Die so ermittelten Querkraftverläufe können Bild 3-6 entnommen werden.

Der Vergleich zwischen den Ergebnissen aus den Berechnungen mit Schalen- und mit Volumenelementen zeigt, dass die Abweichung zwischen Schalen- und Volumenelementen immer geringer wird, je kleiner die Elemente werden, siehe Tabelle 3-2.

Die maximale Querkraft ist bei den größeren Volumenelementen geringfügig höher. Bei einer Elementgröße von 2,5 cm erreichen die Querkräfte den gleichen Wert. Bei allen Elementgrößen ist die Abweichung zwischen Schalen- und Volumenelementen maximal 5,1 % und somit relativ unbedeutend.

Daher ist anhand dieser Ergebnisse zu hinterfragen, ob der Ansatz einer Lastausbreitung bis zur Plattenmitte überhaupt zulässig ist. Im Folgenden wird dies untersucht anhand einer Modellierung mit Schalenelementen und äquivalenter Flächenlast, unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung unter 45° bis zur Plattenmitte.

Lastausbreitung bis zur Plattenmitte

Die Vergleichsrechnung unter Ansatz einer Lastausbreitung wird am gleichen System (eingespannte Kragplatte, modelliert mit Schalenelementen) und gleicher Laststellung (in Plattenmitte) wie die vorangegangenen Berechnungen geführt. Betrachtet wird das Berechnungsmodell mit 5cm-Elementen, da es in den vorangegangenen Berechnungen zu ausreichend genauen Ergebnissen geführt hat.

Die Belastung wird angesetzt zu $150 \text{ kN}/(0,68 \text{ m} \times 0,68 \text{ m}) = 324,4 \text{ kN/m}^2$, siehe Bild 3-7 und Bild 3-8. Dies entspricht einer Radlast mit einer Aufstandsfläche von 40 cm x 40 cm und einer Lastausbreitung unter 45° bis zur Plattenmitte, bei einer Plattendicke von 28 cm.

In Bild 3-9 ist der Querkraftverlauf in Plattenmitte dargestellt. Die maximale Querkraft unter Ansatz der Lastausbreitung in den Schalenelementen (LA

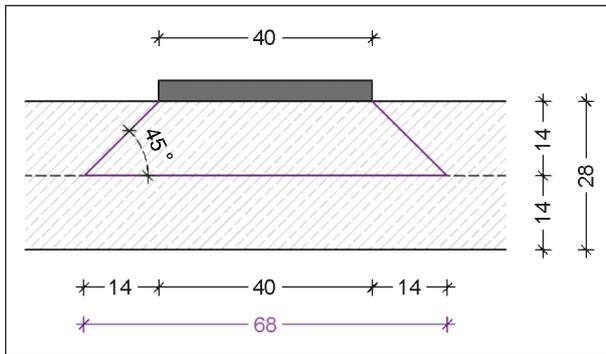


Bild 3-7: Lastausbreitung bis zur Plattenmitte

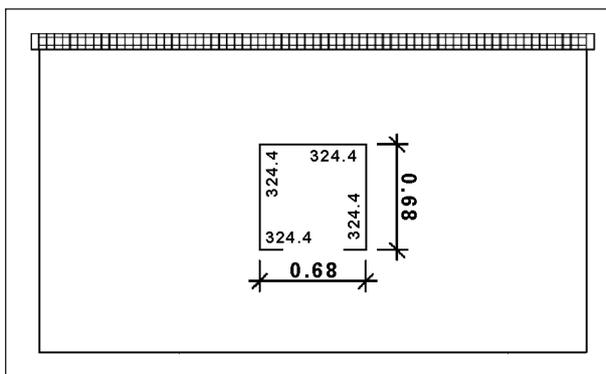


Bild 3-8: System und Lastannahme

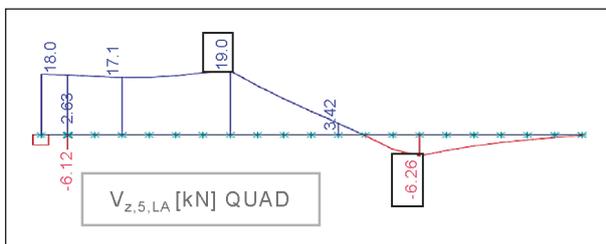


Bild 3-9: Querkraftverlauf für Elementgröße 5 cm (QUAD) mit Lastausbreitung (LA)

Modellierung	Querkraft Vz [kN]	Δ BRIC [%]
BRIC	25,9	-
QUAD	25,8	0,4
LA QUAD	19,0	26,6

Tab. 3-3: Maximale Querkraft BRIC, QUAD, LA QUAD (mit Lastausbreitung), Elementgröße 5 cm

QUAD in Tabelle 3-3) ist deutlich kleiner verglichen mit den Querkraften in den Volumenelementen und in den Schalenelementen ohne den Ansatz einer Lastausbreitung unter 45°. Die maximalen Querkraften treten im entsprechenden FE-Modell jeweils im Schnitt unmittelbar am Rand der Lastaufstands-

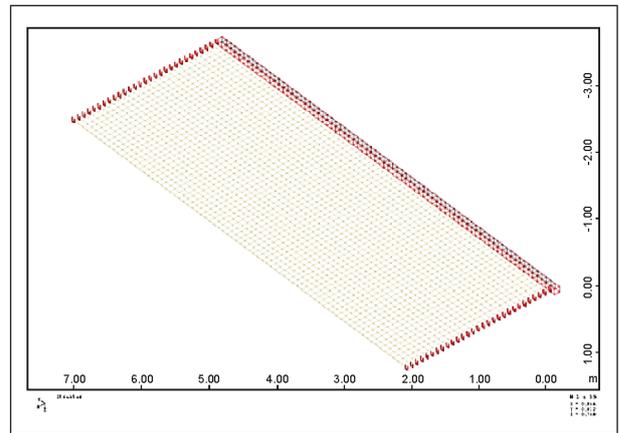


Bild 3-10: Isometrische Darstellung des Rechenmodells (Kragplatte)

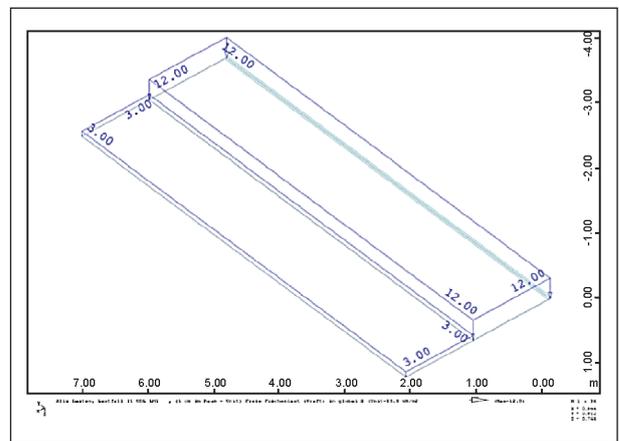


Bild 3-11: Flächenlast (UDL) gemäß LM1

fläche auf. Die Abweichungen klingen relativ schnell mit zunehmenden Abstand von der Last ab.

3.1.2 Voruntersuchungen zum Tragverhalten und zur Modellierung von Fahrbahnplatten

Linear elastische Berechnungen

Ersten Tastberechnungen an einem Ausschnitt der Fahrbahnplatte werden mit dem Programm SOFISTIK durchgeführt. Dabei wird eine gevoutete Kragplatte modelliert. Verschiedene Lasten werden aufgebracht. Der Fokus liegt dabei auf der Lastverteilung in Quer- und Längsrichtung der Tandemlasten aus dem Verkehrslastmodell LM1 gemäß DIN EN 1991-2. Bild 3-10 zeigt das Rechenmodell der untersuchten Kragplatte. Bild 3-11 und Bild 3-12 zeigen die aufgebrachten Verkehrslasten und die Lastanordnung. Das Eigengewicht der Platte wird programmintern automatisch berücksichtigt.

Die Schnittgrößenmittlung wird mittels FEM durchgeführt. Zentrale Fragestellung ist die Verteilung der Querkräfte in Längs- und Querrichtung. Es werden nur das Lastmodell LM1 und das Platteneigengewicht berücksichtigt.

Bild 3-13 bis Bild 3-17 zeigen als Ergebnis und zur Veranschaulichung des Tragverhaltens in einer Platte den Verlauf der Hauptquerkräfte im Anschluss der Kragplatte zum Steg sowie in verschiedenen anderen Schnitten.

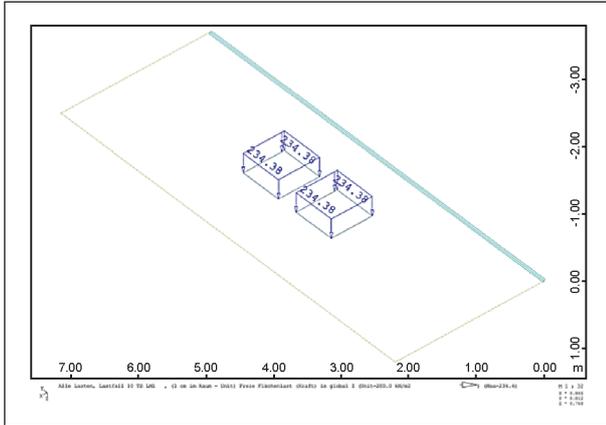


Bild 3-12: TS Last gemäß LM1 (nur zwei Radlasten aufgebracht)

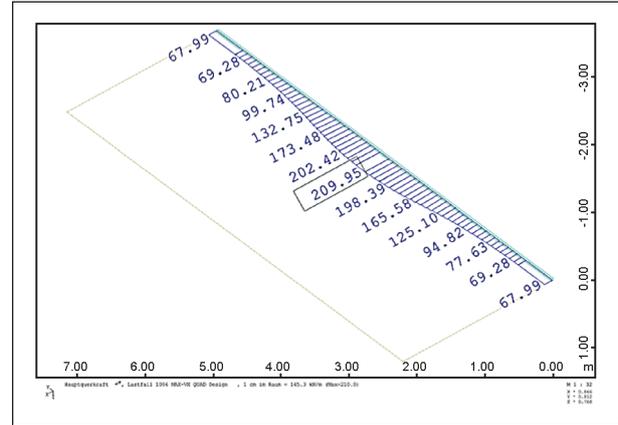


Bild 3-15: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus GZT Kombination (nur Eigengewicht + LM1)

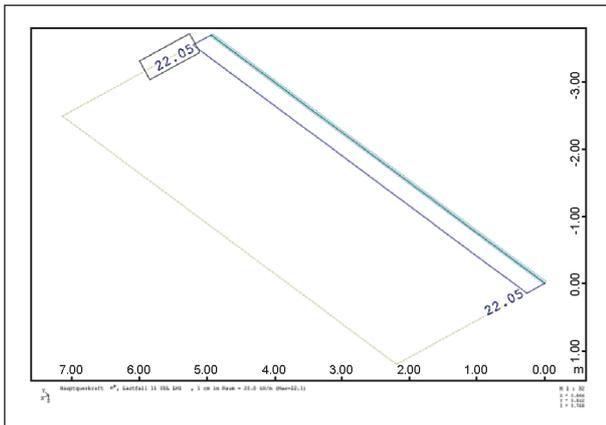


Bild 3-13: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus UDL

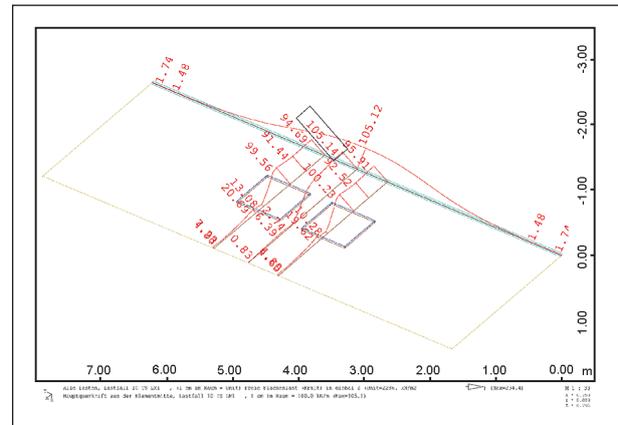


Bild 3-16: Hauptquerkraft in verschiedenen Schnitten aus TS

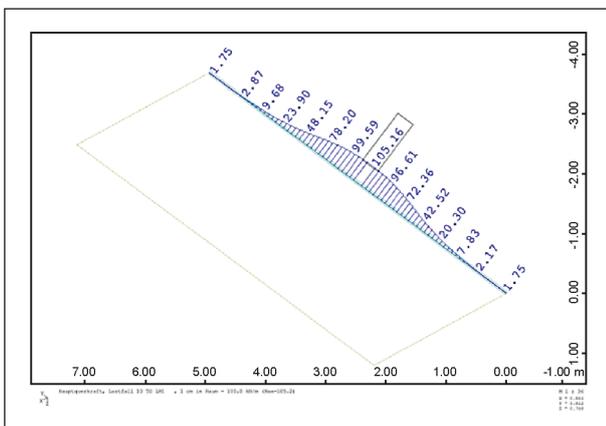


Bild 3-14: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus TS (nur zwei Radlasten)

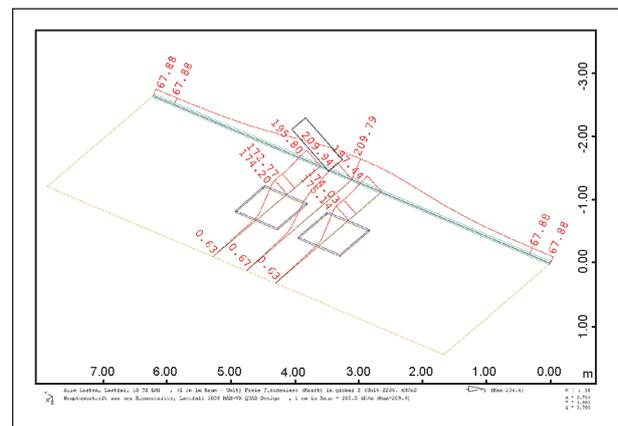


Bild 3-17: Hauptquerkraft in verschiedenen Schnitten aus GZT Kombination (nur Eigengewicht + LM1)

Nichtlineare Berechnungen

Im Rahmen der Voruntersuchungen werden darüber hinaus zu Vergleichszwecken und zur Veranschaulichung des Tragverhaltens zusätzlich nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Programm ATENA durchgeführt. Dabei wird der gleiche Plattenausschnitt mit Volumenelementen und mit einem nichtlinearen Materialmodell für den Beton modelliert.

Als Ergebnis dieser nichtlinearen Simulationsberechnung sind im Bild 3-18 die plastischen Dehnungen (verschmierte Risse) der Kragplatte beim Erreichen der Tragfähigkeit dargestellt. Die maximal berechneten Rissbreiten erreichen einen Wert von $5,36 \times 10^{-4}$ m und werden rot dargestellt. Die blau dargestellten Bereiche sind ungerissen.

Im Bild 3-18 und Bild 3-19 ist zu erkennen, dass im Bereich der Radlasten sowie auch dazwischen, der Verlauf der plastischen Dehnungen geneigt ist. Dies

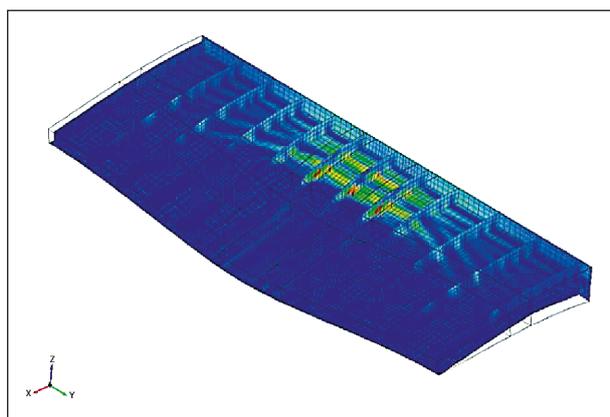


Bild 3-18: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1)

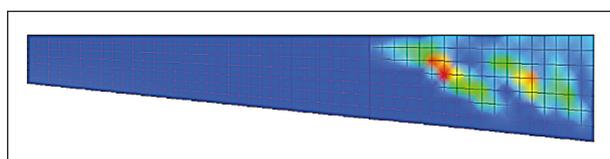


Bild 3-19: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1), Schnitt zwischen den Radlasten

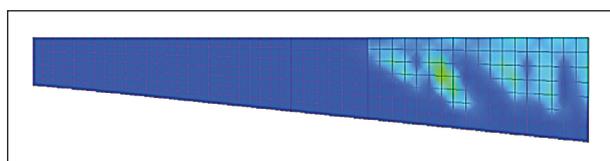


Bild 3-20: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1), Schnitt außerhalb der Radlasten

deutet auf eine vorherrschende Schubbeanspruchung sowie eine Schubrissbildung, beginnend im Inneren der Platte, hin. Im Bereich außerhalb der Radlasten sind die geneigten plastischen Dehnungen nicht so stark ausgeprägt und deuten auf eine kombinierte Biege-Schub-Bbeanspruchung hin.

Die nichtlinearen Berechnungen bestätigen qualitativ die Ergebnisse der linear-elastischen Berechnung mit dem Programm SOFISTIK. Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wird nachfolgend auf nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen verzichtet.

Das Programm SOFISTIK wird dabei für die Schnittgrößenermittlung mit der linearen FEM verwendet.

3.1.3 Tragwerksanalyse einer Hohlkastenbrücke mit der FEM

Nachfolgend wird das Tragsystem eines einzelligen Hohlkastens auf Grundlage einer Modellierung als Faltwerk mit Schalenelementen betrachtet. Die Querkraften und Querkraftgrenzlinien werden ermittelt, um das Tragverhalten zu veranschaulichen sowie die maßgebenden Laststellungen zu ermitteln. Die Querkraftgrenzlinie gibt einen guten Überblick über die Querkraftbeanspruchung in der Fahrbahnplatte infolge aller anzusetzenden Lasten gemäß Normenreihe DIN EN 1991. Sie gibt für jeden Schnitt die maximale Querkraftbeanspruchung an. Die Querkraftgrenzlinie in der Achse der Radlasten ist singularitätenbehaftet und vom gewählten Elementnetz (Elementgröße) abhängig. Dagegen ist die Querkraftgrenzlinie im Schnitt zwischen den Radlasten davon nicht beeinflusst. Für das nachfolgend erarbeitete Bemessungskonzept können die Werte aus der Grenzlinie nicht unmittelbar verwendet werden.

System und Modellierung

Bei dem hier beispielhaft betrachteten Tragsystem handelt es sich um einen Einfeldträger mit einzelligem Hohlkastenquerschnitt und einer Spannweite von 40 m. Die Auflagerknoten unter den Querträgern des Hohlkastens sind gelenkig punktgelagert. In den Auflagerachsen sind die 1,0 m dicken Querscheiben ebenfalls mit Schalenelementen modelliert, siehe Bild 3-21. In Bild 3-24 ist der Querschnitt mit seinen Abmessungen dargestellt. Der Querschnitt entspricht dem eines ausgeführten Bauwerks.

Die Fahrbahnplatte des Hohlkastens wird gevoutet ausgebildet und hat eine Gesamtbreite von 14,25 m. Die Abmessungen in den Systemachsen betragen 3,50 m je Kragarm und 7,25 m im Innenfeld zwischen den Stegen. Abzüglich der Kappenbreite verbleibt für die Anordnung der Fahrstreifen zwischen den Schrammborden eine Breite von 12,25 m. Somit können maximal 3 Fahrstreifen aus dem LM1 angeordnet werden. Die Fahrbahnplatte hat in

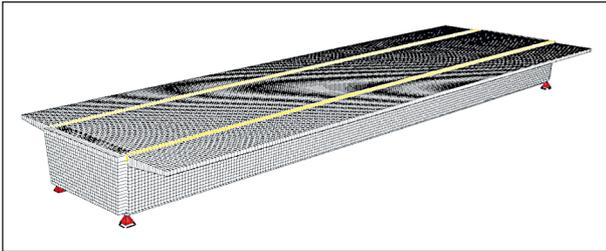


Bild 3-21: Gesamt-System

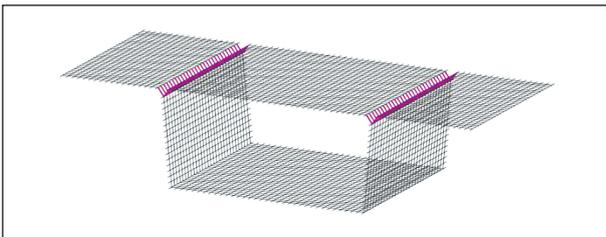


Bild 3-22: Systemausschnitt: Faltwerk mit 20cm-Elementen



Bild 3-23: Kopplung zwischen Fahrbahnplatte und Steg im jeweiligen Anschnitt

der Plattenmitte zwischen den Stegen eine Dicke von 30 cm und im Anschnitt eine Dicke von 55 cm. Zu den Kragarmen hin verjüngt sich die Platte auf 25 cm. Die Stege und die Bodenplatte des Hohlkastens haben eine konstante Dicke von 40 cm.

Die Knoten der Fahrbahnplatte werden jeweils im Anschnitt der Rahmenecke mit den Knoten im Steg gekoppelt (Einspannung), um eine möglichst realitätsnahe Modellierung entsprechend einer starren Rahmenecke zu gewährleisten, siehe Bild 3-23.

Die Fahrbahnplatte und die Stege werden mit Schalenelementen im Programm SOFISTIK (2016) modelliert. Die Elementgröße wurde zu ca. 20 cm gewählt. Bei den Voruntersuchungen am System einer Kragplatte unter Belastung durch eine Blocklast stellte sich heraus, dass die Querkräfte bezüglich lokaler Effekte im Bereich der Lasteinleitung erst bei einer Elementgröße von ca. 5 cm annähernd konvergieren. Aufgrund des komplexen realen Systems ist diese feine Elementierung beim Brückensystem mit einem großen Rechenaufwand verbunden, weshalb die gewählte Elementgröße von 20 cm sinnvoll erscheint.

Die Ermittlung der Schnittgrößen für die Querkraftbemessung der Fahrbahnplatte erfolgt auch bei Durchlaufträgern i. d. R. am Ersatzsystem Einfeldträger in Feldmitte, da der Stützbereich erfahrungsgemäß sehr sensitiv auf die Art der Modellierung (Kopplungen, Querträger etc.) reagiert.

Zudem ist bei allen Elementgrößen der Voruntersuchungen deutlich zu sehen, dass die maximale Querkraft infolge der dominierenden Radlasten als alleinige Belastung jeweils direkt vor der konzentrierten Einzellast auftritt und nicht am Anschnitt.

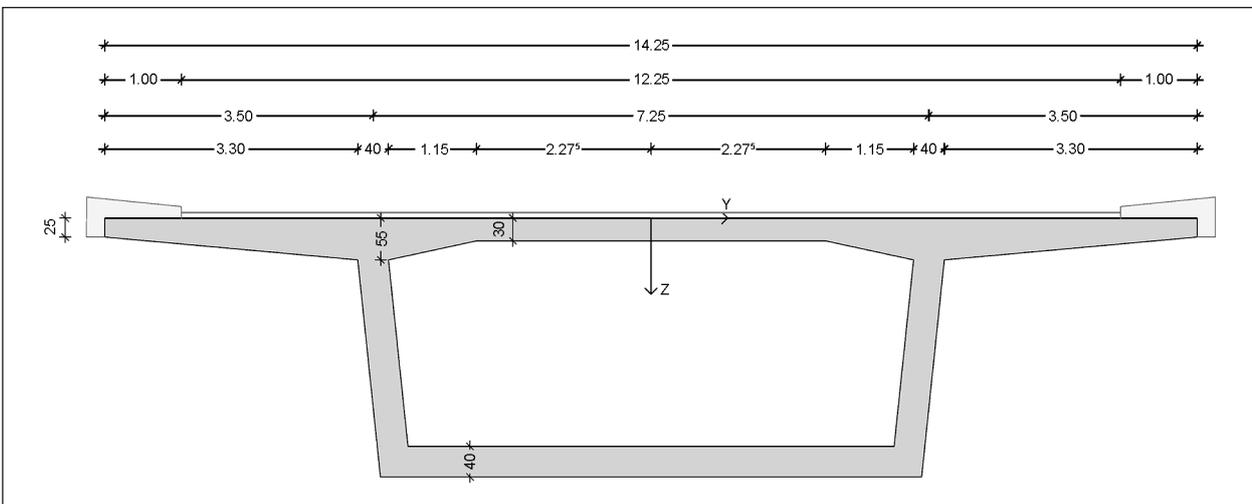


Bild 3-24: Quersystem

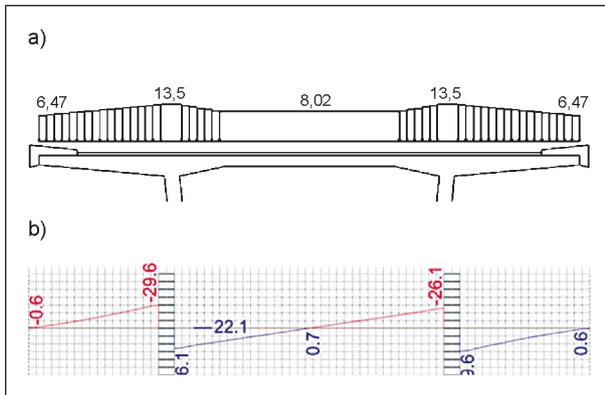


Bild 3-25: Lastfall Eigengewicht: a) Lastdarstellung, b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]

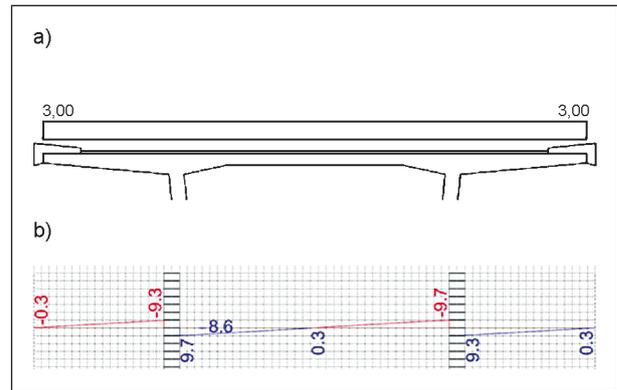


Bild 3-27: Lastfall UDL-Grundlast: a) Lastdarstellung, b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]

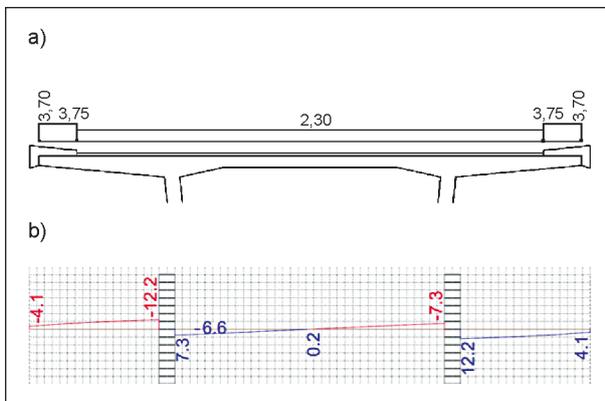


Bild 3-26: Lastfall Ausbau, a) Lastdarstellung, b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]

Lastfälle Eigengewicht, Ausbaulasten und UDL-Grundlast

Im Folgenden werden nur die Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte betrachtet. Die Schnittgrößen aus Eigengewicht, Ausbaulasten und UDL werden in der Feldmitte des Längssystems ermittelt. Die Anordnung des LM1 erfolgt entsprechend in Feldmitte. Das LM1 wird dort quer über das System geschoben. Die ermittelten Querkraftverläufe werden entsprechend nur in Feldmitte dargestellt.

In Bild 3-25 bis Bild 3-27 sind die Lastfälle Eigengewicht, Ausbaulast und UDL-Grundlast dargestellt. Der jeweilige charakteristische Querkraftverlauf ist in Feldmitte über die Breite des Querschnitts aufgetragen.

Lastmodell 1 ohne Abminderung auflagenaher Einzellasten

Für die Belastung aus dem Tandem-System des LM1 werden gemäß DIN EN 1991-2 Tabelle 4.1

(DIN EN 1991-2, 2010) zunächst drei rechnerische Fahrstreifen bei einer Breite von 12,25 m angeordnet. Die Radlasten haben eine Aufstandsfläche von 40 cm x 40 cm. Eine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte wird aufgrund der Untersuchungen in Kapitel 3.1.1 nicht angesetzt. Somit ergibt sich für die Blocklasten in Abhängigkeit von der Größe der Radlasten:

Fahrstreifen 1: $150 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 937,5 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 2: $100 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 625,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 3: $50 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 312,5 \text{ kN/m}^2$

Für die gleichmäßig verteilte Last (UDL) ergibt sich für den Fahrstreifen 1 eine Belastung von $12,0 \text{ kN/m}^2$, für den Fahrstreifen 2 eine Belastung von $9,0 \text{ kN/m}^2$ und für den Fahrstreifen 3 eine Belastung von $3,0 \text{ kN/m}^2$. Da bereits der Lastfall UDL Grundlast von $3,0 \text{ kN/m}^2$ angelegt ist, reduziert sich die UDL der Fahrstreifen als Überlast wie folgt:

Fahrstreifen 1: $12,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 9,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 2: $9,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 6,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 3: $3,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ kN/m}^2$

Das Lastpaket aus der Tandem-Doppelachse und der gleichmäßig verteilten Last wird nebeneinander angeordnet und gekoppelt. Das TS wird dabei grundsätzlich immer in Feldmitte und mittig in der UDL-Last des jeweiligen Fahrstreifens angeordnet, siehe Bild 3-28. Die Belastung wird dann schrittweise quer von links nach rechts über die Fahrbahnplatte des Hohlkastens geschoben, siehe Bild 3-28. Die Schrittweite entspricht der angesetzten Elementgröße. Dabei wird jede Laststellung in einem eigenen Lastfall gespeichert, um die maßgebende Laststellung ermitteln zu können. Um die größte

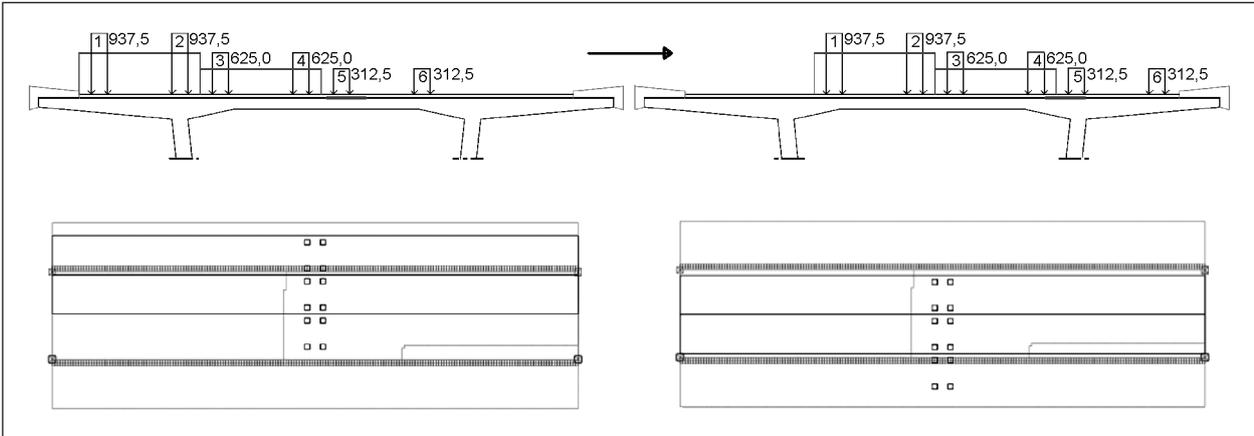


Bild 3-28: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei drei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt und in der Aufsicht

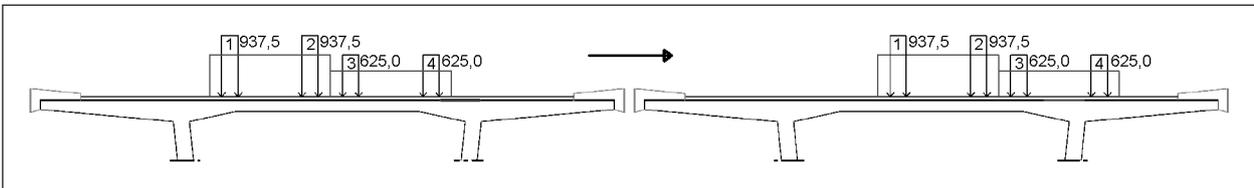


Bild 3-29: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei zwei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt

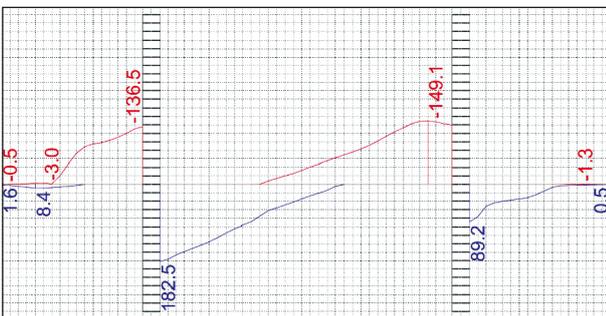


Bild 3-30: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, mittig zwischen den Radachsen

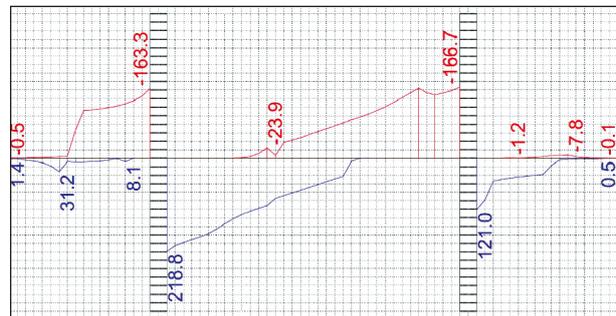


Bild 3-31: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, in Radachse

Querkraftbeanspruchung im Innenfeld zwischen den Stegen zu erreichen, muss zusätzlich das TS mit nur zwei Fahrstreifen angesetzt werden. Das Lastschema mit zwei Fahrstreifen ist in Bild 3-29 dargestellt.

Die daraus resultierenden Querkraftgrenzlinien können Bild 3-30 und Bild 3-31 entnommen werden. In Bild 3-30 ist die Querkraftgrenzlinie mittig zwischen den Radlasten dargestellt und in Bild 3-31 in der Achse der Radlasten. In beiden Schnitten (in Radachse und mittig zwischen den Radachsen) befindet sich die größte Querkraft im Schnitt jeweils am Anschnitt zum Innenfeld. Im Schnitt durch die Radachse ist die Querkraft jedoch größer als im Schnitt zwischen den Radachsen. Deutlich erkenn-

bar ist zudem, dass der Verlauf in der Radachse un-stetiger ist im Vergleich zur Querkraft mittig zwischen den Radachsen. Dies ist auf singularitätsbehaftete lokale Effekte infolge der Radlast als konzentrierte Blocklast zurückzuführen.

In Bild 3-34 ist die Intensität der Querkraftverteilung exemplarisch für einen Lastfall farblich dargestellt. Hier ist erkennbar, dass die größten Querkraftbeanspruchungen in der Platte lokal im Bereich der Radlasten auftreten. Der dargestellte Systemausschnitt befindet sich in Feldmitte des einfeldrigen Längs-systems.

Um die Gesamtquerkraftlinie aus allen möglichen Lastanordnungen abzubilden, wird das Lastpaket

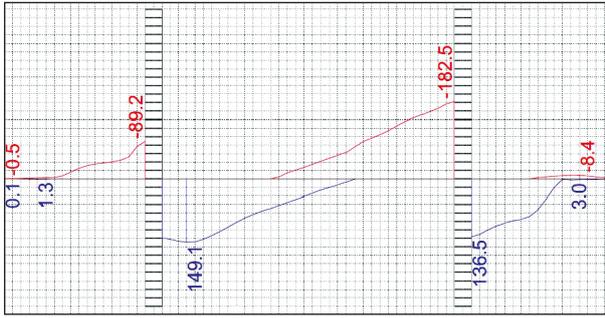


Bild 3-32: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von rechts nach links, mittig zwischen den Radachsen

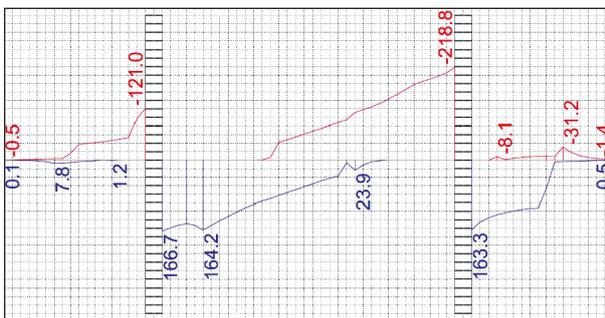


Bild 3-33: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von rechts nach links, in Radachse

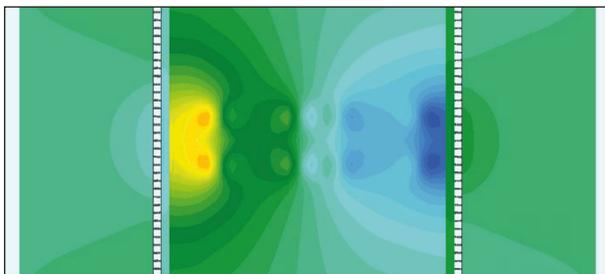


Bild 3-34: Querkraftbeanspruchung infolge Lastfall TS und UDL als Höhenfläche

aus TS und UDL auch von rechts nach links mit dem Fahrstreifen 1 rechts und dem Fahrstreifen 3 bzw. 2 links über das System geschoben. Die Querkraftgrenzlinie ist dann bei dem hier untersuchten System in der Mittelachse in Längsrichtung gespiegelt, siehe Bild 3-32 und Bild 3-33.

Lastmodell 1 mit Abminderung auflagernaher Einzellasten

Auflagernahe Einzellasten dürfen gemäß DIN EN 1992-2 um den Faktor β bis zum Abstand von $2d$ vom Auflager gemäß folgender Gleichung abgemindert werden:

$$\beta = a_v/2d, \text{ für } a_v < 2d$$

LS1 – LF401			
	Radlast [kN]	β [-]	Belastung [kN/m ²]
1	150	1,00	937,5
2	150	0,00	0,0
3	100	0,60	375,0
4	100	1,00	625,0
5	50	1,00	312,5
6	50	0,85	265,6

Tab. 3-4: Belastung Laststellung 1 (LS1) unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten

a_v ist dabei der Abstand zwischen Anschnitt vom Auflager und Beginn der Last.

Als Referenz für die Größe von d wird bei gevouteten Platten d im Anschnitt festgesetzt, d. h. in diesem Fall mit $d = 0,5$ m. Das Lastpaket aus TS und UDL wird wie im vorangegangenen Abschnitt quer über das System geschoben. Sobald sich eine Radlast im auflagenahen Bereich ($a_v < 2d$) befindet, wird sie mit dem Faktor β abgemindert. In Bild 3-35 ist die erste und die letzte Laststellung dargestellt, die abzumindernden Lasten sind rot gekennzeichnet. In Tabelle 3-4 ist exemplarisch die Ermittlung der abgeminderten Belastung der Laststellung 1 zu sehen.

In Bild 3-36 ist die Querkraftgrenzlinie aus TS und UDL von links nach rechts unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten für den Schnitt mittig zwischen den Radlasten dargestellt. Aufgrund der Abminderung der Radlasten mit dem β -Faktor im Bereich des Anschnitts der Stege stellt sich annähernd ein Plateau ein. Die größte Querkraftbeanspruchung liegt bei ca. $1,0d$ vom Anschnitt im Innenfeld. Die maximale Querkraftbeanspruchung (154,2 kN/m) ist um ca. 16 % geringer als die maximale Querkraft ohne den Ansatz des β -Faktors (182,5 kN/m).

In Bild 3-37 ist die Querkraftgrenzlinie aus TS und UDL von links nach rechts unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten für den Schnitt in der Achse der Radlast dargestellt. Auch hier zeigt sich, wie schon im vorangegangenen Abschnitt, ein un stetiger Verlauf der Querkraft mit größeren singularitätsbehafteten Peaks an der Stelle der größten Beanspruchung. In der Radachse ist das Plateau weniger ausgeprägt und die Peak-Bildung ist deutlich sichtbar. Die größte Querkraftbeanspruchung liegt im Innenfeld bei ca. $2,0d$

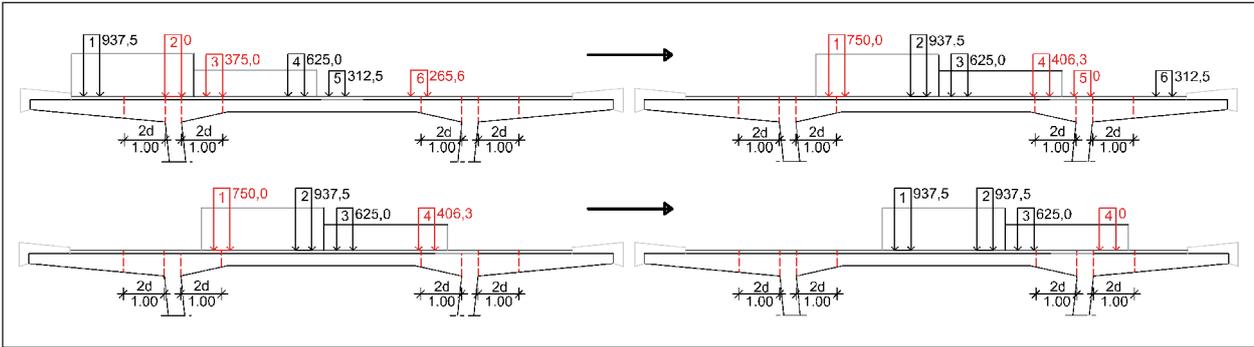


Bild 3-35: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei drei und zwei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten

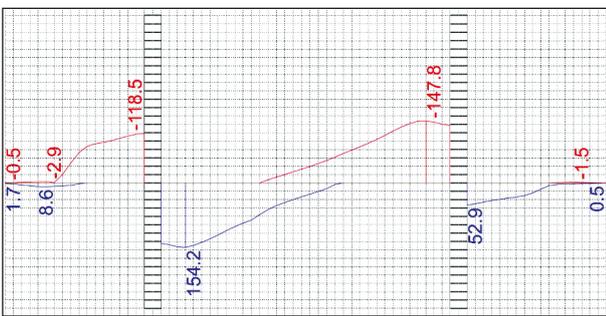


Bild 3-36: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, mittig zwischen den Radachsen unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten

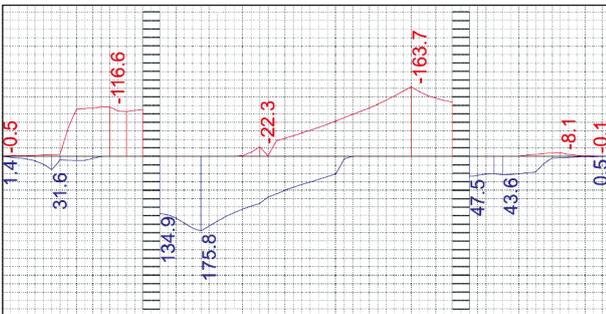


Bild 3-37: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, in Radachse unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten

vom Anschnitt. Die maximale Querkraftbeanspruchung (175,8 kN/m) ist um ca. 20 % geringer als die maximale Querkraft ohne den Ansatz des β -Faktors (218,8 kN/m).

Für die Nachweise wird die Querkraft im Abstand $1,0d$ vom Anschnitt bei Berücksichtigung des β -Faktors betrachtet. Die Querkraft beträgt dort ca. 155 kN/m. Dies entspricht etwa der maximalen Querkraft für den Schnitt mittig zwischen den Radlasten im Abstand $1,0d$ vom Anschnitt (154,2 kN/m).

Wie im vorangegangenen Abschnitt wurde das Lastpaket aus TS und UDL auch von rechts nach links mit dem Fahrstreifen 1 rechts und dem Fahrstreifen 3 bzw. 2 links über das System geschoben, um die Gesamtquerkraftlinie aus allen möglichen Lastanordnungen abzubilden. Die Querkraftgrenzlinie ist dann an der Längsachse gespiegelt. Auf eine Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet.

Des Weiteren wurde eine Variation der Querdehnzahl von $\mu = 0$ und $\mu = 0,2$ untersucht. Die Querdehnzahl hat danach auf die maximale Querkraft keinen nennenswerten Einfluss ergeben.

Querkraftgrenzlinien aus Überlagerung der Lastfälle

In Bild 3-38 bis Bild 3-41 sind die Querkraftgrenzlinien aus Überlagerung der charakteristischen Lastfälle Eigengewicht, Ausbaulasten und Verkehrslasten mit und ohne Abminderung auflagernaher Einzellasten jeweils in Feldmitte des Längssystems abgebildet. Es zeigt sich wie schon im vorangegangenen Abschnitt ein stetiger Querkraftverlauf bei Betrachtung des Schnittes zwischen den Radachsen. Der Verlauf der Querkraft entlang des Schnittes in der Radachse dagegen ist vergleichsweise unsteifig. Dies ist, wie schon beschrieben, auf den lokalen Effekt aus der Radlast als kleinflächige Belastung zurückzuführen. Im Vergleich der Anteile aus den einzelnen Lastfällen beträgt der Anteil der maximalen Querkraft aus TS und UDL ca. 80 %.

Die maximale Querkraftbeanspruchung im Abstand $1,0d$ vom Anschnitt bei Berücksichtigung des β -Faktors liegt in Feldmitte zwischen den Radachsen bei 191,7 kN/m. In der Radachse ist die Querkraft mit 207,1 kN/m im Abstand $2,0d$ vom Anschnitt noch um 8 % größer. Beachtet man jedoch die singularitätsbehaftete Peak-Bildung infolge der kleinen Ele-

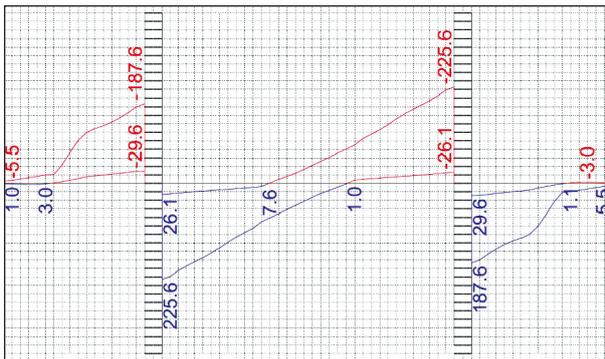


Bild 3-38: Querlastgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen ohne Abminderung auflagernaher Einzellasten

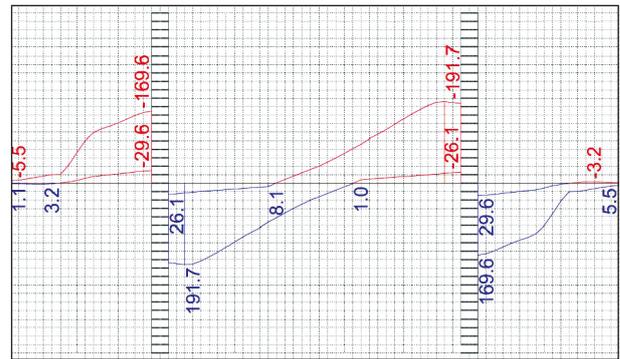


Bild 3-40: Querlastgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen mit Abminderung auflagernaher Einzellasten

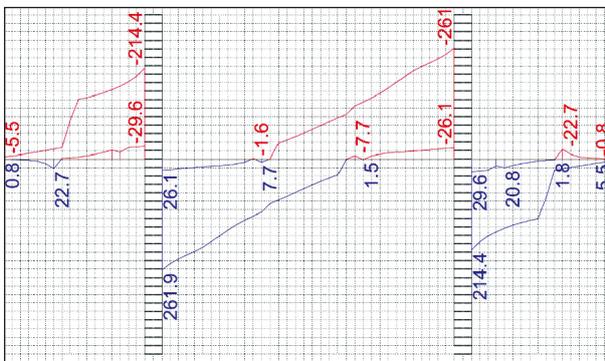


Bild 3-39: Querlastgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in Radachse ohne Abminderung auflagernaher Einzellasten

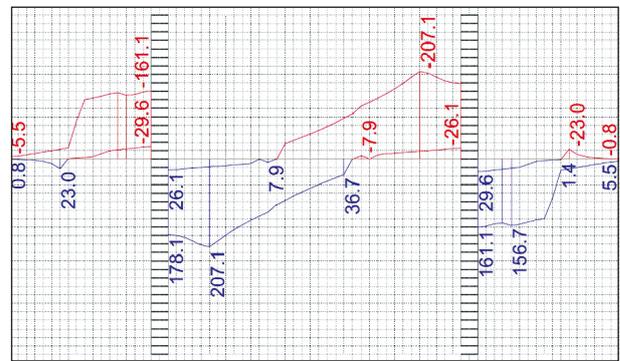


Bild 3-41: Querlastgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in Radachse mit Abminderung auflagernaher Einzellasten

mentwahl aus der konzentrierten Belastung und betrachtet die Querlast jeweils im Abstand $1,0d$ von Peak und Anschnitt entfernt, so ist sie dort mit ca. $(207,1+178,1)/2=192,6$ kN/m ca. genauso groß wie zwischen den Radachsen.

Quereinflusslinie für v_{Ed}

Die Kenntnis über die maßgebende Laststellung für die Bemessung der Fahrbahnplatte in Querrichtung ist von großer Bedeutung. Um eine weitere Orientierung für die maßgebende Laststellung zu erhalten, wird über das gleiche System wie in den vorangegangenen Abschnitten mit einer Elementgröße von 20 cm eine 1-Last quer über die Fahrbahnplatte geschoben, siehe Bild 3-42a). Die so ermittelten Quereinflusslinien sind beispielhaft für die Schnitte am Anschnitt außen an der Kragplatte, am Anschnitt innen für das Innenfeld und im Abstand $2,0d$ vom Anschnitt innen qualitativ in Bild 3-42b) bis Bild 3-42d) dargestellt. Die rote Linie beschreibt jeweils die Einflusslinie, die grün markierten Bereiche stellen zur besseren Orientierung den Stegbereich mit starrer Kopplung dar.

In Bild 3-42b) ist erkennbar, dass die Einflusslinie für den Anschnitt außen in kurzem Abstand davor die größte Ordinate hat. Wenn die Last auf dem entgegengesetzten Kragarm steht, hat dies erwartungsgemäß keinen Einfluss. In Bild 3-42c) ist zu sehen, dass sich für den Anschnitt innen die größte Ordinate ebenfalls nahe des betrachteten Schnittes befindet. Lasten auf dem nähergelegenen Kragarm haben noch einen geringen Einfluss, wohingegen eine Last auf dem entfernten Kragarm keinen Einfluss mehr hat. Bild 3-42d) zeigt deutlich, dass bei Lasten, die immer weiter Richtung Mitte des Innenfeldes stehen, die Kragarme an Einfluss verlieren. Auch hier weist die Einflusslinie ihre größte Ordinate nah an der betrachteten Stelle auf.

Die dargestellten qualitativen Quereinflusslinien stellen eine weitere Orientierungshilfe für das Auffinden der im folgenden Abschnitt dargestellten tatsächlichen maßgebenden Laststellungen dar.

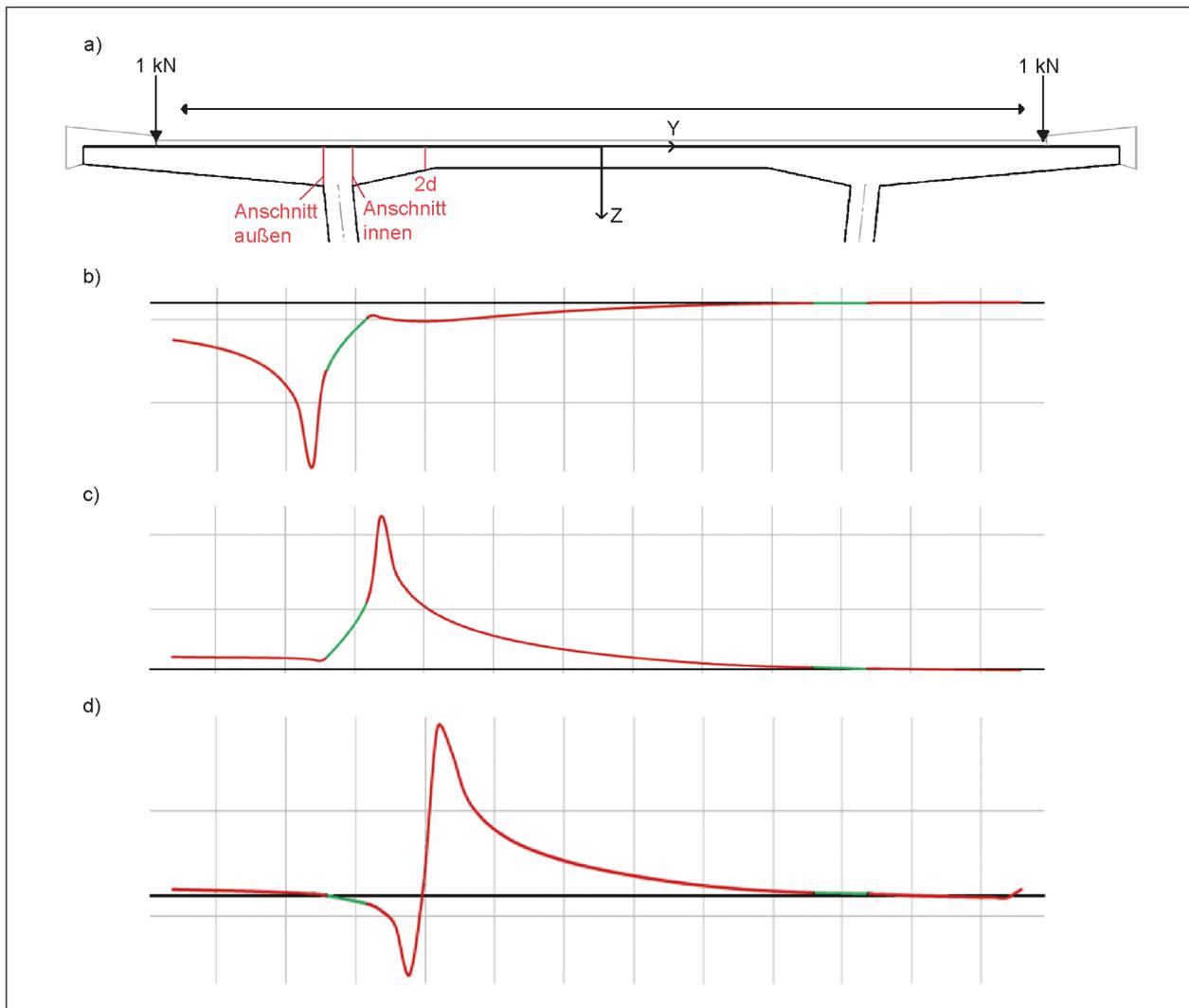


Bild 3-42: a) Systemskizze und Belastung durch 1-Last, Darstellung der Schnitte Anschnitt außen, Anschnitt innen und 2d, b) Qualitative Quereinflusslinie Anschnitt außen für das FE-Modell, c) Qualitative Quereinflusslinie Anschnitt innen für das FE-Modell, d) Qualitative Quereinflusslinie für den Querschnitt am Knickpunkt für das FE-Modell

Maßgebende Laststellungen bei Variation der Systemabmessungen in Querrichtung

- System 1: Autobahnquerschnitt

Bei dem System 1 handelt es sich um den in den vorangegangenen Abschnitten betrachteten Querschnitt als Referenzquerschnitt. Die Spannweite der Fahrbahnplatte in Querrichtung beträgt im Innenfeld 7,25 m. Die Kragarme haben, bezogen auf die Stegmitten, jeweils eine Länge von 3,50 m. Bild 3-43 zeigt die Systemdarstellung mit Abmessungen. Die bemessungsrelevanten Schnitte sind von 1 bis 3 markiert. Der erste Schnitt befindet sich im Abstand $1,0d_{\text{Anschnitt}}$ im Kragarm vom Anschnitt außen entfernt. Der zweite Schnitt befindet sich im

Abstand $1,0d_{\text{Anschnitt}}$ im Innenfeld vom Anschnitt innen. Der dritte Schnitt befindet sich an der Knickstelle vom Übergang der Voute zur dünnen Platte. Die betrachteten Laststellungen können dem Lastschema in Bild 3-35 entnommen werden. Eine Abminderung auflagernaher Einzellasten wird angesetzt. Wie auch für die Ermittlung der Querkraftgrenzlinie im vorangegangenen Abschnitt werden sowohl drei Fahrstreifen als auch zwei Fahrstreifen ungünstig angesetzt.

In Tabelle 3-5 ist der Lastfall für die jeweilige Laststellung mit der größten Querkraft für die untersuchten Schnitte 1 bis 3 mit der zugehörigen Position des Tandemsystems in Querrichtung dargestellt

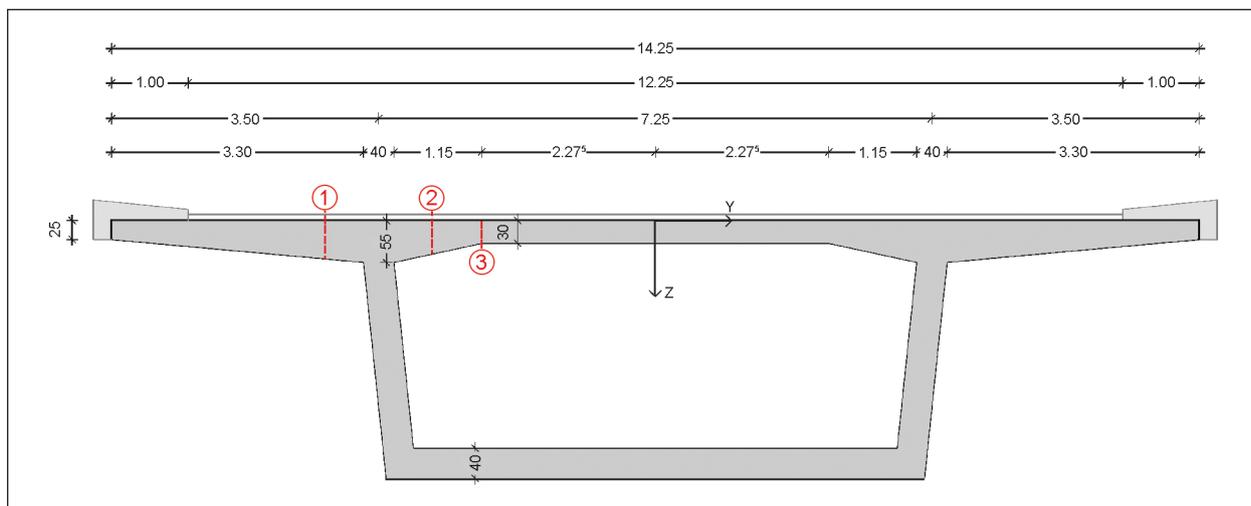


Bild 3-43: Darstellung System 1 und Kennzeichnung der Schnitte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)

Bezeichnung	max. v_y [kN/m]	LF	Position des Schnittes für max v_y in Längsrichtung	Position TS, Abstand in Querrichtung vom betrachteten Schnitt
① $1d$ außen	109,0	404	mittig zwischen den Radlasten	$2d$
② $1d$ innen	153,6	422	mittig zwischen den Radlasten	$2d$
③ Knickpunkt	149,3	424	außen, mittig durch Radlast	$1d$

Tab. 3-5: Maßgebende Laststellung System 1 für die Schnitte 1 – 3

Eine Darstellung der maßgebenden Laststellung und dem zugehörigen Querkraftverlauf für die Schnitte 1 bis 3 sind Bild 3-44 bis Bild 3-46 zu entnehmen.

Für die Bemessung des Kragarms steht das Lastpaket aus TS und UDL so, dass die erste Radlast des ersten Fahrstreifens $2,0d$ vom Anschnitt außen entfernt ist, siehe Bild 3-45. Das d entspricht immer dem Wert im Anschnitt. Die absolut größte Querkraft befindet sich im Kragarm außen in der Achse der Radlast. Aufgrund der Berücksichtigung der Abminderung mit dem β -Faktor für auflagernahe Einzellasten entsteht auch auf dem Kragarm bei der Querkraftbeanspruchung ein Plateau. Für die Nachweise wird die Querkraft im Abstand $1,0d_{\text{Anschnitt}}$ vom Anschnitt abgelesen. Maßgebend ist hier der Schnitt mittig zwischen den Radlasten.

Dieser Wert entspricht mit geringer Abweichung der Querkraft in der Radachse im Abstand $1,0d$ vom Anschnitt. Die maximale Querkraft kann in diesem Beispiel für die Bemessung also entweder in Radachse oder mittig zwischen den Radachsen im Ab-

stand $1,0d$ vom Anschnitt außen abgelesen werden. Grundsätzlich ist immer der größere Wert maßgebend.

Für den Schnitt 2 steht die maßgebende Laststellung so, dass sich die erste Radachse des Fahrstreifens 1 im Abstand von $2,0d$ vom Anschnitt innen im Innenfeld befindet, siehe Bild 3-45. Auch bei dieser Laststellung ist der unstetige Verlauf der Querkraft in der Radachse erkennbar. Für die Bemessung des Innenfeldes bei Querschnitten mit Voutung wird die Querkraft im Abstand $1,0d$ vom Anschnitt ermittelt. Sie beträgt in der Radachse $151,2$ kN/m und zwischen den Radachsen $153,6$ kN/m. Damit ist der Wert in zwischen den Radachsen maßgebend, wobei der geringe Unterschied vernachlässigbar ist.

Bei gevouteten Fahrbahnplatten ist der Bereich der dünnen Platte mittig im Innenfeld ebenfalls nachzuweisen (Schnitt 3). Für die Bemessung wird, in Analogie an die Kalibrierung des $C^*_{Rd,c}$ -Faktors (Vgl. Kapitel 3.2), die Radlast des FS1 im Abstand $1d_{\text{Knick}}$ in Richtung der dünnen Platte maßgebend.

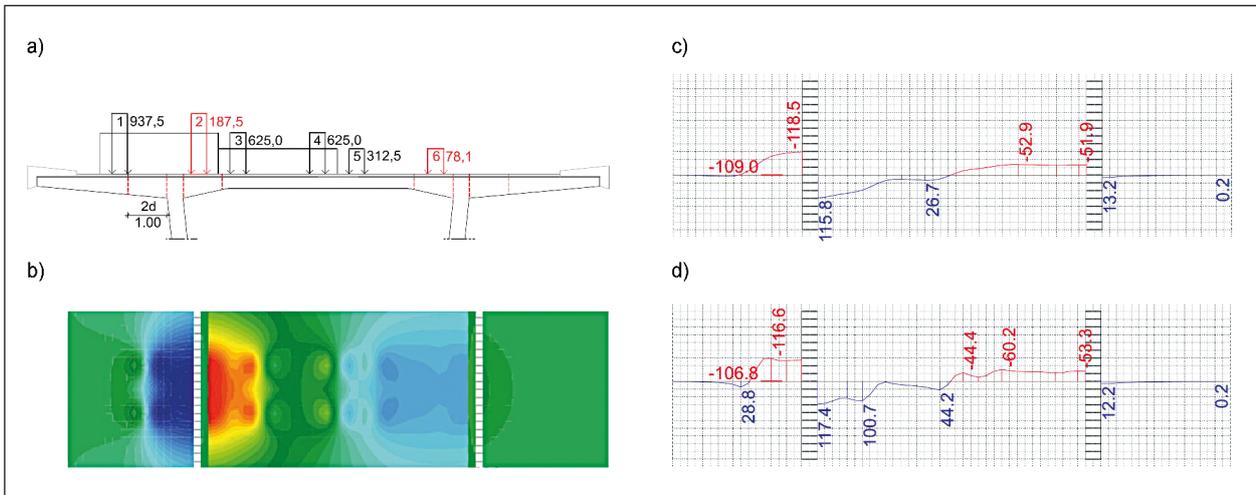


Bild 3-44: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 1: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse

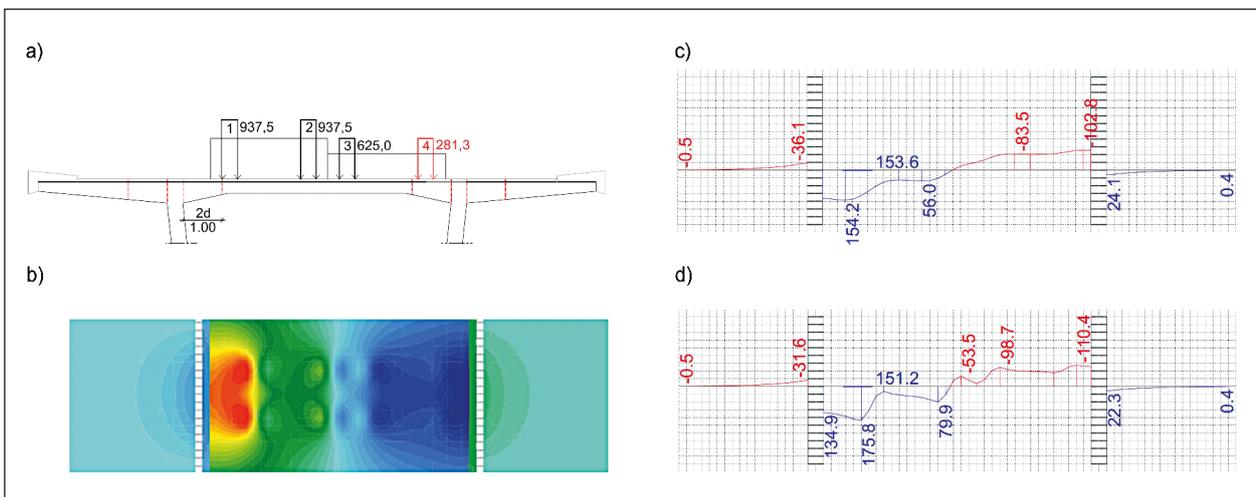


Bild 3-45: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 2: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse

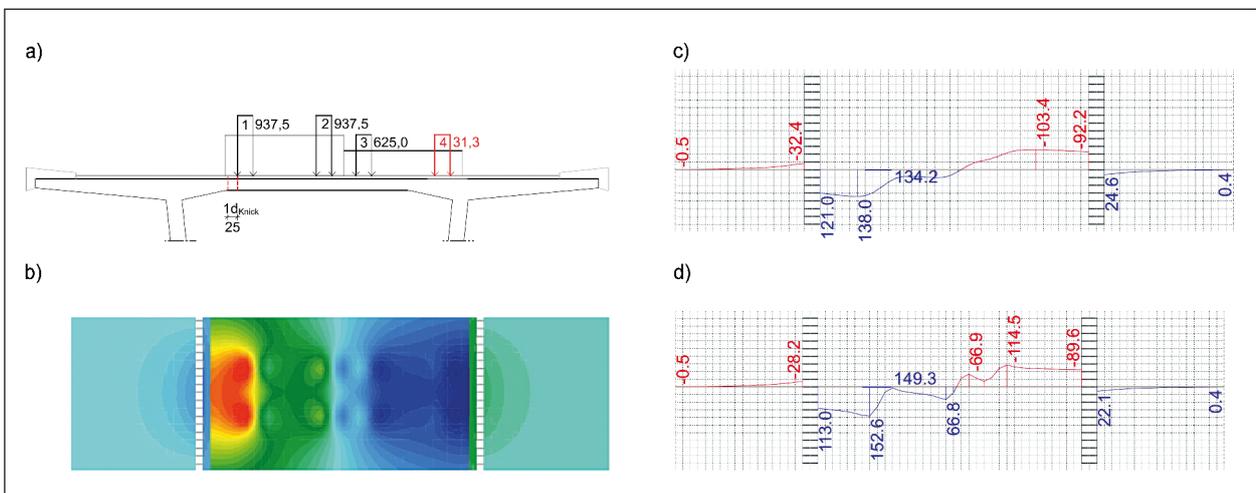


Bild 3-46: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 3: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse

Für die dünne Platte ist die Querkraft im Knickpunkt maßgebend. Die absolut größte Querkraft beträgt zwischen den Radlasten ca. 134,2 kN/m und in Achse der Radlasten ca. 149,3 kN/m.

• System 2

Bei dem System 2 handelt es sich prinzipiell um den gleichen Querschnitt. Die Abmessungen sind jedoch gegenüber dem Referenzquerschnitt um ca. 15 % reduziert. Damit hat der Kragarm der Fahrbahnplatte eine Länge jeweils von 3,01 m und das Innenfeld der Fahrbahnplatte spannt über 6,25 m von Steg zu Steg des Hohlkastens, siehe Bild 3-47.

Bei diesem zweiten untersuchten Querschnitt wird wie schon beim System 1 das Lastpaket aus TS und UDL auf drei Fahrstreifen quer über die Fahrbahnplatte geschoben. Zudem wird auch hier nach Erreichen der äußersten Laststellung der drei Fahrstreifen eine Betrachtung mit nur zwei Fahrstreifen durchgeführt. Aufgrund der geringeren Fahrbahnplattenbreite gibt es bei dem System 2 wesentlich mehr Lastfälle mit zwei angesetzten Fahrstreifen als mit drei Fahrstreifen. In Tabelle 3-6 ist der jeweilige Lastfall für die Laststellung mit der größten Querkraft für die untersuchten Schnitte 1 bis 3 mit der zugehörigen Position des Tandemsystems in

Bezeichnung	max. v_y [kN/m]	LF	Position TS in Querrichtung
① 1d außen	113,0	402	2d
② 1d innen	152,3	428	2d
③ Knickpunkt	159,3	430	1d

Tab. 3-6: Maßgebende Laststellung für System 2 für die Schnitte 1-3

Querrichtung dargestellt. Eine Darstellung der maßgebenden Laststellung für die Schnitte 1 bis 3 sind Bild 3-48 zu entnehmen. Auf die Darstellung der Querkraftlinien wird an dieser Stelle aufgrund der Analogie zu den Ergebnissen aus System 1 verzichtet.

Für die Bemessung des Kragarms steht das Lastpaket aus TS und UDL so, dass die erste Radachse des ersten Fahrstreifens $2,0d$ vom Anschnitt außen entfernt ist, siehe Bild 3-48a). Für die Bemessung der Platte im Innenfeld im Bereich der Voute (Schnitt 2) werden die Verkehrslasten so angeordnet, dass die äußere Radachse im Abstand von $2,0d$ vom Anschnitt innen steht, siehe Bild 3-48b). Die maßge-

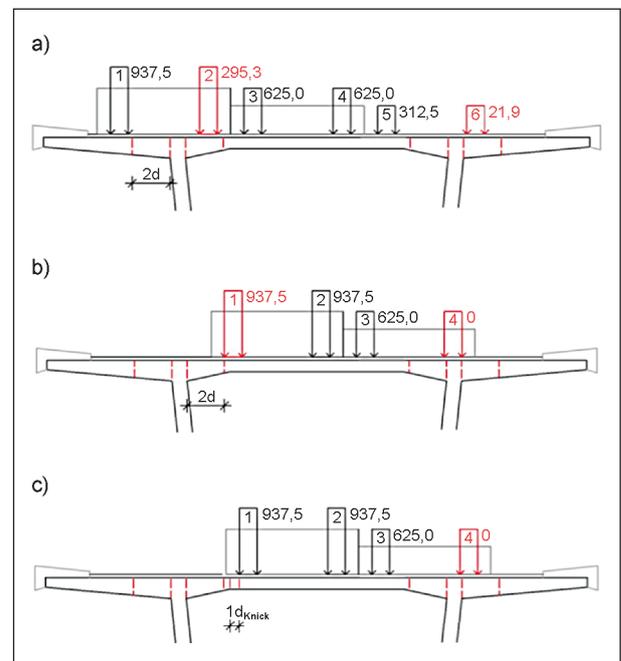


Bild 3-48: Maßgebende Laststellungen System 2: a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3

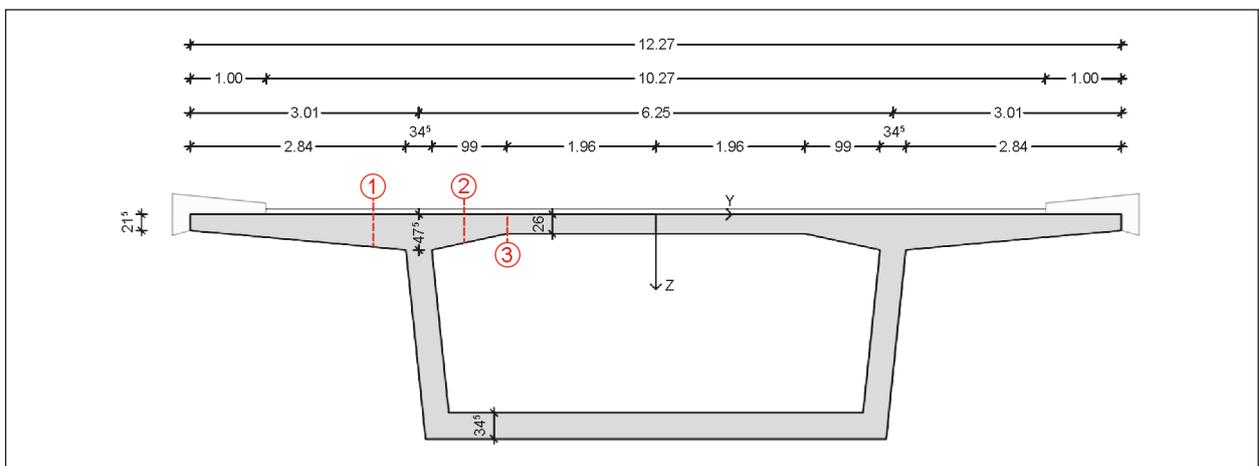


Bild 3-47: Darstellung System 2 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 (1d außen), 2 (1d innen) und 3 (Knickpunkt)

bende Laststellung für die betragsmäßig größte Querkraft im Bereich der dünnen Platte (Schnitt 3) steht so, dass die äußerste Last der Fahrspur 1 direkt auf dem Knickpunkt steht ($0d$). Für die Bemessung wird allerdings, in Analogie an die Kalibrierung des $C^*_{Rd,c}$ -Faktors, die Radlast des FS1 im Abstand $1d_{Knick}$ in Richtung der dünnen Platte maßgebend.

• System 3

Bei dem System 3 sind die Abmessungen gegenüber dem Referenzquerschnitt (System 1) um ca. 30 % reduziert. Damit hat der Kragarm der Fahrbahnplatte eine Länge von jeweils nur noch 2,39 m und das Innenfeld der Fahrbahnplatte spannt über 5,25 m von Steg zu Steg des Hohlkastens, siehe Bild 3-49. Der Lastansatz erfolgt analog zu System 1 und 2. In Tabelle 3-7 ist der jeweilige Lastfall für die Laststellung mit der größten Querkraft für die untersuchten Schnitte 1 bis 3 mit der zugehörigen Position des Tandemsystems in Querrichtung dargestellt. Eine Darstellung der maßgebenden Laststellung für die Schnitte 1 bis 3 sind Bild 3-50 zu entnehmen. Auf die Darstellung der Querkraftgrenzlinien wird an dieser Stelle aufgrund der Analogie zu den Ergebnissen aus System 1 verzichtet.

Bezeichnung	max. v_y [kN/m]	LF	Position TS in Querrichtung
① $1d$ außen	96,4	421	$2d$
② $1d$ innen	153,8	432	$2d$
③ Knickpunkt	146,0	433	$1d$

Tab. 3-7: Maßgebende Laststellung für das System 3 für die Schnitte 1-3

Die maßgebenden Laststellungen sind analog zu den Laststellungen von System 2.

Für die Bemessung des Kragarms steht das Lastpaket aus TS und UDL so, dass die erste Radachse des ersten Fahrstreifens $2,0d$ vom Anschnitt außen entfernt ist, siehe Bild 3-50a).

Für die Bemessung der Platte im Innenfeld im Bereich der Voute (Schnitt 2) werden die Verkehrslasten so angeordnet, dass die äußere Radachse im Abstand von $2,0d$ vom Anschnitt innen steht, siehe Bild 3-50b). Die maßgebende Laststellung für die betragsmäßig größte Querkraft im Bereich der dünnen Platte steht so, dass die äußerste Last

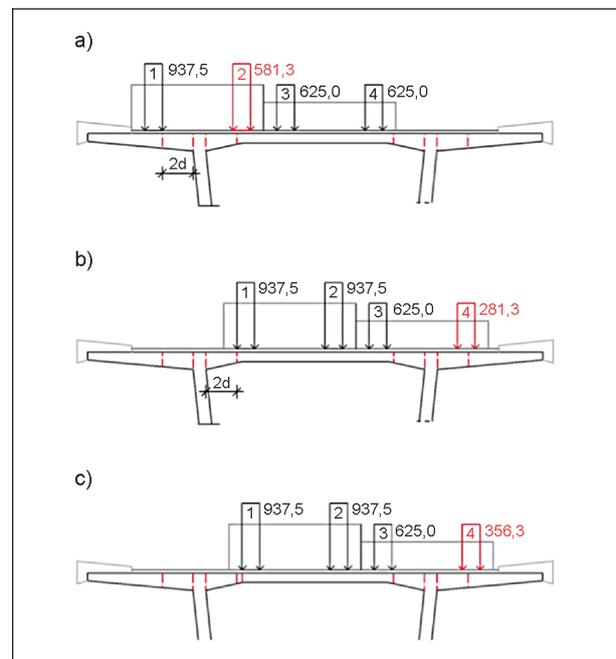


Bild 3-50: Maßgebende Laststellungen System 3: a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3

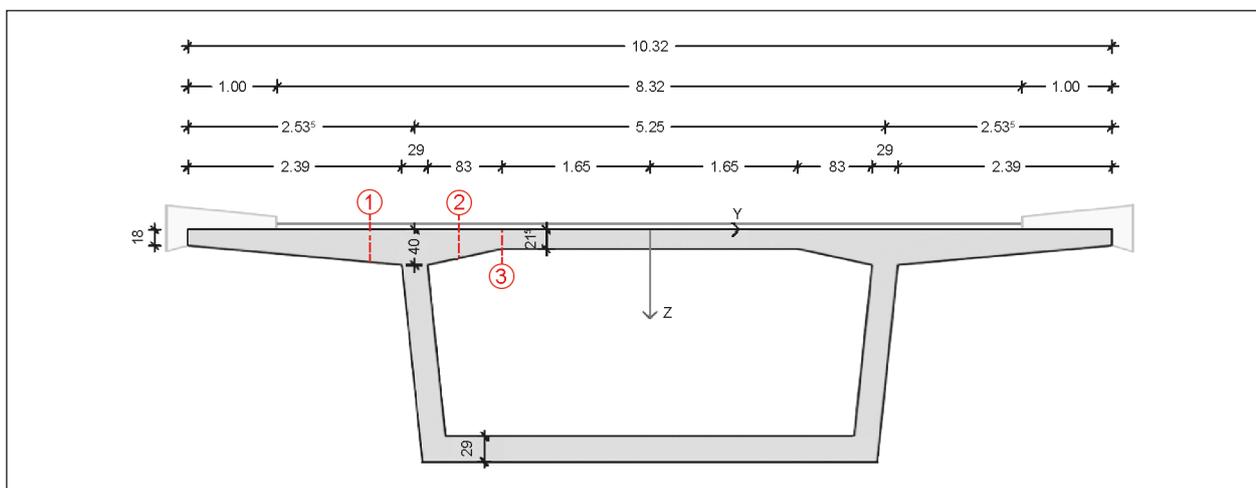


Bild 3-49: Darstellung System 3 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)

der Fahrspur 1 direkt auf dem Knickpunkt steht ($0d$), siehe Bild 3-50c). Für die Bemessung wird jedoch auch hier, in Analogie an die Kalibrierung des $C^*_{Rd,c}$ -Faktors, die Radlast des FS1 im Abstand $1,0d_{Knick}$ in Richtung der dünnen Platte maßgebend.

• System 4

Bei dem System 4 sind die Abmessungen gegenüber dem Referenzquerschnitt (System 1) um ca. 30 % erhöht. Die Abmessungen sind so gewählt worden, dass die Fahrspur 1 komplett auf einen Kragarm passt. Somit hat der Kragarm der Fahrbahnplatte eine Länge jeweils von 4,55 m und das Innenfeld der Fahrbahnplatte spannt über 9,42 m von Steg zu Steg des Hohlkastens, siehe Bild 3-51. Der Lastansatz erfolgt analog zu System 1, 2 und 3. In Tabelle 3-8 ist der jeweilige Lastfall für die Laststellung mit der größten Querkraft für die untersuchten Schnitte 1 bis 3 mit der zugehörigen Position des Tandemsystems in Querrichtung dargestellt. Eine Darstellung der maßgebenden Laststellung für die Schnitte 1 bis 3 sind Bild 3-52 zu entnehmen. Auf die Darstellung der Querkraftgrenzlinien wird an dieser Stelle aufgrund der Analogie zu den Ergebnissen aus System 1 verzichtet.

Die maßgebenden Laststellungen ergeben sich analog zu den Laststellungen von System 2 und 3.

Bezeichnung	max. v_y [kN/m]	LF	Position TS in Querrichtung
① $1d$ außen	126,5	401	$1d^*$
② $1d$ innen	157,8	425	$2d$
③ Knickpunkt	169,2	426	$1d$

* entspricht der äußersten Laststellung

Tab. 3-8: Maßgebende Laststellung für das System 4 für die Schnitte 1-3

Für die Bemessung des Kragarms ist die Laststellung maßgebend, bei der der Fahrstreifen 1 möglichst nah an der Kappe steht. Die zugehörige zweite Radachse des Fahrstreifen 1 steht dann im abzumindernden Bereich (bei $1,0d$), siehe Bild 3-52 a).

Für die Bemessung der Platte im Innenfeld im Bereich der Voute (Schnitt 2) werden die Verkehrslasten so angeordnet, dass die äußere Radachse im Abstand von $2,0d$ vom Anschnitt innen steht, siehe Bild 3-52 b). Die maßgebende Laststellung für die betragsmäßig größte Querkraft im Bereich der dünnen Platte steht so, dass die äußerste Last der Fahrspur 1 direkt auf dem Knickpunkt steht ($0d$), siehe Bild 3-52 c). Für die Bemessung wird auch hier, in Analogie an die Kalibrierung des $C^*_{Rd,c}$ -Faktors, die Radlast des FS1 im Abstand $1d_{Knick}$ in Richtung der dünnen Platte maßgebend.

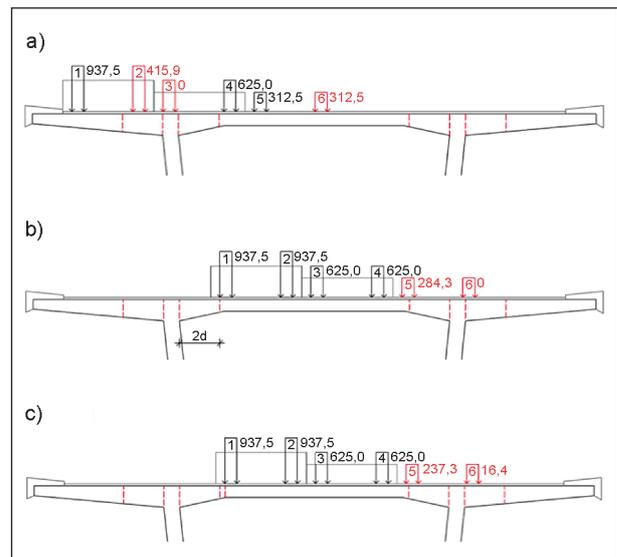


Bild 3-52: Maßgebende Laststellungen System 4: a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3

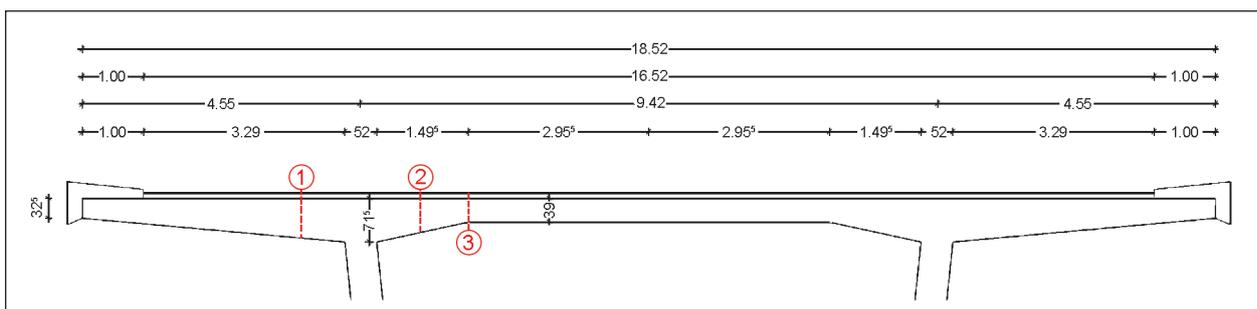


Bild 3-51: Darstellung System 4 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)

• Zusammenfassung

In Tabelle 3-9 sind zusammenfassend die maßgebenden Laststellungen für die Bemessung der untersuchten Systeme 1 bis 3 in den Schnitten 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt bei Vouten) dargestellt.

Der in der Tabelle angegebene Abstand bezieht sich auf:

– Schnitt ①:

Bei Systemen, bei denen keine ganze Fahrspur auf dem Kragarm angeordnet werden kann: Zwi-

schen Anschnitt Kragarm und der dem Anschnitt zugewandten Seite der Radaufstandsfläche der ersten Radlast des Fahrstreifen 1 (FS1).

Bei langen Kragarmen, bei denen eine ganze Fahrspur auf dem Kragarm angeordnet werden kann: Äußerste Laststellung, d. h. die erste Radlast des FS1 steht kurz vor der Kappe.

– Schnitt ②:

Zwischen Anschnitt Innenfeld und der dem Anschnitt zugewandten Seite der ersten Radaufstandsfläche des FS1 im Innenfeld

– Schnitt ③:

Gilt nur für gevoutete Fahrbahnplatten.

Zwischen dem Knick von Voute und dünner Platte und der dem Knickpunkt zugewandten Seite der ersten Radaufstandsfläche des FS1 im Innenfeld

System	Innenfeld-Spannweite	Abstand TS vom		
		Kragarm	Innenfeld	
		Anschnitt	Knick	
Nr.		① $1d$	② $1d$	③ Knick
1	7,25 m	$2d$	$2d$	$1d$
2	6,25 m	$2d$	$2d$	$1d$
3	5,25 m	$2d$	$2d$	$1d$
4	9,42 m	$1d^*$	$2d$	$1d$

* entspricht der äußersten Laststellung

Tab. 3-9: Vergleich der maßgebenden Laststellung der Systeme 1 bis 4 an den Schnitten 1 bis 3

Für die maximalen Querkräfte in den Schnitten 1 und 2 liegt die Radlast für die maßgebende Laststellung bei allen Systemen einheitlich bei $2,0d$ vom Anschnitt entfernt, wobei d jeweils der statischen Höhe im Anschnitt entspricht. Nur bei dem System 4 mit sehr langem Kragarm ist die maßgebende Laststellung so, dass die erste Radlast des FS1

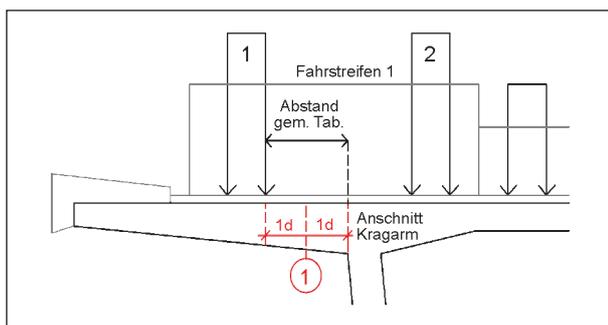


Bild 3-53: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 1 bei üblichen Kragarmen

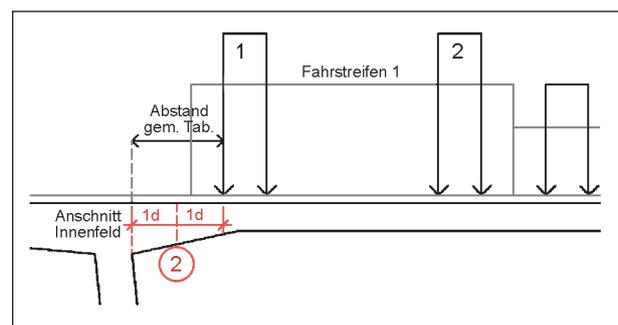


Bild 3-55: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 2

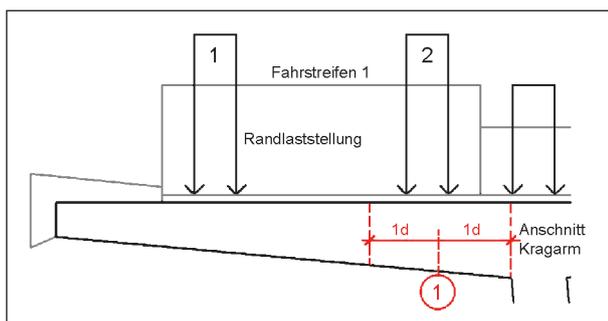


Bild 3-54: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 1 bei langen Kragarmen

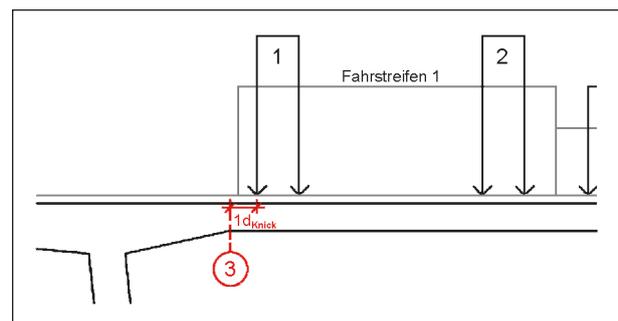


Bild 3-56: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 3

kurz vor der Kappe steht. Für den Schnitt 3 (Knickpunkt) bei gevouteten Fahrbahnplatten steht die erste Radlast des FS1 für die Bemessung im Abstand $1,0d_{\text{Knick}}$ vom Knickpunkt.

Die hier ermittelten maßgebenden Laststellungen gelten nur für übliche Querschnitte von Hohlkasten- und Plattenbalkenbrücken. Im Allgemeinen muss bei jedem System analog analysiert werden, welches die maßgebenden zu bemessenden Stellen und die zugehörigen maßgebenden Laststellungen unter Berücksichtigung aller Lastfälle sind.

Mittelung der Querkraft über $4d$ in Längsrichtung

Das Strukturmodell für das Tragsystem und die Größe der Elemente bei der Diskretisierung spielen eine wichtige Rolle für die Verteilung der Querkraft in Längsrichtung der Fahrbahnplatte. Um diesen Effekt zu untersuchen, wird das System 1 aus den vorangegangenen Abschnitten betrachtet. Es werden die Schnitte ① ($1d$ Kragarm außen), ② ($1d$ innen) und ③ (Knickpunkt bei Vouten) betrachtet. Dabei wird die Querkraft im betrachteten Schnitt über die Längsrichtung aufgetragen und die Querkraft wird mittig um die größte Querkraft zu beiden Seiten über je einen Bereich von $2d$, also insgesamt über eine Länge von $4d$ (prEN 1992-1-1:2018, Abschnitt (8.2.1(6))), gemittelt. In Bild 3-57 ist dies für den Schnitt ① ($1d$ Kragarm außen) zu sehen. Die Mittelung der Querkraft über die Länge $4d$ hat eine Reduktion der maximalen Querkraft um 6,64 % zur Folge. Bei Schnitt ②, siehe Bild 3-58, wird die mittlere Querkraft dadurch um 5,43 % abgemindert. In Schnitt ③, siehe Bild 3-59, reduziert sich die maximale Querkraft durch die Mittelung um 13,5 %.

Je näher sich der betrachtete Schnitt am Anschnitt zur Radlast befindet, desto größer werden die Querkraftpeaks und desto größer wird die Abminderung der Beanspruchung infolge der Mittelung.

Die Radlast muss hierzu gemäß dem hier vorgeschlagenen Bemessungskonzept im Abstand $1,0d$ vom Längsschnitt, über den gemittelt wird, entfernt stehen.

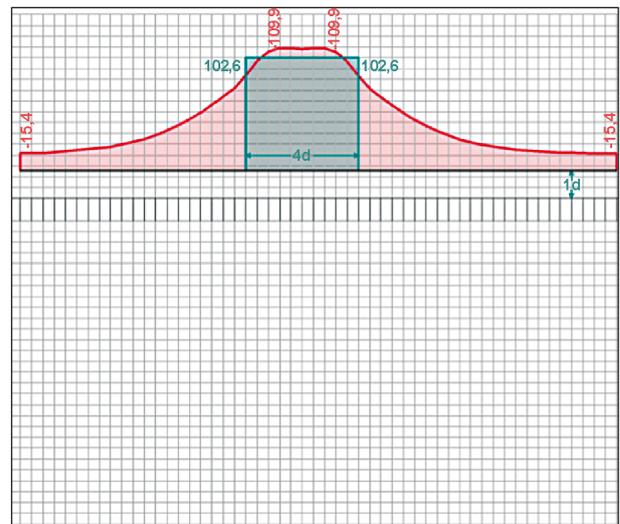


Bild 3-57: Schnitt ①: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $1,0d$)

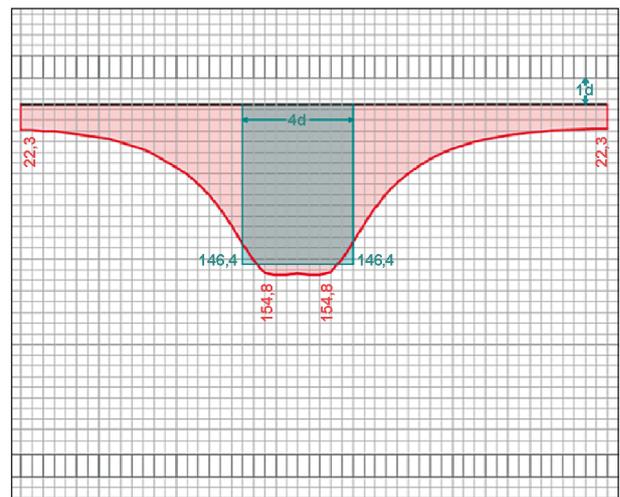


Bild 3-58: Schnitt ②: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $1,0d$)

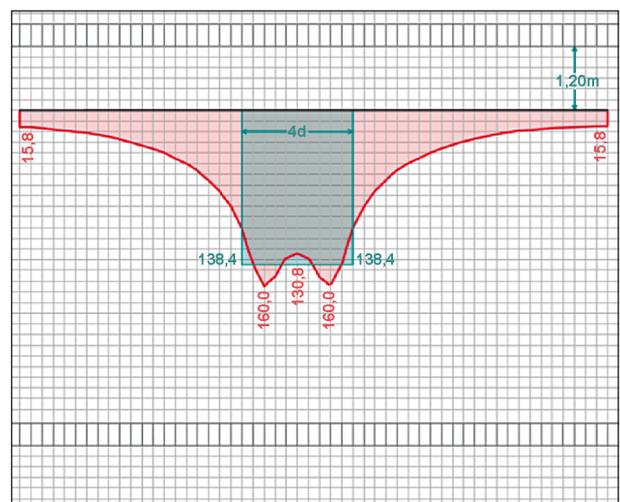


Bild 3-59: Schnitt ③: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $0d$)

3.1.4 Tragwerksanalyse einer Plattenbalkenbrücke mit der FEM

In Anlehnung an die Vorgehensweise beim Hohlkasten wird nachfolgend das Tragverhalten bei Querkraft eines doppelstegigen Plattenbalkens untersucht. Dabei liegt der Fokus auf der Ermittlung der für die Bemessung maßgebenden Querkräfte, der Querkraftgrenzlinien in der Fahrbahnplatte infolge der maßgebenden Laststellungen und Lastfallkombinationen. Durch gezielte Schnittlegung in der Platte (z. B. festgelegter Bemessungsschnitt) wird die Querkraftverteilung in Längs- und Querrichtung dargestellt.

System und Modellierung

Aus Gründen der Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird an dieser Stelle ein doppelstegiger Plattenbalken modelliert, der ähnliche Abmessungen und statische Eigenschaften wie der vorher beschriebene Hohlkasten aufweist. Übliche Bauteilstärken für den Brückenbau werden dabei berücksichtigt. Bei dem modellierten Tragsystem handelt es sich um einen Einfeldträger mit einer Spannweite von 40 m. Die Fahrbahnplatte mit Stegen wird unter Berücksichtigung der vorgesehenen Vouten als Falwerk mit Schalenelementen modelliert. Die Stege werden als Stäbe mit den entsprechenden Querschnitten modelliert und mit der Fahrbahnplatte fest gekoppelt. In den Lagerachsen sind jeweils Endquerträger mit einer Querschnittsbreite von 1,2 m vorgesehen die allseits gelenkig punktgelagert sind. Bild 3-60 zeigt die isometrische Darstellung des modellierten Gesamtsystems.

Der modellierte Querschnitt ist im Bild 3-62 sowie ein Modellausschnitt mit dem FE-Netz und den Kopplungen im Bild 3-63 dargestellt.

Bild 3-61 zeigt den modellierten Querschnitt mit den gewählten Abmessungen. Die Abmessungen der Fahrbahnplatte sind in Anlehnung an ein ausgeführtes Bauwerk gewählt. Die Fahrbahnplatte wird gevoutet mit einer Gesamtbreite von 17,85 m ausgebildet. Die äußeren Kragarme weisen eine Spannweite von 3,3 m auf und die Platte zwischen den Stegen spannt über einer Länge von 6,85 m. Im Bereich der Kragarme weist die Fahrbahnplatte eine Stärke von 55 cm am Anschluss zum Steg und 25 cm am äußeren Rand auf. Zwischen den Stegen voutet sich die Fahrbahnplatte von 30 cm in der Mitte zu 55 cm an den Stegen auf. Die Stegbreite beträgt an der Unterseite 2,0 m und an der Oberseite (UK Fahrbahnplatte) 2,2 m. Die Steghöhe unterhalb der Fahrbahnplatte beträgt 1,95 m.

Bei der Modellierung der Fahrbahnplatte wurden Schalenelemente mit einer Elementgröße von 20 cm verwendet. Die Elementgröße von 20 cm hat sich aus Vergleichsrechnungen im Rahmen einer Voruntersuchung zum Thema Netzgröße unter Berücksichtigung der Rechengenauigkeit und -dauer als zweckmäßig erwiesen.

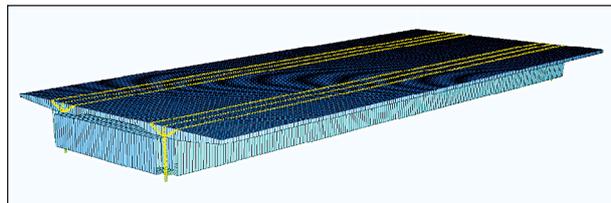


Bild 3-60: Isometrische Darstellung des Gesamtsystems

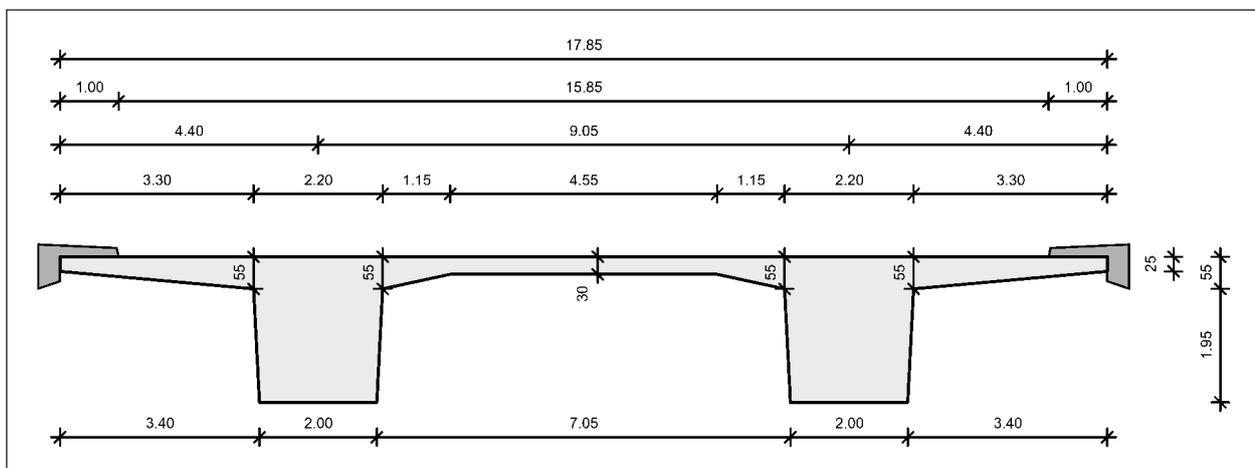


Bild 3-61: Querschnittsabmessungen doppelstegiger Plattenbalken, Maße in [m]

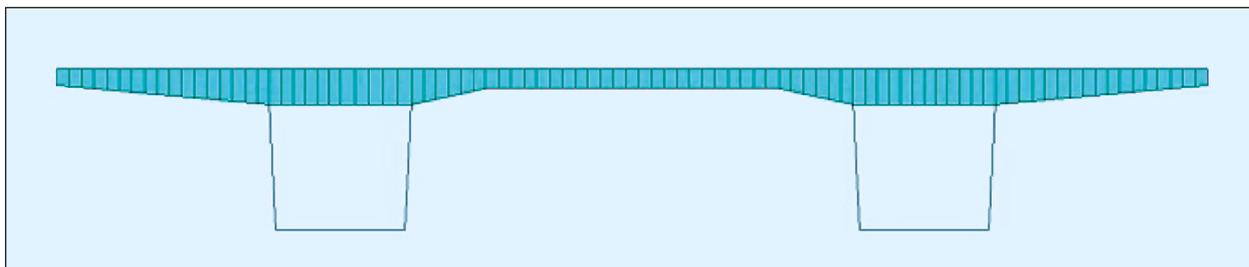


Bild 3-62: Darstellung des modellierten Systems – Querschnitt

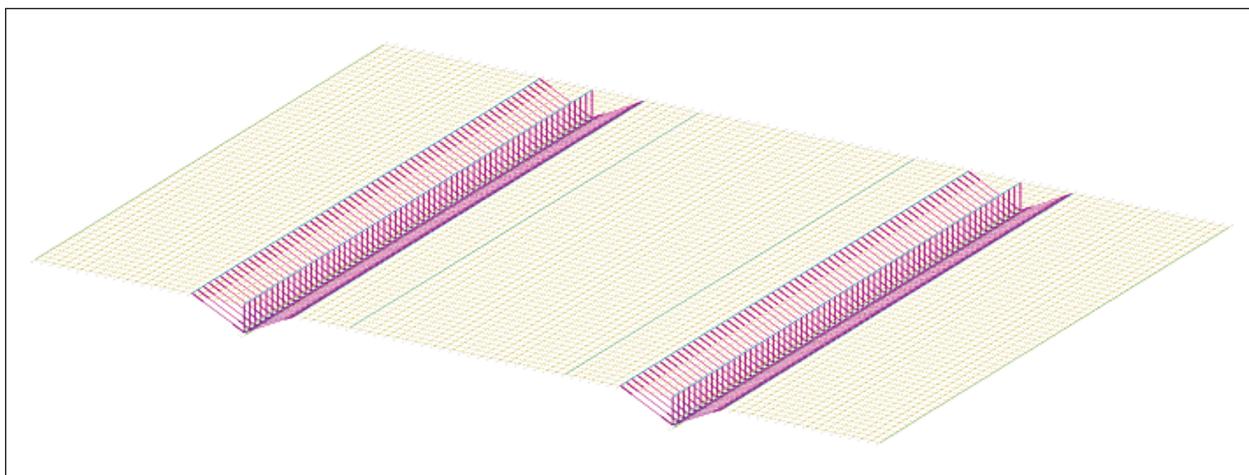


Bild 3-63: Systemausschnitt mit FE-Netz und Kopplungen zwischen den Stegen und der Fahrbahnplatte

Lastfälle und zugehörige Querkraftverläufe – Ständige Lasten, Eigengewicht und Ausbaulast

An dieser Stelle werden die Einzellastfälle zusammengefasst und die Querkraftverläufe aus den Einzellastfällen in der Fahrbahnplatte dargestellt. Die Auswertung der Querkraftverläufe erfolgt in einem Schnitt in Feldmitte bezogen auf die Längsrichtung (Einfeldträger).

Im Bild 3-64 wird der Lastfall Eigengewicht mit dem zugehörigen Querkraftverlauf in Feldmitte dargestellt. Die entsprechende Darstellung erfolgt für den Lastfall Ausbaulast im Bild 3-65. Die Ergebnisse im Bereich über den Stegen sind für diese Untersuchung nicht relevant und werden aus diesem Grund zur Übersichtlichkeit weggelassen.

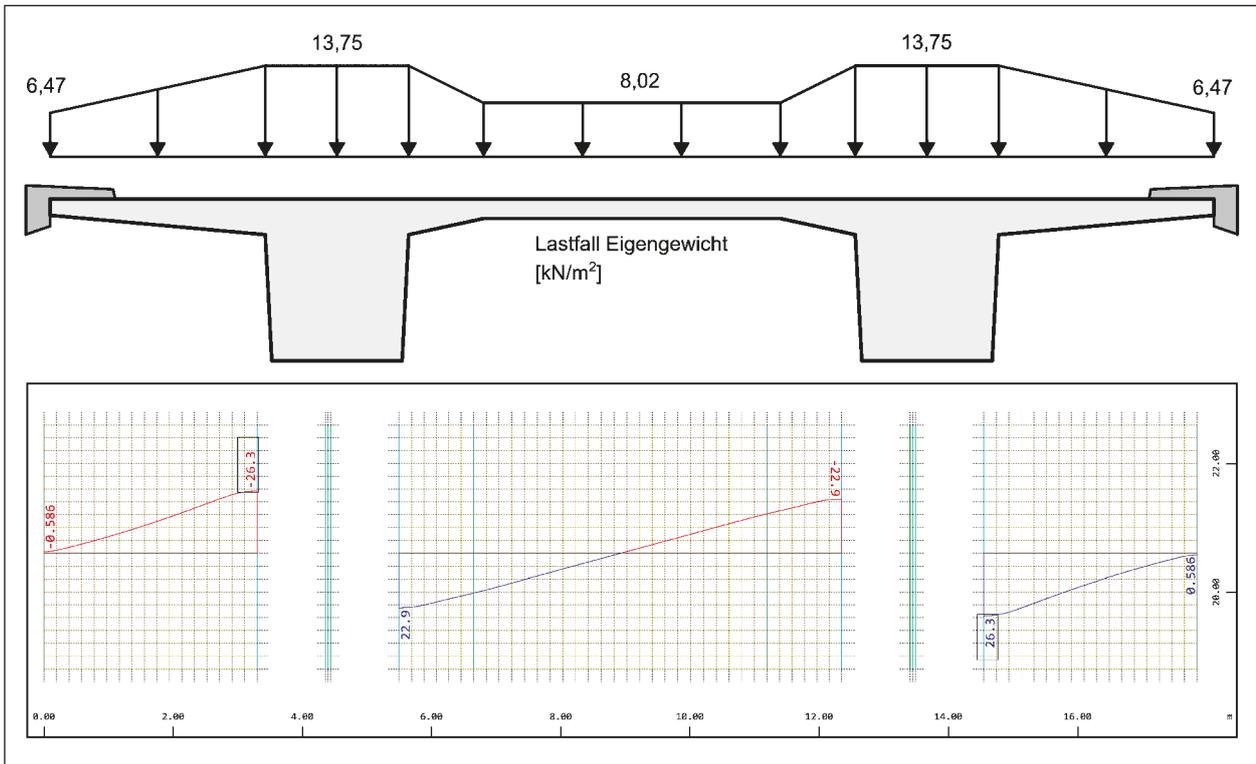


Bild 3-64: Lastfall Eigengewicht; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte

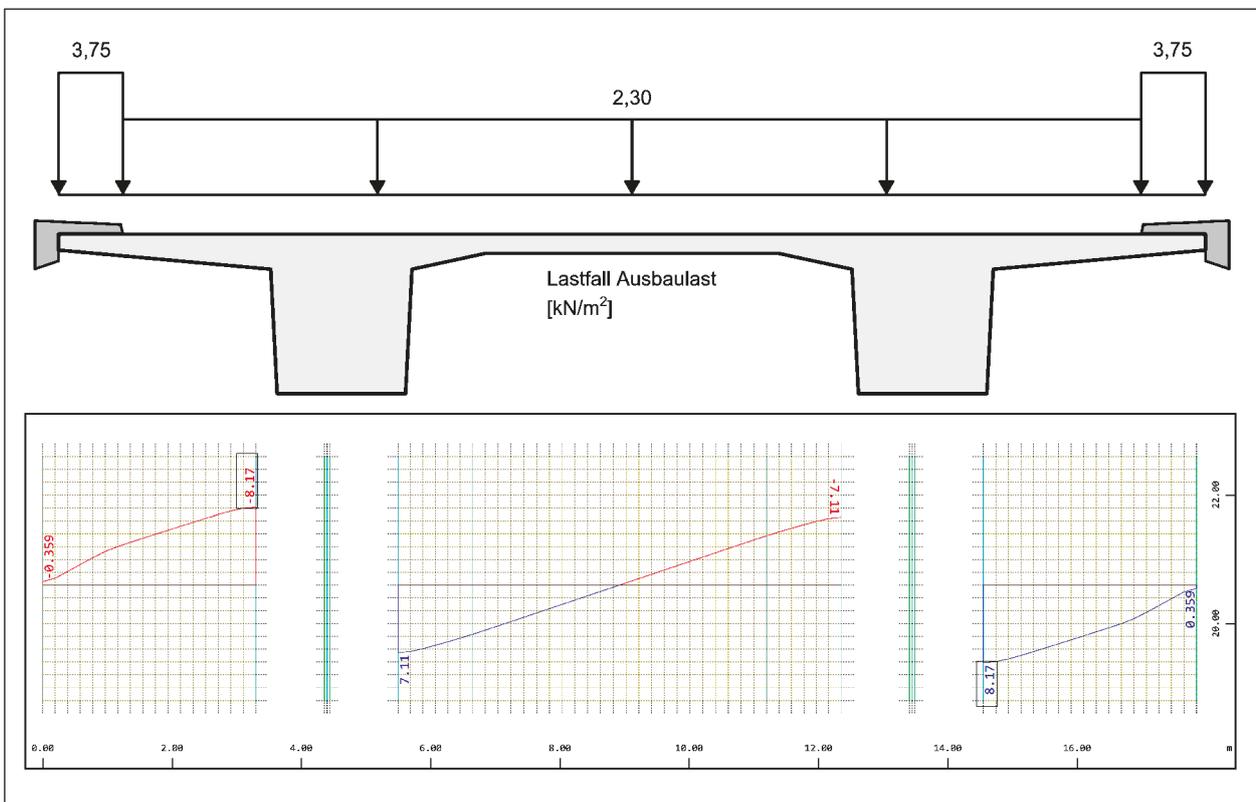


Bild 3-65: Lastfall Ausbaulast; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte

TS- und UDL-Lasten aus dem Lastmodell LM1 gemäß DIN EN 1991-2

Wie bereits erwähnt, werden die Lasten in Feldmitte der Brücke ausgewertet und somit auch das Lastmodell LM1 in Feldmitte angeordnet. Über die gesamte Brückenbreite passen drei rechnerische Fahrstreifen, die ungünstig angeordnet werden. Die Aufstandsfläche der Radlasten beträgt 40 cm x 40 cm. Sie wird für diese Berechnung nicht bis zur Plattenmitte ausgebreitet. Daraus ergeben sich aus den Radlasten folgende Blocklasten für das Tandemsystem:

Fahrstreifen 1: $150 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 937,5 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 2: $100 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 625,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 3: $50 \text{ kN}/(0,4 \times 0,4 \text{ m}) = 312,5 \text{ kN/m}^2$

Die gleichmäßig verteilten Lasten des Lastmodell LM1 werden je Fahrstreifen mit folgenden Lasten vorgesehen:

Fahrstreifen 1: $12,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 2: $9,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 3: $3,0 \text{ kN/m}^2$

Restfläche: $3,0 \text{ kN/m}^2$

Die Last in Höhe von $3,0 \text{ kN/m}^2$ für die Restfläche wird bereichsweise auf die Fahrbahnplatte aufgebracht und ungünstig überlagert, siehe Bild 3-66. Diese Last deckt somit die gleichmäßig verteilte Last der Restfläche und des Fahrstreifens 3 sowie einen Teil der Belastung der Fahrstreifen 1 und 2. Dadurch werden in der Berechnung als gleichmäßig verteilten Lasten je Fahrstreifen folgende Überlasten angesetzt:

Fahrstreifen 1: $12,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 9,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 2: $9,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 6,0 \text{ kN/m}^2$

Fahrstreifen 3: $3,0 \text{ kN/m}^2 - 3,0 \text{ kN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$

Die Belastung je Fahrstreifen – gebildet aus Tandemlast und gleichmäßig verteilter Last – wird entsprechend des Lastmodells LM1 gleichzeitig und nebeneinander angeordnet. Die Tandemlast wird dabei mittig im Fahrstreifen angesetzt und in Querrichtung über die Fahrbahnplatte verschoben, um die maßgebende Laststellung für den jeweiligen Bemessungsschnitt zu erfassen. Die Schrittweite

beträgt dabei 20 cm und wurde entsprechend der vorhandenen Elementgröße (Netzgröße) auf diesen Wert festgelegt. Das Bild 3-67 zeigt schematisch, wie die Lasten aus LM1 von links nach rechts aufgebracht werden. Dabei wird das Lastmodell auch um 180° gedreht und von rechts nach links verschoben, was an dieser Stelle nicht noch mal explizit dargestellt wird.

Für jede Anordnung der Fahrspuren auf der Fahrbahnplatte wird ein Lastfall gespeichert, um die entstandenen Schnittgrößen einer konkreten Lastanordnung zuzuordnen. Aus der Überlagerung der somit entstandenen Lastfälle des Lastmodells LM1 wird eine Querkraftgrenzlinie ermittelt. Folgende Bilder (Bild 3-68, Bild 3-69) zeigen die Querkraftgrenzlinie aus dem Lastmodell LM1 in Form von Höhenlinien für die maximale und die minimale ermittelte Querkraft. Aus diesen Bildern ist zu erkennen, dass der Verlauf der Höhenlinien un stetig ist und im Bereich der Radlasten Maximalwerte aufweist und zwischen den Achsen wieder leicht abfällt. Für die Darstellung des Verlaufs der Querkraftgrenzlinien über die Breite der Fahrbahnplatte werden zwei Schnitte für die Darstellung der Schnittgrößen gelegt. Der eine Schnitt verläuft mittig zwischen den Achsen (Bild 3-70) während der andere Schnitt direkt durch die Radachse (Bild 3-71) verläuft.

Um besser nachvollziehen zu können, wie sich die Querkraftgrenzlinien aus Bild 3-70 und Bild 3-71 ergeben, wird im Folgenden die maßgebende Laststellung für die jeweils maximale und minimale Querkraft dargestellt. Bild 3-72 zeigt die maßgebende Laststellung für die minimale Querkraft an der Innenseite des rechten Steges und die dazugehörige Anordnung der Tandemlasten über die Breite der Fahrbahnplatte. Der minimale Wert der Querkraft an der Innenseite des rechten Steges aus Bild 3-70 ($-219,44 \text{ kN/m}$) ergibt sich somit aus der Summe der Querkräfte an der gleichen Stelle aus Bild 3-72 ($-206,72 \text{ kN/m}$) und Bild 3-66 ($-12,76 \text{ kN/m}$). Sinngemäß ergibt sich der Maximalwert der Querkraft an der Innenseite des linken Steges aus Bild 3-70 ($219,45 \text{ kN/m}$) aus der Summe Querkräfte an der gleichen Stelle aus Bild 3-73 ($206,73 \text{ kN/m}$) und Bild 3-66 ($12,76 \text{ kN/m}$).

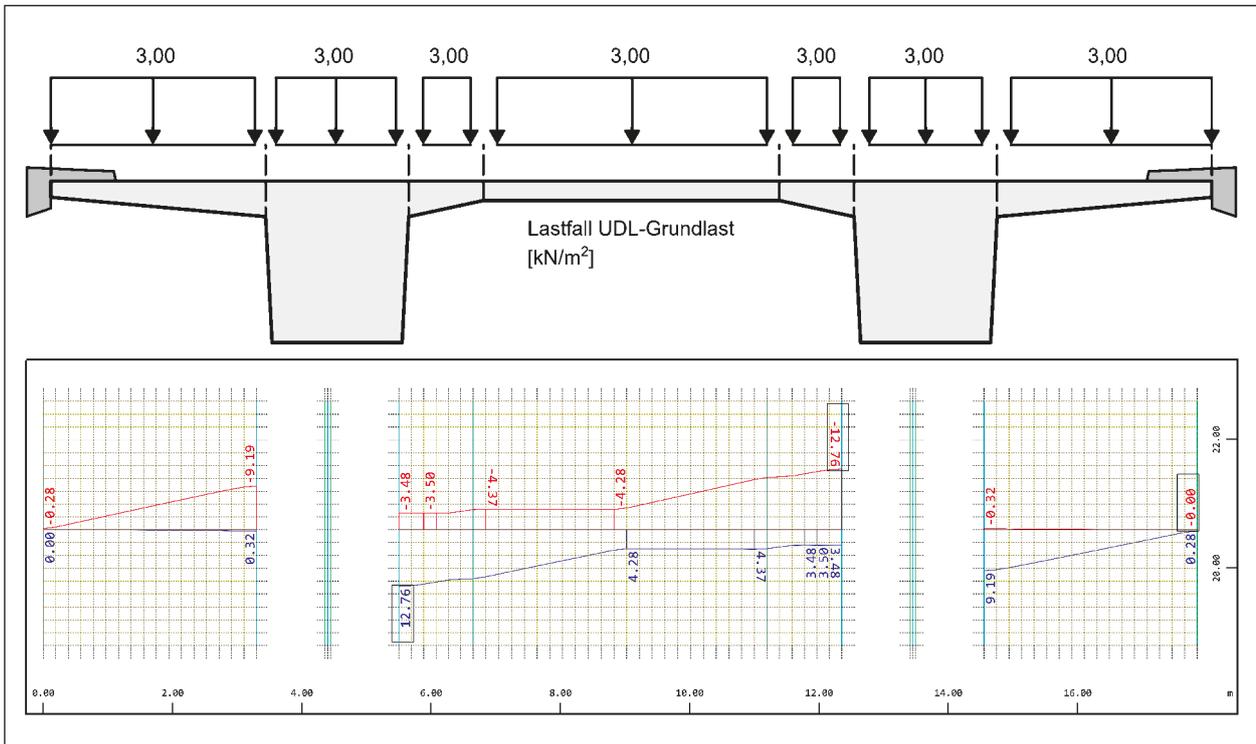


Bild 3-66: Lastfall UDL-Grundlast; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte

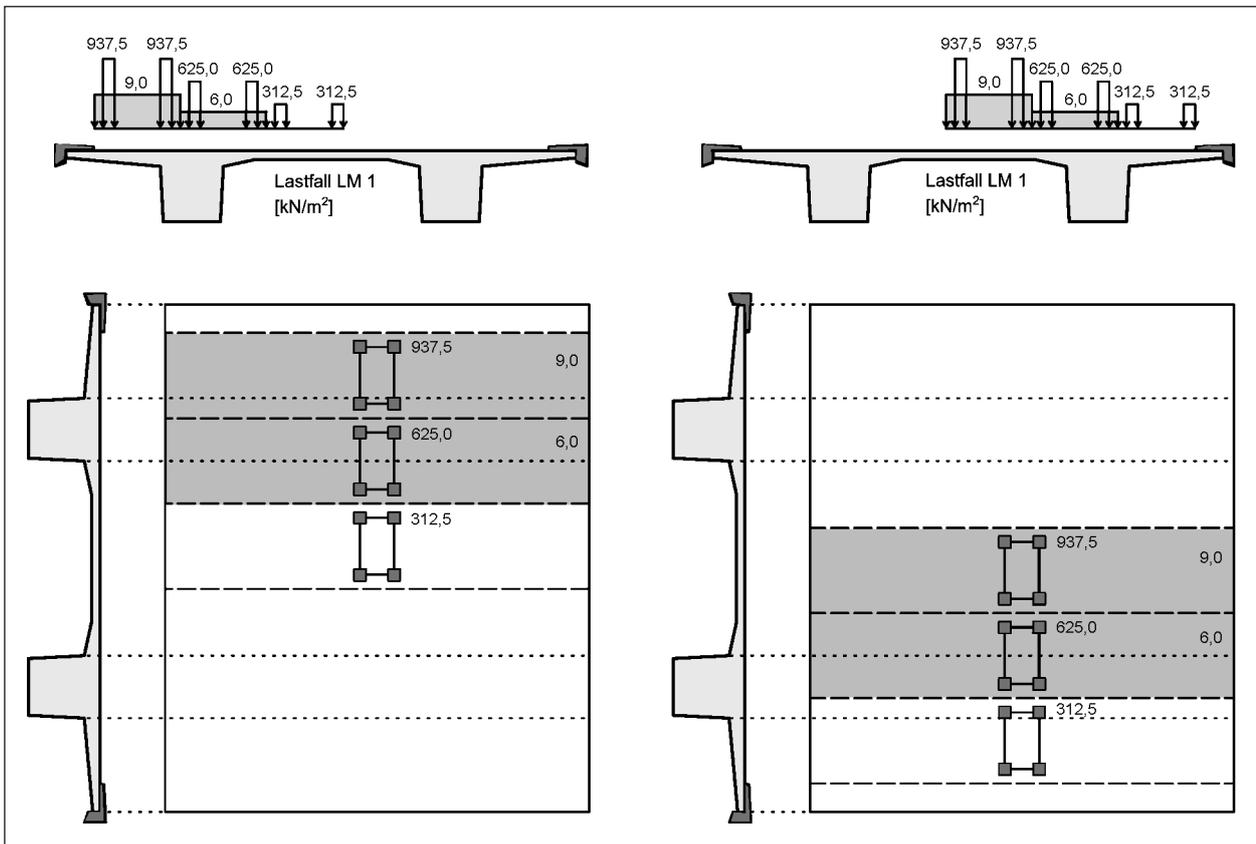


Bild 3-67: Aufbringung Lastmodell LM1; Darstellung im Querschnitt und in der Draufsicht

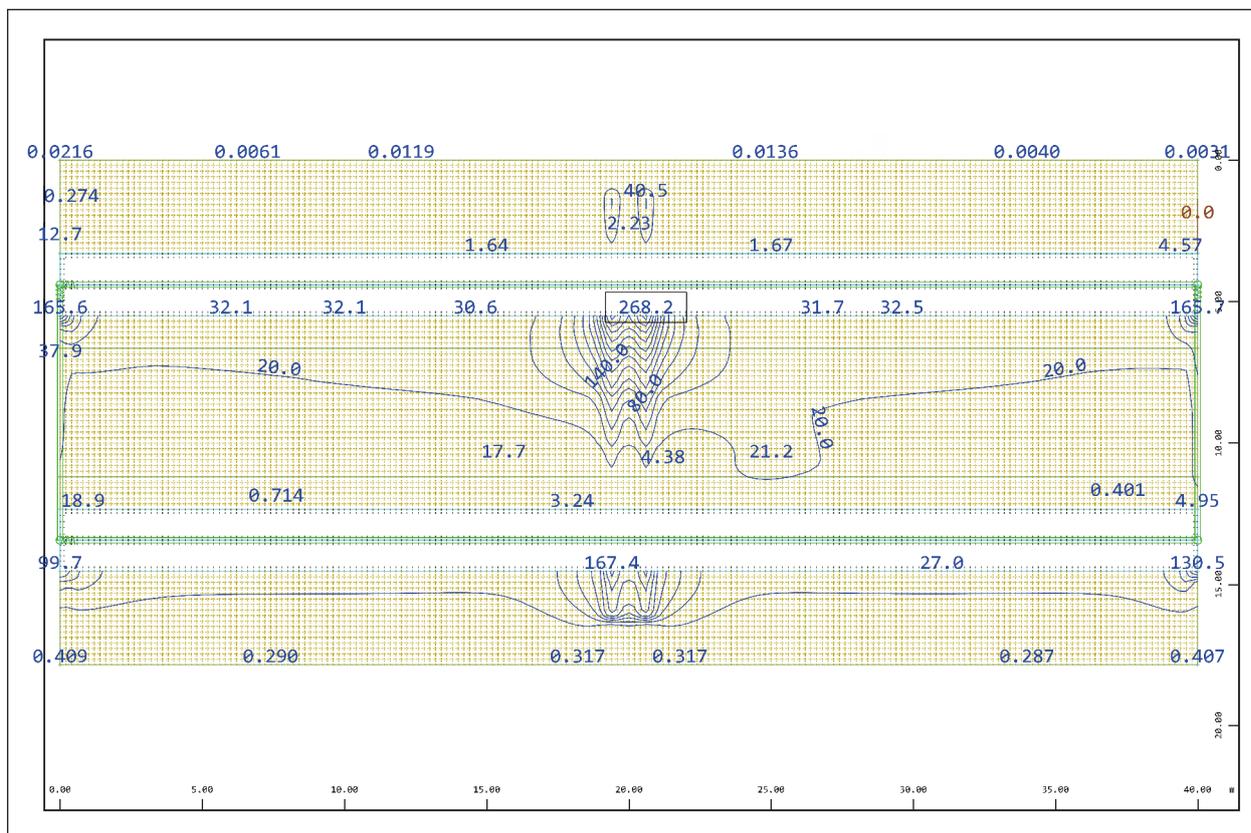


Bild 3-68: Querkraftgrenzlinien aus LM1, maximale Werte, Darstellung als Höhenlinien

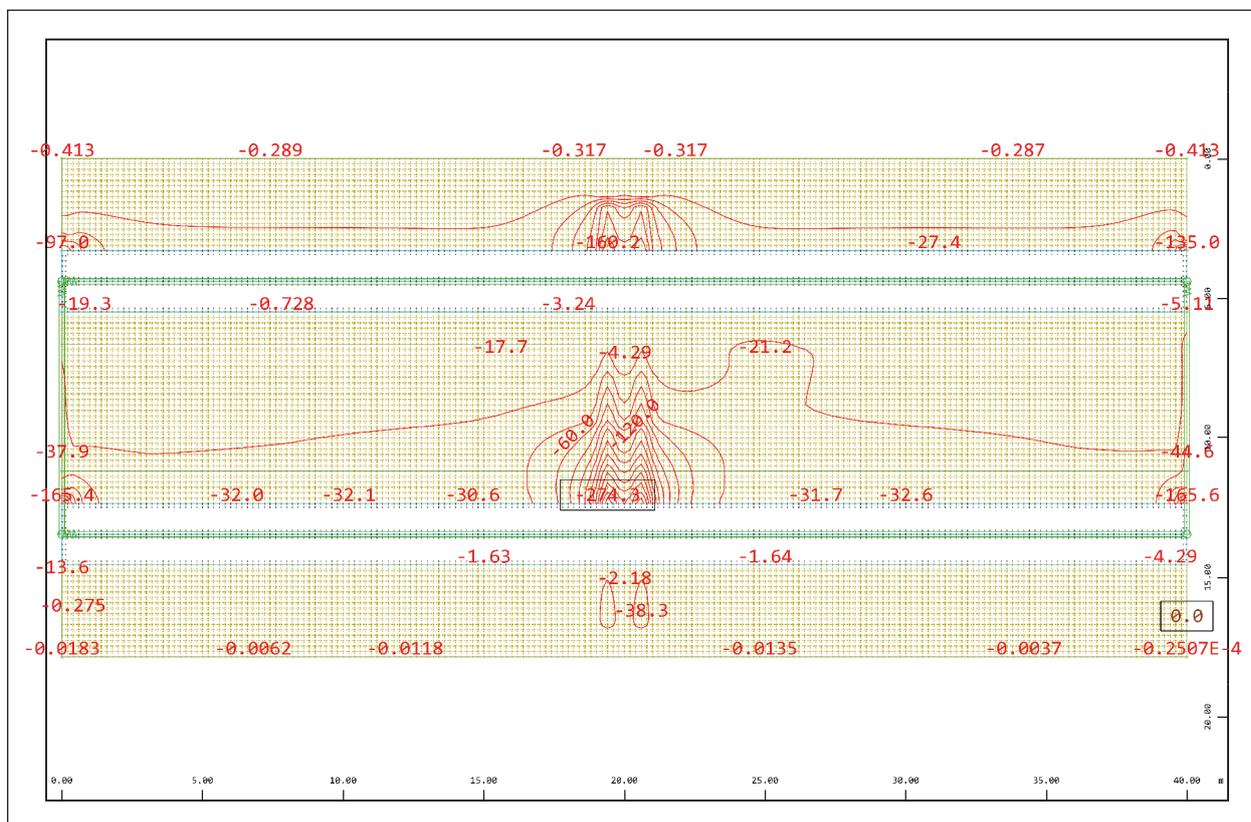


Bild 3-69: Querkraftgrenzlinien aus LM1, minimale Werte, Darstellung als Höhenlinien

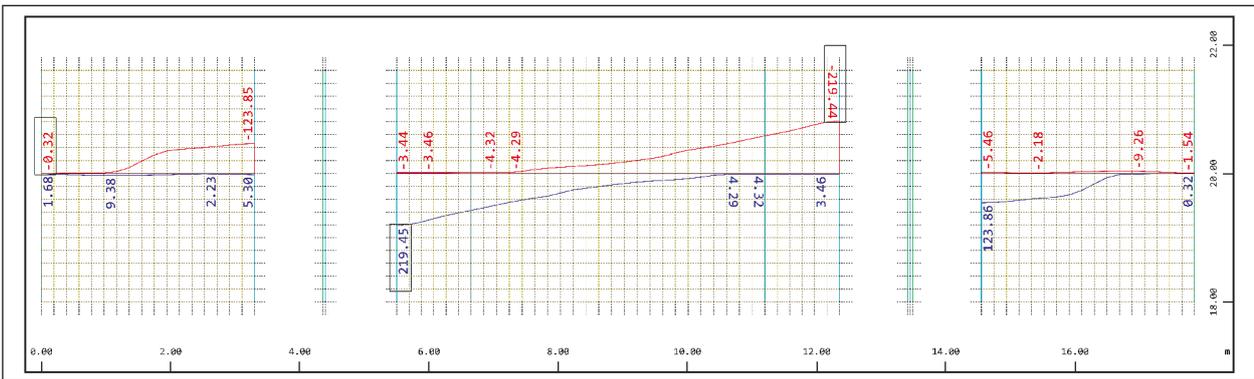


Bild 3-70: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall TS und UDL, mittig zwischen den Radachsen

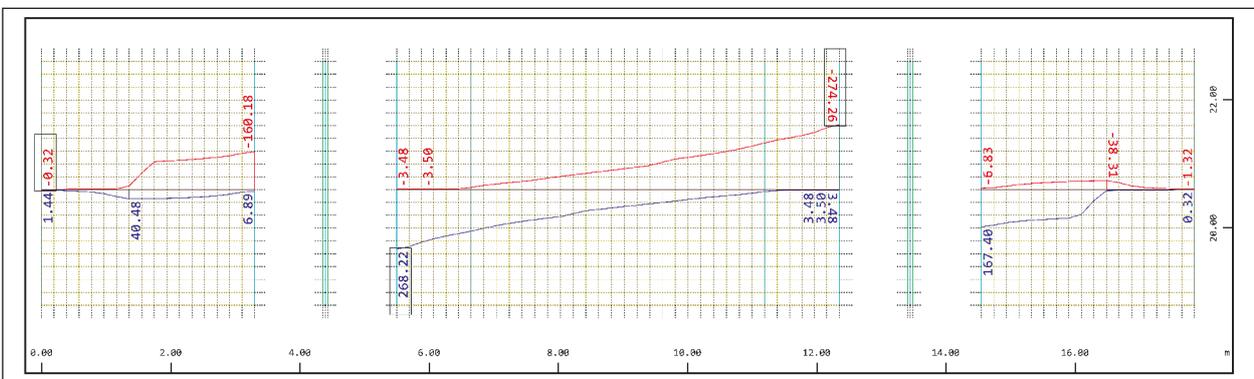


Bild 3-71: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall TS und UDL, in Radachse

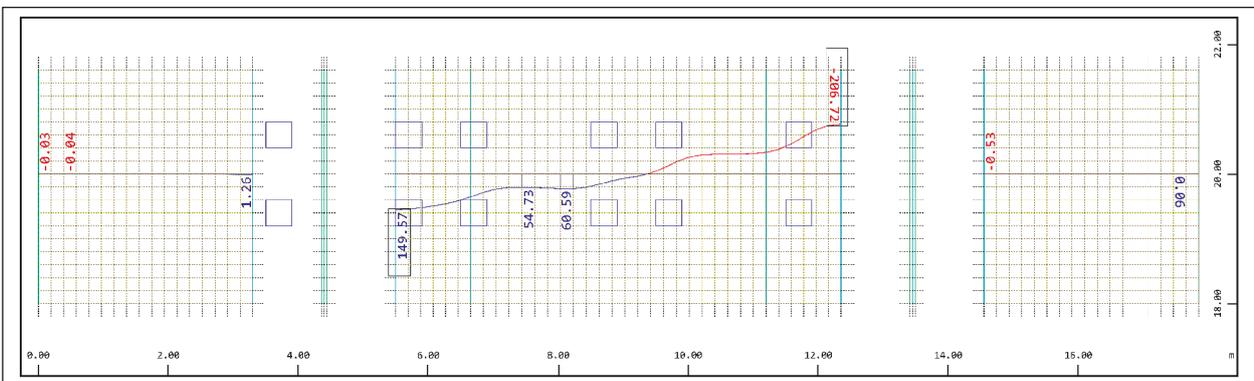


Bild 3-72: Maßgebende Laststellung für die minimale Querkraft an der Innenseite des rechten Steges

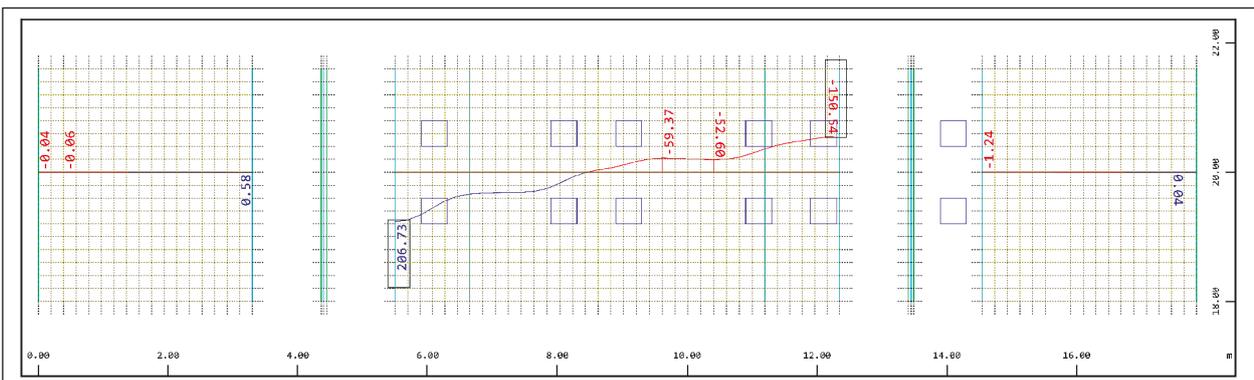


Bild 3-73: Maßgebende Laststellung für die maximale Querkraft an der Innenseite des linken Steges

Abminderung der TS Lasten mit dem Faktor β für auflagernahe Einzellasten

Gemäß DIN EN 1992-2 dürfen auflagernahe Einzellasten mit dem Faktor β bis zu einem Abstand von $2d$ vom Auflagerrand reduziert werden. Der Faktor β berechnet sich nach folgender Formel:

$$\beta = \frac{a_v}{2d}, \text{ für } a_v < 2d$$

Dabei ist a_v der Abstand zwischen Anschnitt und Beginn der Blocklast. Bei gevouteten Platten ändert sich die statische Nutzhöhe mit der Plattendicke. Dadurch wird für die Berechnung der Wert d an dem Anschnitt der Platte zum Steg festgelegt. Somit beträgt d in diesem Fall 0,5 m. Auch bei dieser Schnittgrößenermittlung wird das Lastmodell LM1 über die Brückenbreite in Schritten von 0,2 m verschoben. Sobald eine Achslast im Bereich ($a_v < 2d$) kommt wird diese mit dem entsprechenden Faktor β reduziert. Eine grafische Darstellung des Abminderungsfaktors β ist im Bild 3-74 zu sehen.

Für die reduzierten Tandemlasten wurde ebenfalls eine Querkraftgrenzlinie im Schnitt mittig zwischen

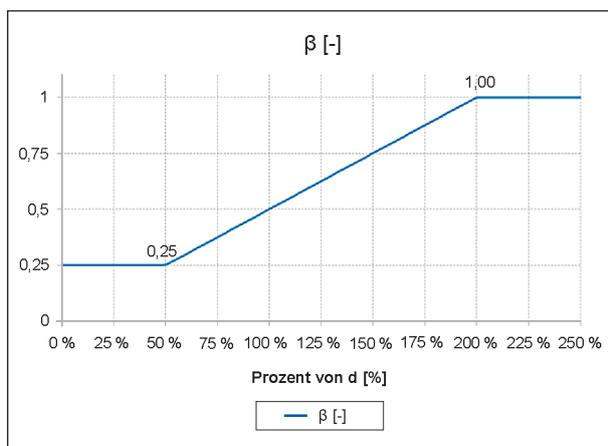


Bild 3-74: Abminderungsfaktor β für auflagernahe Einzellasten

den Radlasten (Bild 3-75) und in der Radachse (Bild 3-76) ermittelt.

Das Bild 3-75 zeigt die Querkraftgrenzlinie im Schnitt mittig zwischen den Radachsen für das Lastmodell LM1 mit reduzierten Tandemlasten durch den Faktor β für auflagernahe Einzellasten. Das Lastmodell wurde dabei sowohl von links nach rechts als auch um 180° gedreht und von rechts nach links über die Brückenbreite verschoben. Es ist zu erkennen, dass bei dem Querkraftverlauf zwischen den Stegen nicht zu einem stetigen Anstieg bis zum Steg kommt, sondern es zu einer Plateauausbildung und somit zu einem nahezu konstanten Querkraftverlauf ab einem Abstand von ca. 1,0d kommt. Die maximale Querkraftbeanspruchung beträgt 188,07 kN/m und entspricht ungefähr 86 % der Querkraftbeanspruchung ohne Reduktion durch den β -Faktor.

In Bild 3-76 ist die Querkraftgrenzlinie infolge der gleichen Belastung wie im Bild 3-75 nur in einem anderen Schnitt dargestellt. Im Bild 3-76 verläuft der Schnitt direkt durch die Radachse und weist dadurch einen etwas anderen Verlauf auf. Hier ist zu erkennen, dass der Maximalwert der Querkraft, also die maximale Querkraftbeanspruchung zwischen den Stegen nicht mehr direkt am Anschnitt zum Steg auftritt, sondern in einem Abstand von ca. 2,0d vom Anschnitt liegt. Die maximale Querkraftbeanspruchung beträgt 197,33 kN/m (Betrag) und entspricht ungefähr 72 % der Querkraftbeanspruchung ohne Reduktion durch den β -Faktor. Dabei ist zu beachten, dass die maximale Querkraftbeanspruchung nicht in beiden Fällen an der gleichen Stelle auftritt.

Um die Laststellungen zu identifizieren, welche für die maximale Querkraftbeanspruchung aus Bild 3-75 verantwortlich ist, werden diese im Folgenden

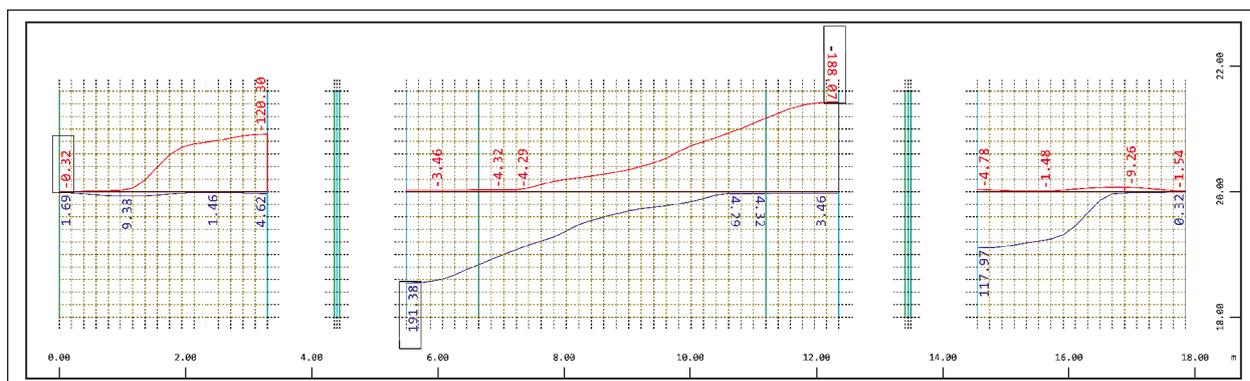


Bild 3-75: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall $\beta \times TS$ und UDL, mittig zwischen den Radachsen

in zwei Bildern dargestellt. Bild 3-77 zeigt die maßgebende Laststellung für die minimale Querkraftbeanspruchung an der Innenseite des rechten Steges von $-175,35 \text{ kN/m}$. Dazu muss noch die Querkraft aus der UDL-Grundlast von $-12,72 \text{ kN/m}$ dazu addiert werden um auf den Wert von $-188,07 \text{ kN/m}$ aus Bild 3-75 zu kommen. In diesem Fall ergibt sich der Maximalwert wenn die Tandemlasten der Fahrspur 1 nicht mit dem Faktor β reduziert sind und sich somit in einem Abstand von $a_v \geq 2d$ befinden. Die Tandemlasten der restlichen Fahrspuren werden entsprechend reduziert.

Bild 3-78 zeigt die maßgebende Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung an der Innenseite des linken Steges von $178,66 \text{ kN/m}$. Dieser Wert ergibt sich aus der Belastung infolge reduzierter Tandemlasten und der UDL-Last ohne UDL-Grundlast ($3,0 \text{ kN/m}^2$). Deshalb muss zu diesem Wert die Querkraftbeanspruchung, die sich aus der UDL-Grundlast ($12,76 \text{ kN/m}$) ergibt, hinzuaddiert werden, um auf den maximalen Wert aus Bild 3-75 zu kommen.

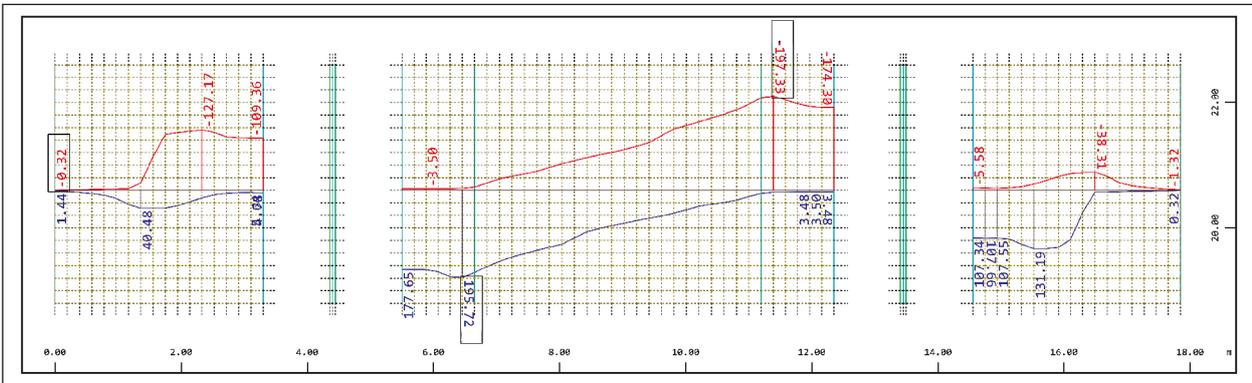


Bild 3-76: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall $\beta \times \text{TS}$ und UDL, in der Radachse

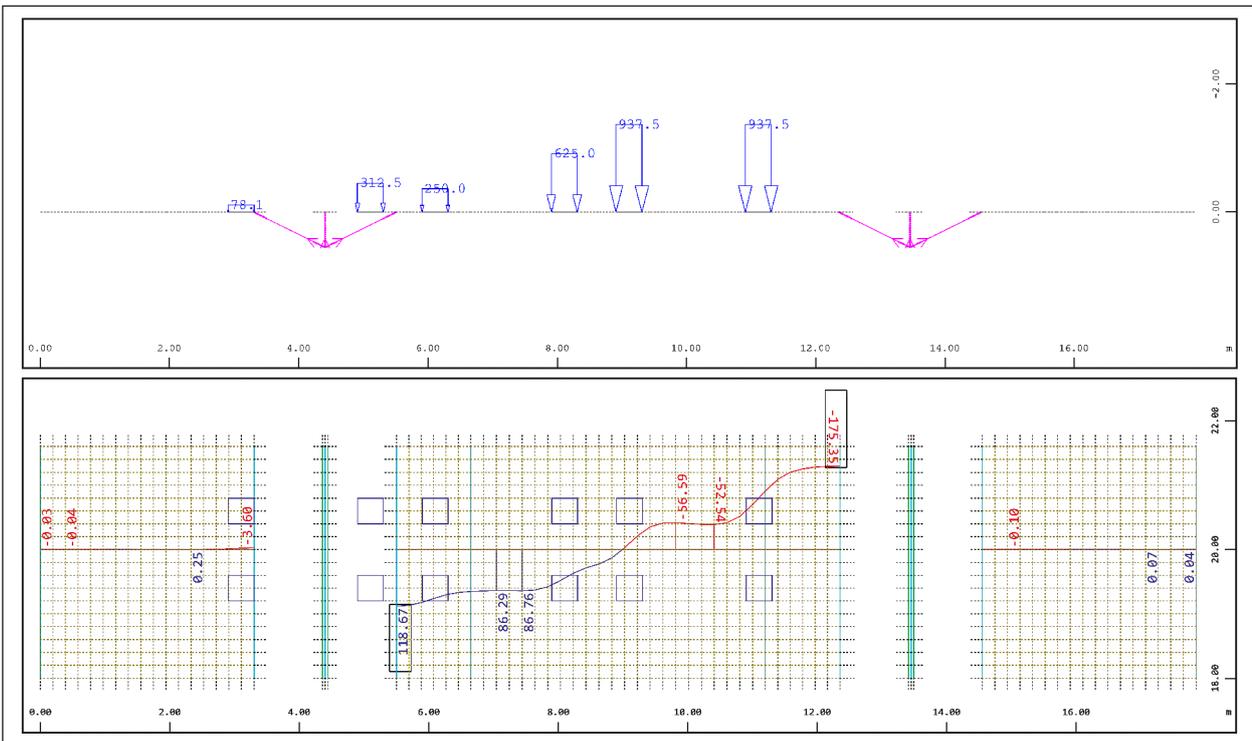


Bild 3-77: Maßgebende Laststellung für die minimale Querkraft an der Innenseite des rechten Steges

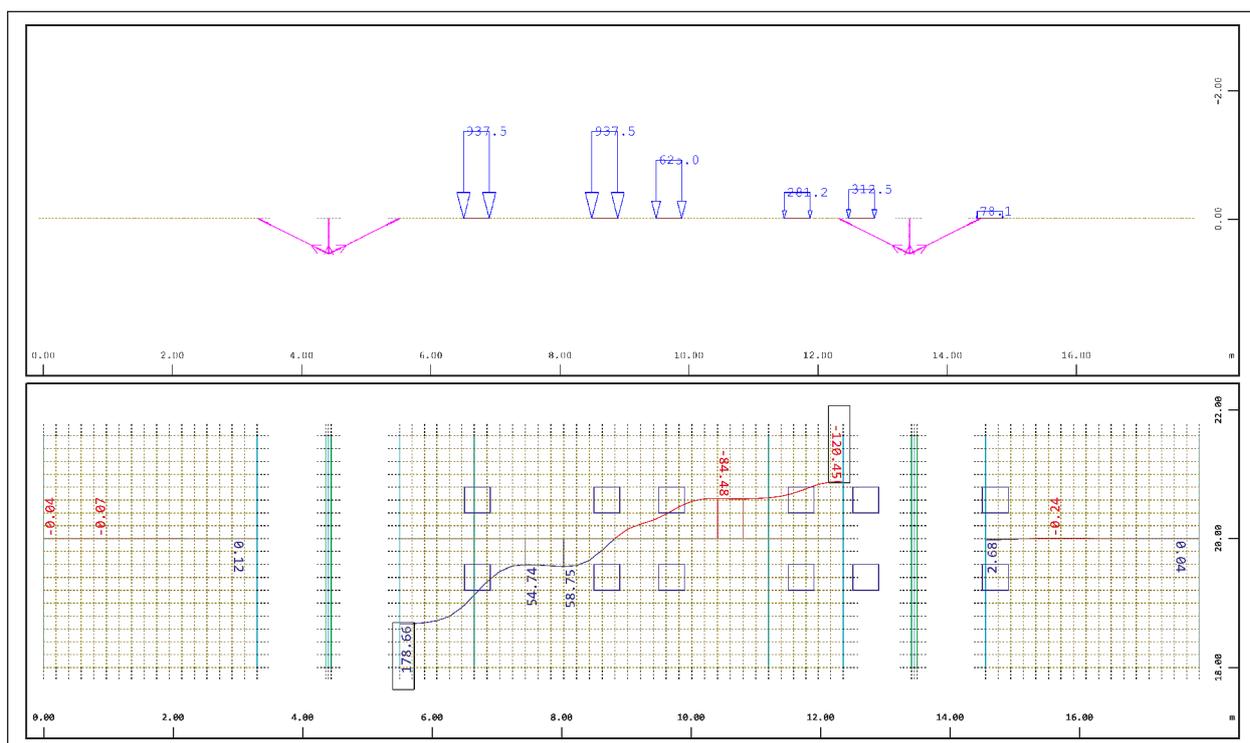


Bild 3-78: Maßgebende Laststellung für die maximale Querkraft an der Innenseite des linken Steges

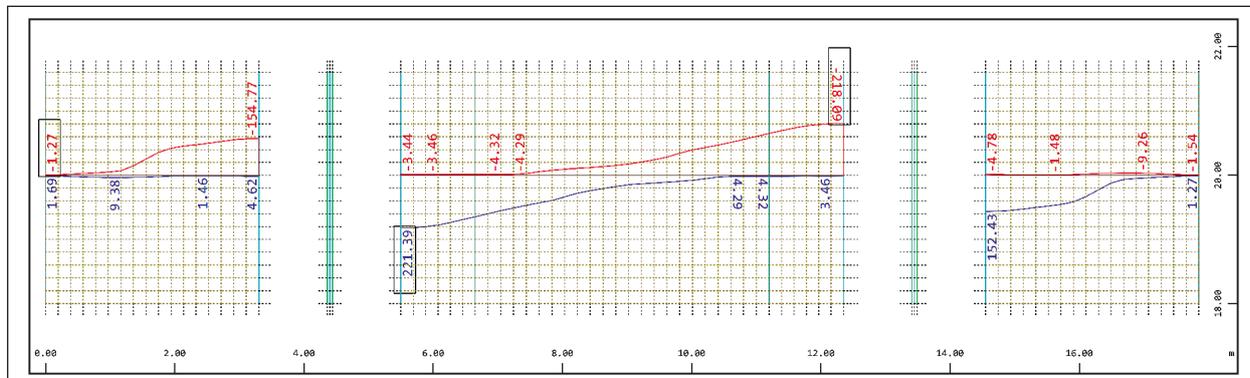


Bild 3-79: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen mit Abminderung der auflagnahen Einzellasten

Querkraftgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung

Im Folgenden werden die Lasten aus Eigengewicht, Ausbaulast und Verkehrslast miteinander ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten überlagert. Dabei wird das Lastmodell LM1 in Feldmitte angeordnet und über die gesamte Fahrbahnbreite verschoben. Die Auswertung erfolgt einmal mit und einmal ohne Berücksichtigung des Abminderungsfaktors β für auflagnahen Einzellasten und wie bisher in zwei verschiedenen Ergebnisschnitten (mittig zwischen den Radachsen und in der Radachse).

Die sich daraus ergebenden Querkraftgrenzlinien werden in Bild 3-79 bis Bild 3-82 dargestellt.

Die Werte aus den Bildern (Bild 3-79 bis Bild 3-82) werden zusammengefasst und im Bild 3-83 gegenübergestellt. Dabei werden die berechneten Querkraften an der Innen- und Außenseite der Stege betrachtet und auf die Werte aus der Auswertung in der Radachse und ohne Abminderung durch den Faktor β bezogen. Dadurch soll der Einfluss des Auswertungsschnittes (mittig zwischen den Radachsen oder in Radachse) und des β -Faktors verdeutlicht werden.

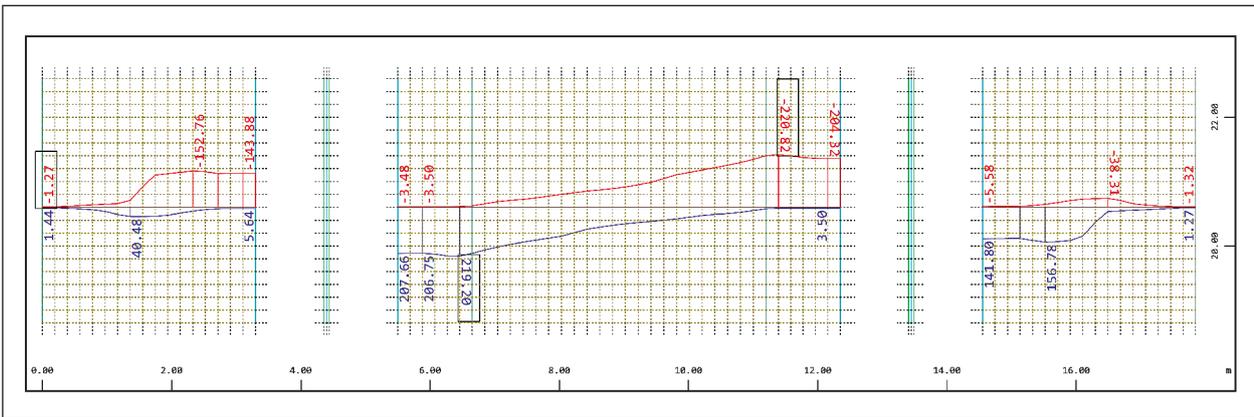


Bild 3-80: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Radachse mit Abminderung der auflagenahen Einzellasten

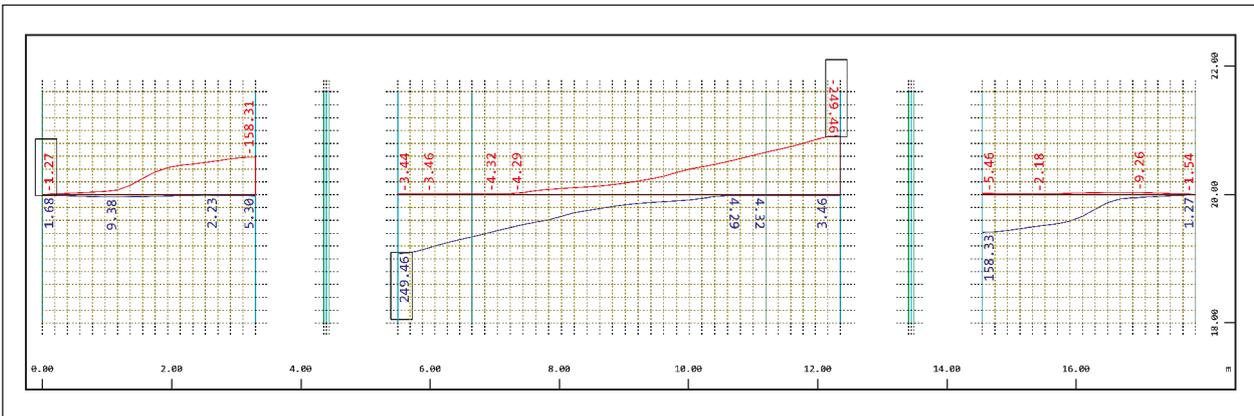


Bild 3-81: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen ohne Abminderung der auflagenahen Einzellasten

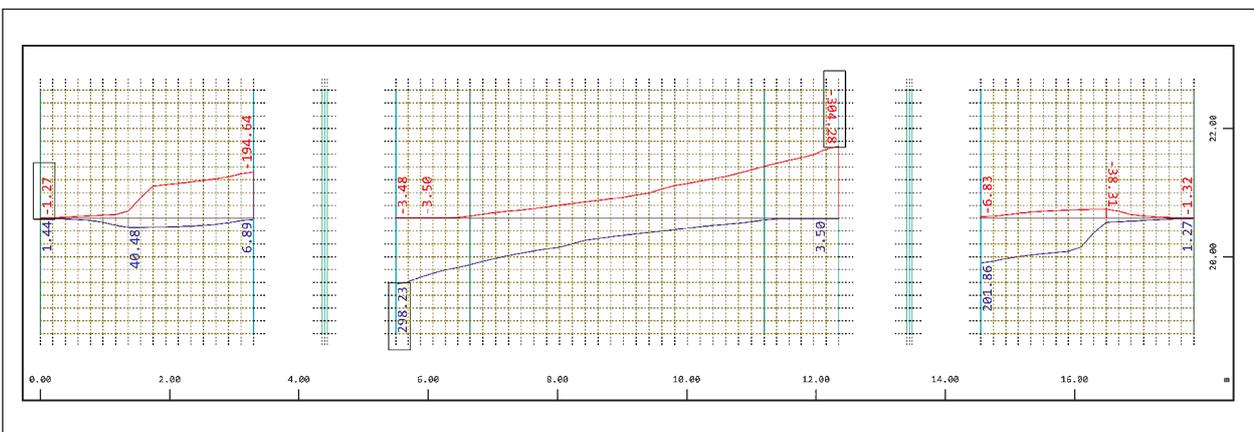


Bild 3-82: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Radachse ohne Abminderung der auflagenahen Einzellasten

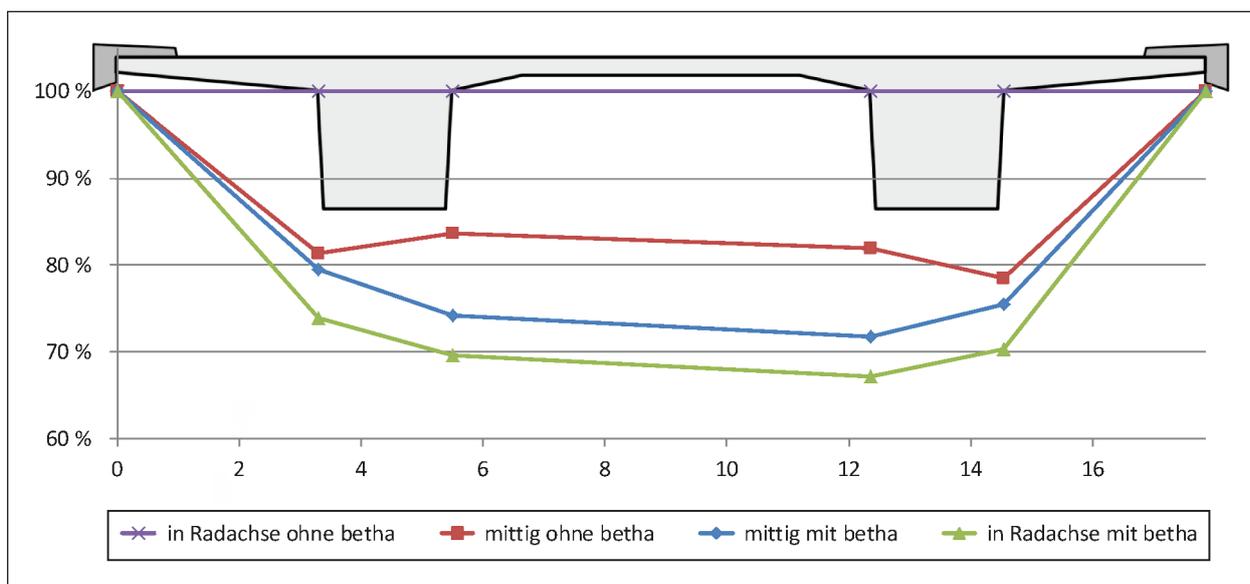


Bild 3-83: Gegenüberstellung der Querkräfte an den maßgebenden Stellen bezogen auf die Werte in der Radachse ohne Abminderung der auflagnahen Einzellasten

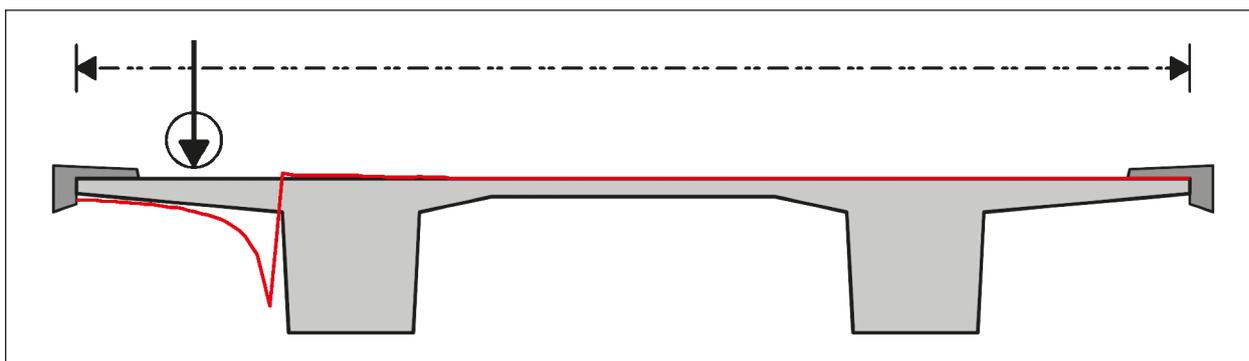


Bild 3-84: Qualitative Quereinflusslinie für den Anschnitt außen

Quereinflusslinie für v_{Ed}

Für Bemessungsaufgaben ist es von großer Bedeutung, die maßgebende Laststellung zu bestimmen und festzulegen. Als maßgebende Bemessungsschnitte werden im Allgemeinen die Stellen im Bauteil betrachtet, bei denen das Verhältnis der Beanspruchung zur Beanspruchbarkeit (Einwirkung/Widerstand) maximal ist. Dadurch werden meistens die Extremwerte betrachtet und zwar die Stelle mit der maximalen Beanspruchung (z. B. Anschnitt Kragarm) und dem zugehörigen Widerstand, sowie die Stelle mit dem minimalen Widerstand (z. B. geringste Bauteildicke) und der zugehörigen Belastung. Eine Möglichkeit, um die maßgebende Laststellung für eine bestimmte Bemessungsstelle herauszufinden, bietet die Auswertung von Einflusslinien. Bei Stabwerkssystemen kann die Einflusslinie

für eine bestimmte Größe ganz einfach durch das Verschiebungsgrößenverfahren ermittelt werden. In dem vorliegenden Fall wurde die Einflusslinie für die Querkraftbeanspruchung v_y in lokaler Richtung durch die Auswertung der Schnittgrößen an einer bestimmten Stelle in Folge einer Wanderlast von 1 kN bestimmt. Dabei wurde die Wanderlast quer über die Fahrbahnplatte verschoben und an bestimmten Stellen die Auswirkungen der Einwirkung aufgezeichnet. Nach dieser Vorgehensweise wurde drei Einflusslinien für die Querkraftbeanspruchung v_y in lokaler Richtung am Anschnitt außen (Bild 3-84), am Anschnitt innen (Bild 3-85) und am Knickpunkt der Fahrbahnplatte (Bild 3-86) ermittelt.

Im Bild 3-84 ist deutlich zu erkennen, dass nur Lasten auf dem linken Kragarm einen Einfluss auf die Bemessungsstelle am äußeren linken Anschluss

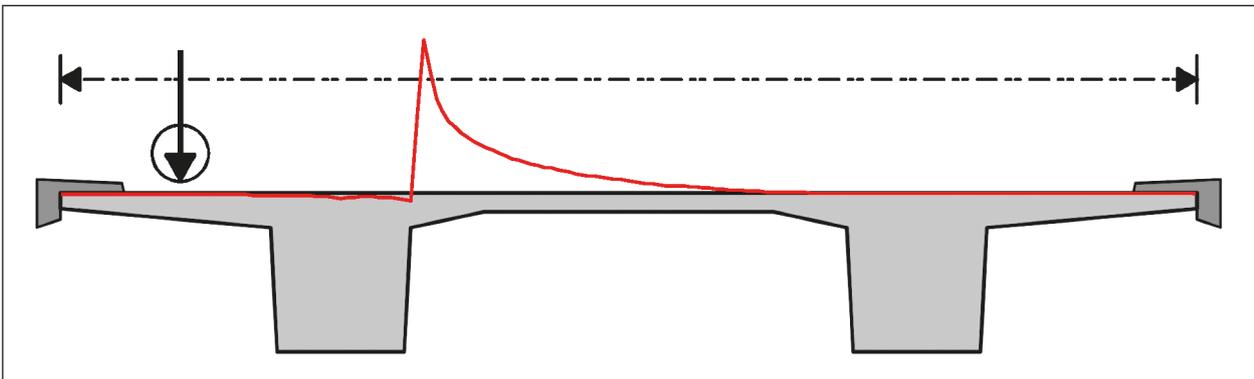


Bild 3-85: Qualitative Quereinflusslinie für den Anschnitt innen

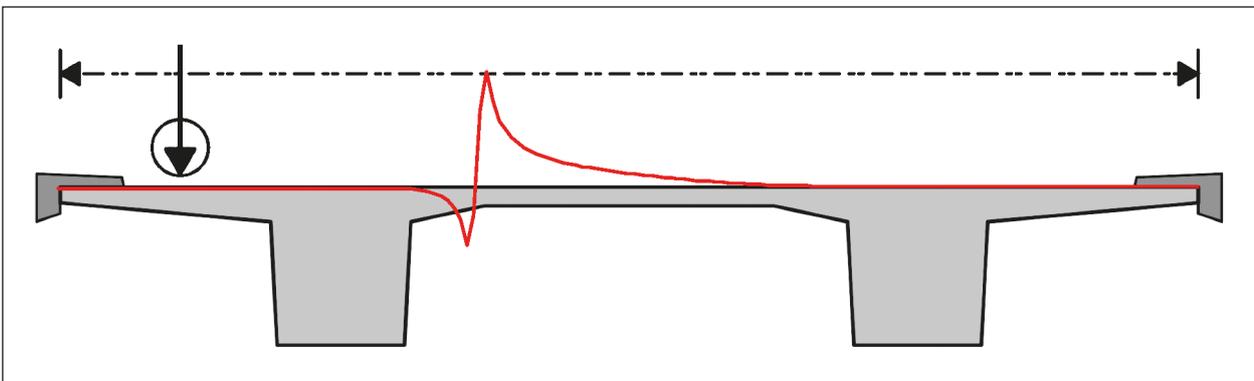


Bild 3-86: Qualitative Quereinflusslinie für den Querschnitt im Knickpunkt

zum Steg haben. Genauso haben nur Lasten im Bereich zwischen den Stegen einen Einfluss auf die Auswertung der Querkraft im Schnitt an der Innenseite des Steges (Bild 3-85) sowie am Knickpunkt der Fahrbahnplatte (Bild 3-86).

3.2 Widerstandsseite

Ziel der statistischen Auswertung von Plattenversuchen unter Blocklasten ist die Bestimmung des Vorfaktors $C_{Rd,c}$ in Gl. 6.2a des EC2-1-1 bzw. EC2-2. Grundlage bildet die Versuchsdatenbank von Reißen (REISSEN, 2016) sowie die an der TUHH durchgeführten Plattenversuche. Hieraus werden zunächst die geeigneten Versuche herausgefiltert.

Auswahl der Plattenversuche

Es werden nur Versuche berücksichtigt, welche die folgenden Kriterien erfüllen:

- Die Größe der Platte ist ausreichend, damit sich ein zweiaxialer Lastabtrag einstellen kann. Hierfür wird eine Mindestbreite der Versuchskörper benötigt. Diese hängt von der Schubslankheit ab. Für die weiteren Betrachtungen werden nur Platten mit $b \geq 2,40$ m berücksichtigt
- Um die Unsicherheiten beim Maßstabeffekt zu vermeiden, werden nur Versuche mit Plattenstärken von $h \geq 20$ cm berücksichtigt. Kleinere Werte treten im Brückenbau kaum auf.
- Es werden nur Versuche berücksichtigt, bei welchen der direkte Lastabtrag ins Auflager nicht relevant ist. Dies setzt eine Schubslankheit von $a_v/d \geq 3,0$ voraus.
- Es liegt eine zentrische Laststellung vor bzw. der Randabstand hat keinen Einfluss (vgl. Versuchsreihe (VAZ RODRIGUES, MUTTONI, 2006)).
- Die Bewehrung im Bereich der Lasteinleitung ist nicht gestaffelt.
- Es werden nur Platten konstanter Dicke berücksichtigt, da der Einfluss einer Voute nicht abschließend geklärt ist.

Mit den obigen Kriterien lassen sich aus der Datenbank von REISSEN zusammen mit den Versuchen von ROMBACH & HENZE insgesamt 37 Versuche entnehmen. Im Anhang sind die Versuche und ihre wichtigsten Eigenschaften tabellarisch dargestellt. Sie wurden von den nachfolgenden aufgelisteten Forschern durchgeführt.

Versuchsserien

- ROMBACH/LATTE/STEFFENS, 2009
- MUTTONI/FERNANDEZ RUIZ/NATARIO, 2014
- MUTTONI/FERNANDEZ RUIZ/NATARIO, 2015
- HEGGER/REISSEN, 2013
- REISSEN, 2016
- HENZE/ROMBACH, 2017

Zunächst werden die Schnittgrößen aller Versuche mit der Finite Elemente Methode ermittelt, wobei eine Elementgröße im Bereich der Blocklast kleiner als die Plattendicke gewählt wird. Eine Ausbreitung der Blocklast bis zur Plattenmittelfläche wird nicht angesetzt. Maßgebend ist jeweils die maximale längenbezogene Querkraft im Bruchzustand $v_{FEM,1d}$ im Abstand $1d_{LP}$ vom Rand der Lastplatte. Hierbei stellt d_{LP} die statische Nutzhöhe der Platte am Rand der Lastplatte dar. Die Schnittgröße $v_{FEM,1d}$ wird auf den rechnerisch ermittelten Bemessungswert der Tragfähigkeit $v_{Rd,c,EC2}$ entsprechend der aktuell gültigen Norm bezogen. Zur Ermittlung des Bemessungswertes ist die statische Nutzhöhe im betrachteten Schnitt $d_{Schnitt}$ zu verwenden.

Für den Nachweis der erforderlichen Sicherheit der Versuchsnachrechnung gilt entsprechend folgende Beziehung:

$$\gamma_{mod} = v_{FEM,1d}/v_{Rd,c,EC2} \geq 1,0 \quad (3-1)$$

Die statistische Untersuchung erfolgt nach DIN EN 1990 Anhang D (2010) in Anlehnung an Heft 597 des DAfStb (REINECK, 2012) und (HEGGER, 1999). Hierbei wird zunächst der Bemessungswiderstand $v_{Rd,c,EC2}$ soweit erhöht, bis der 5%-Quantilwert von γ_{mod} kleiner als 1,0 ist.

Der 5%-Fraktilwert der Häufigkeitsverteilung beträgt $x_{5\%} = 2,1265$. Bei 37 Versuchsergebnissen sollten 1,85 Versuche ein $\gamma_{mod} < 1,0$ aufweisen. Nicht reelle Zahlen werden interpoliert. Tatsächlich liegen aber für $\gamma_{mod,5\%}$ nicht exakt 1,85 Ergebnisse der relativen Tragfähigkeiten unter dem Sicherheitsniveau.

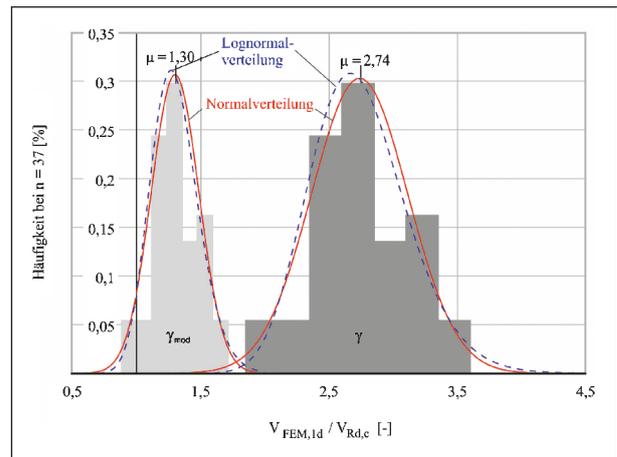


Bild 3-87: Häufigkeitsverteilung und Verteilungsdichte der relativen Tragfähigkeiten γ und γ_{mod} für $\alpha_d/d \geq 3,0$ [-]

	Mittelwert μ	Standardabweichung σ
f_{ck}	38,1 MPa	4 MPa/1,654
d	220,8 mm	6 mm
ρ_l	1,078	≈ 0

Tab. 3-10: Mittelwert und Standardabweichung der Basisvariablen in Anlehnung an (REINECK, 2012) und (HEGGER, 1999)

Daher ist ein zweiter Vorfaktor $x_{2,Abzähl}$ zu ermitteln, sodass durch Abzählen genau 5 % der Ergebnisse eine relative Tragfähigkeit $\gamma_{mod} < 1,0$ aufweisen. Der Vorfaktor beträgt in diesem Fall $x_{2,Abzähl} = 0,9993$. Insgesamt ist für die statistische Auswertung nun folgende modifizierte Gleichung zu berücksichtigen:

$$\gamma_{mod} = v_{FEM,1d}/(x_{2,Abzähl} \cdot x_{5\%} \cdot v_{Rd,c,EC2})$$

Die so modifizierte Häufigkeitsverteilung γ_{mod} wird nun anhand der sieben Bearbeitungsschritte nach DIN EN 1990 Anhang D.8.3 Methode (b) (2010) statistisch ausgewertet.

Im Zuge des Verfahrens sind die Streuungsverhältnisse der Basisvariablen einzubeziehen. Dafür werden die Annahmen zu Standardabweichungen von (REINECK, 2012) und (HEGGER, 1999) herangezogen. Die Mittelwerte ergeben sich aus den betrachteten Versuchen.

Kombiniert werden die Variationskoeffizienten der Basisvariablen mit dem Variationskoeffizienten der Streugröße nach Schritt 4 des Anhang D.8.3 entsprechend ihrer linearen Regression (HEGGER, 1999) über die folgende Formel:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 = V_\delta^2 + \left[\left(\frac{1}{3} \cdot V_{fcm} \right)^2 + \left(\frac{2}{3} \cdot V_d \right)^2 \right]$$

Unter Verwendung der Fraktilienfaktoren k_n und k_d , für den Fall unbekannter Variationskoeffizienten und einer Versuchsanzahl von ca. $n = 30$ können der charakteristische Wert r_k sowie der Bemessungswert r_d der Widerstandsfunktion ermittelt werden. Im letzten Schritt wird ein spezifischer Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R^*} = r_k/r_d$ bestimmt, mit dem der modifizierte Vorfaktor $C^*_{Rd,c}$ festgelegt werden kann. Für die Gleichung 6.2a des EC2-1-1 gilt somit:

$$C^*_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot x_{2,Abzähl} \cdot x_{5\%} / \gamma_{R^*}$$

Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ entsprechend der Zuverlässigkeitsklasse RC2 ergibt sich der neue Vorfaktor zu:

$$C^*_{Rd,c} = 0,1 \cdot 2,1265 \cdot 0,9993 / 1,266 = 0,1679$$

Ist ein sprödes Versagen des Bauteils zu berücksichtigen, wird gemäß des ‚Probabilistic Model Code‘ des JCSS (2001) ein Sicherheitsindex $\beta = 4,4$ empfohlen. Demnach ergibt sich der neue Vorfaktor zu:

$$C^*_{Rd,c} = 0,1 \cdot 2,1265 \cdot 0,9993 / 1,365 = 0,1557$$

Anstelle des bisherigen Wertes von $C_{Rd,c} = 0,1$ wäre es dennoch möglich einen um maximal bis zu 68 % bzw. 55 % erhöhten, modifizierten Faktor $C^*_{Rd,c}$ für primär auf Einzellasten beanspruchte Fahrbahnplatten heranzuziehen.

Allerdings treten bei den Fahrbahnplatten von Betonbrücken weitere Lastanteile auf, die als Flächenlasten wirksam sind. Daher sollte der so ermittelte Wert nicht in seiner maximalen Größe angesetzt werden.

4 Empfehlungen für die Ermittlung von v_{Ed} und v_{Rd}

4.1 Beanspruchung v_{Ed}

Modellierung Tragsystem und Belastung:

- Einfeldträger oder Ersatz-Einfeldträger für durchlaufende Längssysteme
- Modellierung mittels Schalenelementen für die Fahrbahnplatte bei Hohlkasten- und Plattenbalckenbrücken
- Kopplung der Knoten der Fahrbahnplatte im Anschnitt zum Steg als starre Rahmenecke

- Querdehnhzahl: $\mu = 0$ oder $0,2$
- Kein Ansatz der Lastausbreitung bis Plattenmitte für die Radlasten
- Ermittlung der Radlasten unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten gemäß EC2

Maßgebende Laststellung TS für die Ermittlung der Querkraftbeanspruchung v_{Ed} :

- In Längsrichtung:
Feldmitte des Einfeld- oder Ersatzinfeldträgers
- In Querrichtung:
Bei üblichen Querschnitten, vergleichbar mit den in Kapitel 3.1.3. und 3.1.4 untersuchten Systemen, darf wie folgt verfahren werden:
 - Für Bemessung des Kragarmes:
Maßgebende Radlast von Fahrstreifen 1 steht im Abstand $2,0d_{Anschnitt}$ vom Anschnitt an den Steg am Kragarm.
Elementgröße 20 cm: Nachweisrelevant ist die maximale Querkraft in einem Längsschnitt im Abstand $1,0d_{Anschnitt}$ zum Anschnitt am Kragarm.
 - Für Bemessung des Innenfeldes:
Maßgebende Radlast von Fahrstreifen 1 steht im Abstand $2,0d_{Anschnitt}$ vom Anschnitt an den Steg im Innenfeld.
Elementgröße 20 cm: Nachweisrelevant ist die maximale Querkraft in einem Längsschnitt im Abstand $1,0d_{Anschnitt}$ zum Anschnitt im Innenfeld.
 - Für Bemessung der dünnen Platte zwischen den Vouten:
TS von Fahrstreifen 1 steht im Abstand $1,0d_{Knick}$ vom Knickpunkt.
Elementgröße 20 cm: Nachweisrelevant ist die maximale Querkraft im Knickpunkt.

Bei anderen Querschnittsformen ist analog zu verfahren.

4.2 Tragwiderstand v_{Rd}

Auf Grundlage der rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 3.2 wäre es möglich, den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit gemäß EC 2/NA(D) für die Bemessung von Stahlbetonbrückenfahrbahnplatten um 55 % zu erhöhen, was einem empirischen Beiwert $C^*_{Rk,c} = 0,2335$ (charakteristisch)

bzw. $C_{Rd,c}^* = 0,1557$ (Bemessungswert für einen Sicherheitsindex $\beta = 4,4$) entspricht. Da zur Auswertung lediglich Daten von insgesamt 37 geeigneten Versuchen zur Verfügung standen und diese nur durch Einzellasten entsprechend den Tandemachslasten gemäß des Lastmodells 1 nach EC 1 beansprucht wurden und nicht durch ein Lastpaket bestehend aus Rad- und Gleichlasten, kann nicht abschließend geklärt werden, inwiefern der untersuchte Datensatz eine realitätsnahe Beanspruchungssituation auf einer Brücke widerspiegelt. Aus diesem Grund soll nicht der statisch ermittelte Wert von $C_{Rd,c}^* = 0,1557$ angesetzt werden. Stattdessen soll eine Erhöhung von $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ auf $C_{Rd,c}^* = 0,2225/\gamma_c = 0,15$ erfolgen. Damit wird der in EN 1992-1-1, Abschnitt 6.2.2 empfohlene Wert um 50 % (NAD) bzw. um 25 % (ohne NAD) vergrößert. Der Querkraftwiderstand wird dabei im Gegensatz zur Formulierung im EC2 als längenbezogener Wert ohne Berücksichtigung einer Lastausbreitung ermittelt.

Eine derart große Erhöhung von $C_{Rd,c}$ gegenüber dem in Eurocode 2 empfohlenen Wert von $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$ erfolgte bisher noch von keinem anderen europäischem Land (siehe Anhang B). Der neue Vorfaktor von $C_{Rd,c}^* = 0,15$ erscheint unter Berücksichtigung der sehr konservativ festgelegten Radlasten nach Eurocode 1-2 ($Q_k = 150$ kN bzw. $Q_{Ed} = 1,35 \times 150 = 202,5$ kN) jedoch gerechtfertigt. Bei einer Modifikation der anzusetzenden Einwirkungen, insbesondere der Radlasten, muss der Vorfaktor $C_{Rd,c}^*$ angepasst, ggf. reduziert werden.

Eine Überprüfung des zweiten nach Abschnitt 6.2.2 in EN 1992-1-1 wählbaren Wert k_1 konnte im Rahmen des Vorhabens aufgrund fehlender Versuchsdaten an vorgespannten Plattenausschnitten mit verkehrslastrepräsentativer Beanspruchung nicht erfolgen. Daher soll der Wert gemäß EC 2/NA(D) beibehalten werden. Demnach ergibt sich $k_1 = 0,12$.

Entgegen Abschnitt 6.2.1(3) nach EC 2-2/NA(D) darf bei der Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung in Verbindung mit $C_{Rd,c}^* = 0,15$ zusätzlich kein Ansatz einer geneigten Biegedruckkraft mit Querkraftkomponente V_{cd} erfolgen. Grund dafür ist die fehlende Absicherung und zuverlässige Quantifizierung eines positiven Effekts auf die Querkrafttragfähigkeit bei den derzeit verfügbaren Versuchen an gevouteten Trägern (siehe z. B. REISSEN, 2016). Hier besteht weiterhin Forschungsbedarf. Die Frage sollte dringend geklärt werden.

4.3 Ergänzender Hinweis

Die derzeitigen Festlegungen der Straßenverkehrslasten, mit den Radlasten von 150 kN sind hinsichtlich ihrer Auswirkungen bei den lokalen Nachweisen extrem konservativ. Aufgrund der 1.000-jährigen Wiederkehrperiode entsprechen die charakteristischen Werte eines 99,9%-Quantils. Der $C_{Rd,c}^*$ -Wert ist im Hinblick auf das geforderte Sicherheitsniveau in Verbindung mit diesen sehr hohen Radlasten festgelegt worden.

5 Untersuchungen auf Grundlage des Bemessungsvorschlags für den neuen Eurocode 2

5.1 Allgemeines

Derzeit erfolgt eine Überarbeitung des EC2. Es existiert ein neuer Vorschlag zur Querkraftbemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Daher wurden vergleichende Untersuchungen auf Grundlage des Querkraftbemessungsvorschlags für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gemäß prEN 1992-1-1:2018, D3 durchgeführt. Dazu erfolgten statistische Auswertungen in Anlehnung an die Berechnungen in Kapitel 3.2, wobei dieselbe Datenbasis zugrunde gelegt und das gleiche Vorgehen bei der Auswertung gewählt wurden. Weiterhin wurden zusätzliche Versuchsdaten ausgewertet, um den Bemessungsvorschlag für den neuen EC 2 mit dem aktuellen Ansatz nach dem nationalen Anhang für Deutschland zu vergleichen. Dazu wurden dieselben Versuchsdaten herangezogen, die in Kapitel 6 zur Validierung des Vorschlags gemäß Kapitel 4.2 verwendet wurden, der auf Grundlage der Auswertungen in Kapitel 3.2 für eine einheitliche Vorgehensweise bei der Querkraftbemessung von Stahlbetonbrückenfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung verwendet wurde.

5.2 Bemessungsansatz

Nach prEN 1992-1-1:2018, D3 ergibt sich der Bemessungswiderstand der Schubspannungen nach Gleichung (5-1).

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \quad (5-1)$$

mit

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_{sl} Querschnitt der Biegezugbewehrung im anrechenbaren Bereich gem. Definition in prEN 1992-1-1:2018, D3

d_{dg} Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseffekts zur Beschreibung der Rauheit der Bruchzone unter Berücksichtigung der Betonart und der Zuschlagseigenschaften

für $f_{ck} \leq 60$ MPa:

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ [mm]}$$

für $f_{ck} > 60$ MPa:

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60/f_{ck})^2 \leq 40 \text{ [mm]}$$

Zur Berücksichtigung des günstigen Einflusses kleiner Schubschlankheiten darf die statische Nutzhöhe bei Bauteilen mit einer effektiven Schubspannweite a_{cs} kleiner $4d$ durch a_v ersetzt werden. Dabei gilt:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \quad (5-2)$$

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \frac{d}{3} \geq d \quad (5-3)$$

Nach aktuellem Vorschlag darf die günstige Wirkung kleiner Schubschlankheiten lediglich bei Belastungen angesetzt werden, deren Position sich nicht ändern. Demnach ist die Formel in Bezug auf die Bemessung bei Radlasten in ihrer Grundform anzuwenden.

Die Bemessung gemäß prEN 1992-1-1:2018, D3 erfolgt in den maßgebenden Bauteilabschnitten außerhalb der Bereiche, die weniger als d von den Rändern auftretender Unstetigkeitsstellen, wie z. B. Auflagern oder Einzellasten entfernt sind. Bei konzentrierten Einzellasten, die weniger als $2d$ vom Auflager entfernt auftreten, erfolgt die Bemessung in einem Schnitt im Abstand d vom entsprechenden Auflagertrand.

5.3 Statistische Auswertung

Die statistischen Auswertungen auf Grundlage des Bemessungsansatzes nach prEN 1992-1-1:2018, D3 erfolgten in Anlehnung an die Auswertungen nach Kapitel 3.2. Zur Vergleichbarkeit wurden dieselben Datensätze zugrunde gelegt und das glei-

che Vorgehen gewählt. Der Mittelwert des Vergleichs von v_{FEM} zu $v_{Rd,c,prEN}$ ergibt sich zu $\mu = 2,481$, die zugehörige Standardabweichung zu $\sigma = 0,379$, sodass der 5%-Quantilwert $x_{5\%} = 1,858$ beträgt. Nach Anwendung des Vorgehens gemäß Anhang D, Abschnitt 8 in EC 0 wäre eine Erhöhung des Bemessungswertes um 27,3 % möglich.

5.4 Auswertung von Versuchsdaten

Der Querkraftbemessungsvorschlag für den neuen Eurocode 2 wurde anhand von Versuchsdaten überprüft. Es erfolgte zudem ein Vergleich der Ergebnisse einer Auswertung mit dem aktuellen Ansatz nach DIN EN 1992-2, Gl. (6-2a).

Bei der in Kapitel 3.2 sowie Kapitel 5.1 – 5.3 erläuterten statistischen Auswertung wurden Plattenversuche anhand von ingenieurmäßigen und für reale Fahrbahnplatten realitätsnahen Kriterien ausgewählt und untersucht, sodass davon auszugehen ist, dass die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsuntersuchung das relevante Sicherheitsniveau erfüllt. Zum Vergleich dazu stellen die nachfolgenden Berechnungen eine Validierung dar. Herangezogen wird in diesem Abschnitt eine Datenbank, bei denen von den bisherigen Kriterien abweichende Anforderungen erfüllt werden. Hierzu gehören beispielsweise Plattenversuche, bei denen eine Lastumlagerung aus geometrischen Gründen nicht möglich war, sodass die Querkrafttragfähigkeit vollständig ausgenutzt wird. Zur Auswertung wurden Ergebnisse von Versuchen an Stahlbetonbrückenfahrbahnplattenausschnitten unter Einzellasten verwendet. Die Grundlage stellte die Datenbank aus (REISSEN, 2016) dar, die um weitere geeignete Versuche erweitert wurde. Um einen Einfluss aus mitwirkender Plattenbreite auf die Versuchsergebnisse zu verhindern, wurden nur die Versuche ausgewählt, bei denen die volle Plattenbreite aktiviert wurde (Kontrollkriterium konP1a nach REISSEN, 2016). Weiterhin wurden nur Versuche mit Normalbeton, gerippter Biegezugbewehrung und konstanter Querschnittshöhe ausgewertet. Es erfolgte eine Auswertung der Daten getrennt nach statischem System.

Insgesamt wurden 14 Versuche an Kragträgern (davon 13 mit $a_v/d \geq 3,0$) und 62 Versuche an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (davon 19 mit $a_v/d \geq 3,0$). Einfeldträger mit Teileinspannungen wurden nicht bei der Auswertung berücksichtigt, da wie zuvor erwähnt nach prEN 1992-1-1:2018, D3 günstige

Einflüsse infolge kleiner Momenten-Querkraftverhältnisse, wie sie bei Innenfeldern auftreten können, für Lasten infolge Verkehr aufgrund der veränderlichen Position der Radlasten nicht angesetzt werden dürfen (Abschnitt 8.2.2(3) in prEN 1992-1:2018, D3).

Bild 5-1 und Bild 5-2 zeigen die Auswertungen der Versuchsdaten nach dem aktuellen Ansatz nach DIN EN 1992-2 getrennt für die Versuche an Kragarmen (jeweils oberes Diagramm) und Einfeldträgern (jeweils unteres Diagramm). Als Vergleichswert wurde die Betonfestigkeit verwendet. Die Bemessung erfolgte charakteristisch, wobei die gemessene Zylinderdruckfestigkeit des Versuchs f_{cm} mit $f_{ck} = f_{cm} - 4$ MPa umgerechnet wurde. Bei der Auswertung wurden zunächst nur die Versuche mit einer lichten Schubspannweite $a_v/d \geq 3,0$ einzeln betrachtet (Bild 5-1).

Die Auswertung zeigt für beide statischen Systeme ein 5%-Quantil von über 1,0. Ein Vergleich der Ergebnisse der Versuchsauswertung ohne Einschränkung der Schubspannweite (Bild 5-2) zeigt, dass

sich das Sicherheitsniveau bei Betrachtung aller Versuche reduziert, was vor allem auf die erhöhte Streuung (Erhöhung um etwa 34 %) zurückzuführen ist (Standardabweichung $\sigma = 0,218$ für $a_v/d \geq 3,0$ und $\sigma = 0,294$ für beliebiges a_v/d bei den Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern).

Zum Vergleich erfolgten die gleichen Auswertungen mit dem Ansatz nach prEN 1992-1-1 zunächst ohne Berücksichtigung des günstigen Einflusses der Schubschlankheit (Bild 5-3 und Bild 5-4). Es ist zu erkennen, dass sich für alle vier Auswertungsvarianten 5%-Quantilwerte ergeben, die oberhalb von 1,0 liegen. Ebenso wie nach dem aktuellen Ansatz werden die Ergebnisse der Versuche an Kragarmen relativ trendfrei wiedergegeben, während sich bei den Versuchen an Einfeldträgern größere Streuungen ergeben.

Zusätzlich ergeben sich bei den Kragarmen größere Sicherheitsreserven, was durch die jeweilige deutlicher ausgeprägte Unterschätzung der Bruchquerkräfte deutlich wird.

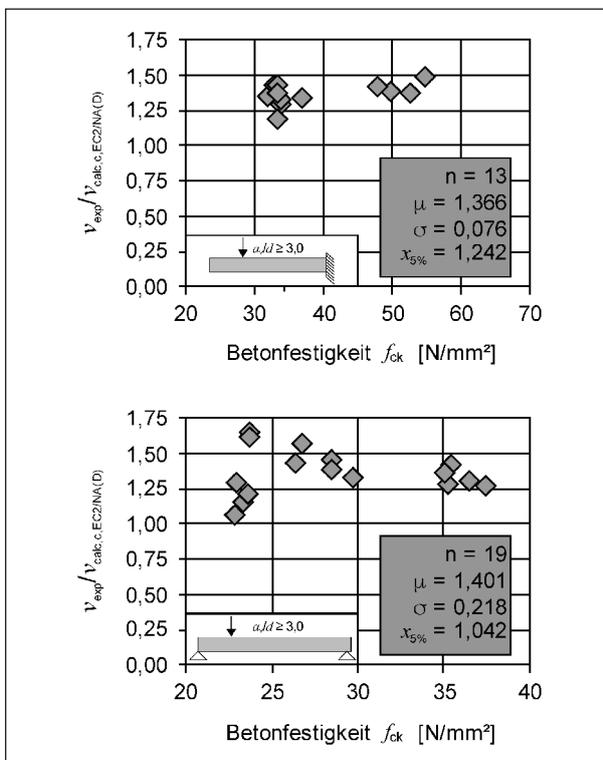


Bild 5-1: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit $a_v/d \geq 3,0$ mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach EC 2/NA(D) getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)

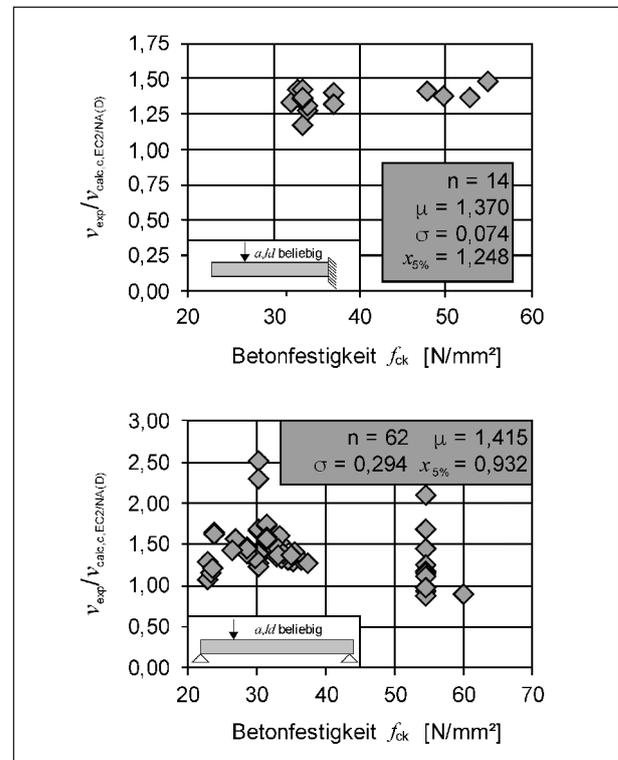


Bild 5-2: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach EC 2/NA(D) getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)

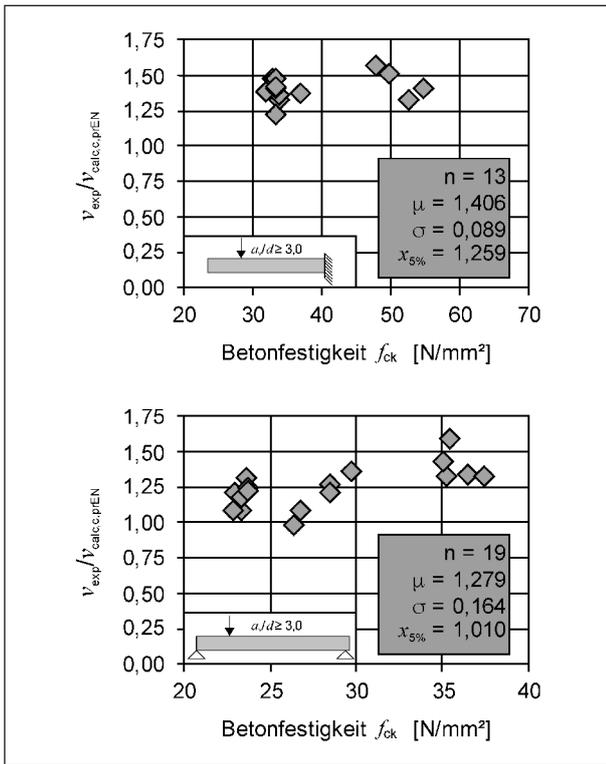


Bild 5-3: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit $a_v/d \geq 3,0$ mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 getrennt nach Versuchen an Kragarmen und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern

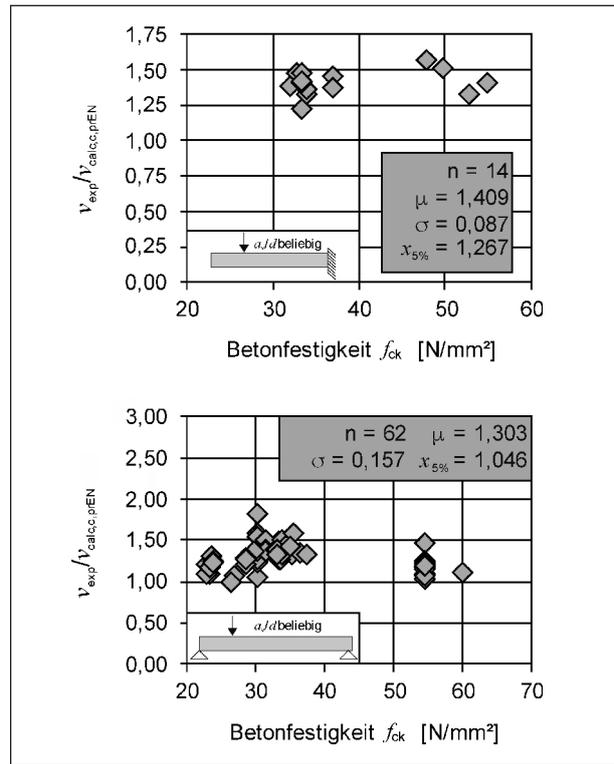


Bild 5-4: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)

	Mittelwert		Standardabweichung		5%-Quantil		Variationskoeffizient	
	$\mu_{EC2/NA(D)}$	$\mu_{prEN1992}$	$\sigma_{EC2/NA(D)}$	$\sigma_{prEN1992}$	$x_{5\%,EC2/NA(D)}$	$x_{5\%,prEN1992}$	$COV_{EC2/NA(D)}$	$COV_{prEN1992}$
Kragarme ($a_v/d \geq 3,0$)	1,366	1,406	0,076	0,089	1,242	1,259	0,056	0,063
Kragarme (gesamt)	1,370	1,409	0,074	0,087	1,248	1,267	0,054	0,062
Einfeldträger ($a_v/d \geq 3,0$)	1,401	1,279	0,218	0,164	1,042	1,010	0,156	0,128
Einfeldträger (gesamt)	1,415	1,303	0,294	0,157	0,932	1,046	0,208	0,120

Tab. 5-1: Übersicht über die statistischen Kennwerte der beiden untersuchten Bemessungsansätze getrennt nach den vier Versuchsgruppen (Kragarme und Einfeldträger jeweils mit eingeschränkten und uneingeschränkten a_v/d -Verhältnissen)

In Tabelle 5-1 ist eine Übersicht über alle ermittelten statistischen Kennwerte (Mittelwert, Standardabweichung, 5%-Quantil und Variationskoeffizient) dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass sich insgesamt Streuungen von maximal 20 % ergeben, was ein üblicher Wertebereich für Querkraftversuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist. Im Vergleich zum aktuellen Ansatz ergeben sich für den neuen Ansatz

insgesamt gleichwertige oder sogar geringere Streuungen.

Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass die Querkrafttragfähigkeit vom statischen System beeinflusst wird. Bei den Versuchen an Kragarmen konnten wesentlich größere Widerstände ermittelt werden als bei den Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern. Diese stellen einen Sonderfall für ein Tragwerk dar und kommen bei realen Brückenquer-

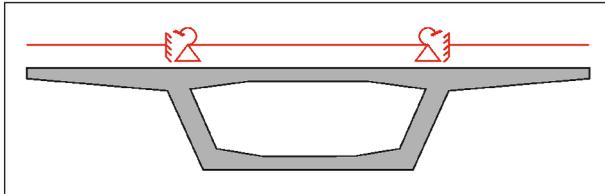
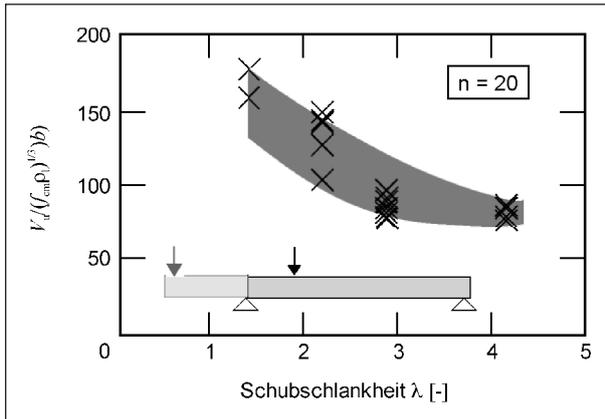


Bild 5-5: Statisches System der Fahrbahnplatte in Querrichtung

Bild 5-6: Ergebnisse von Versuchen aus (HEGGER, ADAM, 2018): Normierte Querkrafttragfähigkeit in Bezug auf die Schubslankheit λ .

schnitt nur selten vor. Stattdessen kann das Mittelfeld der Fahrbahnplatte bei Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten als teileingespannter Träger idealisiert werden (Bild 5-5).

Anders als bei beidseitig gelenkiger Lagerung, bei der sich lediglich ein positives Moment einstellt, entstehen bei Teileinspannungen in Stegnähe Bereiche mit negativem Moment, sodass es innerhalb des Schubfeldes a zwischen Last und Auflager zu einem Momentenwechsel kommt. Dadurch verringert sich bei gleichbleibendem Lastabstand die effektive Schubspannweite a_{cs} (vgl. Gl. (5-3)). Zahlreiche durchgeführte Versuche belegen den günstigen Effekt von Teileinspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung.

Beispielhaft werden Ergebnisse von HEGGER, ADAM, 2018 dargestellt. In Bild 5-6 sind die Ergebnisse von insgesamt 20 Versuchen an Platten und Plattenstreifen in Abhängigkeit der Schubslankheit $\lambda = M/(V \cdot d)$ dargestellt.

Zur Untersuchung des günstigen Effekts kleiner Schubslankheiten wurde bei den Versuchen das statische System variiert. Dabei wurden die Auflagerbedingungen am lastnahen Auflager so geändert, dass sich verschiedene Einspanngrade zwi-

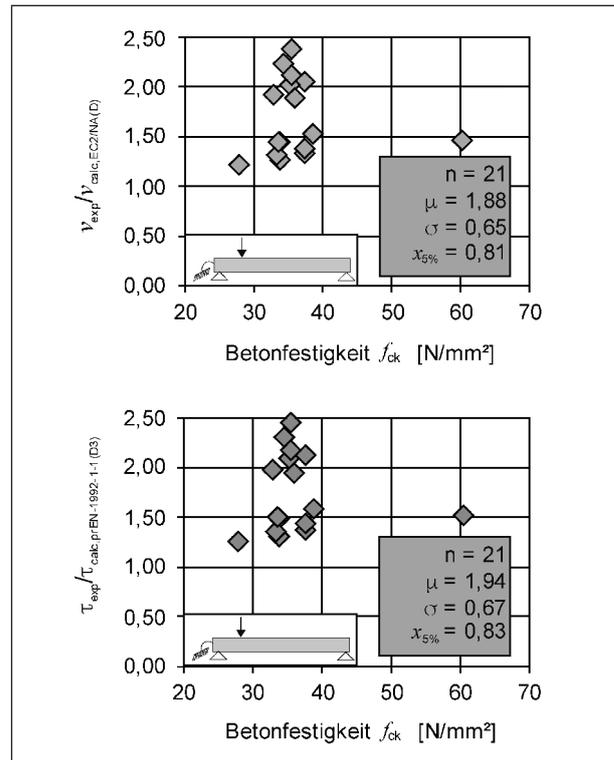


Bild 5-7: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen (Teil-)Einspannungen mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach DIN EN 1992-1-1 und prEN 1992-1-1

schen 0 und 100 % einstellen, wobei 0 % einer gelenkigen Lagerung und 100 % einer Volleinspannung entsprechen. Je ausgewogener das Verhältnis aus Stütz- und Feldmoment innerhalb des Schubfeldes ist, desto kleiner ist die Schubspannweite, die sich antiproportional zur Querkrafttragfähigkeit verhält.

Auch der Vergleich mit weiteren Versuchen aus der Literatur (nur (Teil-)Einspannungen, siehe Anhang) in Bild 5-7 verdeutlicht den günstigen Effekt auf die Querkrafttragfähigkeit.

Durch die unterschiedlichen resultierenden Schubslankheiten ergeben sich hohe Streuungen. Durch eine Berücksichtigung in prEN 1992-1-1(D3) über Gln. (5-2) und (5-3) lassen sich die Streuungen etwas reduzieren (Bild 5-8). Insgesamt wird deutlich, dass die Querkrafttragfähigkeit bei statischen Systemen, die in üblichen Brückenfahrbahnplatten vorkommen, größer ist als bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern. Da diese jedoch im Wesentlichen zur Kalibrierung des Querkraftbemessungsansatzes nach DIN EN 1992-1-1 herangezogen wurden, kann von begrenzten Tragfähigkeitsreserven ausgegangen werden.

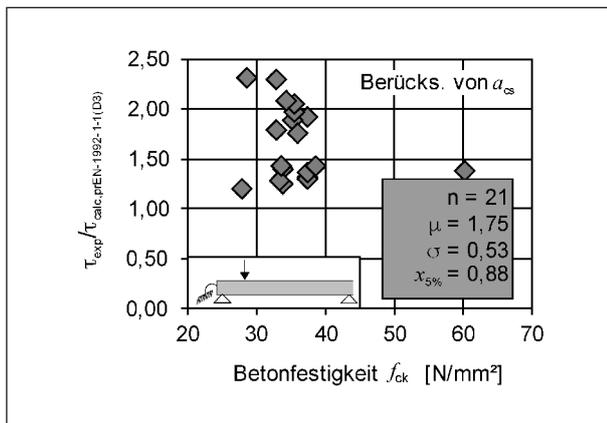


Bild 5-8: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen (Teil-)Einspannungen mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 unter Berücksichtigung des günstigen Einflusses der Schubslankheit unter Anwendung von Gl. (5-2)

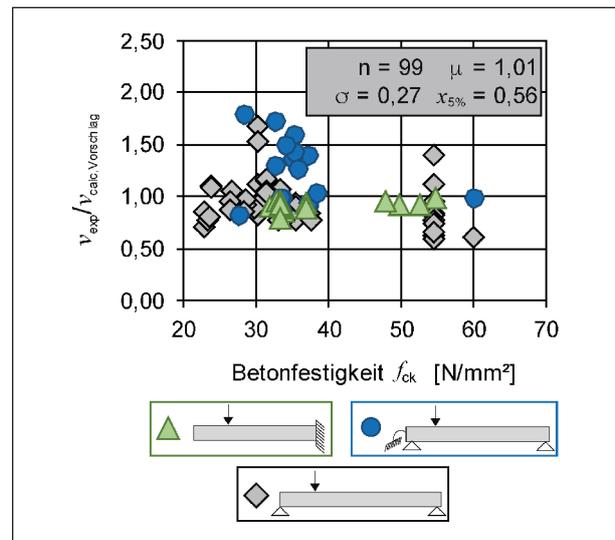


Bild 6-1: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß der Bemessungsempfehlung

6 Validierung des Bemessungsvorschlags durch Nachrechnungen

Zur Überprüfung der Empfehlungen zur Querkraftbemessung von Stahlbetonbrückenfahrbahnplatten in Kapitel 4.2 erfolgte eine Überprüfung an Versuchsdaten, die sich von den in Kapitel 3.2 zugrunde gelegten Daten unterscheiden. Es wurde die gleiche Datenbasis verwendet, die bereits für die in Kapitel 5.4 beschriebenen Untersuchungen verwendet wurde.

Bild 6-1 zeigt die Ergebnisse der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse v_{exp} mit dem charakteristischen Querkraftwiderstand v_{calc} in Bezug auf die charakteristische Betonfestigkeit. Die Auswertung erfolgte getrennt nach statischem System (Kragarme, Einfeldträger mit gelenkiger Lagerung und Einfeldträger mit lastnaher (Teil-)Einspannung). Darstellung entsprechend der farblichen Markierung). Während der 5%-Quantilwert aufgrund der hohen Streuungen deutlich unterhalb von 1,0 liegt, ergibt sich ein Mittelwert von ca. 1,0. Es ist zu erkennen, dass die Einzelwerte unterhalb von 1,0 maßgeblich aus Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern resultieren.

Einige der Versuche, deren Tragfähigkeiten überschätzt wurden (ein Teil der Versuche mit $f_{ck} = 54 \text{ N/mm}^2$), hatten eine große statische Nutzhöhe (bis $d = 800 \text{ mm}$). Durch den Maßstabeffekt ergeben sich hier geringere relative Tragfähigkeiten. Da die Fahrbahnplatten deutlich geringere Bauteilhöhen aufweisen und zudem das statische System im Regelfall ein Kragarm oder Innenfeld mit Teileinspannung ist, kann das Sicherheitsniveau der Querkraftbemessung auf Grundlage der Bemessungsempfehlungen für Brückenfahrbahnplatten höher eingeschätzt werden als die Auswertung es vorgeben würde.

Zudem wird die Querkrafttragfähigkeit bei den untersuchten Platten vollständig ausgenutzt. Eine Lastumlagerung von Einzellasten, wie sie bei realen Fahrbahnplatten auftritt, wird in der Auswertung nicht berücksichtigt. Weiterhin ist der Ansatz der Lasten gemäß LM1 in EC1-2 konservativ, sodass davon ausgegangen werden kann, dass reale Lasten kleiner ausfallen (vgl. Kapitel 4.3). Daher ist davon auszugehen, dass die in Kapitel 3.2, 4.2, sowie Kapitel 5.1 – 5.3 dargestellten Ergebnisse der statistischen Auswertung mit dem abgeminderten Vorfaktor von $C^*_{Rd,c} = 0,15$ eine ausreichende Sicherheit liefern.

7 Vorschlag für eine Bauherrenregelung

Modellierung:

- Die Querkraftbeanspruchung in Fahrbahnplatten wird mittels der FEM auf Grundlage einer möglichst realitätsnahen Strukturmodellierung ermittelt.
- Elementgröße ≤ 20 cm
- Modellierung der Fahrbahnplatte einer Plattenbalken- oder Hohlkastenbrücke mit Schalenelementen
- Kopplung der Knoten am Anschnitt zum Steg als starre Rahmenecke
- Bei Durchlaufträgern darf für das Längssystem ein repräsentativer Ersatzinfeldträger betrachtet werden.
- Querdehnzahl 0,2

Beanspruchung v_{Ed} :

- Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten gemäß EC2, der abzumindernde Bereich bis $2,0d$ vom Anschnitt wird auf $d_{Anschnitt}$ bezogen
- Keine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte, d. h. Belastungsfläche 40 cm x 40 cm
- Bei üblichen Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten, in Anlehnung an die berechneten Beispiele aus Kapitel 8, kann die maßgebende Laststellung für die Verkehrslasten vereinfachend im Abstand $2d_{Anschnitt}$ vom jeweiligen Anschnitt bzw. im Abstand $1,0d_{Knick}$ vom Knickpunkt am Ende der Voute angenommen werden
- Die Nachweise werden im Abstand $1,0d_{Anschnitt}$ vom Steg geführt. Dadurch werden numerisch bedingte Singularitäten im Bereich der direkten Lasteinleitung vermieden.

Bei gevouteten Platten wird der Bereich der dünnen Platte zwischen den Vouten zusätzlich im Knickpunkt nachgewiesen. Dabei steht die Radlast im Abstand $1,0d_{Knick}$ vom Knickpunkt.

Die Ermittlung der Schnittgröße $v_{Ed,FEM}$ erfolgt rechnergestützt mithilfe eines geeigneten FE-Programms mit dem Verkehrslastmodell gemäß DIN EN 1990 bzw. DIN EN 1991-2. Die Schnittgröße ist

im Bemessungsschnitt in der Lastachse abzulesen. Es ist sicherzustellen, dass die einwirkenden Querkräfte den Tragwiderstand $v_{Rd,c}$ nicht überschreiten:

$$v_{Ed,FEM} \leq v_{Rd,c} \quad (7-1)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}$ ergibt sich nach Gl. (7-2).

Der Nachweis ist im Abstand d von den Rändern der Blocklast zu führen. Bei gevouteten Trägern ist dabei die statische Nutzhöhe d am Längsträgeranschnitt maßgebend.

Alternativ zu (Gleichung (6.2a) in DIN EN 1992-2 darf $v_{Rd,c}$ bei Anwendung des o. g. Vorgehens zur Ermittlung der Einwirkung v_{Ed} nach Gl. (7-2) ermittelt werden.

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d \quad (7-2)$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = (0,225/\gamma_c) = 0,15$$

f_{ck} charakt. Betonfestigkeit [N/mm²]

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \text{ mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

d statische Nutzhöhe

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens $(l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird (s. Bild 6.3 in EC 2/NA(D))

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Vorspannung ($N_{Ed} > 0$ für Druck)

A_c die Betonquerschnittsfläche [mm²]

$$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$v_{Rd,c}$ in [kN/m]

Mit Gl. (7-2) darf nur der Querkraftwiderstand für vorwiegend durch konzentrierte Einzellasten (LM1) beanspruchte Fahrbahnplatten ermittelt werden.

NCI zu 6.2.1(3) nach DIN EN 1992-2 entfällt bei Anwendung von Gl. (7-2).

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass der erhöhte Vorfaktor $C_{Rd,c}^*$ nur für den Querkraftnachweis im Abstand $1,0d$ vom Rand der Lastplatte gilt.

8 Anwendungsbeispiele

8.1 Querkraftbemessung für die Fahrbahnplatte einer Hohlkastenbrücke

Allgemeines

Zunächst wird die Querkraftbeanspruchung am räumlichen FE-Modell für den nachfolgend dargestellten Brückenquerschnitt ermittelt, siehe Bild 8-1. Anschließend erfolgt der Nachweis für den Schnitt 1-1 im Voutenbereich des Innenfeldes, im Schnitt 2-2 am Kragarm und im Schnitt 3-3 im Bereich der dünnen Platte des Innenfeldes.

Angaben zum FE-Modell

- C45/55
- $d_{\text{Anschnitt}} = 0,5 \text{ m} = d_{1-1} = d_{2-2}$
- $d_{\text{Knickpunkt}} = 0,25 \text{ m} = d_{3-3}$
- Geometrische Abmessungen:
Längsrichtung: Einfeldträger mit einer Spannweite von 40 m
Querrichtung: gemäß Bild 8-1
- Anordnung von 1,0 m dicken Querscheiben in den Auflagerachsen
- Modellierung der Fahrbahnplatte, der Stege, der Bodenplatte und der Querscheiben mit Schalenelementen
- Elementgröße 20 cm x 20 cm
- Anordnung der Schalenelemente der Fahrbahnplatte unterhalb der jeweiligen Knoten

- Starre Kopplung der Fahrbahnplatte an die Stege, siehe Bild 3-23
- Auflagerbedingungen: Punktlagerung der Eckknoten der Bodenplatte:
Ecke 1: unverschieblich in x, y, z
Ecke 2: unverschieblich in z
Ecke 3: unverschieblich in y und z
Ecke 4: unverschieblich in z
- Eigengewicht g_{k1} wird programmintern ermittelt
- Ausbaulasten g_{k2} :
Kappengesims beidseitig: 3,7 kN/m
Kappe beidseitig: 3,75 kN/m²
Fahrbahnbelag: 2,3 kN/m²
- Verkehrslasten LM1:
UDL-Grundlast $q_{k, \text{UDL-Grund}}$: 3,0 kN/m²
UDL-Überlast $q_{k, \text{UDL}}$: FS1: 9,0 kN/m²
FS2: 3,0 kN/m²
TS $q_{k, \text{TS}}$:
FS1: 150 kN/(0,4 x 0,4 m) = 937,5 kN/m²
FS2: 100 kN/(0,4 x 0,4 m) = 625,0 kN/m²
FS3: 50 kN/(0,4 x 0,4 m) = 312,5 kN/m²
- Keine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte
- Anordnung des TS in Feldmitte der Längsrichtung
- Für Querkraftgrenzlinie: Lastpaket aus TS und UDL wird in Schritten, die der Elementgröße entsprechen, also 20 cm, quer über das System in Feldmitte geschoben.
- Abminderung auflagnaher Einzellasten gemäß DIN EN 1992-2, 6.2.2

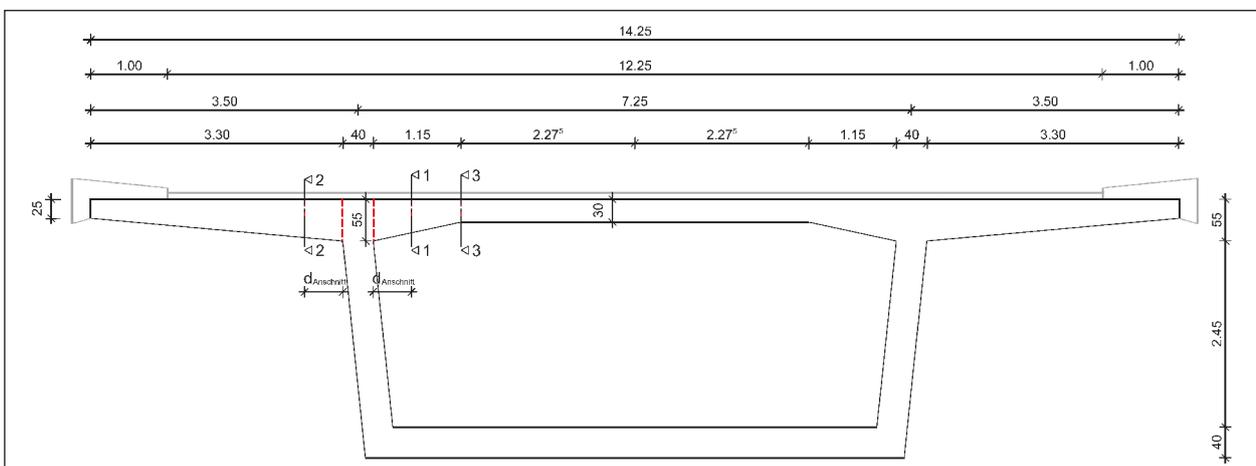


Bild 8-1: Abmessung Hohlkastenquerschnitt, Darstellung der zu untersuchenden Nachweisschnitte

Ermittlung der statischen Nutzhöhe d in den Nachweisschnitten (Bild 8-2)

Schnitt 1-1: $h_{1-1} = 0,44 \text{ m}$
 $d_{1-1} = 0,44 - 0,05 = 0,39 \text{ m}$

Schnitt 2-2: $h_{2-2} = 0,50 \text{ m}$
 $d_{2-2} = 0,50 - 0,05 = 0,45 \text{ m}$

Schnitt 3-3: $h_{3-3} = 0,30 \text{ m}$
 $d_{3-3} = 0,30 - 0,05 = 0,25 \text{ m}$

Querkraft- und Momentenbeanspruchung infolge Eigengewicht, Ausbaulasten und UDL-Grundlast

Eigengewicht g_{k1} (Bild 8-3):

Schnitt 1-1: $V_{gk1,1-1} = 22,1 \text{ kN/m}$

Schnitt 2-2: $V_{gk1,2-2} = 25,1 \text{ kN/m}$

Schnitt 3-3: $V_{gk1,3-3} = 16,9 \text{ kN/m}$

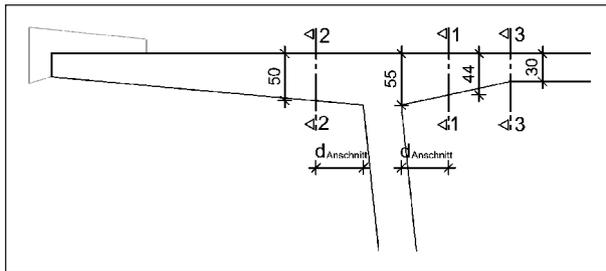


Bild 8-2: Ausschnitt zur Darstellung der statischen Nutzhöhe d in den Nachweisschnitten

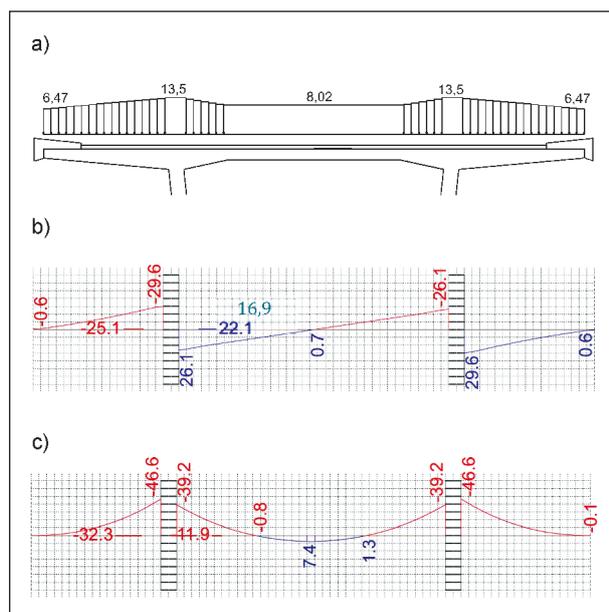


Bild 8-3: a) Lastbild Eigengewicht g_{k1} , b) Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte, c) Momentenverlauf m_y [kNm/m] in Feldmitte

Ausbaulast g_{k2} (Bild 8-4):

Schnitt 1-1: $V_{gk2,1-1} = 6,6 \text{ kN/m}$

Schnitt 2-2: $V_{gk2,2-2} = 11,4 \text{ kN/m}$

Schnitt 3-3: $V_{gk2,3-3} = 5,2 \text{ kN/m}$

Verkehrslast UDL-Grundlast $q_k, UDL, Grund$ (Bild 8-5):

Schnitt 1-1: $V_{qk, UDL-Grund, 1-1} = 8,6 \text{ kN/m}$

Schnitt 2-2: $V_{qk, UDL-Grund, 2-2} = 8,2 \text{ kN/m}$

Schnitt 3-3: $V_{qk, UDL-Grund, 3-3} = 6,8 \text{ kN/m}$

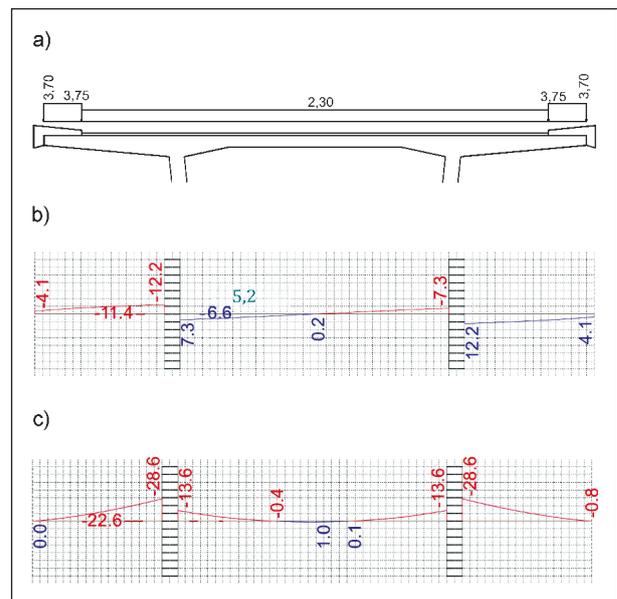


Bild 8-4: a) Lastbild Ausbaulasten g_{k2} , b) Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte, c) Momentenverlauf m_y [kNm/m] in Feldmitte

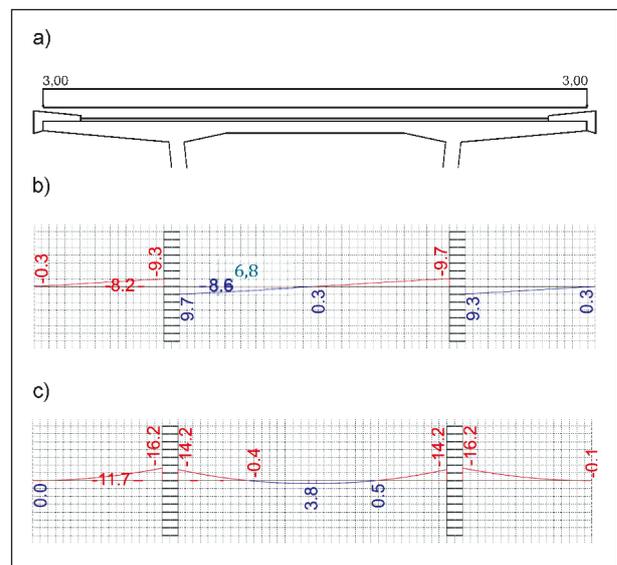


Bild 8-5: a) Lastbild UDL-Grundlast $q_k, UDL-Grund$, b) Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte, c) Momentenverlauf m_y [kNm/m] in Feldmitte

Vorhandene Bewehrung aus Querbiegung und schubfestem Anschluss der Fahrbahnplatte an die Stege

Stützbereich (Anschnitt innen/außen):

Ø20/15 mit $a_s = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feldbereich (dünne Platte):

Obere Bewehrung: Ø20/15 mit $a_s = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Untere Bewehrung: Ø16/15 mit $a_s = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Da im Nachweisschnitt für die dünne Platte das zugehörige Moment negativ ist, wird im Folgenden die obere Bewehrung mit $a_s = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ als durchlaufende Bewehrung angesetzt.

Verwendung der maßgebenden Laststellung für die Ermittlung der nachweisrelevanten Querkraft

- Schnitt 1-1

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_{k, TS+UDL}$ (Bild 8-6):

$V_{qk, TS+UDL, 1-1} = 153,6 \text{ kN/m}$ (mittig) maßgebend

$V_{qk, TS+UDL, 1-1} = 151,2 \text{ kN/m}$ (Radachse)

$V_{Ed, 1-1} = 1,35 \cdot (22,1 + 6,6) + 1,35 \cdot (8,6 + 153,6)$
 $= 257,7 \text{ kN/m}$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225 / \gamma_c = 0,225 / 1,5 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/390}$$

$$= 1,72 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{20,9}{100 \cdot 39,0} = 0,54 \% \leq 2,0 \%$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MN/m}^2$$

$$b_w = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,39 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c, 1-1} = \left[0,15 \cdot 1,72 \cdot (100 \cdot 0,0054 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$\cdot 1,0 \cdot 0,39 = 291 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c, \min} = [v_{\min} \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$v_{\min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$$= \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,72^3 \cdot 45} = 0,530$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c, \min, 1-1} = 0,530 \cdot 1,0 \cdot 0,39 = 206,7 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$V_{Ed, 1-1} = 257,7 \text{ kN/m} < V_{Rd,c, 1-1} = 291 \text{ kN/m}$$

(Tragfähigkeit ausreichend)

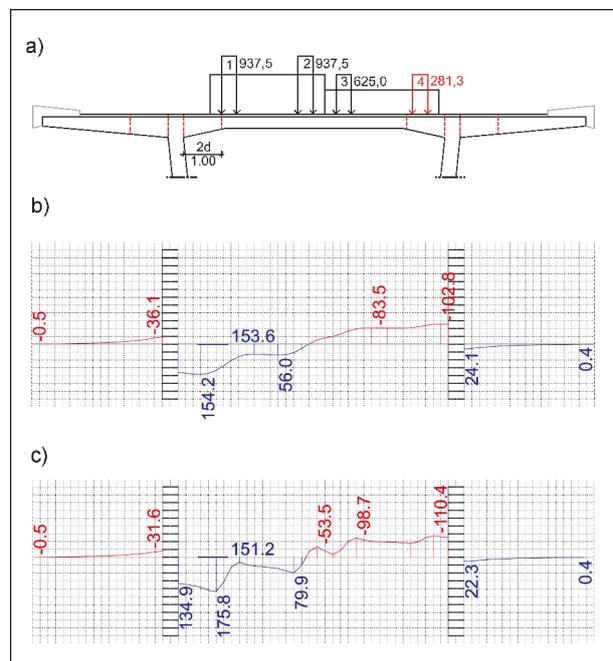


Bild 8-6: a) Lastbild Schnitt 1-1 Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$, b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte), c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse

- Schnitt 2-2

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_k, TS+UDL$ (Bild 8-7):

$$V_{qk, TS+UDL, 2-2} = 109,0 \text{ kN/m (mittig) maßgebend}$$

$$V_{qk, TS+UDL, 2-2} = 106,8 \text{ kN/m (Radachse)}$$

$$V_{Ed,2-2} = 1,35 \cdot (25,1 + 11,4) + 1,35 \cdot (8,2 + 109,0) \\ = 207,5 \text{ kN/m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225 / \gamma_c = 0,225 / 1,5 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/450} \\ = 1,67 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{20,9}{100 \cdot 45} = 0,46 \% \leq 2,0 \%$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MN/m}^2$$

$$b_w = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,45 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c,2-2} = \left[0,15 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0046 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \right] \\ \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 310 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \\ = \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,67^3 \cdot 45} = 0,507$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c,min,2-2} = 0,507 \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 228,2 \text{ kN/m}$$

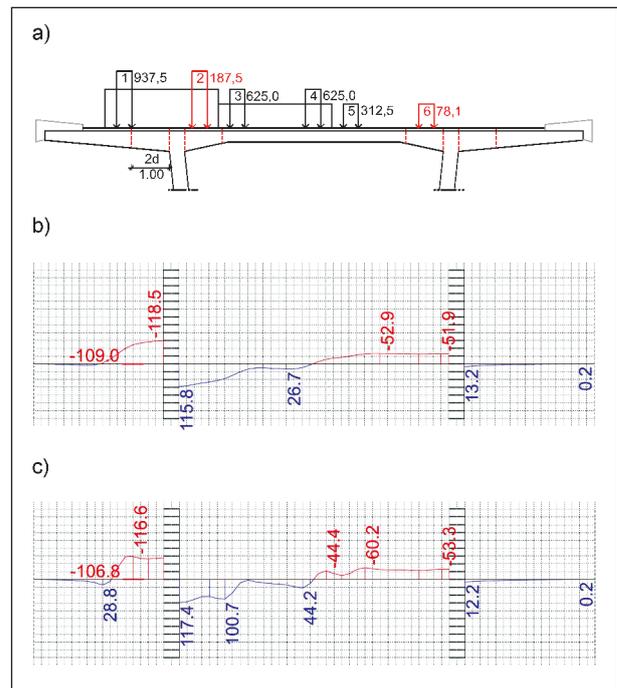


Bild 8-7: a) Lastbild Schnitt 2-2 Verkehrslast $q_k, TS+UDL$, b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte), c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse

Nachweis:

$$V_{Ed,2-2} = 207,5 \text{ kN/m} < V_{Rd,c,2-2} = 310 \text{ kN/m} \\ \text{(Tragfähigkeit ausreichend)}$$

• Schnitt 3-3

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_{k, TS+UDL}$ (Bild 8-8):

$$V_{qk, TS+UDL, 3-3} = 134,2 \text{ kN/m (mittig)}$$

$$V_{qk, TS+UDL, 3-3} = 149,3 \text{ kN/m (Radachse) maßgebend}$$

$$V_{Ed3-3} = 1,35 \cdot (16,9 + 5,2) + 1,35 \cdot (6,8 + 149,3) = 240,6 \text{ kN/m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225 / \gamma_c = 0,225 / 1,5 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/250} = 1,89 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{20,9}{100 \cdot 25} = 0,84 \% \leq 2,0 \%$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MN/m}^2$$

$$b_w = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c,3-3} = \left[0,15 \cdot 1,89 \cdot (100 \cdot 0,0084 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,25 = 238 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,89^3 \cdot 45} = 0,61$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c,min,3-3} = 0,61 \cdot 1,0 \cdot 0,25 = 152,5 \text{ kN/m}$$

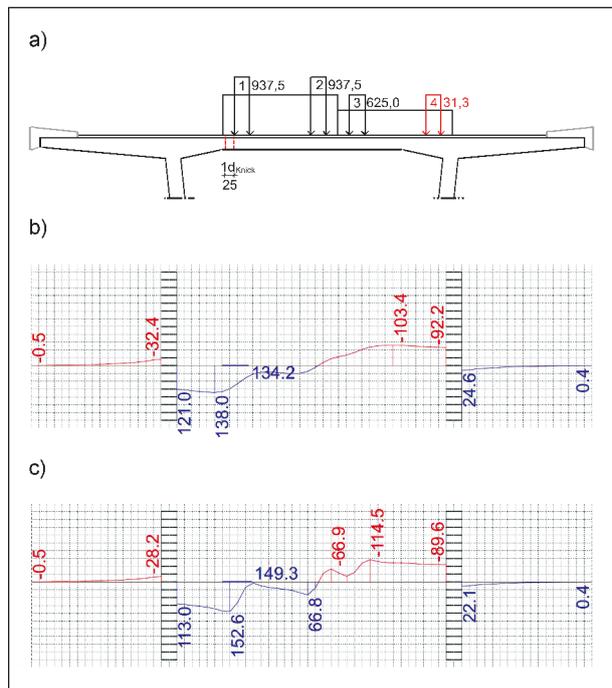


Bild 8-8: a) Lastbild Schnitt 3-3 Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte) c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse

Nachweis:

$$V_{Ed,3-3} = 240,6 \text{ kN/m} \approx V_{Rd,c,3-3} = 238 \text{ kN/m}$$

(Tragfähigkeit ausreichend)

Zusammenfassung

Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd,c}$		
Schnitt 1-1	Schnitt 2-2	Schnitt 3-3
0,89	0,67	1,00

8.2 Querkraftbemessung für die Fahrbahnplatte einer Plattenbalkenbrücke

Allgemeines

Zunächst wird die Querkraftbeanspruchung am räumlichen FE-Modell für den nachfolgend dargestellten Brückenquerschnitt ermittelt, siehe Bild 8-9. Anschließend erfolgt der Nachweis für den Schnitt 1-1 im Voutenbereich des Innenfeldes, im Schnitt 2-2 am Kragarm und im Schnitt 3-3 im Bereich der dünnen Platte des Innenfeldes.

Angaben zum FE-Modell

- C45/55
- $d_{\text{Anschnitt}} = 0,5 \text{ m} = d_{1-1} = d_{2-2}$
- $d_{\text{Knickpunkt}} = 0,25 \text{ m} = d_{3-3}$
- Geometrische Abmessungen:
Längsrichtung: Einfeldträger mit einer Spannweite von 40,00 m
Querrichtung: gemäß Bild 8-9
- Anordnung von 1,2 m dicken Querscheiben in den Auflagerachsen
- Modellierung der Fahrbahnplatte mit Schalenelementen
- Elementgröße 20 cm x 20 cm
- Anordnung der Schalenelemente der Fahrbahnplatte unterhalb der jeweiligen Knoten
- Modellierung der Querträger und Stege als Balkenelemente
- Starre Kopplung der Fahrbahnplatte an die Stege, siehe Bild 3-63
- Auflagerbedingungen: Punktlagerung in den Endknoten der Längsbalken:
Ecke 1: unverschieblich in x, y, z
Ecke 2: unverschieblich in z
Ecke 3: unverschieblich in y und z
Ecke 4: unverschieblich in z
- Eigengewicht g_{k1} wird programmintern ermittelt
- Ausbaulasten g_{k2} :
Kappengesims beidseitig: 3,7 kN/m
Kappe beidseitig: 3,75 kN/m²
Fahrbahnbelag: 2,3 kN/m²
- Verkehrslasten LM1:
UDL-Grundlast q_k , UDL-Grund: 3,0 kN/m²
UDL-Überlast q_k , UDL: FS1: 9,0 kN/m²
FS2: 3,0 kN/m²

TS q_k , TS:
FS1: 150 kN/(0,4 x 0,4 m) = 937,5 kN/m²
FS2: 100 kN/(0,4 x 0,4 m) = 625,0 kN/m²
FS3: 50 kN/(0,4 x 0,4 m) = 312,5 kN/m²
- Keine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte
- Anordnung des TS in Feldmitte der Längsrichtung
- Für Querkraftgrenzlinie: Lastpaket aus TS und UDL wird in Schritten, die der Elementgröße entsprechen, also 20 cm, quer über das System geschoben.
- Abminderung auflagnaher Einzellasten gemäß DIN EN 1992-2, 6.2.2

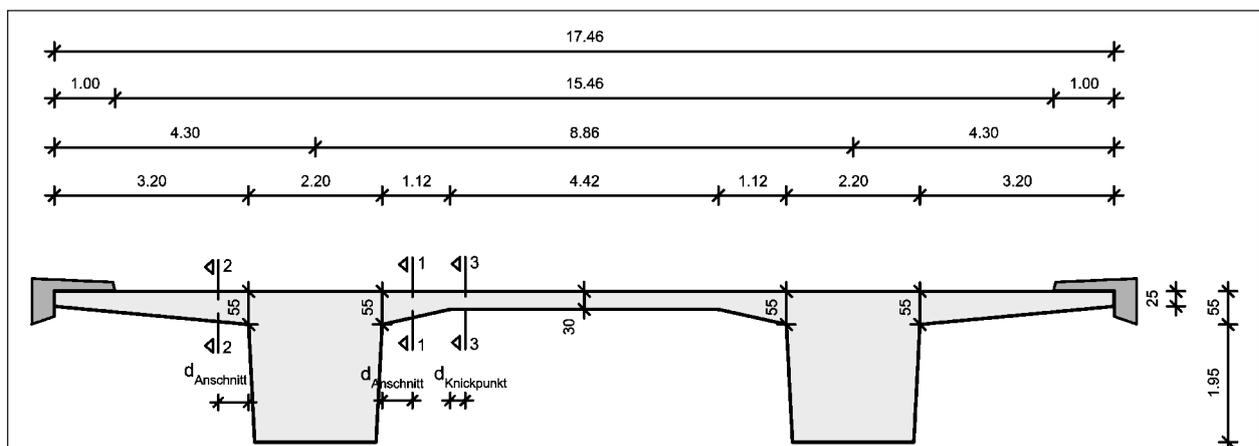


Bild 8-9: Abmessungen Plattenbalkenquerschnitt, Darstellung der zu untersuchenden Nachweisschnitte

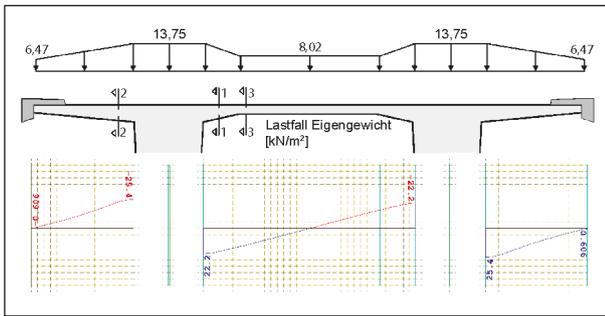


Bild 8-10: Lastbild Eigengewicht g_{k1} und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte

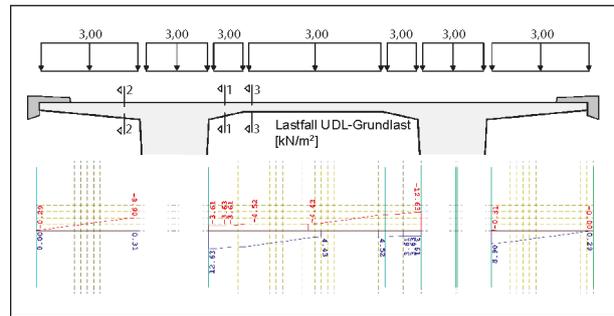


Bild 8-12: Lastbild UDL-Grundlast q_k , UDL-Grund und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte

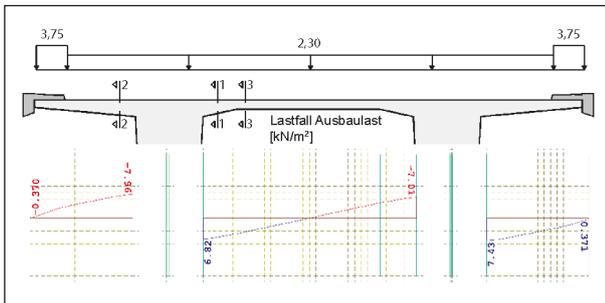


Bild 8-11: Lastbild Ausbaulasten g_{k2} und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte

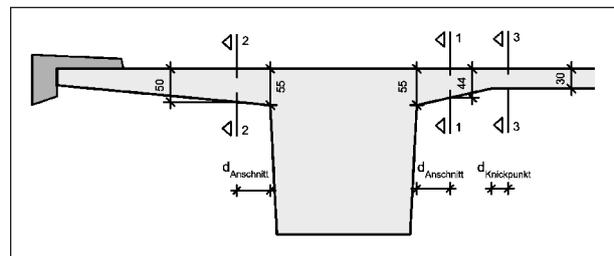


Bild 8-13: Ausschnitt zur Darstellung der statischen Nutzhöhe d in den Nachweisschnitten

Querkraftbeanspruchung infolge Eigengewicht, Ausbaulasten und UDL-Grundlast

Eigengewicht g_{k1} (Bild 8-10):

Schnitt 1-1: $V_{gk1,1-1} = 20,5$ kN/m

Schnitt 2-2: $V_{gk1,2-2} = 22,8$ kN/m

Schnitt 3-3: $V_{gk1,3-3} = 14,9$ kN/m

Ausbaulast g_{k2} (Bild 8-11):

Schnitt 1-1: $V_{gk2,1-1} = 6,2$ kN/m

Schnitt 2-2: $V_{gk2,2-2} = 7,3$ kN/m

Schnitt 3-3: $V_{gk2,3-3} = 4,5$ kN/m

Verkehrslast UDL-Grundlast q_k , UDL, Grund (Bild 8-12):

Schnitt 1-1: $V_{qk,UDL-Grund,1-1} = 11,9$ kN/m

Schnitt 2-2: $V_{qk,UDL-Grund,2-2} = 7,9$ kN/m

Schnitt 3-3: $V_{qk,UDL-Grund,3-3} = 10,4$ kN/m

Ermittlung der statischen Nutzhöhe d in den Nachweisschnitten (Bild 8-13)

Schnitt 1-1: $h_{1-1} = 0,44$ m

$d_{1-1} = 0,44 - 0,05 = 0,39$ m

Schnitt 2-2: $h_{2-2} = 0,50$ m

$d_{2-2} = 0,50 - 0,05 = 0,45$ m

Schnitt 3-3: $h_{3-3} = 0,30$ m

$d_{3-3} = 0,30 - 0,05 = 0,25$ m

Vorhandene Bewehrung aus Querbiegung und schubfestem Anschluss der Fahrbahnplatte an die Stege

Stützbereich (Anschnitt innen/außen):

Ø20/15 mit $a_s = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Feldbereich (dünne Platte):

Ø20/15 mit $a_s = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Verwendung der maßgebenden Laststellung für die Ermittlung der nachweisrelevanten Querkraft – mittig zwischen den Radachsen

- Schnitt 1-1

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_k, \text{TS+UDL}$ (Bild 8-14):

$$V_{qk, \text{TS+UDL}, 1-1} = 179,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,1-1} = 1,35 \cdot (20,5 + 6,2) + 1,35 \cdot (179,0) \\ = 277,7 \text{ kN/m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225/\gamma_c = 0,225/1,5 = 0,15$$

$$k_{1-1} = 1 + \sqrt{200/d_{1-1}} = 1 + \sqrt{200/390} \\ = 1,72 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,1-1} = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d_{1-1}} = \frac{20,9}{100 \cdot 39} = 0,54 \% \leq 2,0 \%$$

$$V_{Rd,c,1-1} = [0,15 \cdot 1,72 \cdot (100 \cdot 0,0054 \cdot 45)^{1/3}] \\ \cdot 1,0 \cdot 0,39 = 290,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$v_{min,1-1} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k_{1-1}^3 \cdot f_{ck}} \\ = \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,72^3 \cdot 45} = 0,530$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c,min,1-1} = [0,530] \cdot 1,0 \cdot 0,39 = 206,7 \text{ kN/m}$$

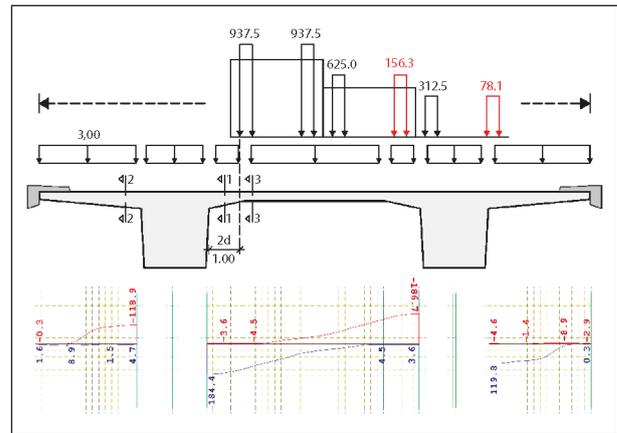


Bild 8-14: Lastbild Verkehrslast $q_k, \text{TS+UDL}$ Schnitt 1-1 und Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] in Feldmitte

Nachweis:

$$V_{Ed,1-1} = 277,7 \text{ kN/m} < V_{Rd,c,1-1} = 290,7 \text{ kN/m} \\ (\text{Tragfähigkeit ausreichend})$$

- Schnitt 2-2

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_k, \text{TS+UDL}$ (Bild 8-15):

$$V_{qk, \text{TS+UDL}, 2-2} = 114,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,2-2} = 1,35 \cdot (22,8 + 7,3) + 1,35 \cdot (114,3) \\ = 194,9 \text{ kN/m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225/\gamma_c = 0,225/1,5 = 0,15$$

$$k_{2-2} = 1 + \sqrt{200/d_{2-2}} = 1 + \sqrt{200/450} \\ = 1,67 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,2-2} = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d_{2-2}} = \frac{20,9}{100 \cdot 45} = 0,46 \% \leq 2,0 \%$$

$$V_{Rd,c,2-2} = [0,15 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0046 \cdot 45)^{1/3}] \\ \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 310,5 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

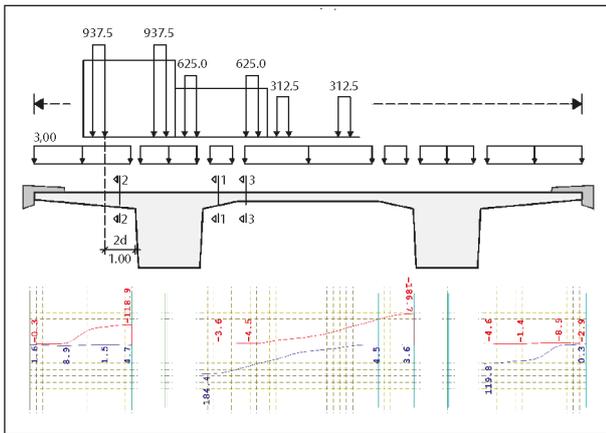


Bild 8-15: Lastbild Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ Schnitt 2-2 und Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] in Feldmitte

$$v_{\min,2-2} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k_{2-2}^3 \cdot f_{ck}}$$

$$= \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,67^3 \cdot 45} = 0,507$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c,\min,2-2} = [0,507] \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 228,2 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$V_{Ed,2-2} = 194,9 \text{ kN/m} < V_{Rd,c,2-2} = 310,5 \text{ kN/m}$$

(Tragfähigkeit ausreichend)

• Schnitt 3-3

Querkraftbeanspruchung:

Verkehrslast TS und UDL $q_{k, TS+UDL}$ (Bild 8-16):

$$V_{qk, TS+UDL, 3-3} = 142,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,3-3} = 1,35 \cdot (14,9 + 4,5) + 1,35 \cdot (142,6)$$

$$= 218,7 \text{ kN/m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = 0,225 / \gamma_c = 0,225 / 1,5 = 0,15$$

$$k_{3-3} = 1 + \sqrt{200 / d_{3-3}} = 1 + \sqrt{200 / 250}$$

$$= 1,89 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,3-3} = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d_{3-3}} = \frac{20,9}{100 \cdot 25} = 0,84 \% \leq 2,0 \%$$

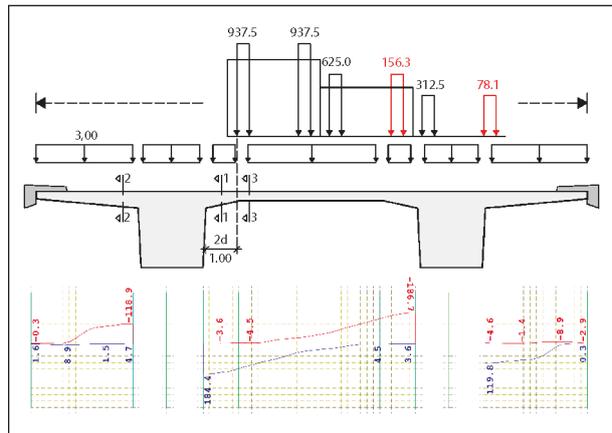


Bild 8-16: Lastbild Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ Schnitt 3-3 und Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] in Feldmitte

$$V_{Rd,c,3-3} = [0,15 \cdot 1,89 \cdot (100 \cdot 0,0084 \cdot 45)^{1/3}]$$

$$\cdot 1,0 \cdot 0,25 = 237,5 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,\min} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$v_{\min,3-3} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k_{3-3}^3 \cdot f_{ck}}$$

$$= \frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{1,89^3 \cdot 45} = 0,610$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c,\min,3-3} = [0,610] \cdot 1,0 \cdot 0,25 = 152,5 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$V_{Ed,3-3} = 218,7 \text{ kN/m} < V_{Rd,c,3-3} = 237,5 \text{ kN/m}$$

(Tragfähigkeit ausreichend)

Vergleich der Nachweisformate

Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd,c}$		
Schnitt 1-1	Schnitt 2-2	Schnitt 3-3
0,96	0,63	0,92

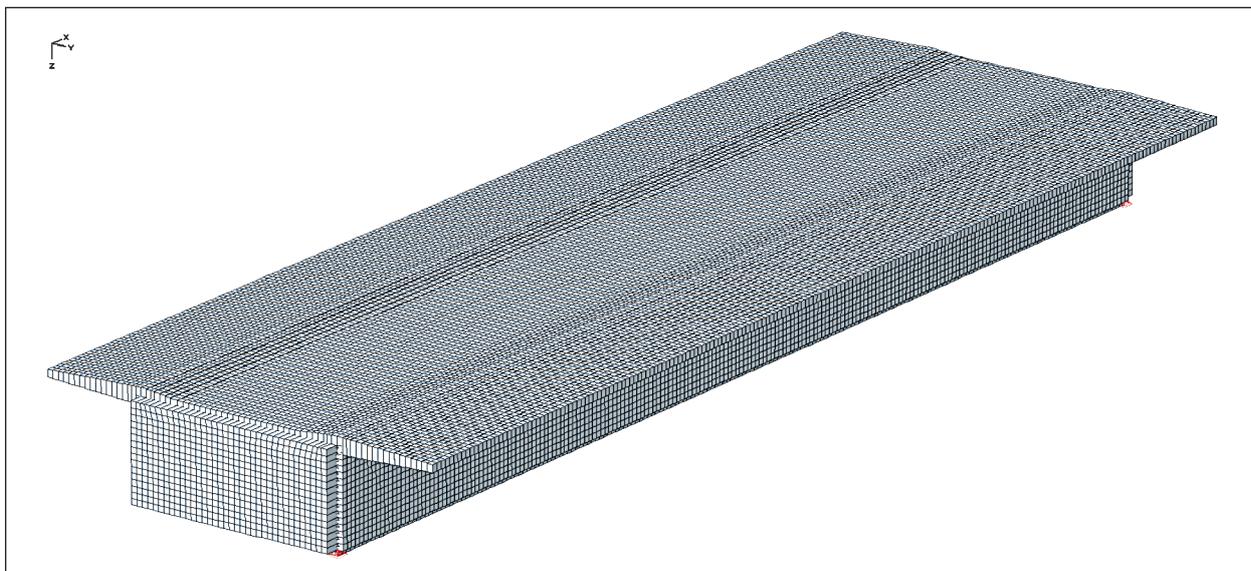


Bild 8-17: Schalenmodell des Anwendungsbeispiels aus der Vergleichsberechnung ohne Belastungen

8.3 Vergleichsberechnungen mit einem alternativen Programm

Zu Vergleichszwecken wurde das Anwendungsbeispiel mit einem zweiten Programm berechnet. Dazu wurde das Programm InfoCAD der InfoGRAPH GmbH verwendet. Die Modellierung erfolgte mit Schalenelementen und es wurde analog zur vorherigen Berechnung eine Netzgröße von $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ gewählt. Alle Abmessungen, Lagerbedingungen und Beanspruchungen wurden analog zum Anwendungsbeispiel abgebildet. Bild 8-17 zeigt das Modell.

Zum Vergleich werden die Querkräfte infolge Eigengewicht g_1 , Ausbaulast g_2 , Grundverkehrslast $g_{UDL} = 3,0\text{ kN/m}^2$ und des Lastmodell 1 (LM1) entsprechend der Laststellungen aus dem Anwendungsbeispiel ermittelt. Im Folgenden sind die Plattenquerkräfte in Feldmitte angegeben. Die Werte infolge des LM1 wurden mittig zwischen den Achslasten ermittelt.

In Bild 8-18 bis Bild 8-22 sind jeweils die Querkraftverläufe in der gesamten und der halben Fahrbahnplatte getrennt für die verschiedenen betrachteten Lastfälle in $[\text{kN/m}]$ dargestellt. Unterhalb der Darstellungen erfolgt jeweils eine Gegenüberstellung der Vergleichsschnittgrößen mit den Werten aus

dem Anwendungsbeispiel gemäß Kapitel 8.1. Dabei ist der Wert aus der ursprünglichen Berechnung in Klammern angegeben. Die Differenz der Werte bezogen auf die Querkräfte aus dem ursprünglichen Anwendungsbeispiel sind jeweils zusätzlich in [%] angegeben.

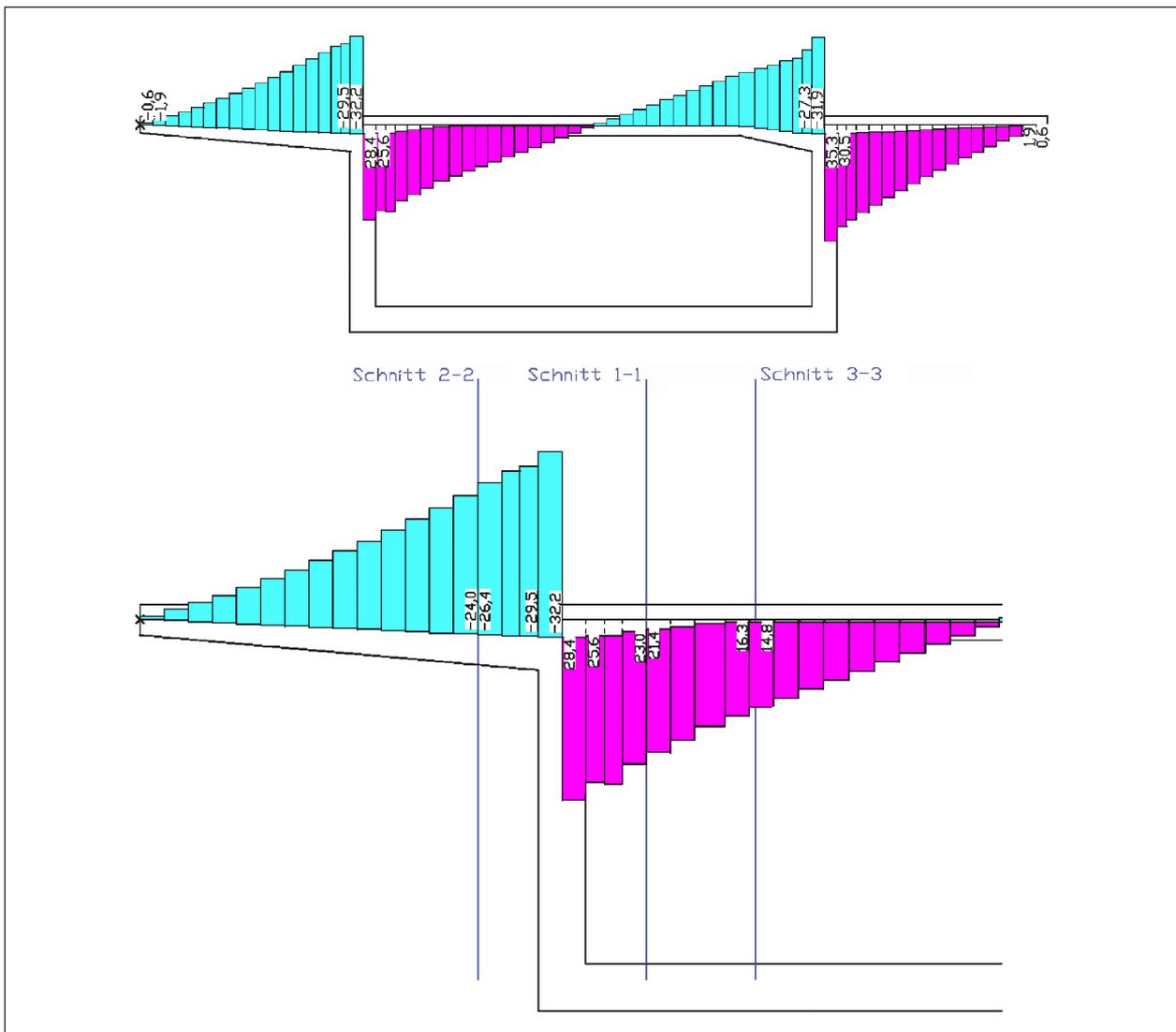


Bild 8-18: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung inf. Eigengewicht: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

Schnitt 1-1: $V_{gk1,1-1} = 23,0$ kN/m (22,1), $\Delta = 4,1$ %

Schnitt 2-2: $V_{gk1,2-2} = 26,4$ kN/m (25,1), $\Delta = 5,2$ %

Schnitt 3-3: $V_{gk1,3-3} = 16,3$ kN/m (15,1), $\Delta = 8$ %

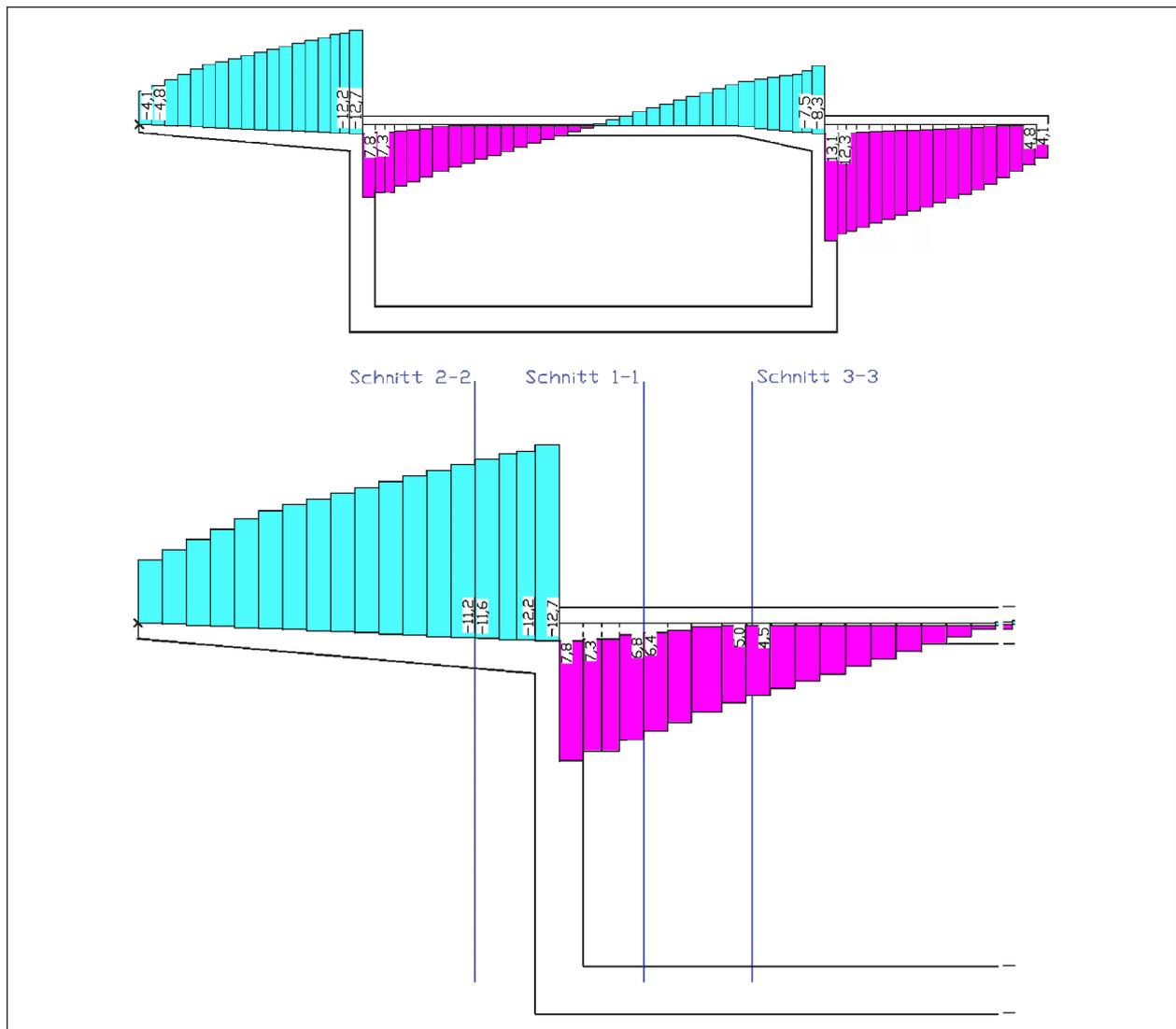


Bild 8-19: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Ausbaulast: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

$$V_{gk2,1-1} = 6,8 \text{ kN/m (6,6), } \Delta = 3,0 \%$$

$$V_{gk2,2-2} = 11,6 \text{ kN/m (11,4), } \Delta = 1,75 \%$$

$$V_{gk2,3-3} = 5,0 \text{ kN/m (4,7), } \Delta = 6,4 \%$$

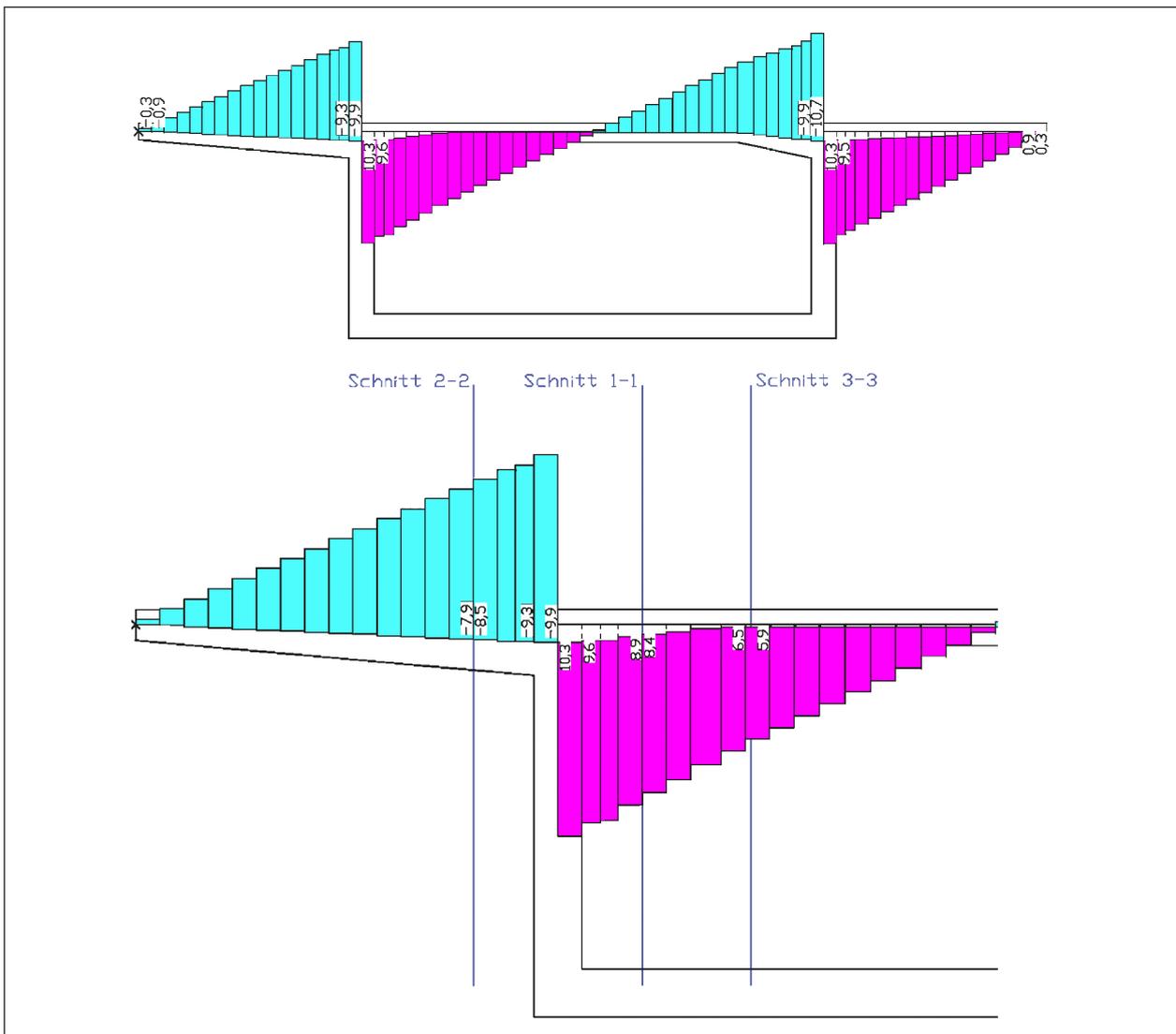


Bild 8-20: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Grundlast infolge Verkehr $g_{UDL} = 3,0 \text{ kN/m}^2$: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

$$V_{qk,UDL-Grund,1-1} = 8,9 \text{ kN/m (8,6)}, \Delta = 3,5 \%$$

$$V_{qk,UDL-Grund,2-2} = 8,5 \text{ kN/m (8,2)}, \Delta = 3,7 \%$$

$$V_{qk,UDL-Grund,3-3} = 6,5 \text{ kN/m (6,1)}, \Delta = 6,6 \%$$

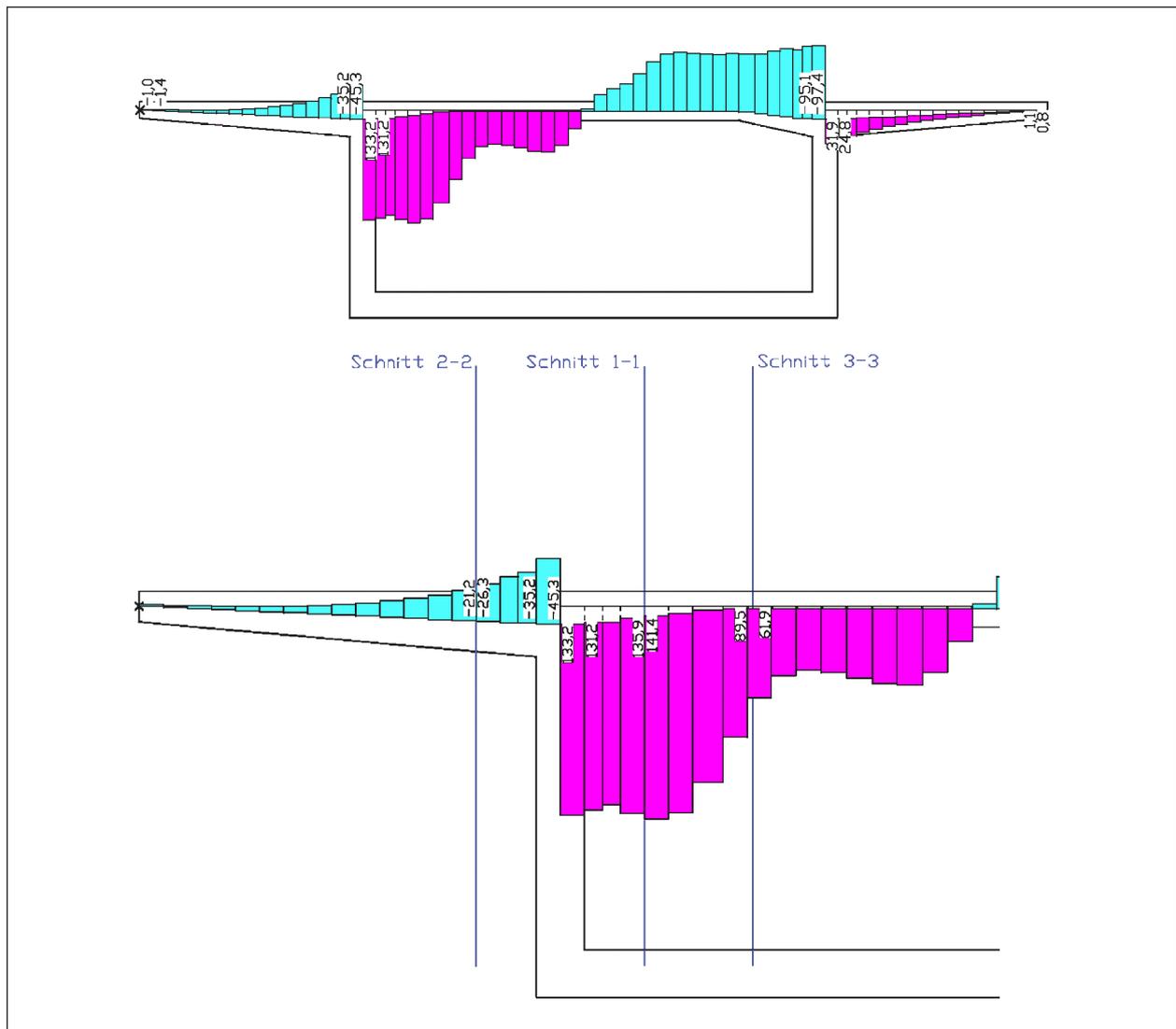


Bild 8-21: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Verkehr LM1 mit maßgebender Laststellung für den Schnitt 1-1 bzw. Schnitt 3-3: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

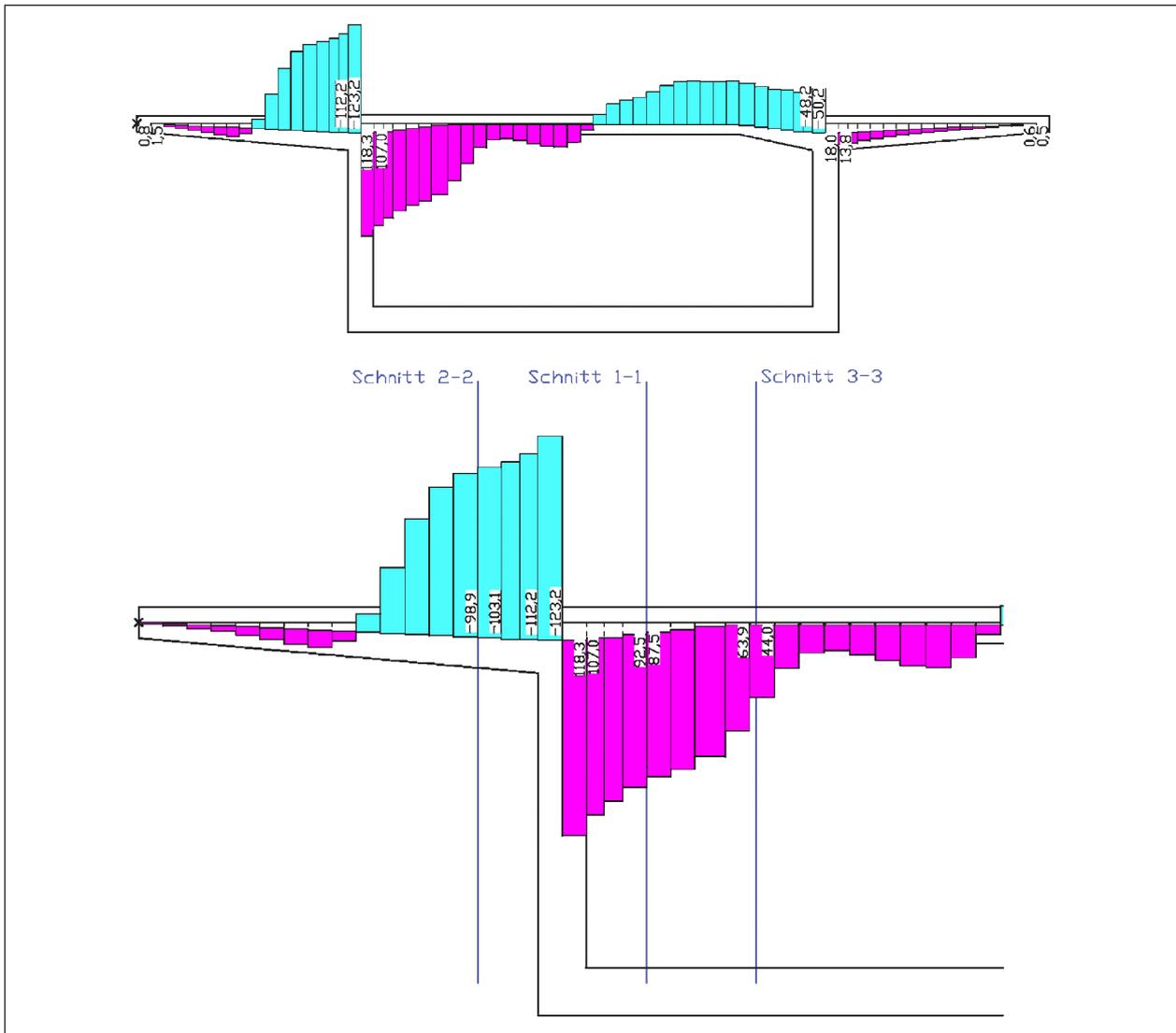


Bild 8-22: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Verkehr LM1 mit maßgebender Laststellung für den Schnitt 2-2: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

$$V_{TS+UDL,1-1} = 141,4 \text{ kN/m (154,2), } \Delta = -9,1 \%$$

$$V_{TS+UDL,2-2} = 103,1 \text{ kN/m (111,2), } \Delta = -7,9 \%$$

$$V_{TS+UDL,3-3} = 89,5 \text{ kN/m (118,7), } \Delta = -33 \%$$

Abgesehen von der Querkraft infolge LM1 in Schnitt 3-3 zeigt die Gegenüberstellung, dass beide Berechnungen vergleichbare Ergebnisse liefern. Eine kleinere Vernetzung oder ein Verschmieren über mehrere benachbarte Elemente bei der Vergleichsrechnung im Bereich von Schnitt 3-3 mit steileren Gradienten würde zu einer geringeren Abweichung führen. Die im Folgenden aufgeführte Nachweisführung für alle drei Schnitte zeigt, dass die Gesamtabweichung der Bemessungsschnittgrößen jeweils weniger als 10 % beträgt.

Nachweise:

$$V_{Ed,1-1} = 1,35 \cdot (23 + 6,8 + 8,9 + 141,4) = 243,1 \text{ kN/m} \leq 269 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{Abweichung: } 243,1 \text{ kN/m (257,7), } \Delta = -5,7 \%$$

$$V_{Ed,2-2} = 1,35 \cdot (26,4 + 11,6 + 8,5 + 103,1) = 202 \text{ kN/m} \leq 286,8 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{Abweichung: } 202 \text{ kN/m (207,5), } \Delta = -2,7 \%$$

$$V_{Ed,3-3} = 1,35 \cdot (16,3 + 5,0 + 6,5 + 89,5) = 158,4 \text{ kN/m} \leq 218,4 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{Abweichung: } 158,4 \text{ kN/m (240,6), } \Delta = -34,2 \%$$

9 Fazit

Der Traganteil V_{ccd} kann beim Bemessungsvorschlag für den Tragwiderstand V_{Rd} vorerst nicht angesetzt werden, da für eine zuverlässige Quantifizierung im Hinblick auf das geforderte Sicherheitsniveau keine ausreichenden Versuchsdaten an gevouteten Platten vorlagen. Um diesen zusätzlichen Traganteil bei der Bemessung von gevouteten Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einzellasten ggf. mit berücksichtigen zu können, sind noch weitergehende systematische experimentelle und numerische Untersuchungen notwendig. Hier besteht weiterhin Forschungsbedarf zur notwendigen Klärung der Grundlagen.

Danksagung

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Förderung des Projektes und den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die hilfreichen Diskussionen gedankt.

Literatur

- ADAM, V., HERBRAND, M., CLASSEN, M.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilbreite und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. *Bauingenieur*, Band 93, Heft 1, S. 37-45, 2018.
- ADAM, V., CLASSEN, M., HILLEBRAND, M., HEGGER, J.: Shear in Continuous Slab Segments without Shear Reinforcement under Distributed Loads. In: DERKOWSKI, W., GWOZDZIEWICZ, P., HOJDY, L., KRAJEWSKI, P., PANTAK, M.: *Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures, Proceedings of the 2019 fib Symposium*, 27.-29.05.2019 in Krakau, Polen, S. 1771-1778.
- ASTER, H., KOCH, R.: Schubtragfähigkeit dicker Stahlbetonplatten. *Beton- und Stahlbetonbau* 69, pp. 266-270, November 1974.
- BAUER, T., MÜLLER, M.: Straßenbrücken in Massivbauweise nach DIN-Fachbericht – Beispiele prüffähiger Standsicherheitsnachweise. 2. Auflage, Bauwerk, Berlin, 2003.
- BENTZ, E. C., COLLINS, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, No. 5, S. 521-534, 2006.
- BERGMEISTER, K., FINGERLOOS, F., WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2015 – Bauen im Bestand – Brücken*. Ernst und Sohn, Berlin, 2015.
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Bonn, Mai 2011.
- CALDENTEY, A. P., PADILLA, P., MUTTONI, A., RUIZ, M. F.: Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal* 109, Nr.5, S.595-603, 2012.
- Deutscher Ausschuss für Eisenbeton DAfEb: *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*, Januar 1916.
- DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, 2008.
- DIN EN 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, 2010.
- DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Deutsche Fassung, Ausgabe April 2013.
- DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- DIN EN 1992-2: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Deutsche Fassung, Ausgabe April 2013.
- DIN-FB 101: *Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 2009.
- DIN-FB 102: *Betonbrücken*. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe März 2009.
- EN 1990: *Grundlagen der Tragwerksplanung*, Europäisches Komitee für Normungen, Brüssel. 2002-04.
- FERNANDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A., SAGASETA, J.: Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures* 99, pp. 360-372, 2015.
- FREUNDT, U., BÖNING, S., KASCHNER, R.: Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr- Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA. *Beton- und Stahlbetonbau* 106, Heft 11, S. 736-746, 2011.
- GHANNOUM, W. M.: *Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University Montréal, Kanada, 1998.
- GÖRTZ, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Dissertation, RWTH Aachen, 2004.

- GRASSER, E., THIELEN, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, Beuth Verlag, Berlin, 3. überarbeitete Auflage 1991.
- GRAF, O.: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1933.
- GURUTZEAGA, M., OLLER, E., RIBAS, C., CLADERA, A., MARÍ, A.: Influence of the longitudinal reinforcement on the shear strength of one-way concrete slabs. *Materials and Structures*, S. 2597–2612, 2015.
- HEGGER, J., ADAM, V.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben 177732 N/1. Schlussbericht Nr. 395/2017 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2018.
- HEGGER, J., REISSEN, K.: Anpassung des DIN Fachberichts „Betonbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen – speziell: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 93, 2013.
- HEGGER, J., REISSEN, K.: Querkrafttragfähigkeit von einachsig gespannten Stahlbetonplatten unter Einzellasten. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit DFG-GZ: HE 2637/22-1, Institutsbericht Nr. 388/2017, Aachen, 2017.
- HEGGER, J., REISSEN, K.: Querkrafttragfähigkeit von einachsig gespannten Stahlbetonplatten unter Einzellasten. Versuchsdokumentation zum Forschungsvorhaben der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit DFG-GZ: HE 2637/22-1, Institutsbericht Nr. 380/2016, Aachen, 2016.
- HEGGER, J., BEUTEL, R., HOFFMANN, S.: Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 11, 1999.
- HOFSTETTER, G.: Konstitutive Modellierung von Beton. Betonkalender 2006, Ernst & Sohn, 2006.
- HOMBERG, H.: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke. Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York, 1968.
- ISLAM, M. S., PAM, H. J., KWAN, A. K. H.: Shear Capacity of High-Strength Concrete Beams with their Point of Inflection within the Shear Span. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, V.128, S. 91-99, 1998.
- JÄGER, T., MARTI, P.: Versuche zum Querkraftwiderstand und zum Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten. Zürich, 2005.
- Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic Model Code, JCSS, 2001 (Online Ressource: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>).
- KANI, G. N. J.: The Riddle of Shear Failure and its Solution. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 61, No. 4, S. 441-467, 1964.
- KRUG, S., STEIN, P.: Einflußfelder orthogonaler anisotroper Platten. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1961.
- LANTSOGHT, E., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J.: Experimental study of shear in Reinforced concrete one-way slabs subjected to concentrated loads. *fib Symposium Prague 2011*.
- LANTSOGHT, E. O. L.: Shear in Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads close to Supports. Dissertation, Delft, 2013.
- LATTE, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dissertation, TU Hamburg Harburg. Aachen: Shaker Verlag, 2011.
- LEONHARDT, F., MÖNNIG, E.: Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York, 2. Auflage, 1976.
- LEONHARDT, F., WALTHER, R.: DAFStb. Heft 151 – Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Tragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Ernst und Sohn, Berlin, 1962.
- MACLEOD, I. A., HOUMSI, A.: Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal* 91, Nr.1, 1994.

- MARÍ, A., BAIRÁN, J., CLADERA, A., OLLER, E., RIBAS, C.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 11, Nr. 11, 2015, S. 1399-1419.
- MODEL CODE 1990: Comité Euro-International du Béton, CEB Bulletin Nr. 213/214: CEB-FIB Model Code 1990, 1991.
- MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau–Seine Theorie und Anwendung*. 3. Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau–Seine Theorie und Anwendung*. 6. Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1929.
- MUTTONI, A., FERNANDEZ RUIZ, M.F.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. *ACI Structural Journal* 105, Iss. 2, pp. 163-172, 2008.
- NAKAMURA, E., WATANABE, H., KOGA, H.: Shear resisting mechanism in RC beams with fractured stirrups. In: *Proceedings of the 22nd US-Japan Bridge Engineering Workshop*, S. 50-60, 2006.
- NATARIO, F.: *Static and Fatigue Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated loads near linear Supports*. Dissertation Ecole Polytechnique Federale de Lausanne EPFL, 2015.
- NATARIO, F., FERNANDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A.: Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports. *Engineering Structures* 76, 2014, S. 10 – 23.
- NATARIO, F., FERNANDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A.: Experimental investigation on fatigue of concrete cantilever bridge deck slabs subjected to concentrated loads. *Engineering Structures* 89, 2014, S. 191 – 203.
- NGHIEP, V. H.: *Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups*. Dissertation TU Hamburg-Harburg. Aachen: Shaker Verlag, 2012.
- OLONISAKIN, A., ALEXANDER, D.: Mechanism of Shear Transfer in a reinforced concrete beam. *Canadian Journal of Civil Engineering* 26, Nr. 6, S. 811-817, 1999.
- PUCHER, A.: *Einflußfelder elastischer Platten*. Springer Verlag Wien, 5. Auflage, 1977.
- prEN 1992-1-1:2018: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Final draft D3 od April 2018 by the Project Team SC2.T1 of the CEN/TC 250.
- REGAN, P.: Shear resistances of concrete slabs at concentrated loads close to supports. Engineering structures reseach group Polytechnic of Central London, London, 1982.
- REGAN, P.E., REZAI-JORABI, H.: Shear resistance of one way slabs under concentrated loads. *ACI Structural Journal*, pp. 150-157, 1988.
- REINECK, K.-H., KUCHMA, D.A., FITIK, B.: *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 597, Berlin, 2012.
- REISSEN, K.: *Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten*. Dissertation, Aachen, 2016.
- REISSEN, K., HEGGER, J.: *Experimentelle Untersuchung zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten*. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 96-103, 02 2013a.
- REISSEN, K., HEGGER, J.: *Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten*. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 315-324, 05 2013b.
- REISSEN, K., HEGGER, J.: *Experimental investigations on the shear capacity of RC cantilever bridge deck slabs under concentrated loads – Influences of moment-shear ratio and an inclined compression zone*. 16th European Bridge Conference, Edinburgh, Schottland, 2015, ISBN: 0-947664-78-4.
- REISSEN, K.: *Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten*. Dissertation, Aachen, 2016.

- RICHARD, F., KLUGE R.: Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads. University of Illinois, Illinois, 2007.
- ROMBACH, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. Berlin: Ernst und Sohn, 2007.
- ROMBACH, G., HENZE, L.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten. Beton- und Stahlbetonbau, pp. 568-578, September 2017.
- ROMBACH, G. A., LATTE, S., STEFFENS, R.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 2009.
- ROMBACH, G., LATTE, S.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 10, pp. 1-15, 2009.
- ROMBACH, G., LATTE, S.: Shear resistance of bridge decks without shear reinforcement. Proceeding of the FIB-Symposium "Tailor Made Concrete Structures" (ed. J. WALRAVEN & D. STOELHORST) Amsterdam 19.-21., 2008.
- ROMBACH, G., NGHIEP, V. H.: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von gevouteten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau Heft 1, 2011. S. 11-20.
- SAGASETA, J., MUTTONI, A., FERNANDEZ RUIZ, M., TASSINARI, L.: Non-axis-symmetrical punching shear around of RC slabs without transverse reinforcement. Magazine of Concrete Research, Vol. 63, Nr.6, 2011, S.441-457.
- SCHACHT, G., MÜLLER, L., CURBACH, M., MARX, S.: Schubbruchgefahr von hochbautypischen Stahlbetonplattentragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 108, Heft 9, 2013, S. 592-602.
- STEFANOU, G.D.: Shear resistance of reinforced concrete beams with non-prismatic sections. Engineering Fracture Mechanics 18, Nr.3, 1983, S. 643-666.
- TENA-COLUNGA, A., ARCHUNDIA-ARANDA, H. I., GONZÁLEZ-CUEVAS, Ó. M.: Behaviour of reinforced concrete haunched beams subjected to static shear loading. Engineering Structures 30, 2008, S. 478-492.
- TUE, N. V., REICHEL, M., FISCHER, M.: Berechnung und Bemessung von Betonbrücken. Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
- VAZ RODRIGUES, R.: Shear strength of reinforcement concrete bridge deck slabs, Dissertation, Lausanne, Schweiz, 2007.
- VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A: Large Scale Tests on Bridge Slab Cantilevers Subjected to Traffic Loads. fib symposium, Naples: Session 3, ID3-36, 2006.
- WALRAVEN, J. C.: Background document for EC-2, Chapter 6.2 Shear. Delft University of Technology, Januar 2002.
- WALRAVEN, J. C., GMAINER, S.: Vergleich der nationalen Anhänge der EN 1992-1-1 zum Thema Querkraft und Durchstanzen. Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 1, S. 15-23, 2014.
- ZARARIS, P. D., ZARARIS, I. P.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Loads. ACI Structural Journal Vol. 105, Iss. 6, pp. 711-719, 2008.
- ZILCH, K., ZEHETMAIER, G. (2010). Bemessung im konstruktiven Betonbau, nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2) 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Springer Verlag, 2010.
- ZSUTTY, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal Proceedings Vol. 65, Iss. 11, pp. 943-951, 1968.
- ZSUTTY, T. C.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests. ACI Journal Proceedings Vol. 68, Iss. 2, pp. 138-143, 1971.

Bilder

- Bild 2-1: Verkehrsregellasten der Regelklassen gemäß DIN 1072
- Bild 2-2: Lastmodell 1 (DIN FB 101, 2009)
- Bild 2-3: In Deutschland gültiges LM1 (Beton-Kalender, 2015)
- Bild 2-4: Modellierungsarten: a) Elemente unter Achse Querschnitt, b) Elemente mittig an geneigter Achse Querschnitt, c) Elemente mittig an gerader Achse Querschnitt
- Bild 2-5: Übersicht über Versuche mit für Fahrbahnplatten repräsentativer Geometrie und Laststellung
- Bild 2-6: Versuchsaufbau (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009)
- Bild 2-7: Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper VK1 – VK4 aus (ROMBACH, LATTE, STEFFENS, 2009)
- Bild 2-8: Lastverformungskurven der Versuche zum Einfluss des direkten Lastabtrags bei Einzellasten (ROMBACH, HENZE, 2017a)
- Bild 2-9: Versuchsaufbau
- Bild 2-10: Bewehrungsanordnung der Versuchskörper
- Bild 2-11: Versuchsaufbau und Bauteilgeometrien: a) gelenkig gelagerte Platten, b) Platten mit Durchlaufwirkung, c) Kragplatten an zweistegigen Plattenbalken, d) Kragplatten (REISSEN, 2016)
- Bild 2-12: Mechanismen des Querkraftlastabtrags: a) Betonkamm, b) Rissreibung, c) Dübelwirkung, d) Rissspitze e) – f) Druckstrebenwirkung (FERNANDEZ RUIZ, MUTTONI, SAGASETA, 2015)
- Bild 2-13: Definition der mitwirkenden Plattenbreite zur Ermittlung der Schubspannungen am Auflager nach Definition des deutschen Ausschusses für Eisenbeton nach (DAfEb, 1916)
- Bild 2-14: Ermittlung der vertikalen Lastausbreitung nach Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (GRASSER, THIELEN, 1991)
- Bild 2-15: Verhältnis der Traglast F_{test} zur mittleren Tragfähigkeit der Versuche mit $a_v/d \geq 3,0$
- Bild 2-16: Querkrafttragfähigkeit der Versuche in Abhängigkeit der Schubslankheit (ADAM, HERBRAND, CLASSEN, 2018)
- Bild 3-1: System und Lastannahme
- Bild 3-2: v_y [kN/m], Elementgröße 5 cm
- Bild 3-3: Lage der SIR-Schnitte
- Bild 3-4: Querkraftverläufe bei Elementgröße 2.5, 5, 10, 20 und 40 cm (QUAD)
- Bild 3-5: Systemmodellierung Volumenelemente
- Bild 3-6: Querkraftverläufe für Elementgrößen 2.5, 5, 10 und 20 cm (BRIC)
- Bild 3-7: Lastausbreitung bis zur Plattenmitte
- Bild 3-8: System und Lastannahme
- Bild 3-9: Querkraftverlauf für Elementgröße 5 cm (QUAD) mit Lastausbreitung (LA)
- Bild 3-10: Isometrische Darstellung des Rechenmodells (Kragplatte)
- Bild 3-11: Flächenlast (UDL) gemäß LM1
- Bild 3-12: TS Last gemäß LM1 (nur zwei Radlasten aufgebracht)
- Bild 3-13: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus UDL
- Bild 3-14: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus TS (nur zwei Radlasten)
- Bild 3-15: Hauptquerkraft im Anschluss Steg aus GZT Kombination (nur Eigengewicht + LM1)
- Bild 3-16: Hauptquerkraft in verschiedenen Schnitten aus TS
- Bild 3-17: Hauptquerkraft in verschiedenen Schnitten aus GZT Kombination (nur Eigengewicht + LM1)
- Bild 3-18: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1)

- Bild 3-19: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1), Schnitt zwischen den Radlasten
- Bild 3-20: Plastische Dehnungen bei Maximallast (nur Eigengewicht + 2 Radlasten aus LM1), Schnitt außerhalb der Radlasten
- Bild 3-21: Gesamt-System
- Bild 3-22: Systemausschnitt: Faltwerk mit 20cm-Elementen
- Bild 3-23: Kopplung zwischen Fahrbahnplatte und Steg
- Bild 3-24: Quersystem
- Bild 3-25: Lastfall Eigengewicht a) Lastdarstellung b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]
- Bild 3-26: Lastfall Ausbau a) Lastdarstellung b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]
- Bild 3-27: Lastfall UDL-Grundlast a) Lastdarstellung b) Querkraftverlauf v_y in lokal y im Knoten [kN/m]
- Bild 3-28: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei drei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt und in der Aufsicht
- Bild 3-29: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei zwei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt
- Bild 3-30: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, mittig zwischen den Radachsen
- Bild 3-31: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, in Radachse
- Bild 3-32: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von rechts nach links, mittig zwischen den Radachsen
- Bild 3-33: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von rechts nach links, in Radachse
- Bild 3-34: Querkraftbeanspruchung infolge Lastfall TS und UDL als Höhenfläche
- Bild 3-35: Lastschema für die Lastfälle TS und UDL bei drei und zwei Fahrstreifen von links nach rechts im Querschnitt unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-36: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, mittig zwischen den Radachsen unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-37: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y im Knoten [kN/m] für den Lastfall TS und UDL von links nach rechts, in Radachse unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-38: Querkraftgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen ohne Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-39: Querkraftgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in Radachse ohne Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-40: Querkraftgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen mit Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-41: Querkraftgrenzlinie aus charakteristischer Überlagerung in Radachse mit Abminderung auflagernaher Einzellasten
- Bild 3-42: a) Systemskizze und Belastung durch 1-Last, Darstellung der Schnitte Anschnitt außen, Anschnitt innen und 2d, b) Qualitative Quereinflusslinie Anschnitt außen für das FE-Modell, c) Qualitative Quereinflusslinie Anschnitt innen für das FE-Modell, d) Qualitative Quereinflusslinie für den Querschnitt am Knickpunkt für das FE-Modell
- Bild 3-43: Darstellung System 1 und Kennzeichnung der Schnitte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)
- Bild 3-44: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 1: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt

- zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse
- Bild 3-45: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 2: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse
- Bild 3-46: Ergebnisse zur maßgebenden Laststellung für Schnitt 3: a) Laststellung, b) Querkraftverteilung als Höhenfläche, c) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt zwischen den Radachsen, d) Querkraftverlauf v_y [kN/m] im Schnitt in Radachse
- Bild 3-48: Darstellung System 2 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)
- Bild 3-47: Maßgebende Laststellungen System 2
a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3
- Bild 3-50: Darstellung System 3 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)
- Bild 3-49: Maßgebende Laststellungen System 3:
a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3
- Bild 3-51: Maßgebende Laststellungen System 4:
a) Schnitt 1, b) Schnitt 2, c) Schnitt 3
- Bild 3-52: Darstellung System 4 und Kennzeichnung der Systempunkte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)
- Bild 3-53: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 1 bei üblichen Kragarmen
- Bild 3-54: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 1 bei langen Kragarmen
- Bild 3-55: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 2
- Bild 3-56: Prinzipskizze zur maßgebenden Laststellung im Schnitt 3
- Bild 3-57: Schnitt ①: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $1,0d$)
- Bild 3-58: Schnitt ②: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $1,0d$)
- Bild 3-59: Schnitt ③: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über $4d$ (Radlast im Abstand $0d$)
- Bild 3-60: Isometrische Darstellung des Gesamtsystems .
- Bild 3-61: Querschnittsabmessungen doppelstegiger Plattenbalken, Maße in [m]
- Bild 3-62: Darstellung des modellierten Systems – Querschnitt
- Bild 3-63: Systemausschnitt mit FE-Netz und Kopplungen zwischen den Stegen und der Fahrbahnplatte
- Bild 3-64: Lastfall Eigengewicht; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte
- Bild 3-65: Lastfall Ausbaulast; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte
- Bild 3-66: Lastfall UDL-Grundlast; Lastdarstellung und Querkraftverlauf v_y in lokal y aus der Elementmitte [kN/m], in Feldmitte
- Bild 3-67: Aufbringung Lastmodell LM1; Darstellung im Querschnitt und in der Draufsicht
- Bild 3-68: Querkraftgrenzlinien aus LM1, maximale Werte, Darstellung als Höhenlinien
- Bild 3-69: Querkraftgrenzlinien aus LM1, minimale Werte, Darstellung als Höhenlinien
- Bild 3-70: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall TS und UDL, mittig zwischen den Radachsen
- Bild 3-71: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall TS und UDL, in Radachse
- Bild 3-72: Maßgebende Laststellung für die minimale Querkraft an der Innenseite des rechten Steges
- Bild 3-73: Maßgebende Laststellung für die maximale Querkraft an der Innenseite des linken Steges
- Bild 3-74: Abminderungsfaktor β für auflagernahe Einzellasten
- Bild 3-75: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall β x TS

- und UDL, mittig zwischen den Radachsen
- Bild 3-76: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] für den Lastfall $\beta \times TS$ und UDL, in der Radachse
- Bild 3-77: Maßgebende Laststellung für die minimale Querkraft an der Innenseite des rechten Steges
- Bild 3-78: Maßgebende Laststellung für die maximale Querkraft an der Innenseite des linken Steges
- Bild 3-79: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen mit Abminderung der auflagenahen Einzellasten
- Bild 3-80: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Radachse mit Abminderung der auflagenahen Einzellasten
- Bild 3-81: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Mitte zwischen den Radachsen ohne Abminderung der auflagenahen Einzellasten
- Bild 3-82: Querkraftgrenzlinie v_y in lokal y aus Elementmitte [kN/m] aus charakteristischer Überlagerung in der Radachse ohne Abminderung der auflagenahen Einzellasten
- Bild 3-83: Gegenüberstellung der Querkräfte an den maßgebenden Stellen bezogen auf die Werte in der Radachse ohne Abminderung der auflagenahen Einzellasten
- Bild 3-84: Qualitative Quereinflusslinie für den Anschnitt außen
- Bild 3-85: Qualitative Quereinflusslinie für den Anschnitt innen
- Bild 3-86: Qualitative Quereinflusslinie für den Querschnitt im Knickpunkt
- Bild 3-87: Häufigkeitsverteilung und Verteilungsdichte der relativen Tragfähigkeiten γ und γ_{mod} für $a_v/d \geq 3,0$ [-]
- Bild 5-1: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit $a_v/d \geq 3,0$ mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach EC 2/NA(D) getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)
- Bild 5-2: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach EC 2/NA(D) getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)
- Bild 5-3: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit $a_v/d \geq 3,0$ mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 getrennt nach Versuchen an Kragarmen und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern
- Bild 5-4: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 getrennt nach Versuchen an Kragarmen (oben) und Versuchen an gelenkig gelagerten Einfeldträgern (unten)
- Bild 5-5: Statisches System der Fahrbahnplatte in Querrichtung
- Bild 5-6: Ergebnisse von Versuchen aus (Hegger, Adam, 2018): Normierte Querkrafttragfähigkeit in Bezug auf die Schubslankheit λ
- Bild 5-7: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen (Teil-)Einspannungen mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach DIN EN 1992-1-1 und prEN 1992-1-1
- Bild 5-8: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen (Teil-)Einspannungen mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß dem Bemessungsansatz nach prEN 1992-1-1 unter Berücksichtigung des günstigen Einflusses der Schubslankheit unter Anwendung von Gl. (5-2)

- Bild 6-1: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen ohne Einschränkung des a_v/d -Verhältnisses mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit gemäß der Bemessungsempfehlung
- Bild 8-1: Abmessung Hohlkastenquerschnitt, Darstellung der zu untersuchenden Nachweisschnitte
- Bild 8-2: Lastbild Eigengewicht g_{k1} und zugehöriger und Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-3: Lastbild Ausbaulasten g_{k2} und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-4: Lastbild UDL-Grundlast $q_{k, UDL-Grund}$ und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-5: Ausschnitt zur Darstellung der statischen Nutzhöhe in den Nachweisschnitten
- Bild 8-6: a) Lastbild Schnitt 1-1 Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$, b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte), c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse
- Bild 8-7: a) Lastbild Schnitt 2-2 Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$, b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte), c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse
- Bild 8-8: a) Lastbild Schnitt 3-3 Verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$, b) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte), c) zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] Radachse
- Bild 8-9: Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten (Feldmitte)
- Bild 8-10: Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] in der Radachse
- Bild 8-11: Abmessungen Plattenbalkenquerschnitt, Darstellung der zu untersuchenden Nachweisschnitte
- Bild 8-12: Lastbild Eigengewicht g_{k1} und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-13: Lastbild ausbaulasten g_{k2} und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-14: Lastbild UDL-Grundlast $q_{k, UDL-Grund}$ und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-15: Ausschnitt zur Darstellung der statischen Nutzhöhe in den Nachweisschnitten
- Bild 8-16: Lastbild verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-17: Lastbild verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-18: Lastbild verkehrslast $q_{k, TS+UDL}$ und zugehöriger Querkraftverlauf v_y [kN/m] in Feldmitte
- Bild 8-19: Querkraftgrenzlinie v_y [kN/m] mittig zwischen den Radlasten
- Bild 8-20: Schalenmodell des Anwendungsbeispiels aus der Vergleichsberechnung ohne Belastungen
- Bild 8-21: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung inf. Eigengewicht: ganzes System (oben) und halbes System (unten)
- Bild 8-22: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Ausbaulast: ganzes System (oben) und halbes System (unten)
- Bild 8-23: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Grundlast infolge Verkehr $g_{UDL} = 3,0$ kN/m²: ganzes System (oben) und halbes System (unten)
- Bild 8-24: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Verkehr LM1 mit maßgebender Laststellung für den Schnitt 1-1 bzw. Schnitt 3-3: ganzes System (oben) und halbes System (unten)
- Bild 8-25: Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte in Querrichtung infolge Verkehr LM1 mit maßgebender Laststellung für den Schnitt 2-2: ganzes System (oben) und halbes System (unten)

Tabellen

- Tab. 2-1: Grundwerte und angepasste Grundwerte (DIN FB 101, 2009)
- Tab. 2-2: Lastmodell 1: charakteristische Werte (DIN EN 1991-2)
- Tab. 2-3: Zusammenstellung der Verkehrslasten nach DIN FB 101 und EC1-2 (Beton-Kalender, 2015)
- Tab. 2-4: Vergleich der Radlasten aus DIN 1072, DIN FB 101 und EC1-2
- Tab. 2-5: Traglasten
- Tab. 2-6: Versuchsprogramm
- Tab. 3-1: Maximale Querkraft je Elementgröße und relative Abweichung zum jeweils vorherigen Wert
- Tab. 3-2: Vergleich der maximalen Querkräfte aus Berechnungen mit Schalen- und Volumenelementen ohne Lastausbreitung.
- Tab. 3-3: Maximale Querkraft BRIC, QUAD, LA QUAD (mit Lastausbreitung), Elementgröße 5 cm
- Tab. 3-4: Belastung Laststellung 1 (LS1) unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernahe Einzellasten
- Tab. 3-5: Maßgebende Laststellung System 1 für die Schnitte 1-3
- Tab. 3-6: Maßgebende Laststellung für System 2 für die Schnitte 1-3
- Tab. 3-7: Maßgebende Laststellung für das System 3 für die Schnitte 1-3
- Tab. 3-8: Maßgebende Laststellung für das System 4 für die Schnitte 1-3
- Tab. 3-9: Vergleich der maßgebenden Laststellung der Systeme 1 bis 4 an den Schnitten 1 bis 3
- Tab. 3-10: Mittelwert und Standardabweichung der Basisvariablen in Anlehnung an (REINECK, 2012) und (HEGGER, 1999)
- Tab. 5-1: Übersicht über die statistischen Kennwerte der beiden untersuchten Bemessungsansätze

ansätze getrennt nach den vier Versuchsgruppen (Kragarme und Einfeldträger jeweils mit eingeschränkten und uneingeschränkten a_v/d -Verhältnis)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

Mayer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

Moormann, Buhmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brenberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer € 16,50

B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach – Tagungsband

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2019

B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2020

B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden

Paschen, Dürer, Gronau, Rentmeister
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Maurer, Bettin
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke

Keßler, Gehlen € 16,00

B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

Kuhlmann, Stempniewski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 153: Kanalbrücke Berkenthin mit temperierter Fahrbahn – Pilotprojekt

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski € 15,00

B 154: Korrosionsschutz von Brückenseilen – Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern

Friedrich € 9,00

B 155: Innovativer und nachhaltiger Ersatzneubau von Betonbrücken

Wirker, Donner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 156: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten

Schubert, Faber, Betz, Straub, Niemeier, Ziegler, Walther, Majka
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 157: 9. BAST-Tunnelsymposium – Tagungsband

€ 16,00

B 158: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags

Friedrich, Eilers, Quaas, Robrecht, Schamne, Staack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 159: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems

Lebhardt, Seiler, Gerdes € 15,50

2021

B 160: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Datenerfassungsstrategien und Datenanalyse für intelligente Kalottenlager

Butz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 161: Lagerwege von Brücken**

Butz, Mack, Krawtschuk, Maldonado

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 162: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit**

Müller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 163: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen**

Hindersmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 164: Intelligente Bauwerke – Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten**

Kleinert, Sawo

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 165: Reaktions- und Wiederherstellungsprozess für die Straßeninfrastruktur nach disruptiven Ereignissen**

Deublein, Roth, Bruns, Zulauf

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 166: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Verfügbarkeit und Sicherheit von Elementen der Straßeninfrastruktur bei außergewöhnlichen Ereignissen**

Finger, Stolz, Fischer, Hasenstein, Rinder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 167: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Polyurethan**

Staeck, Eilers

€ 15,50

B 168: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Messtechnische Erfassung von Verkehrsdaten auf der Basis von instrumentierten Fahrbahnübergängen

Rill

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 169: Entwicklung von Bemessungshilfen für bestehende Stahlbetonkragarme auf Basis nichtlinearer Berechnungen**

Neumann, Brauer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 170: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken – Praxisbericht zum Pilotprojekt**

Ansorge, Franz, Düren-Rost, Friedrich, Huckshold, Lebelt, Rademacher, Ungermann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 171: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-) automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte)**

Morgenthal, Rodehorst, Hallermann, Debus, Benz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 172: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken – Erfassung von Spannungszuständen in Spannbetonversuchsträgern mit Ultraschallsensoren**

Niederleithinger, Werner, Galindo, Casares, Bertschat, Mierschke, Wang, Wiggenhauser

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 173: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton**

Rudolph, Orgass, Schneider, Lorenz, Reichel, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2022

B 174: Kunststoffabdichtungen unter Brückenbelägen

Dudenhöfer, Rückert

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 175: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)**

Purtak, Möbius

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 176: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Asphalt in geringen Abmessungen – Belagsdehnfugen**

Staeck

€ 15,00

B 177: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Synchronisation von Sensorik und automatisierte Auswertung von Messdaten

Freundt, Böning, Fischer, Lau

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 178: Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn**

Windmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 179: Erarbeitung eines vereinfachten Nachweisformats für die Erdbebenbemessung von Brückenbauwerken in Deutschland**

Bauer, Gündel, Ries, Karius, Honerboom, Haug

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 180: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen – Einzelgabionen mit Steinfüllung**

Schreck, Decker, Wawrzyniak

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.**B 181: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten**

Maurer, Wentzek, Hegger, Adam, Rombach, Harter, Zilch, Tecusan

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.