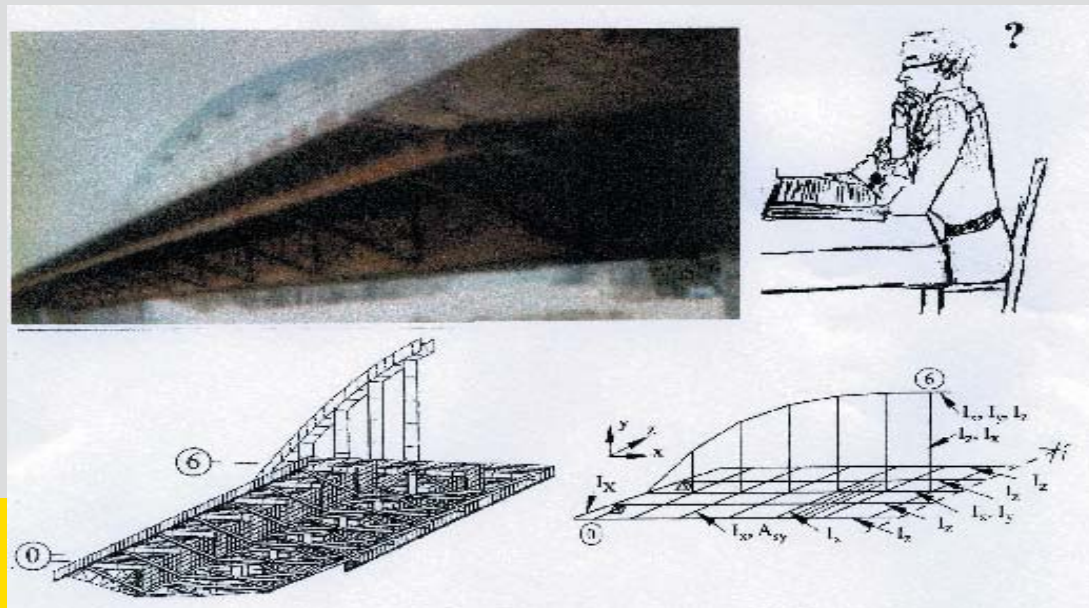


Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken

Modellbildung und Leistungsfähigkeit verbesserter einfacher Stabmodelle



S-5-17-2007

Prof. Harald Unterweger
Institut für Stahlbau und Flächentragwerke
Technische Universität Graz

Inhalt und Gliederung

Inhaltsverzeichnis

A	MODELLE FÜR DIE SYSTEMBERECHNUNG	1
A.1	Einführung und Überblick	1
A.2	Praktische Vorgehensweise im Brückenbau	8
A.3	Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen und Grenzen der Berechenbarkeit	17
A.3.1	Einwirkungen	17
A.3.1.1	Vertikale Verkehrslasten - Allgemein	17
A.3.1.2	Vertikale Verkehrslasten bei Straßenbrücken	18
A.3.1.3	Vertikale Verkehrslasten - Eisenbahnbrücken	27
A.3.1.4	Dynamische Wirkung bei Fußgängerbrücken aus Verkehr	29
A.3.1.5	Horizontale Verkehrslasten	30
A.3.1.6	Windlasten	31
A.3.1.7	Temperatureinwirkungen	31
A.3.1.8	Verschiebungswiderstände der Lager	33
A.3.1.9	Baugrundbewegungen	34
A.3.1.10	Kriechen & Schwinden bei Verbundbrücken	35
A.3.1.11	Kombination der Einzeleinwirkungen	35
A.3.2	Werkstoffverhalten	35
A.3.3	Herstellungsbedingte Besonderheiten	36
A.3.4	Lagerungsverhältnisse des Tragwerkes	37
A.3.5	Grenzen der Berechenbarkeit	38
A.4	Detaillierungsgrad bei der Systemberechnung	41
A.4.1	Allgemein	41
A.4.2	Klassifizierung der lokalen Modelle für die einzelnen Grenzzustände (Tragsicherheit)	42
A.4.2.1	Querschnittsnachweis	43
A.4.2.2	Beulnachweis von Querschnittsteilen	44
A.4.2.3	Knicknachweis von gedrückten Einzelstäben	47
A.4.2.4	Vorgehensweise beim Biegedrillknicken der Hauptträger	48
A.4.2.5	Stabilität stabförmiger Bauteile	51
A.4.2.6	Ermüdungsnachweis	52
A.4.3	Auswirkungen lokaler Modelle auf den Detaillierungsgrad im globalen Modell	56
A.5	Konsistenz der Einzelmodelle	57
A.6	Anforderungen an globale Modelle	61
A.6.1	Allgemein	61
A.6.2	Abzubildende Effekte	62
A.6.3	Anforderungen an die Detaillierungsgenauigkeit	64
A.6.4	Anforderungen an Ersatzelemente bei der Modellbildung	66
A.6.5	Brückenbauspezifische Grunddaten zur Modellbildung	69
A.7	Automatisierung durch Computereinsatz	70
A.8	Sinnvolle Ergebnisdokumentation	71

Inhalt und Gliederung

B	STABMODELLE FÜR DIE GLOBALE SYSTEMBERECHNUNG	73
B.1	Allgemein	73
B.2	Stabmodelle für Balkenbrücken	74
B.2.1	Fahrbahnquerschnitt mit 2 Hauptträgern	74
B.2.1.1	Basismodell - Ebener Trägerrost	75
B.2.1.2	Erweitertes Basismodell - Ebener Trägerrost mit Rahmen in den Lagerachsen ...	82
B.2.1.3	Aufbringung der Belastung	83
B.2.1.4	Schnittkraft - und Spannungsermittlung für die Einzelbauteile	85
B.2.1.5	Korrektur in Sonderfällen - Praktische Hinweise	91
B.2.1.6	Ergänzende praktische Hinweise und Abbildung von Sondereffekten	94
B.2.1.7	Zusatzhinweise bei geänderter konstruktiver Ausbildung	106
B.2.2	Fahrbahnquerschnitt mit mehreren Hauptträgern	110
B.2.2.1	Basismodell - Ebener Trägerrost	110
B.2.2.2	Erweitertes Basismodell - Ebener Trägerrost mit Rahmen in den Lagerachsen ...	119
B.2.2.3	Aufbringung der Belastung	119
B.2.2.4	Schnittkraft - und Spannungsermittlung für die Einzelbauteile	120
B.2.2.5	Korrektur in Sonderfällen - Praktische Hinweise	125
B.2.2.6	Ergänzende praktische Hinweise und Abbildung von Sondereffekten	126
B.2.2.7	Zusatzhinweise bei geänderter konstruktiver Ausbildung	127
B.3	Stabmodelle bei komplexeren Tragwerken	130
B.3.1	Stabmodelle bei Schrägseilbrücken	130
B.3.2	Stabmodell einer Mittelstabbogenbrücke	133
B.3.3	Notwendige Kalibrierung der globalen Stabmodelle	136
B.4	Generelles Modellierungskonzept	137
B.5	Hauptfehlermöglichkeiten bei der globalen Stabmodellbildung	140
B.6	Lastfallüberlagerung als Basis für Bemessungsschnittkräfte	141
B.6.1	Allgemein	141
B.6.2	Übliche praktische Vorgehensweise	142
B.7	Zusatzanforderungen an EDV - Berechnungsprogramme	147
C	STABMODELLE - Praktische Beispiele	149
C.1	Allgemein	149
C.2	Fahrbahnquerschnitte mit 2 Hauptträgern	149
C.2.1	Beispiel 1: Einfeldriger "voller" Kastenquerschnitt	149
C.2.2	Beispiel 2: Auflagerzwangskräfte einer Deckbrücke mit offenem Querschnitt	156
C.2.3	Beispiel 3: Einfeldriger Kastenquerschnitt mit unterem Verband	163
C.2.4	Beispiel 4: Kastenquerschnitt mit unterem Verband und komplexer Lagerung	172
C.2.5	Beispiel 5: Zweifeldriger Kastenquerschnitt mit geneigten Stegen und schubweichen Querrahmen	179
C.2.6	Beispiel 6: Kastenquerschnitt mit Queraussteifungen unterschiedlicher Steifigkeit ..	186
C.2.7	Beispiel 7: Eigenfrequenzen einer Einfeldbrücke mit offenem Querschnitt	192
C.3	Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern	195
C.3.1	Beispiel 8: Einfeldriger mehrzelliger Kastenquerschnitt	195
C.3.2	Beispiel 9: Mittelstabbogenbrücke mit komplexem Fahrbahnquerschnitt	208
D	LITERATURVERZEICHNIS	233

Inhalt und Gliederung

Vor allem die rasante Entwicklung in der Computertechnologie (Datenspeicher, Berechnungsgeschwindigkeit) führt dazu, dass für die globale Systemberechnung von Brückentragwerken realitätsnahe Modelle, meist auf der Basis der Finiten Elemente (FE - Modelle), möglich sind. Die zunehmende Anwendung wird durch die Aufbereitung von einfach zu handhabenden Softwareprodukten für die Baupraxis stark unterstützt. Auch die aktuelle europäische Normenentwicklung im Stahl- und Verbundbau (Eurocodes) zielt auf eine zunehmend realitätsnahe Modellierung im Zuge des Berechnungs- und Bemessungsprozesses.

Diese Entwicklung führt zu einer grundlegenden Änderung der Fragestellung seitens des praktischen Ingenieurs. Noch in den 1960-er Jahren war die Hauptproblemstellung vereinfachte Berechnungsmethoden für Stabmodelle zu entwickeln, unter Ausnutzung von Symmetrie - und Antimetriebedingungen für System und Belastung. Der Schwerpunkt lag also in der *mathematischen Modellbildung*, da für die mechanische Modellbildung sowieso nur einfache Stabmodelle in Frage kamen.

Nunmehr ist die Fragestellung jedoch eine von Grund auf andere. Die mathematische Modellbildung kann als gelöst angesehen werden und es stellt sich zunehmend die Frage nach der notwendigen Detaillierungsgenauigkeit des globalen Modells. Der praktische Ingenieur steht also vor dem Problem der zutreffenden *mechanischen Modellierung* des Tragwerkes, insbesondere des *Fahrbahnquerschnittes* (Bild 1), wobei nun grundsätzlich bereits eine nahezu exakte Berechnung des Beanspruchungszustandes – allerdings für eine beschränkte Lastfallanzahl – möglich ist. Dabei verbleibt jedoch bei der Modellbildung die Notwendigkeit *Ersatzelemente* zu schaffen, um die Unzahl an Einzelbauteilen (z. B. Längsrippen, Quersteifen, Verbandsstäbe) äquivalent abzubilden. Bei näherer Betrachtung zeigen sich darüberhinaus bei der Anwendung im Brückenbau eine Reihe von Problemen, wie beispielsweise die notwendige Erfassung von globalen und lokalen Beanspruchungen für die Fahrbahnbauteile (z. B. Längsrippen von orthotropen Fahrbahnplatten). Die Erfassung letzterer ist nur an lokalen Modellen sinnvoll, sodass die Ergebnisse aus globalen und lokalen Modellen kompatibel sein müssen für eine anschließende Überlagerung.

Inhaltlich werden zwei Hauptziele verfolgt, die auch zur nachfolgend dargestellten Gliederung führten. Einleitend wird der Genauigkeitsgrad von globalen Modellen für Brückentragwerke behandelt. Dies führt auf die Problematik des notwendigen Detaillierungsgrades bei der Modellbildung, die in der praktischen Anwendung immer am Beginn zu lösen ist. Es wird sich zeigen, dass dabei nicht nur die Forderung nach zutreffender Abbildung des Beanspruchungszustandes von Bedeutung ist, sondern vor allem auch die Kompatibilität mit dem gewählten Nachweiskonzept für die Grenzzustände. Die diesbezüglichen Ausführungen im **Abschnitt A**, "Modelle für die Systemberechnung", sind relativ umfangreich, da die diesbezüglich für die Praxis unmittelbar verwertbare Literatur gering ist. Sie sind allgemein gehalten und beziehen sich nicht nur auf Stabmodelle, sondern auch auf realitätsnahe FE - Modelle. Darin enthalten ist auch die Erörterung der grundsätzlichen Berechnungs - und Bemessungsphilosophie im konstruktiven Ingenieurbau, da die mechanische Modellbildung nur einen Teil des Gesamtmodelles darstellt. Neben der Ermittlung des Beanspruchungszustandes stellen ja auch die Modellierung der Einwirkungen und der Beanspruchbarkeiten gegenüber Grenzzuständen wesentliche Bausteine dar. Hinsichtlich der Beurteilung des Genauigkeitsgrades von globalen Modellen ist die Konsistenz zu den Modellen der Einwirkungen und der Beanspruchbarkeiten von großer Bedeutung, da die nahezu exakte Abbildung eines Teilbereiches (z.B. Spannungsberechnung am Tragwerk) noch keine Garantie für eine große Genauigkeit des Gesamtmodells ist. Weitere wesentliche Aspekte für die Beurteilung des notwendigen Genauigkeitsgrades sind die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen, die Grenzen der Berechenbarkeit sowie vor allem auch die Umsetzbarkeit in der Brückenbaupraxis. Dabei erweist sich insbesondere die notwendige ungünstigste Überlagerung aller Einzeleinwirkungen für jeden Bauteilquerschnitt als ein sehr schwer zu erfüllendes Kriterium bei der Verwendung realitätsnaher globaler FE - Modelle.

Inhalt und Gliederung

Das zweite Hauptziel stellt den Schwerpunkt der Arbeit dar. Darin werden verbesserte Stabmodelle für die Brückenbaupraxis aufbereitet, die hohe Leistungsfähigkeit aufweisen, aber dennoch sehr einfach in der Handhabung und im Aufbau sind. Diese Stabmodelle wurden großteils in [0] erarbeitet und durch umfangreiche Vergleichsrechnungen mit realitätsnahen FE - Modellen getestet. Die zentrale Frage dabei ist die Modellbildung für den Fahrbahnquerschnitt. Im **Abschnitt B**, "Stabmodelle für die globale Systemberechnung", werden die Stabmodelle vorgestellt, wobei zuerst Fahrbahnquerschnitte von Balkenbrücken mit zwei Hauptträgern und anschließend mit mehreren Hauptträgern behandelt werden. Abschließend wird auf komplexere Brückentragwerke (Bogen-, Schrägseilbrücken) eingegangen.

Dabei wird auch auf die notwendige Interaktion mit den lokalen Modellen eingegangen, die die Ermittlung lokaler Zusatzbeanspruchungen und Beanspruchbarkeiten gegenüber Grenzzuständen (z. B. für das Stegbeulen) beinhalten. Weiters wird die näherungsweise Erfassung von Zusatzeffekten, die mit den Stabmodellen nicht direkt abbildbar sind, erörtert. Darüberhinaus wird auch die praktische Vorgehensweise zur Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte dargestellt, die eine isolierte Betrachtung aller Einzellastfälle vorsieht.

Im **Abschnitt C**, "Beispiele zur Brückenmodellierung", werden die im Abschnitt B zusammenfassend dargestellten globalen Stabmodelle auf praktische Fälle angewendet, um ihre Leistungsfähigkeit und einfache Anwendung zu zeigen. Dabei erfolgt auch ein Ergebnisvergleich mit alternativen realitätsnahen Berechnungsmodellen (meist FE - Modelle). Auf die Darstellung des Tragverhaltens, auch bei geänderten Randbedingungen (z. B. Anzahl und Steifigkeit von Queraussteifungen), wird dabei ebenfalls detailliert eingegangen.

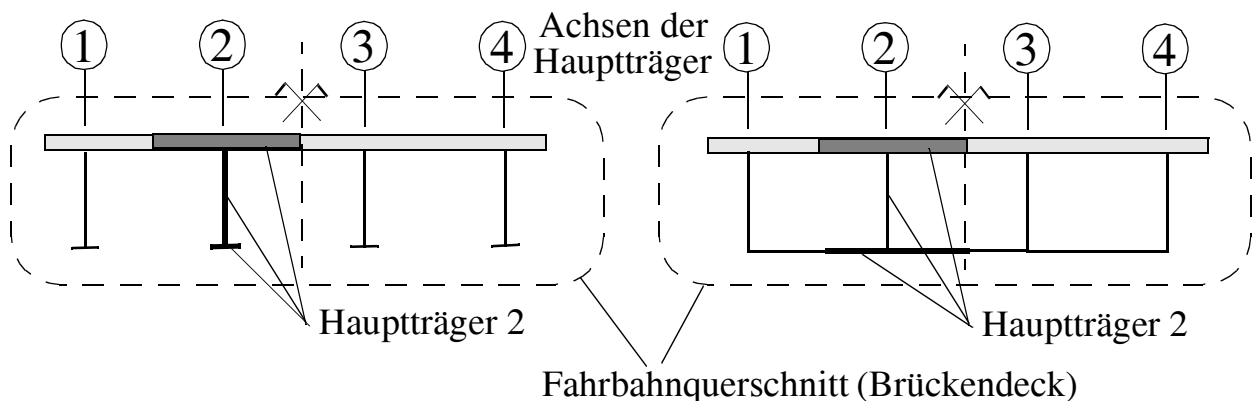


Bild 1 Definition der Begriffe *Fahrbahnquerschnitt* und *Hauptträger*.

Steifigkeiten bei den Stabmodellen

- Die angeführten Steifigkeiten der Einzelstäbe beziehen sich immer auf die lokalen Stabachsen (x -Achse ident zur Stablängsachse, y -Achse entspricht in der Regel der horizontalen Achse).
- Die Biege- und Schubsteifigkeiten werden nur in Form des entsprechenden Querschnittswertes, ohne E- bzw. G- Moduli, angeführt (z.B. I_y , A_{sz}).
- Nicht angeführte Steifigkeiten sind vernachlässigbar klein.
- Die Stabschnittkräfte beziehen sich ebenfalls auf die lokale Achsbezeichnung (z.B. M_x ist das Torsionsmoment, V_y ist die Querkraft in Richtung der lokalen y - Achse).

A . MODELLE FÜR DIE SYSTEMBERECHNUNG

A.1 Einführung und Überblick

Das Kernproblem, das in diesem Abschnitt A behandelt wird, ist die Frage nach der anzustrebenden Genauigkeit und damit des Detaillierungsgrades der Modelle für die Systemberechnung des Brückentragwerkes. Diese Frage wird, bedingt durch die rasante Entwicklung der Computertechnologie und der damit möglichen realitätsnahen Rechenmodelle, in der Ingenieurpraxis zunehmend wichtiger. Während die anzusetzenden Einwirkungen und Nachweise hinsichtlich der einzelnen Versagensformen (z.B. Querschnittstragfähigkeit, Beultragfähigkeit) in den Normen klar geregelt sind, werden für die Wahl des Modelles zur Systemberechnung nur Hinweise gegeben, welche Effekte zu erfassen sind - jedoch oft nicht, wie dies zu erfolgen hat. Grundsätzlich zielt die aktuelle europäische Normenentwicklung im Stahl - und Verbundbrückenbau [z. B. 1, 2] auch auf eine zunehmend realitätsnahe Modellierung. Der praktische Ingenieur gerät damit zunehmend unter Druck, die nun bereits allgemein verfügbaren wissenschaftlichen Modelle auf Basis von FE - Programmen, auch für die globale Systemberechnung, anzuwenden.

Somit stellt sich nun einerseits die Frage, ob der Einsatz genauerer Berechnungsmodelle überhaupt zielführend ist, da diese - wie nachfolgend noch gezeigt wird - nur eine Teilaufgabe der Tragwerksberechnung darstellen. Andererseits ist zu untersuchen, ob genaue Berechnungsmodelle auch in die Brückenbaupraxis umsetzbar sind, insbesondere bedingt durch die Vielzahl an Verkehrslastfällen. Um zu einer zusammenfassenden Antwort zu gelangen, ist es zielführend, zuerst die Teilschritte der praktischen Berechnung und Bemessung zu analysieren. Dies erfolgt im Abschnitt A.2. Hauptkriterien hinsichtlich des anzustrebenden Genauigkeitsgrades bei der Systemberechnung stellen vor allem auch die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen und Grenzen der Berechenbarkeit dar - dies wird im Abschnitt A.3 behandelt. Im Abschnitt A. 4 wird an Hand einiger Beispiele gezeigt, dass für jeden betrachteten Grenzzustand mehrere Genauigkeitsstufen hinsichtlich der Tragwerksberechnung möglich sind. Diese werden hinsichtlich ihres Aufwandes bei der praktischen Umsetzung in "Genauigkeitsklassen" gegliedert. Ein weiteres Kriterium bei der Festlegung des Genauigkeitsgrades für die Systemberechnung ist auch die Konsistenz der einzelnen Teilmodelle im Berechnungs- und Bemessungsprozess. Dies wird in Abschnitt A.5 diskutiert.

Aus all den dargelegten Einzelüberlegungen ergeben sich die im Abschnitt A.6 angeführten Anforderungen an globale Modelle zur Systemberechnung.

Ergänzend wird im Abschnitt A.7 auf die Automatisierung durch Computereinsatz und in A.8 auf die sinnvolle Ergebnisdokumentation kurz eingegangen.

Bevor jedoch auf die angesprochenen Einzelaspekte im Detail eingegangen wird, soll nun nachfolgend die grundsätzliche Berechnungs- und Bemessungsphilosophie im konstruktiven Ingenieurbau, im eingeschränkten Umfang, kurz beleuchtet werden. Dabei ist es hilfreich, die Bezeichnungen, so vorhanden, aus der Literatur zu übernehmen. Hierbei dienen vor allem die Aufsätze von *Duddeck* [3 bis 5], die die Berechnungs- und Bemessungsmodelle im gesamten Bauingenieurbereich hinterfragen, als Grundlage.

• *Modellbildung - Allgemein*

Die Hauptaufgabe des Ingenieurs ist, die Bauwerksrealität in ein Gesamtberechnungsmodell abzubilden, um nachzuweisen, dass das Bauwerk für seine vorgesehene Lebensdauer (in der Regel 100 Jahre)

- seine Funktion erfüllt
- keine derartigen Schäden nimmt, dass Menschen und Sachgüter gefährdet sind

Ein derartiges Gesamtberechnungsmodell müsste deshalb, – die Einwirkungen, – das mechanisch - mathematische Modell des realen Tragwerkes, – die möglichen Versagensformen, angepasst an die verwendeten Werkstoffe, sowie – die Streuung aller Eingangsdaten beinhalten, um durch eine vorgebbare Versagenswahrscheinlichkeit die Zulässigkeit des Entwurfes und damit die ausreichende Sicherheit nachzuweisen. Aufgrund der Komplexität der Gesamtaufgabe ist für baupraktische Anwendungen eine Spaltung des Gesamtmodells in einzelne Komponenten unumgänglich. Wesentlich dabei ist jedoch, dass die Modelle der Berufspraxis nicht den Anspruch haben die Realität genau abzubilden [3]. Vielmehr obliegt dies der Forschung, die immer nur für sehr kleine Teilbereiche des Gesamtmodells versucht - mittels *Forschungsmodellen* - die Wirklichkeit möglichst real abzubilden, um die wesentlichsten Einflussgrößen zu lokalisieren. Für die praktische Berechnung ist es dann erforderlich aus diesen Ergebnissen vereinfachte *Ingenieurmodelle* abzuleiten, die erst gestatten die gesamte Bauaufgabe abzubilden. Dies bedeutet, dass ein *Ingenieurmodell* (bei *Duddeck* : *Technisches Modell*) quasi immer darauf abzielt, annähernd dieselbe Gesamtauswirkung wie in der Realität abzubilden.

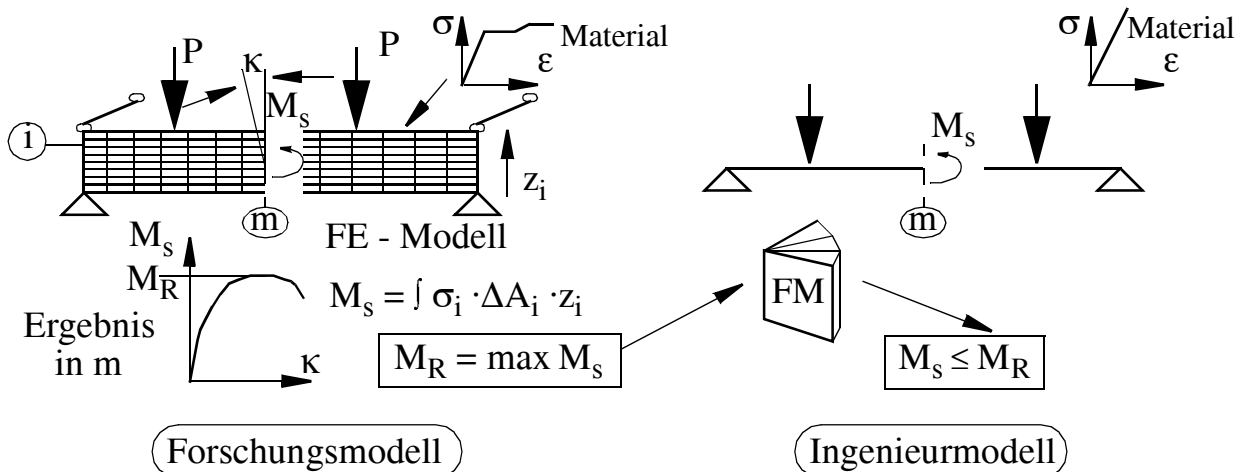


Bild A / 1 Unterschied zwischen Forschungsmodell und Ingenieurmodell für die Baupraxis anhand eines einfachen Beispiels.

Dies ist beispielhaft in Bild A / 1 für einen Träger unter zwei Einzellasten P dargestellt. Das Forschungsmodell ist für diese eingeschränkte Bauaufgabe ein Gesamtmodell, das die Komponenten,

– mechanisch - mathematisches Modell, – Werkstoffmodell, – Modell der Versagensformen, beinhaltet. Das eigentliche *Ingenieurmodell* entlastet den Ingenieur nun insofern, dass nur noch die vereinfachte mechanisch - mathematische Modellierung - hier: Ermittlung des Biegemomentes am Balkenmodell bei rein elastischem Materialverhalten - geleistet werden muss. Die ertragbare Beanspruchbarkeit liegt formelmäßig vor (M_R) und wurde aus einer Vielzahl von Forschungsmodellen verschiedener Autoren erarbeitet.

- *Auswirkungen der Berechnungsmodelle auf die Bauwerksqualität*

Wichtig für Überlegungen hinsichtlich der Genauigkeit von Berechnungsmodellen ist auch die Einschätzung der Berechnung und Bemessung im gesamten Planungs- und Entwurfsprozess. Das Bild A/ 2 soll dies veranschaulichen. Letztendlich besteht von Bauherren- und Benutzerseite nur die Forderung hinsichtlich ausreichender Bauwerksqualität, die auch die ausreichende Tragsicherheit und Funktionstauglichkeit einschließt - die in Bild A / 2 nicht extra angeführt sind. Dafür ist jedoch primär der generelle Entwurf, die Festlegung der eigentlichen Tragkonstruktion, entscheidend. Bei ungünstiger Wahl der Konstruktion kann oft eine noch so genaue Berechnung und Bemessung die Bauwerksqualität nicht mehr verbessern. Vor allem ist jedoch auch die Vorhersagegenauigkeit der Tragsicherheit und Funktionstauglichkeit durch ein noch so genaues Modell alleine nicht beliebig steuerbar. Dies insbesondere dann, wenn die Eingangsgrößen des mechanischen Modells von großen Unwägbarkeiten behaftet sind, beispielsweise Lagerbedingungen und Fundamenteinspannungen des Tragwerkes, die zu großen Zwängungsbeanspruchungen führen und auch von den Unwägbarkeiten beim Einbau stark abhängen.

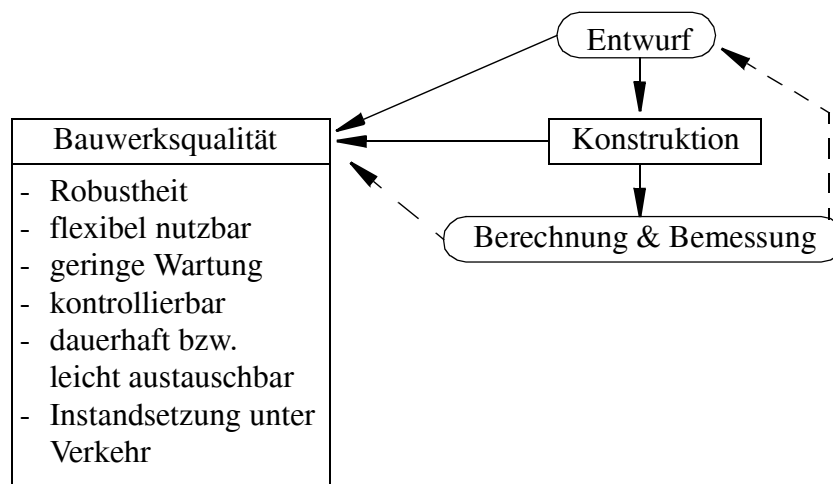


Bild A / 2 Einfluss des Berechnungsmodells auf die Bauwerksqualität.

Dies bedeutet, dass die Berechnung und Bemessung die Defizite des Konstruktionsentwurfes hinsichtlich der Bauwerksqualität nicht kompensieren kann. Dies belegt auch folgende von *Göhler* in [6] angeführte Aussage: “. . . , dass auf robuste und dauerhafte Konstruktion und Bemessung mehr Gewicht gelegt werden sollte, als auf diffizile elektronische Rechenmodelle und buchstabengenaues Einhalten gerade gültiger Normen”.

Wichtig ist auch der Hinweis, dass die Bauwerksqualität auch nicht alleine mit Regeln verordenbar ist. Diesbezüglich führt *Ekardt* in [7] an, dass hinsichtlich der - zunehmend auch in den aktuellen Normenwerken beinhalteten - Forderung nach Robustheit Entscheidungen oft nur im Einzelfall fest-

legbar sind, die oft im Widerspruch zu allgemeinen Einzelregelungen stehen. Unter Robustheit wird verstanden, dass das Gesamttragwerk schadenstolerant auszulegen ist, d. h. dass es im Schadensfall - infolge in der Berechnung nicht berücksichtigter Einwirkungen, Nutzungsänderungen oder Modellannahmen - nicht zu einem Gesamteinsturz kommt.

- *Modelle im Brückenbau - generelle Übersicht*

Bevor die Modelle in der Brückenbaupraxis in den nachfolgenden Abschnitten im Detail analysiert und in ihrem Genauigkeitsgrad typisiert werden, soll nachfolgend nur eine Übersicht dargestellt werden. Der generelle Ablauf ist in Bild A / 3 zusammengefasst.

Im allgemeinen hat der praktische Ingenieur nur das mechanische Modell des Gesamttragwerkes (und allenfalls für einzelne Detailausschnitte) für die Systemberechnung zu erarbeiten, um die Beanspruchungen in allen Tragwerksteilen zu ermitteln. Dies stellt die eigentliche "Berechnung" dar. Die Ermittlung der Beanspruchbarkeiten für die einzelnen Versagensformen erfolgt in einem nachgeschalteten Schritt - meist als eigentliche "Bemessung" bezeichnet. Dabei entfällt in der Praxis meist eine eigene Modellbildung, da auf aufbereitete Lösungen - auch wieder aus umfangreichen Forschungsmodellen hervorgegangen - zurückgegriffen werden kann. Die anzusetzenden Beanspruchbarkeiten haben allerdings implizit gewisse Parametergrenzen und führen daher zu Erleichterungen oder Zusatzanforderungen an das mechanische Modell. Dies bedeutet, dass die für den Anwender augenscheinliche Trennung zwischen Berechnung und Bemessung nur eine künstliche, den Gesamtprozess vereinfachende Trennung darstellt. Real - insbesondere im Falle von Stabilitätsversagen - lassen sich Beanspruchung und Beanspruchbarkeit nicht mehr genau trennen. In der praktischen Umsetzung werden jedoch einzelne Beanspruchungsanteile, wie beispielsweise Imperfektionen, bereits in den Beanspruchbarkeiten eingerechnet und müssen daher im mechanischen Modell nicht beachtet werden.

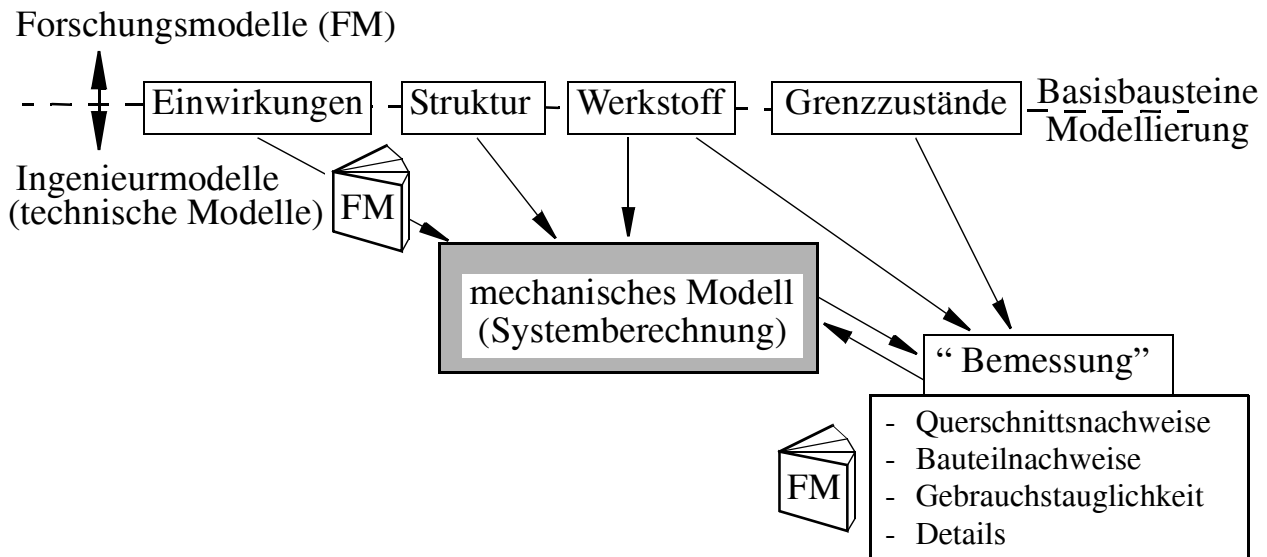


Bild A / 3 Modelle im praktischen konstruktiven Ingenieurbau.

Hinsichtlich der Einwirkungen werden dem Praktiker bereits für die einfachere Berechnung aufbereitete Lastbilder vorgegeben. Auch diese sind aus Forschungsmodellen hervorgegangen. Dies bedeutet, dass der praktische Ingenieur aus den 4 Grundbausteinen der Gesamtmodellbildung: - Einwirkungen, - Struktur, - Werkstoff, - Grenzzustände, nur die Tragstruktur in Form von mecha-

nischen Modellen abzubilden hat, wogegen für die anderen Bausteine meist auf aufbereitete Lösungen zurückgegriffen werden kann. Der Einfluss des Werkstoffes und der Grenzzustände fließt jedoch - meist indirekt - in die mechanische Modellbildung mit ein.

Dieser kurze Überblick zeigt schon, dass der praktische Ingenieur, der meist nur das mechanische Modell beeinflussen kann, die Genauigkeit des Gesamtmodelles nur sehr bedingt steuern kann. Auch ein exaktes mechanisches Modell kann die Unwägbarkeiten und Streuungen der Einflussgrößen der anderen Teilmodelle nicht kompensieren.

In dieser Arbeit wird nur die mechanische Modellbildung bearbeitet. Gerade hinsichtlich des anzustrebenden Genauigkeitsgrades und Detaillierungsgrades dürfen jedoch die anderen Bausteine des Gesamtmodelles nicht außer Acht gelassen werden.

Korrekt ist beim *mechanischen Modell* von einem *mechanisch - mathematischen Modell* zu sprechen. Dies deutet auf den Umstand, dass eigentlich zwei Modellierungen vorliegen. In einem ersten Schritt - der *Modellfindung*, wird festgelegt, mit welchen mechanischen Elementen das Gesamttragwerk abgebildet wird; beispielsweise die Modellierung der Betonfahrbahnplatte für die lokalen Radlasten als "Platte". Anschließend - in der eigentlichen *Modellberechnung* (*mathematisches Modell*) - ist noch zu entscheiden, mit welchem mathematischen Modell die Lösung gefunden wird und welche Vereinfachungen sie enthält; für das angeführte Beispiel bedeutet dies: welche Plattentheorie wird angewendet (z.B. nach Kirchhoff oder Reisner) und welches Lösungsverfahren wird gewählt (Differenzenverfahren, analytische Lösung mit Fourierreihenentwicklung, FE - Verfahren).

Bedingt durch die rasante Computerentwicklung der jüngsten Vergangenheit und die Vielzahl an Veröffentlichungen zu letzterem Themenkreis, stellt jedoch die mathematische Modellbildung praktisch kein Problem mehr dar, so die entsprechende Erfahrung vorliegt. Daher bleibt dieser Teilaspekt in dieser Arbeit gänzlich unbeachtet, d. h. es wird davon ausgegangen, dass das verwendete mathematische Modell zu einer hinreichenden Genauigkeit der Lösung des mechanischen Modells führt. Auf den Mangel an diesbezüglichen Aktivitäten seitens der Hochschulen und sonstigen Forschungszentren weist auch *Duddeck* in [4] hin. Die Entwicklung in der Forschung führt dazu, dass wir in immer engeren Teilbereichen immer mehr Spezialwissen anhäufen. Damit bleibt jedoch die, in der Praxis notwendige ganzheitliche, durchgängige Modellbildung auf der Strecke, sodass dieses Wissen oft auch nicht praktisch umgesetzt wird. Es fehlt oft die Synthese der heterogenen Forschungsmodelle für Teilbereiche zu einem Gesamtmodell.

- *Grundsätzliches zur Frage der Genauigkeit von mechanischen Modellen*

Wie anhand des Überblicks gezeigt, ist nur die mechanische Modellbildung für den in der Praxis tätigen Ingenieur bedeutsam, da für die anderen Teilaufgaben aufbereitete Lösungen in den Normenwerken vorliegen (Einwirkungen, Grenzzustände).

Grundsätzlich sind die Unwägbarkeiten und Unsicherheiten der Eingangsdaten die Gradmesser für die notwendige Genauigkeit. Dies erfordert jedoch auch die notwendige Konsistenz mit den anderen Teilmodellen (Einwirkungen, Grenzzustände).

Die aktuelle Entwicklung in der Forschung erlaubt eine fast beliebige Genauigkeit der mechanischen Modelle. Damit steigt jedoch die Flut an Daten, die die Überblickbarkeit der Gesamtaufgabe zunehmend erschweren, sodass einfache Modelle - die nur die wesentlichen Größen beinhalten, vorzuzie-

hen sind. Dies erfordert jedoch auch die Erfahrung des Ingenieurs, da oft die konstruktive Ausbildung an die - nicht explizit angegebenen - Modellgrenzen anzupassen sind.

- *Weitere Aspekte zur Modellbildung*

Die bisherigen Ausführungen zeigten, dass ein übertriebener Berechnungsaufwand nicht angezeigt ist, überhaupt dann, wenn dies zu Lasten des Konstruktionsentwurfes geschieht. Andererseits ist es wichtig, überschaubare Ingenieurmodelle für die mechanische Modellbildung zu haben, die es gestatten, die Entwurfsentscheidungen bei der Tragkonstruktion, die die globale Lastabtragung beeinflussen, günstig zu unterstützen. Beispielsweise die Entscheidung hinsichtlich Lage und Steifigkeit von Querverbänden.

Vor allem liegt in überschaubaren, einfachen und doch die wesentlichen Effekte abdeckenden Ingenieurmodellen auch der Vorteil, mehrere alternative Varianten durchzuarbeiten. Anstatt höchste Genauigkeit in Einzelbereichen zu erzielen, ist es oft besser, die streuenden unwägbareren Eingangsgrößen herauszufiltern und durch Berechnung mit ihren oberen bzw. unteren Grenzwerten die Streubreite im Gesamtergebnis zu erhalten. Dies ist hilfreich für die Festlegung des Detaillierungsgrades des mechanischen Modelles. Sind die Bauteilbeanspruchungen nicht sensibel auf Änderung dieser Eingangsgrößen, so brauchen die daraus resultierenden Effekte auch nicht detailliert abgebildet werden. Im Brückenbau wird diese Vorgehensweise nur selten angewandt, da die detaillierten Normenfestlegungen meist keine Streubreiten vorsehen und damit eine hohe Genauigkeit vorspiegeln, obwohl sie zwangsläufig auch Parameterbereiche unsicheren Wissens konkret in Maß und Zahl abdecken.

Aus diesen Überlegungen rührt auch das Hauptziel dieser Arbeit, nämlich dem praktischen Ingenieur noch einfache mechanische Modelle bereitzustellen, die jedoch bereits komplexe Effekte (z. B. Verformbarkeit des Fahrbahnquerschnittes infolge Nachgiebigkeit der Querverbände) mitberücksichtigen, um auch den Konstruktionsentwurf positiv beeinflussen zu können.

Die Kunst des Ingenieurs ist es letztlich zu einer Ausgewogenheit der Genauigkeit der Teilmodelle des Gesamtmodells zu gelangen und im mechanischen Modell das Wesentliche vom Unwesentlichen zu trennen, sodass einfache, überschaubare Systeme entstehen. Dabei ist immer der Grundgedanke wichtig, zu einer sicheren Bemessung für alle Bauteile zu gelangen. Dies bedeutet, dass die Beanspruchungen durchaus überschätzt werden dürfen.

Letztendlich muss der Berechnungsaufwand zur Bauaufgabe adäquat sein, da ja auch die Vergütung davon abhängt. Die Berechnung sollte auch nur so genau als notwendig und nicht so genau als möglich erfolgen.

Auch der Glaube, durch zukünftige probabilistische Berechnungsmodelle die Streubreiten der Einflussgrößen automatisch mitzuerfassen, ist ein Trugschluss, da die notwendigen ingenieurmäßigen Entscheidungen bei der Modellbildung nicht in statistische Konzepte integrierbar sind.

- *Regelbarkeit der Modellbildung*

Die mechanische Modellbildung lässt sich nur in eingeschränktem Maße regeln, bedingt durch den Umstand, dass ein Großteil der Brücken Unikate und Prototypen sind und keine wiederholbare

Standardlösungen darstellen. Wesentlich ist, die Grundprinzipien der Modellbildung darzustellen, um sie an den Einzelfall entsprechend anpassen zu können.

Ein weiterer Grund, der gegen eine eindeutige Regelung von mechanischen Modellen spricht, ist der Umstand, dass die Modellbildung für den Ingenieur auch - ähnlich wie beim Entwurf - Intuition, Phantasie und Erfahrung beinhaltet. Oft ist dies nicht unmittelbar bei der Modellbildung selbst sichtbar, sondern erst in der konstruktiven Umsetzung, um die Gültigkeitsgrenzen einfacher Modelle auch einzuhalten (z. B. Modellierung von Fachwerkträgern als Gelenkfachwerk bei hinreichend geringer Bauhöhe der Einzelstäbe, sodass die Nebenspannungen hinreichend klein bleiben).

Wie *Duddeck* in [5] anhand der geschichtlichen Entwicklung belegt, stellt die Modellbildung eine ungewöhnliche Leistung des Denkens dar, da sie oft einer hohen Abstrahierung bedarf - insbesondere dann, wenn sie sich auf die wesentlichsten Größen beschränken soll. Als Beleg dafür mag auch die Tatsache stehen, dass die uns heute primitiv erscheinende Normalspannungsverteilung am Querschnitt bei Biegebeanspruchung des einfachen Balkens von *Coulomb* erst 1773 aufgestellt wurde, nachdem *Galilei* sich bereits 1638 mit dieser Frage beschäftigte. Auch das vor etwa 100 Jahren entstandene Fachwerkmodell ist ein schönes Beispiel für die Synthese von Ingenieurintuition und Berechnung und man könnte sich die Frage stellen, ob dieses einfache Modell auch entstanden wäre, wenn die genauen FE - Berechnungsverfahren schon zu dieser Zeit zur Verfügung gestanden wären.

- *Regelungsdichte von Normenwerken*

Ein wichtiger Punkt hinsichtlich der allgemeinen Berechnungsphilosophie ist auch die Frage hinsichtlich der notwendigen Regelungsdichte von Normenwerken. Durch die Fülle an neuen Erkenntnissen in der Forschung für Einzelfragen ergibt sich die natürliche Folge, dass auch die Regelungsdichte in den Normenwerken zunimmt, wie auch die aktuelle Entwicklung des Eurocodes zeigt. Dies bedingt, außer dem wünschenswerten Umstand das reale Tragverhalten besser abzubilden, auch Risiken.

Die Gefahr dabei ist, wie beispielsweise auch von *Ekardt* in [7] angeführt, dass durch das dichte Netz an Detailregelungen beim praktischen Ingenieur die Eigenverantwortung für das Bauwerk zu kurz kommt. Für den verantwortlichen Ingenieur ist ein gewisser Spielraum für die Urteils- und Handlungsfähigkeit notwendig. Insbesondere bei Betreten von Neuland, wenn die Regelungen - oft für den Anwender nicht erkennbar - ihre Gültigkeit verlieren, droht mitunter auch die Gefahr von Schadensfällen. Zur Vermeidung derartiger Entwicklungen könnte auch die von *Huber* in [8] für Hochbauten vorgeschlagene Einforderung der Erstellung von Nutzungs- und Sicherheitsplänen seitens des Ingenieurs, auf Brückenbauwerke adaptiert werden. Darin werden alle über die Normenfestlegungen hinaus reichenden Gefährdungsbilder, Ausbau- und Umbauszenarien und Unwägbarkeiten analysiert und u. U. in der Berechnung berücksichtigt.

Nicht vergessen sollte man auch, dass Neuentwicklungen im Brückenbau bei strikter Einhaltung von Normenvorschriften oft gar nicht möglich wären (z. B. Entwicklung der orthotropen Platte in Deutschland).

A.2 Praktische Vorgehensweise im Brückenbau

Um die in den folgenden Abschnitten dargestellte Analyse und Problematik der Modellbildung besser verständlich zu machen, wird nachfolgend die praktische Vorgehensweise im Brückenbau, mit ihren bauwerksspezifischen Besonderheiten, stichwortartig zusammengefasst. Die Ausführungen beschränken sich dabei auf die Modelle für Berechnung und Bemessung, da die Einwirkungen in den Regelwerken in eindeutiger Weise vorliegen.

Die Darstellungen beschränken sich auf das "Kernproblem", der Modellierung des eigentlichen Fahrbahnquerschnittes.

- *Notwendige Zerlegung in globale und lokale Modelle*

Jedes Stahl- oder Verbundtragwerk weist eine Unzahl an Einzelelementen, wie Hauptträger, Längs- und Querrippen, Querträger und Verbandsstäbe auf, die ihrerseits oft aus Einzelblechen zusammengesetzt sind (z.B. Steg und Gurte). Dies ist schematisch in Bild A / 4 dargestellt. All diese Einzelelemente wirken letztendlich zusammen und führen zum Tragverhalten des Fahrbahnquerschnittes, das in der Systemberechnung zu erfassen ist. Vor allem sind die Detailabmessungen von Rippen und Steifen für Beanspruchung und ertragbare Beanspruchbarkeit nicht vernachlässigbar (z. B. Fahrbahnbeanspruchung aus Verkehrslasten, Beultragfähigkeit von Stegblechen). Die Abbildung aller Einzelelemente in einem globalen Modell, wie dies beispielsweise im Hochbau möglich wäre, ist jedoch auch bei der weiterhin stürmischen Entwicklung der Computerindustrie, aufgrund der Vielzahl an Unbekannten im mathematischen Berechnungsmodell und der Fülle an Datenmaterial, nicht möglich, vor allem aber auch nicht sinnvoll. Dies deshalb, da für die Systemberechnung durch die Trennung in meist nur ein globales Modell und mehrere lokale Modelle, die Detaildarstellung auf lokale Bereiche beschränkt werden kann, ohne nennenswerte Genauigkeitseinbußen.

Die eigentliche Ingenieurkunst ist, angepasst an die vorliegende Tragkonstruktion, im globalen Modell möglichst viele Einzelelemente zu "*mechanischen Ersatzelementen*" zusammenzufassen, sodass überschaubare Modelle mit beschränktem Elementumfang entstehen. Ein Beispiel hierfür ist das "Verschmieren" aller Längsrippen der Fahrbahn zu einem Ersatzfahrbahnblech, mit der Dicke t_{eff} (Bild A / 4).

Wie später noch im Detail gezeigt, kann der in Bild A / 4 dargestellte Fahrbahnquerschnitt, auch im Falle nachgiebiger Querverbände, auf 3 Ersatzstäbe zurückgeführt werden. Einerseits die beiden Hauptträger, bestehend aus Steg und mitwirkendem Ober- und Untergurtblech, und andererseits den mittig liegenden Zentralstab. Der Shear lag Effekt in Ober- und Untergurtblech kann gegebenenfalls durch den Ansatz effektiver Breiten b_{eff} erfasst werden (vgl. Bild A / 4).

Im Falle einfacher Tragwerke mit zwängungsfreier Lagerung und klarer Lastabtragung in Brückenquerrichtung ist eine Zerlegung in ebene Teilsysteme sinnvoll. Beispielsweise kann bei einer geraden Deckbrücke mit 2 Hauptträgern und offenem Querschnitt jeder Hauptträger für die Vertikalbelastung isoliert betrachtet werden.

- *Vereinfachte Lastbilder am Globalmodell*

Im Falle der isolierten Ermittlung der Fahrbahnbeanspruchung an lokalen Modellen (“M1-loc” in Bild A / 4) brauchen am globalen Modell die vertikalen Verkehrslasten nicht mehr genau abgebildet werden, sondern die Auflagerkräfte des lokalen Modells führen zu einem vereinfachten Verkehrslastbild (Einzelkräfte A_2 und A_3 in Achse der Stegoberkante für das Beispiel in Bild A / 4).

Dies gilt auch für die horizontalen Verkehrslasten und für Windlasten.

Klassifikation der lokalen Modelle

Die lokalen Modelle lassen sich, hinsichtlich ihrer Funktion, in die nachfolgend mit *L1*, *L2* und *L3* bezeichneten Typen folgenderweise klassifizieren:

Typ L1: *Ermittlung von Zusatzbeanspruchungen*, die im globalen Modell nicht erfasst werden.

Nachfolgend sind einige Beispiele hierfür angeführt:

- Lokale Biegebeanspruchungen der Fahrbahnplatte unter lokaler Verkehrsbelastung (Modell “M1-loc” in Bild A / 4).
- Biegebeanspruchungen an Hauptträgergurten aus horizontaler Windbelastung sowie Normalkraftbeanspruchung der sie stützenden Querverbandsstäbe (z. B. Kastenquerschnitt mit unterem Verband).
- Beanspruchungen im Bereich lokaler Krafteinleitungen, wie Lagerpunkte, Anschlusspunkte von Bögen oder Hängerstäben an den Fahrbahnquerschnitt (bei Bogen- und Schrägseilbrücken).

Typ L2: *Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Bauteilen*

Nachfolgend sind auch hierfür einige Beispiele angeführt, auf die im Abschnitt A.4 näher eingegangen wird:

- Beultragfähigkeit von Hauptträgerstegen (Modell “M2-loc” in Bild A / 4)
- Knicktragfähigkeit von nur indirekt gestützten Gurten von Fachwerkträgern, wie beispielsweise die Obergurte einer Trogbücke für das Knicken in der horizontalen Ebene, die durch Pfosten- und Diagonalstäbe federnd gestützt sind (Querrahmenwirkung mit den Querträgern). Dabei ist auch die Ermittlung der Knickhaltekräfte in den stützenden Bauteilen bedeutsam.
- Ermittlung der Kipptragfähigkeit von offenen Fahrbahnquerschnitten. Dabei wird der Untergurt von mehrfeldrigen Deckbrücken oft als Knickstab angesehen, der durch die Querverbände gehalten ist und u. U. durch Quersteifen - als Teile von Querrahmen - zusätzlich federnd gelagert ist.
- Isolierte Stabilitätsuntersuchung von Pylonen.
- Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit an den Konstruktionsdetails mit hoher Kerbwirkung (Modell “M3-loc” in Bild A / 4).

Typ L3: *Detaillierung des Beanspruchungszustandes* aus dem globalen Modell

Dies betrifft insbesondere lokale Krafteinleitungspunkte in den Fahrbahnquerschnitt, deren Beanspruchungszustand durch den groben Detaillierungsgrad des globalen Modells nur unzureichend erfasst ist. Dies wird oft auch als Submodelltechnik bezeichnet.

- Ein Beispiel hierfür ist die Krafteinleitung des Bogens einer Stabbogenbrücke in den Fahrbahnquerschnitt.

- *Standardlösungen für lokale Modelle*

Standardlösungen für die Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Bauteilen (lokale Modelle Typ L2) sind meist zur Gänze bereits in den der Berechnung und Bemessung zugrundeliegenden Normenwerken direkt enthalten. Somit entfällt die Modellbildung. Darauf wird hier nicht eingegangen.

Standardlösungen für die Ermittlung der nicht im globalen Modell abgedeckten Zusatzbeanspruchung (Typ LI) werden hier nur für den in der Praxis häufigsten Fall, der Ermittlung der Beanspruchung der Fahrbahn aus den vertikalen Verkehrslasten, angeführt.

- *Stählerne Fahrbahn*

Bei aus Deckblech, Längsrippen und Querträgern zusammengesetzten Fahrbahnplatten ist der Beanspruchungszustand aus lokalen Fahrzeuglasten sehr komplex, sodass hierfür aufbereitete Lösungen ausgearbeitet wurden. Im Falle gleichmäßiger Belastung, wie dies bei Eisenbahnbrücken mit Schotterbett auch annähernd für die Verkehrslasten der Fall ist, kann vereinfacht jedes Tragelement für sich als starr gestützter Balken betrachtet werden (Deckblech, Längsrippe, Querträger).

Die Problematik der komplexen Beanspruchungsermittlung ist somit primär auf Straßenbrücken beschränkt. In der Baupraxis hat sich weltweit das von *Pelikan / Esslinger* in [9] bereits 1957 veröffentlichte aufbereitete Berechnungsverfahren auf Basis der orthotropen Platte durchgesetzt. Die Lösungen dieses Berechnungsverfahrens wurden für spezifische Normenlastmodelle dem Benutzer unmittelbar aufbereitet. Beispielsweise haben *Gauger / Oxfort* [10] und *Graße / Anke* [11] Lösungen für die deutschen Straßenverkehrslasten [12] aufbereitet.

- *Betonfahrbahnplatte*

Für die Ermittlung der Beanspruchung von Betonfahrbahnplatten werden in der Praxis - oft auch heute noch - tabellierte Einflussflächen ausgewertet (beispielsweise *Homborg/ Ropers* [13], *Pucher* [14]). Auch hier erfolgte die Aufbereitung für normenspezifische Verkehrslastmodelle, wie beispielsweise durch *Wicke* [15] für die österreichischen Verkehrslasten [16].

Wichtig bei der Verwendung der Standardlösungen ist, dass in beiden genannten Fällen eine starre Lagerung der Fahrbahnplatte auf den Hauptträgerstegen vorausgesetzt wird. Bei stählernen Fahrbahnen ist meist auch nur der Standardfall mit 2 Hauptträgern und beidseits gelenkiger Lagerung der Querträger zugrunde gelegt. Dies bedeutet, dass bei davon abweichenden Anlageverhältnissen die Beanspruchung der Querträger bzw. die Biegebeanspruchung der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung im globalen Modell ermittelt werden sollte.

- *Interaktion zwischen Globalmodell und den lokalen Modellen*

Mit der angeführten Typisierung erfolgt der eigentliche Nachweis des Bauteiles, je nach gefordertem Grenzzustand, in unabhängigen lokalen Modellen vom Typ L2. Die in den lokalen Modellen in Form von Spannungsfeldern anzusetzenden Beanspruchungen sind nun aus dem Ergebnissen des globalen Modells und den lokalen Modellen des Typs LI (so vorhanden) zusammzusetzen.

Diese Beanspruchungen werden beim Nachweis nun der Beanspruchbarkeit - ermittelt am lokalen Modell - gegenübergestellt. Die Berechnung der Beanspruchbarkeit ist üblicherweise in den Normenwerken aufbereitet. Im einfachsten Falle - elastischer Querschnittswiderstand vorausgesetzt - entfällt jegliche Berechnung und der werkstoffspezifische Wert der Fließgrenze kann direkt als Beanspruchbarkeit angesetzt werden. Der Einheitlichkeit wegen, wird auch dies als eigenes Mo-

dell angesprochen. Ansonst liegen meist Formelapparate vor, die abzuarbeiten sind (z. B. für das Stegbeulen). Für die beispielhaft angeführten, auf ein Knickproblem führenden Fälle (bei Aufzählung zu Typ L2) werden einfache, meist ebene, lokale mechanische Modelle gebildet, auf die noch näher eingegangen wird (Abschnitt A.4).

Oft sind die lokalen Modelle des Types L1 und L2 ident. Beispielsweise kann der Tragsicherheitsnachweis aller Elemente der Fahrbahnplatte (Deckblech, Längsrippe, Querträger) in Form von elastischen Spannungsnachweisen geführt werden, sodass das Teilmodell "M1 - loc" in Bild A / 4 ein Modell vom Typ L1 und gleichzeitig vom Typ L2 ist. Die Ergebnisse des globalen Modells werden quasi als äußere Belastung am lokalen Modell angesetzt.

Oft bilden nur die Ergebnisse des globalen Modells die Eingangsgrößen für das lokale Modell vom Typ L2 zum Nachweis (z. B. "M2-loc", "M3-loc" in Bild A / 4).

Bei komplexen Kräfteinleitungspunkten, die zusätzliche lokale Modelle vom Typ L3 erfordern, sind diese - wenn nur die Führung elastischer Spannungsnachweise gefordert wird - gleichzeitig auch lokale Modelle vom Typ L2. Sie beinhalten jedoch bereits die Beanspruchungsanteile aus der globalen Mitwirkung des Detailausschnittes am Gesamttragwerk.

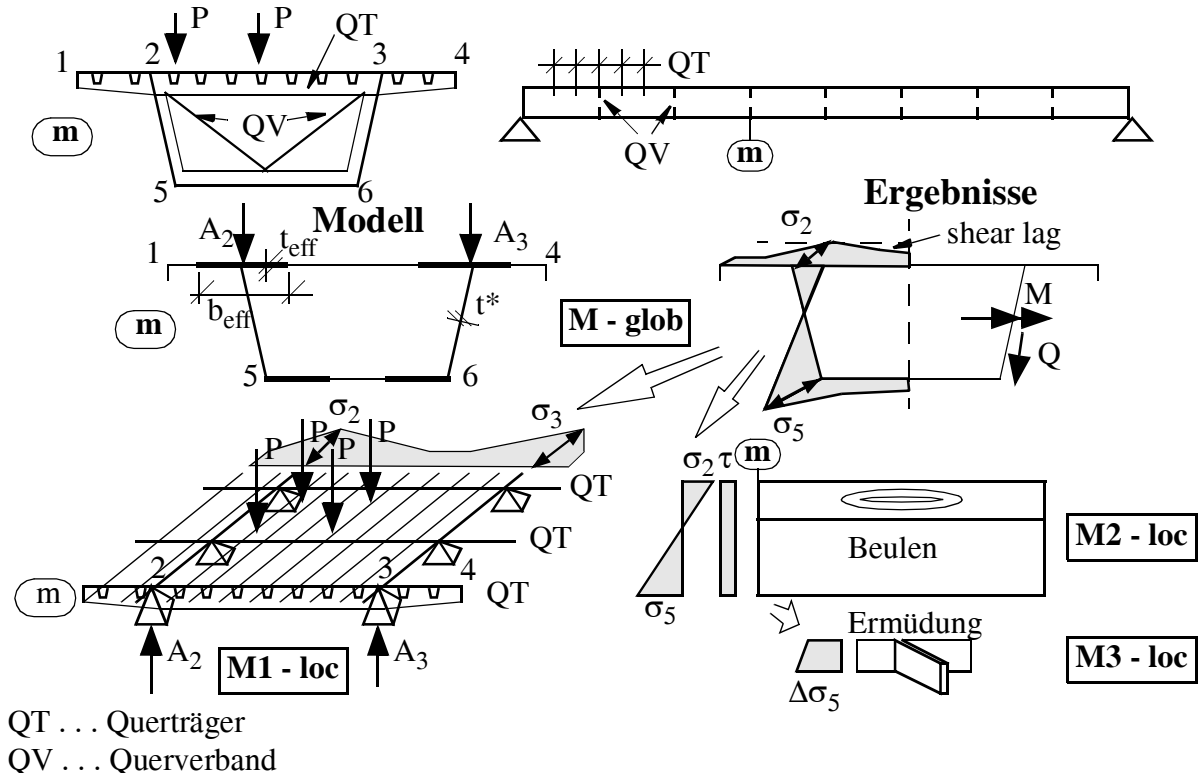


Bild A / 4 Praktische Vorgehensweise im Brückenbau; Kombination aus globalem (M-glob) und lokalen Modellen (M-loc).

- *Ergebnisse der Systemberechnung am globalen Modell*

Die Ergebnisse der Systemberechnung dienen, wie eben dargestellt, als Basis der lokalen Modelle zum eigentlichen Nachweis der Bauteile.

Das Ziel der Systemberechnung ist, für "jeden" Fahrbahnquerschnitt die Längsnorm- und Schubspannungen zumindest an den Rändern der einzelnen Querschnittsteile (Achse 1 ÷ 6 in Bild A / 4)

sowie - in eingeschränkterem Umfang - die Verformungen zu ermitteln. Üblicherweise kann die Anzahl der Fahrbahnquerschnitte dabei derart beschränkt werden, dass deren Abstände in Brückenlängsrichtung etwa $0,5 \div 1$ [m] betragen. Hinsichtlich der Schubspannungen ist oft ein genäherter Spannungsverlauf ausreichend, sodass beispielsweise in den Stegen konstante Schubspannungsverläufe vorliegen.

In all jenen Fällen, wo bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeiten einzelner Bauteile auch die plastische Querschnittstragfähigkeit berücksichtigt wird, ist es sinnvoll, die Spannungen zu Schnittkraftresultanten zusammenzufassen, wie in Bild A / 4 für den Hauptträger gezeigt ist.

Für den Großteil aller Nachweise werden jeweils nur die isolierten Ergebnisse eines Fahrbahnquerschnittes in Brückenlängsrichtung benötigt. Dies gilt bei den Tragsicherheitsnachweisen für: – Querschnittsnachweise; – Beulnachweise des Steges bzw. der Gurtbleche zwischen einzelnen Quersteifen (Einzel- bzw. Teilfelder), da auch hier der Spannungsverlauf in Brückenlängsrichtung für die Beanspruchbarkeiten als konstant angesetzt wird; – Ermüdungsnachweise, wobei hier jedoch nur das Beanspruchungsspiel aus den Verkehrslasten als Basis dient. Letztere Nachweise können durch ingenieurmäßige Vorüberlegungen auf wenige Stellen am Tragwerk beschränkt bleiben und werden isoliert am Einzelquerschnitt durchgeführt.

Bei Bauteilnachweisen von stabförmigen Konstruktionselementen, dies gilt auch für das Kippen von Hauptträgergurten (Knicken aus der Stegeebene), ist nur dann von den isolierten Ergebnissen eines Querschnittes in Brückenlängsrichtung auszugehen, wenn die Knicklänge in der Größenordnung der Höhe oder des Abstandes der Hauptträger bleibt (z. B. Verbandsstäbe). Ansonst müssen die Ergebnisse mehrerer Querschnitte zugrunde gelegt werden. Dies führt wegen der ungünstigsten Lastfallüberlagerung - isoliert für jeden Querschnitt - oft dazu, dass die Beanspruchungsverläufe in Bauteillängsrichtung deutlich überschätzt werden.

In diesen Fällen ist es besser, anstatt des Knicknachweises, eine Systemberechnung nach II. Ordnung durchzuführen, sodass anschließend nur noch Querschnittsnachweise erforderlich werden. Dabei werden vor allem auch die Knickhaltekräfte in den anschließenden, stützenden Bauteilen wesentlich zutreffender ermittelt. Ein Beispiel hierfür ist die Stabilitätsuntersuchung des Mittelbogens einer Stabbogenbrücke, auf die im Abschnitt C zusammenfassend eingegangen wird.

Bei den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen, die eine Beschränkung der Tragwerksverformungen beinhalten, sind grundsätzlich die Ergebnisse aller Querschnitte zugrunde zu legen. Meist sind die wenigen maßgebenden Querschnitte vorweg erkennbar (z.B. Feldmitte des Tragwerkes).

Die Gefahr einer unzulässigen Schwingungsanregung durch Verkehr wird oft indirekt, durch die Beschränkung der Vertikalverformungen des Tragwerkes infolge Verkehr, nachgewiesen.

Unzulässig hohe Schwingungsanregungen, durch Fußgänger bei reinen Fuß- und Radwegbrücken sowie durch Wind in Sonderfällen, können auch indirekt auf Basis der Bauwerkseigenfrequenz nachgewiesen werden.

- *Charakterisierung des Beanspruchungszustandes - Spannungen und Schnittkräfte*

Der gänzliche Verzicht auf Spannungen, zur Charakterisierung des Beanspruchungszustandes im Brückenbau, erscheint aus folgenden Gründen, nicht sinnvoll:

- Im Brückenbau werden die Beanspruchungen grundsätzlich elastisch ermittelt, sodass die Spannungen im Querschnitt den Beanspruchungszustand eindeutig definieren (vgl. Teilbild A / 5a). Nur bei Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit ist die maximale Spannung am Querschnitt kein zutreffender Indikator für den Beanspruchungszustand mehr - nun ist es sinnvoller den Beanspruchungszustand durch die Schnittkräfte zu charakterisieren, da die Beanspruchbarkeiten ebenfalls in Form von Schnittkräften vorliegen (Teilbild A / 5 a). Im üblichen Stahlbau, meist Anwendungen im Hoch- und Industriebau, hat man es vielfach mit gedrunenen Einzelstäben zu tun, die eine Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erlauben. Deshalb ist es auch verständlich, dass der Eurocode 3, Teil 1 - 1, für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauten praktisch ohne Spannungen auskommt und nur noch Schnittkräfte zur Charakterisierung des Beanspruchungszustandes und zur Führung der Nachweise kennt. Dies wahrscheinlich auch deshalb, um - unabhängig ob der elastische oder plastische Querschnittswiderstand ausgenutzt werden kann - eine einheitliche Darstellung zu haben. Bei Ausnutzung des alleinigen elastischen Querschnittswiderstandes können jedoch alle Trag sicherheitsnachweise mit der Schnittkraftformulierung in eindeutiger Weise in eine Spannungsformulierung umgeschrieben werden, sodass ein Arbeiten mit Spannungen gleichwertig ist.
- Wenn, wie im Brückenbau, die Gesamtbeanspruchungen oft aus Einzelbeanspruchungen aus verschiedenen Teilmodellen zusammengesetzt werden, ist nur eine Arbeit mit Spannungen überschaubar und sinnvoll. Das Teilbild A / 5 b zeigt diesbezüglich den Beanspruchungszustand der Fahrbahnlängsrippe aus Bild A / 4. Aus dem globalen Modell "M-glob" werden die, über die Längsrippenhöhe annähernd konstant verlaufenden, Drucknormalspannungen gewonnen, da die Längsrippe Teil des Obergurtes ist. Andererseits werden die Biegebeanspruchungen aus der lokalen Fahrbahnbelastung aus dem lokalen Modell "M1-loc" erhalten.

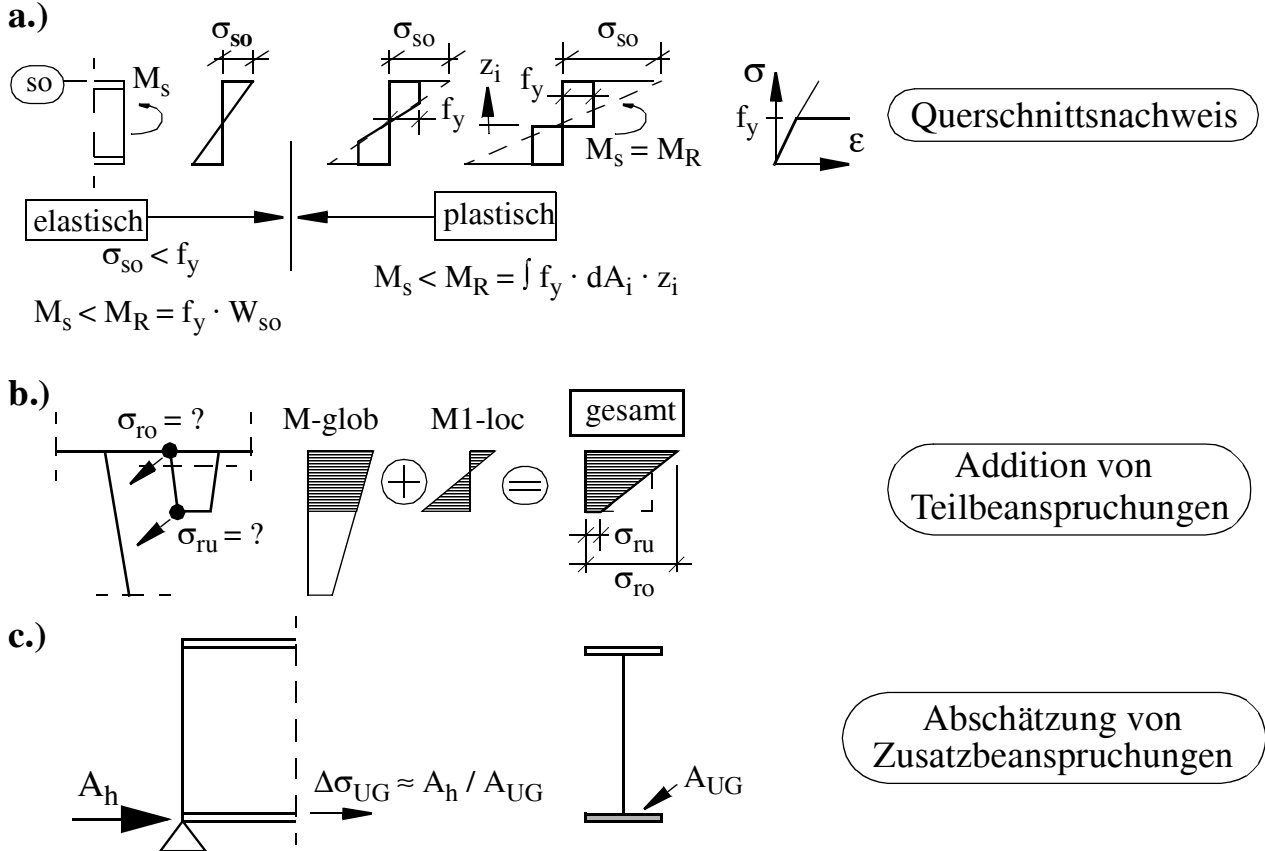


Bild A / 5 Charakterisierung der Beanspruchungen durch Spannungen.

- Oft werden die Zusatzbeanspruchungen für einzelne Bauteile mit sehr einfachen, konservativen Modellvorstellungen ermittelt. Solange der Anteil dieser Beanspruchungen an der Gesamtbeanspruchung des betrachteten Bauteils klein ist, bleibt die Fehleinschätzung sehr gering. Dann ist die Näherung gerechtfertigt gegenüber einer realistischeren - jedoch unangemessen aufwendigeren - Modellierung am globalen Modell. Das Teilbild A / 5 c zeigt als Beispiel die Abschätzung der Hauptträgerzusatzbeanspruchung infolge einer horizontalen Lagerkraft A_h , wobei nur die Untergurfläche A_{UG} angesetzt wird. Somit ergibt sich die Zusatzbeanspruchung $\Delta\sigma \approx A_h / A_{UG}$, die unmittelbar mit den anderen Beanspruchungen überlagert werden kann. Das alternative Ausdrücken der Beanspruchung in Form von Schnittkräften ist hier praktisch nicht möglich.

Aus diesen, keinesfalls vollständigen Begründungen, ist eine Charakterisierung der Beanspruchungen in Form von Spannungen im Brückenbau unverzichtbar. Wie erwähnt sind darüberhinaus ergänzend auch die Schnittkräfte zur Charakterisierung der Beanspruchung im Querschnitt notwendig, wenn die plastische Querschnittstragfähigkeit ausgenutzt werden soll.

Entgegen der Darstellung von *Johansson et al* in [17], zur Anwendung des Eurocodes für die Beulnachweise von Fahrbahnquerschnitten, kann der gesamte Fahrbahnquerschnitt jedoch nicht zu einem einzigen Stab zusammengefasst werden, da meist endliche Querverbandsabstände und nachgiebige Querverbände vorliegen. Dies führt zu lokalen Zusatzbeanspruchungen an den einzelnen Hauptträgern, die in den globalen Schnittkräften am Gesamtquerschnitt nicht enthalten sind.

- *Lastfallübersicht*

Nachfolgend erfolgt eine Gliederung der einzelnen Einwirkungen, die in Form von meist mehreren Einzellastfällen angesetzt werden, nach der Anzahl an notwendigen Einzellastfällen. Dies ist im unmittelbaren Zusammenhang mit dem Berechnungsaufwand zu sehen.

Bei der praktischen Berechnung werden, infolge der unterschiedlichen Gewichtung der einzelnen Einwirkungen in den aktuellen Normenwerken mit Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten, die ungünstigsten Überlagerungen der Lastfälle vorerst getrennt nach den einzelnen Einwirkungen vorgenommen. Daraus können anschließend für jeden Nachweis die entsprechenden Gesamtüberlagerungen zusammengesetzt werden.

Einwirkungen im Bauzustand werden hier nicht angeführt.

- *Verkehrslasten*

Eine wesentliche Charakteristik des Straßen- und Eisenbahnbrückenbaus ist die sehr hohe Anzahl an Verkehrslastfällen, die berücksichtigt werden muss. Dies betrifft primär die vertikalen Verkehrslasten, da die horizontalen Verkehrslasten am Tragwerk keine nennenswerten globalen Beanspruchungen erzeugen und daher in vereinfachter Form berücksichtigt werden und nur zu wenigen Lastfällen führen. Aus ersteren ergibt sich die Notwendigkeit einfacher, überschaubarer globaler Modelle.

Um eine Vorstellung über die Größenordnung der Lastfallanzahl zu haben, ergeben sich bei einer Brücke mit etwa 100 [m] Stützweite etwa folgende Werte:

Eisenbahnbrücke: je Gleis etwa 200 Lastfälle, wobei dabei die Gleislage im Querschnitt als konstant angesehen wird.

Straßenbrücke: Aufwand hängt stark vom zugrunde gelegten Normenlastmodell und der Fahrbahnbreite, die die Spuranzahl festlegt, ab. Für den Eurocode [18] ergeben sich, ohne Berücksichtigung der Sonderfahrzeuge, folgende Grenzwerte:

Fahrbahnbreite 7,0 [m] : etwa 400 Lastfälle

Fahrbahnbreite $2 \cdot 12,5$ [m] und komplexes Tragverhalten
(Bsp. Mittelstabbogenbrücke): etwa 1.600 Lastfälle

Diesen Abschätzungen liegt die, im Abschnitt B detailliert dargestellte, Berechnungsmethode zugrunde (mit $\Delta x = 1,0$ m), die eine automatische Lastfallüberlagerung gestattet, sodass für jeden betrachteten Fahrbahnquerschnitt die ungünstigste Laststellung gefunden wird. Die Vorgehensweise ist einer Auswertung von Einflusslinien aller Bauteilquerschnitte gleichwertig.

Auch die letztere Vorgehensweise erfordert in etwa gleich viele Einzellastfälle, die nun nicht Verkehrslasten beinhalten, sondern zur Bestimmung der Einflusslinien in den einzelnen Querschnitten dienen.

– *ständige Lasten der Tragkonstruktion*

Hinsichtlich des Aufwandes muss unterschieden werden zwischen alleiniger Betrachtung des Endzustandes und der - zumindest im Detailprojekt - notwendigen Zusatzbetrachtung aller Montagezustände. Für erstere lassen sich alle ständige Lasten und ein frei gewünschter endgültiger Vorspannzustand als ein Lastfall am endgültigen System darstellen.

Anschließend muss jedoch im Zuge der Montageberechnung nachgewiesen werden, dass dieser Endzustand auch tatsächlich erreicht wird. Dabei ist der Berechnungsaufwand für diese Einwirkungen in erster Linie vom Tragwerkstyp sowie der Montageart abhängig und schwankt sehr stark. Eine Besonderheit ist, dass ein Großteil der ständigen Lasten nicht am endgültigen globalen Tragsystem wirkt, sondern herstellungsbedingt andere Teilsysteme vorliegen. Dabei sind auch allfällige Montageunterstützungen (Hilfsjoche) mit zu erfassen. Meist erfolgt die Berechnung "rückwärts" durch Rückbau der einzelnen Montageschritte, ausgehend vom endgültigen System.

Diesbezüglich fallen bei Bogen-, Schrägseil- und Hängebrücken eine Fülle von Einzellastfällen mit wechselnden statischen Systemen an. Im Gegensatz dazu ist der Beanspruchungszustand aus ständiger Last für ein lanciertes, mehrfeldriges Stahltragwerk am endgültigen System einfach ermittelbar. Handelt es sich dabei um ein Verbundtragwerk, bei dem meist nur das reine Stahltragwerk eingeschoben wird, ergeben sich für die einzelnen Bauabschnitte der Fahrbahnplatte eigene Lastfälle, da durch das Mitwirken der bereits erstarrten Fahrbahnplattenteile auch immer wieder ein Systemwechsel vorliegt.

– *Ausbaulasten, Temperatur, Auflagersetzungen, Fahrzeuganprall, Wind, Kriechen & Schwinden*

Diese angeführten Einwirkung stellen an den Gesamtbeanspruchungen meist nur einen geringen Anteil dar, sodass für jede dieser Einwirkungen meist Vereinfachungen zulässig sind und damit nur sehr wenige Einzellastfälle anfallen.

Der Lastfall Kriechen & Schwinden beschränkt sich auf Fahrbahnplatten von Verbundbrücken. Infolge der großen, vor allem auch herstellungsbedingten, Unwägbarkeiten ist auch hier keine übertriebene Genauigkeit angezeigt.

• *Vereinfachungen bei der Systemberechnung*

Die Systemberechnung (Ermittlung von Schnittkräften, Spannungen und Verformungen am globalen Modell) erfolgt nahezu immer unter Ansatz rein elastischen Materialverhaltens. Dies vor allem auch deshalb, da im Gegensatz zu den stabförmigen Tragsystemen des Hochbaues, der Lastabtragungsmechanismus nur für sehr einfache Brückentragwerke nach Bildung lokaler Fließzonen noch in eindeutiger Weise verfolgt werden kann. Hauptursache dafür ist jedoch die Vielzahl an Verkehrslastfällen, sodass, insbesondere bei komplexeren Tragwerken, die Ermittlung des ungünstigsten Gesamtbelastungszustandes, der der nichtlinearen elastisch - plastischen Berechnung zugrunde gelegt

werden soll, schwer festlegbar ist, da ja für jeden Bauteilquerschnitt anders.

Deshalb können derartigen Berechnungen, wenn überhaupt, nur als Ergänzung gezielt in Hinblick auf einzelne, hoch beanspruchte Tragwerksstellen durchgeführt werden. Die grundsätzliche Beanspruchungsermittlung aller Bauteilquerschnitte erfolgt jedoch rein elastisch.

Im Falle, dass die Tragwerksverformungen großen Einfluss auf die Schnittkräfte haben, z.B. bei Bogen-, Schrägseil- und Hängebrücken, muß eine Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt werden (bei Hängebrücken zusätzlich Erfassung der großen Verformungen bei der Elementformulierung). Um dennoch eine automatische, ungünstigste Superposition der Lastfälle für jeden Bauteilquerschnitt zu erreichen, kann jedem Einzellastfall eine einheitliche Gesamtsteifigkeitsmatrix für alle Lastfälle, auf der Basis der ungünstigsten Drucknormalkräfte einer vorherigen Überlagerung nach Theorie I. Ordnung, zugrundegelegt werden, sodass das Superpositionsgesetz wieder gilt.

Einzig die Lastfälle im Zuge der Baugeschichte, die noch nicht am endgültigen System wirken, müssen separat behandelt werden und können dann nachträglich zu den Überlagerungsergebnissen hinzuaddiert werden.

Der *Shear lag Effekt* sowie die Auswirkungen des Aufreißens der Fahrbahnplatte bei Verbundtragwerken, führen zu Änderungen der Steifigkeit des Fahrbahnquerschnittes in Brückenlängsrichtung. Bei vom Einfeldbalken abweichenden statisch unbestimmten Systemen ergeben sich daher Änderungen der Schnittkräfte. Die Größe der Steifigkeitsreduktion in jedem Einzelquerschnitt sowie deren Verlauf in Brückenlängsrichtung ist jedoch vom Schnittkraftverlauf am Tragwerk abhängig und daher für jeden Einzellastfall unterschiedlich; letztendlich ist dabei jedoch die ungünstigste Lastfallkombination in jedem Querschnitt zugrunde zu legen. Dies würde theoretisch eine sehr aufwändige iterative Vorgehensweise erfordern. Aus ersten Untersuchungen zu dieser Thematik ist erkennbar, dass auch hier wieder ein einheitlicher Zustand für alle Lastfälle zugrundegelegt werden kann, der eine konventionelle Lastfallüberlagerung gestattet. Darauf wird im Abschnitt B noch eingegangen.

- *Einfluss der Baugeschichte*

Die Erfassung der Baugeschichte beinhaltet die Erfassung aller Beanspruchungszustände - primär infolge der ständigen Lasten der Tragkonstruktion selbst - die noch nicht am endgültigen Tragsystem wirken. Dies bedeutet, dass die tatsächlichen Beanspruchungen und Verformungen des Tragwerkes mitunter weit von jenen abweichen, die sich ergeben würden, wenn alle ständigen Lasten am endgültigen System angesetzt werden. Hinsichtlich der Beanspruchungen ist dies durch geeignete Vorspannmaßnahmen im Zuge der Montage kompensierbar, nicht jedoch hinsichtlich der Verformungen. Vor allem die vertikalen Verformungen des Fahrbahnquerschnittes aus der Baugeschichte sind notwendig, um die Überhöhung der einzelnen Bauteile für die Fertigung festzulegen, sodass die geforderten endgültigen Fahrbahnhöhen eingehalten werden.

Wie oben bei der Darstellung der ständigen Lasten der Tragkonstruktion angeführt, ist der Aufwand in erster Linie vom Tragwerkstyp und der gewählten Montagefolge abhängig. Bei komplexen Tragwerken bzw. wenn ein bestimmter resultierender Beanspruchungsverlauf angestrebt wird (beispielsweise ident zu jenem bei Wirkung aller Einwirkungen am endgültigen System) ist eine eindeutige Lösung oft nur möglich, indem die statische Analyse der einzelnen Bauabschnitte in umgekehrter Reihenfolge erfolgt. Der gewünschte Endzustand stellt die Ausgangsbasis dar, wobei nachfolgend das Tragwerk schrittweise abgebaut und die Einwirkungen dieses Bauzustandes als negativ wirkende Belastung aufgebracht wird. Durch den Abbau bedingte Schnittkräfte an den Trennfugen sind als entgegengerichtete äußere Belastungen am reduzierten Tragsystem anzusetzen.

A.3 Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen und Grenzen der Berechenbarkeit

Die nachfolgenden Darstellungen beleuchten einleitend die Unwägbarkeiten und Streuungen der Eingangsgrößen des mechanischen Rechenmodells. Es sind dies: – die Einwirkungen, – das Werkstoffverhalten, – die herstellungsbedingten Besonderheiten und – die Lagerungsverhältnisse. Dabei erfolgt hier nur eine ingenieurmäßige, qualitative, vielfach auf Einzelbeispielen aufgebaute Betrachtung. Der abschließende Abschnitt A.3.5 zeigt einige Beispiele für die Grenzen der Berechenbarkeit.

Dieser Abschnitt A.3 erscheint wichtig bei der Festlegung des zugehörigen Genauigkeitsgrades von mechanischen Modellen in der Praxis und des notwendigen Berechnungsumfanges, da diesbezüglich die Normenwerke oft keine ausreichende Hilfestellung geben.

A.3.1 Einwirkungen

Die nachfolgenden Ausführungen konzentrieren sich auf die vertikalen Verkehrslasten für den häufigsten Anwendungsfall der Straßenbrücken. Dies deshalb, da diese den größten Anteil an den Bemessungsschnittkräften und damit die größte Auswirkung auf die Bemessungspraxis haben - abgesehen von den ständigen Einwirkungen. Letztere weisen jedoch hinsichtlich ihrer tatsächlichen Größe eine deutlich geringere Streuung auf.

Nachfolgend soll vor allem auf die Grundproblematik der Vielzahl an Eingangsgrößen, mit ihren großen Unwägbarkeiten, bei der Abbildung der Auswirkungen realer Brückenverkehrslasten eingegangen werden.

A.3.1.1 Vertikale Verkehrslasten - Allgemein

Historisch gesehen wurde sehr früh erkannt, dass hinsichtlich der vertikalen Verkehrslasten eine alleinige Betrachtung der statischen Achslasten die Wirkung deutlich unterschätzt. Wie die Zusammenfassung von *Petersen* zeigt [19], wurden bereits 1847 in England sehr genaue theoretische Untersuchungen, unterstützt durch Messungen, durchgeführt. Anfänglich waren die Untersuchungen auf Eisenbahnbrücken beschränkt, da bis etwa 1920 die Fahrzeuggewichte und -geschwindigkeiten des Straßenverkehrs sehr gering waren. Seitdem hat sich gerade auf dem Gebiet der Brückendynamik, insbesondere in den letzten Jahrzehnten, eine kaum mehr überblickbare Grundlagenforschung entwickelt, die leider oft auch den Bezug zur Brückenbaupraxis verloren hat.

Nur in der weiter zurückliegenden Vergangenheit, bis etwa 1940, stellten die Verkehrslastmodelle der Brückenbaupraxis, wie beispielsweise *Petersen* in [19] zeigt, Abbilder realer Betriebszüge bzw. Fahrzeuge dar. Diese Verkehrslastbilder sind mit tabellierten Lasterhöhungsfaktoren, meist in Abhängigkeit der Einzelstützweite, zu multiplizieren. Diese Faktoren entsprechen somit weitestgehend den Schwingfaktoren Φ , die die Erhöhung der realen Beanspruchung bei der Fahrzeugüberfahrt gegenüber der rein statischen Lastwirkung kennzeichnen.

Der Schwingfaktor Φ hat sich in den letzten Jahrzehnten als die, die dynamische Wirkung von Verkehrslasten, repräsentative Kenngröße durchgesetzt, für die die Definition nach Gleichung A / 1 gilt.

$$\Phi = \frac{A_{\text{dyn}}}{A_{\text{stat}}} \quad (\text{Gl. A / 1})$$

Dabei stellen A_{dyn} und A_{stat} die maximale dynamische und statische Reaktion für einen bestimmten Punkt des Tragwerkes, infolge der Fahrzeugüberfahrt über das Tragwerk, dar. Versuchstechnisch werden oft jedoch nicht die Spannungen (ableitbar aus Dehnungsmessungen), sondern die vertikalen Verformungen gemessen, um die Schwingfaktoren zu ermitteln.

Manchmal wird auch das dynamische Inkrement, hier mit φ bezeichnet, nach Gleichung A / 2 verwendet, um die dynamischen Auswirkungen aus dem Verkehr zu beschreiben. Es drückt die Zunahme der Beanspruchung gegenüber der rein statischen Wirkung aus.

$$\varphi = \Phi - 1 = \frac{A_{\text{dyn}} - A_{\text{stat}}}{A_{\text{stat}}} \quad (\text{Gl. A / 2})$$

Die aktuellen Verkehrslastmodelle der Normenwerke stellen hingegen vereinfachte Lastbilder dar, die die ungünstigste Wirkung aus dem tatsächlichen Verkehr abdecken sollen. Dies ist notwendig um den gesamten Berechnungsaufwand in vertretbarem Maße zu halten.

Die nachfolgenden, nur sehr eingeschränkten beispielhaften Darstellungen, beschränken sich größtenteils auf Straßenbrücken. Dies vor allem auch deshalb, da bei Eisenbahnbrücken ein, aus praktischer Sicht gesehen, sehr ausgereiftes und anwenderfreundliches, einheitliches europäisches Konzept vorliegt, das bereits vor dem Erscheinen der Eurocodes, in den nationalen Normenwerken weitestgehend schon harmonisiert wurde. Der Grund dafür liegt vor allem in einer zentralen europäischen Forschungsstelle der Eisenbahngesellschaften (ORE - Forschungs- und Versuchsamt des internationalen Eisenbahnverbandes).

A.3.1.2 Vertikale Verkehrslasten bei Straßenbrücken

1.) Ermittlung von Ingenieurlastmodellen für die Praxis

Eine Simulation der Auswirkungen des realen Verkehrs, unter Berücksichtigung aktueller und zukünftiger Verkehrsdaten sowie der dynamischen Wirkung bei der Brückenüberfahrt, wie im Bild A / 6a angedeutet, kann dem praktischen Ingenieur nicht zugemutet werden. Dabei sind hinsichtlich der Brückenbelastung nur die Lastkraftwagen (LKW) von Bedeutung. Die viel leichteren Personenkraftwagen können unberücksichtigt bleiben und dienen quasi nur als Abstandhalter der LKW. Ein Großteil der LKW ($\approx 90\%$) verkehren dabei auf der Hauptspur (äußerst rechte Spur je Fahrtrichtung).

Deshalb ist es Aufgabe von Forschungsprojekten Lastmodelle für die Praxis zu finden, die eine rein statische Berechnung gestatten, sodass die realen Beanspruchungen abgedeckt werden. Dabei sind zwei deutlich verschiedene Aufgabenstellungen zu unterscheiden: – Lastmodelle für den Tragsicherheitsnachweis (meist auch für Gebrauchstauglichkeitsnachweis angesetzt), die die extremen Verkehrsbeanspruchungen abdecken, – Lastmodelle für den Ermüdungsnachweis, die meist ein schadensäquivalentes Einzelfahrzeug darstellen.

Die prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung der Ingenieurlastmodelle aus den Ergebnissen von Forschungsmodellen für den ersteren Fall ist in Bild A / 6 b (*Klasse S1*) angedeutet. Die meisten der aktuellen Normenwerke (DIN [12], ÖNorm [16]) beinhalten zusätzlich einen Erhöhungsfaktor Φ_{LM} , der primär von der Stützweite des untersuchten Bauteils abhängt. Obwohl dieser Beiwert in den Nor-

menwerken oft als dynamischer Beiwert bezeichnet wird, ist er, wie das Bild A / 6 zeigt, auch ein Anpassungsfaktor des statischen Lastbildes (Korrektur S_{LM} zu S_{stat}). Mit zunehmender Stützweite überwiegt die Anpassung an das statische Lastbild, da dann - wie später noch gezeigt - das Stauszenario maßgebend wird. Damit sind diese Faktoren Φ_{LM} - nachfolgend zutreffender als Anpassungsfaktoren bezeichnet - auch immer an das zugehörige Lastmodell gebunden und dürfen nicht als dynamische Beiwerte interpretiert werden (z.B. für die Simulation der Überfahrt von realen Lastkraftwagen). Das Lastmodell des Eurocode [18] sieht keinen derartigen Anpassungsfaktor vor (Φ_{LM}).

Mit Forschungsmodellen ist es heute möglich die Fahrzeugüberfahrt über ein Tragwerk, mittels dynamischer Analysen, wirklichkeitsnah zu simulieren (Bild A / 6 a). Voraussetzung dafür ist, dass folgende Eingangsgrößen bekannt sind, um die sich gegenseitig beeinflussenden Schwingungen von Tragwerk und Fahrzeug abzubilden:

- Fahrzeugdaten; dies sind Fahrzeugmassen, Achsabstände, Kenngrößen der Fahrzeugfederung (äquivalente Achsfedern k_i und Dämpfungskonstanten), Fahrzeuggeschwindigkeit
- Verlauf der Fahrbahnunebenheiten über die Brückenlänge
- Abbildung des Schwingungsverhaltens des Tragwerkes, d. h. Angabe von Biegesteifigkeit, Massenverteilung und Dämpfung. Meist vereinfachte Abbildung als Stab mit konstantem Querschnitt.

Hinsichtlich der genauen Vorgehensweise und den aus Messungen abgeleiteten Eingangsgrößen sei auf *Schütz* [20] verwiesen. Infolge der Komplexität der Verkehrszusammensetzung entsteht ein großer Berechnungsaufwand dadurch, dass künstliche Verkehrsszenarien geschaffen werden müssen, die die gemessenen Verkehrsdaten enthalten. Dadurch ist der Detaillierungsgrad des mechanischen Modells des Tragwerkes selbst meist sehr gering, da der gesamte Fahrbahnquerschnitt als Stab, d. h. als unverformbarer Querschnitt abgebildet wird, wobei meist nur die globale Biegebeanspruchung untersucht wird. *Schütz* gibt in [20] auch einen Überblick von Lastmodellen, die aus Forschungsmodellen abgeleitet wurden, insbesondere für den Ermüdungsnachweis.

Bei der Entwicklung der Lastmodelle für den Tragsicherheitsnachweis sind die Einzelfahrzeuge mit den höchsten Achslasten bedeutsam. Mit zunehmender Stützweite und Fahrspuranzahl des Tragwerkes muß die Interaktion mehrerer Fahrzeuge beachtet werden. Ausgehend von den statistischen Verkehrsdaten müssen bei der Simulation sehr viele mögliche Szenarien durchgespielt werden. Dies vor allem deshalb, da einerseits der fließende Verkehr mit größeren Fahrzeugabständen und Fahrzeuggeschwindigkeiten und andererseits die Stausituation zu beachten ist, wobei bei letzterer zwar wesentlich kürzere Fahrzeugabstände vorliegen, jedoch die dynamische Zusatzbeanspruchung vernachlässigbar klein wird. Da die dynamische Wirkung oft auch stark von der Fahrzeuggeschwindigkeit abhängt, ergeben sich zusätzliche Schwierigkeiten. Mit zunehmender Stützweite gewinnt die Stausituation an Bedeutung.

Bei der Entwicklung der Lastmodelle für den Ermüdungsnachweis sind primär die Verkehrsdaten der Einzelfahrzeuge von Bedeutung, nun jedoch nicht nur die höchst belasteten Fahrzeuge, sondern in ihrer ganzen Vielfalt. Vor allem die Fahrzeuganzahl ist eine sehr entscheidende Größe, die den Kollektivumfang bestimmt. Dies deshalb, da hinsichtlich Ermüdung primär die Beanspruchungsspiele des Einzelfahrzeuges maßgebend sind.

Diese deutlich andere Charakteristik gegenüber den Lastmodellen für die Tragsicherheit ist ein Grund, dass Ermüdungsnachweise auf Basis letzterer oft zu ungenau sind, obwohl für die Ingenieurpraxis am einfachsten (Ingenieurmodell *SI* in Bild A / 6 b).

Interessant ist, dass die vorgeschlagenen Lastmodelle ([20], [21]), die in Sonderfällen auftretende wesentlich höhere Beanspruchung aus der Fahrspurinteraktion, nicht abdecken (Details in Abschnitt G in [0] - auch für Eisenbahnbrücken).

2.) Übersicht der Ingenieurlastmodelle in der Praxis

In Bild A / 6 b sind die verschiedenen Möglichkeiten der Ingenieurlastmodelle für vertikale Verkehrslasten prinzipiell dargestellt, die die Basis der Systemberechnung bilden. Sie gelten allgemein, unabhängig von der zugrunde zu legenden Norm und sehen nur eine statische Systemberechnung vor. Hinsichtlich des Berechnungsaufwandes für den praktischen Ingenieur erfolgt dabei eine Trennung in drei Klassen. Die Klasse *S1* (Stufe 1) erfordert dabei den geringsten Aufwand.

Die **Klasse S1** stellt die Standardvorgehensweise dar. Das jeweilige Lastmodell ist, mit Ausnahme des Eurocodes, mit den Anpassungsfaktoren Φ_{LM} - die für die einzelnen Bauteile differieren - zu multiplizieren (i.a. Systemberechnung mit Φ_{LM} der Hauptträger und anschließende Umrechnung der Schnittkräfte vor der Bemessung der anderen Bauteile). Das so gewonnene Lastbild ist für jeden Bauteilquerschnitt ungünstigst aufzustellen und liefert die maximale Bauteilbeanspruchung S_{LM} aus Verkehr. Die Symbole "FM" in Bild A / 6 b weisen daraufhin, dass die verwendeten Eingangsdaten aus Forschungsmodellen entstanden sind.

Die Vorgehensweise nach **Klasse S2** ist in manchen Normenwerken als Ergänzung zu S1 im Falle von Ermüdungsnachweisen vorgesehen, da wie bereits erwähnt, das allgemeine Lastmodell die Ermüdungsbeanspruchung, die primär durch das Einzelfahrzeug bestimmt ist - trotz Korrektur mit Betriebsfaktoren - nicht zutreffend beschreiben kann.

Seitens des Anwenders ist das maximale Beanspruchungsspiel aus der Überfahrt dieses Ersatzfahrzeuges zu ermitteln (ΔS_{EFZG}), das nachfolgend als Basis für den Ermüdungsnachweis dient. Die mitunter zusätzlich anzusetzenden Anpassungsfaktoren Φ_{LM}^* entsprechen oft tatsächlichen dynamischen Beiwerten, die nun jedoch keine Extremwerte darstellen.

Ganz wesentlich ist, dass die Lastmodelle für den Ermüdungsnachweis auf nur 1 Ersatzfahrzeug beschränkt bleiben. Damit bleibt der Berechnungsaufwand für den praktischen Ingenieur noch im erträglichen Rahmen, da nur das maximale Beanspruchungsspiel aus der Überfahrt dieses Fahrzeuges zu ermitteln ist. Die noch fehlende Anpassung an die reale Schädigung durch den tatsächlichen Verkehr erfolgt durch den Ansatz tabellierter Betriebsfaktoren, die auch wieder an das Lastmodell gebunden sind. Eine diesbezügliche Aufbereitung für deutsche Verkehrsverhältnisse erfolgte von *Sedlacek* und *Jacquemoud* in [21], wobei hier der Anwender nur die Beanspruchung infolge einer Einzellast zu ermitteln hat.

Glücklicherweise ist nun auch im Eurocode der Standardermüdungsnachweis (Regelung in [1]) in dieser Form der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges vorgesehen. Die noch im Eurocode 1, Teil 3 [18] vorgesehenen gleichwertigen Lastmodelle, die mehrere Fahrzeugtypen vorsehen, brauchen somit nicht mehr betrachtet werden. Dies würde eine Simulierung der Fahrzeugüberfahrt aller Fahrzeugtypen mit anschließender Kollektivbildung seitens des Anwenders notwendig machen. Der unverhältnismäßig hohe Mehraufwand täuscht eine Genauigkeit vor, die infolge der Unwägbarkeit der Verkehrsdaten der Zukunft nicht angebracht ist.

Die Vorgehensweise nach **Klasse S3** ist ein Vorschlag für Sonderfälle, um die Verkehrsdaten und das Tragwerksverhalten genauer zu erfassen. Sinnvoll ist eine derartige Vorgehensweise nur für die Beurteilung bestehender Brücken, da nun durch Messungen vor Ort die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen deutlich reduziert werden können (Verkehrsdaten, Schwingungsverhalten Tragwerk).

Damit ergeben sich mitunter deutlich geringere Beanspruchungen als mit dem Standardlastmodell (Klasse S1), sodass aufwändige Verstärkungen des Tragwerkes entfallen können. Auch hier sollte die eigentliche Systemberechnung statisch erfolgen. In Voruntersuchungen könnten aus den Verkehrsdaten jedoch repräsentative Fahrzeugtypen mit zutreffenden Schwingfaktoren ermittelt werden.

Basis: Verkehrsdaten

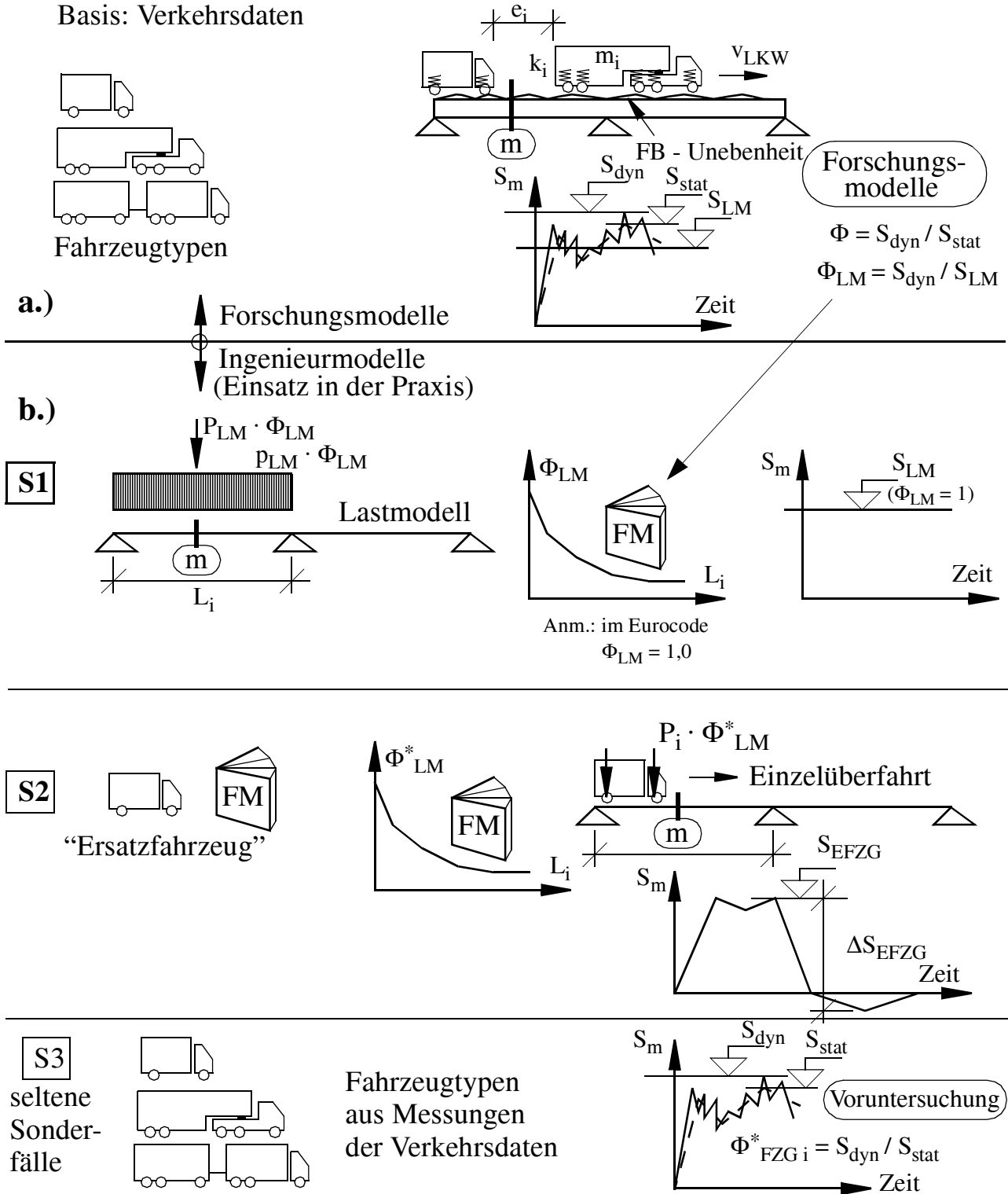


Bild A / 6 Lastmodelle für die Brückenbaupraxis - Übersicht.

Um als Basis für den Tragsicherheitsnachweis zu dienen, müssten jedoch wieder eine Vielzahl an Verkehrsszenarien in dieser Voruntersuchung berücksichtigt werden, um tatsächlich die angestrebte höhere Genauigkeit zu erreichen.

Als Basis für den Ermüdungsnachweis können mit den ermittelten Spannungsspielen aus der jeweiligen Fahrzeugüberfahrt ΔS_{FZG} , bei Kenntnis der Häufigkeit der einzelnen Fahrzeugtypen, Beanspruchungskollektive für die Bauteile abgeleitet werden.

3.) Lastmodelle nach Eurocode

Die Lastmodelle des Eurocodes sind ebenfalls auf Basis umfangreicher Verkehrsdatenerhebungen in Europa um 1986 aus Forschungsmodellen entstanden, wie *Bruls* in [22] und *Kolstein & De Back* in [23] zusammenfassend darstellen. Hinsichtlich der einzelnen Fahrzeugtypen überwiegen bei den Fernverkehrsrouten die meist 5 - achsigen Sattelzüge und LKW mit Hänger (Anteil etwa 70 %), wogegen im Nahverkehr die 2-achsigen LKW dominieren.

Maßgebend für die Größe der Belastung war nach *Bruls* in [22] die Achslastverteilung des Schwerverkehrs in Auxerre (Bild A / 7).

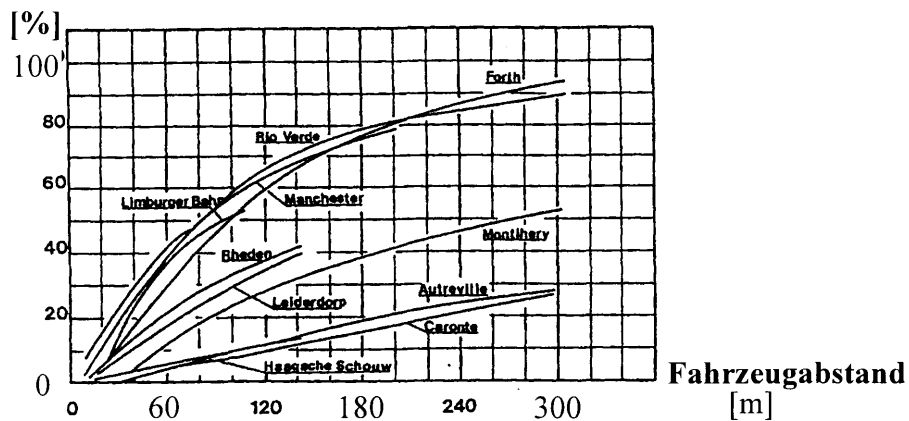
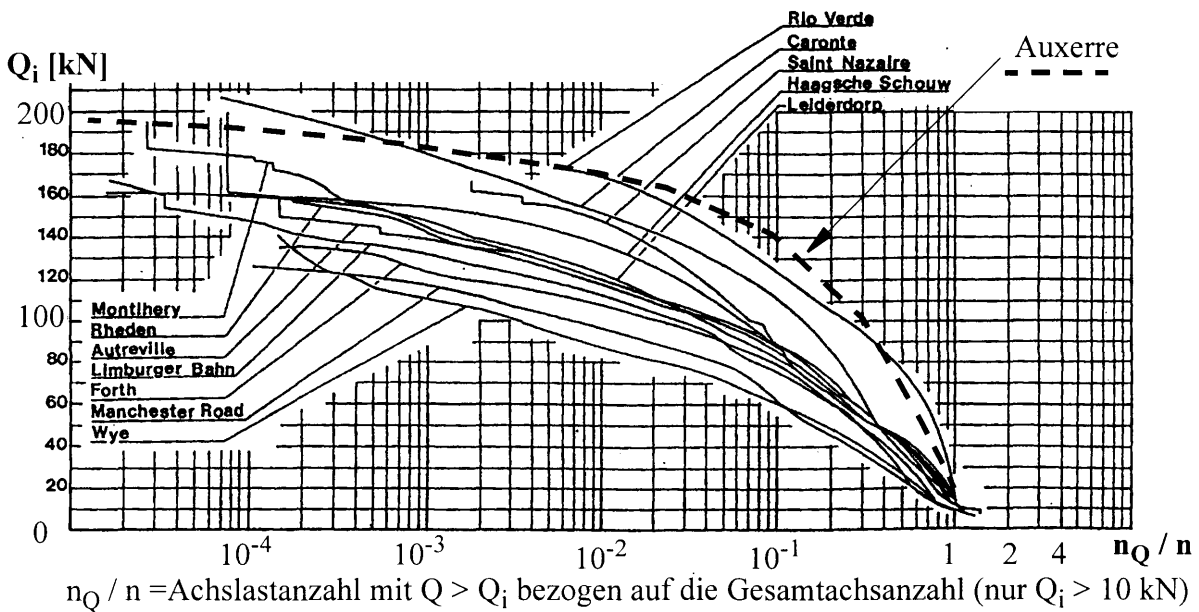


Bild A / 7 Verteilungen der Achslasten und Fahrzeugabstände (LKW) auf den Hauptverkehrsstrecken in Europa (aus *Kolstein, De Back* in [23]).

Kap. A.3.1.2 MODELLE FÜR DIE SYSTEMBERECHNUNG

Das daraus abgeleitete Lastmodell (bezeichnet als *Lastmodell 1*) zeigt das Bild A / 8a, angewendet auf ein breites Brückentragwerk mit getrennten Richtungsfahrbahnen. Grundsätzlich wird zwischen Flächenlasten und Doppelachsen unterschieden. Die Belastungen der einzelnen anzusetzenden Fahrspuren (Regelbreite 3,0 [m]) differieren jedoch und erfordern die zusätzlich angeführte Fahrspurvariation, um für jeden Bauteil die ungünstigste Beanspruchung zu erhalten. Die Gesamtgewichte der Doppelachsen in den einzelnen Fahrspuren betragen 600 / 400 / 200 [kN]. In Brückenlängsrichtung sind diese Lasten jeweils ungünstig aufzustellen, wobei für den einzelnen Bauteil günstig wirkende Anteile weggelassen werden müssen (unbelastete Fahrbahnbereiche).

Im DIN - Fachbericht ist eine Vereinfachung dahingehend gestattet, dass die Doppelachsen nur in 2 Fahrspuren anzusetzen sind.

Ergänzend ist im Eurocode auch ein Lastmodell für Sonderschwerfahrzeuge vorgesehen, das in Bild A / 8 b angedeutet ist. Dabei ist das *Lastmodell 1* um zusätzliche Sonderschwerfahrzeuge zu ergänzen, die in einem Katalog zur Auswahl stehen. Die Auswahl sowie die Vorgabe ob dieses Lastmodell überhaupt zu untersuchen ist, wird vom Bauherrn festgelegt.

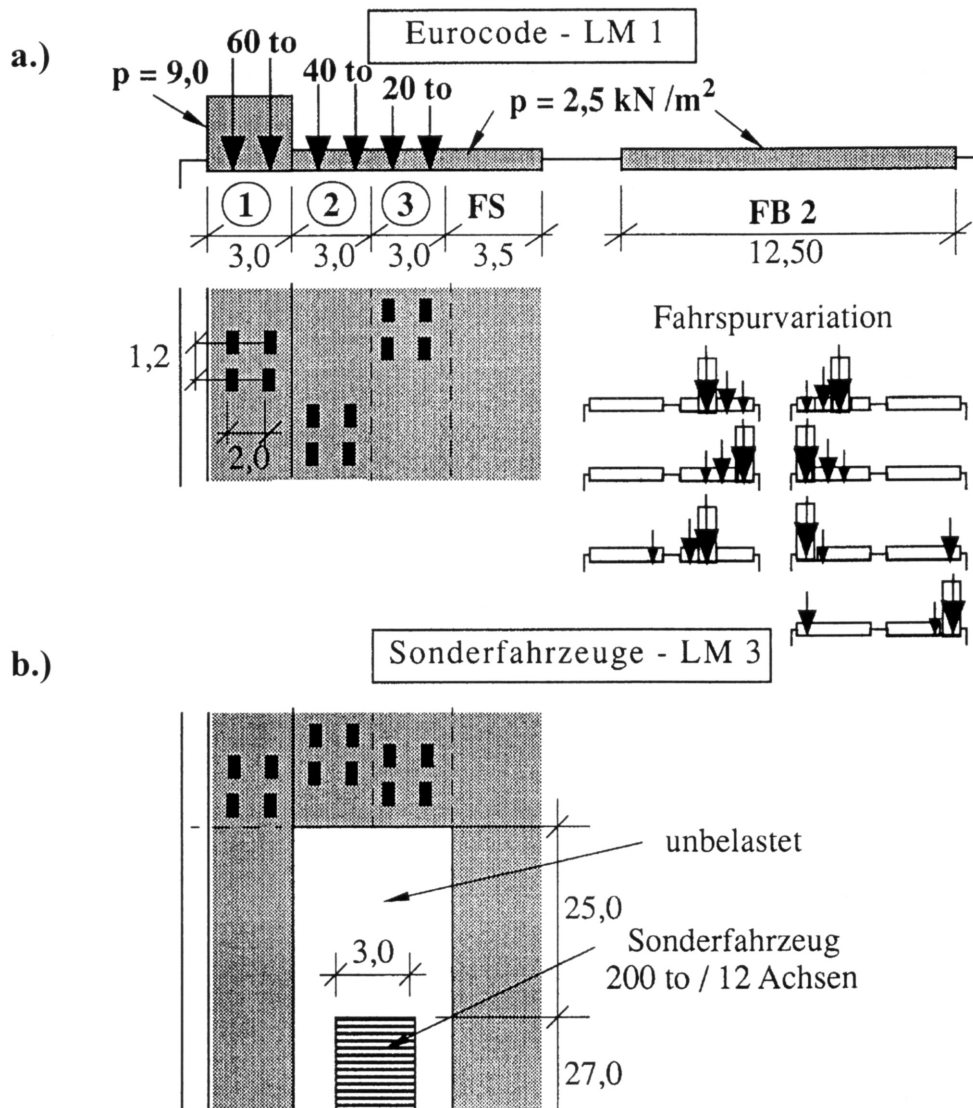


Bild A / 8 Lastmodell nach Eurocode 1, Teil 3 [18] für Straßenbrücken.

4.) Unwägbarkeit und Streuung der Lastmodelle

Alle Lastmodelle der Normenwerke weisen die nachfolgend stichwortartig angeführten Unwägbarkeiten und Streuungen auf. Diese bleiben auch dann weitestgehend erhalten, wenn versucht wird die Ingenieurlastbilder noch näher an die realen Verkehrslastbilder anzugleichen. Diesbezügliche Entwicklungen sind jedoch aus Sicht der Brückenbaupraxis abzulehnen, da bereits das Lastbild des Eurocodes - im Falle eines komplexen Tragwerkes - einen gerade noch vertretbaren Rechenaufwand bedeutet (vgl. Bild A / 8)

– Unterschiede der Verkehrszusammensetzung im Straßennetz

Beispielhaft für die große Streuung der Verkehrsdaten auf den Verkehrswegen in Europa zeigt Bild A / 7 die statistische Verteilung der Achslasten sowie der Fahrzeugabstände. Ergänzend ist auch die Achslastverteilung des Schwerverkehrs in Auxerre eingetragen, die als Basis des Eurocode Lastmodelles herangezogen wurde.

Die deutlichen lokalen Unterschiede der Verkehrsdaten, die auch zukünftig zum Teil erhalten bleiben dürften, führen dazu, dass die Beanspruchungen für einzelne Strecken deutlich überschätzt werden. Dies könnte jedoch zukünftig noch korrigiert werden, da der Eurocode nationale Abminderungsfaktoren des - vorerst ungünstig für ganz Europa festgelegten - Lastmodells vorsieht.

– Vereinfachung im Zuge der Lastmodellerstellung

Trotz des erheblichen Aufwandes zur Ableitung realitätsnaher Lastmodelle ist zu bedenken:

- Die Kalibrierung der Lastmodelle erfolgte nur für einen beschränkten Umfang an Bauteilen; primär für die Hauptträger in Feldmitte von Einfeldbalken und an der Innenstütze von Zweifeldträgern.
- Die Tragwerksmodellierung erfolgte meist als Balken mit konstanter Querschnittsabmessung, ohne Berücksichtigung der Querschnittsabstufung und -verformung.
- Die zukünftige Verkehrsentwicklung kann nur grob abgeschätzt werden.

Trotz dem Hilfsmittel der Extremwertstatistik bleiben bei einer notwendigen Extrapolation auf zumindest 100 Jahre doch große Unwägbarkeiten, die auch bei aller Raffinesse der Forschungsmodelle nicht ausräumbar sind. Insbesondere ist die Festlegung von zukünftig höheren, zulässigen Achslasten oder neuartiger Federungssysteme von Fahrzeugen (beeinflusst die dynamische Wirkung) nicht vorhersehbar. Hätten beispielsweise die Ingenieure vor 100 Jahren all die heutigen Berechnungsmöglichkeiten gehabt, so wären sie sicherlich nicht in der Lage gewesen die stürmische Verkehrsentwicklung richtig vorherzusehen.

– Dynamische Wirkung des Schwerverkehrs

Nachfolgend werden zusammenfassend Messergebnisse zur dynamischen Wirkung - ausgedrückt durch das dynamische Inkrement nach Gl. A / 2 - infolge der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges dargestellt. Dabei handelt es sich nahezu immer um dasselbe Fahrzeug, sodass hinsichtlich der dynamischen Wirkung eines Einzelfahrzeuges in der Realität die Streuungen noch größer sein dürften, wegen unterschiedlicher Federungs - und Dämpfungssysteme. Die dabei festgestellte Streuung ist zumindest ein Richtwert für jene des tatsächlichen Verkehrs.

Eine umfassende Vergleichsstudie zur Schwingfaktorenstreuung von Brückentragwerken hat *Cantieni* in [24] durchgeführt, als Zusammenfassung der von der EMPA in 60 Jahren getätigten dynamischen Belastungsversuche. Von den 178 untersuchten Tragwerken sind nur 9 Verbundbrücken;

alle sonstigen sind Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Trotzdem sind die nachfolgend angeführten Auswertungen aus [24], die nur Stahlbetonbrücken enthalten, auch auf Stahl- und Verbundbrücken übertragbar, da das baustoffabhängige Dämpfungsverhalten - wie nachfolgend gezeigt - nur geringen Einfluss hat (vgl. Bild A / 9 b).

Die maximalen dynamischen Inkremente der 9 Verbundbrücken reichte von $\varphi = 3 \div 53 \%$, obwohl deren 1. vertikale Tragwerkseigenfrequenz einheitlich etwa 2 [Hz] betrug. Gerade die Grundfrequenz des Tragwerkes f_{TW} (meist 1. vertikale Biegeeigenfrequenz) konnte von *Cantieni* als einzige signifikante Einflussgröße für den Schwingfaktor festgestellt werden. Die Bilder A / 9 a & b zeigen die bei der LKW - Überfahrt (meist 2 - achsiger LKW, im Mittel 16 [to] Gesamtgewicht) maximal gemessenen dynamischen Inkremente φ an 73 Tragwerken, jedoch bei unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten (die restlichen 105 Tragwerke mussten ausgeschieden werden, da die Lage der Messdedektoren am Fahrbahnquerschnitt nicht unmittelbar unter dem Fahrzeug lag, sodass die dynamische Wirkung überschätzt wird).

In Bild A / 9 a sind die Tragwerke mit unebener Fahrbahnoberfläche und in Bild A / 9 b jene mit geringer Tragwerksdämpfung - logarithmisches Dämpfungsdekrement $\delta < 0,05$ - hervorgehoben. Die große, gegenüber den anderen Tragwerken nicht abweichende Streuung der Ergebnisse an Tragwerken mit geringer Tragwerksdämpfung, ist der Hauptgrund für die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auch auf Stahl- und Verbundbrücken sowie den offensichtlich geringen Einfluss dieses Parameters auf die dynamische Wirkung bei Straßenbrücken. Größere Fahrbahnunebenheiten führen zwar zu größeren dyn. Inkrementen (im Mittel $\varphi = 40 \%$ gegenüber 23 % der restlichen Tragwerke), sind jedoch keine alleinige Voraussetzung für hohe dynamische Wirkungen, wie Bild A / 9 a zeigt.

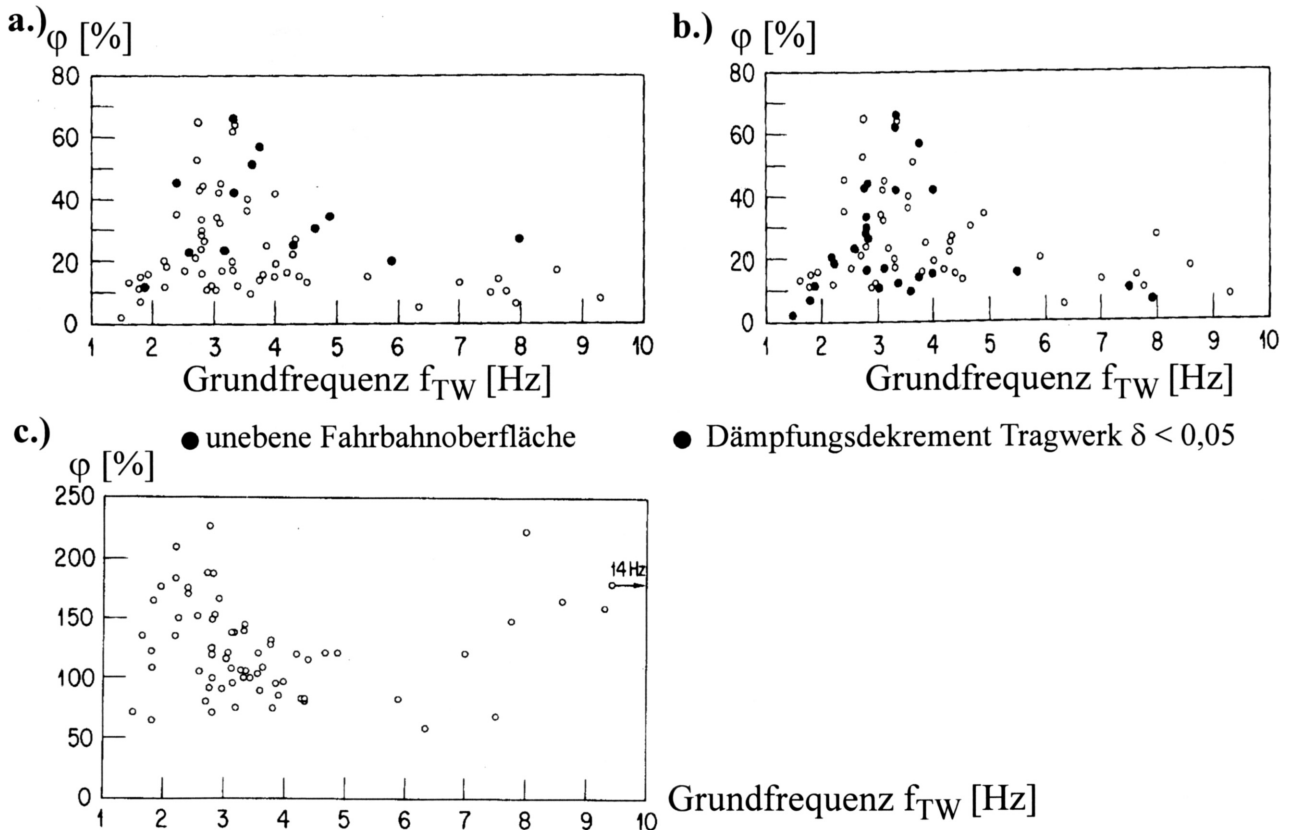


Bild A / 9 Streubreite des maximalen dynamischen Inkrementes von Brückentragwerken bei Überfahrt eines zweiachsigen Einzel-fahrzeuges; a.) und b.) Ergebnisse für "normale" Überfahrt, c.) Ergebnisse bei Brett auf der Fahrbahn (aus [24]).

Deutlich höhere dynamische Wirkungen ($\varphi = 55 - 230 \%$) treten bei der Überfahrt eines auf der Fahrbahn aufgelegten Brettes auf, wie in Bild A / 9c dargestellt. Dieser Fall kann ingenieurmäßig als ein grober Fahrbahnschaden - vergleichbar einem Schlagloch - angesehen werden. Daraus wird auch die große Bedeutung einer sorgfältigen Instandhaltung der Fahrbahn erkennbar.

Die wesentliche Abhängigkeit der Schwingfaktoren von der Tragwerksgrundfrequenz f_{TW} rührt aus der Resonanzwirkung des Tragwerkes mit dem Fahrzeug. Vor allem im Frequenzbereich von $f_{TW} \approx 2,5 \div 4$ [Hz] kommt es zu einer deutlichen Erhöhung der dynamischen Wirkung infolge der Resonanzwirkung mit der Aufbau - Eigenschwingung des Fahrzeuges ($2 \div 5$ [Hz]), wogegen die Resonanzwirkung mit der Achs - Eigenschwingung von $10 \div 15$ [Hz], auch wegen des deutlicheren Abstandes zu den Tragwerkseigenfrequenzen, merklich geringer ist und nur bei den Überfahrten mit Brett (Bild A / 9 c) durch eine Zunahme der dynamischen Inkremente ab $f_{TW} = 7$ [Hz] deutlicher merkbar ist.

Die dynamischen Inkremente in Bild A / 9 und damit die Schwingfaktoren weisen insgesamt folgenden Streubereich auf:

- "normale" Überfahrt: $\varphi = 2 \div 65 \%$, im Mittel $\varphi = 26 \%$
- Überfahrt mit Brett: $\varphi = 58 \div 227 \%$, im Mittel $\varphi = 123 \%$.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Schwingfaktoren an Straßenbrücken, auch bei Vorliegen nur eines Fahrzeugtyps, eine erstaunlich große Streuung aufweisen. Dabei sind die hohen Schwingfaktoren sowie deren große Streuungen weitgehend beschränkt auf Tragwerke deren Grundfrequenz f_{TW} sich der Eigenfrequenz der Fahrzeugfederung annähern, sodass es zu einem Resonanzeffekt zwischen Fahrzeug und Tragwerk kommt. Nur wenn alle Fahrzeugtypen ähnliche Charakteristik der Federung aufweisen, beschränkt sich dies auf den festgestellten Bereich von $f_{TW} \approx 2,5 \div 4$ und in geringerem Ausmaß auf $f_{TW} > 7$ [Hz].

Die implizite Berücksichtigung der "Tragwerksantwort" im Lastmodell hat auch zur Folge, dass die an Tragwerken gemessenen großen Streuungen der Schwingfaktoren automatisch auch für das Lastmodell und damit für die Genauigkeit der Systemberechnung gelten.

- Idealisierung des Verkehrslastmodells

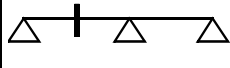
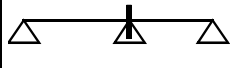
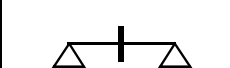
Der nachfolgende Vergleich hat zum Ziel, die unvermeidlichen Abweichungen des Lastmodells der Normenwerke gegenüber dem realen Verkehr, beispielhaft aufzuzeigen. Die Darstellungen beinhalten den Vergleich zweier unabhängiger Forschungsarbeiten mit dem gemeinsamen Ziel das Lastmodell der DIN zu bewerten. Die Auswirkungen sind jedoch auf andere Verkehrslastbilder, wie jenes des Eurocodes, übertragbar. Die von *Schütz* in [25] und *Graße* in [26] dargestellten Ergebnisse wurden, so erforderlich, geringfügig umgerechnet, sodass in Tabelle A / 1 für verschiedene Lagen am Brückenquerschnitt die Beanspruchungen des realen Verkehrs bezogen auf jene des Normenlastmodells - inklusive Anpassungsfaktor Φ_{LM} - angegeben werden können. Die beiden Arbeiten können und sollen hier keinesfalls bewertend gegenübergestellt werden, da ja auch die Verkehrseingangsdaten und zugrundegelegten Tragwerksdaten sowie deren notwendige Idealisierung deutlich differieren. Das Hauptziel ist vielmehr aufzuzeigen, dass die Abweichungen der Beanspruchungen vom "realen" Verkehr deutlich differieren, je nach dem welcher Querschnitt des Hauptträgers untersucht wird und welches System und Stützweite vorliegt.

Graße et al [26] berücksichtigen sehr genau die, auf Verkehrsmessungen beruhenden statistischen Verkehrsdaten, wobei mittels Extremwertstatistik den Ergebnissen eine nominelle Auftrittswahrscheinlichkeit von einmal in 50 Jahren zugewiesen wird. Als Tragwerk wird ein Plattenbalkenquerschnitt mit einer Fahrbahnbreite von 6 [m] zugrunde gelegt, wobei die Schwingfaktoren deterministisch - unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit - aufgrund anderer Arbeiten, festgelegt

wurden, sodass die notwendigen umfangreichen Simulationsrechnungen rein statisch durchgeführt wurden.

Schütz [25] steckt, im Gegensatz dazu, einen großen Aufwand in die dynamische Modellierung, unter Berücksichtigung der Fahrbahnunebenheiten und Schwingungscharakteristiken der einzelnen Fahrzeugtypen. Hinsichtlich der Verkehrsszenarien legt er jedoch nur 4 Kombinationen fest. Bezüglich der Fahrbahnbreite und des Fahrbahnquerschnittes erfolgen keine genaueren Angaben, wobei aus der Verkehrsszenarienbeschreibung zu schließen ist, dass auch hier 2 Fahrspuren vorliegen.

Die Ergebnisse in Tabelle A / 1 verdeutlichen, dass die Tragwerksbeanspruchungen mit dem Normenlastmodell gegenüber der realen Verkehrsbeanspruchung für verschiedene Tragwerksquerschnitte und Stützweiten doch stark schwanken. Dies gilt, wenn auch in etwas geringerem Ausmaß, für das hier nicht angeführte Lastmodell des Eurocode, das von Graße in [26] ebenfalls - allerdings mit deutschen Verkehrsdaten - untersucht wurde. Auch ein komplizierteres - für die Praxis praktisch nicht zumutbares - Lastmodell, könnte auch nur für eine eingeschränkte Zahl an möglichen Bauteilquerschnitten (jene die zur Kalibrierung herangezogen werden) zu einer größeren Treffsicherheit führen.

Literatur	Lage	Einzelstützweite L_1 [m]			
		20	30	50	70
Graße [26]		0,72	0,86 [0,58]	0,94 [0,86]	–
		1,20	1,17 [1,12]	1,40 [1,58]	–
		0,75	0,87 [0,69]	0,98 [1,07]	–
Schütz [25]		0,98	1,06	1,08	1,04

[Werte]
↑
Stauszenario

Tabelle A / 1 : Simulation des Straßenverkehrs; Verkehrsbeanspruchungen bezogen auf Normenlasten nach DIN 1072 [12].

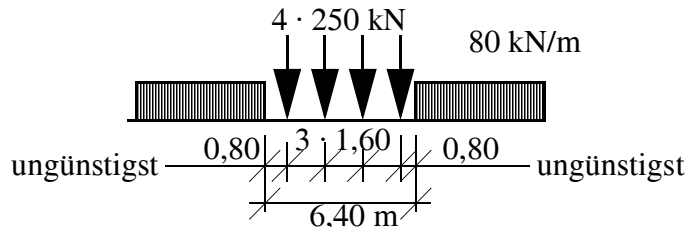
A.3.1.3 Vertikale Verkehrslasten - Eisenbahnbrücken

Die gemeinsame Forschungstätigkeit aller europäischen Eisenbahnverwaltungen (UIC), unter Aufsicht des Internationalen Eisenbahnverbandes, führte zu klaren, einheitlichen nationalen Normenwerken, die auch keine wesentlichen Änderungen im aktuellen Eurocode bewirkten.

Für den praktischen Ingenieur kann bei der Berechnung die einfachste Lastmodellierung, entsprechend Klasse S1 in Bild A / 6, angesetzt werden, da das, in Bild A / 10 dargestellte, Lastbild UIC 71 als Basis für alle zu führenden Nachweise gilt. Im Falle der Ausbildung eines Schotterbettes dürfen die Einzellasten des Lastbildes in eine äquivalente Gleichlast, mit 3 [m] Breite, umgerechnet werden. Diesem Lastmodell zugeordnet ist ein stützweitenabhängiger Anpassungsfaktor Φ_{LM} . Dieses Lastmodell wurde bereits um 1971 entwickelt, wie Stier in [27] in einem Hintergrundbericht darlegt. Der, durch Simulationsberechnungen ermittelte, Anpassungsfaktor Φ_{LM} deckt dabei die dynamische Wirkung von 6 ausgewählten Betriebszügen ab, die den gesamten Zugsverkehr

repräsentieren.

Die tatsächlichen Schwingfaktoren Φ_{Zug} dieser Betriebszüge, unter Berücksichtigung von idealisierten Gleisimperfektionen, werden mittels einer theoretisch abgeleiteten und empirisch kalibrierten Formel, die die Grundeigenfrequenz des Tragwerkes f_{TW} unter ständiger Belastung und die Zuggeschwindigkeit v_{Zug} beinhaltet, ermittelt.



$$\Phi_{\text{LM}} = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,82$$

L_{Φ} . . maßgebende Länge
(z.B. Stützweite bei Hauptträger)

Bild A / 10 Verkehrslastbild UIC 71 für die Berechnung von Eisenbahnbrücken (für 1 Gleis).

Diese Formeln für den Schwingfaktor Φ_{Zug} können auch alternativ direkt auf repräsentative Betriebszüge angewendet werden, einerseits als Alternative zum Verkehrslastbild UIC 71, oder andererseits wenn die aktuelle Tragwerkseigenfrequenz nicht im Bandbereich liegt, den die Anpassungsfaktoren Φ_{LM} noch abdecken.

Die durch dieses Lastmodell bedingten Abweichungen zu Beanspruchungen aus dem realen Verkehr werden hier nicht weiter angeführt. Die Streuungen infolge der statischen Lastbilder für den Tragsicherheitsnachweis sind sicher geringer als bei Straßenbrücken, da ja hier nur die Einzelzugsüberfahrt betrachtet werden muss (bei zweigleisigen Strecken wird die Zugsbegegnung konservativ als Parallelüberfahrt erfasst). Hinsichtlich der Schwingfaktoren sind in [28] Messungen an einzelnen - meist jedoch sehr kurzen Brücken - dokumentiert, die gegenüber den Berechnungsformeln auch deutlich höhere Schwingfaktoren Φ_{Zug} bei einer Betriebszugsüberfahrt aufweisen. Da diese Ergebnisse jedoch nicht verallgemeinert werden können, werden sie hier auch nicht angeführt.

Die Anpassung an lokale, von den internationalen Strecken abweichende Verkehrszusammensetzungen ist über Klassifikationsfaktoren, mit dem das Lastbild UIC 71 multipliziert wird, erfassbar. Darüberhinaus ist bei kurzen Stützweiten mitunter der, hier nicht angeführte, Schwerwagen bei der Berechnung zusätzlich zu berücksichtigen, der jedoch ein sehr einfaches Lastbild aufweist.

Bei sehr hohen Zuggeschwindigkeiten von etwa $v_{\text{Zug}} > 200 \text{ km/h}$ kann es, bedingt durch idente Abstände der Radsätze, zu resonanzartigen Anregungen des Tragwerkes kommen, die zu sehr hohen Schwingfaktoren führen, wie von *Ramondenc* in [29] dargestellt ist. Dabei handelt es sich jedoch um sehr leichte Personenzüge, sodass keine Gefahr der Tragsicherheit besteht. Aus Gründen der Fahr-sicherheit und des Reisekomforts sind diese resonanzartigen Anregungen zu beschränken. Dies wird durch größere Tragwerkssteifigkeit und -masse erreicht, sodass die Tragwerksanregung reduziert wird.

Für den praktischen Ingenieur wird dies indirekt, durch erhöhte Anforderungen an den Durchbiegungsnachweis infolge des Verkehrslastbildes UIC 71 (zulässige Verformungen stützweiten- und geschwindigkeitsabhängig), berücksichtigbar.

Hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung sind die Abweichungen gegenüber dem realen Verkehr größer. Bereits kleine Änderungen der Betriebszugparameter bewirken in gewissen Stützweitenbereichen deutliche Änderungen der die Ermüdungsbeanspruchung charakterisierenden Betriebsfaktoren ([30]).

Mittlerweile erfolgte, aufgrund der Besorgnis einiger Bahngesellschaften, dass das Lastenbild UIC 71 die zukünftige Verkehrsentwicklung nicht ausreichend abdeckt, ein Forschungsprojekt, über dessen Ergebnisse *Quoos & Fila* in [31] zusammenfassend berichten. Interessant dabei ist, dass - trotz parallel vorgenommener Simulationsrechnungen auf Basis der Extremwertstatistik zu vorliegenden Verkehrserhebungen - letztendlich, aufgrund der Unwägbarkeit der zukünftigen Entwicklung, eine ingenieurmäßige Grenzwertbetrachtung zum zukünftigen Lastbild UIC 2000 führt. Dieses Lastbild weist um 40 % höhere Belastungen als das Lastbild UIC 71 - bei gleichen Abmessungen und identen Anpassungsfaktoren Φ_{LM} - auf. Interessant ist auch die Anmerkung, dass die deutlich höheren Verkehrslasten nur zu um 5 % höheren Baukosten führen, wie erste Beispielrechnungen zeigten.

Dies ist ein wichtiges, auch auf Straßenbrücken übertragbares Argument, hinsichtlich der Forderung nach konservativen Lastbildern zur Abdeckung der sehr unwägbareren zukünftigen Entwicklung der Verkehrslasten. Die zusätzlichen Mehrkosten beim Neubau sind nur ein Bruchteil dessen, was eine nachträgliche Verstärkung der Tragwerke erfordert, insbesondere wenn man die Kosten infolge der Betriebsbeschränkung während dieser Zeit mitberücksichtigt.

A.3.1.4 Dynamische Wirkung bei Fußgängerbrücken aus Verkehr

Die statischen Verkehrslasten sind bei Fußgängerbrücken meist auf den Fall "Menschengedränge" - mit etwa $p = 5,0$ [kN/ m²] abgestimmt. Diese vergleichsweise geringen Verkehrslasten, können zu sehr schlanken Bauwerken führen, sodass die dynamische Wirkung aus dem Fußgängerbetrieb mitunter zu unangenehmen Empfindungen bei den Benutzern führt.

Die dynamische Wirkung bei Fußgängerbrücken aus dem Betrieb stellt in erster Linie ein Kriterium der Gebrauchstauglichkeit dar. Zur dynamischen Berechnung von Fußgängerbrücken liegen umfangreiche theoretische Untersuchungen vor, die von *Petersen* in [19] zusammengefasst sind. Die durch einen einzelnen Fußgänger beim Gehen und Laufen an den Untergrund abgegebene, zeitlich stark veränderliche Kraft, ist sehr genau untersucht, sodass auch die dynamische Wirkung aus der Fußgängerüberquerung, infolge der Interaktion mit den einzelnen Bauwerkseigenfrequenzen, grundsätzlich - abgesehen von der realistischen Einschätzung der Dämpfung - sehr genau ermittelt werden kann.

Eine genaue dynamische Berechnung erscheint für die Praxis aus folgenden Gründen jedoch nicht zielführend:

- Die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus der Überquerung einer Person auf eine Personengruppe bzw. auf den tatsächlich auftretenden Fußgängerbetrieb (charakterisiert durch Abstände, Einzelgeschwindigkeiten, Einzelschrittweiten) weist sehr viele Unwägbarkeiten auf. Beispielsweise tritt bei einsetzenden Brückenschwingungen ein sogenannter Synchronisationseffekt auf, d. h. die einzelnen Personen passen ungewollt ihre Schrittfrequenz an die Bauwerkseigenfrequenz an. Sowohl auf Basis theoretischer Untersuchungen (z.B. *Grundmann* et al in [32]), als auch auf der Grundlage von empirischen Messungen (z.B. *Kramer* in [33]) wird versucht einen Synchronisationsfaktor abzuleiten, mit dem die Wirkung eines einzelnen Fußgängers zu multiplizieren ist, um die dynamische Wirkung des Fußgängerbetriebs am Tragwerk abzudecken.

Auch das mutwillige Aufschaukeln lässt sich derart erfassen. Nach Messungen von *Kramer* [33] erzielt 1 Person bei mutwilliger Anregung in etwa die Wirkung von 1,8 Personen bei der Überquerung (im Resonanzfall Schrittfrequenz = Eigenfrequenz). Eine Zerstörung des Tragwerkes durch mutwilliges Aufschaukeln wird mit dem Argument widerlegt, dass bei größeren Schwingungsampli-

tuden die Ängste bei den Akteuren eine weitere systematische Anregung verhindern sollte.

– Noch größer sind die Unwägbarkeiten hinsichtlich der anzusetzenden Grenzwerte der dynamischen Wirkung (ausgedrückt in zulässigen Schwingungswegen oder Beschleunigungen), die dem Benutzer zugemutet werden können, da diese subjektiven Empfindungen stark streuen (z.B. abhängig vom Alter der Person) und auch davon abhängen ob die Person steht oder geht.

Aufgrund der dargestellten Unwägbarkeiten erscheint für den Nachweis nur ein einfaches Ingenieurmodell sinnvoll, das nur die Ermittlung der Grundeigenfrequenzen f_{TW} des Bauwerkes erfordert. Deutliche dynamische Wirkungen entstehen im Bereich von $f_{TW} = 1,6 \div 2,4$ [Hz]; dies entspricht der Schrittfrequenz der Fußgänger. Nach *Petersen* [19] ist die Synchronisationswirkung für horizontale Schwingungen deutlich höher, da der Fußgänger bereits bei geringsten Schwingungsamplituden versucht dem drohenden Gleichgewichtsverlust entgegenzusteuern. Deshalb sollte, um Querschwingungen auszuschließen, das Tragwerk in horizontaler Querrichtung eine Grundfrequenz von $f_{TW} > 3,5$ [Hz] aufweisen, wobei die 1. Anregungsfrequenz etwa $f \approx 1$ [Hz] beträgt (halbe Schrittfrequenz).

Zur Zeit ist in den nationalen Normenwerken ein Nachweis zur Schwingungsanregung nur im British Standard (BS 5400, Part 2) vorgesehen, der sehr benutzerfreundlich ist, da anstatt der Eigenfrequenzberechnung nur eine Ermittlung der Durchbiegung für eine definierte Einzellast erforderlich wird. Dies ist wegen des Zusammenhanges zwischen Tragwerkssteifigkeit und Eigenfrequenz möglich, sodass aus den Verformungen infolge ständiger Last bzw. einer Ersatzlast direkt die Grundeigenfrequenzen abgeleitet werden können (z.B. Formeln in *Gerold* [34]).

A.3.1.5 Horizontale Verkehrslasten

Zu den Horizontallasten aus Verkehr zählen – die Zentrifugalkräfte bei im Grundriss gekrümmten Fahrspuren bzw. Gleisen, – die Anfahr- und Bremskräfte, sowie – die Spurführungskräfte quer zur Gleisachse bei Eisenbahnbrücken.

Auch die **Zentrifugalkräfte**, die zwar eindeutig bei gegebener Fahrzeuggeschwindigkeit und -masse berechenbar sind, beinhalten die Unwägbarkeiten der Einschätzung der vertikalen Verkehrslasten und der Fahrgeschwindigkeit.

Bei Eisenbahnbrücken können die Horizontallasten direkt dem vertikalen Lastbild zugeordnet werden, wobei die aus dem Lastmodell UIC 71 abgeleiteten Zentrifugalkräfte bei höheren Streckengeschwindigkeiten abgemindert werden dürfen, um dem Sachverhalt Rechnung zu tragen, dass nur die wesentlich leichteren Personenzüge diese Geschwindigkeiten erreichen.

Bei Straßenbrücken sind zutreffende Ansätze für - immer gemeinsam mit den Vertikallasten auftretende - Zentrifugalkräfte noch wesentlich schwieriger, da das vertikale Lastbild sowohl aus Fließverkehrsszenarien, mit unterschiedlichen den Fahrzeugabstand beeinflussenden Fahrgeschwindigkeiten, als auch aus Stauszenarien abgeleitet wurde. Bei letzteren tritt jedoch keine Zentrifugalkraft auf. Somit ist nur ein ingenieurmäßig festgelegtes einfaches Ersatzlastbild sinnvoll, wie dies auch im Eurocode in Form einer Ersatzeinzellast im Fahrbahnquerschnitt vorgesehen ist, die die Wirkung von parallel fahrenden LKW's in diesem Querschnitt abdecken soll (da Achslastsumme aller Doppelachsen als Basiswert dient). Angaben über Lastverteilungsbreiten des Lastbildes fehlen jedoch.

Die **Brems- und Anfahrkräfte** weisen noch höhere Streuungen auf, da, außer der Festlegung des Verkehrsszenarios, zusätzlich die Charakteristik des Fahrzeugbremssystems sowie im Grenzfall - beim Blockieren der Räder - der Reibungskoeffizient zwischen Rad und Fahrbahn einfließt.

Die großen Unwägbarkeiten und die, mit Ausnahme der Lager, geringen hervorgerufenen Beanspruchungen am Brückentragwerk erfordern einfache ingenieurmäßige Lastbilder.

Auch die Unwägbarkeiten der **Spurführungskräfte** bei Eisenbahnbrücken führen zu einem sehr einfachen Ersatzlastbild, in Form einer Einzellast von 100 kN quer zur Schienenlängsrichtung.

A.3.1.6 Windlasten

Grundsätzlich erfolgt für die Systemberechnung in der Regel nur der Ansatz der **statischen Wirkung des Windes**, wobei die Ersatzgleichlast an den angeströmten Flächen - dies sind das Tragwerk und das Verkehrsband - als konstant, meist einheitlich über die volle Brückenlänge, angesehen werden kann. Waren bisher die anzusetzenden Staudrücke im nationalen Normenwerk unabhängig vom Standort festgelegt (z.B.[16]), so sieht der Eurocode (ENV 1991, Teil 2- 4) nun detailliertere, standortspezifische Angaben, unter Berücksichtigung der örtlichen Topografie und Höhe über dem Gelände, vor. Auch die ungleichmäßige Druckverteilung bei der Umströmung des Fahrbahnquerschnittes bzw. einzelner Einzelstäbe wird über globale aerodynamische Beiwerte indirekt erfasst, die, in Abhängigkeit der Querschnittsform, tabelliert vorliegen.

Im Falle der **Schwingungsanfälligkeit** des Tragwerkes bzw. einzelner Bauteile sind genauere dynamische Untersuchungen notwendig, in Hinblick auf – Querschwingungen infolge Wirbelablösung, – Galopping und – Flatterschwingungen.

Die derzeit im Eurocode 1, Teil 2 - 4 (Ausgabe 1995) angegebenen Grenzabmessungen von Fahrbahnquerschnitten (Tabelle 9.1) erscheinen allerdings viel zu konservativ, da nun Nachweise zur Schwingungsanfälligkeit bei Tragwerken gefordert werden, die bisher diesbezüglich nicht untersucht wurden und auch keine diesbezügliche Probleme zeigten.

Die vereinfachten Nachweisformate in den Normenwerken zum Nachweis unzulässiger Schwingungsanfälligkeit, ohne der Erfordernis einer dynamischen Berechnung, benötigen zumindest die Kenntnis der Eigenfrequenzen des Tragwerks bzw. des betroffenen Bauteiles.

A.3.1.7 Temperatureinwirkungen

Die tatsächliche Temperaturverteilung an einem Tragwerk ist mitunter sehr heterogen und weist ständige Schwankungen in Bezug auf die zeitlich – auch nicht konstante – mittlere Tragwerkstemperatur, die annähernd der Lufttemperatur entspricht, auf. Dabei ist auch der aktuelle Sonnenstand von großem Einfluss. Das Temperaturfeld eines Bauteiles, im Brückenbau ist in erster Linie der Fahrbahnquerschnitt betroffen, kann, wie das Bild A / 11 zeigt, in folgende 4 Einzeleinwirkungen zerlegt werden:

- **Einwirkung E1:** Die konstante Temperaturänderung ΔT_N , die zu einer gleichmäßigen Dehnung des Bauteiles führt. Sie bewirkt bei der üblichen Ausbildung von nur einem längsfesten Lager und Fahrbahnübergängen an beiden Widerlagern keine Spannungen am Tragwerk, sondern führt nur zu Lagerverschiebewegen an den beweglichen Lagern. Bei Eisenbahn-

brücken mit Schotterbett und ohne Schienenauszüge, ergeben sich jedoch Spannungen infolge der behinderten Tragwerksverformungen durch die Gleise.

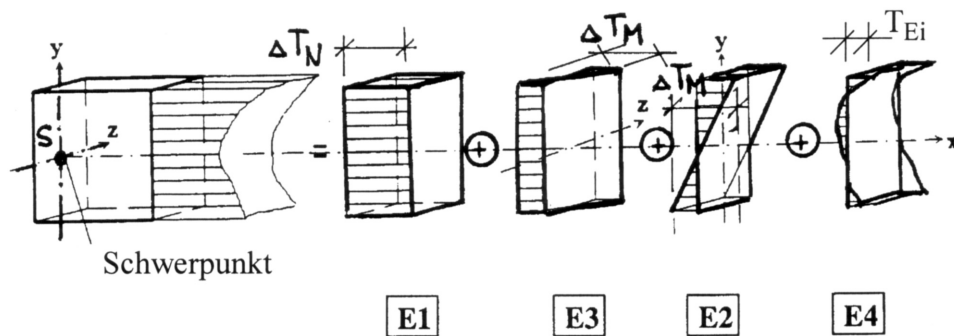


Bild A / 11 Zerlegung eines allgemeinen Temperaturfeldes in die einzelnen Lastfallkomponenten E1 bis E4.

- **Einwirkung E2, E3:** Lineare Temperaturänderungen in vertikaler Richtung (y- Richtung) bzw. horizontaler Richtung mit maximaler Temperaturdifferenz ΔT_M zwischen den Querschnittsrändern. Diese Temperaturfelder führen zu ebenen Krümmungen des Bauteiles. Auch diese Temperaturfelder führen nur bei statisch unbestimmter Lagerung, bei Behinderung der Bauteilkrümmungen, zu Spannungen am Tragwerk und damit verbundenen Lagerkräften.
- **Einwirkung E4:** Nichtlineare Temperaturverteilung T_{Ei} , die jedoch keine Bauteilverformung bewirkt. Dieser Lastfall braucht deshalb auch nicht für die Systemberechnung angesetzt werden, da keine Schnittkräfte entstehen.
Diese Temperaturverteilung führt jedoch zu einem Eigenspannungszustand. Die Spannungen jedes Querschnittspunktes ergeben sich aus der Forderung, dass die Temperaturdehnungen vollständig behindert werden, nach Gleichung A / 3 zu:

$$\sigma_i = T_{Ei} \cdot \alpha_T \cdot E \quad (\text{Gl. A / 3})$$

Dabei ist α_T der Temperatúrausdehnungskoeffizient und E der E- Modul des Werkstoffes (Stahl bzw. Beton).

Die aktuellen nationalen Normenwerke im deutschsprachigen Raum sehen nur die Berücksichtigung der Einwirkungen E1, E2 und E3 vor ([12], [16]), wobei die Temperaturgradienten ΔT_M für Fahrbahnquerschnitte meist in Abhängigkeit der Bauform variieren (Stahlbeton, Stahl, Verbund). Als Richtwert gilt etwa $\Delta T_M = 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

Diese Angaben erscheinen aus ingenieurpraktischer Sicht auch ausreichend. Vor allem auch deshalb, da die Tragwerksbeanspruchungen aus Temperatur ΔT_M meist unter 20 % der Gesamtbeanspruchungen bleiben. Dies bestätigte *Strohmayr* in seiner Diplomarbeit [35], sogar mit einem erhöhten Ansatz von $\Delta T_M = 15 \text{ }^\circ\text{C}$, für stählerne Eisenbahnbrücken.

Die Vorgabe der nichtlinearen Temperaturverteilung T_{Ei} (Einwirkung E4) als zusätzliche Einwirkung ist für den praktischen Ingenieur mit den derzeitigen Nachweismethoden für die Stabilitätsnachweise (Beulen, Knicken) nicht verträglich, da ja die Auswirkungen der Eigenspannungen implizit in den Formeln zur Ermittlung der Beanspruchbarkeiten enthalten sind. Sollte dieser Temperatureffekt, der bisher - wegen fehlender negativer Erfahrungen - immer vernachlässigt wurde, berücksichtigt werden, wäre es sinnvoller, ihn in die entsprechenden Formeln der Beanspruchbarkeit einzuarbeiten.

Der aktuelle Eurocode sieht, offenbar primär infolge bestehender wesentlich umfangreicherer nationaler Normenwerke in England und Spanien, nun auch wesentlich genauere Angaben zu den zugrunde zu legenden Temperaturfeldern vor. Dabei erfolgten vorweg, wie [36] zusammenfassend zeigt, eine Fülle von Forschungsprojekten mit dem Ziel die Temperaturfelder genauer zu ermitteln. Die Untersuchungen beschränkten sich dabei jedoch auf einfache Fahrbahnquerschnitte in Form von Deckbrücken mit 2 Hauptträgern. Die mittels Simulationen ermittelten Temperaturfelder weisen eine Varianz für die vertikalen Temperaturfelder ΔT_M von etwa 20 ÷ 30 % (Varianz = Mittelwert / Standardabweichung) auf.

Im Eurocode 1, Teil 2- 5, wird die gleichmäßige Temperaturänderung ΔT_N am Tragwerk nun aus den standortabhängigen Extremwerten der Lufttemperatur, unter Berücksichtigung der möglichen, werkstoffabhängigen Abweichungen zur mittleren Tragwerkstemperatur, ermittelt. Für die vertikalen Temperaturgradienten ΔT_M sind je nach Bauform und Belagsstärke unterschiedliche Werte tabelliert. Im Anhang B werden nichtlineare Temperaturprofile in vertikaler Richtung für verschiedene Fahrbahnquerschnitte tabelliert, die aus englischen Untersuchungen herrühren. Noch enthält der Eurocode keine verpflichtenden Angaben (Ausgabe 1996), diese auch zu benutzen. Sollte dies in Zukunft der Fall sein, müsste der praktische Ingenieur analog nach Bild A / 11 eine Zerlegung in drei Einzelastfälle E1, E2 und E4 vornehmen, wobei für den Eigenspannungszustand die angeführte Problematik besteht, wie dieser bei den Stabilitätsnachweisen anzusetzen ist.

A.3.1.8 Verschiebungswiderstände der Lager

Verschiebungswiderstände von Lagern bewirken den Aufbau von horizontalen Kräften an beweglichen Lagern bei Relativverschiebungen zwischen Tragwerk und Unterbau. Die Krafrichtung dieser Horizontalkraft am Tragwerk ist jeweils der Bewegungsrichtung entgegengesetzt, wogegen die Wirkung auf den Unterbau in Bewegungsrichtung ist (actio = reactio). Es ist zu unterscheiden zwischen:

1.) **Bewegungswiderstände bei Gleit- und Rollenlagern**, die Reibungskräfte darstellen. Die Horizontalkraft H errechnet sich aus der vertikalen Auflagerkraft A_v und dem Reibungskoeffizient μ zu:

$$H = A_v \cdot \mu \quad (\text{Gl. A / 4})$$

Der zutreffende Reibungskoeffizient μ weist auch an neu eingebauten Lagern gewisse Streubreiten auf. Diese sind jedoch unbedeutend im Vergleich zu Reibungskoeffizienten an bestehenden, nicht gewarteten Brückenlagern, die - bedingt durch geringer werdende Erhaltungsbudgets der Länder - zunehmend häufiger werden. Der Ansatz des Reibungsbeiwertes μ sollte diesem Umstand in jeden Fall Rechnung tragen, um robuste Tragwerke zu erhalten. Gegenüber der großen Unwägbarkeit des Reibungsbeiwertes μ ist die Streuung des vertikalen Auflagerdruckes relativ gering, der primär durch die Unwägbarkeiten des Verkehrs bestimmt wird.

Die großen Streuungen der Eingangsgrößen zur Ermittlung der Bewegungswiderstände bei Gleit- und Rollenlagern zeigen auch, dass eine übertriebene Genauigkeit bei der Beanspruchungsermittlung infolge dieser Einwirkungen nicht angezeigt ist.

Bei sehr nachgiebigem Unterbau (hohe Pfeiler) kann es vorkommen, dass sich die Reibungskräfte nach Gleichung A / 4 nicht aufbauen können, da große Unterbauverformungen die Relativverschiebung zwischen Tragwerk und Unterbau verhindern. In diesem Falle wird die maximal auftretende

Horizontalkraft an den beweglichen Lagern vom Verformungsverhalten des Unterbaues bestimmt und sollte in der globalen Systemberechnung miteingerechnet werden.

2.) **Verformungswiderstände von Verformungslagern.** Auch hier ergeben sich aus der Relativverschiebung zwischen Tragwerk und Unterbau Horizontalkräfte an Verformungslagern. Diese sind jedoch vom horizontalen Verformungswiderstand des Lagers c_h selbst, der von der Detailausbildung des Lagers abhängt, und der Größe der horizontalen Relativverschiebung w_h zwischen Tragwerk und Unterbau bestimmt.

$$H = c_h \cdot w_h \quad (\text{Gl. A / 5})$$

Hier weist der Verformungswiderstand der Verformungslager (Elastomerlager) verhältnismäßig große Streuungen auf. Auch die horizontalen Relativverschiebungen beinhalten größere Unwägbarkeiten (primär aus Temperatur, aber auch aus Verkehrslasten). Die Hauptunwägbarkeit ergibt sich jedoch infolge eines unsachgemäßen Einbaues (Voreinstellmaß mit Tragwerkstemperatur beim Einbau nicht abgestimmt), sodass zusätzlich unbekannte Relativverschiebungen Δw_h auftreten.

Deshalb ist auch bei Verformungswiderständen eine übertriebene Genauigkeit bei der Berechnung nicht angezeigt. Bei unmittelbarer Abbildung des Verformungswiderstandes des Lagers im globalen mechanischen Modell (Feder zwischen Tragwerk und Unterbau), muss dem unsachgemäßen Lagereinbau mittels zusätzlicher Ersatzhorizontalkräfte Rechnung getragen werden.

Sinnvoller erscheint in diesem Fall die Gesamtauswirkungen der Verschiebungswiderstände der Lager in 2 Anteile zu trennen. Der Anteil infolge ständiger Lasten, Verkehr, u. U. vertikaler Temperaturgradienten wird direkt am globalen Modell erhalten, wogegen der Anteil aus gleichmäßiger Temperaturänderung ΔT_N und fehlerhaftem Lagereinbau ingenieurmäßig zusätzlich abgeschätzt wird. Alternativ kann mit einem oberen und unteren Grenzwert für die Federsteifigkeit c_h gerechnet werden.

A.3.1.9 Baugrundbewegungen

Baugrundbewegungen sind immer mit größeren Streuungen und Unwägbarkeiten behaftet, da das Setzungsverhalten des Baugrundes oft nur sehr grob abschätzbar ist.

Diesbezüglich sollten immer einfache ingenieurmäßige Annahmen erfolgen, wobei die Beanspruchungen immer getrennt für Einheitsverschiebungen bzw. -verdrehungen an einzelnen Lagerpunkten in der Systemberechnung ausgewiesen werden sollten, um später anhand tatsächlich auftretender, gemessener Baugrundbewegungen, den aktuellen Beanspruchungszustand im Tragwerk abschätzen zu können.

In Fällen wo Baugrundbewegungen durch nachträgliche Lagereinstellungen o.ä. nicht kompensiert werden können (z.B. Bogenbrücke) sollten zusätzliche Sicherheitszuschläge bei den prognostizierten Größen der Baugrundbewegungen gemacht werden.

A.3.1.10 Kriechen & Schwinden bei Verbundbrücken

Auf die Streuungen der Kriech- und Schwindbeiwerte von Betonfahrbahnplatten wird hier nicht eingegangen. Es sollte jedoch bei der Systemberechnung u. U. der Einfluss der, von den Normenwerken abweichenden Kriech- und Schwindbeiwerte infolge von unplanmäßigen Überfestigkeiten des Betons sowie herstellungsbedingter Unregelmäßigkeiten (Betonnachbehandlung), mit untersucht werden, da dies nachträglich, mit vertretbarem Aufwand, nicht mehr korrigierbar ist. Eine getrennte Untersuchung mit oberen und unteren Grenzwerten für das Kriech- und Schwindverhalten ist deshalb in der Praxis oft sinnvoll.

A.3.1.11 Kombination der Einzeleinwirkungen

Trotz wahrscheinlichkeitstheoretischer Überlegungen der aktuellen Normenwerke hinsichtlich zutreffender Überlagerungen der Einwirkungen, darf man nicht übersehen, dass die ausgewiesenen Auftrittswahrscheinlichkeiten immer nominelle Werte sind, das heißt sie gelten innerhalb der getroffenen Annahmen für die Häufigkeitsverteilungen der Einzeleinwirkungen.

Aus diesem Grunde ist hier eine übertriebene Genauigkeit nicht zielführend und es sollte eher auf einen noch vertretbaren Aufwand bei der praktischen Durchführung, durch eine noch überschaubare Anzahl von Einwirkungskombinationen, Bedacht genommen werden.

Ansonst besteht die Gefahr, dass der mögliche - angesichts der Unwägbarkeiten der Einzeleinwirkungen - unbedeutende Gewinn an Genauigkeit durch die größere Fehleranfälligkeit, infolge der Unüberschaubarkeit bei der Berechnung, kompensiert wird.

A.3.2 Werkstoffverhalten

Nachfolgend werden nur jene Größen des Werkstoffverhaltens angeführt die bei der globalen elastischen Systemberechnung bedeutsam sind.

- *Stahl*

Für den Werkstoff Stahl sind die Nichtlinearitäten und Streuungen im Spannungs - Dehnungs Verhalten im Bereich unter der Fließgrenze vernachlässigbar klein, sodass mit konstantem E - Modul gerechnet werden kann. Diese eindeutigen Zusammenhänge, vor allem auch die ausgeprägte Fließgrenze, die eine elastisch - ideal plastische Werkstoffcharakteristik erlauben, sind auch ein Grund, dass im Stahlbau traditionell eine hohe Rechengenauigkeit und damit ein hoher Detaillierungsgrad bei der Modellbildung angestrebt werden. Vor allem die großen Unwägbarkeiten der herstellungsbedingten Eigenspannungen relativieren jedoch eine übertrieben genaue Spannungsberechnung.

- *Beton*

Wegen der wesentlich höheren Streuungen der mechanischen Werkstoffparameter, kann auch das nichtlineare Spannungs - Dehnungs Verhalten vernachlässigt werden und wieder ein konstanter E - Modul vorausgesetzt werden.

Einen wesentlich größeren Einfluss auf die Systemberechnung hat jedoch die geringe, stark streuende Zugfestigkeit des Betons, die bei Überschreitung zu einer deutlichen Steifigkeitsreduktion führt, da nun nahezu nur noch die Bewehrung wirksam ist (Übergang Zustand I → Zustand II). Dies wirkt sich insbesondere auf die Modellierung von durchlaufenden Verbunddeckbrücken aus. Erschwerend kommt hinzu, dass dabei auch die mit großen Streuungen behafteten Eigenspannungen aus Schwinden und Kriechen immer mitzuberücksichtigen sind.

Noch schwieriger ist die zutreffende Einschätzung der Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte, die auch durch lokale Fahrbahnlasten stark beeinflusst wird, sodass in Bereichen die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird.

Deshalb ist nur eine ingenieurmäßige Abschätzung, mit der Festlegung von oberen und unteren Grenzwerten für die Systemberechnung (z. B. für die Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte, gerissener Bereich in Brückenlängsrichtung infolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons), zielführend.

A.3.3 Herstellungsbedingte Besonderheiten

Hinsichtlich der herstellungsbedingten Besonderheiten, die zu Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen für die Berechnungsmodelle führen, ist es sinnvoll zwischen den Bauteilen aus Baustahl und - im Falle von Verbundbrücken - jenen aus Beton, zu unterscheiden. Zusätzlich können sich noch durch unsachgemäßen Lagereinbau unplanmäßige Zwängungsbeanspruchungen ergeben.

- *Stahlbauerstellung*

Die größte Unwägbarkeit bei der stahlbaulichen Herstellung sind die hohen Eigenspannungen sowie deren Verlauf am Bauteil, bedingt durch den hohen Schweißanteil bei Brücken.

Dies betrifft jedoch nicht nur Neubauten, sondern auch bestehende Tragwerke, da die Eigenspannungen praktisch nur mit einem unverhältnismäßig hohen Aufwand messbar sind.

Auch beim Zusammenbau der vorgefertigten Tragwerksteile an der Baustelle können infolge von Passungenauigkeiten oder geänderter Lagerungsbedingungen zur Werkstattvormontage, unplanmäßige Zwängungsbeanspruchungen bei statisch unbestimmter Lagerung entstehen, die meist nicht rechnerisch nachvollziehbar sind.

Eine weitere Unwägbarkeit bei der Stahlbauerstellung sind die geometrischen Imperfektionen. Zwar sind die, noch durch die Berechnung abgedeckten, Maximalwerte an zulässigen Imperfektionen in den Toleranzvorschriften für die Herstellung verankert. Trotzdem sind bei komplexen Montagethoden, auch bedingt durch Einsparungen seitens der Bauherren bei der Bauüberwachung, Überschreitungen dieser Grenzwerte oftmals durchaus gegeben, die meist nicht mehr korrigierbar sind. Dies sollte in der statischen Berechnung ebenfalls berücksichtigt werden, um zu überprüfen wie sensibel das Tragwerk auf derartige unplanmäßigen Imperfektionen reagiert, sodass notwendigenfalls strengere Kontrollen bei der Montage eingefordert werden können.

Oft kaum zutreffend einschätzbar sind jedoch die Imperfektionsverläufe, sodass meist bei der Berechnung ungünstigste Verläufe - auf der Basis vorhergehender Eigenwertuntersuchungen - angesetzt werden.

Die Unwägbarkeiten der zutreffenden Ansätze der geometrischen Imperfektionen gelten jedoch nur für Neubauten, da an bestehenden Tragwerken diesbezügliche Messungen mit relativ geringen Aufwand notwendigenfalls vorgenommen werden können.

- *Betonbauherstellung*

Bei der Betonbauherstellung liegen Unwägbarkeiten vor allem bei der, für Betonfahrbahnplatten üblichen Ortbetonbauweise, vor. Betonüberfestigkeiten und Fehler bei der Betonnachbehandlung können zu unplanmäßigen Streuungen der in der Berechnung zugrundegelegten Werte, insbesondere für die Betonzugfestigkeit und das Schwinden (Bestimmung der gerissenen Bereiche in Brückenlängsrichtung), führen.

- *Lagereinbau*

Im Falle statisch unbestimmter Lagerung kann der unsachgemäße Lagereinbau - meist in Form der unzutreffenden Lagervoreinstellung der beweglichen Lager - zu unplanmäßigen horizontalen Zwangskräften führen. Diese Zwängungswirkungen sind am fertigen Tragwerk oft kaum feststell- und abschätzbar.

A.3.4 Lagerungsverhältnisse des Tragwerkes

Die Brückenlagerung hat das Hauptziel, eindeutige Lagerungsbedingungen herzustellen, sodass die Tragwerks- und Unterbaubeanspruchungen in eindeutiger Weise nachvollziehbar sind. Üblicherweise wird der Unterbau - zumindest die Widerlager - bei der Systemberechnung aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht mit abgebildet (hohe, verformbare Brückenpfeiler werden jedoch meist mitmodelliert), sondern notwendigenfalls nur die Verformbarkeit des Unterbaues - in Form von Federelementen - angesetzt (Unterbau und Baugrund werden nachfolgend an eigenen Modellen untersucht, wobei die Lagerkräfte als Belastung dienen).

Diese von einer starren Lagerung abweichenden Lagerungsverhältnisse stellen hier die Verformbarkeiten der Fundamente gegenüber Verdrehung und Verschiebung dar, die von den Baugrundeigenschaften sowie den Abmessungen und Einspannverhältnissen der Fundamente stark abhängen. Die meist nichtlinearen Verformungscharakteristiken sollten, infolge der großen Unwägbarkeiten und Streuungen der Verformbarkeiten selbst, immer linearisiert werden, sodass für die globale Systemberechnung äquivalente Federkennwerte - sinnvoll auch wieder als obere und untere Grenzwerte - angesetzt werden können.

Der Einfluss der Lagerungsverhältnisse auf die Tragwerksbeanspruchungen hängt stark vom Tragwerkstyp und der gewählten Lagerungsform des Fahrbahnquerschnittes ab.

Im Grenzfall der statisch bestimmt gelagerten einfeldrigen Balkenbrücke haben die Lagerungsverhältnisse überhaupt keinen Einfluss auf die Beanspruchungsverhältnisse des Tragwerkes und der Lager, sodass eine starre Lagerung bei der Systemberechnung vorausgesetzt werden kann.

Im Gegensatz dazu stehen Systeme, die auch eine volle Einspannung in den Baugrund vorsehen, wie beispielsweise Bogenbrücken. Hier haben die Verformbarkeiten des Unterbaues großen Einfluss auf die Beanspruchungen des Tragwerkes.

A.3.5 Grenzen der Berechenbarkeit

Mitunter sind oft die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen so groß, dass auch den Ergebnissen einer genauen, realitätsnahen Berechnung eine große Streubreite zugestanden werden müsste. In all diesen Fällen sind einfache Ingenieurmodelle, die keine große Genauigkeit vortäuschen, oft wesentlich effektiver. Nachfolgend werden diesbezüglich einige Beispiele genannt. Sie zeigen auch die Grenzen einer automatisierten Gesamtberechnung auf.

- *Horizontale Lagerkräfte infolge Bremslasten*

In Bild A / 12 ist der Sachverhalt zu diesem einfachen Beispiel dargestellt. Eine Balkenbrücke weist an einem Widerlager zwei längsfeste stählerne Lager auf. Die Lagerkräfte (A_1 , A_2) infolge der horizontalen Bremslast H , vorerst in Brückenmitte wirkend, seien zu berechnen. Eine Kraftübertragung durch Reibung sei ausgeschlossen.

Die zutreffende Antwort, die auch durch eine genaue FE - Berechnung oft übersehen werden kann, ist, dass beide Lager auf die horizontale Kraft H auszulegen sind. Dies deshalb, da für diese Belastung der gesamte Brückenquerschnitt praktisch unverformt bleibt, sodass die zufällige Lage des Lagerspieles an beiden Lagern dafür ausschlaggebend ist, welches Lager die Horizontalbelastung zur Gänze aufnehmen muß. Aus Gleichgewichtsgründen tritt nun eine zusätzliche quer gerichtete Lagerkraft ΔA an beiden Widerlagern (entgegengesetzt gerichtet) auf.

Auch bei nicht mittiger Lage der Bremslast H bleibt, bei entsprechendem Lagerspiel, weiterhin die Ungewissheit welches Lager die Horizontalkraft aufnimmt.

Dieses Beispiel zeigt auch, dass die Wahl der Lagerung ganz wichtig ist, um möglichst klare Lastabtragungsverhältnisse zu erhalten. Eine längsfeste Lagerung an nur einem Lager führt hier zu eindeutigen Verhältnissen.

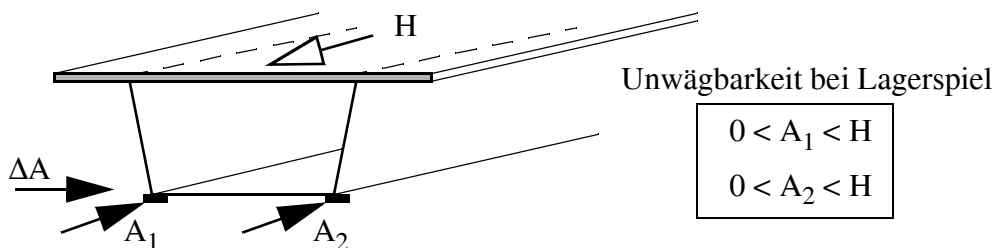


Bild A / 12 Unwägbarkeiten bei der Lagerkraftermittlung bei beidseits längsfester Lagerung mit Lagerspiel.

- *Bestimmung des gerissenen Bereiches der Fahrbahnplatte von durchlaufenden Verbunddeckbrücken*

In Bild A / 13 ist der Sachverhalt zusammengefasst. Für eine zweifeldrige Verbunddeckbrücke soll die maximale Biegebeanspruchung im Feld (Querschnitt m) ermittelt werden. Hier soll kurz diskutiert werden, ob eine realitätsnahe Abbildung des Reißens der Betonfahrbahnplatte im Stützbereich zielführend und notwendig ist, oder ob eine ingenieurmäßige Vorgehensweise mit der Festlegung einer entsprechenden Länge e_{II} , innerhalb der die Biegesteifigkeit und Tragfähigkeit des Verbundträgers auf den des reinen Stahlquerschnitts reduziert wird, ausreicht (die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bleibt hier außer Acht).

Zur Beurteilung dieser Frage ist festzustellen, welche Streubreite der errechneten Länge e_{II} , innerhalb der die Betonzugspannungen überschritten sind, zukommt.

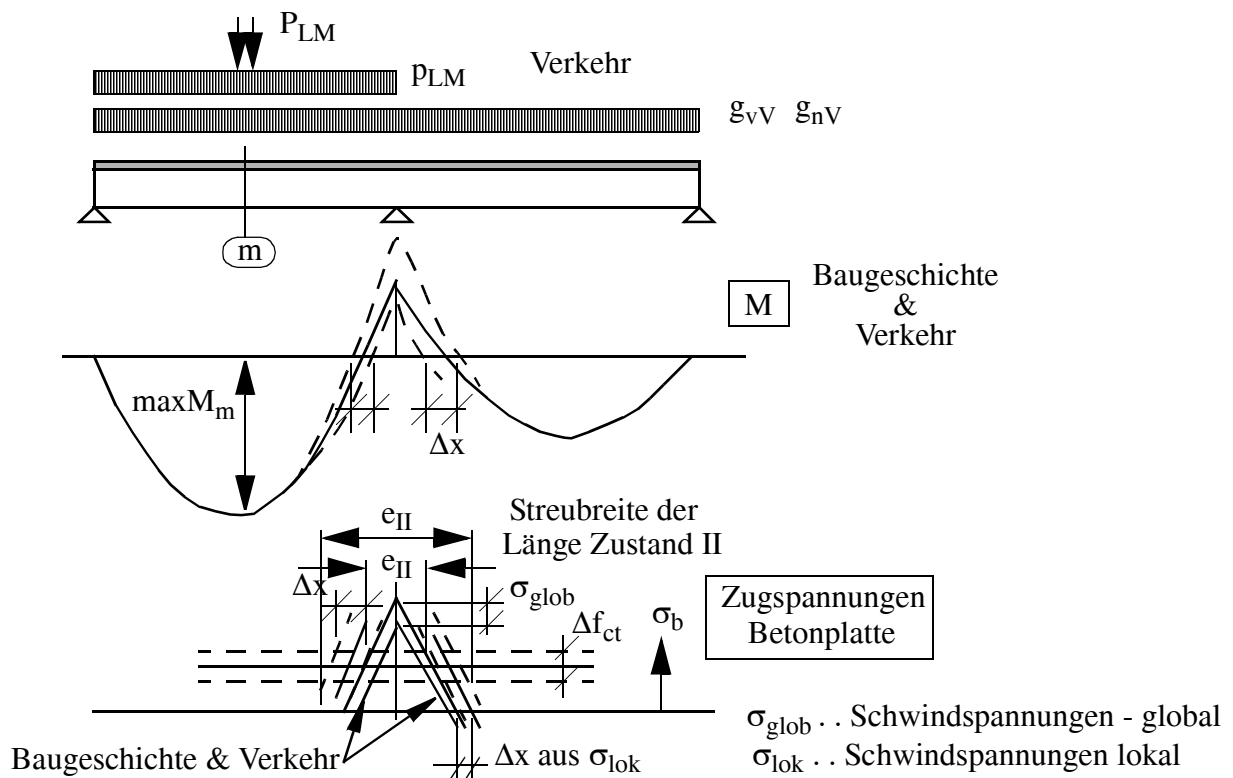


Bild A / 13 Unwägbarkeiten bei der Bestimmung der zutreffenden Länge e_{II} für Zustand II in der Betonplatte - maßgebende Belastung für Feldmitte.

Folgende Unwägbarkeiten sind dabei zu beachten:

- Das Verkehrslastbild des Normenlastmodells ist nur derart kalibriert, dass das maximale Moment im Feldquerschnitt zutreffend erfasst wird. Hinsichtlich der Auswirkungen im hier wichtigen Stützbereich ist auf jeden Fall mit einer gewissen Streubreite (Δx) zu rechnen, die beim schematisch dargestellten Momentenverlauf in Bild A / 13 strichliert angedeutet ist.
- Die Höhe der Zugspannungen der Betonplatte im Stützbereich kann nur aus den Gesamtbeanspruchungen zutreffend ermittelt werden. Dies bedeutet, dass ständige Lasten und die Baugeschichte ebenfalls miteinfließen und zutreffend erfasst werden müssen (Trennung in Lasten vor und nach Verbund - g_{vV} , g_{nV}).
- Zusätzlich fließen in die Bestimmung von e_{II} auch die Unwägbarkeiten für das Schwinden der Fahrbahnplatte ein. Dabei ist einerseits die globale Wirkung, die zu zusätzlichen negativen Biegemomenten am Verbundträger und damit zu Zugspannungen im Stützbereich führt (σ_{glob}), zu beachten. Andererseits ist der lokale Eigenspannungszustand aus Schwinden am Verbundquerschnitt von Einfluss, der zu zusätzlichen Betonzugspannungen führt (σ_{lok}).
- Streuungen der Betonzugfestigkeit der Fahrbahnplatte selbst (Δf_{ct} in Bild A / 13).

All diese Unwägbarkeiten zusammen führen zu einer doch deutlichen, schwer quantifizierbaren möglichen Schwankungsbreite der tatsächlichen Länge e_{II} mit gerissener Fahrbahnplatte. Somit bedeutet eine genaue Berechnung mit einer immer am Gesamtbeanspruchungszustand orientierten Iteration des gerissenen Bereichs, einen unverhältnismäßig hohen Aufwand, ohne dass eine treffsicherere Beanspruchungsermittlung auch tatsächlich gewährleistet ist.

- *Mitwirkung des Asphaltbelages an der lokalen Lastabtragung*

In Bild A / 14 ist der Sachverhalt dargestellt. In der Praxis wird hinsichtlich der lastverteilenden Wirkung von Asphaltbelägen eine ingenieurmäßig festgelegte Lastausbreitung unter $\alpha = 45^\circ$ angesetzt und die Mitwirkung des Asphaltes an der Lastabtragung der Längsrippe vernachlässigt.

Auch hier ist eine genauere Rechnung nicht zielführend, da, wie Versuche zeigten, in den Sommermonaten infolge der hohen Belagstemperaturen die Festigkeiten und Steifigkeiten des Asphaltes derart abnehmen, dass praktisch keine Mitwirkung an der Lastabtragung auftritt.

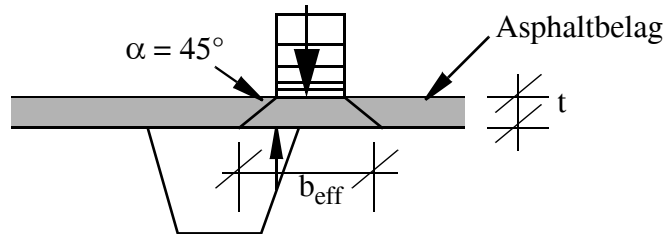


Bild A / 14 Vereinfachte Mitwirkung des Asphaltbelages an der lokalen Lastabtragung.

A.4 Detaillierungsgrad bei der Systemberechnung - Abhängigkeit von den Grenzzustandsmodellen

A.4.1 Allgemein

Ein wesentliches Kriterium bei der Festlegung der globalen und lokalen Modelle zur Systemberechnung ist, den notwendigen Detaillierungsgrad zu erkennen. Diesbezüglich stellt sich die Frage wie genau die Beanspruchungen, insbesondere die Spannungsverläufe an den einzelnen Bauteilen, wiedergegeben werden müssen. Ist beispielsweise die Schubspannung in den Hauptträgerstegen vereinfacht als konstant anzusehen, oder sollte sie realitätsnah ermittelt werden. Nachfolgend wird immer von einer linear - elastischen Systemberechnung ausgegangen.

Um dies beurteilen zu können, ist - was vorerst nicht plausibel erscheinen mag - eine Analyse der lokalen Modelle zum Nachweis gegenüber den einzelnen Grenzzuständen (z.B. Querschnittsnachweise, Stabilitätsnachweise) notwendig. Diese, detailliert im Abschnitt A.4.2, dargestellte Analyse sieht auch eine ingenieurmäßige Klassifizierung der verschiedenen Möglichkeiten, nach dem Aufwand der praktischen Durchführung, vor.

Der Grund die verschiedenen Ingenieurmodelle für die Grenzzustände an den Anfang zu stellen, ist, dass diese keineswegs immer realitätsnahe Spannungsverläufe erfordern. Einerseits können, durch die Ausnutzung des zähplastischen Werkstoffverhaltens des Stahls, die elastisch ermittelten Spannungsspitzen abgemindert werden. Andererseits sind mitunter Spannungen zu beachten, die - auch in realitätsnahen Modellen - nicht enthalten sind, wie beispielsweise die herstellbedingten Eigenspannungen. Oft fehlen Beanspruchungsanteile und sind, für den Anwender nicht sichtbar, in den Beanspruchbarkeiten eingerechnet. Letztendlich müssen die zugrunde gelegten Spannungsverläufe immer zum verwendeten Ingenieurmodell des Grenzzustandes kompatibel sein. Bei der Beurteilung ist zu beachten, dass die verwendeten Spannungen beim Nachweis Größen sind, die zwar die Höhe der Beanspruchung charakterisieren, aber von den wahren Bauteilspannungen mitunter deutlich abweichen.

Nachfolgend wird nur die Grundproblematik aufgezeigt, ohne auf die detaillierten Vorgehensweisen zum Nachweis der Grenzzustände in den Normenwerken einzugehen.

- *Spannungsanteile der Grenzzustandsbetrachtungen - ingenieurmäßiger Überblick*

Im üblichen Stahlbau, wie beispielsweise im Stahlbau, liegen nur stabförmige Bauteile vor. Durch den nahezu ausschließlichen Einsatz von Stabmodellen werden die Neben - und Kerbspannungen bei der Beanspruchungsermittlung automatisch eliminiert, da sie nicht erfassbar sind. Die Ingenieurmodelle der Normenwerke sind dazu kompatibel.

Eine zunehmend realitätsnahe Abbildung liefert außer den, nachfolgend als *Primärspannungen* bezeichneten Spannungen, die nur zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen und der globalen Bauteilverträglichkeiten infolge der elastischen Berechnung beitragen (oft auch als *Nennspannungen* bezeichnet), auch zunehmend zutreffendere Verläufe der *Sekundärspannungen*, die sich aus der lokalen Verträglichkeit der Dehnungszustände an Diskontinuitäten der Einzelbauteile ergeben. *Primär- und Sekundärspannungen* gemeinsam werden oft auch als *geometrische Spannungen* bezeichnet, da die örtlichen Spannungsunstetigkeiten bzw. -spitzen aus der unstetigen, lokalen Bauteilgeometrie entstehen.

Bei der Erfassung der *geometrischen Spannungen* im Berechnungsmodell können sich jedoch gewisse Probleme ergeben, wie anhand des in Bild A / 15 dargestellten Querträgers einer orthotropen Platte nachfolgend kurz erläutert wird. Ein erster kritischer Punkt betrifft den Umstand, dass Größe und Verlauf der *geometrischen Spannungen* stark vom Modell des Anwenders bestimmt sind. Beispielsweise sind die Spannungsspitzen am Stegausschnitt des Querträgers (Punkt 2) in erster Linie davon abhängig, ob und wie der Stegausschnitt abgebildet wird. Auch bei einer sehr genauen Modellierung sind jedoch oft immer noch zusätzliche Effekte separat abzubilden, beispielsweise wenn ein - in der Regel nicht mitmodellierter - biegesteifer Stoß zu Spannungsspitzen am Untergurt führt (Achse 1, Spannungsspitzen am Lochrand). Weiters sind die Ingenieurmodelle der anschließenden Nachweise oft auf Basis von *Nennspannungen* bzw. *Primärspannungen* formuliert, sodass zusätzliche Interpretationsprobleme, hinsichtlich der lokalen Spannungsspitzen, entstehen.

Ein Einfordern der Berechnung von *geometrischen Spannungen* bedeutet daher einerseits einen großen Aufwand für den Anwender und birgt andererseits die Gefahr größerer Abweichungen von den Sollergebnissen, da diese sehr sensibel hinsichtlich der Modellierung der lokalen Bereiche sind. Letzteres ist für die *Primär-* bzw. *Nennspannungen*, hier des Querträgers ohne Längsrippendurchdringungen und ohne Stoßausbildung, nicht gegeben. Vor allem für die, meist standardisierten Detailausbildungen, sind daher lokale Ingenieurmodelle zur Erfassung des realen Spannungszustandes auf Basis der Nennspannungen des globalen Modells sinnvoller. Für den dargestellten Fall des Querträgers einer orthotropen Platte gibt beispielsweise die DS 804 [37] ein einfaches lokales Modell - in Form eines Vierendeelträgers - mit eindeutigen Anweisungen hinsichtlich der zu ermittelnden Ersatznennspannungen an, sodass die Spannungskonzentrationen im Bereich des Stegausschnittes indirekt erfasst sind.

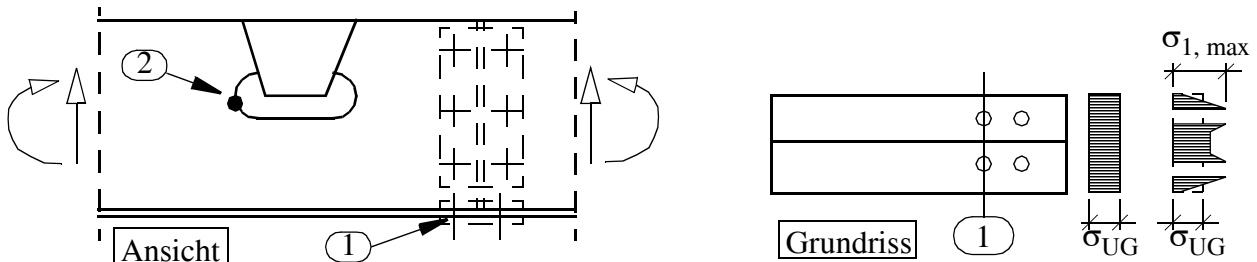


Bild A / 15 Abbildung des Beanspruchungszustandes im mechanischen Modell, anhand des Beispiels einer Querrippe einer orthotropen Platte.

A.4.2 Klassifizierung der lokalen Modelle für die einzelnen Grenzzustände (Tragsicherheit)

Die im Zuge der Systemberechnung ermittelten Beanspruchungen am mechanischen Modell (Überlagerung aus globalem und lokalen Modellen) liefern die Basis für nachgeschaltete lokale Modelle zur Ermittlung der zugehörigen Beanspruchbarkeiten der einzelnen Grenzzustände. Dabei erfolgt auch der eigentliche Nachweis (Typ L2 in Abschnitt A / 2).

Nicht immer gilt, dass für den Anwender einfacher erscheinende lokale Modelle, konservativere und damit unwirtschaftlichere Beanspruchbarkeiten liefern (vgl. Knicknachweis nach Bild A / 19). Der Grund dafür ist, dass alle Ingenieurmodelle durch Kalibrierung gegenüber genaueren Forschungsmodellen entstanden sind, die oft jedoch nicht publiziert werden und deren Anwendungsgrenzen oft nicht explizit festgelegt sind. Damit ist grundsätzlich nur eine qualitative Abschätzung des erreichbaren Genauigkeitsgrades möglich.

Nachfolgend wird versucht, die lokalen Modelle für die einzelnen Grenzzustände zu ordnen sowie zu klassifizieren und zwar in Hinblick des Berechnungsaufwandes für den praktischen Ingenieur. Dabei gilt:

- **Klasse S1:** Vollständig aufbereitetes Ingenieurmodell; die Beanspruchbarkeiten können mittels Formelapparat ermittelt werden.
Den Nachweisen können meist die Beanspruchungen der Systemberechnung nach Theorie I. Ordnung (Gleichgewicht am unverformten System), ohne Berücksichtigung von Bauteilimperfectionen, unmittelbar zugrunde gelegt werden.
- **Klasse S2:** Hier ist eine zusätzliche Systemberechnung zur Ermittlung der Beanspruchbarkeiten an lokalen, einfachen Modellen notwendig.
- **Klasse S3:** Realitätsnahe Alternativen zu den Ingenieurmodellen der Klasse S1 und S2, die auch wieder begrenzte, lokale Modelle darstellen. Modelle dieser Klasse werden bei den einzelnen Grenzzuständen nur angeführt, wenn ihr Einsatz sinnvoll erscheint.

Hier werden nur die Grenzzustände der Tragsicherheit dargestellt. Dies einerseits, da sie primär für die Auslegung eines Tragwerkes bestimmend sind und andererseits die Nachweise hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit der Bauteile bei weitem nicht diese Vielfalt an Möglichkeiten aufweisen.

Die einzelnen lokalen Modelle werden nur in ihrem Grundkonzept, ohne Teilsicherheitsfaktoren, dargestellt und nicht in ihrer detailgetreuen Formulierung. Dies vor allem deshalb, um einen klaren Überblick zu erhalten, da die Detailformulierungen in den einzelnen Normenwerken mitunter deutlich variieren. Damit besteht auch die Möglichkeit, andere Forschungsquellen einzubinden.

Nachfolgend sind die Vorgehensweisen zu den einzelnen Nachweisen gegenüber den Grenzzuständen immer beispielhaft für die Gegebenheiten des Brückenbaues, insbesondere für den Fahrbahnquerschnitt, dargestellt.

A.4.2.1 Querschnittsnachweis

Auf die Querschnittsnachweise stabförmiger Bauteile (z. B. Bogen, Bogenhänger, Verbandsstäbe) wird hier nicht eingegangen, da hier keine gegenüber dem üblichen Stahlbau abweichenden Besonderheiten vorliegen, sondern auf den Nachweis des allgemeinen Fahrbahnquerschnittes.

Bedingt durch endliche Abstände und Steifigkeiten der Querscheiben bzw. Querverbände, kann der gesamte Fahrbahnquerschnitt nicht als ein Einzelstab betrachtet werden. Am sinnvollsten ist, wie Bild A / 16 zeigt, eine isolierte Betrachtung der einzelnen Hauptträger (hier HT 1).

Unabhängig von der Inanspruchnahme des elastischen oder plastischen Querschnittswiderstandes ist die Vorgehensweise in die **Klasse S1** einzustufen. Wird der elastische Querschnittswiderstand zugrunde gelegt (Klasse 3), sind die Spannungsnachweise an den maßgebenden Stellen zu führen, mitunter unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen σ und τ (Vergleichsspannung in m), wobei die Größe der Beanspruchbarkeit durch die Fließgrenze f_y gegeben ist. Nichtlineare Spannungsverläufe, in Bild A/ 16 nicht dargestellt, sind hier grundsätzlich miterfassbar. Prinzipiell ist hier auch das Beulen mitintegrierbar, bei Verwendung effektiver Querschnitte (Klasse 4). Meist erfolgt jedoch in der Praxis die einfachere Vorgehensweise nach A.4.2.2 .

Schon anhand diesem einfachsten Grenzzustand zeigt sich auch die Grundproblematik bei der Beurteilung der Genauigkeit der Modelle sowie der Interpretationsschwierigkeiten in der Ingenieur-

praxis. Die konsequente Umsetzung der rein elastischen Betrachtung, müsste seitens der Beanspruchung auch die in Bild A / 16 angedeuteten Eigenspannungen σ_e beinhalten, die jedoch in allen Normenregelungen außer Acht bleiben. Dies bedeutet, dass dieser elastische Grenzzustand nur eine Fiktion im Rechenmodell ist und unter den zugrunde gelegten Beanspruchungen bereits lokales Plastizieren des Querschnitts zugelassen wird.

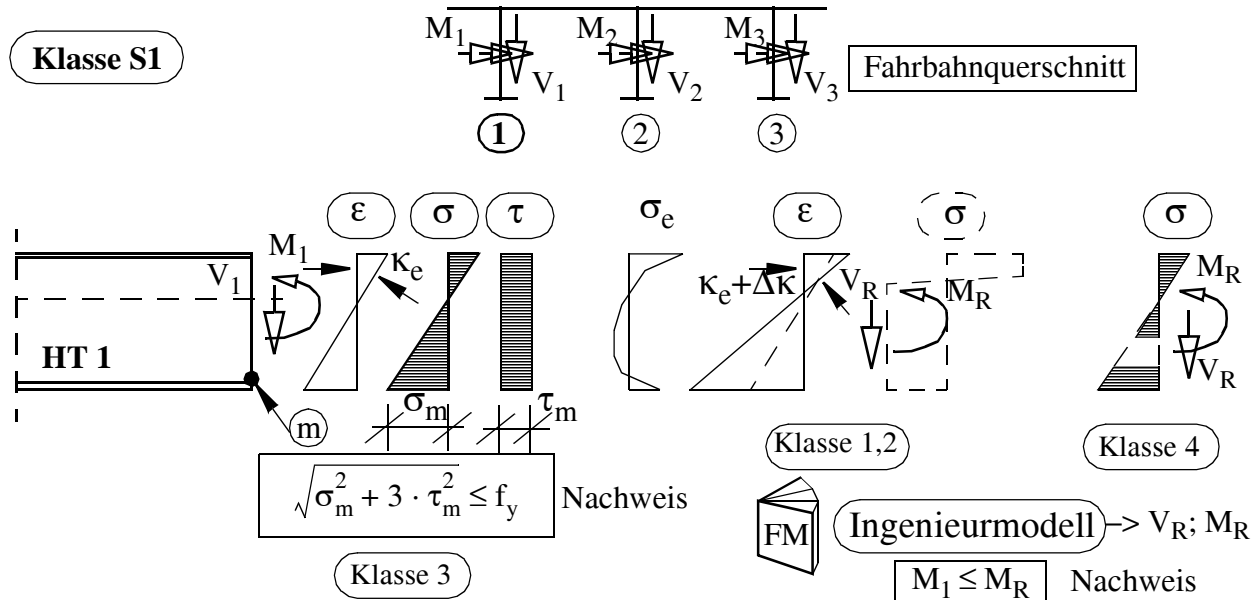


Bild A / 16 Vorgehensweise beim Querschnittsnachweis des Fahrbahnquerschnittes.

Ist aufgrund des Beanspruchungszustandes und der Schlankheiten der Querschnittsteile eine Einstufung des Hauptträgerquerschnittes in eine andere Querschnittsklasse möglich, so ist nur noch ein Nachweis mit den Spannungsresultanten des Hauptträgers (V_1, M_1) sinnvoll. Im Falle von Querschnitten der Klasse 4, fließt die Beultragfähigkeit mit ein, sodass der Beulnachweis hier indirekt enthalten ist. Auf den Beulnachweis wird jedoch nachfolgend separat eingegangen.

Wenn der plastische Querschnittswiderstand angesetzt wird (Klasse 1, 2) dürfen nun die Eigenspannungen in jedem Fall außer Acht bleiben, da sie ja durch die plastischen Dehnungen abgebaut werden. Der Nachweis erfolgt auf der Ebene der Schnittkräfte des betrachteten Hauptträgers.

A.4.2.2 Beulnachweis von Querschnittsteilen

Der Beulnachweis erfolgt in der Praxis meist isoliert für die einzelnen Querschnittsteile, wobei die elastischen Spannungen (vgl. Bild A / 16, Klasse 3) als Grundlage dienen. Am Fahrbahnquerschnitt ist dieser Nachweis für die Stege der Hauptträger meist bemessungsbestimmend. Dies gilt auch für die durchgehenden Untergurtbleche von Kastenquerschnitten bei mehrfeldrigen Tragwerken im Bereich der Innenstützen.

Die Standardvorgehensweise nach Bild A / 17 ist der **Klasse S1** zuzuweisen. Die Quersteifen werden im Regelfall konstruktiv derart ausgebildet, dass sie unverschiebliche Lagerlinien darstellen und sich der Beulnachweis immer auf den Stegbereich innerhalb zweier Quersteifen beschränkt. Den Spannungsverläufen liegen indirekt folgende Vereinfachungen zugrunde: – konstanter Verlauf in Längsrichtung; linearer Verlauf der Normalspannungen in Querrichtung; – konstante Schubspannungen.

Über diese Vereinfachungen hinausgehende Spannungsverläufe werden nicht erfasst. Die Querbelastung aus Wind ist hier nicht erfassbar und wird üblicherweise vernachlässigt.

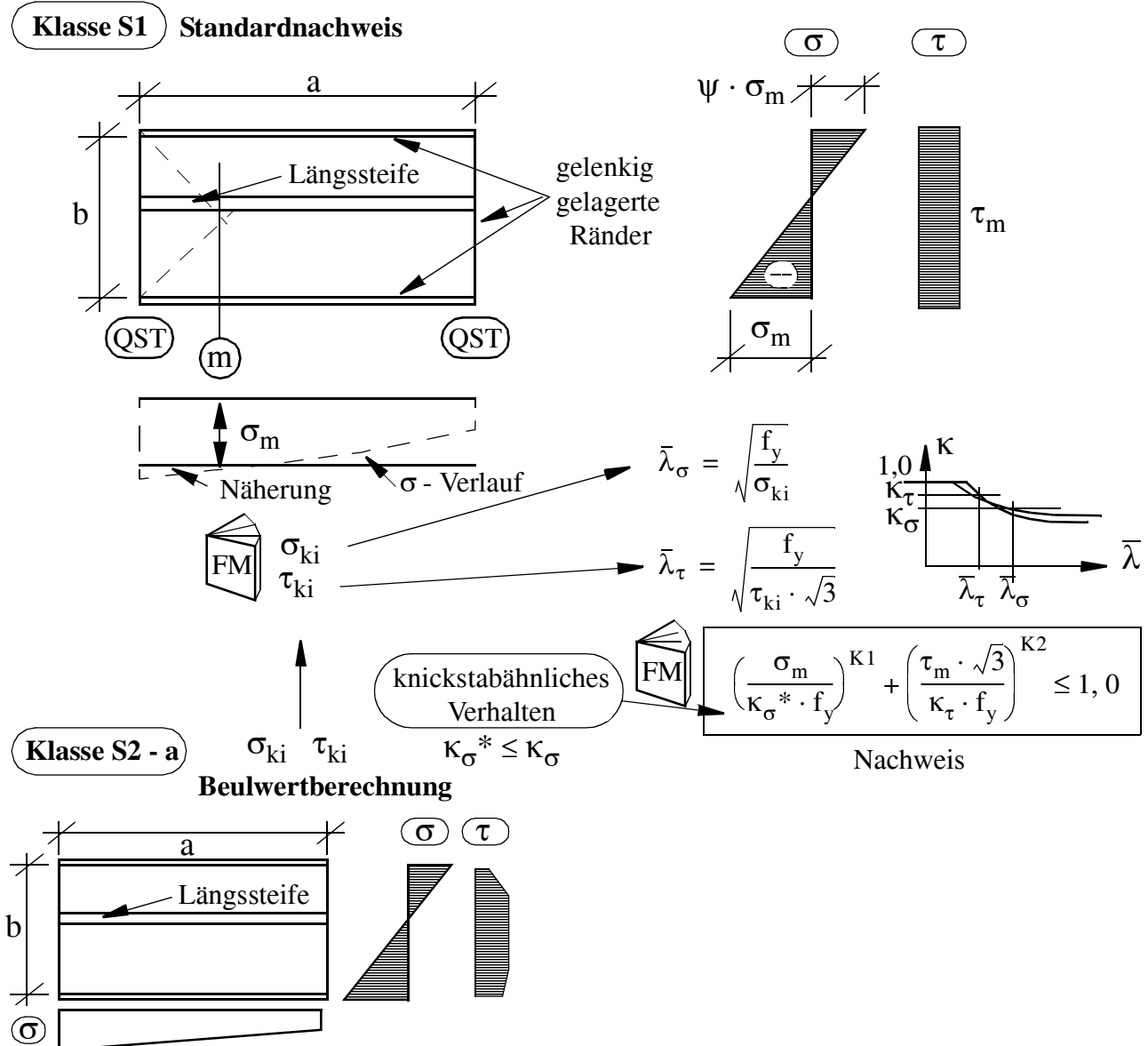


Bild A / 17 Vorgehensweise beim Beulnachweis am Beispiel Hauptträgersteg.

Die idealen Beulspannungen der Einzelbeanspruchungen (σ_{ki} , τ_{ki}), in den Normenwerken tabelliert oder aus der Literatur verfügbar, dienen als Basis zur Ermittlung bezogener Schlankheiten, sodass - ähnlich wie beim Stabknicken - anhand bezogener Beulspannungslinien die Abminderungsfaktoren κ der realen Beultragfähigkeit errechnet werden. Da diese neuerdings auch das überkritische Tragverhalten berücksichtigen, ist bei Normalspannungsbeanspruchung die Reduktion der Tragfähigkeit, infolge des knickstabähnlichen Verhaltens, zusätzlich zu berücksichtigen. Der eigentliche Nachweis erfolgt in Form einer Interaktion der Einzelbeanspruchungen (vgl. Bild A / 17). Wie beim Querschnittsnachweis dürfen Eigenspannungen außer Acht bleiben, da sie indirekt in den Beanspruchbarkeiten (κ_{σ} , κ_{τ}) enthalten sind.

Die Vorgehensweise nach **Klasse S2a** ist ident wie bisher, jedoch werden nun die idealen Beulspannungen anhand eines lokalen Modells separat ermittelt. Damit können nun grundsätzlich auch belie-

bige, von den obigen vereinfachten Annahmen abweichende, Spannungsverläufe berücksichtigt werden. Der Gewinn an Genauigkeit, insbesondere bei realitätsnäheren Spannungsverläufen ($\tau \neq \text{konstant}$; σ nichtlinear) ist jedoch ungewiss, da ja die Kalibrierung des Ingenieurmodells zur Ermittlung der Beanspruchbarkeiten implizit Eigenspannungsverläufe beinhaltet und die Kalibrierung nur für die oben angeführten vereinfachten Spannungsverläufe erfolgte.

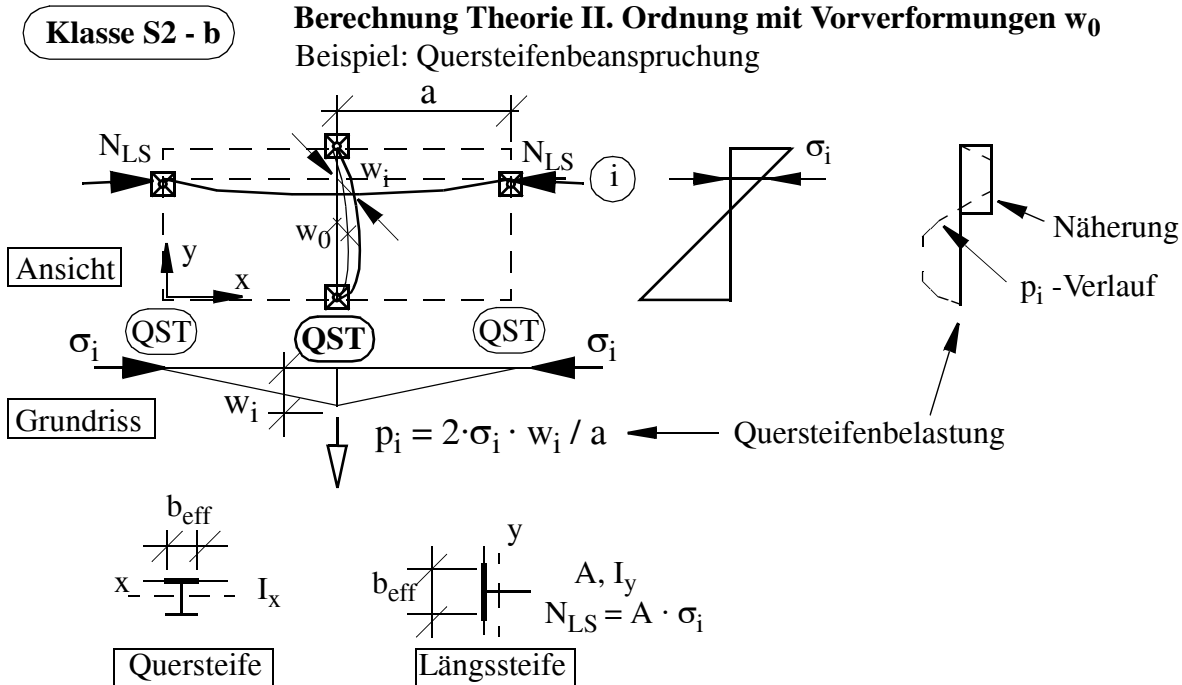


Bild A / 18 Vorgehensweise beim Beulnachweis am Beispiel Hauptträgersteg; Fortsetzung.

Im Falle komplexerer Anlageverhältnisse (z. B. mehrere Längssteifen, nachgiebige Quersteifen) kann - primär hinsichtlich der Normalspannungsbeanspruchung - auch mittels einfacher, zusätzlicher lokaler Stabmodelle, insbesondere bei knickstabähnlichem Verhalten, ein ausreichend genaues Vorgehen erreicht werden; jedoch in Form einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit geometrischen Ersatzimperfektionen → **Klasse S2 - b** in Bild A / 18. Damit kann auch die, bisher vorausgesetzte, ausreichende Steifigkeit der Quersteife aus der Stegebene nachgewiesen werden. In Bild A / 18 ist der Fall der Untersuchung der Quersteife skizziert, der in ähnlicher Form auch in der DIN 18800 vorgesehen ist. Längs- und Quersteife werden als Stäbe, mit alleiniger Biegesteifigkeit aus der Stegebene unter Ansatz mitwirkender Stegblechteile (b_{eff}) modelliert. Quer- und Längssteife erhalten eine entsprechende geometrische Ersatzimperfektion, wie sie für alternative Knicknachweise (vgl. Bild A / 19) in den Normenwerken festgelegt ist. Anstatt der geometrischen Ersatzimperfektionen können auch äquivalente Abtriebskräfte angesetzt werden, sodass am perfekten System gerechnet werden kann. Die Belastung der Quersteife rührt aus der Abtriebskraft p_i infolge des angenommenen Knickes der einzelnen Stegblechstreifen im Grundriss, jene der Längssteife aus den Normalkräften N_{LS} aus der zugrunde gelegten Beanspruchung. Der Nachweis erfolgt in Form eines Querschnittsnachweises der Quer- bzw. Längssteife. Durch einen zusätzlichen Nachweis der Quersteifenverformungen kann die Zulässigkeit der Annahme starrer Quersteifen für den Beulnachweis der isolierten Teilfelder (vgl. Bild A / 17) überprüft werden.

Querlasten aus Wind könnten mit diesem Modell sehr leicht miterfasst werden (zusätzliche Querlasten für Quer- und Längssteife).

A.4.2.3 Knicknachweis von gedrückten Einzelstäben

Vorerst wird nur der zentrisch gedrückte Einzelstab, ohne Querbelastung, behandelt. Diese Gegebenheiten liegen bei den meisten Verbandsstäben vor, da die lokalen Querbelastungen infolge Wind und Eigengewicht meist vernachlässigbar klein sind.

Die Annahme gelenkiger Lagerung an den Stabenden sowie zentrische Stabelastung stellen Näherungen dar, die dann zutreffend sind, wenn die Biegemomente aus den Anschlusszentritäten von den anschließenden Knotenblechen aufgenommen werden können. In diesen Fällen sollte diese Näherung gelenkiger, zentrischer Stabanschlüsse auch im globalen Modell erfolgen.

Das Standardverfahren, schematisch in Bild A / 19 für den Knicknachweis um die y- Achse dargestellt, ist in **Klasse S1** einzustufen. Dieser Nachweis ist ein typisches Beispiel dafür, dass die Genauigkeit des zugrunde gelegten Beanspruchungszustandes mit der Genauigkeit des Nachweises nicht zusammenhängt. Die für den Nachweis anzusetzenden Nennspannungen infolge der Normalkraft weichen weit von den tatsächlichen Spannungen im meist beanspruchten Querschnitt in Stabmitte ab, wo zusätzliche Normalspannungen infolge Biegung auftreten (vgl. unteres Teilbild A / 19). Trotzdem ist dieses Ingenieurmodell, wegen der Vielzahl an zugrunde gelegten Versuchen und Traglastrechnungen - unter Berücksichtigung der baupraktischen Streuungen der Basisgrößen, hinsichtlich der Genauigkeit höher einzustufen als eine einzelne, alternative realitätsnahe Traglastberechnung. Diese Rechnung ist nur dann sinnvoll, wenn es sich um einen bestehenden Bauteil handelt, dessen Imperfektionen weit größer sind als die Ausführungstoleranzen und damit auch größer als jene die dem Ingenieurmodell zugrunde liegen.

Die alternative, hinsichtlich des Aufwandes noch vertretbare, Vorgehensweise wäre eine zusätzliche Ermittlung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung an einem lokalen Modell, wobei dem Stab zusätzliche, geometrische Ersatzimperfektion w_0 (bzw. äquivalente Abtriebskräfte), einzuprägen sind (Einstufung in **Klasse S2**). Diese Ersatzimperfektionen berücksichtigen auch bereits die Auswirkungen der Eigenspannungen und wurden aus Forschungsmodellen erarbeitet, sodass annähernd dieselbe Beanspruchbarkeit des Stabes wie nach dem Standardverfahren erreicht wird.

Der wesentliche höhere Berechnungsaufwand ist daher auch nur sinnvoll, wenn es sich um einen bestehenden Bauteil handelt, dessen geometrische Imperfektionen die Ausführungstoleranzen weit übersteigen.

- *Notwendigkeit der Erfassung von Zwängungsbeanspruchungen*

Eine wichtige Überlegung betrifft noch die Zulässigkeit von eingepprägten Verformungen Δx in Stablängsrichtung an den Stabenden, die zu zusätzlichen Normalkräften ΔN führen. Diese könnten aus reinen Zwangsbeanspruchungen am Gesamttragwerk, infolge Verträglichkeiten der Bauteildehnungen, herrühren. Im Gegensatz zum Querschnittsnachweis, wo ein Abbau dieser Zusatzbeanspruchungen bzw. eingepprägten Verformungen Δx infolge Plastizieren des Querschnittes möglich ist, sind hier damit wesentlich höhere unzulässige Beanspruchungen in Stabmitte verbunden.

Dies bedeutet, dass für gedrückte Verbandsstäbe die möglichen Zwängungsbeanspruchungen immer miterfasst werden müssen. Nur im Falle einer im Bild A / 19 angedeuteten Reibungsverbindung mit Langlöchern, deren Scherwiderstand unter der Knicknormalkraft des Stabes liegt, könnten die Zwangsbeanspruchungen außer Acht bleiben.

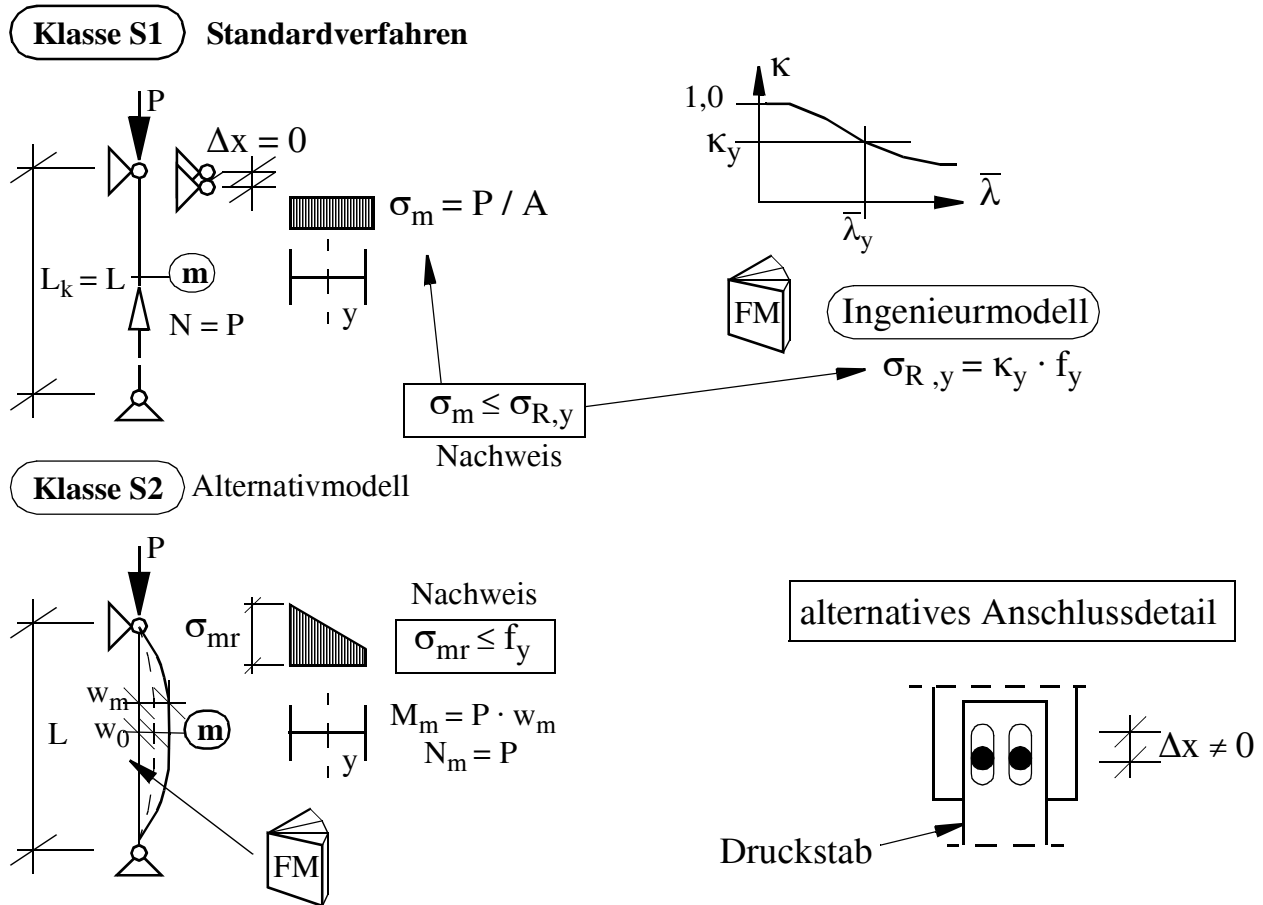


Bild A / 19 Vorgehensweise beim Knicknachweis von Verbandsstäben.

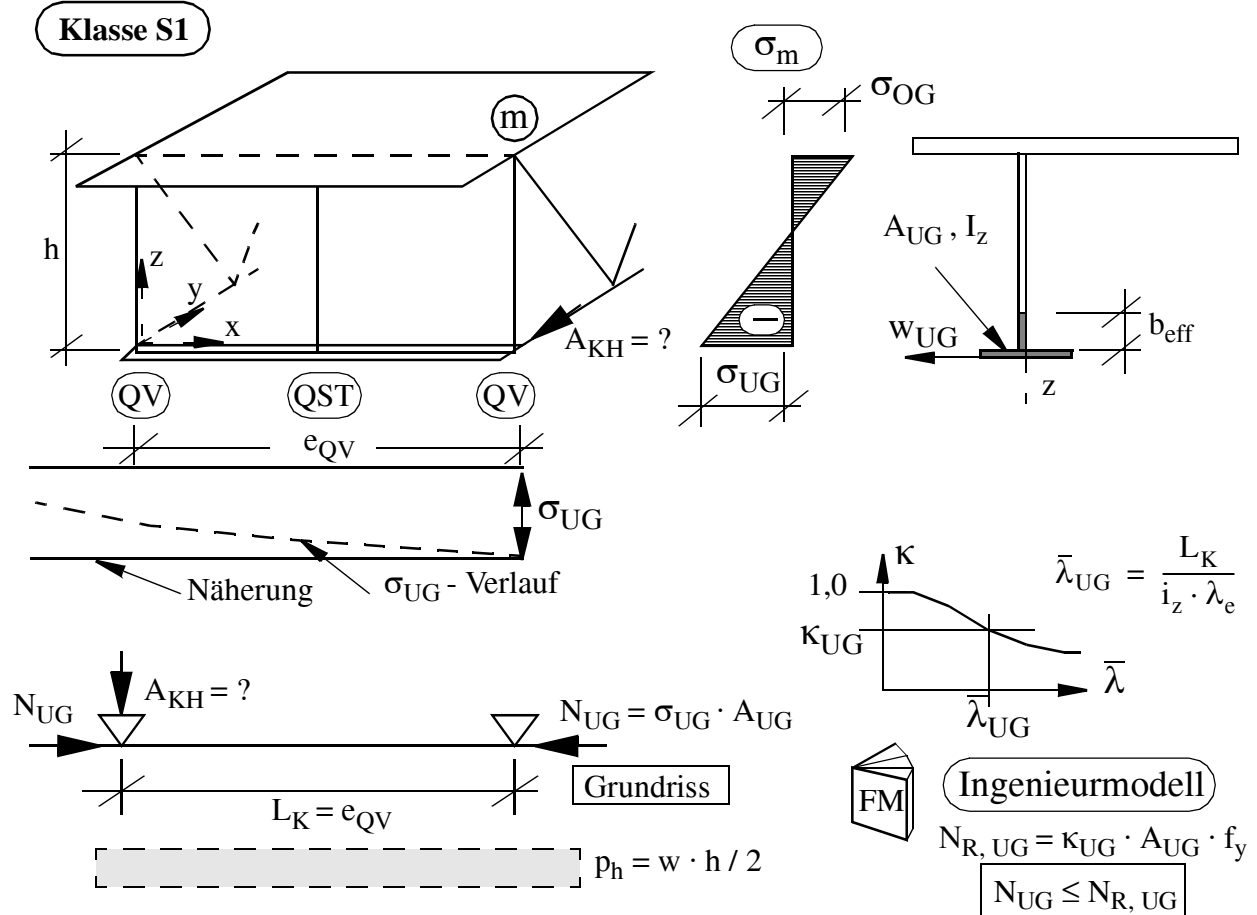
A.4.2.4 Vorgehensweise beim Biegedrillknicken der Hauptträger

Bei Fahrbahnquerschnitten von Brückentragwerken ist die Gefahr des Biegedrillknickens nur im Falle von offenen Querschnitten sowie u. U. bei Kastenquerschnitten mit unterem Verband im Inneneinstützbereich gegeben. Die Betrachtung ist, wie beim Querschnittsnachweis, wieder isoliert für jeden Hauptträger zu führen. Die Fahrbahn stellt dabei nahezu immer eine gebundene Drehachse für den Hauptträger dar, wie das Bild A / 20 für eine typische Deckbrücke zeigt. Wegen der nahezu starren Stützung des Untergurtes durch die Querverbände, beschränkt sich die Betrachtung auf den Hauptträgerabschnitt zwischen jeweils zwei Querverbänden.

Die einfachste Vorgehensweise - einzustufen in **Klasse S1**, ist eine Betrachtung des Untergurtes, einschließlich eines mitwirkenden Steganteiles, als Knickstab (Knicken aus der Stegebene). Die Normalkraft des Untergurtes ergibt sich aus der Spannungsverteilung am Hauptträger ($N_{UG} = \sigma_{UG} \cdot A_{UG}$). Anstatt dem konservativen Ansatz, dass die Knicklänge dem Querverbandsabstand entspricht ($L_K = e_{QV}$), kann auch die federnde Bettung durch die zwischenliegenden Quersteifen, die mit der Fahrbahn einen Halbrahmen bilden, und jene durch das Stegblech selbst - im Falle geringer Steghöhen, durch eine äquivalente reduzierte Knicklänge mitberücksichtigt werden. Bei größeren Steghöhen ist die lokale Windbelastung des Untergurtes, mit der Lasteinflussbreite von etwa der halben Steghöhe h , nicht mehr vernachlässigbar, sodass beim Knicknachweis auch der Momentenanteil

mitberücksichtigt werden muss. Der Untergurt kann dabei vereinfacht als in den Querverbandsachsen starr gestützter Durchlaufträger angesehen werden.

Zu beachten sind jedoch die nun zusätzlich bei den stützenden Bauteilen (Querverband, Quersteife) anzusetzenden Knickhaltekräfte A_{KH} , die jedoch mit dieser Vorgehensweise nicht ermittelt werden können. Als Richtwert kann von $A_{KH} = N_{UG} / 100$ ausgegangen werden.



Klasse S2-a) Untergurt – Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung

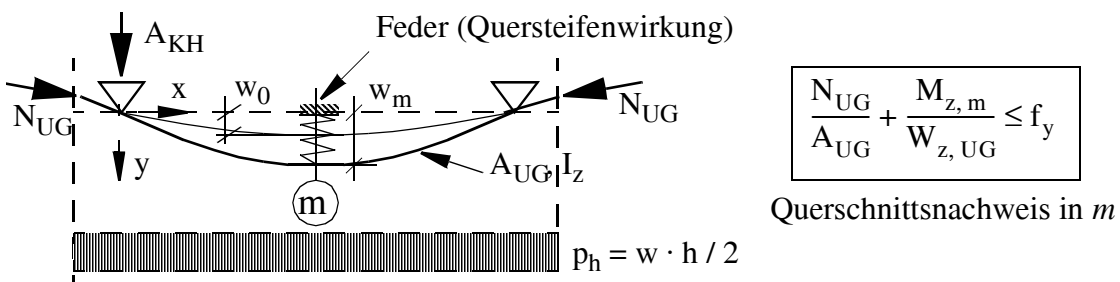


Bild A / 20 Vorgehensweise beim Biegedrillknicken von Hauptträgern.

Insbesondere zutreffendere Knickhaltekräfte werden erhalten, wenn die Biegebeanspruchung und das Stabilitätsversagen des Untergurtes an einem lokalen Modell in Form einer Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung ermittelt wird. Diese Vorgehensweise ist in **Klasse S2** einzustufen und ist in Bild A / 20 dargestellt (Bezeichnung **S2 - a**). Üblicherweise wird dabei nur der Untergurt mit einer Länge von zumindest dem 3- fachen Quersteifenabstand abgebildet, sodass 4 starre Lagerpunkte vorliegen (in den Querverbandsachsen). Der Untergurt braucht nur die Querschnittswerte A_{UG} und

I_z aufweisen (Modell vertikal in Richtung z durchgehend gehalten). Die notwendigen geometrischen Stabimperfektionen w_0 können wieder durch äquivalente Abtriebskräfte ersetzt werden. Als Belastung wird die Windlast p_h und die Normalkraft N_{UG} des Stabes angesetzt. Die Quersteifenwirkung kann durch den Ansatz einer äquivalenten Federsteifigkeit (Wegfeder in y -Richtung) erfasst werden, oder der Querrahmen aus Quersteifen und mitwirkendem Fahrbauteil wird direkt mitmodelliert. Die Nachweise des Untergurtes erfolgen als reine Querschnittsnachweise, wie in Bild A / 20 angedeutet.

Eine weitere Möglichkeit des Nachweises des Biegedrillknickens ist in Bild A / 21, oberes Teilbild a, ebenfalls einstuftbar in **Klasse S2** (Bezeichnung **S2 - b**), dargestellt. Hier erfolgt der Nachweis der "Gesamtstabilität", die auch die Interaktion zwischen Beulen und Biegedrillknicken - hier Untergurtnicken aus der Stegebene - näherungsweise erfasst. An einem lokalen Modell des Hauptträgers (Hauptträgerabschnitt zwischen zwei Querverbänden) erfolgt eine ideale Stabilitätsberechnung. Aus der idealen Biegedrillknickspannung $\sigma_{ki, UG}$ kann wieder die bezogene Schlankheit ermittelt werden. Die Forschungsmodelle von *Fischer* und *Berger* [38] zeigten, dass die in der DIN für Biegedrillknicken verwendeten Abminderungsfaktoren κ zur Berücksichtigung der Imperfektionen auch hier angewendet werden können, sodass sich der einfache Nachweis nach Bild A / 21 ergibt.

Problematisch ist hier die zutreffende, zusätzliche Berücksichtigung der lokalen Windbelastung des Untergurtes im Nachweis sowie die fehlenden Ergebnisse hinsichtlich der Knickhaltekräfte A_{KH} als Zusatzbelastung der den Untergurt stützenden Bauteile.

Aus diesen Gründen erscheint diese Vorgehensweise zu aufwändig, im Verhältnis der abdeckbaren Einflüsse.

Um die Interaktion zwischen Stegbeulen und Ausknicken des Untergurtes aus der Ebene sowie die zusätzliche Windbelastung realitätsnäher zu erfassen, bleibt als letzte Möglichkeit eine Traglastberechnung an einem lokalen Modell. Dabei wird nur der Steg, die Quersteifen und der Untergurt des Hauptträgers abgebildet; die Stützwirkung der Fahrbahnplatte und der Querverbände sind in den Lagerungsbedingungen erfassbar (mögliche Einspannung am oberen Stegrand). Diese Vorgehensweise erfordert einen erheblichen Aufwand und ist deshalb in **Klasse S3** einzustufen.

Als Beispiel einer diesbezüglichen Traglastberechnung ist in Bild A / 21 b & c die Untersuchung der Querrippe einer Mittelstabbogenbrücke dargestellt. Der Grund dieser genauen Vorgehensweise waren unplanmäßige, über die zulässigen Imperfektionen hinausreichende, Untergurtverformungen sowie eine nicht ausreichende Beanspruchbarkeit der einfachen Modelle (Modell S1). Als Belastung wird hier nur die Normalspannungsbeanspruchung (ermittelt am globalen Modell), als äußere Belastung aufgebracht; eine Querbelastung aus Wind bleibt hier unberücksichtigt. In einem ersten Schritt wird, mittels einer idealen Stabilitätsberechnung, die Eigenform ermittelt (Bild A / 21 b), die als Imperfektionsmuster für die Traglastberechnung dient. Der Maximalwert wird dabei an Normenvorschriften angepasst; hier an die aktuellen maximalen, unplanmäßigen Untergurtverformungen von $w_0 = 15$ mm. Das Bild A / 21 c zeigt den Verformungsverlauf bei Erreichen der Traglast. Der Imperfektionsseinfluss kann als gering angesehen werden, da die Traglastspannungen nur um etwa 10 % unter den idealen Knick - Beulspannungen liegen.

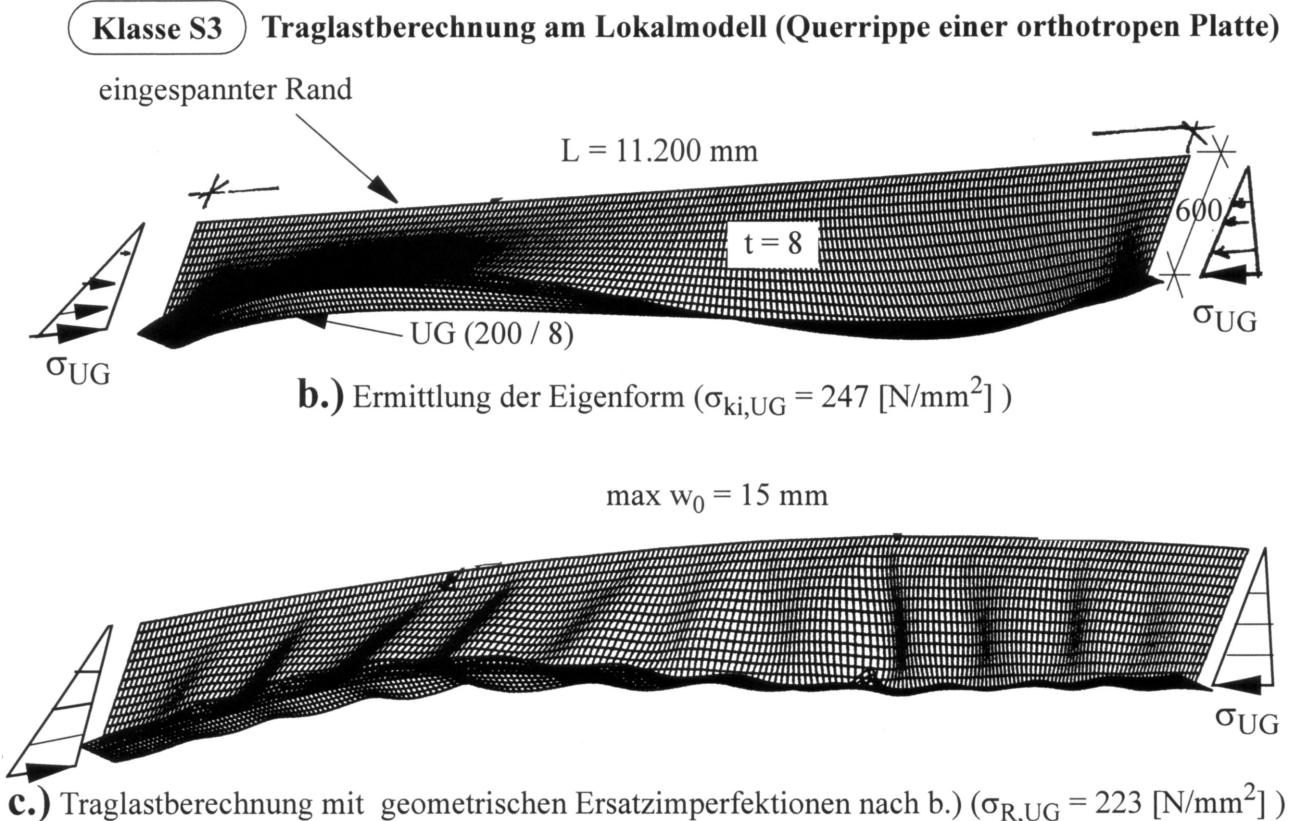
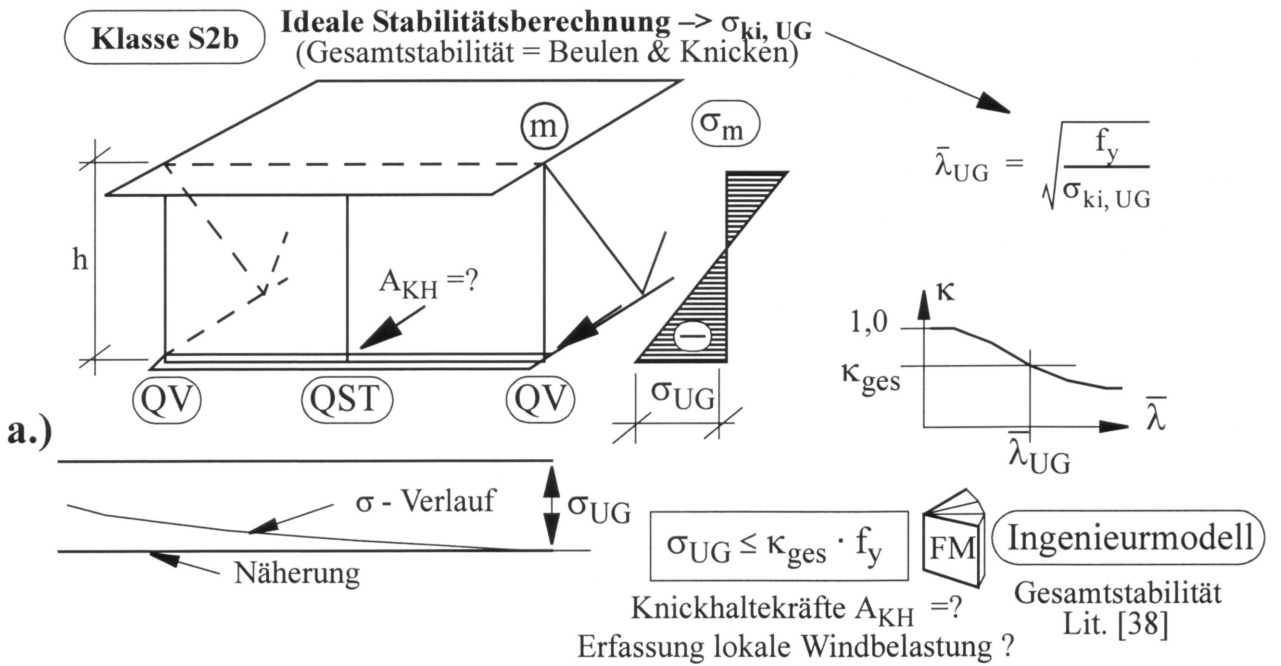


Bild A / 21 Vorgehensweise beim Biegedrillknicken; Fortsetzung.

A.4.2.5 Stabilität stabförmiger Bauteile

Nachfolgend werden die verschiedenen Vorgehensweisen zum Nachweis des Biegeknickens von stabförmigen Bauteilen, unter allgemeiner Belastung, dargestellt. Hier werden komplexere Anlage-

verhältnisse betrachtet, wie sie beispielsweise bei Obergurten von Fachwerktrögbrücken (Knicken aus der Fachwerkebene) oder bei Pylonen sowie Bögen vorliegen. Als Beispiel wird der Mittelbogen einer Stabbogenbrücke angeführt.

Die einfachste Vorgehensweise ist der Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren, der in Bild A / 22 oben angeführt und in **Klasse S1** einzustufen ist. Die Hauptproblematik ist die zutreffende Abschätzung der Knicklänge, insbesondere im vorliegenden Falle, wo eine Stützwirkung durch die im Fahrbahnquerschnitt eingespannten Bogenhänger sowie kein reines Knicken um eine Hauptachse vorliegt (überlagerte Torsion).

Ein weiteres Problem liegt bei der Ermittlung ungünstigster, zugeordneter Schnittkraftverläufe am Ersatzstab, denn die automatische isolierte Überlagerung für jeden Bauteilquerschnitt führt dazu, dass nur Einhüllende der Momenten- bzw. Normalkraftsverläufe erhalten werden, die mitunter zu sehr konservativen Verläufen führen. Zusätzlich müssen auch immer die maximalen Momentenwerte beim Nachweis zugrunde gelegt werden, obwohl sie u.U. an ganz verschiedenen Stellen am Stab auftreten.

Darüberhinaus ist auch die Abschätzung der Knickhaltekräfte A_{HK} , als Belastung der stützenden Bauteile, hier der Hängerstäbe, nur grob abschätzbar.

Eine verbesserte Vorgehensweise ergibt sich, wenn die Knicklänge bzw. die Knicklast, zur Ermittlung der Stabschlankheit $\bar{\lambda}$, am Gesamtsystem separat ermittelt wird. Dies kann in **Klasse S2** eingestuft werden (Bezeichnung **S2 - a**). Ein Problem liegt hier in der Festlegung der zutreffenden, ungünstigsten Gesamtbelastung hinsichtlich des Bogenknickens. Hier ist auch die Verkehrsbelastung nur einer Fahrbahn, die zwar geringere Bogennormalkräfte liefert, jedoch zu Verdrehungen des Fahrbahnquerschnittes und damit zu Auslenkungen des Bogens führt, mitzubersichtigen. Bei Interaktion der Knickformen (Biegeknicken um beide Achsen, Drillknicken) ist nur die Schlankheitsermittlung über die Knicklast P_{ki} zutreffend, da ja die Knicklängenermittlung und die davon abgeleiteten Schlankheiten immer an eine Hauptachse gebunden sind.

Außer einer zutreffenderen Knicklänge bestehen jedoch weiterhin die oben angeführten Mängel des Ersatzstabverfahrens.

Eine befriedigende Lösung, hinsichtlich der Problematik der zutreffenden Lastfallüberlagerung sowie die realistische Erfassung der Imperfektionen und Knickhaltekräfte, gelingt erst durch eine Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung, wie Bild A / 22 unten zeigt. Diese Vorgehensweise ist ebenfalls in **Klasse S2** einzustufen (Bezeichnung **S2 - b**). Für die knickgefährdeten Stäbe (hier der Bogen) müssen wieder geometrische Ersatzimperfektionen angesetzt werden (durch Abtriebskräfte wirkungsgleich ersetzbar), sodass anschließend nur noch Querschnittsnachweise zu führen sind. Vorteilhaft ist auch, dass nun die ungünstigsten Knickhaltekräfte automatisch miterfasst werden (hier bei den Bogenhängern). Darüberhinaus wird auch kein eigenes lokales Modell erforderlich, da diese Berechnung nach Theorie II. Ordnung direkt am globalen Modell durchgeführt werden kann.

A.4.2.6 Ermüdungsnachweis

Hier werden nur schematisch die Vorgehensweisen zur Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit sowie die Nachweise dargestellt. Die detaillierte Vorgehensweise, insbesondere seitens der Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung, ist in Abschnitt G in [0] angeführt.

Die Basis für die Ermüdungsbeanspruchung, unabhängig von der Vorgehensweise des Nachweises, stellen die Beanspruchungsspiele $\Delta\sigma$ aus dem Verkehr dar.

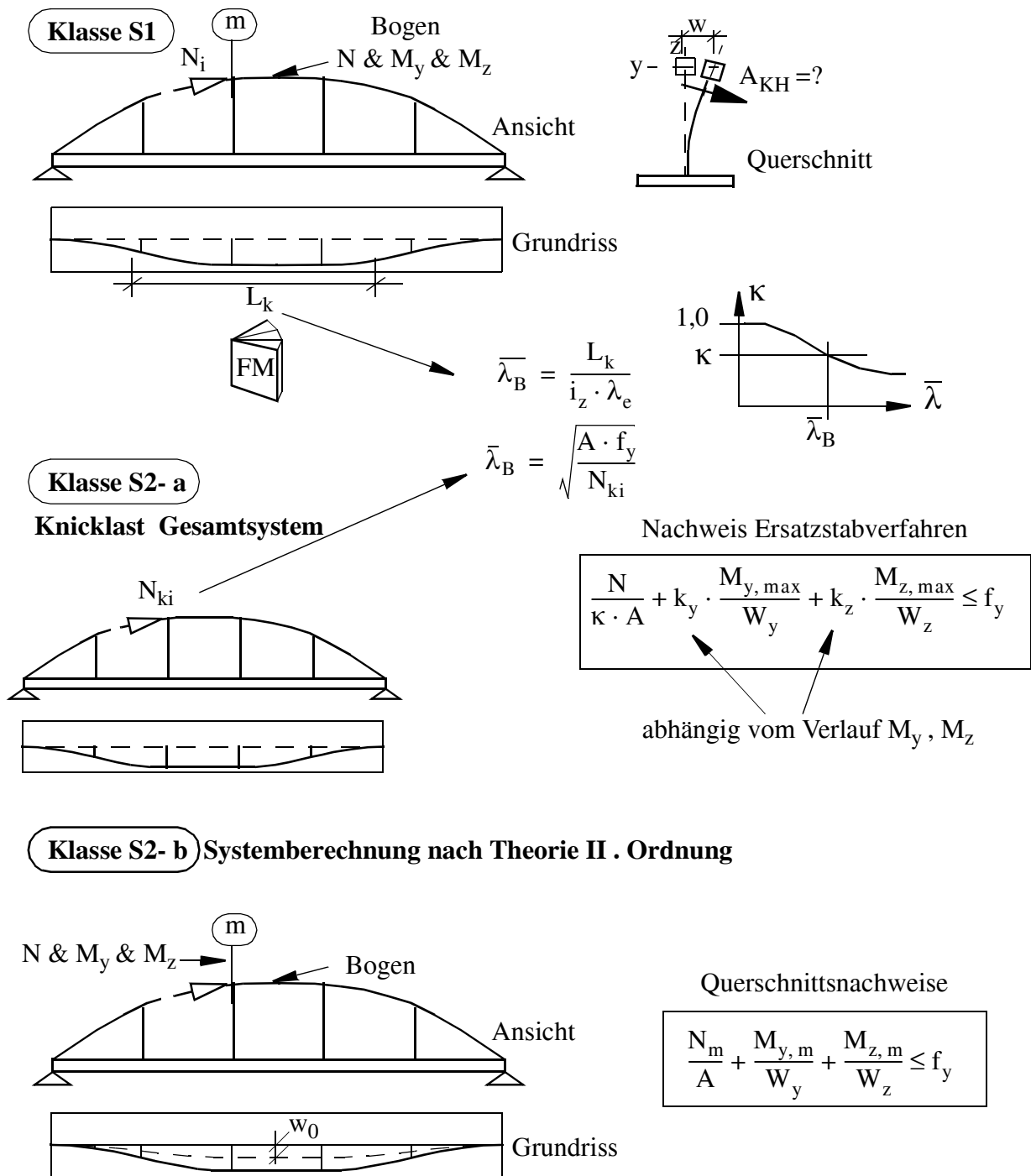


Bild A / 22 Vorgehensweise beim Stabilitätsnachweis stabförmiger Bauteile am Beispiel eines Bogens einer Mittelstabbogenbrücke.

Die sonstigen Einwirkungen und Eigenspannungen am Tragwerk haben darauf keinen Einfluss und sind nur dann bedeutsam, wenn der günstige Mittelspannungseinfluss seitens der Beanspruchbarkeit miterfasst wird. Wegen der hohen Spannungskonzentration an der maßgebenden Stelle und der damit möglichen lokalen Plastizierung im Betrieb, die die aktuelle Mittelspannung stark verändern kann, ist die tatsächliche Mittelspannung nur sehr grob abschätzbar, sodass günstige Effekte daraus meist vernachlässigt bleiben müssen.

Bei Straßenbrücken ist die Ermüdungsbeanspruchung oft für ein eigenes Verkehrslastbild zu ermitteln (vgl. Bild A / 6) und mit entsprechenden tabellierten Betriebsfaktoren zu multiplizieren, sodass die äquivalente Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_e$ - als Basis des Nachweises - erhalten wird. Wegen des großen Berechnungsaufwandes sollte der Nachweis nur für die wenigen, vorher schon leicht erkennbaren, maßgebenden Stellen am Tragwerk durchgeführt werden (vgl. Bild A / 23 oben).

Das Standardverfahren, einstufig in **Klasse S1**, vernachlässigt seitens der Beanspruchung die lokale Spannungskonzentration am kritischen Nachweispoint (Quersteifenanschluss am Untergurt in Bild A / 23). Diese wird indirekt durch Ansatz einer reduzierten Beanspruchbarkeit berücksichtigt, die aus der zutreffenden *Wöhlerlinie* gewonnen wird, wobei üblicherweise - bedingt durch die Korrektur mit den Betriebsfaktoren - jene Ermüdungsfestigkeit für $N = 2,0 \cdot 10^6$ Spannungsspiele gilt.

Ist das Detail nicht im Kerbfallkatalog einordenbar, so kann der Nachweis auch auf Ebene der geometrischen Spannungen erfolgen. Die Ermittlung der lokalen Spannungserhöhung kann, wie Bild A / 23 zeigt, wieder an einem lokalen Modell geschehen, wobei die vom lokalen Detail unbeeinflusste Primärspannung des Hauptträgers als Belastung angesetzt wird. Die Einstufung dieser Vorgehensweise erfolgt in **Klasse S2**. Der am lokalen Modell ermittelte Spannungserhöhungsfaktor (Kerbfaktor) α_K dient zur Erhöhung der am globalen Modell ermittelten Primärspannung $\Delta\sigma_e$. Im Falle von Schweißnähten im Bereich der maßgebenden Stelle muss deren Kerbwirkung, seitens der Beanspruchbarkeit, durch Ansatz einer *Wöhlerlinie* mit ähnlicher Schweißnahtausbildung erfasst werden.

Ein wesentlich höherer Aufwand ergibt sich, wenn anstatt des *Wöhlerlinienkonzeptes* die Bruchmechanikmodelle herangezogen werden. Diese Vorgehensweise ist in **Klasse S3** einzustufen und ist in Bild A / 23 nur schematisch dargestellt. Detaillierte Ausführungen, für Anwendungen im Brückenbau, finden sich in [39 ÷ 41, (42)].

Aufgrund der Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen ist eine derartige Vorgehensweise nur bei bestehenden Tragwerken nach der Feststellung von Rissen sinnvoll, da dann die konventionellen *Wöhlerlinienkonzepte* versagen. An einem lokalen Modell mit Riss wird die örtliche Spannungskonzentration am Riss, ausgedrückt in Form des Spannungsintensitätsfaktors ΔK , ermittelt. Anschließend kann aufgrund der Gesetzmäßigkeiten zum Risswachstum die Zunahme der Risslänge Δa in Abhängigkeit der Spannungsspielanzahl N ermittelt werden. Der Nachweis erfolgt durch Vergleich der aktuellen Risslänge mit der - auch an lokalen Modellen ermittelbaren - kritischen Risslänge, bei deren Erreichung es zum endgültigen Bruch kommt. Ziel zukünftiger Forschungsprojekte muss sein, diesen, für die Praxis unzumutbaren Rechenaufwand, durch Bereitstellung von *Wöhlerlinien* für rissbehaftete Bauteile, zu umgehen.

- *Ausschluss des Wechsellastens (low cycle fatigue)*

Der Eurocode [1] sieht diesbezüglich, entgegen den nationalen Normenwerken, einen expliziten Nachweis vor. Bedeutsam ist der Ausschluss des Wechsellastens an den Stellen hoher Spannungskonzentrationen, für die auch der Ermüdungsnachweis bedeutsam wird. Diesbezüglich sind jedoch die höchsten Spannungsspiele aus Verkehr entscheidend, sodass hier das zugrunde zu legende Spannungsspiel $\Delta\sigma$ aus dem Verkehrslastbild für den Tragsicherheitsnachweis abgeleitet wird, allerdings für die abgeminderte häufige Lastkombination.

Wichtig ist, dass nur die *Primärspannungen* $\Delta\sigma$ (Nennspannungen laut Eurocode) dem Nachweis zugrunde zu legen sind und nicht die tatsächlichen geometrischen Spannungen an der maßgebenden Stelle. Erstere werden beim Nachweis allerdings durch die reduzierte Beanspruchbarkeit $\Delta\sigma_R = 1,5 \cdot f_y$ (anstatt $2 \cdot f_y$) beschränkt.

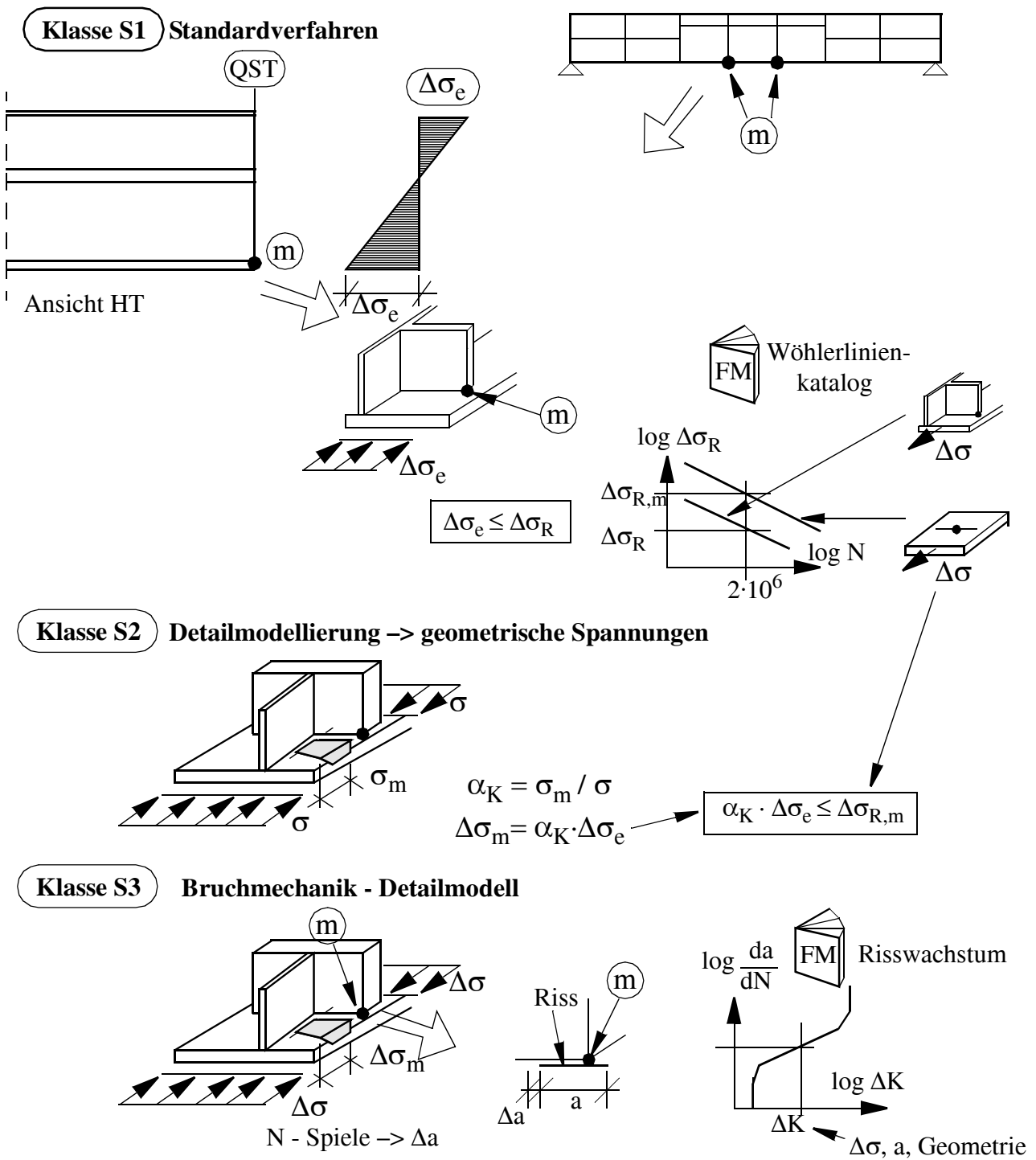


Bild A / 23 Vorgehensweise beim Ermüdungsnachweis.

A.4.3 Auswirkungen lokaler Modelle auf den Detaillierungsgrad im globalen Modell

Je nach Wahl des lokalen Modells hinsichtlich der Grenzzustände (vgl. A.4.2) ergeben sich folgende allgemeine Konsequenzen zur Wahl des Detaillierungsgrades bei der mechanischen Modellbildung :

- Die Auswahl der lokalen Modelle zum Nachweis gegenüber den einzelnen Grenzzuständen hat entscheidenden Einfluss auf den Detaillierungsgrad bei der mechanischen Modellbildung. Je nach Wahl der Vorgehensweise werden zusätzliche lokale Modelle erforderlich, die zu den globalen und den lokalen Modellen kompatibel sein sollen. Im Detail wird darauf unter Abschnitt A.5 und A.6 eingegangen.
- Einfache Modelle zum Nachweis der Grenzzustände, die den Beanspruchungszustand vordergründig nur sehr unzureichend erfassen, können trotzdem einen hohen Genauigkeitsgrad aufweisen, bedingt durch umfangreiche Forschungsprojekte zu deren Kalibrierung. Ein Beispiel hierfür ist der Knicknachweis des zentrisch gedrückten Stabes (vgl. Bild A / 19), der im globalen Modell nur als beidseits gelenkig gelagerter idealer Fachwerkstab - mit alleiniger Dehnsteifigkeit (nur Fläche A zugewiesen) - abgebildet werden muss, um die notwendige Normalkraft, als alleinige Größe des Beanspruchungszustandes, zu ermitteln. Bei den im Abschnitt B vorgeschlagenen verbesserten Stabmodellen ist es nicht erforderlich die einzelnen Verbandsstäbe abzubilden, da diese indirekt in den Steifigkeiten der HT - Stäbe und QT - Stäbe erfasst werden können.
- Lokale Ingenieurmodelle (*Klasse S1, S2*) zu den Grenzzuständen, die auf den *Primär-* bzw. *Nennspannungen* aufbauen, sind gegenüber jenen auf Basis *geometrischer Spannungen* zu bevorzugen. Dies deshalb, da:
 - 1.) Die Primärspannungsermittlung zu eindeutigen, anwenderunabhängigen Ergebnissen führt.
 - 2.) Der Anwender keine Interpretationsprobleme hinsichtlich der Bewertung nichtlinearer Spannungsverläufe und lokaler Spannungsspitzen (mögliche Reduktion infolge zähplastischem Materialverhalten) hat.
 - 3.) Modelle auf Basis der geometrischen Spannungen nicht immer zu genaueren Ergebnissen führen müssen.
 - 4.) Die automatische Vernachlässigung lokaler Spannungsspitzen, die durch örtliches Plastizieren abbaubar sind und nur bei den Ermüdungsnachweisen und der Gefahr des Stabilitätsversagens berücksichtigt werden müssen, gegeben ist.
- Ausgehend von der Tragwerksausbildung sollte zuerst die Auswahl der lokalen Grenzzustandsmodelle (vgl. Klasse *S1* bis *S3* in A.4.2) für alle einzelnen Bauteile erfolgen, sodass alle Modelle zur Ermittlung der Beanspruchungen (global und lokal) darauf abgestimmt werden können. Dabei ist immer eine gewisse ingenieurmäßige, vereinfachende, auf das Wesentliche konzentrierte Betrachtungsweise, gegenüber einer zu konsequenten, exakten Betrachtung notwendig. Als Beispiel hierfür sei der elastische Querschnittsnachweis angeführt. Konsequenter und exakter betrachtet wären hier die geometrischen, nichtlinearen Spannungsverläufe inklusive der Eigenspannungen für den Nachweis zugrunde zu legen. Tatsächlich werden jedoch nur die Primärspannungen zugrunde gelegt, sodass eine gewisse - nicht ausgesprochene - Querschnittsplastizierung zugelassen wird, die durch jahrzehntelange praktische Erfahrung bestätigt ist. Dies ist auch ein gutes Beispiel dafür, dass eine genaue elastische Ermittlung der Span-

nungsverläufe die Gefahr birgt, die Querschnittsabmessungen im Zuge der Bemessung, gegenüber den positiven Erfahrungen der Baupraxis, zu überschätzen. Auch die Teilsicherheitsbeiwerte der neuen Normengeneration, begründet auf den statistischen Verteilungen aller Eingangsgrößen, wurden letztlich auch wieder kalibriert am Erfahrungsschatz und Sicherheitsniveau der Baupraxis.

- Der Gedanke die eben angesprochenen Unzulänglichkeiten ließen sich, hinsichtlich der Beurteilung der Tragsicherheit, einfach durch eine genaue Systemberechnung mit elastisch - plastischem Materialverhalten umgehen, ist aus folgenden Gründen - wenn überhaupt - nur in Einzelfällen sinnvoll:
 - 1.) Problematik der zutreffenden, ungünstigsten Lastfallkombination für jeden Bauteil und Querschnitt.
 - 2.) Erfassung von Effekten, die Plastizierungen des Querschnittes und damit die Bildung größerer lokaler Dehnungen verhindern, wie beispielsweise das knickstabähnliche Verhalten von Querschnittsteilen, begrenzte Dehnungen der Fahrbahnplattenbewehrung u.ä.
 - 3.) Nur bei sehr einfachen Tragwerken ist eine Schnittkraftumlagerung nach Plastizieren einzelner Querschnitte in eindeutiger Weise nachvollziehbar.
 - 4.) Interaktion der Querschnittsplastizierung mit dem Stabilitätsversagen, wie Beul- und Biegedrillknicken von Hauptträgern (vgl. Bild A / 17 & 21), ist realitätsnah global praktisch nicht durchführbar, da diese Versagensformen nur durch Traglastberechnungen an lokalen Modellen bewältigbar sind.

A.5 Konsistenz der Einzelmodelle

Aus den bisherigen Ausführungen zeigte sich, dass der anzustrebende Genauigkeitsgrad des globalen Modells nicht alleine für sich betrachtet werden kann, sondern wegen des notwendigen Zusammenwirkens mit den lokalen Modellen, primär durch letztere bestimmt ist. In Bild A / 24 ist die Interaktion zwischen den Einzelmodellen schematisch in allgemeiner Form dargestellt. Die dick umrandeten Modelle erfordern vom Anwender eine Modellierung, wogegen hinsichtlich der Lastmodelle und der Standardnachweisformate für die Grenzzustände Normenvorgaben vorliegen. Die Symbole "FM" deuten wieder darauf hin, dass diesen einfachen Ingenieurmodellen umfangreiche Forschungsmodelle zugrunde liegen. Jede Interaktionsschnittstelle erfordert eine gewisse Konsistenz der beteiligten Modelle, um eine angestrebte Genauigkeit auch im Gesamtergebnis zu erreichen.

Nachfolgend wird auf diese Schnittstellen eingegangen, wobei die Darstellung beispielhaft erfolgt.

Auf das globale Modell ergeben sich die nachfolgend dargestellten Auswirkungen:

- *Auswirkungen aus dem Lastmodell*

Insbesondere infolge der Vielzahl an Verkehrslastfällen erfolgt die Systemberechnung am globalen Modell als rein statische Berechnung. Wichtig für die Berechnungsdurchführung ist, ob die Einzelüberfahrt von Fahrzeugen, als Basis für den Ermüdungsnachweis, zusätzlich abzubilden ist (Klasse S2 in Bild A / 6).

kraftverteilung nun etwas von den Sollwerten abweicht, kann - auch bei genauester lokaler Modellierung - die Einspannwirkung ins Nachbarfeld nicht wiedergegeben werden. Mit der Überlagerung aus den Ergebnissen des globalen Modells liefert diese Vorgehensweise also falsche Gesamtbeanspruchungen des Querträgers.

3.) Das lokale Modell des Querträgers beschränkt sich wie bei 2.) auf ein Teilfeld ("Modell M - lok 3"); die Lagerung ist jedoch beidseits eingespannt, sodass am globalen Modell nicht nur die beiden Auflagerkräfte A_1 und A_2 , sondern auch die Einspannmomente M_1 und M_2 - ebenfalls im entgegengerichteten Wirkungssinn - angesetzt werden. Damit wird die bei der Vorgehensweise nach 2.) fehlende Einspannwirkung ins Nachbarfeld nun im globalen Modell mit abgebildet. Trotz der real gelenkigen Lagerung bei Hauptträger 1, kann nun, in der Ergebnisüberlagerung aus beiden Modellen, ein dem ersten Modell ähnliches Gesamtergebnis erzielt werden (Randmomente bei Hauptträger 1 heben sich gegenseitig auf).

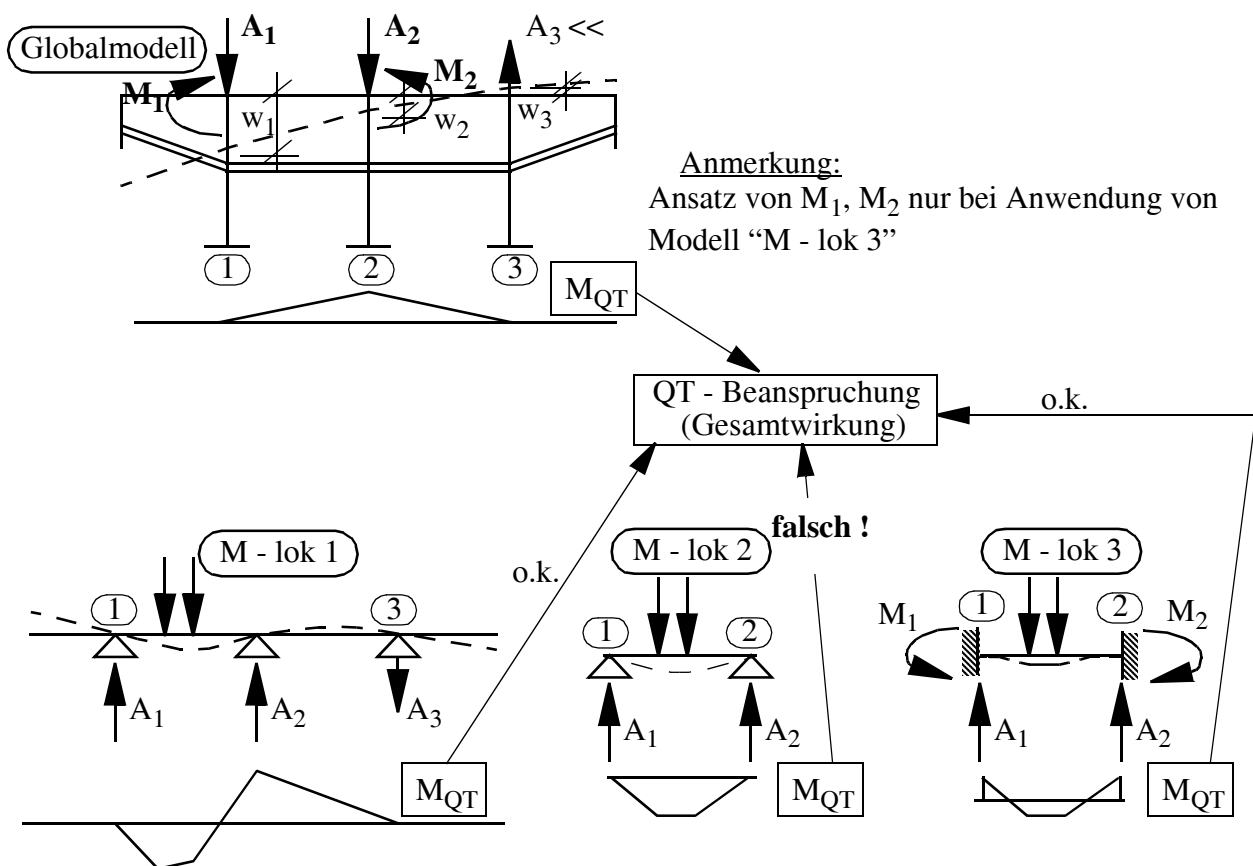


Bild A / 25 Interaktion der Beanspruchungsmodelle global – lokal, am Beispiel des Querträgers einer Balkenbrücke mit 3 Hauptträgern.

Dieses Beispiel zeigt bereits die große Bedeutung der Konsistenz zwischen den einzelnen Modellen, auch hinsichtlich der Lagerungsbedingungen, sodass grobe Fehler auch bei höchster Modellierungsgenauigkeit im Zusammenwirken mit den Einzelmodellen entstehen können.

Bei der Wiedergabe der lokalen Beanspruchungen im Bereich von Krafteinleitungen ist meist ein Ansatz idealisierter Spannungsfelder, die primär auf Gleichgewichtsbetrachtungen beruhen, als ausreichend genau anzusehen. Diesbezügliche Beispiele zeigt das Bild A / 26. Der Grund hierfür liegt darin, dass wegen des zähplastischen Materialverhaltens der untere Grenzwertsatz zur Plastizität angewendet werden darf. Dieser fordert nur die Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen. Dies

gilt auch bei Stabilitätsgefährdung (Teilbild b.) bzw. Ermüdungsbeanspruchung wenn die angewendeten Ingenieurmodelle zur Beanspruchbarkeit auch von diesen idealisierten Spannungsfeldern für die Beanspruchungen ausgehen.

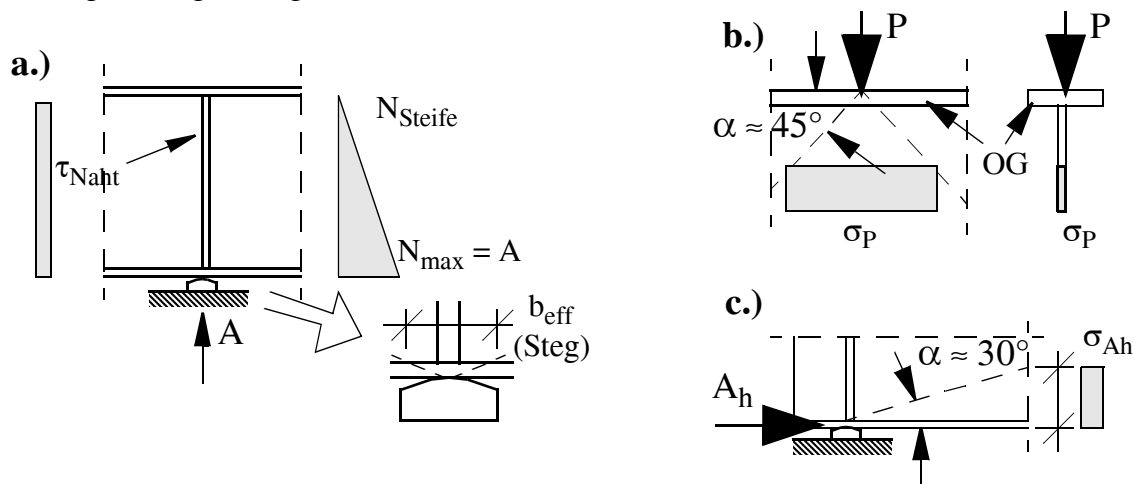


Bild A / 26 Einfache Beanspruchungsermittlung im Bereich lokaler Kräfteinleitungen.

- *Auswirkungen der lokalen Modelle zur Beanspruchbarkeit*

Die Auswahl der Vorgehensweise zur Abbildung der Grenzzustände (vgl. Abschnitt A.4) hat folgende, wesentliche Auswirkungen auf das globale Modell sowie die lokalen Modelle zur Ermittlung der Beanspruchungen.

- Eine Systemberechnung nach Theorie II . Ordnung (Gleichgewicht am verformten System) ist notwendig, wenn das Ersatzstabverfahren keine hinreichend genauen Ergebnisse erlaubt (vgl. Bild A / 22). Dies erfordert den zusätzlichen Ansatz der notwendigen Imperfektionsmuster an den kritischen Bauteilen.
- Je nach Nachweisformat sind lokale Stabimperfektionen bei stabförmigen Bauteilen (z. B. Verbandsstäbe) abzubilden oder nicht (vgl. Bild A / 19).
- Je nach Nachweisformat ist die Abbildung des Primärspannungszustandes (Nennspannungen) als Basis der anschließenden Nachweise der Grenzzustände alleine ausreichend, oder es sind geometrische Spannungen notwendig.

Hinsichtlich der notwendigen Konsistenz der anzusetzenden Spannungen zwischen dem lokalen Modell des Grenzzustandes und den Modellen zur Ermittlung der Beanspruchungen zeigt das Bild A / 27 noch ein Anwendungsbeispiel zum Beulnachweis von Untergurtblechen bei mehrfeldrigen Kastentragwerken im Innenstützenbereich. Wie bereits ausgeführt, kann der Beulnachweis für den Fahrbahnquerschnitt, entgegen den Ausführungen in [17], meist nur für die einzelnen Querschnittsteile isoliert geführt werden, da der Fahrbahnquerschnitt nicht als Gesamtstab angesehen werden kann. Beim Querschnittsnachweis muss im globalen Modell der Shear lag Effekt berücksichtigt werden, sodass sich die Spannungen σ_1 und σ_2 in Bild A / 27 am Steganschluss für den Untergurt ergeben. Da der Untergurt frei von unmittelbarer Belastung ist, wird der tatsächliche, nach innen deutlich abnehmende Spannungsverlauf am Untergurt, in der Praxis nicht ermittelt, sodass dem Beulnachweis im Regelfall der lineare Spannungsverlauf zwischen den Maximalwerten σ_1 und σ_2 zugrunde gelegt wird. Bei der Vorgehensweise nach Eurocode sind nicht die Spannungen direkt zugrunde zu legen, sondern die daraus ableitbaren Spannungsergebnisse N_{UG} und M_{UG} . Da jedoch der Shear lag Effekt seitens der Beanspruchbarkeit - in Form einer reduzierten mitwirkenden Unter-

gurtfläche - nochmals ungünstig verrechnet wird, ergibt sich nach Eurocode ein sehr konservatives Gesamtergebnis. Hier könnten also reduzierte Spannungsergebnisse aus dem, den Shear lag Effekt beinhaltenden Spannungsverlauf, angesetzt werden (Verlauf σ_{real}).

Dieses Beispiel zeigt, wie wichtig es ist zu wissen, wie die einzelnen Effekte in den lokalen Modellen der Grenzzustände erfasst sind. Ingenieurmodelle, die wie hier den Shear lag Effekt unmittelbar enthalten (Spannungen σ_1 , σ_2), erfordern beim Beulnachweis nur den Ansatz der Spannungen am Bruttoquerschnitt bzw. der reduzierten Spannungsergebnisse aus dem tatsächlichen Spannungsverlauf.

Ein wichtiger Punkt betrifft auch die Verfolgung der Weiterleitung allfälliger Knickhaltekräfte der lokalen Modelle an das globale Modell bzw. die unmittelbar benachbarten Bauteile. Deshalb sind diese in Bild A / 24 zusätzlich angeführt.

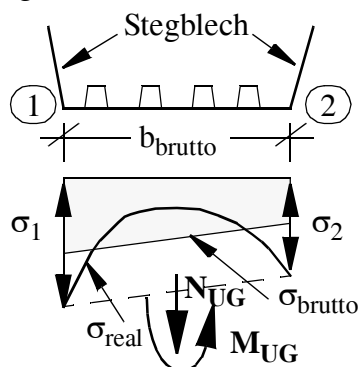


Bild A / 27 Beulnachweis des Untergurtbleches eines Kastentragwerkes im Bereich der Innenstütze.

A.6 Anforderungen an globale Modelle

A.6.1 Allgemein

In diesem Abschnitt sollen die wesentlichen Anforderungen an globale Modelle nochmals allgemein zusammengefasst werden.

Die wesentlichen Randbedingungen hinsichtlich des anzustrebenden Detaillierungs- bzw. Genauigkeitsgrades stellen die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen und der vorgegebenen Lastmodelle sowie die Modelle der Grenzzustände dar. Diesbezüglich sind jedoch deutliche Unterschiede zwischen Neubauten und der Bewertung bestehender Bauwerke festzustellen, sodass dies, wie im Abschnitt A.6.3 gezeigt, auch berücksichtigt werden sollte. Insbesondere deshalb, da die Erhaltung letzterer - durch abnehmende finanzielle Mittel und zunehmendes Alter des Bestandes - zunehmend an Bedeutung gewinnt.

Grundsätzlich sollte jedes globale Modell nur so genau als nötig und nicht so genau wie möglich sein. Dies einerseits um eine Überschaubarkeit, Überprüfbarkeit und Erkennen der wesentlichen Lastabtragungsmechanismen zu ermöglichen und andererseits den Bearbeitungsaufwand an die Bauwerksbedeutung anzupassen. Von der sich durch Jahrzehnte bestätigten Erfahrung einfache Tragwerke mit einfachen ebenen Modellen abzubilden, sollte auch durch den Druck der Softwareindustrie zu globalen FE - Modellen nicht abgerückt werden.

A.6.2 Abzubildende Effekte

Das Hauptkriterium für jedes globale Modell ist, dass alle Effekte, die an einem nachgeschalteten Teilmodell nicht - oder zumindest nur sehr eingeschränkt - wiedergegeben werden können, mit abzubilden sind. Folgende Effekte sind an Fahrbahnquerschnitten bedeutsam, die in Bild A / 28 schematisch dargestellt sind:

- Die Querschnittsverformung des Fahrbahnquerschnittes, bedingt durch nachgiebige Querverbände (bzw. Querrahmen, Querscheiben), dargestellt in Teilbild A / 28 b. Dadurch wird nicht nur die Schnittkraft- bzw. Spannungsverteilung des Fahrbahnquerschnittes selbst beeinflusst, sondern vor allem auch jene in den Queraussteifungselementen selbst und - bei mehr als zwei Hauptträgern - in den Fahrbahnelementen in Querrichtung (Querträger, Betonfahrbahnplatte).
- Die globalen Biegebeanspruchungen der Fahrbahnelemente in Querrichtung (Querträger, Betonfahrbahnplatte) im Falle von mehr als zwei Hauptträgern, dargestellt in Teilbild A / 28 d.
- Verwölbungen des Fahrbahnquerschnittes im Falle von Lagerungsverhältnissen, die die freie Verwölbung behindern (z. B. mehr als ein längsfestes Lager an einem Widerlager), dargestellt in Teilbild A / 28 c.
- Lokale Beanspruchung der unmittelbar belasteten Hauptträger, bei Lastangriff zwischen den Querverbänden, dargestellt in Teilbild A / 28 a.

In jedem Einzelfall ist zu überprüfen, ob diese Effekte - die ein räumliches Gesamtmodell erfordern - tatsächlich einen signifikanten Einfluss auf die Bemessungsschnittkräfte aller Bauteile haben. Kann dies ausgeschlossen werden, sind auch in Zukunft Zerlegungen in einfache ebene Teilsysteme (Hauptträger, Querverbände) anzustreben.

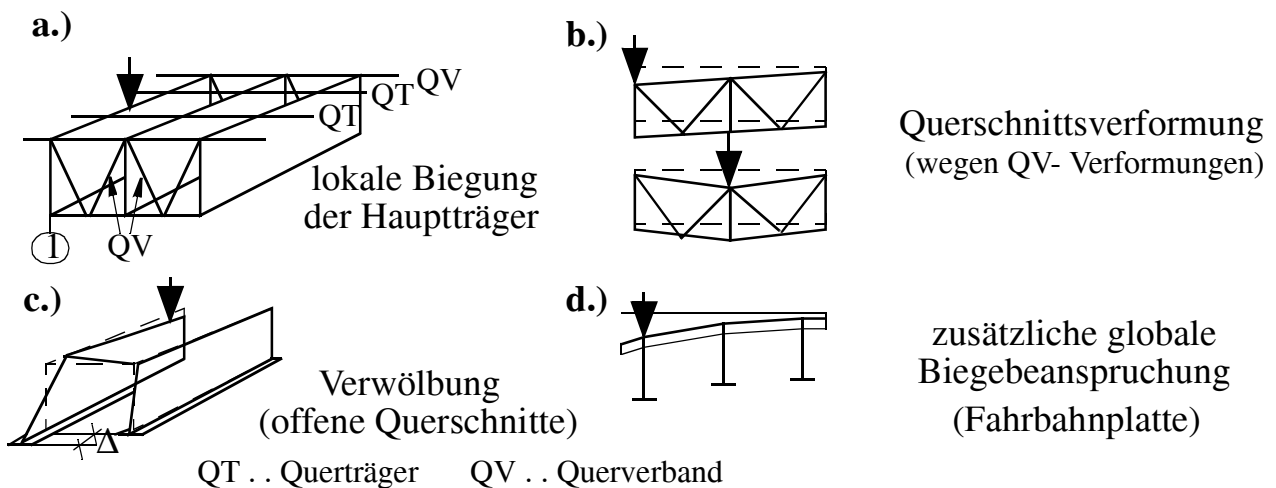


Bild A / 28 Abzubildende globale Effekte an Brückentragwerken.

Bei komplexen Tragwerken, die grundsätzlich eine Erfassung all der dargestellten Effekte erfordern, könnte jedoch eine Vereinfachung für einzelne Einwirkungen vorgenommen werden. All jene Einwirkungen, die zu einem globalen Stabverhalten des gesamten Fahrbahnquerschnittes führen, könnten an einem wesentlich einfacheren System untersucht werden. In Bild A / 29 ist dieser Gedanke für die Einwirkungen infolge Temperatur, Wind und Fahrbahnausbaulasten dargestellt, die nur die Abbildung des Gesamtfahrbahnquerschnittes als Einzelstab erfordern (Modell - G1). Grundsätzlich erscheint diese Vorgehensweise nicht sinnvoll, da ja die Anzahl dieser Lastfälle äußerst gering ist,

Kap. A.6.2 MODELLE FÜR DIE SYSTEMBERECHNUNG

verglichen zu jenen aus den Verkehrslasten und u. U. aus der Baugeschichte. In Einzelfällen kann diese Strategie durchaus sinnvoll sein. Beispielsweise dann, wenn ein vereinfachtes globales Modell geschaffen wird, dessen Genauigkeit auf die primär die Gesamtbeanspruchung beeinflussenden, vertikalen Lasten beschränkt ist. Beispielhaft ist dies in Bild A / 29 dargestellt, wobei das globale Stabmodell - G2 hier nur die Lastabtragung vertikaler Lasten erlaubt (kein Ansatz der horizontalen Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes). Die horizontalen Einwirkungen, wie Wind und Temperaturgradient horizontal, müssen daher am einfachen Modell - G1 abgebildet werden.

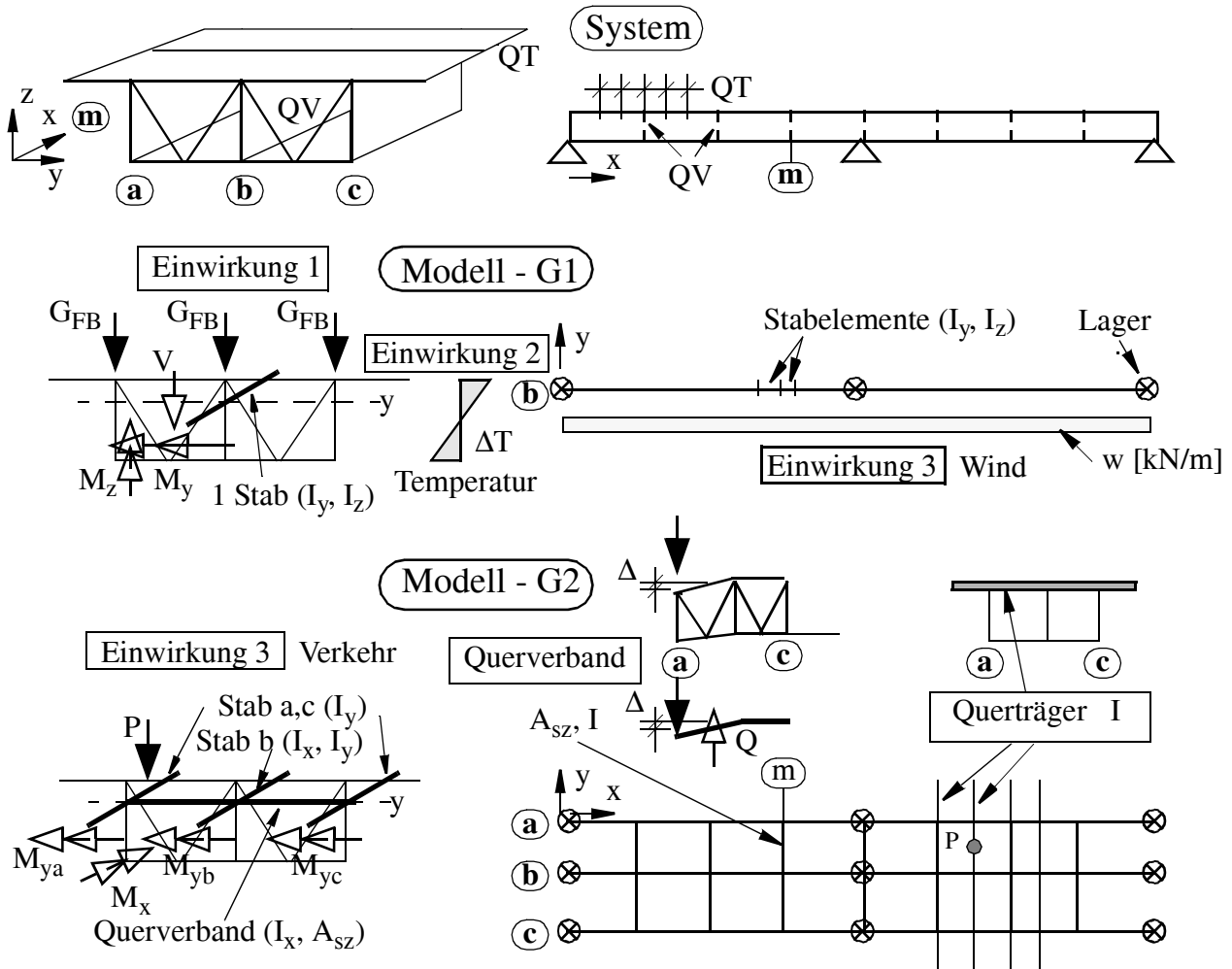


Bild A / 29 Globale Modelle für Brückentragwerke; Separates einfaches Modell (Modell - G1) für einzelne Einwirkungen.

Zur Beurteilung ob eine Beanspruchungsermittlung für einzelne Einwirkungen an vereinfachten globalen Modellen möglich ist, sollte immer deren Anteil an den Gesamtbeanspruchungen dienen. Beispielsweise könnte auch ein einfaches globales Modell mit einer erwarteten Ungenauigkeit von 100 % für die Einwirkung Wind als ausreichend genau angesehen werden, wenn der Wind nur 10 % der Gesamtbeanspruchungen ausmacht - dann ist der zu erwartende "Gesamtfehler" von $100 \cdot 0,1 = 10$ % hinreichend klein.

A.6.3 Anforderungen an die Detaillierungsgenauigkeit

- *Unwägbarkeiten der Einflussgrößen*

Hinsichtlich des Einflusses der Unwägbarkeiten der Einflussgrößen besteht ein deutlicher Unterschied zwischen **Neubauten** und der **Bewertung bestehender Tragwerke**, insbesondere dann, wenn der angestrebte Zeithorizont im letzteren Fall auf etwa 10 Jahre reduziert wird. Dies erscheint dann sinnvoll, wenn dadurch ein weiterer Betrieb ohne Verstärkungsmaßnahmen gewährleistet ist, der bei einer Auslegung auf die ferne Zukunft nicht gegeben ist.

– Einwirkungen

Die Unwägbarkeit der Einwirkungen, vor allem der **Verkehrslasten**, hängt in erster Linie davon ab welche Nutzungsdauer eingefordert wird. Bei einem Zeithorizont von 10 Jahren für bestehende Tragwerke sind die Unwägbarkeiten der Verkehrslasten wesentlich geringer, sodass auf lokale, aktuelle Verkehrsdaten - ohne notwendige unsichere Extrapolation in die ferne Zukunft - ausgegangen werden könnte. Für die Anwendungspraxis müssten diese Daten jedoch wieder in Form vereinfachter Lastbilder aufbereitet werden.

Die Erhaltung bestehender Tragwerke gewinnt durch die allgemeine Abnahme der finanziellen Mittel der öffentlichen Hand und die Zunahme der Altersstruktur der Tragwerke an Bedeutung. Durch die mitunter deutliche Zunahme der Beanspruchungen, infolge der zukünftig alleine gültigen Eurocodes, gegenüber den nationalen Normenwerken ist eine Bewertung bestehender Tragwerke, ohne Berücksichtigung der aktuellen mitunter deutlich geringeren Verkehrslasten, nicht möglich. Hier besteht sicherlich Handlungsbedarf seitens der öffentlichen Hand, um bestehende Tragwerke zu erhalten, ohne dass volkswirtschaftlich nicht vertretbare Verstärkungsmaßnahmen angeordnet werden müssen, nur um Vorschriften Rechnung zu tragen, die im Einzelfall von weit überhöhten Belastungen ausgehen.

Eine deutliche Reduktion der Unwägbarkeiten besteht bei bestehenden Tragwerken auch hinsichtlich der **Lagerverformungen**, wobei dies nur dann bedeutsam ist, wenn diese auch maßgebenden Einfluss auf die Beanspruchungen haben. Dies gilt jedoch nur dann, wenn Nivellementmessungen aller Lagerpunkte am Tragwerk vorliegen und zwar nicht nur aktuelle Messungen sondern auch zum Zeitpunkt des Einbaus.

– Zusammenhang zwischen Messungen und Genauigkeitsanforderungen an Modelle

Modellierungen, die einen hohen Detaillierungsgrad aufweisen und damit eigentlich schon Forschungsmodellen entsprechen, sind oft nur dann gerechtfertigt, wenn infolge aktueller Messungen an Brückentragwerken die Unwägbarkeiten der Eingangsgrößen deutlich reduziert werden können. Oft können diese genauen Untersuchungen auf lokale Modelle beschränkt bleiben.

Folgende Beispiele sind hier denkbar:

– Traglastberechnungen an lokalen Modellen zum Beulen bzw. Biegedrillknicken von Haupt- und Querträgern, wenn unplanmäßige geometrische Imperfektionen am Tragwerk vorliegen, oder ein Nachweis nach den Ingenieurmodellen (Klasse S1, S2 nach Bild A / 17 & 20) bei bestehenden Tragwerken zu Verstärkungsmaßnahmen zwingen würde.

– Ermüdungsnachweise an bestehenden Tragwerken, wo Risse festgestellt werden, sodass nur mit den Mitteln der Bruchmechanik (vgl. Bild A / 23) eine Restlebensdauer ermittelbar ist. Dabei kann durch

ergänzende Messungen der Bauteildehnungen der globale, errechnete Beanspruchungszustand überprüft werden.

– Messungen des dynamischen Verhaltens, insbesondere der Eigenfrequenzen und der zugeordneten Dämpfungen, um in Sonderfällen die Modelle für eine dynamische Berechnung zu kalibrieren.

- *Untersuchungsausschnitt*

Ein wesentliches Kriterium hinsichtlich des Detaillierungsgrades ergibt sich aus dem abzudeckenden Untersuchungsausschnitt. Bei bestehenden Tragwerken kann ein höherer Detaillierungsgrad oft auch deshalb umgesetzt werden, da der Untersuchungsausschnitt oft auf wenige Einzelbauteile oder deren Teile beschränkt ist, wie auch die obigen Beispiele zeigen, wodurch die Vielzahl an zu untersuchenden Verkehrslastfällen drastisch reduzierbar ist.

- *Einfluss des Material- und Bauteilverhaltens*

Im Grenzfall des spröden Material- und Bauteilverhaltens ergeben sich hohe Anforderungen an den Detaillierungsgrad, da die Spannungsverläufe realitätsnah, unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen hinsichtlich der Bauteildehnungen, zu bestimmen sind (→ *geometrische Spannungen*). Im Gegensatz dazu braucht bei duktilem Material- und Bauteilverhalten nur das Gleichgewicht beachtet werden, sodass hinsichtlich des Detaillierungsgrades nur geringe Anforderungen bestehen.

Im Brückenbau ergibt sich, abhängig von der Bauform und konstruktiven Ausbildung, ein zwischen diesen beiden Extremfällen liegendes Verhalten, wobei jedoch folgende Leitsätze gelten:

– In allen Fällen wo ein Stabilitätsversagen ausgeschlossen ist sowie die Plastizierungen örtlich begrenzt bleiben, können die lokalen Beanspruchungen vereinfacht primär auf Gleichgewichtsbedingungen aufbauend, ermittelt werden. Dies gilt für lokale Krafteileitung bei Lagern (vgl. Bild A / 26), Deckblech- und Längsrippenbeanspruchung von orthotropen Platten (hier primär wegen der überkritischen Tragreserve) und in gewissen Maße auch für die lokale Betonfahrbahnplattenbeanspruchung unter Radlasten, infolge der Duktilität der Bewehrung.

– Auch bei Stabilitätsgefährdung und Ermüdungsnachweisen sind diese idealisierten Spannungsfelder anwendbar, wenn die zugehörigen Grenzzustandsmodelle dies indirekt berücksichtigen.

– Wie unter Abschnitt A.4 gezeigt, wird auch Hauptträgern, die in Querschnittsklasse 3 einzustufen sind und eine rein elastische Spannungsberechnung erfordern, ein gewisses duktilen Verhalten zugewiesen, da die Eigenspannungen außer Acht bleiben können. Dies vor allem deshalb, da die beulgefährdeten Querschnittsteile - hier der Steg - im allgemeinen ein sogenanntes überkritisches Tragverhalten aufweisen, das eine plastische Spannungsumlagerung im Querschnitt zulässt.

– Liegen gedrückte Verbandsstäbe vor, so ist den Verträglichkeitsbedingungen am Gesamttragwerk genauer nachzugehen, da diese - wegen ihres Verhaltens als Knickstab - auch kein duktilen Verhalten aufweisen.

Diese Leitsätze sind, zu einem gewissen Maße, in allen Normenwerken indirekt in Regelungen verankert, die eine Erleichterung bei der Systemberechnung gestatten. Diese hängen von der konkreten Bauform und konstruktiven Ausbildung ab. Die Regelungen erlauben beispielsweise für mehrfeldrige Hauptträger gewisse Erleichterungen hinsichtlich der Steifigkeitsannahmen sowie Schnittkraftumlagerungen im Falle geringer Querschnittsschlankheiten, die eine plastische Querschnittsausnutzung zulassen.

- *Konsistenz mit lokalen Ingenieurmodellen*

Wie die Ausführungen im Abschnitt A.5 zeigten, ist der Detaillierungsgrad im globalen Modell immer auf jenen der zugrunde gelegten lokalen Modelle zum Nachweis der Grenzzustände abzustimmen.

Für Neubauten sollten generell nur die Ingenieurmodelle der Klasse *S1* und *S2* Verwendung finden, sodass alleine die Primärspannungen bedeutsam sind und - insbesondere in Hinblick auf das Beulen-lineare Spannungsverläufe bzw. konstante Schubspannungsverläufe ausreichend genau sind.

Der Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen bzw. äquivalenter Abtriebskräfte, ist nur notwendig, wenn stabförmige Bauteile vorliegen, die keine sinnvolle Vorgehensweise nach dem Ersatz-stabverfahren erlauben, wie im Falle von Bögen, Pylonen (vgl. Bild A /22). In diesen Fällen ist auch eine Schnittkraftberechnung nach Theorie II. Ordnung am globalen Modell notwendig.

- *Erleichterungen durch Regelungen der Berechnungsnormen*

Wie bereits im Zusammenhang mit dem duktilen Verhalten, das wesentliche Erleichterungen bei der Beanspruchungsermittlung zulässt, angeführt, weisen alle nationalen Normenwerke unterschiedliche Regelungen hinsichtlich Erleichterungen bei der Berechnung bzw. den Entfall von Nachweisen auf, die vielfach empirisch festgelegt wurden. Diese können folgenderweise klassifiziert werden:

– *Einhaltung konstruktiver Richtwerte*: Beispiele hierfür sind: – die Zulässigkeit der Gelenkfachwerksrechnung von Fachwerkträgern; – Entfall von Ermüdungsnachweisen von lokalen Fahrbahnteilen; – Vernachlässigung von Zwängungsbeanspruchungen in Verbänden.

– *Indirekte Parameter als Ersatz für komplexe Zusammenhänge*: Beispiele hierfür sind: – Nachweise der Durchbiegungen und Eigenfrequenzen anstatt einer dynamischen Berechnung hinsichtlich der Schwingungsanregung durch Verkehr oder Wind; – Spannungsnachweise zum Nachweis der Rissbreiten von Betonfahrbahnplatten.

– *Ersatzkräfte für komplexe Wirkungen*; Beispiele hierfür sind: – Verschiebungswiderstände von Lagern; – Knickhaltekräfte für Abstützstäbe.

- *Regelungen für Sondereffekte*

Sondereffekte, deren Abbildung einen unverhältnismäßig hohen Aufwand für den Anwender bedeuten, sind ebenfalls oft in vereinfachter Form in den Normenwerken geregelt.

Beispielsweise kann die Behinderung der freien Tragwerksdehnung bei Eisenbahnbrücken ohne Schienenauszüge, mittels tabellierter Ersatzkräfte abgebildet werden.

A.6.4 Anforderungen an Ersatzelemente bei der Modellbildung

Auch eine realitätsnahe globale Modellierung, auf der Basis von Finiten Elementen, erlaubt keine unmittelbare Abbildung aller Konstruktionselemente, sodass *Ersatzelemente* geschaffen werden müssen, die mehrere Einzelteile ersetzen. In Bild A/ 30 ist dies stellvertretend für das Deckblech und die Längsrippen schematisch dargestellt, die durch fiktive Ersatzbleche abgebildet werden. Die Anforderungen an die *Ersatzelemente* im globalen Modell sind, dass sie das Verformungsverhalten, der durch sie repräsentierten Konstruktionsteile, richtig wiedergeben. Dies gelingt jedoch exakt

immer nur für einige der möglichen Einheitsverformungszustände (Längsdehnungen, Krümmungen, Schubverformungen), sodass die Hauptaufgabe des Ingenieurs darin besteht, jene Verformungsanteile herauszufiltern, die bei der globalen Lastabtragung bedeutsam sind.

Die verschiedenen Möglichkeiten der Bildung der Ersatzelemente für das Deckblech mit Längsrippen sind in Bild A / 30 dargestellt, wobei der Berechnungsaufwand der angeführten Varianten zunehmend ansteigt. Querschnittswerte die mit einem Stern versehen sind, sind fiktive Rechenwerte um bestimmte Verformungsanteile wiedergeben zu können. Nach **Variante 1** besteht das Ersatzelement aus einer isotropen Scheibe mit der Ersatzblechdicke t_1^* und Elastizitäts- und Schubmodul für Stahl (E_s, G_s). Damit können nur die Längsdehnungen richtig wiedergegeben werden (daher auch die Bezeichnung Scheibe und nicht Platte), sodass die globale Biegung des Gesamtquerschnittes richtig abgebildet werden kann. Um auch die Torsionsbeanspruchung am Gesamtquerschnitt richtig abzubilden, ist nach **Variante 2** zusätzlich die Vorgabe eines fiktiven Schubmoduls G^* notwendig, da ja die Schubverformungen primär von der tatsächlichen Deckblechdicke abhängen. Die genauesten Modellierungen nach **Variante 3** und **Variante 4** sehen ein orthotropes Plattenelement vor, dass nun eine fiktive Dicke t^* , fiktive E- Moduli in Längs- und Querrichtung E_x^*, E_y^* sowie einen fiktiven Schubmodul G^* aufweist. Trotz des hohen Aufwandes können die Verwindungen des Elementes aus der Plattenebene sowie die Krümmung in Querrichtung (bei Variante 3) bzw. die Querdehnung (bei Variante 4) nicht genau wiedergegeben werden.

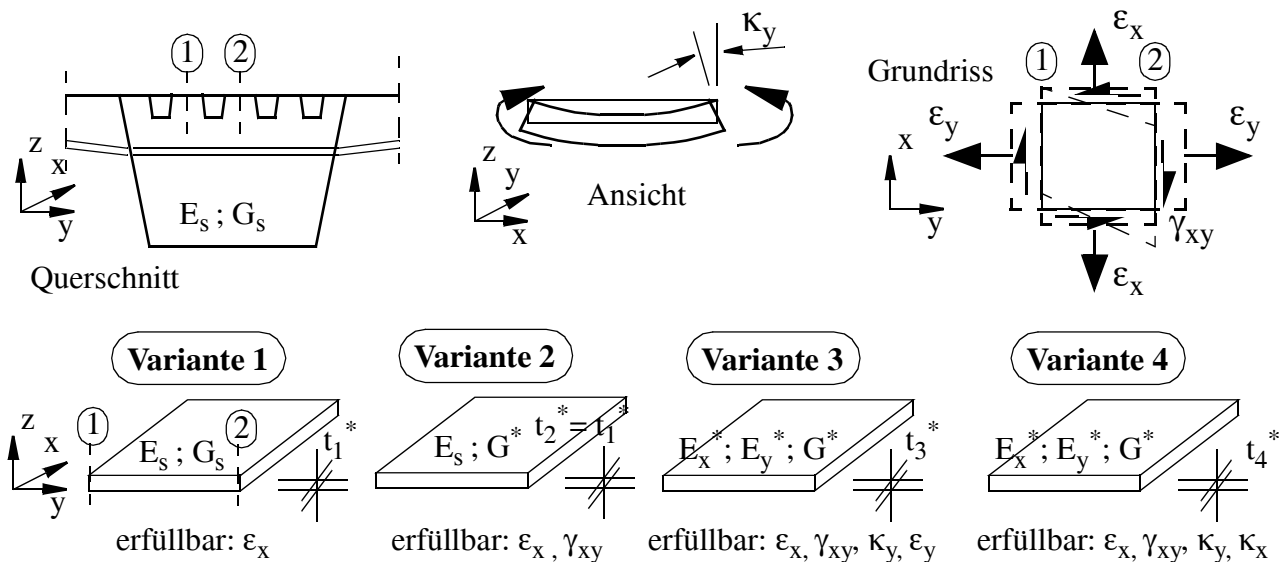


Bild A / 30 Bildung von Ersatzelementen bei der globalen Modellierung; Beispiele für die Konstruktionsteile Deckblech & Längsrippen.

Nun stellt sich die Frage, welche notwendigen Übertragungsvorschriften, außer der Forderung nach Abbildung des realen Verformungsverhalten, zwischen dem realen Konstruktionsteil und dem Ersatzelement noch bestehen. Dies kann schematisch anhand Bild A / 31 erläutert werden. Hier ist bereits ein wesentlich komplexerer Fall dargestellt, nämlich der Ersatz von Queraussteifungen durch Ersatzelemente. Dabei kann es sich - wie nur schematisch dargestellt - um Querscheiben, Querverbände oder Querrahmen handeln. Im globalen Modell sollen alle drei Ausbildungsformen durch das Ersatzelement eines Stabes aus Stahl (E_s, G_s), mit einer fiktiven Schubsteifigkeit für vertikale Querkäfte - ausgedrückt durch die Schubfläche A_s^* , der Fläche A^* und der Biegesteifigkeit I^* in der Querscheibenebene abgebildet werden. Auf diese Modellierung wird noch detailliert eingegangen. Die erste notwendige Übertragungsvorschrift betrifft die Wiedergabe der Verformungen des Konstruktionsteiles. Dieser darf, wie später noch gezeigt wird, dabei jedoch nicht isoliert betrachtet wer-

den, sondern immer als Teil des Gesamttragwerkes. Die Verformungsanteile am Konstruktionsteil im Gesamttragwerk (Δ_i) führen zu den Steifigkeiten des Ersatzelementes.

Die zweite notwendige Übertragungsvorschrift betrifft die Beanspruchungen. Aus den Schnittkräften am Ersatzelement müssen ja die realen Beanspruchungen am Konstruktionsteil (beispielhaft Normalkraft am Verbandsstab bzw. Untergurtspannung am Querrahmen in Bild A / 31 eingetragen) in eindeutiger Weise ableitbar sein.

Die dritte, leicht übersehbare, Übertragungsvorschrift betrifft Regeln zur Lastfallüberlagerung, sodass tatsächlich auch die größten Beanspruchungen am Konstruktionsteil erhalten werden. Dies beinhaltet Vorschriften, wie die Überlagerungskenngröße aus den fiktiven Schnittkräften (M_i^* , N_i^* , Q_i^*) für die Beurteilung und Überlagerung von Einzellastfällen abgeleitet werden kann, sodass die konventionelle Lastfallüberlagerung wieder anwendbar ist. Dabei können die Überlagerungsvorschriften auch auf die Relativverschiebungen der Stabenden am globalen Modell angewendet werden, wenn dies zutreffendere Ergebnisse liefert.

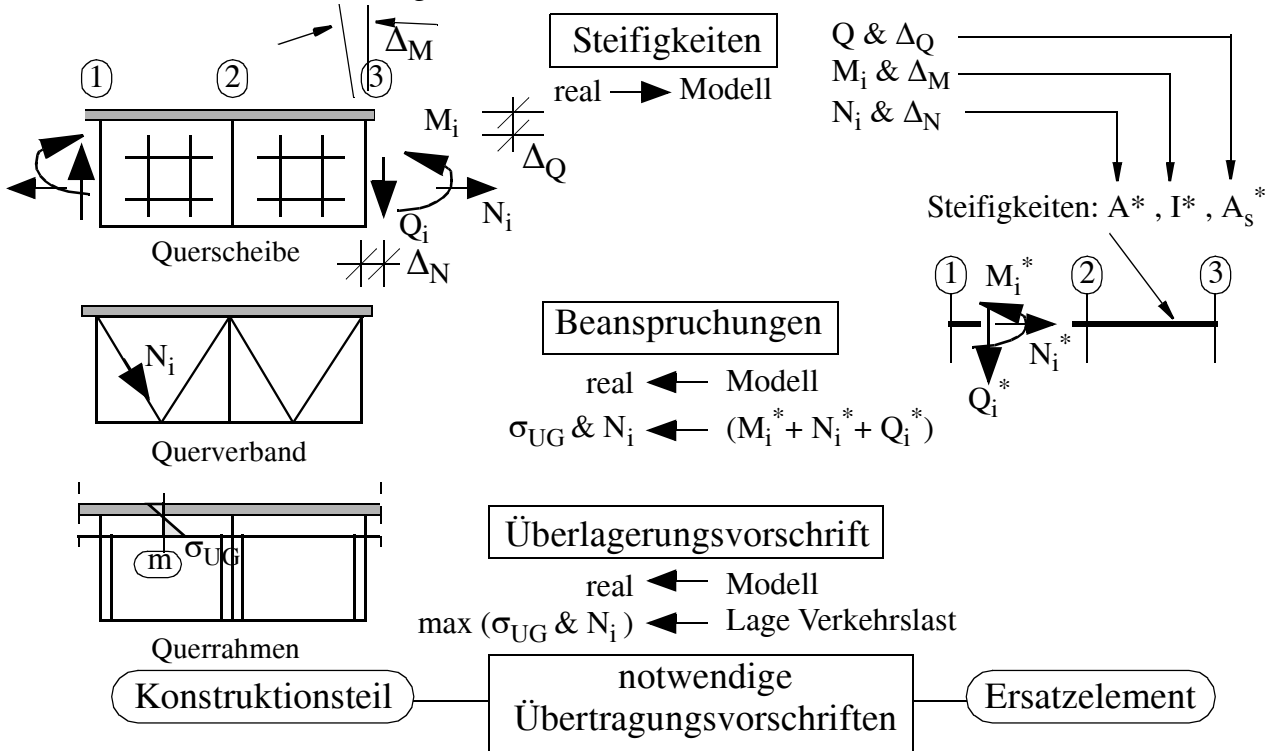


Bild A / 31 Bildung von Ersatzelementen bei der Modellbildung am Beispiel der Queraussteifungen; Notwendige Übertragungsvorschriften und Vorgehensweise.

• **Zusammenfassung**

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit zunehmender Vereinfachung des globalen Modells (Reduktion der Freiheitsgrade) die Ersatzelemente zunehmend abstrakter werden, da sie oft auch bereits Tragfunktionen sehr großer Konstruktionseinheiten widerspiegeln. Dabei kann oft auch die Tragfunktion dieser Konstruktionseinheiten auf mehrere Ersatzelemente aufgeteilt werden. Darauf wird bei den Stabmodellen noch genau eingegangen.

Jede Modellierung, unabhängig von der angestrebten Modellierungsgenauigkeit, ist auf die Bildung von Ersatzelementen angewiesen. Deren Festlegung erfordert oft viel Erfahrung, da damit - wie gezeigt - nicht alle Verformungsanteile exakt abgebildet werden können, sodass diesbezüglich eine

ingenieurmäßige Beurteilung erfolgen muß. Auch die Unwägbarkeiten des Materialverhaltens des Betons, beispielsweise das Rissverhalten, ist bei Ersatzelementen von Fahrbahnplatten zu beachten, sodass hier besser sehr einfache Elemente zum Einsatz gelangen sollten, mit einer ergänzenden Grenzwertbetrachtung in Form zweier getrennter Berechnungen (beispielsweise für Zustand I / II).

Bei jeder Definition von Ersatzelementen im globalen Modell bestehen drei notwendige Übertragungsvorschriften zu dem, durch sie, repräsentierten Konstruktionsteil:

- 1.) Ähnliche Steifigkeiten: Abbildung des Steifigkeitsverhaltens des Konstruktionsteiles durch das Ersatzelement.
- 2.) Beanspruchungen: Ableitung der realen Beanspruchungen aus den Schnittkräften und Verformungen am Ersatzelement.
- 3.) Überlagerungsvorschrift: Kriterien zur Lastfallüberlagerung, sodass die ungünstigsten Beanspruchungen am Konstruktionsteil auch gefunden werden.

A.6.5 Brückenbauspezifische Grunddaten zur Modellbildung

Außer den allgemeinen Grunddaten jeder Stahl- und Verbundkonstruktion hinsichtlich – Geometrie und Abmessungen, und – Material ergeben sich nachfolgende - nur stichwortartig aufgelistete - brückenbauspezifische Grunddaten, die in die Modellbildung einfließen:

– Montagefolge der vorgefertigten Einzelbauteile

Um die erforderlichen Bauteilüberhöhungen und notwendigen Änderungen der Höhenlage der provisorischen Tragwerkslagerungen zum Erreichen der planmäßigen Fahrbahnhöhen nach Abschluss der Montage, infolge Tragwerkseigengewicht, festzulegen sowie den zu diesem Zeitpunkt im Tragwerk eingprägten Beanspruchungszustand rechnerisch nachvollziehen zu können, sind die einzelnen Montageschritte klar zu dokumentieren.

Montagefolgen, die zu unkontrollierbaren Beanspruchungszuständen führen könnten, oder die die Gefahr beinhalten, dass unplanmäßige Bauteilanschlusslagen mittels Zwang bei der Montage unplanmäßig korrigiert werden, sollten in der Berechnung in vereinfachter Form mituntersucht werden.

– Geometrische Imperfektionen

Bei komplexen Tragwerken mit Bögen, Pylonen u.ä. sollten sich die Größe und Form der geometrischen Imperfektionen an die üblichen Genauigkeitsforderungen der Ausführungspraxis orientieren, sodass in Einzelfällen größere Ansätze gegenüber den Berechnungsnormen sinnvoll sind, wenn nicht durch die Ausführungskontrolle unplanmäßige geometrische Imperfektionen mit Sicherheit auszuschließen bzw. diese nachträglich korrigierbar sind.

– Setzungen und Verformungswiderstände des Unterbaues

Wegen der bereits erwähnten größeren Unwägbarkeiten dieser Größen sollte in jenen Fällen, wo die Beanspruchungsverläufe im Tragwerk sensibel auf Setzungen und Änderungen der Verformungswiderstände des Unterbaues reagieren, immer eine isolierte Berechnung mit oberem und unterem Grenzwert durchgeführt werden.

A.7 Automatisierung durch Computereinsatz

Aus der kaum überschaubaren Literaturvielfalt zum Computereinsatz und der Automatisierung in Berechnung und Bemessung, sollen nur zusammenfassend einige allgemeine Tendenzen, primär den Brückenbau betreffend, aufgezeigt werden.

Um 1960, mit Beginn der explodierenden EDV - Entwicklung, herrschte noch die Vision Expertensysteme für einen automatischen Entwurf zu schaffen, wie *Simmonds* und *Elezaby* in [43] darstellen. Mittlerweile herrscht, auch unter Softwareexperten, jedoch die Erkenntnis vor, dass im Zuge der Planungsschritte: – Entwurf, – Modellfindung zur Systemberechnung und auch, – Berechnung und Bemessung, Kreativität, Intuition und die ingenieurmäßige Denkweise nicht durch automatisierte Expertensysteme ersetzbar sind. Die Softwareprodukte können bestenfalls nur optimale Teillösungen bereitstellen. Die eigentliche Entscheidung über die im Einzelfall einzuschlagende Vorgehensweise bleibt jedoch beim Bauingenieur, der quasi zum Regisseur wird. Interessant ist auch die Aussage, dass effektive Expertensysteme in erster Linie von Bauingenieuren entwickelt werden sollten, unter Verwendung der Programmbausteine der Softwarespezialisten.

Der Hauptansatzpunkt der gegenwärtigen und zukünftigen Entwicklung ist, die Teilprozeduren bei der Bauwerksplanung, wie beispielsweise – Entwurf, – Berechnung & Bemessung, – Fertigung, für die früher isolierte Einzelentwicklungen erfolgten, nunmehr zu integralen Gesamtsystemen zusammenzufassen. Dabei werden auch die Aspekte – Erhaltung, – Betrieb und – Abriss miteinbezogen. Für diesbezüglichen Lösungen haben sich die Fachbegriffe “*IDS = Integrated Design System*” sowie “*Produktmodelle*” eingebürgert. Hauptziel ist, die bisherige hohe Redundanz aller notwendigen Daten im Gesamtprozess, infolge der mehrfachen Eingaben für die isolierten Insellösungen, durch eine übergeordnete Bauwerksdatenbank zu ersetzen, sodass die hohe Fehleranfälligkeit an den Datenschnittstellen entfällt (unterschiedliche Wertzuweisungen für einzelne Daten). Dies ist umso bedeutsamer, da zunehmend mehr Beteiligte gleichzeitig an der Bauwerksplanung beteiligt sind.

Im Hochbau ist diese durchgängige Automatisierung von der Berechnung, über die Bemessung bis zur Fertigung schon weit entwickelt (beispielsweise in [44], [45]). Ergänzend zur Integration der Einzelmodule wird versucht zusätzlich Erfahrungswissen zum Entwurf und zur Berechnung und Bemessung in Datenbanken zu integrieren, wie beispielweise *Bennenk* in [46] darstellt, jedoch auch immer gedacht als perfektes Unterstützungssystem für den Experten. Die zentrale Stellung des Bauingenieurs als Entscheidungsträger in allen Bereichen des Planungsprozesses ist also generell anerkannt.

Die Hauptentwicklungen bei der Softwareentwicklung zur Systemberechnung liegen, wie *Holzer* in [47] darstellt, primär darin, den Komfort und die Übersicht bei der Anwendung zu erhöhen. In erster Linie soll der Anwender von der Bildung des eigentlichen Berechnungsmodelles (Stabteilungen, detaillierte FE - Netz Bildung, Stab- und Knotenbezeichnungen) entlastet werden, sodass die Kommunikation nur über das mechanische Modell erfolgt. Darin legt der Ingenieur fest, ob ein Bauteil beispielsweise als Stab, Platte, oder Scheibe abzubilden ist, welche Details vernachlässigbar sind und welche idealisierten Randbedingungen angesetzt werden sollen.

Ein weiterer, insbesondere für den Brückenbau, wichtiger Punkt ist auch die Abspeicherung der Ergebnisse der Systemberechnung in einem unabhängigen Gesamtmodell aller Bauteile, sodass die Ergebnisse wieder übergeordnet für jeden Bauteil abgefragt werden können, unabhängig aus welchem Berechnungsmodell (global oder lokal) sie stammen. Damit entfällt für den Anwender, der bisher häufige - sehr aufwändige und fehleranfällige - händische Ergebnistransfer zwischen globalen und lokalen Modellen zur Ermittlung der Gesamtbeanspruchung. Dabei wird vor allem auch

die entsprechende Visualisierung der Ergebnisdaten wichtig, sodass vom Anwender vor allem auch eine effiziente und rasche Kontrolle möglich ist.

Interessant ist auch die Tendenz bei der FE - Entwicklung, dass der Anwender selbst – für die Optimierung des Elementnetzes – nicht ausreichend Hintergrundwissen aufweist, um grobe Fehler auszuschließen. Auch *Stein* weist in [48] daraufhin, dass diesbezüglich Algorithmen zur automatisierten, adaptiven Netzanpassung eine zentrale Zukunftsaufgabe darstellen.

Eine ganzheitliche Entwicklung im Brückenbau zur Unterstützung bei Entwurf und Berechnung erarbeitet *Schreiber* in [49], primär jedoch für den Vorentwurf bei Massivbrücken gedacht. Hinsichtlich der statischen Modellbildung wird dem Anwender auch die Modellierung des eigentlichen Berechnungsmodells durch Bereitstellung von Grundelementen abgenommen (automatische Elementgenerierung). Hinweise zur Detailmodellierung von Fahrbahnquerschnitten fehlen jedoch.

Weiters sind im Brückenbau, seitens der Brückenerhalter, Entwicklungen im Gange um die Bauwerksdaten ebenfalls in Datenbanken zentral zu erfassen, als Teil von Bauwerksmanagementsystemen, wie beispielsweise *Friebel* und *Krieger* in [50] beschreiben. Um wirksam als Basis zur Beurteilung von Tragwerken zu dienen, müssten sie jedoch um die wesentlichen Ergebnisse der Statischen Berechnung ergänzt werden, sodass die höchstbeanspruchten Bauteile unmittelbar ersichtlich wären. Weiters müsste eine - großteils nur für statische Berechnungen bis vor dem EDV - Zeitalter gemachte - Ergebnisaufbereitung erfolgen (Erfahrung aus der Mitarbeit bei Brückenhauptprüfungen). Damit könnte, auf Basis der dokumentierten Einflusslinien und Spannungsverläufe der wesentlichen Bauteile, eine Beurteilung zur Tragsicherheit infolge unplanmäßiger Schwertransporte, Lagersetzungen, Fahrbahnverbreiterungen, u. ä. unmittelbar erfolgen, ohne aufwändige Neuberechnungen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Tendenzen der gegenwärtigen und zukünftigen Softwareentwicklung - die den Anwendungsingenieur als zentralen Entscheidungsträger sehen - die im Abschnitt A.3 bis A.6 dargestellte Betrachtungsweise miteinfassen müssen. Sobald Grundkonzepte zur Modellfindung im Brückenbau erarbeitet sind, die den Bereich Berechnung und Bemessung abdecken, können die bereits bestehenden Konzepte für integrale Produktmodelle des Hochbaues (z.B. *Greiner* in [44]) unmittelbar angewendet werden, um zu leistungsfähigen Gesamtprogrammen zu kommen, die auch zukünftigen Ansprüchen entsprechen.

A.8 Sinnvolle Ergebnisdokumentation

Im Zuge der Mitarbeit an Überprüfungen von Statischen Berechnungen zu Detailprojekten und Brückenprüfungen ist, auch bedingt durch den zunehmenden EDV - Einsatz, die Dokumentation in folgenden Teilbereichen verbesserungsfähig, um so einen größeren Nutzwert für den Bauherrn hinsichtlich nachträglicher, unplanmäßiger Änderungen zu haben:

- *Parameterstudien zu unwägbareren Eingangsgrößen*

Die Sensibilität der Bauteilbeanspruchungen hinsichtlich unwägbarer Eingangsgrößen (Lagerbedingungen am Unterbau, Steifigkeitsannahmen und Parameter zum Kriechen, Schwinden und zur Betonzugfestigkeit bei Betonfahrbahnplatten) sollte durch eine getrennte Berechnung mit oberen /

unteren Grenzwerten erfolgen, auch dann, wenn Normenwerke oft eindeutige Zahlenwerte fest-schreiben. Dies ist sehr hilfreich für eine endgültige Bewertung des Tragwerkes nach der Montage, wenn die tatsächlichen Eingangsgrößen von den Rechenwerten abweichen, ohne dass eine nachträg-liche neuerliche statische Berechnung erfolgen muss.

- *Ergebnisdokumentation zur Bauteilberechnung und - bemessung*

Um eine statische Berechnung auch später noch zur Beurteilung des Tragverhaltens im Betrieb sinn-voll anwenden zu können, sind folgende Ergebnisdokumentationen notwendig:

- Spannungsverläufe infolge der Bemessungsschnittkräfte für die Hauptträger, um die höchstbean-spruchten Stellen sofort zu erkennen.
- Ausnutzungsgrade hinsichtlich der Grenzzustände für einige repräsentative Bauteilquerschnitte, wobei die Anteile infolge: – ständiger Einwirkungen, – Verkehr, – Lager-setzungen separat ausgewie-sen werden sollten.
- Einflusslinienverläufe für einige repräsentative Bauteilquerschnitte.

Erst mit den Einflusslinienverläufen ist es möglich unplanmäßige Sonderfahrzeuge nachträglich in einfacher Weise überschlägig zu bewerten, ohne sofort eine neuerliche umfangreiche Berechnung durchführen zu müssen. Im Eisenbahnbrückenbau ist diesbezüglich, die in den nationalen Normen-werken geforderte Ausweisung des möglichen Laststeigerungsfaktors für die Verkehrslast [35] alleine näherungsweise ausreichend, um spätere darüberhinausgehende Verkehrsentwicklungen zu beurteilen. Dies deshalb, da es sich immer um Einzelzüge handelt, wogegen bei Straßenbrücken die Lastszenarien diesbezüglich zu komplex sind, um eine einfache Umrechnung zum Normenlastbild zu erreichen.

Die Angaben der Ausnutzungsgrade für ständige Einwirkungen und Lager-setzungen bei den maßge-benden Bauteilnachweisen, sind sinnvoll, um auch den geänderten Beanspruchungszustand im Falle späterer unplanmäßige Fahrbahnverbreiterungen, oder gemessener Lager-setzungen, in einfacher Form näherungsweise ermitteln zu können.

Vor allem für die Beurteilung der Tragsicherheit im Zuge von Brückenhauptprüfungen wäre die kompakte Darstellung dieser Daten in einem *Brückenbuch*, wie es vom Verfasser anlässlich einer Fortbildungsveranstaltung [51] vorgestellt wurde, sehr hilfreich, sodass das - oft auch nicht hilf-reiche - zeitintensive Studium aller Bauwerksunterlagen entfallen könnte. Das Brückenbuch sollte, ähnlich zum Krankenblatt eines Patienten, die Brückendaten, die angesprochene Zusammenfassung der statischen Berechnung und alle unplanmäßigen Ereignisse enthalten (Nutzungsänderungen, Ver-stärkungen, Lageraustausch u.ä.).

B . STABMODELLE FÜR DIE GLOBALE SYSTEMBERECHNUNG

B.1 Allgemein

Nachfolgend werden die in [0] entwickelten verbesserten Stabmodelle für die globale Systemberechnung dargestellt. Dabei stehen die Erläuterungen für die praktische Anwendung im Vordergrund. Auf die theoretischen Hintergründe sowie die umfangreichen Vergleichsberechnungen mit realitätsnahen FE - Modellen für repräsentative Tragwerke kann hier nicht eingegangen werden. Diesbezüglich sei auf [0] verwiesen.

Der Schwerpunkt der Ausführungen bezieht sich dabei auf die Modellierung des eigentlichen Fahrbahnquerschnittes (Brückendeck). Dabei sind alle in Bild B / 1 schematisch dargestellten Ausbildungsformen erfassbar, wobei jedoch eine vertikale Symmetrieachse vorausgesetzt ist. Unsymmetrische Fahrbahnquerschnitte wurden noch nicht systematisch untersucht. Übliche geringfügige Abweichungen von der Symmetriebedingung - insbesondere nur die Fahrbahnplatte betreffend - schließen die Anwendung jedoch nicht aus. Auch der Fall geneigter Stege bei Kastenquerschnitten ist erfassbar (überprüft für $\alpha_s \geq 70^\circ$).

Nachfolgend wird nur auf die Anwendung für Stahl- und Verbundbrücken (stählerne Hauptträger mit oberliegender Stahlbetonplatte) eingegangen. Diese Stabmodelle lassen sich jedoch auch auf Stahlbeton- und Spannbetonbrücken übertragen. Damit kann auch der aktuellen Entwicklung nach Reduktion der Queraussteifungen von Fahrbahnquerschnitten, hinsichtlich Anzahl und Steifigkeit, Rechnung getragen werden.

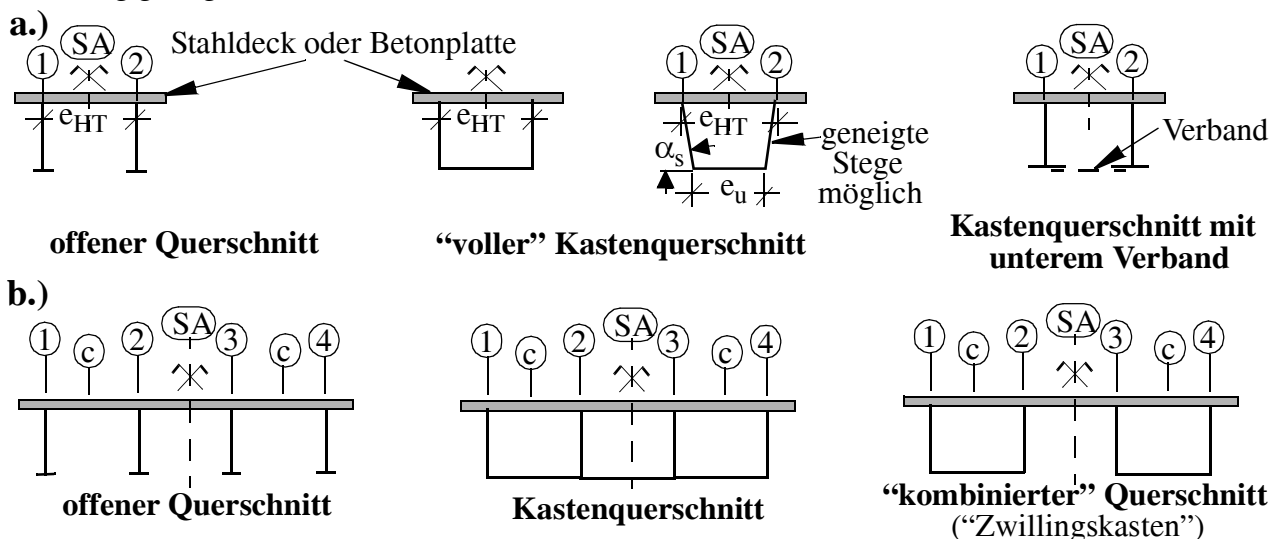


Bild B / 1 Abbildbare Fahrbahnquerschnitte; a.) mit zwei Hauptträgern, b.) mit mehreren Hauptträgern.

Die nachfolgend vorgestellten Stabmodelle sind trotz ihres einfachen Aufbaus in der Lage die im Abschnitt A . 6 dargestellten Anforderungen an globale Modelle mit für die Praxis hinreichender Genauigkeit zu erfüllen (vgl. Bild A / 28). Dies gilt auch bei komplexen Fahrbahnquerschnitten und

Brückentragwerken. Der einheitliche "Bauplan" der Stabmodelle - unabhängig ob ein offener oder geschlossener (Kasten) Fahrbahnquerschnitt vorliegt - erleichtert die praktische Anwendung.

Um die erstaunliche Leistungsfähigkeit dieser Stabmodelle sowie die praktische Umsetzung zu zeigen werden im Abschnitt C repräsentative Anwendungsbeispiele zusammenfassend angeführt, wobei die Berechnungsergebnisse mit jenen von genauen FE - Modellen verglichen werden. Dabei sind auch Hinweise für das charakteristische Tragverhalten angeführt.

Nachfolgend wird zuerst nur auf Balkenbrücken eingegangen (Abschnitt B.2), wobei dabei in erster Linie die häufigste Ausbildungsform mit zwei vollwandigen Hauptträgern behandelt wird. Anschließend erfolgt die Erweiterung auf Brückenquerschnitte mit drei oder mehr Hauptträgern.

Die für Balkenbrücken entwickelten Stabmodelle können auch für komplexere Tragwerksformen Anwendung finden, wobei die zusätzlichen Normalkräfte im Fahrbahnquerschnitt geringfügige Adaptierungen des Stabmodells erfordern. Darauf wird im Abschnitt B.3, mit Hinweisen zu Bogen- und Schrägseilbrücken, eingegangen.

B.2 Stabmodelle für Balkenbrücken

B.2.1 Fahrbahnquerschnitt mit 2 Hauptträgern

Ein großer Vorteil des nachfolgend dargestellten Stabmodells für Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern ist, dass alle in Bild B / 1a angeführten Querschnitte - die deutliche Unterschiede in der Lastabtragung von exzentrischen vertikalen Lasten aufweisen - mit demselben Stabmodell abgebildet werden können (auf den in Bild B / 1 nicht dargestellten Sonderfall des offenen Querschnittes mit torsionssteifen Hauptträgern wird im Abschnitt B.2.1.7, Punkt 4 eingegangen). Einzig die Steifigkeiten der einzelnen Stäbe differieren.

Vorerst wird primär nur auf die vertikalen Lasten (ständige Lasten und Verkehrslasten) eingegangen, die meist den größten Anteil an den Gesamtbeanspruchungen haben. Nur zur besseren Verständlichkeit werden am Brückenquerschnitt exzentrisch wirkende Lasten nachfolgend in symmetrischen und antimetrischen Lastanteil zerlegt, wie Bild B / 2 für einen Kastenquerschnitt zeigt. Für die Kalibrierung des Stabmodells war vor allem die zutreffende Wiedergabe des antimetrischen Lastanteils bedeutsam, der sowohl über St. Venant'sche Torsion (führt auf Schubkräfte T_{sv} in Bild B / 2) als auch "Wölbkrafttorsion" (führt zu dem Längsnormalspannungsverlauf σ in Bild B / 2) abgetragen wird. Der zutreffende Aufteilungsschlüssel für beide Tragwirkungen, der zwischen offenem Querschnitt und Kastenquerschnitt stark differiert (bei ersterem liegt nahezu nur Wölbkrafttorsion, bei letzterem nahezu nur St. Venant'sche Torsion vor), ist jedoch vor allem auch von Anzahl und Steifigkeit der Queraussteifungen abhängig. Als Grenzfall verhält sich ein stählerner Kastenquerschnitt ohne jegliche Queraussteifungen zwischen den Lagerpunkten, wegen seiner dünnwandigen Querschnittsteile, wie ein offener Querschnitt - die Abtragung erfolgt rein über Wölbkrafttorsion. Im Stabmodell kann dieser Sachverhalt hinreichend genau erfasst werden.

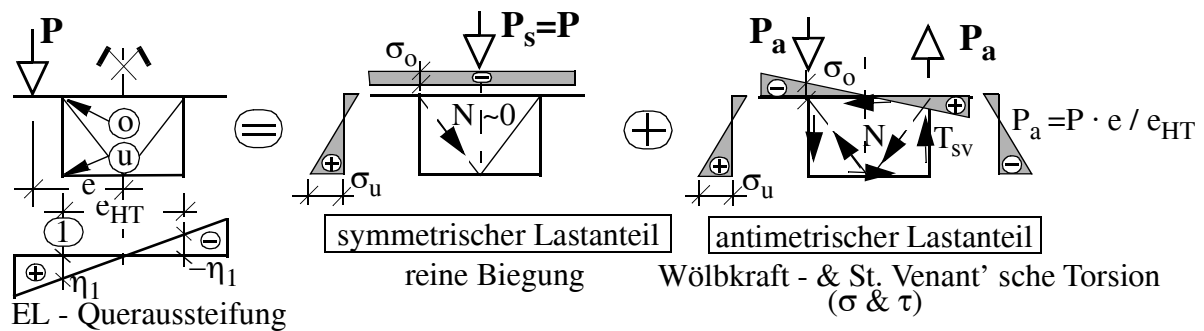


Bild B / 2 Schematisches Tragverhalten des Kastenquerschnittes unter symmetrischem und antisymmetrischem Lastanteil.

B.2.1.1 Basismodell - Ebener Trägerrost

- *Voraussetzungen an die Tragwerksausbildung*

- V1: Gerade Balkenbrücke, als Einfeld- oder Durchlaufträger mit konstanter Bauhöhe (keine notwendige Voraussetzung - s. Abschnitt B.2.1.7, nur zur einfacheren Darstellung)
- V2: Querschnittsform nach Bild B / 1a ; einfach symmetrischer Stahl- oder Verbundquerschnitt. Geneigte Stege können miterfasst werden (überprüft für Stegneigungswinkel $\alpha_s \geq 70^\circ$) Stahlbetonquerschnitte sind grundsätzlich auch möglich
- V3: In jeder Lagerachse sind beide Hauptträger gelagert; die Lagerachse verläuft dabei senkrecht zur Brückenlängsachse
Anm.: Innenstützen bei Durchlaufträgersystemen können auch nur mittig gelagert sein - s. Bild B / 8
- V4: Annähernd starre Queraussteifungen in den Lagerachsen
Anm.: Schubweiche Queraussteifungen in den Lagerachsen sind noch nicht in ausreichender Anzahl an genauen FE - Modellen kalibriert
- V5: Unbehinderte Verwölbung in den Lagerachsen, da Verwölbungen der Lagerpunkte (Horizontalverschiebungen in Brückenlängsrichtung) nicht abbildbar sind
Anm.: Genauere Untersuchungen zeigten [0], dass im Falle von Kastenquerschnitten mit unterem Verband dazu nur ein Lager längsfest ausgebildet werden darf. (Eine Verwölbungsbehinderung durch längsfeste Lager ist mit dem "erweiterten Basismodell" in B.2.1.2 mit abbildbar)

- *Stabelemente und zutreffende Steifigkeiten*

In Bild B / 3 ist das Basismodell mit allen Einzelstäben und ihren zutreffenden Steifigkeiten für ein Beispiel einer zweifeldrigen Deckbrücke mit drei Queraussteifungen je Feld dargestellt (hier Querverbände - QV), das auch für den Fall des offenen Querschnittes anwendbar ist. Alle Stäbe können als in einer Ebene liegend angesehen werden. Hervorzuheben ist, dass nicht angeführte Stabsteifigkeiten in Bild B / 3 bei der Systemberechnung weggelassen werden - es empfiehlt sich die Angabe sehr kleiner Werte um numerische Instabilitäten zu vermeiden. Außer der Biegesteifigkeit und St. Venant'schen Torsionssteifigkeit müssen auch Schubsteifigkeiten miterfasst werden. Das verwendete Stabwerkeprogramm muss deshalb eine räumliche Berechnung mit schubweichen Stabelementen erlauben.

Vereinfacht sind nachfolgend für alle Stäbe die anzusetzenden Steifigkeiten ohne den E - Modul für Stahl E_a angeschrieben. Der Bezug erfolgt jeweils auf die lokale Stabachse (x = Stablängsrichtung, y = horizontale Achse, z = vertikale Achse), im Gegensatz zu den mit Index g gekennzeichneten globalen Achsen (x_g, y_g, z_g). Beispielsweise bedeutet I_y die Biegesteifigkeit um die horizontale Achse, die Größe A_{sz} stellt die Schubfläche zur Ermittlung der Schubsteifigkeit in vertikaler Richtung dar.

Insgesamt liegen drei Stabzüge in Brückenlängsrichtung vor, die den Brückenquerschnitt abbilden und deren Steifigkeiten und zugehörige Stabschnittkräfte beschränkt sind (vgl. Bild B / 3).

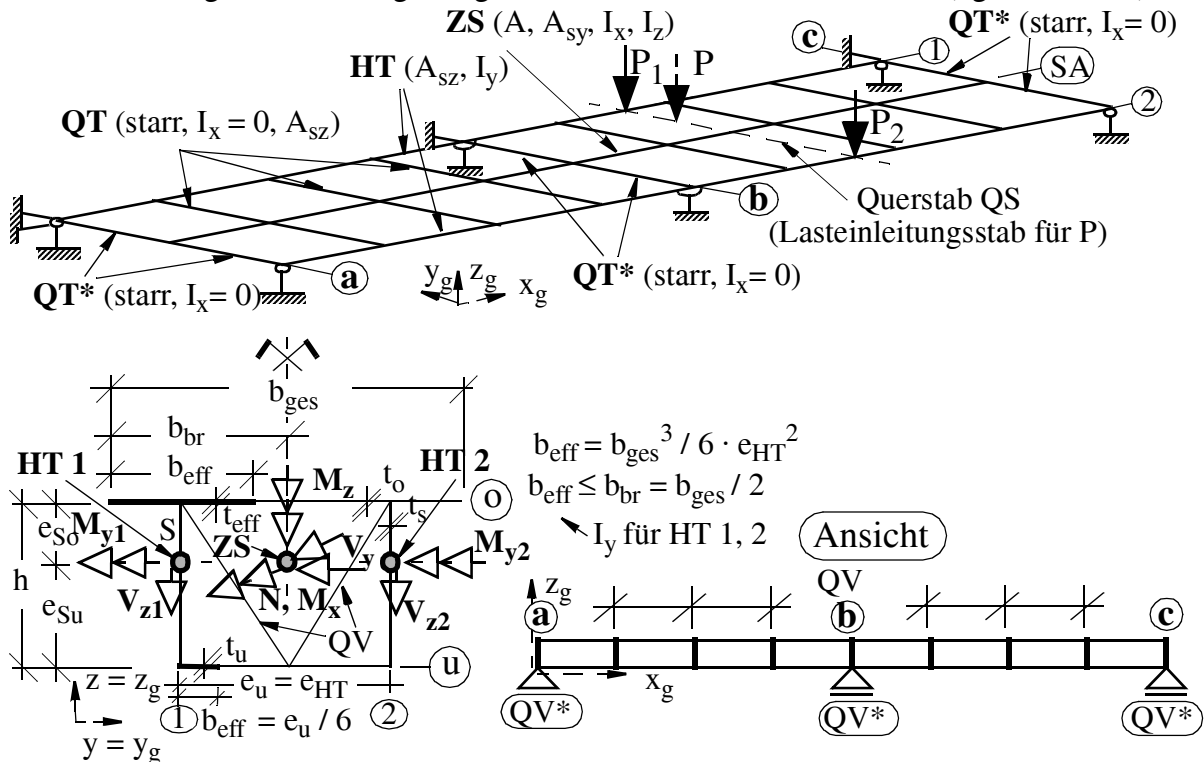


Bild B / 3 Stabmodell für Brückenquerschnitte mit 2 Hauptträgern (“Basismodell”).

- Hauptträgerstäbe

Jeder Hauptträger wird als eigener Stabzug (**HT**) abgebildet. Die beiden Achsen 1, 2 verlaufen dabei im Grundriss in der Stegebene (Abstand e_{HT}) - bei geneigten Stegebenen in der Achse der Stegoberkante (vgl. Bild B / 1a). Jeder HT - Stab weist nur eine Biegesteifigkeit um die horizontale Achse (I_y) und eine Schubsteifigkeit für vertikal wirkende Querkräfte auf (Schubfläche A_{sz} entspricht vereinfacht der Stegfläche). Zur Bestimmung der ersteren ist die effektive Gurtbreite b_{eff} für Fahrbahnplatte und Untergurtblech derart gewählt, dass für den antisymmetrischen Lastanteil nach Bild B / 2 - im Grenzfall ohne jegliche Queraussteifungen zwischen den Auflagerachsen - die Vertikaldurchbiegungen und Normalspannungen an den Stegrändern (Punkt o und u in Bild B / 3) bei vertikalen Stegen exakt den Ergebnissen nach der Gelenksfaltwerkstheorie entsprechen. Diese Idee geht auf *Resinger* [52] zurück und führt zu den angegebenen Formeln in Bild B / 3, wobei für den Obergurt maximal die Bruttobreite b_{br} angesetzt werden sollte (maßgebend wenn $b_{ges} / e_{HT} \geq \sqrt{3}$). Für das Untergurtblech bei Kastenquerschnitten führt dies auf $b_{eff} = e_u / 6$. Diese Annahmen sind auch bei geneigtem Steg als hinreichend genau anzusehen. Allfällig vorhandene Längsrippen im Bereich der effektiven Breiten werden mitgerechnet und können meist direkt dem Deckblech zugeschlagen werden (Längs-

Kap.B.2.1.1 STABMODELLE FÜR DIE GLOBALE SYSTEMBERECHNUNG

rippenhöhe \ll Trägerhöhe), sodass sich die fiktive Dicke t_{eff} (s. Bild B / 11b) in Bild B / 3 ergibt. Im Falle eines unteren Verbandes darf nur die reine Untergurtfläche des HT angesetzt werden.

Die "Höhenlage" der HT - Stäbe, die erst beim erweiterten Basismodell bedeutsamer wird, entspricht der Schwerpunktlage des zugrunde gelegten effektiven Querschnittes.

Hervorzuheben ist, dass die HT - Stäbe keine Fläche A zugewiesen erhalten. Alternativ dazu kann auch die Fläche A zugewiesen werden, dann ist jedoch der Abschnitt B.2.1.5, Punkt 2, zu beachten.

Bei Verbundquerschnitten erfolgt für jeden HT der Ansatz des "äquivalenten Ersatzstahlträgers". Die effektiven Breiten für die Betonplatte nach Bild B / 3 gelten unverändert. Dabei muss jedoch unterschieden werden, ob nur der Stahlträger alleine wirksam ist (für Lasten vor Verbund) oder aber die Betonplatte mitwirkt. In letzterem Fall ist bei der Querschnittswertermittlung im Feldbereich (Annahme Beton ungerissen, Zustand 1) die anzusetzende Betonplatte im Verhältnis der E - Moduli $n = E_a / E_c$ abzumindern. Dies entspricht einer fiktiven Stahlblechdicke t_{eff} in Bild B / 3 von $t_{\text{eff}} = d / n$, wobei d die mittlere Plattendicke im Bereich der effektiven Breite b_{eff} darstellt (s. Bild B / 11b). Dies gilt auch nachfolgend bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen. Im Innenstützenbereich kann die Rissbildung mitberücksichtigt werden, indem anstatt der Betonfläche nur die Bewehrung alleine (Fläche A_s , Zustand 2), oder aber eine fiktiv erhöhte Bewehrungsfläche (A_s^* , Zustand 2*), zur Miterfassung des Betons zwischen den Rissen ("tension stiffening effect"), angesetzt wird. Vereinfacht ergeben sich diesbezüglich, mit den Festlegungen nach DIN 18800 - 5, die in der Tabelle B / 1 angeführten Erhöhungsfaktoren f^* für die Bewehrung A_s .

Beton- güte	f_{ctm} [kN/cm ²]	Bewehrungs- gehalt ρ [%]	σ_s	f^*
C 30/37 (\approx B400)	0,29	1,0	$0,8 \cdot f_{\text{sk}}$	1,41
		2,0		1,17
C 40/50 (\approx B500)	0,35	1,0		1,54
		2,0		1,21

Bewehrungsstahl: $f_{\text{sk}} = 50$ [kN/ cm²]

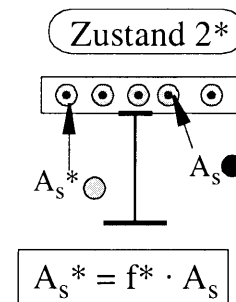


Tabelle B / 1 : Näherungsweise Erfassung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen an der Dehnsteifigkeit der gerissenen Fahrbahnplatte.

Somit ergeben sich bei der Querschnittswert- und Spannungsberechnung die in Bild B / 4 zusammengestellten grundlegenden Zusammenhänge, wobei - abgesehen von der Abbildung der einzelnen Betonierabschnitte - zumindest drei unterschiedliche Steifigkeitsannahmen für die HT bei der Systemberechnung zu berücksichtigen sind (vor Verbund / nach Verbund - Zeitpunkt $t = 0$ / nach Verbund - Zeitpunkt $t = \infty$). Für die Systemberechnung bedeutsam sind die Gleichungen B / 1, die es gestatten aus den Querschnittswerten der "Teilstäbe" (Stahlträger TS a, Betonplatte TS c bzw. Bewehrung TS s) die Querschnittswerte des gesuchten HT - Ersatzstabes (I , A) zu ermitteln. Die Gleichungen B / 2, 3 dienen zur elastischen Spannungsberechnung am Querschnitt, um von den globalen Schnittkräften am Ersatzstab (M , N) über die Teilschnittkräfte (Gl. B / 2) zu den Längsnormalspannungen am HT - Querschnitt zu gelangen. Wird im gerissenen Bereich die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch die erhöhte Stahlfläche A_s^* erfasst, so sind in Gl. B / 1 & 2 die erhöhten Querschnittswerte A_s^* und I_s^* (statt A_s , I_s) einzusetzen, nicht jedoch bei der Spannungsermittlung nach Gl. B / 3 (Spannungsberechnung "im Riss").

Auf diesbezüglich nähere Angaben, wie die zusätzliche Erfassung des Kriechens und Schwindens (für Zeitpunkt $t = \infty$) durch ein fiktiv erhöhtes E - Modul Verhältnis sowie die ergänzenden Hinweise

Kap.B.2.1.1 STABMODELLE FÜR DIE GLOBALE SYSTEMBERECHNUNG

zur Festlegung der gerissenen Bereiche bei der Systemberechnung, kann hier nicht eingegangen werden. Ingenieurmäßige Aufbereitungen zu dieser Thematik finden sich beispielsweise in [53] für eine Berechnung und Bemessung nach Eurocode.

Alternativ könnte jeder Verbundträger auch mit jeweils zwei übereinanderliegenden Stabzügen für Stahlträger und Betonplatte bzw. Bewehrung (im gerissenen Bereich) modelliert werden, die in engen Abständen mit vertikalen starren Stäben zu koppeln sind.

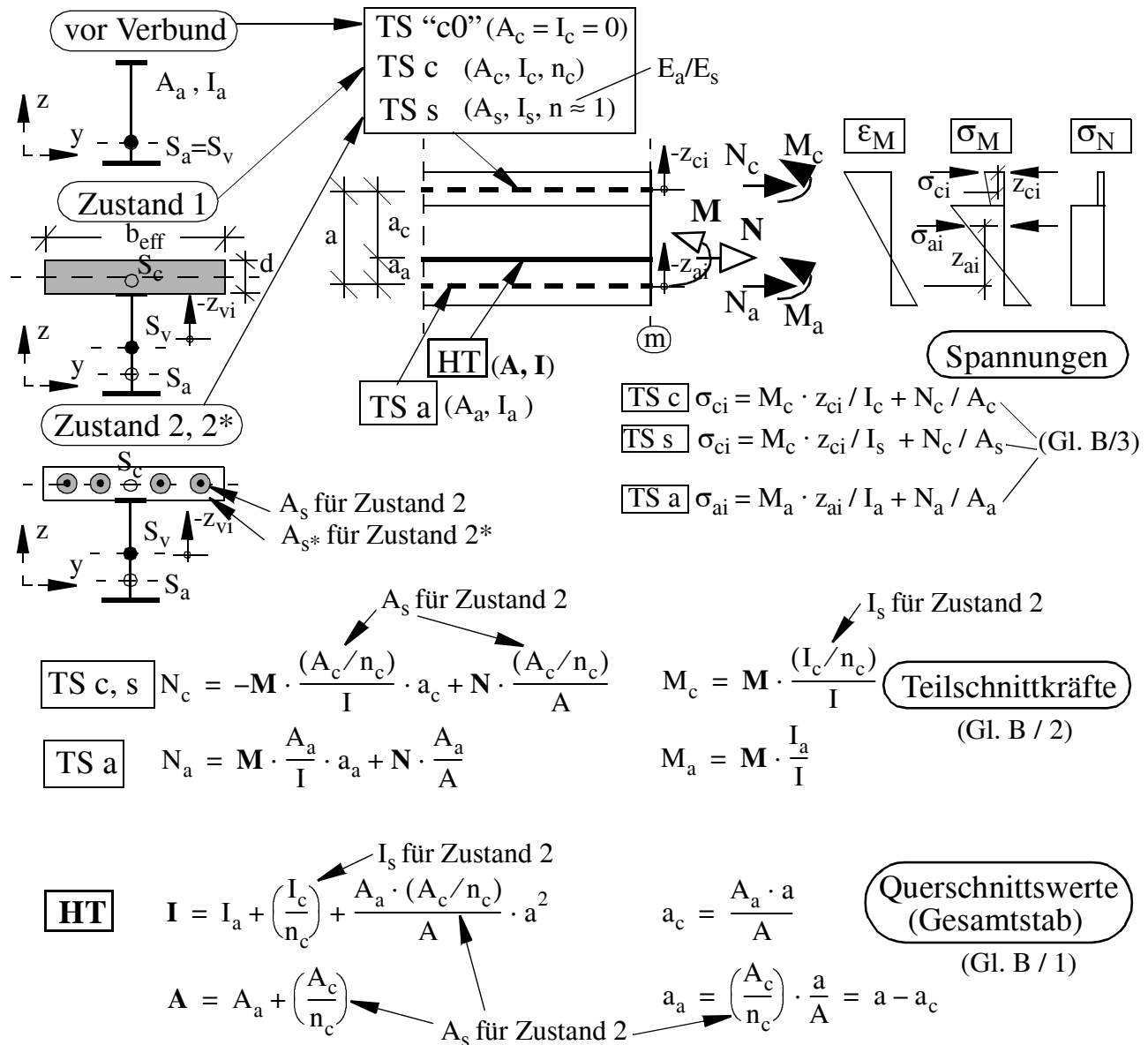


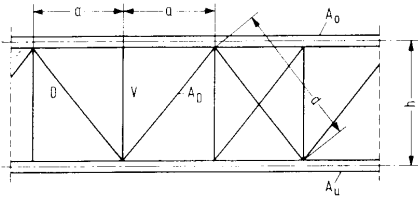
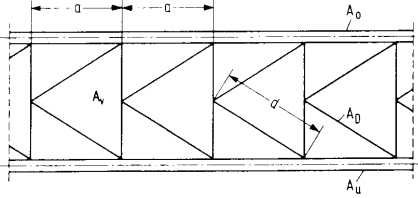
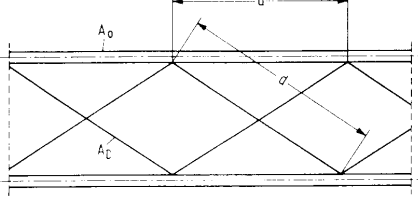
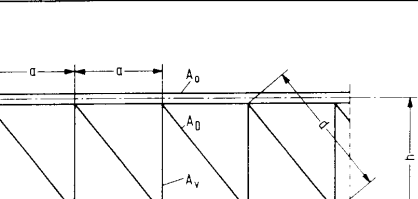
Bild B / 4 Hauptträger als Verbundquerschnitt; Ermittlung der Querschnittswerte am Ersatzträger sowie Spannungsermittlung σ .

- Zentralstab

Der Zentralstab (ZS) beinhaltet die Dehn- und horizontale Biegesteifigkeit (A, I_z) des Gesamtquerschnittes, sowie - wenn erforderlich - die horizontale Schubsteifigkeit ($A_{sy} \sim$ Fläche der Fahrbahnplatte ohne Längsrippen bzw. Fläche der Betonfahrbahnplatte abgemindert um $n = G_a / G_c \approx E_a / E_c$ bei Verbundbrücken). Darüberhinaus erfolgt für einen Kastenquerschnitt der Ansatz der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit I_x des als dünnwandig betrachteten Gesamtquerschnittes nach Gleichung

Kap.B.2.1.1 STABMODELLE FÜR DIE GLOBALE SYSTEMBERECHNUNG

B / 4 (2. Bredt' sche Formel) mit den Bezeichnungen nach Bild B / 1 und B / 3. Für die Fahrbahnplatte entspricht t_0 der Deckblechdicke (Längsrippenmitwirkung auf Schub vernachlässigbar klein) bzw. $t_0 = d / n$ für Betonplatten (s. Bild B / 11 b). Im Falle eines unteren Verbandes ist anstatt der Dicke des Untergurtbleches t_u die äquivalente Dicke eines Ersatzbleches t_u^* , das dieselbe Schubverformungen wie die Verbandsscheibe aufweist, anzusetzen. Für übliche praktische Fälle sind die Formeln zur Ermittlung von t_u^* dem Bild B / 5, aus [54], zu entnehmen. Bei vertikalen Stegen ist $e_u = e_{HT}$, wobei in Bild B / 5 diesbezüglich die Bezeichnung h gilt. Die Höhe h in Gl. B / 4 entspricht dem Abstand zwischen der Schwerachse des Deckblechs bzw. der Betonplatte und jener des Untergurtbleches (s. Bild B / 11 b).

Tafel 7.84		Ideelle Blechdicken für verschiedene Fachwerkarten bei reiner Schubbeanspruchung	
	System		ideelle Blechdicke t^*
Fachwerk mit wechsellagenen Diagonalen			$D = T d$ $V = 0$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $t^* = \frac{E}{G} \frac{h a}{\frac{d^3}{A_0} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_u} \right)}$ </div>
k-Fachwerk			$D = T d$ $V = T \frac{h}{2}$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $t^* = \frac{E}{G} \frac{h a}{\frac{2 d^3}{A_0} + \frac{h^3}{4 A_v} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_u} \right)}$ </div>
Rautenfachwerk			$D = T \frac{d}{2}$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $t^* = \frac{E}{G} \frac{h a}{\frac{d^3}{2 A_0} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_u} \right)}$ </div>
Fachwerk mit fallenden Diagonalen			$D = T d$ $V = T h$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $t^* = \frac{E}{G} \frac{h a}{\frac{d^3}{A_0} + \frac{h^3}{A_v} + \frac{a^3}{12} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_u} \right)}$ </div>

Hinweis: Der Einfluss von Ober- und Untergurtfläche ist meist vernachlässigbar ($1 / A_0 = 1 / A_u \approx 0$). Gurtabstand h entspricht dem Maß e_u bzw. e_{HT}

Bild B / 5 Ermittlung der äquivalenten Dicke t^* für untere Verbände (entnommen aus [54]).

$$I_x = \frac{(e_{HT} + e_u)^2 \cdot h^2}{e_{HT}/t_o + 2 \cdot h/(t_s \cdot \sin \alpha_s) + e_u/t_u} \quad (\text{Gl. B / 4})$$

Für den offenen Querschnitt gilt $I_x \approx 0$. Bei offenen Verbundquerschnitten kann die Torsionssteifigkeit der Betonplatte für I_x angesetzt werden, jedoch unter Berücksichtigung der Reduktion infolge der Rissbildung aus lokaler Beanspruchung. In diesem Falle sind jedoch, wie später unter Abschnitt B.2.1.5 (Bild B / 14) gezeigt, zusätzliche fiktive Querstäbe (Verbindung der HT- Stäbe mit ZS) notwendig.

- Querträgerstäbe

Die drei in Brückenlängsrichtung verlaufenden Stabzüge (HT- Stäbe, ZS) werden durch Querträger - Stäbe (QT) verbunden, die alle Arten der Queraussteifung repräsentieren können (Querscheiben, Querverbände, Querrahmen). Die Querträgerstäbe in den Lagerachsen sind starr (QT*), wogegen alle anderen QT - Stäbe die vertikale Schubnachgiebigkeit der tatsächlichen Aussteifungen in Form der Schubfläche A_{sz} miteinfassen. Bei der Festlegung dieser Schubfläche sowie der Ermittlung der Beanspruchungen der tatsächlichen Aussteifungen aus den Querkräften am Stabmodell kann für Querscheiben, Querrahmen und Querverbände in ähnlicher Weise nach Bild B / 6 vorgegangen werden. Es gelten jedoch die nachfolgend dargestellten Besonderheiten.

Alle Arten der Queraussteifung erhalten für vertikale Lasten - isoliert betrachtet - eine konstante Querbelastung (ΔP in Bild B / 6), deren Schubsteifigkeit zu Vergleichszwecken durch die äquivalente Dicke t^* einer Ersatzquerscheibe ausgedrückt werden kann. Für Querverbände ist in Bild B / 6 die entsprechende Formel angegeben, für Querrahmen finden sich Formeln in der Literatur. Vor allem für letzteren Fall - insbesondere bei geneigten Stegen - ist es jedoch in der Praxis zweckmäßig die Queraussteifung als isoliertes separates Stabmodell mit der Belastung ΔP abzubilden und aus der Verformung Δ die Dicke t^* sowie die Beanspruchungen der Teilstäbe zu ermitteln. Dabei sind für die Biegesteifigkeiten I_i der Einzelstäbe entsprechende mitwirkende Breiten b_{eff} anzusetzen. Für die Dicke t^* gilt die in Bild B / 6 beim Querrahmen angegebene Beziehung.

Bedeutsam ist der Umstand, dass die Beanspruchung der Queraussteifung im Tragwerk selbst, infolge des konstanten Verlaufes des St. Venant'schen Schubflusses T_{SV} , deutlich reduziert wird, wie Bild B / 6 zeigt. Bei vertikalen Stegen reduziert sich die Gesamtquerkraft der Queraussteifung von ΔP auf V^* um 50 %, ausdrückbar durch den Lastfaktor $f_{ld} = 0,5$, wobei für $V^* = \Delta P \cdot f_{ld}$ gilt. Im Falle von geneigten Stegen ist die Entlastung noch größer; es ergibt sich $f_{ld} = e_u / (e_{HT} + e_u)$. Diese Entlastung der Beanspruchung kann im Stabmodell nicht wiedergegeben werden (hier immer $V^* = \Delta P$, vgl. Bild B / 6). Dies erfordert nun einerseits die Erhöhung der Schubsteifigkeit der isolierten Queraussteifung ($A_{sz} = h \cdot t^*$) mit dem Faktor $f_{st} = 1 / f_{ld}$, um zur zutreffenden Schubsteifigkeit der QT - Stäbe im Stabmodell zu kommen. Bei vertikalen Stegen stellt dies eine Verdopplung dar ($f_{st} = 2$), ansonst ist der Faktor mit $f_{st} = (e_{HT} + e_u) / e_u$ noch etwas höher. Andererseits kann für die anschließende Spannungsermittlung an der isolierten Queraussteifung die Querkraft aus dem Stabmodell mit dem Faktor f_{ld} abgemindert und als äußere Belastung ΔP angesetzt werden.

Bei Fahrbahnquerschnitten mit 2 HT sind die QT - Stäbe als biegestarr anzusehen ($I_y = I_z \approx \infty$ bzw. sehr hohe Werte). Alle QT - Stäbe im Stabmodell müssen torsionsweich sein ($I_x = 0$) oder am HT - Anschluss ein Torsionsgelenk aufweisen, um unabhängige Vertikalverformungen der beiden Hauptträger zu erlauben.

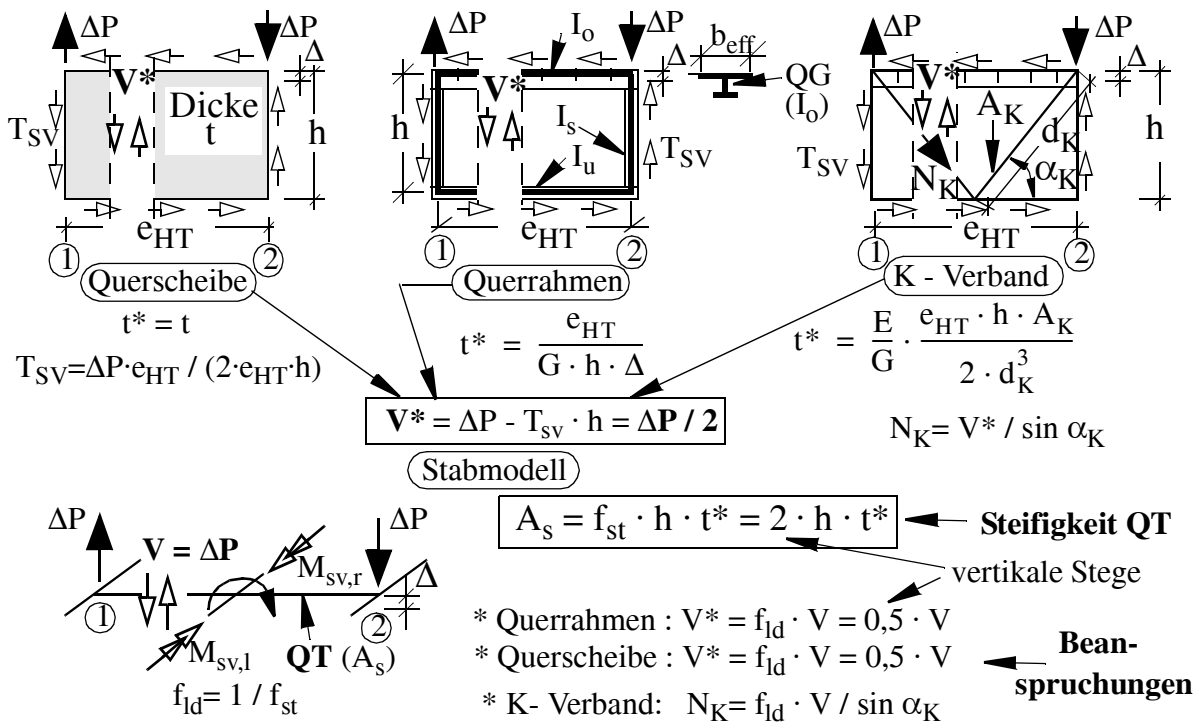


Bild B / 6 Modellierung der Querschnittsaussteifungen bei vertikalen HT - Stegen.

Im Falle von Stahlbetontragwerken weist der Brückenquerschnitt selbst, infolge der deutlich größeren Wandstärken, eine zusätzliche Wirkung als Querrahmen auf, sodass oft zwischen den Lagerachsen keine zusätzlichen Queraussteifungen angeordnet werden. Im Stabmodell wird die kontinuierliche Querrahmenwirkung durch fiktive diskrete Querrahmen ersetzt, die wieder durch QT - Stäbe mit äquivalenter Schubsteifigkeit abgebildet werden können.

• *Praktische Hinweise und Zusatzerläuterungen*

Durch das Zusammenwirken der Hauptträger und des Zentralstabes mit den schubweichen Querrägern lassen sich folgende Effekte ausreichend genau wiedergeben:

- Die auftretende Wölbkrafttorsion infolge des antimetrischen Lastanteiles (vgl. Bild 2). Im Biegemoment M_y der HT sind auch die Wölbnormalspannungen enthalten. Das Torsionsmoment M_x des ZS beinhaltet das St. Venant' sche Torsionsmoment, das zum Schubfluss $T_{sv} = M_x / (h \cdot (e_{HT} + e_u))$ führt.
- Die Querschnittsverformung, infolge der nachgiebigen Queraussteifungen.
- Die lokale Biegung der einzelnen Hauptträger zwischen den Queraussteifungen unter unmittelbaren Vertikallasten.

B.2.1.2 Erweitertes Basismodell - Ebener Trägerrost mit Rahmen in den Lagerachsen

- *Voraussetzung an die Tragwerksausbildung*

V1 - V4: wie bei Basismodell (s. B.2.1.1)

V5: Verwölbung in den Lagerachsen wird für horizontale und vertikale Belastung zutreffend abgebildet, sodass auch alle Lagerkräfte (vertikal, horizontal längs und quer) richtig wiedergegeben werden.

- *Stabelemente und zutreffende Steifigkeiten*

Das erweiterte Stabmodell entspricht hinsichtlich der Stäbe des Fahrbahnquerschnittes unmittelbar dem Basismodell nach Bild B / 3 (HT - Stäbe, ZS, QT - Stäbe).

Einzig in den Lagerachsen werden zusätzliche Vertikalstäbe, die an die QT- Stäbe starr anschließen (Bild B / 7), angeordnet. Diese Vertikalstäbe reichen nun um das Maß e_{SM} - dies entspricht dem vertikalen Abstand zwischen dem Schubmittelpunkt M des Fahrbahnquerschnittes und der Schwerpunktlage der HT - Stäbe - unter die Höhenlage der tatsächlichen Lager. Dies ist erforderlich, um auch die vertikalen Lagerkräfte infolge von Horizontallasten quer zur Brücke zutreffend zu erfassen. Diese Horizontallasten werden im Stabmodell genau um das Maß e_{SM} zu tief angesetzt, wie anhand von Bild B / 9 noch erläutert wird. Die zutreffenden Lagerlängsverschiebungen (x_L in Bild B / 7) bzw. die zugehörigen horizontalen Lagerkräfte (A_x in Bild B / 7) in Brückenlängsrichtung werden jedoch in der tatsächlichen Höhenlage der Lager erhalten. Die "Tieferlegung" des ZS in die Ebene der HT - Stäbe führt dazu, dass jedes Lager an zwei verschiedenen Stellen am Vertikalstab im Abstand von e_{SM} abgebildet wird.

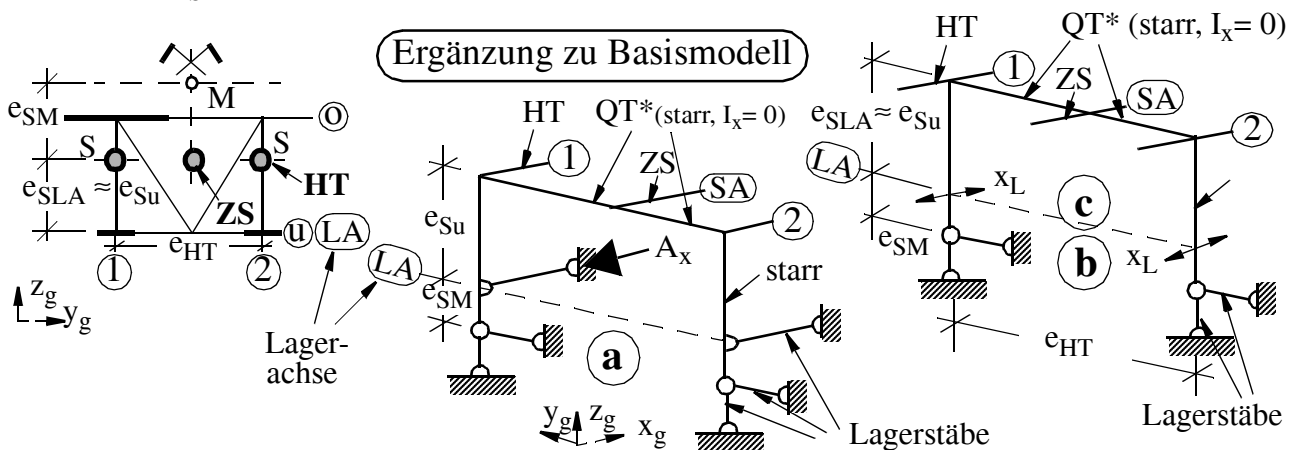


Bild B / 7 Erweitertes Basismodell - Ergänzungen zum Basismodell nach Bild B / 3.

Auch der Sonderfall der nur mittigen Lagerung in einer (innenliegenden) Auflagerachse lässt sich in ähnlicher Weise nach Bild B / 8 erfassen, wobei nun nur ein mittiger vertikaler Stab vorzusehen ist, der an die Querträgerstäbe QT* und den Zentralstab ZS anschließt. Die Verformungen des Lagers in Brückenlängsrichtung x_L sind im Punkt L ablesbar. An dieser Stelle ist auch der Lagerstab für eine allfällige Stützung in Brückenlängsrichtung anzuordnen (nicht dargestellt).

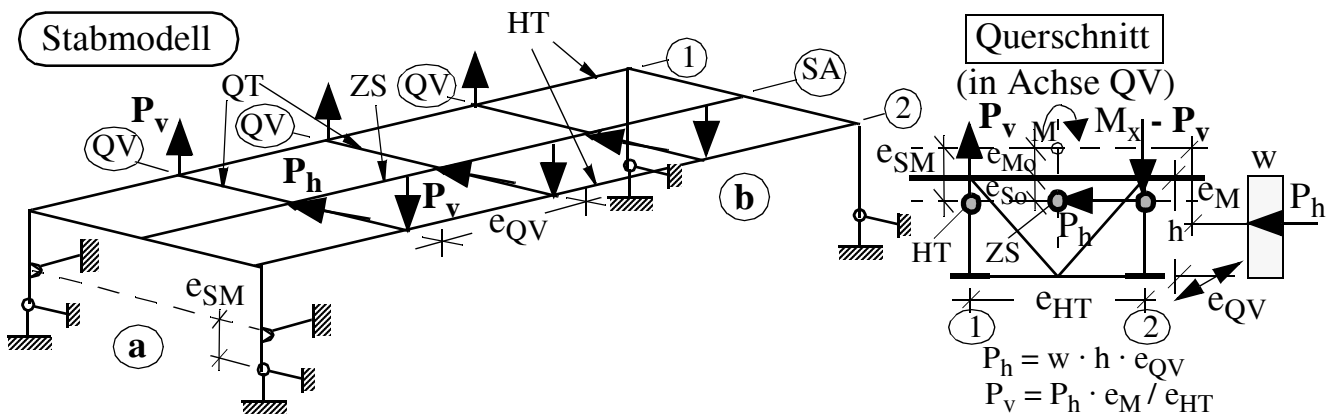


Bild B / 9 Äquivalente Einzellasten P_v und P_h aus Horizontalbelastung (für Windbelastung w).

Die zusätzliche lokale Beanspruchung der Queraussteifungen muss separat erfasst werden und hängt von der Aufteilung der Horizontallast auf Ober- und Untergurt sowie der Aufteilung der Gesamtquerkraft V_y auf Ober- und Untergurt (V_{yo} , V_{yu}) ab, wie in Bild B / 10 a angedeutet. Für das dargestellte Beispiel ergibt sich die Normalkraft N im Querverband zu:

$$N = \pm (V_{yu} - 0,5 \cdot P_h) / 2 \cdot \cos \alpha_K$$

Hinsichtlich der Aufteilung von V_y auf Ober- und Untergurt (V_{yo} , V_{yu}) erfolgen noch Hinweise in Abschnitt B.2.1.4 (Bild B / 12).

Die lokale Wirkung der Horizontallasten zwischen den Queraussteifungen muss erforderlichenfalls separat an einem einfachen lokalen Modell erfasst werden, wie in Bild B / 10 b für den Untergurt eines offenen Querschnittes sowie einen unteren Verband angedeutet.

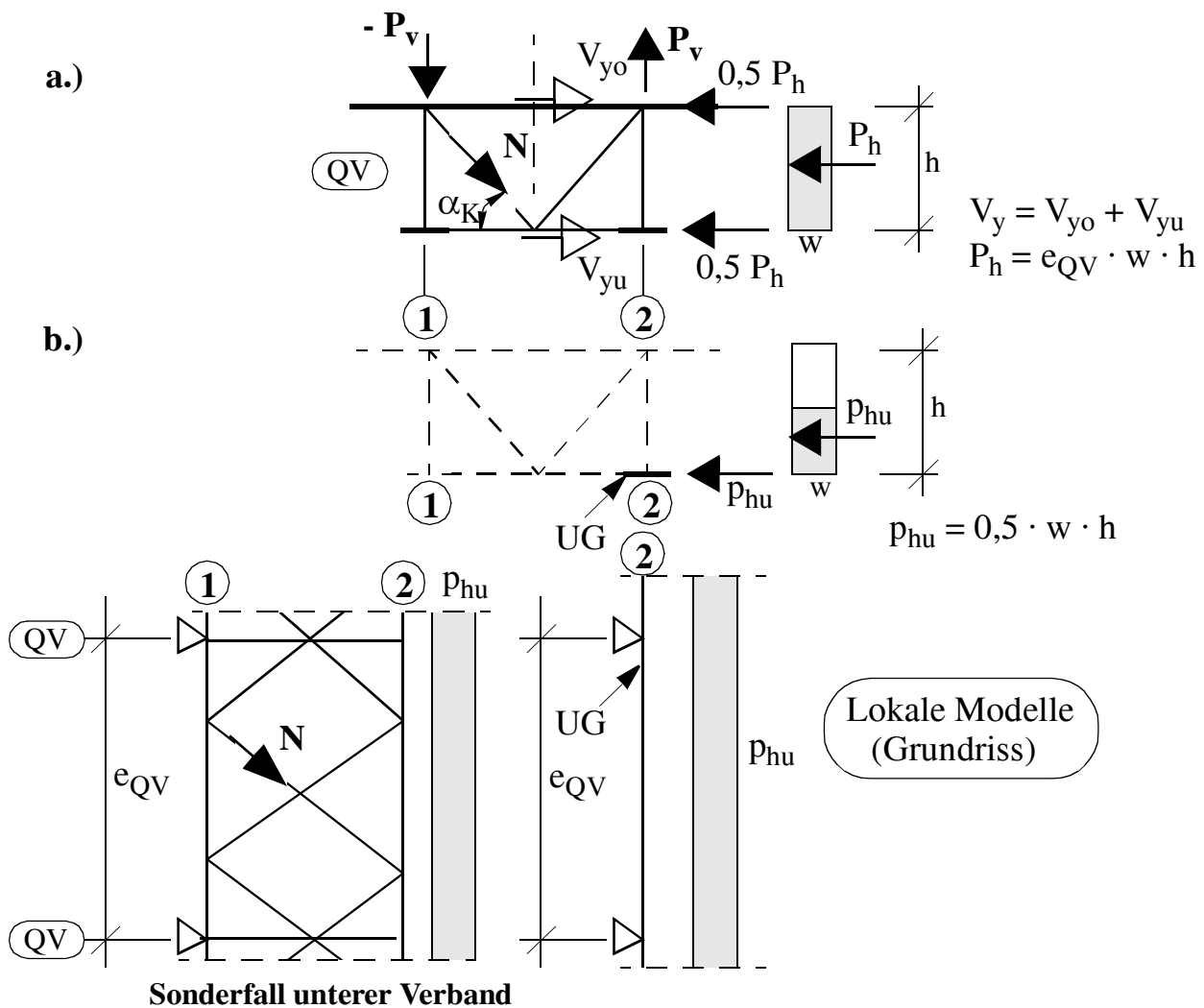


Bild B / 10 Horizontalbelastung in Brückenquerrichtung - Beispiel Wind w ; a.) Beanspruchung der Queraussteifung, b.) Lokale Beanspruchung des unteren Verbandes bzw. des Untergurtes (offener Querschnitt)

B.2.1.4 Schnittkraft - und Spannungsermittlung für die Einzelbauteile

• *Fahrbahnquerschnitt*

Zu beachten ist, dass bei der Spannungsermittlung für einen Fahrbahnquerschnitt (Lage x in Brückenlängsrichtung) nicht nur die Schnittkräfte im jeweiligen HT - Stab i sondern auch jene im Zentralstab mitzubersichtigen sind (jeweils an der Stelle x). Wie im Bild B / 3 dargestellt, weist jeder HT i an Schnittkräften die Querkraft V_{zi} sowie das Biegemoment M_{yi} und der ZS das Torsionsmoment M_x , das Biegemoment M_z und die Normalkraft N (bei Balkenbrücken meist $N = 0$) auf. In Bild B / 11 sind alle notwendigen Basisdaten für die nachfolgend erläuterte Spannungsberechnung (Schnittkräfte, wirksamer Querschnitt bei der Spannungsberechnung) zusammenfassend dargestellt.

- Längsnormalspannungen σ :

Die Berechnung erfolgt isoliert für jeden HT i am Ober- und Untergurt (Achse o, u) mit seinem entsprechenden Moment M_{yi} . Die Ergebnisse gelten immer in der Stegachse, d. h. in Achse 1 und 2 bei vertikalen Stegen. Bei geneigten Stegen werden für den Untergurt die Spannungen in der Achse durch die Stegunterkante erhalten. Somit liegen für den Fahrbahnquerschnitt vorerst die Spannungen in 4 Punkten vor ($1o, 1u, 2o, 2u$ in Bild B / 11a). Aufgrund der Spannungsverläufe für symmetrischen und antisymmetrischen Lastanteil (Bild B / 2), unter Berücksichtigung des Shear lag Effektes, können genauere Spannungsverläufe für Ober- und Untergurt erforderlichenfalls nachträglich ermittelt werden (vgl. Beispiel 5 im Abschnitt C.2). Das Biegemoment M_{yi} der HT (M_{y1}, M_{y2}) beinhaltet die lokale Biegung der HT zwischen den Queraussteifungen, die globale Biegung des Fahrbahnquerschnittes (Bild B / 2 links) und den Effekt der Wölbkrafttorsion (einschließlich der Querschnittsverformung unter Berücksichtigung der schubweichen Queraussteifungen, Bild B / 2 rechts). Wegen der unterschiedlichen Mitwirkung der Fahrbahnplatte und der Untergurtscheibe (bei Kastenquerschnitten) an diesen einzelnen Beanspruchungen sind für die Spannungsermittlung in der Regel andere Rechenquerschnitte erforderlich als für die Systemberechnung (Änderung von b_{eff}). Aufgrund vergleichender FE - Berechnungen wird folgende Vorgehensweise für die Praxis vorgeschlagen, die hinreichend genaue Ergebnisse liefert:

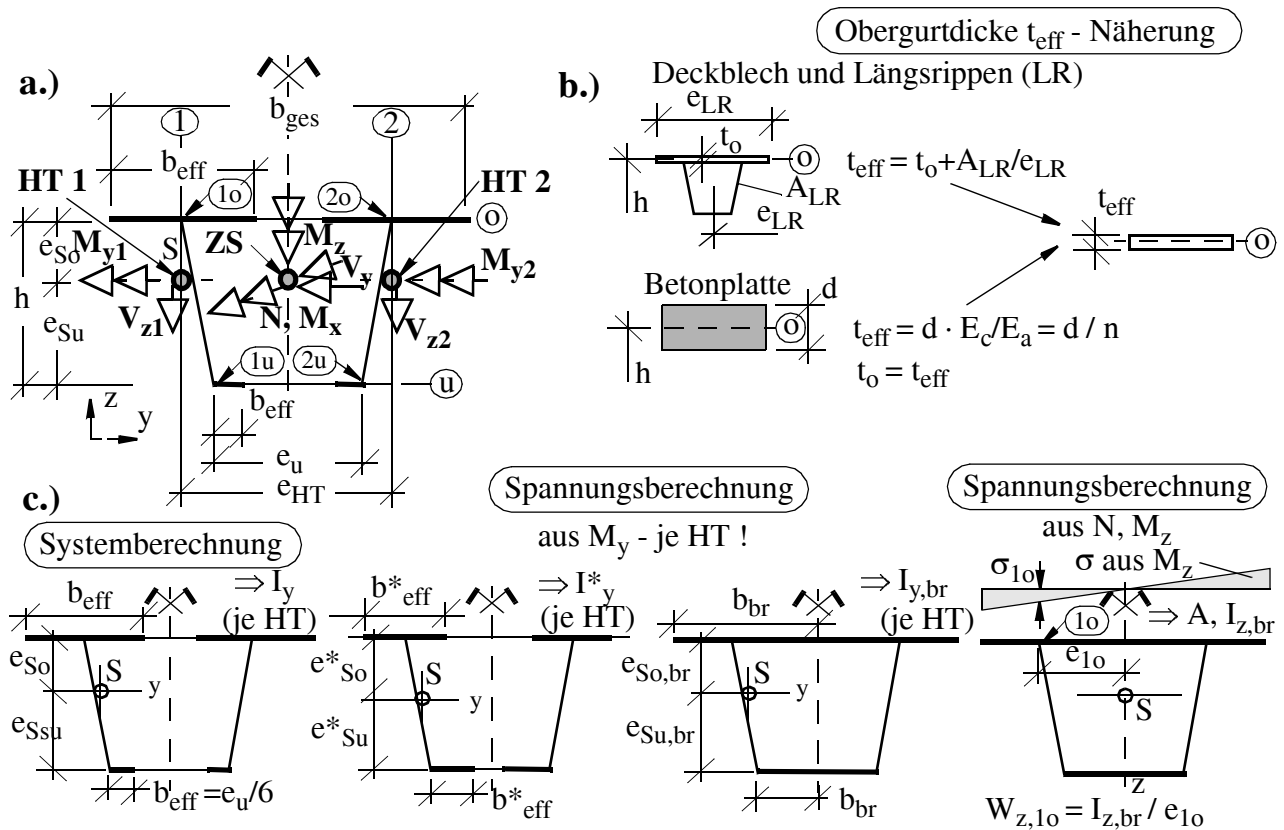


Bild B / 11 Anlageverhältnisse zur Spannungsberechnung am Fahrbahnquerschnitt; a.) Schnittkräfte der Einzelstäbe, b.) effektive Obergurtdicke, c.) maßgebende Querschnitte bei der Spannungsberechnung

1.) Wenn der Shear lag Effekt für die Spannungsberechnung signifikant ist (große b/L Verhältnisse) sollte die entsprechende wirksame Breite der Normenwerke b^*_{eff} für den Querschnittsnachweis als Basis dienen. Für diesen HT - Querschnitt wird nun wieder eine horizontale Hauptachse unterstellt

und das Trägheitsmoment I_y^* sowie die Randabstände e_{So}^* , e_{Su}^* ermittelt (Bild B / 11c). Für Punkt I_o ergibt sich beispielsweise die Gesamtspannung σ_{1o} , unter Berücksichtigung des noch nicht erläuterten Biegemomentes M_{y,ZS^*} am zusätzlichen Zentralstab ZS^* (s. Bild B / 14), zu:

$$\sigma_{1o} = \frac{(M_{y1} + 0,5 \cdot M_{y,ZS^*})}{I_y^*} \cdot e_{So}^* + \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 5})$$

Die beiden letzten Anteile in der Gleichung B / 5 berücksichtigen die Normalkraft und die horizontale Biegebeanspruchung des Gesamtquerschnittes. Diese Schnittkräfte (N , M_z) liefert der Zentralstab, die entsprechenden Querschnittswerte (Gesamtfläche A , Widerstandsmoment W_{1o} für Punkt I_o) sind ebenfalls am Gesamtquerschnitt zu ermitteln (Bild B / 11c). Dabei kann meist der Bruttoquerschnitt angesetzt werden, da der Shear lag Effekt vernachlässigbar ist.

Hinweis: Die wirksamen Breiten b_{eff}^* für den Shear lag Effekt nach Eurocode [55] vernachlässigen den Längsnormalspannungsverlauf am Gurt in Brückenquerrichtung aus der globalen Beanspruchung, im Gegensatz zur Vorschrift DS 804 [37] für Eisenbahnbrücken. Praktische Untersuchungen in [0] bestätigen die von Sedlacek in [56] begründete Vereinfachungen im Eurocode, die deutliche Erleichterungen in der Anwendung erlauben (isolierte Betrachtung jedes HT möglich, ohne dass zugehörige Beanspruchungen im anderen HT ermittelt werden müssen).

2.) Wenn der Shear lag Effekt für die Spannungsberechnung vernachlässigbar ist, d. h. wenn $b_{eff} \sim 0,5 \cdot b_{ges}$ gilt, ist folgende Vorgehensweise zutreffend. Nunmehr wird aus den Schnittkräften der drei Stäbe im betrachteten Fahrbahnquerschnitt (HT 1, HT 2, ZS) der symmetrische und der antismetrische Lastanteil (vgl. Bild B / 2) zurückgerechnet. Dabei gilt: $M_{sym} = 0,5 \cdot (M_{y1} + M_{y2} + M_{y,ZS^*})$ und $M_{anti} = 0,5 \cdot (M_{y1} - M_{y2})$. Für M_{sym} darf bei der Spannungsberechnung der gesamte Bruttoquerschnitt des HT 1 angesetzt werden ($b_{br} = 0,5 \cdot b_{ges}$) - dies liefert $I_{y,br}$ and $e_{So,br}$, wogegen für M_{anti} der Querschnitt der Systemberechnung Verwendung findet (I_y , e_{So}), siehe Bild B / 11c. Anstelle von Gleichung B / 5 gilt nun:

$$\sigma_{1o} = \frac{M_{sym}}{I_{y,br}} \cdot e_{So,br} + \frac{M_{anti}}{I_y} \cdot e_{So} + \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 6})$$

Zu beachten ist, dass bei der Ermittlung von M_{sym} und M_{anti} zugehörige Schnittkräfte zu verwenden sind, die bei einer üblichen Lastfallüberlagerung nicht vorliegen (isolierte Maximierung der Schnittkräfte in jedem Stab).

- Näherung: Anstatt der doch recht aufwändigen Vorgehensweise nach Gleichung B / 6 kann vielfach alleine mit dem Querschnitt für die Systemberechnung das Auslangen gefunden werden (Querschnittswerte I_y , e_{So}). Dies sollte in der Praxis für jedes Einzelbeispiel durch Vergleich der entsprechenden Querschnittswerte überprüft werden. Dann gilt:

$$\sigma_{1o} = \frac{(M_{y1} + 0,5 \cdot M_{y,ZS^*})}{I_y} \cdot e_{So} + \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 7})$$

- Schubspannungen τ im HT - Steg:

Mit der vereinfachten Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung über die Steghöhe ergibt sich beispielhaft für HT 1:

$$\tau_{1, \text{Steg}} = \frac{V_{z1} / \sin \alpha_S}{A_{\text{steg1}}} + \frac{M_x}{2 \cdot h \cdot \left(\frac{e_{\text{HT}} + e_u}{2} \right) \cdot t_{s1}} \quad (\text{Gl. B / 8})$$

Der erste Anteil beinhaltet die resultierende Querkraft im HT - Stab, die sich aus der "lokalen" Querkraft (aus unmittelbarer Vertikallast über dem HT zwischen den Queraussteifungen), der globalen Querkraft (aus symmetrischen Lastfall, vgl. Bild B / 2) und Sekundäreffekten aus der Wölbkrafttorsion zusammensetzt. Der Winkel α_S stellt den Neigungswinkel des Steges zur Horizontalen dar, die Fläche A_{Steg1} entspricht der Stegfläche des Hauptträgers 1. Der zweite Anteil beinhaltet die Bredt'sche Formel für die St. Venant'sche Torsion mit dem Moment M_x des Zentralstabes als Basisgröße und der Stegdicke t_{s1} . Bei vertikalen Stegen gilt $e_u = e_{\text{HT}}$.

Auch bei Verbundtragwerken sollte vereinfacht die Gesamtquerkraft der HT - Stäbe zugrunde gelegt werden, da die Mitwirkung der Betonplatte sehr gering ist.

Wenn der Abfall der Schubspannungen infolge der Querkraft V_{z1} an der Stegobere- bzw. Stegunterkante berücksichtigt werden soll (Auslegung der Halskehlnähte, Vergleichsspannungsnachweis mit σ), so kann anstatt des ersten Anteiles in Gl. B / 8 die allgemeine Formel zur Ermittlung von Schubspannungen infolge von Querkraften gesetzt werden, sodass gilt:

$$\tau_{1,i} = \frac{(V_{z1} / \sin \alpha_S) \cdot S_{yi}}{I_y \cdot t_s} + \frac{M_x}{2 \cdot h \cdot \left(\frac{e_{\text{HT}} + e_u}{2} \right) \cdot t_{s1}} \quad (\text{Gl. B / 9})$$

Näherungsweise wird für den HT - Querschnitt nun entweder der Rechenquerschnitt für die Systemberechnung (I_y) oder der Bruttoquerschnitt ($I_{y,br}$) zugrunde gelegt (vgl. Bild B / 11c). S_{yi} ist das statische Flächenmoment des weggetrennten Trägerteiles um die horizontale Achse, I_y ist das Trägheitsmoment des zugrunde gelegten HT - Querschnittes. Für die Stegobere- bzw. Stegunterkante o ergibt sich beispielsweise $S_{yo} = S_{y0} = b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{eff}} \cdot e_{S0}$ (s. Bild B / 11c).

- Schubspannungen τ im Obergurt- und Untergurtblech:

Die Aufteilung der globalen horizontalen Querkraft V_y auf Ober- und Untergurtblech entspricht dem Aufteilungsschlüssel am isoliert betrachteten Gesamtquerschnitt. Dieser ergibt sich aus der Integration des Schubspannungsverlaufes am Ober- bzw. Untergurt infolge der horizontalen Querkraft V_y . Die Integration der Schubspannungen führt auch zur Lage des Schubmittelpunktes M. Exemplarisch zeigt das Bild B / 12 den Fahrbahnquerschnitt des Beispiels 3 im Abschnitt C.2. Obwohl es sich um einen Kastenquerschnitt handelt, führt die Schubweichheit des unteren Verbandes ($t^* = 1$ [mm]) zu einem Verhalten, das dem eines offenen Querschnitts ähnelt (strichliert dargestellt). Dies bedeutet, dass auch bei einem Kastenquerschnitt mit unterem Verband ein Großteil der Querkraft V_y vom Obergurt aufgenommen wird und der Schubmittelpunkt auch oberhalb des Obergurtes zu liegen kommen kann.

Meist ist für die Querkraftaufteilung auf Ober- und Untergurt eine grobe ingenieurmäßige Näherung ausreichend. Für Kastenquerschnitte mit unterer Blechscheibe ergibt sich für den Obergurt 50 % bzw. 60 %, bei offenen Querschnitten 100 % von V_y . Die mittlere Schubspannung τ ergibt sich dann durch Division durch die entsprechende Gurtfläche, ohne die Längsrippen (Dicke t_0 in Bild B / 11b).

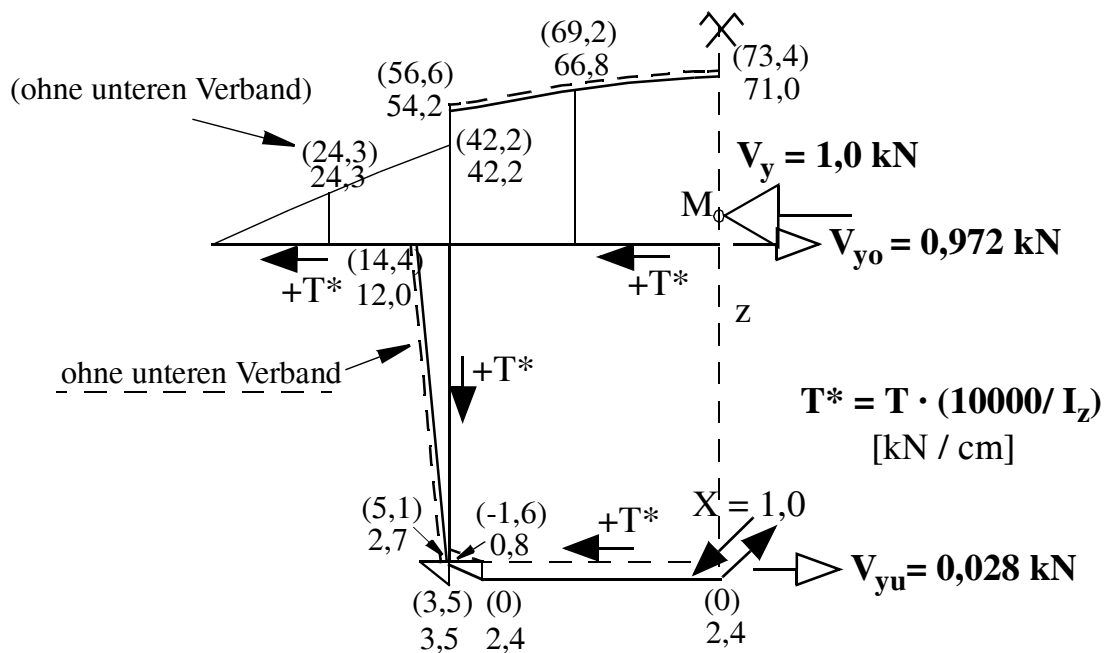


Bild B / 12 Isolierte Querschnittsbetrachtung eines Fahrbahnquerschnittes (Beispiel 3 im Abschnitt C.2); Schubflüsse T^* aus Querkraft V_y .

Die Schubspannungen infolge St. Venant'scher Torsion M_x ergeben sich in identer Weise wie für den HT - Steg (rechtes Glied in Gl. B / 8), wobei anstatt t_s nun die Gurtblechdicke t_0 bzw. t_u anzusetzen ist. Im Falle eines unteren Verbandes ist es besser zuerst die resultierende Schubkraft $T_{sv,u}$ nach Gleichung B / 10 für den unteren Verband zu ermitteln und damit die Normalkraft in den Verbandsstäben zu bestimmen. Für geneigte Stege gilt die linke, für senkrechte Stege die rechte Formel.

$$T_{sv, u} = \frac{M_x \cdot e_u}{2 \cdot h \cdot \left(\frac{e_{HT} + e_u}{2} \right)} \quad \text{bzw.} \quad T_{sv, u} = \frac{M_x}{2 \cdot h} \quad (\text{Gl. B / 10})$$

Für die üblichen Verbandsausbildungen können alternativ dazu auch die Formeln in Bild B / 5 verwendet werden, wobei für T der Schubfluss T_{sv} nach Gl. B / 11 anzusetzen ist.

$$T_{sv} = \frac{M_x}{2 \cdot h \cdot \left(\frac{e_{HT} + e_u}{2} \right)} \quad \text{bzw.} \quad T_{sv} = \frac{M_x}{2 \cdot h \cdot e_{HT}} \quad (\text{Gl. B / 11})$$

Die Schubspannungen infolge vertikaler Querkräfte V_{zi} in den HT - Stäben i können vereinfacht analog zur genaueren Schubspannungsermittlung nach Gl. B / 9 (1. Glied) an jedem HT- Stab isoliert ermittelt werden, wobei sich der Maximalwert jeweils unmittelbar am Steg ergibt. Anstatt der Stegdicke t_s ist wieder die Gurtblechdicke t_0 bzw. t_u zu setzen.

Wird die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit der Betonfahrbahnplatte bei der Systemberchnung, mittels eines zusätzlichen Zentralstabes ZS^* miterfasst (s. Bild B / 14), muss die Schubbeanspruchung aus der zugehörigen Schnittkraft M_{x,ZS^*} bei der Bemessung berücksichtigt werden.

• *Beanspruchungen der Zwischenqueraussteifungen*

Das Stabmodell liefert zu hohe Querkräfte in den Queraussteifungen, wie anhand Bild B / 6 bereits erläutert. Daher dürfen die Querkräfte der QT - Stäbe mit dem Lastfaktor f_{ld} für alle Arten der Queraussteifung in identer Weise abgemindert werden. Bei vertikalen Stegen beträgt $f_{ld} = 0,5$, im Falle von geneigten Stegen ist die Entlastung noch größer und es ergibt sich $f_{ld} = e_u / (e_{HT} + e_u)$. Die so erhaltene reduzierte Querkraft $V^* = f_{ld} \cdot V_{QT}$ dient nun zur Ermittlung der Schnittkräfte und Spannungen in den Queraussteifungen. Die Biegemomente M_y am QT - Stab werden nicht benötigt. Für Querverbände ergeben sich die Diagonalstabkräfte mit den Formeln nach Bild B / 6. Bei Querrahmen können entweder Formeln der Literatur verwendet werden, oder aber der Querrahmen wird separat modelliert (ebenes Modell) und die Querkraft $V^* = f_{ld} \cdot V_{QT}$ dient als Belastung $\Delta P = V^*$, wie in Bild B / 6 dargestellt.

Die so ermittelten Beanspruchungen der Queraussteifungen sollten um + 10 % erhöht werden, wie Vergleiche zu genauen FE - Modellen zeigten [0].

• *Beanspruchungen der Queraussteifungen in den Lagerachsen*

Das für die Zwischenqueraussteifungen beschriebene Vorgehen zur Ermittlung der Beanspruchungen in der Queraussteifung der Lagerachsen gilt nur dann, wenn keine Horizontalbelastung vorliegt. Ansonst erfolgt die Ermittlung der Beanspruchung am besten auf Basis der Anschlusskräfte des Zentralstabes (M_x, V_y) an die Queraussteifung. Bei innenliegenden Lagerachsen ist die Summe aus beiden anschließenden Zentralstäben zu bilden. Die Anschlusskräfte der HT - Stäbe sowie die Lagerkräfte sind, wie nachfolgend gezeigt, in der Regel nicht erforderlich um die Beanspruchungen in der Queraussteifung zu ermitteln. Aus der isolierten Betrachtung der Queraussteifung unter Berücksichtigung des Aufteilungsschlüssels der gesamten Querkraft V_y auf Ober- und Untergurt (V_{yo}, V_{yu}) sowie des Schubflusses T_{sv} aus dem St. Venant'schen Torsionsmoment M_x im Zentralstab kann aus der Gleichgewichtsbedingung direkt die Beanspruchung der Queraussteifung erhalten werden. Beispielhaft zeigt das Bild B / 13 die Ermittlung der Normalkräfte in einem Endquerverband eines Fahrbahnquerschnitts mit vertikalen HT - Stegen.

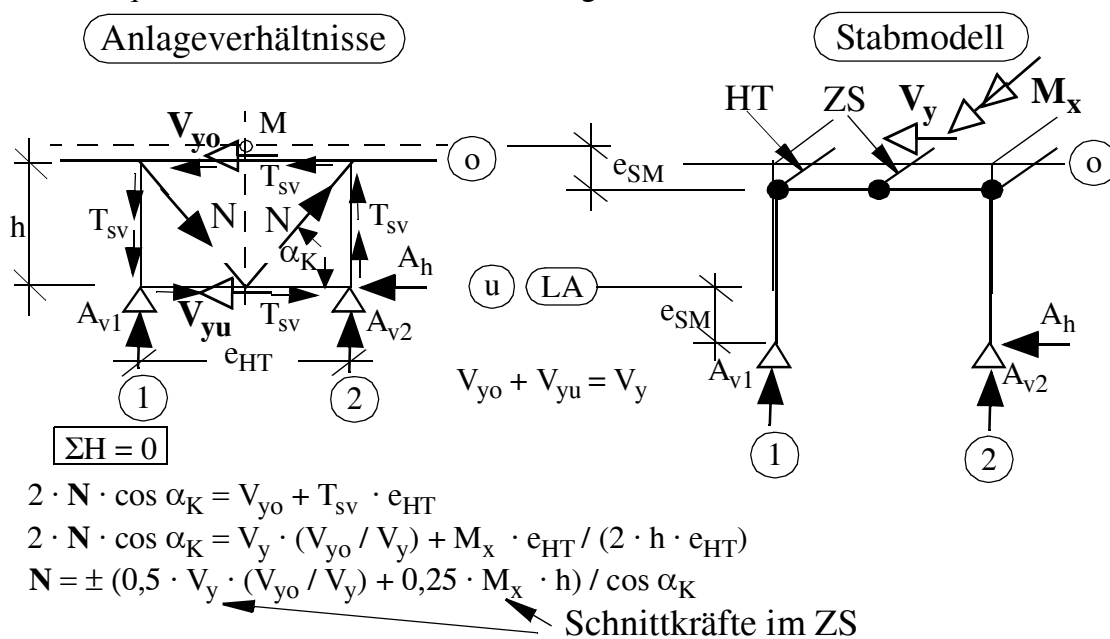


Bild B / 13 Ermittlung der Beanspruchungen der Lagerqueraussteifungen am Beispiel eines Endquerverbandes mit vertikalen HT - Stegen.

Die so ermittelten Beanspruchungen sollten ebenfalls um + 10 % erhöht werden, wie Vergleiche zu genauen FE - Modellen zeigten [0].

B.2.1.5 Korrektur in Sonderfällen - Praktische Hinweise

- *1. Globale Biegebeanspruchung aus vertikaler Belastung*

Für die symmetrische Belastung (globale Biegung, Bild B / 2) liefert das Stabmodell mitunter zu große Vertikalverformungen und zwar dann wenn die effektiven Breiten deutlich kleiner als die Bruttobreiten sind (vgl. Bild B / 11c). Dies deshalb, da die Summe der Biegesteifigkeiten beider HT ($2 \cdot I_y$) nun geringer ist als die Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes ($2 \cdot I_{y,br}$).

Die Tragwerksbeanspruchungen werden in diesen Fällen für vertikale und horizontale Lasten richtig wiedergegeben. Wenn jedoch bei Durchlaufträgern auch Beanspruchungen für vertikale Temperaturgradienten oder Lagersetzungen am Stabmodell ermittelt werden, könnten die HT - Beanspruchungen unterschätzt werden, da die Beanspruchungen von der Biegesteifigkeit der HT abhängen.

Folgende Möglichkeit der Korrektur bestehen:

1.1 Nachträgliche Korrektur der Vertikalverformungen und HT - Beanspruchungen

- Der symmetrische Anteil der Vertikalverformung (Mittelwert aus den Durchbiegungen beider HT) wird mit dem Steifigkeitsverhältnis $f_I = I_y / I_{y,br} \leq 1$ abgemindert.
- Die HT - Beanspruchungen (M_y , V_z) und vertikalen Lagerkräfte der Lastfälle "Lagersetzung" und "vertikaler Temperaturgradient am HT" sind mit dem Faktor $1 / f_I = I_{y,br} / I_y \geq 1$ zu erhöhen.

1.2 Ergänzung des Stabmodells um einen zusätzlichen Zentralstab ZS*

- Im Stabmodell wird ein zusätzlicher Zentralstab ZS * vorgesehen (Bild B / 14), dem die fehlende vertikale Biegesteifigkeit $I_{y,ZS*} = \Delta I_y = 2 \cdot I_{y,br} - 2 \cdot I_y$ zugewiesen wird. Dieser Zentralstab ZS*, dem auch eine allfällige St. Venant'sche Torsionssteifigkeit $I_{x,FB}$ der Fahrbahnplatte zugewiesen werden kann (nur bei Verbundtragwerken mitunter bedeutsam wie Bild B / 14 zeigt), wird durch eigene starre Querstäbe QS mit den HT - Stäben verbunden. Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen im Fahrbahnquerschnitt ist nun auch das Moment $M_{y,ZS*}$ in diesem zusätzlichen Zentralstab (Gl. B / 5 bis B / 7) mitzubersichtigen.

Die fehlende Biegesteifigkeit ΔI_y wird nicht direkt dem vorhandenen Zentralstab ZS zugewiesen, da dann die Beanspruchungen in den Queraussteifungen verfälscht werden (entgegen der Realität erhalten die QT - Stäbe nun zusätzliche Querkraftbeanspruchungen). Weiters kann, infolge der Schubnachgiebigkeit der QT - Stäbe, der Zentralstab für die globale Biegebeanspruchung nicht vollständig aktiviert werden. Die zusätzlichen Querstäbe QS sind im Falle der Vergabe einer Torsionssteifigkeit $I_{x,FB}$ für die Fahrbahnplatte notwendig, um diese auch entsprechend zu aktivieren (Verdrehung aus Vertikalverformung der HT).

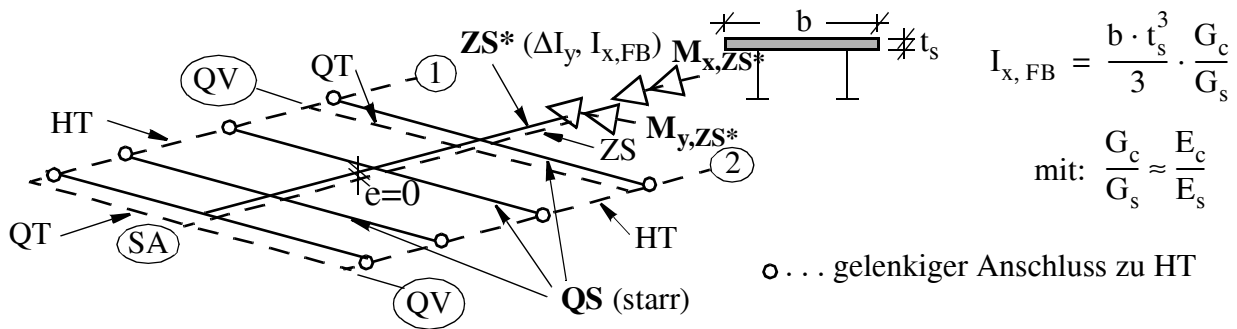


Bild B / 14 Ergänzung des Basismodells durch einen zusätzlichen Zentralstab ZS* und Querstäbe QS (Stäbe des Basismodells strichliert).

1.3 Ingenieurpraktische Näherung

Mit dem elementaren Stabmodell erfolgt eine zweite unabhängige Berechnung für jene Lastfälle die eine reine symmetrische Belastung darstellen (z. B. ständige Belastung) und die die Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes erfordern (Lagersetzung, vertikaler Temperaturgradient). Dabei wird den HT - Stäben die Biegesteifigkeit des Bruttoquerschnitts zugewiesen (I_{br} nach Bild B / 11c)

Dies gilt auch für die Auswirkungen aus Kriechen und Schwinden bei Verbundtragwerken. Anschließend werden die Ergebnisse beider Systemberechnungen überlagert.

• 2. Globale Biegebeanspruchung aus horizontaler Belastung

Im Basismodell weisen die HT - Stäbe keine Dehnsteifigkeit auf (Fläche $A=0$) und der Zentralstab erhält die gesamte Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnitts (I_z). Die QT - Stäbe sind in der Grundrissebene biegestarr ($I_z \approx \infty$) und auch starr an die HT - Stäbe und den ZS angeschlossen. Die Normalspannungsberechnung σ am Fahrbahnquerschnitt erfolgt nach Gl. B / 5 bis 7.

In Bild B / 15 ist angedeutet warum die HT - Stäbe keine Dehnsteifigkeit erhalten sollten. Bei horizontaler Beanspruchung (Windlasten P_h in Bild B / 15) würden ansonst die HT - Stäbe als Über- bzw. Unterspannung wirken. Damit ergibt sich jedoch einerseits eine zu hohe Horizontalbiegesteifigkeit (die Horizontalverformungen w_{max} werden unterschätzt) und andererseits reduziert sich das Biegemoment M_z im Zentralstab infolge der Normalkräfte in den HT ($M_{z,ges} = M_z + N \cdot e_{HT}$). Die erstere Tatsache führt auch zu geringeren Lagerlängsverschiebungen Δ_{LX} aus der Horizontalbelastung.

In der Praxis wird den HT - Stäben im Gegensatz zum Basismodell oft die Querschnittsfläche A für einen HT zugewiesen. Beispielsweise dann, wenn spezielle Brückenbaustandards für Verbundtragwerke eingesetzt wird, die aus den Geometrie- und Querschnittsdaten der Teilstäbe (vgl. Bild B / 4) direkt die Querschnittswerte des Verbundträgers ermittelt.

Wenn dies erfolgt (Fläche A für jeden HT) ist eine der nachfolgend angeführten Modifikationen am Basismodell vorzunehmen:

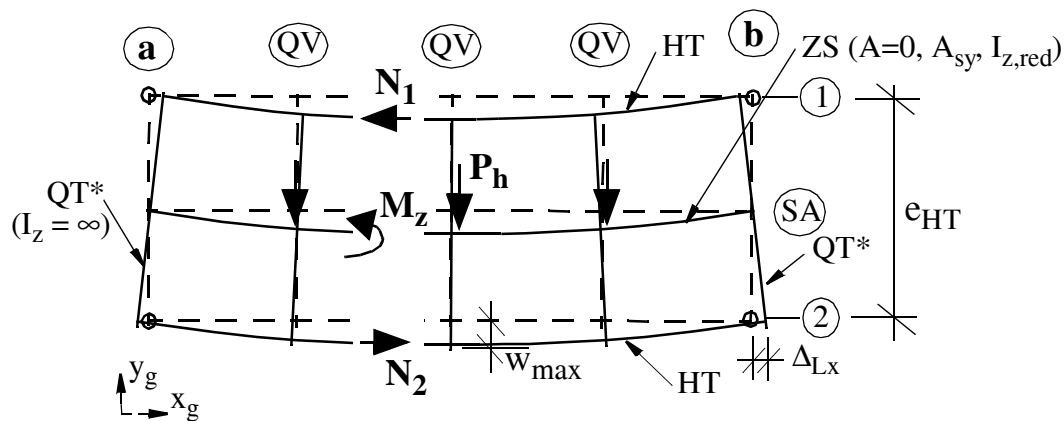


Bild B / 15 Abbildung der globalen Biegebeanspruchung infolge Horizontalbelastung.

2.1 "Exakte" Vorgehensweise

- Jeder HT - Stab erhält die Fläche A_i des HT - Querschnittes i . Der Zentralstab erhält nun keine Fläche. Die Biegesteifigkeit I_z des Zentralstabes (Gesamtfahrbahnquerschnitt) ist nun um die Wirkung der HT als Über- bzw. Unterspannung auf den reduzierten Wert $I_{z,red}$ abzumindern. Wegen des zusätzlichen Einflusses der Abstände der QT - Stäbe ist hier eine Kalibrierung an einem Einheitslastfall für die Horizontalbelastung sinnvoll, sodass idente Verformungen w_{max} zwischen Stabmodell und analytischer Lösung (Ersatzstab mit Biegesteifigkeit des Gesamtfahrbahnquerschnittes) vorliegen.

Die Spannungsberechnung im Fahrbahnquerschnitt (in der Stegebene der HT) aus der Horizontalbelastung ist - auch bei Ansatz der unzutreffenden Gesamtbiegesteifigkeit I_z am Zentralstab ZS - hinreichend genau, wenn nur das vorletzte Glied in Gl. B / 5 bis 7 durch die Normalkraft N_i im HT i sowie dessen Fläche A_i ersetzt wird. Somit gilt beispielsweise an einer bestimmten Stelle x in Brückenlängsrichtung im Punkt Io - für reine Horizontalbelastung (vgl. Bild B / 15) - mit den Schnittkräften N_1 am HT 1 (Fläche A_1) und M_z am Zentralstab:

$$\sigma_{1o} = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 12})$$

Anmerkung: Die Gesamtdehnsteifigkeit im Stabmodell wird bei Ansatz der effektiven Breiten nach Bild B / 3 mitunter geringfügig unterschätzt. Die Fehlfläche ΔA auf den gesamten Fahrbahnquerschnitt könnte dem Zentralstab ZS zugewiesen werden.

2.2 Vereinfachte Vorgehensweise

- Wird nur das Basismodell - ohne Abbildung der Lagerlängsverformungen - verwendet, kann weiterhin die gesamte Biegesteifigkeit I_z am Zentralstab angesetzt werden, wenn alle QT - Stäbe an beiden Enden (am HT und ZS) um die globale vertikale z - Achse ein Gelenk erhalten. Damit kann sich keine Normalkraft N in den HT - Stäben aufbauen, sodass auch die horizontale Biegesteifigkeit nicht überschätzt wird. Nunmehr muss jedoch jeder der beiden HT - Stabzüge in Längsrichtung gelagert werden.

- Die Ermittlung der Längsnormalspannungen σ kann ebenfalls nach Gl. B / 12 erfolgen, wobei aus der Horizontalbelastung der erste Anteil verschwindet (keine Normalkräfte N_i). Damit resultieren idente Ergebnisse wie im Basismodell nach Gl. B / 5 bis 7.

- *Praktische Hinweise*

* Beim erweiterten Basismodell müssen die QT - Stäbe in den Lagerachsen am Zentralstab immer starr angeschlossen werden, da ansonst die Lagerlängsverschiebung Δ_{Lx} aus der Horizontalbelastung (Bild B / 15) nicht wiedergegeben werden kann.

* Wie genauere Vergleichsberechnungen zeigten, ist die genäherte Spannungsberechnung nach Gleichung B / 12 hinreichend genau, unabhängig davon wie groß die Mitwirkung der HT an der Lastabtragung ist (Anstieg von N im HT - Stab i mit Zunahme der Fläche A_i bei gleichzeitiger Reduktion von M_z im Zentralstab).

B.2.1.6 Ergänzende praktische Hinweise und Abbildung von Sondereffekten

- *1. Einflusslinien für Queraussteifungen bei Kastenquerschnitten*

Ein weiterer Vorteil der dargestellten Stabmodelle ist, dass Einflusslinienverläufe für die einzelnen Beanspruchungen (Schnittkräfte) der Bauteile (Hauptträger, Queraussteifungen) mit Hilfe der kinematischen Methode sehr einfach ermittelt werden können. Daraus lassen sich mit den Gesetzmäßigkeiten der Spannungsermittlung (vgl. Gl. B / 5 bis B / 11) auch Spannungseinflusslinien ableiten.

Nachfolgend wird die Vorgehensweise für Queraussteifungen von Kastenquerschnitten kurz dargestellt. Gegenüber Queraussteifungen von offenen Querschnitten erhalten sie auch aus vertikalen exzentrischen Belastungen (Verkehr) Beanspruchungen aus der Einleitung der St. Venant' schen Torsion in den Fahrbahnquerschnitt, die bemessungsbestimmend sind. Die Miterfassung der Queraussteifungen im globalen Modell gestattet mitunter eine deutlich günstigere Auslegung gegenüber der konventionellen Praxis, die die isolierte Betrachtung der Queraussteifungen vorsieht. Darauf wird im Beispielparteil noch näher eingegangen (Beispiel 5 und 6 im Abschnitt C.2).

Die nachfolgend dargestellten Einflusslinien decken nur die Beanspruchungen in der Queraussteifungen aus den vertikalen Lasten (meist nur Verkehr) ab. Die Zusatzbeanspruchungen aus Horizontallasten (Wind), die an lokalen Modellen abgeschätzt werden können (vgl. Bild B / 10), sind für die Bemessung noch zu überlagern.

1.1 Konventionelle isolierte Betrachtung der Queraussteifung

Die übliche Brückenbaupraxis sieht im globalen Tragwerksmodell den Fahrbahnquerschnitt nur als Einzelstab mit starrem Querschnitt vor, ohne genauere Erfassung der Zwischenqueraussteifungen. Bei der Ermittlung der Beanspruchungen werden letztere isoliert betrachtet und es wird von der Vorstellung ausgegangen, dass jede Queraussteifung nur den antimetrischen Lastanteil der unmittelbar einwirkenden Vertikallast - jedoch zur Gänze - aufzunehmen hat. Dies führt zu dem in Bild B / 16 dargestellten EL - Verlauf. Der Einflussbereich in Brückenlängsrichtung erstreckt sich nur bis zu den benachbarten Queraussteifungen. Die Entlastung der Queraussteifungen durch den Verlauf der St. Venant' schen Schubspannungen am Fahrbahnquerschnitt (vgl. Bild B / 6) werden jedoch berücksichtigt, sodass sich der maximale EL - Wert für die Gesamtquerkraft V^* in der Queraussteifung zu $\eta_{1,max} = 0,5 \cdot f_{ld}$ bzw. $\eta_{1,max} = 0,25$ bei vertikalen Stegen ergibt.

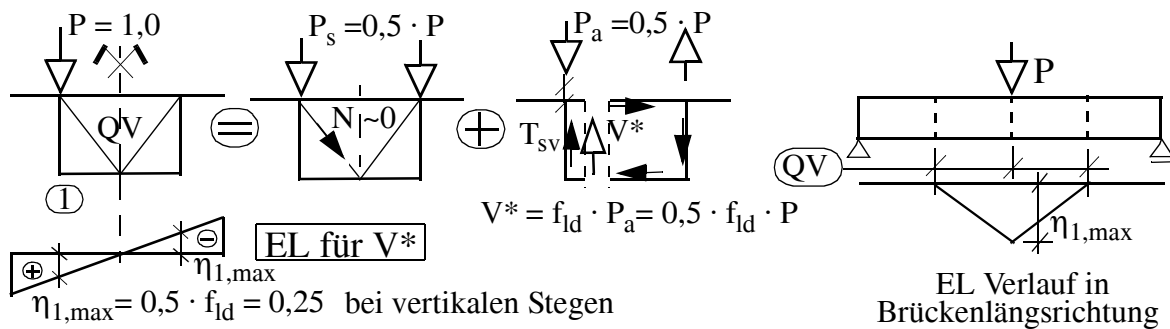


Bild B / 16 Einfaches Ingenieurmodell; EL - Verläufe für die Gesamtquerkraft V^* in den Zwischenqueraussteifungen.

1.2 Einflusslinienermittlung für die Queraussteifung im Stabmodell

Die Ermittlung der Einflusslinie für eine Queraussteifung im Stabmodell mit Hilfe der kinematischen Methode ist sehr einfach und schematisch in Bild B / 17 für den Querverband "QV 1" angedeutet. Als "Belastung" wird eine vertikale Klaffung $\Delta w = 1,0$ zwischen dem QT - Stabende und dem anschließenden HT (hier HT 2) aufgebracht. Die sich aus diesem Lastfall ergebenden Vertikalverformungen w_{HT} des HT entsprechen unmittelbar dem Einflusslinienverlauf in Brückenlängsrichtung für eine Fahrspur unmittelbar in der Stegachse (in Stegoberkante). Wegen dem antimetrischen Verlauf der gesuchten Einflusslinie in Brückenquerrichtung (vgl. Bild B / 16) sind die Ergebnisse für eine HT - Achse ausreichend.

Die so ermittelten Einflusslinienordinaten sind noch mit dem Faktor f_{1d} zu multiplizieren und entsprechen dann der unmittelbaren Schubbeanspruchung V^* in der Queraussteifung. Weiters sollte eine Erhöhung um 10 % erfolgen, wie bei der Beanspruchungsermittlung (Abschnitt B.2.1.4) erläutert.

Bei einem Querverband und vertikalen HT - Stegen ergeben sich die endgültigen Einflusslinienordinaten η_N für die Normalkraft im Diagonalstab beispielsweise zu (mit $f_{1d} = 0,5$):

$$\eta_N = 1,1 \cdot 0,5 \cdot w_{HT} / \sin \alpha_K = 0,55 \cdot w_{HT} / \sin \alpha_K \quad (\text{vgl. Bild B / 6})$$

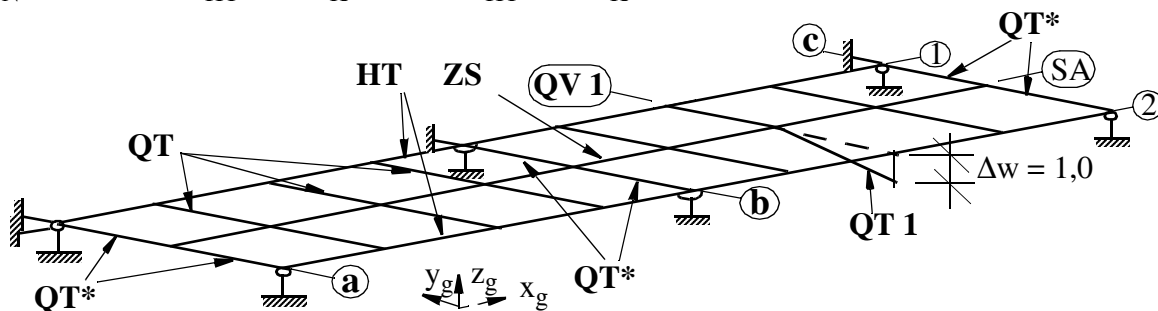


Bild B / 17 Ermittlung der Einflusslinien für eine Queraussteifung (QV 1).

• 2. Abbildung der Lager, des Unterbaues und der Fundierung

Die bisherigen Ausführungen beschränkten sich nur auf die Modellbildung für den Fahrbahnquerschnitt und der Annahme unverformbarer Lagerpunkte. In der Regel wird man versuchen die Nachgiebigkeiten der Lager (z. B. Elastomerlager) und des Unterbaus - einschließlich dessen Fundierung (Widerlager, Pfeiler) - mittels Ersatzfedern abzubilden, die an die Stelle der Lagerstäbe in Bild B / 3 & 7 treten. Um die Unwägbarkeiten dieser Steifigkeiten - insbesondere jene der Fundierungen - mit-

zuerfassen, empfiehlt sich der Ansatz von oberen und unteren Grenzwerten, für die jeweils eine isolierte Systemberechnung durchgeführt wird.

Werden in Sonderfällen die Unterbauten mitabgebildet, ist die Besonderheit der Lagerung im Stabmodell mitzubedenken, wie das Bild B / 18 schematisch für das Mitmodellieren eines Innenpfeilers zeigt. Dabei ist auch gezeigt wie die Nachgiebigkeit der Lager und Fundamenteinspannung durch Federelemente im Stabmodell erfasst werden kann. Zu beachten ist, dass sich die einzelnen Federsteifigkeiten c_i auf das globale Koordinatensystem im Bild B / 18 beziehen. In der Höhe der Lagerachse des Tragwerkes (LA) wird nur die Lagerkraft in Brückenlängsrichtung A_x (Lagerfeder c_x) an den Pfeiler über einen starren Horizontalstab angeschlossen. Die vertikale Lagerkraft A_z und die horizontal quer gerichtete Lagerkraft A_y (Federsteifigkeiten c_y, c_z) werden an einen zusätzlichen Horizontalstab, der im Abstand e_{SM} tiefer liegt, an den Pfeiler starr angeschlossen.

Damit auch die Auflagerkräfte in Höhe der Fundamentoberkante (Fo) stimmen, erfolgt auch hier wieder eine fiktive Zusatzverlängerung um das Maß e_{SM} . Die Aufteilung der Lagerungsbedingungen bzw. zugehörigen Federsteifigkeiten c_i erfolgt am Fundamentanschluss analog wie für die Lagerachse LA . Ergänzend können - wie Bild B / 18 zeigt - auch Drehfedersteifigkeiten ($c_{\phi i}$) Berücksichtigung finden, um nachgiebige Momenteneinspannungen zu erfassen.

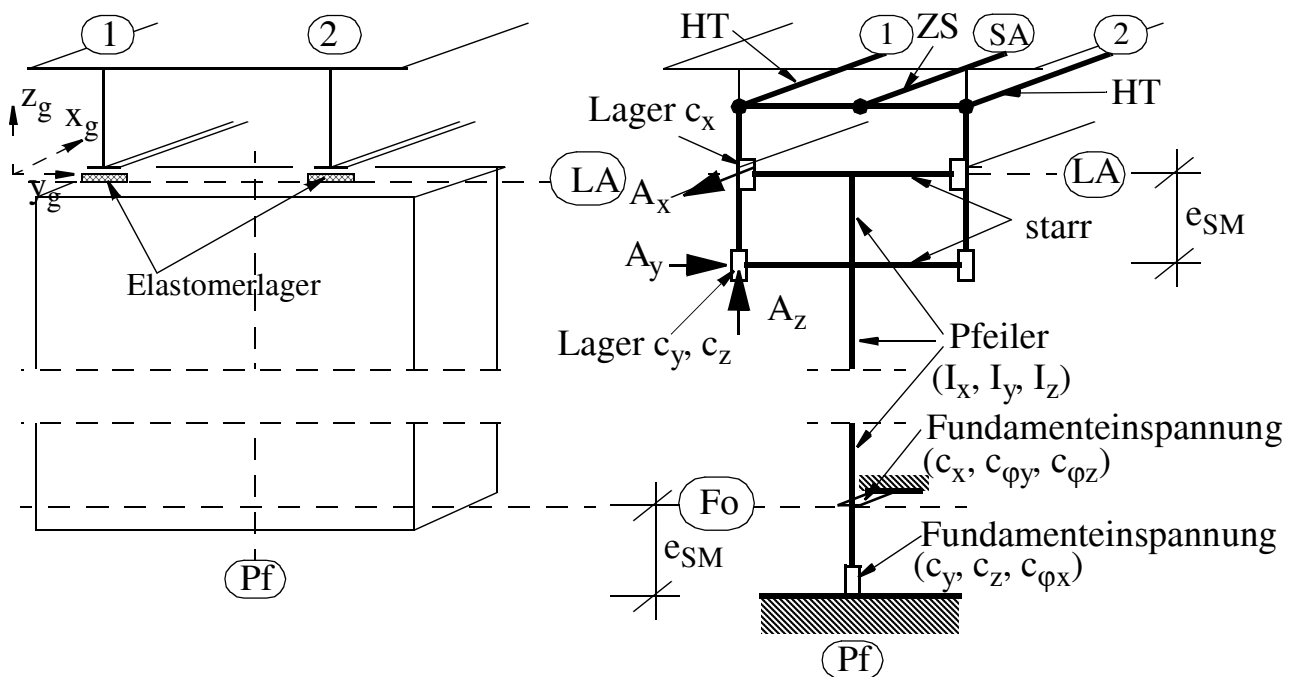


Bild B / 18 Besonderheiten bei der Miterfassung des Unterbaues im globalen Modell; Beispiel Innenpfeiler.

• 3. Modellergänzungen zur Schwingungsberechnung (Eigenfrequenzen)

In Sonderfällen ist es in der Praxis notwendig, das Schwingungsverhalten eines Tragwerkes zu beurteilen. Einerseits in Hinblick auf Schwingungsanregung infolge Verkehr (primär bei Fußgängerbrücken) oder andererseits infolge Wind. Die Basis jeder Beurteilung sind die Grundeigenfrequenzen des Tragwerkes, sodass es wünschenswert ist am globalen Tragwerksmodell auch diese wiedergeben zu können und nicht nur die Bauteilbeanspruchungen infolge der Einwirkungen.

Die Wiedergabe der Grundeigenfrequenzen im globalen Stabmodell ist ausreichend, da die höheren Eigenfrequenzen auch an lokalen Modellen abbildbar sind, im Gegensatz zu den erstgenannten.

Die Eignung der entwickelten Stabmodelle und die notwendigen Modifikationen hinsichtlich der zutreffenden Wiedergabe der Grundeigenfrequenzen unter Eigengewicht wurden in [0] detailliert untersucht. Die Untersuchung beschränkte sich auf einfeldrigen Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern, wobei einerseits der einzellige Kastenquerschnitt mit schubnachgiebigen Zwischenquerverbänden und andererseits ein offener Fahrbahnquerschnitt in Verbundbauweise betrachtet wurde. Auch die Auswirkung der zusätzlichen längsfesten Lagerung beider Hauptträger in einer Lagerachse wurde miterfasst. Eine Anwendung ist jedoch auch bei mehrfeldrigen Tragwerken möglich, da die Ergebnisse übertragbar sind. Die Beurteilung der Ergebnisse der Stabmodelle erfolgt anhand genauerer FE - Modelle, die jedoch hinsichtlich der Massenmodellierung einen ähnlichen Detaillierungsgrad aufwiesen, sodass eine objektive Bewertung möglich ist.

Aus den Ergebnissen lassen sich auch einige allgemeine, nachfolgend angeführte Aussagen über das unterschiedliche Schwingungsverhalten von geschlossenem und offenem Querschnitt machen. Der Einfluss der Querverbandsnachgiebigkeit und der Lagerungsverhältnisse auf die Eigenfrequenzen ist ebenfalls erkennbar.

Nachfolgend wird das Gesamtergebnis der Untersuchung zusammenfassend dargestellt, mit den notwendigen Modifikationen am globalen Stabmodell.

3.1 Modifikationen und Ergänzungen im Stabmodell zur Eigenfrequenzberechnung

- Abbildung der Massen

Die Massenverteilung im Brückenquerschnitt wird in Form von zur Gesamtmasse äquivalenten Punktmassen abgebildet. Die Massenverteilung am Fahrbahnquerschnitt wird, wie das Bild B / 19 zeigt, in Form von zwei - symmetrisch zur Querschnittsmitte angeordneten - gleichen Punktmassen abgebildet, die über eigene starre QT - Stäbe an den Stabzügen (HT, ZS) anbinden. Der Abstand der Punktmassen in Brückenlängsrichtung sollte an die Stützweite angepasst werden, wobei mit einem Abstand von $e_{xm} \approx L / 10$ die Grundschwingungen bereits genügend genau abbildbar sind. Im Falle der Abbildung höherer Schwingungsformen sollte der Abstand - anstatt an der Stützweite - an den Knotenpunktabständen der Schwingungseigenformen angepasst werden.

Die Exzentrizität zwischen Schubmittelpunkt und Massenschwerpunkt e_{Mm} am Gesamtquerschnitt kann auch am Stabmodell als Exzentrizität der Punktmassen zur Ebene der HT und des ZS angesetzt werden. Während dies beim Kastenquerschnitt noch vernachlässigbar ist, sollte dies beim offenen Querschnitt in jeden Fall miterfasst werden, sodass die Interaktion von Horizontalbiege- und Torsionsschwingung abbildbar ist (vgl. Beispiel 7 im Abschnitt C.2).

Die Lage der beiden Punktmassen im Grundriss ergibt sich aus der Forderung identer polarer Trägheitsmomente zwischen realer Massenverteilung bezogen auf den Schubmittelpunkt und den beiden Punktmassen bezogen auf die Achse des Zentralstabes ZS (vgl. Bild B / 19).

- Modifikationen am Stabmodell

Zur Berechnung der Eigenfrequenzen können die für die statische Berechnung entwickelten Stabmodelle grundsätzlich direkt verwendet werden, mit folgenden Ergänzungen:

- Für den "vollen" Kastenquerschnitt (Blechscheibe im Untergurt) kann auch bei längsfester Lagerung das ebene Stabmodell verwendet werden ("Basismodell", Bild B / 3).
- Für den offenen Querschnitt ist zur Erfassung der Wölbbehinderung infolge der längsfesten Lagerung beider Hauptträger zusätzlich, wie bei den statischen Untersuchungen, in den Lagerachsen ein Querrahmen anzuordnen ("Erweitertes Basismodell", Bild B / 7).
- Für die näherungsweise Abbildung der vertikalen Biegeschwingung muss dem Zentralstab jedoch u. U. zusätzlich eine vertikale Biegesteifigkeit ΔI_y zugewiesen werden (vgl. B.2.1.5, Punkt 1), sodass die beiden HT und der ZS insgesamt die Gesamtbiegesteifigkeit des Brückenquerschnittes aufweisen

(Im Gegensatz zur statischen Berechnung muss kein eigener Zentralstab ZS* angeordnet, da die Beanspruchungen der Queraussteifungen nun nicht von Interesse sind).

– Die starren Querstäbe zur Aufnahme der Punktmassen sind, wie die Zusatzquerstäbe für Verkehrslasten im Falle der statischen Berechnung, mit den entsprechenden Gelenken an die Hauptträger und den Zentralstab anzubinden, sodass keine ungewollten Zwängungen entstehen.

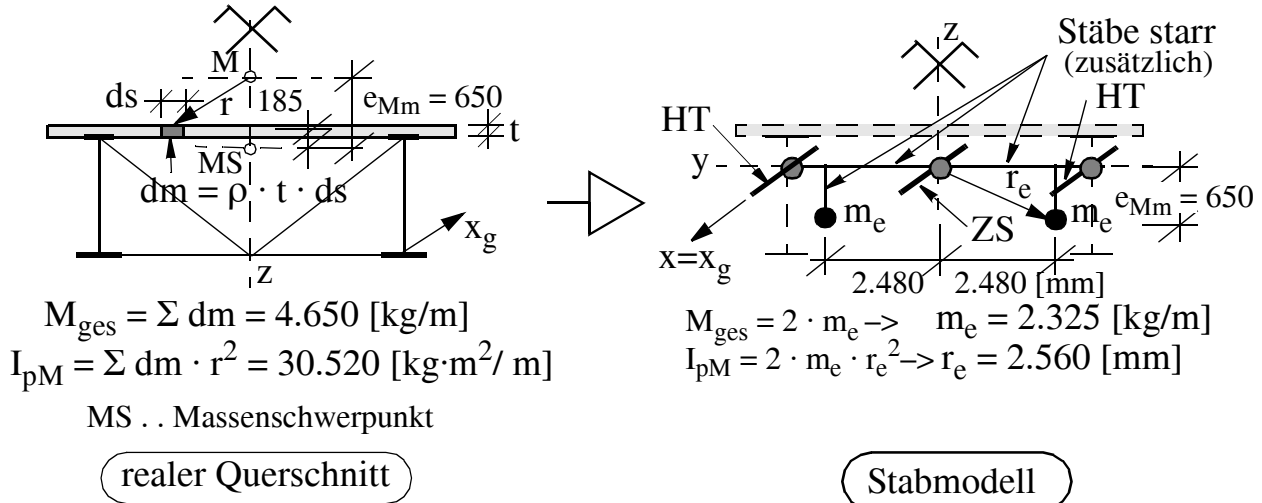


Bild B / 19 Eigenfrequenzberechnung am Beispiel eines offenen Fahrbahnquerschnittes; Massenmodellierung und Modifikationen beim Stabmodell.

3.2 Beurteilung der Treffsicherheit der Stabmodelle zur Frequenzberechnung

– Für den offenen Fahrbahnquerschnitt werden die Grundeigenfrequenzen und die zugehörigen Eigenformen mit dem Stabmodell, auch im Falle der längsfesten Lagerung beider Hauptträger, sehr gut wiedergegeben. Die Abweichungen der Eigenfrequenzen, gegenüber einer genauen FE - Modellierung, bleiben in allen Fällen unter 5 %.

– Beim Kastenquerschnitt werden die Torsionseigenfrequenzen immer unterschätzt. Für den gerechneten Fall mit sehr wenigen Zwischenquerverbänden (1 bzw. 3 ZQV) betragen die Eigenfrequenzunterschätzungen - (5 ÷ 25) %, obwohl die Tendenzen der Eigenfrequenzänderungen infolge der Steifigkeit und Anzahl der Zwischenquerverbände recht gut wiedergegeben werden.

Die generelle Unterschätzung der Torsionseigenfrequenzen des Stabwerksmodells dürfte damit zusammenhängen, dass die Querverbandsbeanspruchung im Schwingungsfall kleiner ist als im statischen Fall (Massen bereits entlang der Querschnittswandungen verteilt), der die Grundlage zur Steifigkeitsfestlegung im Stabmodell darstellt.

Der Fall des Kastenquerschnittes ohne aussteifende Zwischenquerverbände bzw. -rahmen kann jedoch sehr gut wiedergegeben werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich die entwickelten Stabmodelle für offene Querschnitte, auch bei längsfester Lagerung beider Hauptträger, sehr gut zur Eigenfrequenzberechnung eignen. Für Kastenquerschnitte sind die Eigenfrequenzunterschätzungen der Torsionsschwingung jedoch noch etwas unbefriedigend.

Vorteilhaft für die Praxis ist, dass die verschiedenen Querschnittsformen (offener Querschnitt, "voller" Kastenquerschnitt, Kastenquerschnitt mit Verbandsscheibe), mit demselben Stabmodell abgebildet werden können, das sich auch nur unwesentlich von jenem für die Schnittkraftberechnung

unterscheidet. Darüberhinaus ist der Einfluss von Anzahl und Steifigkeit der Zwischenqueraussteifungen direkt erkennbar.

3.3 Praktische Hinweise zum Schwingungsverhalten

Nachfolgend werden auch die wesentlichen Unterschiede im Schwingungsverhalten von Kastenquerschnitten im Vergleich zu offenen Querschnitten dargestellt.

* *Vertikale und horizontale Biegeschwingungen*

- Der Einfluss der Schubnachgiebigkeit ist bereits bei effektiven Schlankheiten von $L_{\text{eff}} / h = 20$ feststellbar und führt zu einer Reduktion der Eigenfrequenzen des schubstarrten Balkens. Die Länge L_{eff} stellt dabei den aus der Eigenform abgeleiteten Abstand der Schwingungsknotenpunkte dar (z. B. für die 2. Biegeschwingung am Einfeldbalken $\rightarrow L_{\text{eff}} = L / 2$). Für eine Schlankheit von $L_{\text{eff}} / h = 12$ beträgt die Reduktion der Eigenfrequenz beispielsweise schon etwa - 10 %. Der Einfluss der Schubnachgiebigkeit wird im Stabmodell direkt erfassbar durch die Vorgabe der Schubsteifigkeit für die HT - Stäbe und den Zentralstab.
- Die Steifigkeit und Anzahl von Zwischenquerverbänden hat auf die Größe der Eigenfrequenzen keinen Einfluss.
- Für die vertikalen Biegeschwingungen führt die längsfeste Lagerung beider Hauptträger zu keiner nennenswerten Änderung der Eigenfrequenzen gegenüber der statisch bestimmten Lagerung. Für letztere Lagerungsform ergibt sich ab der 2. Eigenform keine reine Biegeschwingung, sondern eine geringfügig überlagerte Torsionsschwingung.
- Für die 1. horizontale Biegeschwingung ergibt sich sowohl beim Kastenquerschnitt als auch beim offenen Querschnitt eine Erhöhung der Eigenfrequenz von etwa + 20 % bei längsfester Lagerung beider Hauptträger an einem Widerlager. Damit wird jedoch keineswegs eine vollständige Einspannung erzielt, da dann die Eigenfrequenz um etwa + 55 % ansteigen müsste.

* *Torsionsschwingungen*

- Beim offenen Querschnitt haben Anzahl und Steifigkeit der Zwischenquerverbände keinen Einfluss auf die Eigenfrequenzen. Beim Kastenquerschnitt ist der Einfluss der Schubsteifigkeit und Anzahl der Zwischenquerverbände nicht vernachlässigbar. Eine Abnahme der Steifigkeit führt zu einer Abnahme der Eigenfrequenzen.
- Darüberhinaus hat die längsfeste Lagerung beider Hauptträger beim "vollen" Kastenquerschnitt nahezu keinen Einfluss, wogegen beim offenen Querschnitt die 1. und auch die 2. Torsionseigenfrequenz um etwa + 20 % ansteigt (längsfeste Lagerung an einem Widerlager). Ersteres Ergebnis ist dadurch erklärbar, dass die Verwölbung beim "vollen" Kastenquerschnitt vernachlässigbar klein ist und damit auch die längsfeste Lagerung beider Hauptträger nahezu keine Auswirkungen hat.

• *4. Erfassung von Shear lag - Sondereffekten*

Die Größe des Shear lag - Effekts am Ober- bzw. Untergurt der HT differiert in Brückenlängsrichtung. Es kommt im Innenstützenbereich zu einer geringeren Mitwirkung der Gurte als im Feldbereich. Dadurch ergibt sich eine veränderliche Biegesteifigkeit der HT in Brückenlängsrichtung.

4.1 Erfassung bei der Systemberechnung

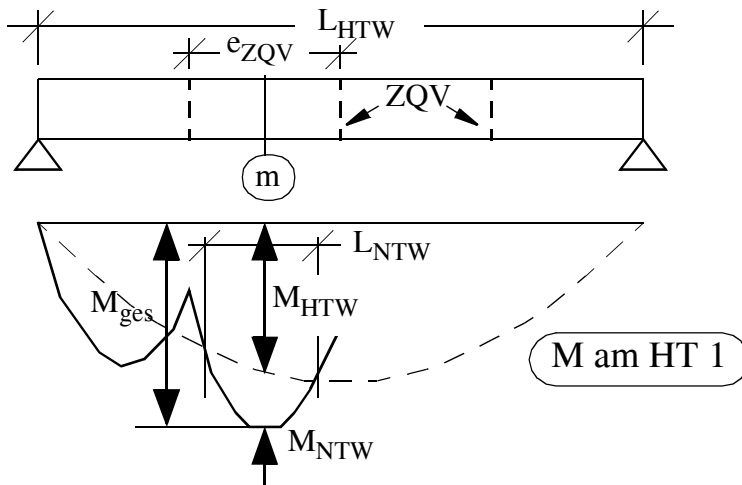
Die durch die veränderliche Biegesteifigkeit verbundene Schnittkraftumlagerung bei Durchlaufträgern ist jedoch, wie auch Untersuchungen in [0] zeigten, vernachlässigbar klein. Die in [0] maximal festgestellten Momentenumlagerungen betragen im allgemeinen unter 8 % (Abnahme der Stützmomente bzw. Zunahme der Feldmomente). Eine genauere Erfassung des Shear lag - Effektes bei der Systemberechnung ist deshalb nicht erforderlich. Einzig eine einheitliche Beschränkung des Bruttoquerschnittes auf den wirksamen Querschnitt für Shear lag in Feldmitte - wie auch im Eurocode für die Systemberechnung gefordert [55] - ist mitunter notwendig.

4.2 Erfassung bei der Spannungsberechnung

Die grundsätzliche Vorgehensweise zur Erfassung des Shear lag - Effektes bei der Spannungsberechnung des Fahrbahnquerschnittes wurde bereits erläutert. Nachfolgend wird ergänzend auf zwei Sonderfälle der Shear lag Wirkung eingegangen.

- Überlagerung aus Haupt- und Nebentragwirkung

Dieser Sonderfall liegt vor wenn sich im Hauptträger die Gesamtbeanspruchung nicht nur aus der Haupttragwirkung, sondern im erheblichen Maß auch aus einer überlagerten Nebentragwirkung - infolge der lokalen Biegung zwischen den Queraussteifungen - zusammensetzt. Das Bild B / 20 zeigt diesbezüglich einen zweistegigen Kastenquerschnitt mit wenigen Zwischenqueraussteifungen. Die Hauptträgerbeanspruchung, in Form des Biegemomentenverlaufes dargestellt, zeigt, dass außer der globalen Lastabtragung als Biegeträger mit der Stützweite L_{HTW} (Haupttragwirkung) auch eine lokale Lastabtragung zwischen den Queraussteifungen, mit der wesentlich kürzeren Stützweite e_{ZQV} , vorliegt (Nebentragwirkung). Letztere Tragwirkung weist jedoch deutlich kleinere Abstände der Momentennullpunkte auf ($L_{NTW} \ll L_{HTW}$), sodass die mitwirkende Gurtbreite deutlich kleiner sein kann als für die Haupttragwirkung.



$$\Delta\sigma \approx \frac{M_{NTW}}{M_{ges}} \cdot \sigma \cdot \frac{W_{HTW}}{W_{NTW}}$$

$$\sigma = \frac{M_{ges}}{W_{HTW}}$$

$$\sigma_{ges} = \sigma + \Delta\sigma$$

Bild B / 20 Erfassung des unterschiedlichen Shear lag Effektes für Haupt- und Nebentragwirkung am Beispiel des Hauptträgers eines zweistegigen Kastenquerschnittes.

Für die Steifigkeitsannahme im globalen Stabmodell ist dies bedeutungslos, da die Biegesteifigkeitsreduktion für die Nebentragwirkung zu keinen nennenswerten Schnittkraftumlagerungen führt. Bei der nachfolgenden Spannungsberechnung am Hauptträger werden jedoch die Spannungsspitzen am Hauptträgersteg, bei alleinigem Ansatz der mitwirkenden Breite aus der Haupttragwirkung, mitunter deutlich unterschätzt.

Eine ingenieurmäßige, nur geringen Mehraufwand erfordernde, Abschätzung dieses Effektes ist in Bild B / 20 dargestellt. Aus dem Momentenverlauf des Hauptträgers kann der Anteil der Nebentragwirkung abgeschätzt werden (M_{NTW}). Die mit den Querschnittswerten der Haupttragwirkung ermittelten Gesamtspannungen σ sind nun um die Größe $\Delta\sigma$ zu erhöhen, die sich aus den geringeren Widerstandsmomenten für die Nebentragwirkung - infolge der kleineren mitwirkenden Gurtbreiten (Bezugsgröße: b / L_{NTW}) - ergeben.

Oft ist es ausreichend, diese Spannungserhöhung für einen maßgebenden Querschnitt zu ermitteln und dann auf sämtliche anderen Querschnitte zu übernehmen.

- Unterschiedlicher Shear lag Effekt für Normalkraft und Biegung

In Fällen wo Bauteile für die Biegebeanspruchung als Durchlaufträger wirken und zusätzliche größere Normalkraftbeanspruchungen aufweisen, ist auch die unterschiedliche Shear lag Wirkung für beide Beanspruchungsanteile zu beachten. Dies gilt beispielsweise für die Hauptträger von Schrägseilbrücken, oder für die Untergurte von Fachwerktrögbrücken, die auch Fahrbahnquerträger zwischen den Fachwerkknotenpunkten aufweisen.

In diesen Fällen ist zu beachten, dass die mitwirkenden Gurtbreiten für Normalkrafts- und Biegebeanspruchung deutlich differieren. Bei der Biegebeanspruchung ergibt sich der dargestellte deutliche Einschnürbereich an den Zwischenstützen, wogegen für die Normalkraftbeanspruchung, abgesehen von den Krafteinleitungsbereichen, der Querschnitt in Längsrichtung einheitlich, meist zur Gänze, mitwirkt.

Damit besteht die Gefahr bei der Stabmodellierung, insbesondere bei automatisierter Vorgangsweise, dass die Stabachsen mit den Schwerachsen der effektiven Biegequerschnitte im Feld- und Stützbereich, wie in Bild B / 21 schematisch dargestellt, festgelegt werden. Durch die vertikalen Sprünge der Stabachsen in Brückenlängsrichtung werden nun ungewollt, unzutreffende Zusatzmomente aus der Normalkraftbeanspruchung miterfasst.

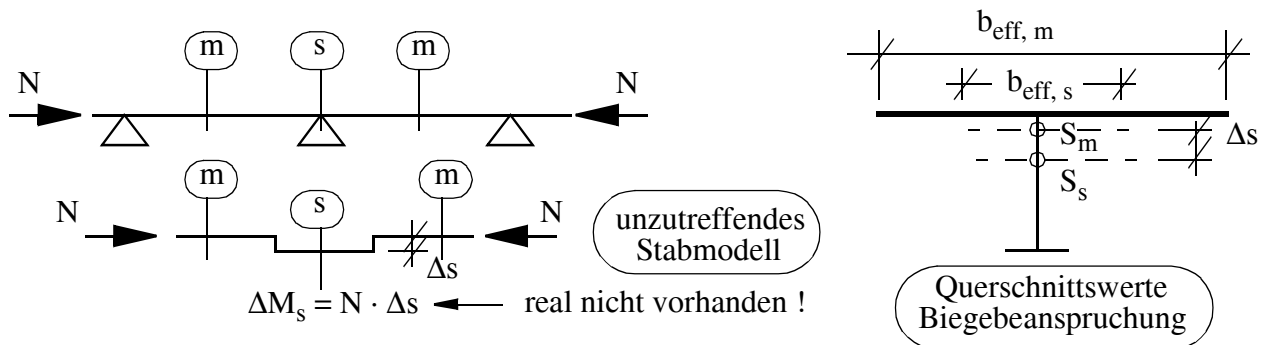


Bild B / 21 Unterschiedlicher Shear lag Effekt für Normalkrafts- und Biegebeanspruchung; Gefahr von Modellierungsfehlern.

• 5. Hauptträger in Fachwerkbauweise

Nachfolgend erfolgen einige allgemeine Hinweise zur Modellbildung bei Ausführung der Hauptträger in Fachwerkbauweise. Dabei wird nur auf die grundsätzliche Anordnung und wesentlichen Steifigkeiten der Stäbe des Stabmodells eingegangen. Notwendige zusätzliche gelenkige Verbindungen einzelner Stäbe, sodass keine ungewollten Stabschnittkräfte und Zwängungen im Modell erfolgen, sind nicht dargestellt.

5.1 Abbildung der Hauptträger

Eine an das Basismodell angepasste Modellbildung der Fachwerkhauptträger als schubweicher "Ersatzbiegestab" (I_y = Ersatzbiegesteifigkeit infolge Ober- und Untergurtfläche, Schubfläche A_{sz} abgeleitet aus der Ersatzblechdicke t^* für die Ausfachung - vgl. Bild B / 5) erscheint aus folgenden Gründen nicht sinnvoll und zweckmäßig:

- Die mit diesem Modell ermittelten Beanspruchungen entsprechen einer Modellbildung als reines Gelenkfachwerk. In der Praxis weisen jedoch die Fahrbahngurte eine durchgehende Biegesteifigkeit auf. Zumindest beim Ermüdungsnachweis der Fachwerkknoten ist die Kenntnis der sich dadurch ergebenden Nebenspannungen erforderlich.
- Die Modellbildung von Queraussteifungen und insbesondere ihre Beanspruchungsermittlung ist mitunter nicht realitätsnah erfassbar (z. B. geneigte Querrahmen bei Trogbrücken mit Strebenfachwerken).
- Eine Abbildung der einzelnen Fachwerkstäbe der Hauptträger als separate "Biegestäbe" bedingt nur einen geringfügigen Mehraufwand; die dadurch bedingte Zunahme an Freiheitsgraden im Stabmodell ist durch die hohe Leistungsfähigkeit heutiger Computer unbedeutend.

Somit ist es sinnvoll jeden Fachwerkträger als biegesteifes Fachwerk abzubilden, d. h. alle Einzelstäbe (Obergurt OG, Untergurt UG, Diagonalen bzw. Pfosten) werden als "Biegestäbe" definiert. Die konstruktive Detailausbildung der Fachwerkknoten sollte jedoch beachtet werden, sodass u. U. die Diagonalen und Pfosten nur gelenkig an die Gurte anschließen.

In vielen praktischen Fällen ist ein ebenes Modell, d. h. nur ein Fachwerkhauptträger wird abgebildet, ausreichend. Nachfolgend werden darüberhinaus Hinweise gegeben für den Fall eines räumlichen Stabmodells zur Abbildung des gesamten Tragwerks.

5.2 Trogbrücke - räumliche Modellierung

Eine Trogbrücke, wie in Bild B / 22 a schematisch dargestellt, stellt einen offenen Fahrbahnquerschnitt dar, sodass auch exzentrische Verkehrslasten primär über Biegebeanspruchung der beiden Fachwerk - HT abgetragen werden. Dies gilt auch für den Fall, dass ein oberer Verband ausgebildet wird, da die für die Kastentragwirkung notwendigen Zwischenqueraussteifungen fehlen. Eine räumliche Modellbildung ist nur dann sinnvoll, wenn das Knicken der Obergurte aus der HT - Ebene im Modell realitätsnah in Form einer Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung abgebildet werden soll. Der Ansatz der geometrischen Ersatzimperfektionen des Obergurtes aus der Fachwerkebene kann alternativ auch in Form des Ansatzes von äquivalenten Horizontalkräften erfolgen.

Auch die allfällige St. Venant'sche Torsionssteifigkeit der Obergurte ist leicht miterfassbar (I_x). Nun kann im Stabmodell die Stützwirkung durch die Querrahmen, die im Bild B / 22 jeweils aus 2 Diagonalen und den verbindenden Querträger gebildet werden, zutreffend erfasst werden. Vor allem werden auch für diese stützenden Bauteile realitätsnahe Beanspruchungen aus den "Knickhaltekräften" erhalten.

Erwähnenswert beim Stabmodell (vgl. Bild B / 22 a) ist, dass die Untergurtfläche A_{eff} bereits die mitwirkende Fläche der Fahrbahnplatte miterfasst. Letztere sollte auch bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit des Untergurtes ($I_{y,eff}$) berücksichtigt werden, sodass auch die lokale Biegebeanspruchung des Untergurtes zwischen den Fachwerkknoten im globalen Modell mitabgebildet werden kann. Für die QT - Stäbe ist primär die Wiedergabe der Biegesteifigkeit um die horizontale Achse (I_y) entscheidend, sodass die Stützwirkung der HT - Obergurte realitätsnah erfasst wird. Dabei wird für das Fahrbahnblech wieder eine mitwirkende Breite angesetzt. Diese kann - orientiert an den Festlegungen zur wirksamen Breite im Eurocode für Betonplatten von Verbundträgern - beidseits des

QT- Steges mit jeweils $b_{\text{eff}} \approx e_{\text{HT}} / 8$ gewählt werden. Dem Zentralstab braucht nunmehr keine Fläche A (bereits in den HT - Untergurten erfasst) zugewiesen werden. Wenn die horizontale Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte zutreffend abgebildet werden soll, ist dem Zentralstab jedoch eine reduzierte Steifigkeit $I_{z,\text{red}}$ zuzuweisen (vgl. Bild B / 15).

Bei einem vorhandenen oberen Verband sollten die Verbandsstäbe als Einzelstäbe im Stabmodell mitabgebildet werden (vgl. Stäbe des unteren Verbandes in Bild B / 22 b).

5.3 Deckbrücke als Kastenquerschnitt - räumliche Modellierung

Für eine Deckbrücke mit offenem Querschnitt (kein unterer Verband) sollte sinngemäß wie bei Trogbrücken vorgegangen werden. Eine räumliches Stabmodell ist deshalb auch nur dann sinnvoll, wenn das realitätsnahe Stabilitätsverhalten der Untergurte im Innenstützenbereich abgebildet werden soll (Obergurtstäbe durch Fahrbahn aus der Fachwerkebene nicht knickgefährdet), d.h. nur bei mehrfeldrigen durchgehenden Tragwerken.

Bei einer Deckbrücke als Kastenquerschnitt ist jedoch eine räumliche Modellierung, wie in Bild B / 22 b schematisch dargestellt, empfehlenswert, um die Tragwirkung bei exzentrischen Verkehrslasten zutreffend zu erfassen. Dabei sind alle Verbandsstäbe direkt als Einzelstäbe abzubilden.

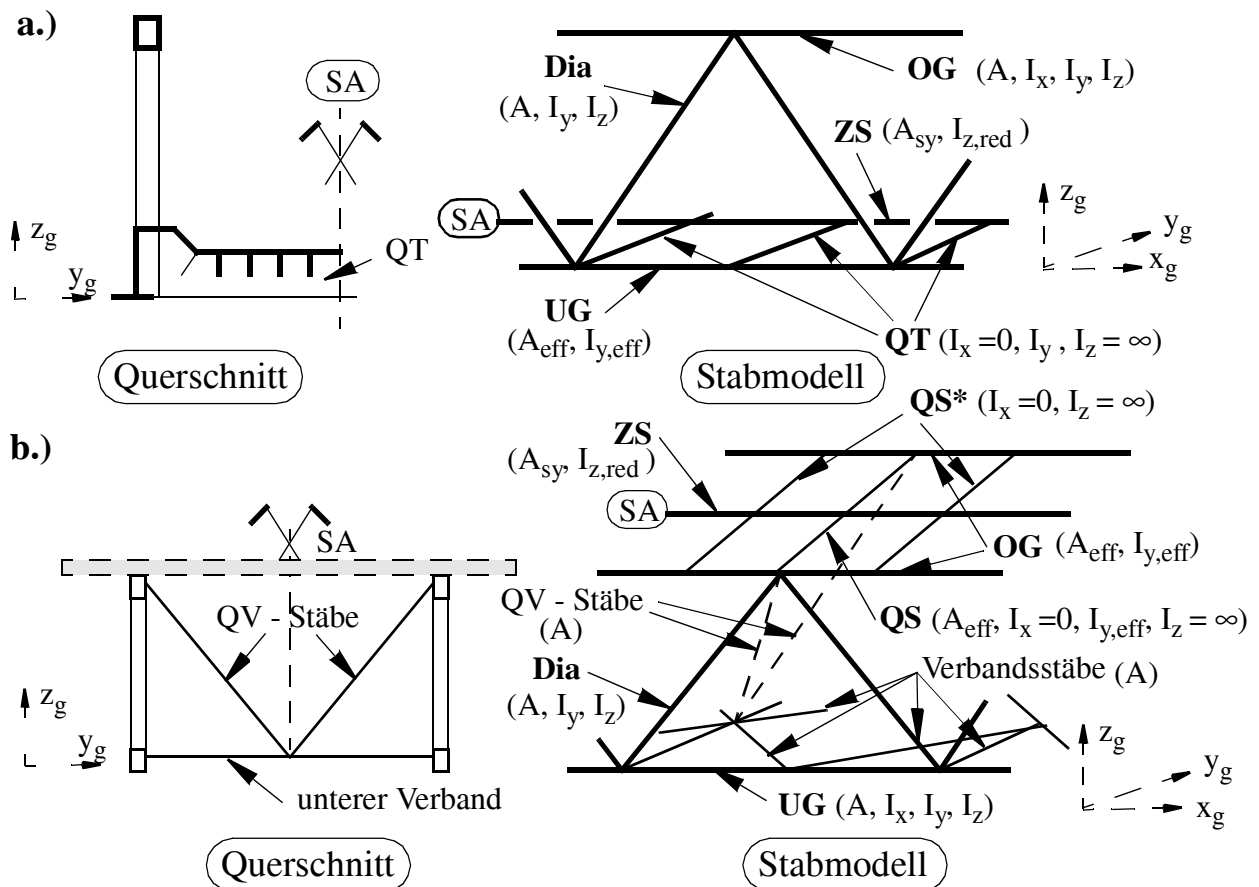


Bild B / 22 Adaptiertes räumliches Stabmodell im Fall von HT in Fachwerkbauweise; a.) Trogbrücke, b.) Deckbrücke.

Hervorzuheben ist, dass nun die Queraussteifungen zur Gänze im Stabmodell abgebildet werden können und nicht durch einen äquivalenten Querstab erfasst werden (vgl. Bild B / 6). Für den Querstab QS in der Fahrbahnebene sind zur Ermittlung der Querschnittswerte (A , I_y) die entsprechenden mitwirkenden Breiten der Fahrbahnplatte anzusetzen. Die Biegesteifigkeit in der Queraussteifungsebene ist nur bei Querrahmen bedeutsam. Damit sind auch mögliche Querverbände in der Ebene der Diagonalen direkt abbildbar (Stäbe zur besseren Unterscheidung strichliert). Wenn die Horizontalbiegesteifigkeit der Fahrbahnscheibe in der Obergurtebene zutreffend abgebildet werden soll, erhält der Zentralstab wieder eine reduzierte Biegesteifigkeit $I_{z,red}$. Die HT - Obergurtstäbe und der Zentralstab müssen jedoch mit Querstäben verbunden werden, die in der Fahrbahnebene biegestarr sind ($I_z = \infty$, vgl. Bild B / 15). Bei großen Abständen der Fachwerkknoten des HT können hier u. U. fiktive Zusatzstäbe QS* (vgl. Bild B / 22 b) sinnvoll sein. Bei Verbundbrücken kann dem Zentralstab auch die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit der Betonplatte zugewiesen werden ($I_{x,FB}$, vgl. Bild B / 14).

Bei der Ermittlung der Beanspruchungen der HT - Stäbe und Verbandsstäbe können direkt die Schnittkräfte im Stabmodell verwendet werden. Dies gilt nun auch für die Queraussteifungen. Einzig aus den Horizontallasten sind die Schnittkräfte im Zentralstab (M_z) den HT - Obergurten zuzuweisen.

• **6. Lokale Biegung von Fahrbahnquerträgern in Queraussteifungen**

Die unmittelbare Biegebeanspruchung der Querträger als Teil der Fahrbahn wird im globalen Stabmodell nicht abgebildet, da ja die Fahrbahnlasten direkt auf den HT - Stäben angesetzt werden. Dies erfordert u. U. ein eigenes ebenes lokales Modell zur Abbildung der unmittelbaren Biegebeanspruchung, wie in Bild B / 23 c dargestellt. Dabei sind auch die angedeuteten Zwängungsbeanspruchungen von Querverbänden am biegesteifen Anschluss der Querträger zu den Vertikalsteifen der HT abbildbar (Bild B / 23 a). Für die Beanspruchungsermittlung aus der globalen Wirkung (M_{glob}) - in Bild B / 23 b ist die Belastung im globalen Modell (A_1 , A_2) sowie die auch ermittelbare Verformung Δw_v zwischen den beiden Hauptträgern angedeutet - kann dasselbe Modell wie für die lokale Wirkung dienen, wobei als Belastung die fiktive Querkraft $V^* = V \cdot f_{ld}$ dient (unteres Teilbild in Bild B / 23 b; vgl. auch Bild B / 6). Die Querkraft V stellt dabei das Ergebnis der globalen Systemberechnung im Querträgerstab dar.

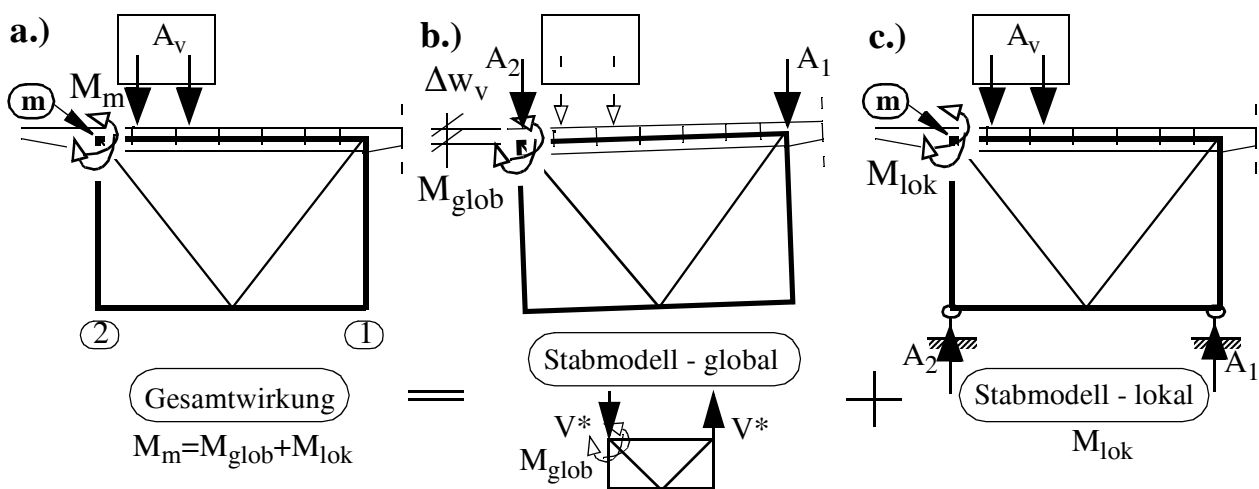


Bild B / 23 Abbildung der Zwängungsbeanspruchung an Queraussteifungen

Immer dann wenn die Queraussteifung keinen horizontalen Verbindungsstab in der Untergurtebene aufweist, wie beispielsweise für einen offenen Deckbrückenquerschnitt in Bild B / 24 dargestellt (der Querträger bildet mit den Vertikalsteifen der HT einen Halbrahmen), ist ein ebenes Modell zur Abbildung der lokalen Wirkung aus lokalen Verkehrslasten nicht ausreichend. Nunmehr bestimmt die Biegesteifigkeit des HT - Untergurtes die Höhe des Zwängungsmomentes M_{lok} . Zur konservativen Abschätzung kann das lokale Stabmodell in Bild B / 24 dienen, das eine horizontale Stützung des HT - Untergurtstabes an den Lagern bzw. an den benachbarten Querverbänden (nicht dargestellt) vorsieht. Die in Brückenquerrichtung nachgiebige Stützung letzterer kann auch durch Auflagerfedern abgebildet werden.

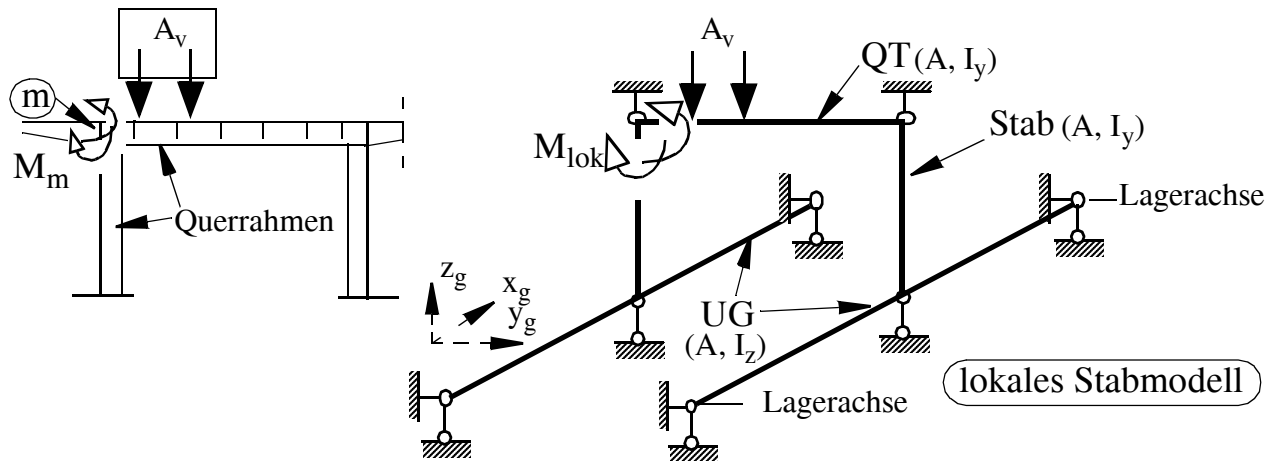


Bild B / 24 Abbildung der Zwängungsbeanspruchung an Querrahmen eines offenen Querschnitts

• 7. Beanspruchung unterer Verbände aus symmetrischer Vertikalbelastung

Aus der symmetrischen Vertikalbelastung erfährt der Brückenquerschnitt eine reine Biegebeanspruchung (vgl. Bild B / 2). Infolge der Dehnung der HT - Untergurte erhält der untere Verband von Kastenquerschnitten Zusatzbeanspruchungen, die im globalen Modell nicht abgebildet werden können. Dies führt - je nach Ausbildungsform des Verbandes - zu Normalkräften in den Verbandsstäben und mitunter zu Zusatzbiegemomenten in den HT - Untergurten sowie auch in einigen Verbandsstäben (z.B. Querstäbe bei K - Verbänden).

Diese Zusatzbeanspruchungen können für Standardfälle (z. B. für K - Verband, Rautenverband) mit Hilfe aufbereiteter Formeln einfach ermittelt werden (z. B. in [57]). Darüberhinaus sind mitunter Berechnungen an einem lokalen Modell - wie in Bild B / 25 dargestellt - erforderlich. Dabei stellt die Dehnung der Gurte aus der globalen Biegung die eigentliche Belastung dar. Die Mitwirkung der HT-Stege kann durch Berücksichtigung einer effektiven Fläche bei der Querschnittswertermittlung der HT - Untergurte erforderlichenfalls miterfasst werden. Näherungsweise gilt dabei $h_{\text{eff}} \approx 0,2 \cdot h$ (vgl. Bild B / 25).

Die Erhöhung der Dehnsteifigkeit der HT - Untergurte infolge der Mitwirkung der Verbandsstäbe ist jedoch derart gering, dass sie für die globale Systemberechnung vernachlässigbar ist. Daher bleiben die Verbandsstäbe bei der Querschnittswertermittlung der HT unberücksichtigt.

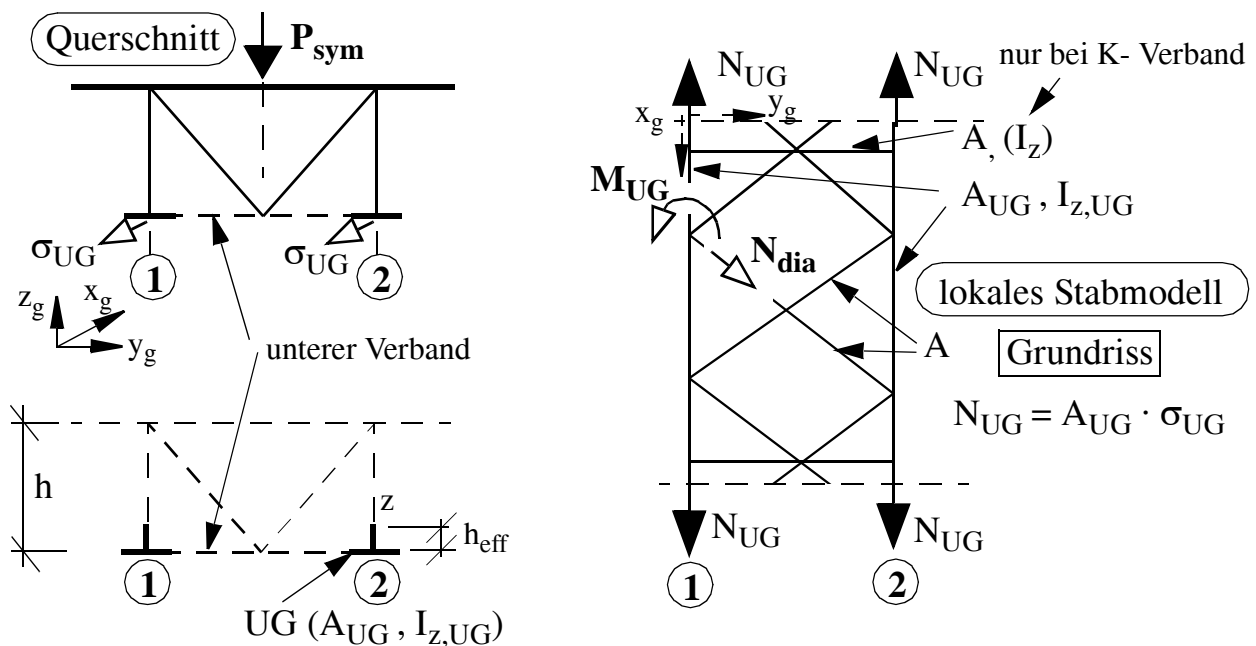


Bild B / 25 Ermittlung der Zwängungsbeanspruchung von unteren Verbänden aus der symmetrischen Belastung (globale Biegung).

B.2.1.7 Zusatzhinweise bei Verletzung der Voraussetzungen zur konstruktiven Ausbildung

Am Beginn der Abschnitte zur Erläuterung der Stabmodelle (B.2.1.1 , B.2.1.2) wurden Voraussetzungen an die Tragwerksausbildung gestellt. Nun erfolgen zusätzliche Hinweise wenn die dort angeführten Bedingungen nicht eingehalten sind.

- *1. Gekrümmte Brücken (Grundriss)*

Bei im Grundriss gekrümmten Brücken verlaufen die Queraussteifungen üblicherweise senkrecht zur Brückenlängsachse. Im globalen Modell werden die beiden HT - Stabzüge nun im Grundriss polygonal geführt (Bild B / 26 a), wobei der Knick jeweils an den Queraussteifungen, die durch Querträger abgebildet werden, erfolgt.

Wenn die Hauptträger tatsächlich gekrümmt geführt werden, ergeben sich nun zusätzliche horizontal wirkende kontinuierliche Abtriebskräfte q in Brückenquerrichtung infolge der Umlenkung der Längsnormalspannungen σ_x im Gurt. Diese Querbelastung q ist indirekt proportional zum Krümmungsradius R des HT. Wenn eine durchgehende Blechscheibe vorliegt (z. B. orthotrope Platte in Obergurtebene), sind die daraus resultierenden Zusatzbeanspruchungen vernachlässigbar klein. Nur bei Einzelgurten (Untergurte von offenen Fahrbahnquerschnitten und Kastenquerschnitten mit unterem Verband) ergeben sich nun aus der Querbiegung des Untergurtes zusätzliche Längsnormalspannungen $\Delta\sigma$, die vereinfacht nach Bild B / 26 b - hier für HT 1 - abgeschätzt werden können. Dabei ist für den Untergurt das Tragmodell eines Durchlaufträgers mit äquidistanten Abstützungen in den Queraussteifungen vorausgesetzt. Das Moment M_{y1} stellt das Biegemoment im HT 1 am betrachteten Brückenquerschnitt dar.

Die durch die Abtriebskräfte an den HT - Gurten bedingten Biegemomente in den Queraussteifungen werden im Stabmodell - auch bei tatsächlich gekrümmten HT - annähernd richtig wiedergegeben, wie das Bild B / 26 b andeutet (Gurtkräfte N_{UG} infolge Biegemomenten M_y am HT führen im Stabmodell zu Biegemomenten M_y im Querträger QT).

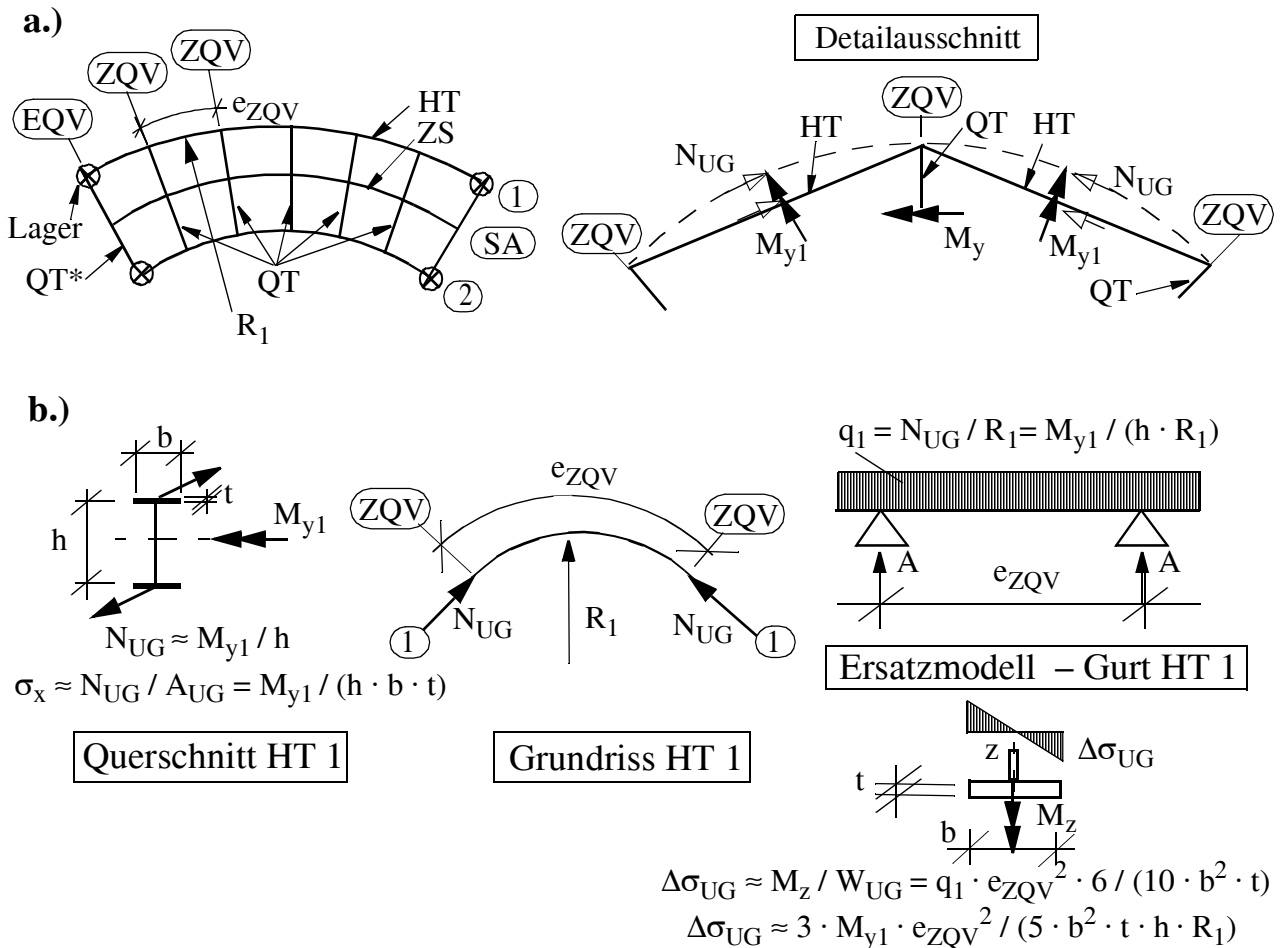


Bild B / 26 Gekrümmtes Brückentragwerk im Grundriss; a.) Stabmodell im Grundriss, b.) Zusatzbeanspruchung am HT - Untergurt infolge der Hauptträgerkrümmung

• 2. Schiefe Brücken

Bei schiefen Brücken verläuft die Endqueraussteifung in der Lagerachse am Widerlager nicht senkrecht zu den HT - Achsen.

Wesentlich im Stabmodell ist nun die Vergabe der Steifigkeiten für den Endquerträger EQT. Wird diesem Stab keine Torsionssteifigkeit I_x zugewiesen, kann - wie in Bild B / 27 angedeutet - das St. Venant'sche Torsionsmoment des Zentralstabs auch nicht am Endquerträger abgetragen werden, da die Größe M_x des Zentralstabs nicht aufnehmbar ist (anteiliges Torsionsmoment $M_{x,EQT}$ vom Endquerträgerstab nicht aufnehmbar). Wenn jedoch eine Blechscheibe im Ober- und Untergurt vorliegt, könnte dem Endquerträger eine fiktive Torsionssteifigkeit zugewiesen werden, sodass das Moment M_x des Zentralstabs nun auch am Endquerträgerstab abgesetzt werden kann. Dies führt zum Torsionsmoment $M_{x,EQT}$ sowie zum Biegemoment $M_{y,EQT}$ im Endquerträgerstab.

Für die Ermittlung der tatsächlichen Spannungen im Bereich der Endqueraussteifung sind jedoch diese Schnittkräfte am Endquerträgerstab nur bedingt geeignet und es sind im Einzelfall zusätzliche Überlegungen - mitunter auch lokale FE - Modelle - notwendig. Hinsichtlich der Beanspruchungsermittlung an den Endqueraussteifungen sind ähnliche Ansätze wie bei den Queraussteifungen in den Lagerachsen erforderlich (Bild B / 13). In jedem Fall ist die Anordnung einer zusätzlichen, senkrecht zu den HT verlaufenden Queraussteifung sinnvoll (QS* in Bild B / 27), die wieder durch einen schubweichen Querträgerstab im Modell abgebildet wird.

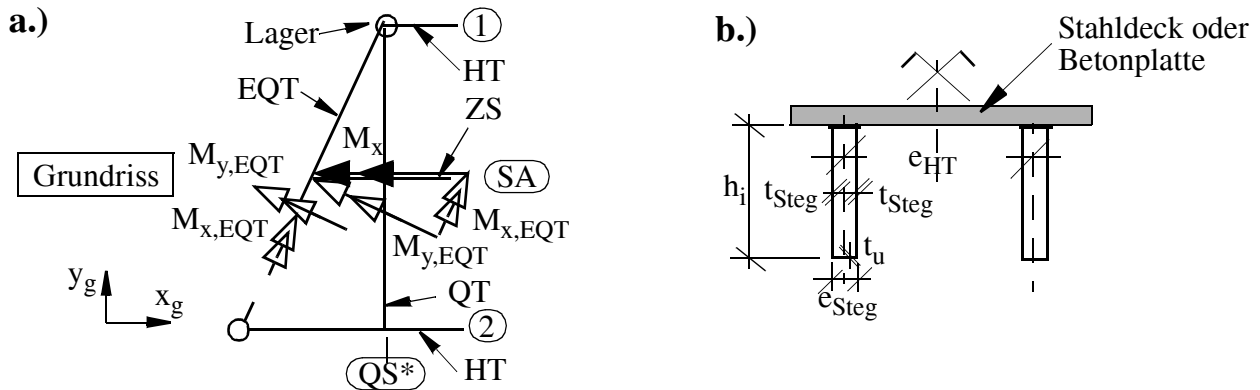


Bild B / 27 a.) Stabmodell bei schiefen Brückentragwerken im Bereich der Lager; b.) Sonderfall des offenen Fahrbahnquerschnittes.

• 3. Veränderliche Bauhöhe der Hauptträger

Die Erfassung einer unterschiedlichen Bauhöhe der Hauptträger, die zu einer kontinuierlichen Änderung der Biegesteifigkeit I_y der HT in Brückenlängsrichtung führt, kann vereinfacht dadurch erfasst werden, dass abschnittsweise eine konstante Biegesteifigkeit vorausgesetzt wird. Je nach Änderung der Bauhöhe sind dann entsprechend kurze Stabteilungen in Brückenlängsrichtung zu wählen, für die wieder jeweils konstante Querschnittswerte vorausgesetzt werden können.

Bei Fahrbahnquerschnitten, deren Normalkraftbeanspruchung im globalen Modell nicht abgebildet wird (Balkenbrücken), muss die veränderliche Höhenlage der Schwerachse der HT - Stäbe nicht modelliert werden, sodass die Achse der HT - Stäbe im Aufriss weiterhin eine Gerade ist und alle Stäbe (HT, ZS, QT) in einer Ebene liegen.

Bei Kastentragwerken führt die veränderliche Bauhöhe dazu, dass Torsionsmomente - obwohl durch Queraussteifungen in den Fahrbahnquerschnitt eingeleitet - nicht nur zu Schubspannungen am Querschnitt führen sondern zu zusätzlichen Wölbnormalspannungen ([58]), die mit zunehmendem Abstand der Queraussteifungen ansteigen. Damit reduziert sich die St. Venant' sche Torsionsteifigkeit (Gl. B / 4) mitunter deutlich. Die Anwendung mit dem vorgeschlagenen Stabmodell ist diesbezüglich noch nicht umfassend geprüft und sollte daher nur dann erfolgen, wenn hinreichend viele Queraussteifungen angeordnet sind. Die Abstände der Queraussteifungen sollten das Maß $L / 8$ bis $L / 10$ nicht überschreiten, wobei L die HT - Stützweite darstellt.

Im Voutenbereich der HT ist bei deutlicher Neigung der Gurte zur Stablängsachse die Spannungsermittlung am HT entsprechend zu modifizieren (Berücksichtigung der Neigung der Gurtnormalspannungen zur Stabachse und daher auch Mitwirkung des Gurtes an der Querkraftabtragung) wie beispielsweise in [57] dargestellt.

- 4. Torsionssteife Hauptträger bei offenem Querschnitt

Offene Fahrbahnquerschnitte können auch mit torsionssteifen Hauptträgern ausgeführt werden, wie schematisch in Bild B / 27 b dargestellt. In diesem Sonderfall ist das Stabmodell weiterhin anwendbar, wobei folgende zusätzliche Besonderheiten bei der Modellbildung sowie Schnittkraft- und Spannungsberechnung zu beachten sind.

Im Stabmodell erhalten die beiden HT - Stäbe zusätzlich die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit der einzelnen Hauptträger. Die Anwendung der Bredt' schen Formel (vgl. Gl. B / 4) für jeden der beiden Hauptträger führt in diesem Falle, mit den Bezeichnungen in Bild B / 27 b, zu Gleichung B / 13 (bei Verbundquerschnitten ist die Mitwirkung der Betonplatte meist vernachlässigbar):

$$I_x = \frac{4 \cdot e_{\text{Steg}}^2 \cdot h_i^2}{e_{\text{Steg}}/t_o + 2 \cdot h_i/t_s + e_{\text{Steg}}/t_u} \quad (\text{Gl. B / 13})$$

Bei der Ermittlung der Schubspannungen in den Hauptträgerstegen ist nun die St. Venant' sche Torsion des einzelnen HT - Querschnittes (infolge Schnittkraft M_{xi} am HT i) zusätzlich zu erfassen, indem zu den Schubspannungen nach Gleichung B / 8 bzw. 9 die Zusatzspannung $\Delta\tau$ nach Gleichung B / 14 zu addieren ist (die günstige Wirkung von $\Delta\tau$ in einem der beiden Stege ist hier vernachlässigt), wobei wieder das Ergebnis für HT 1 angeführt ist (Basis ist dessen Schnittkraft M_{x1}).

$$\Delta\tau_{\text{Steg}} = \frac{M_{x1}}{2 \cdot h_i \cdot e_{\text{Steg}} \cdot t_s} \quad (\text{Gl. B / 14})$$

Auch bei der Ermittlung der Schubspannungen im Ober- bzw. Untergurtblech ist die Zusatzspannung $\Delta\tau$ nach Gleichung B / 14 mitzuerfassen, wobei nun im Nenner die entsprechende Gurtdicke t_j anstatt der Stegdicke t_s zu setzen ist.

B.2.2 Fahrbahnquerschnitt mit mehreren Hauptträgern

Die Ausbildung von Fahrbahnquerschnitten mit mehreren Hauptträgern und oberliegender Fahrbahn kommt eher selten zum Einsatz. Als offener Querschnitt in Verbundbauweise ist diese Querschnittsform bei optimierter Konstruktionsform jedoch bei kurzen und mittleren Stützweiten (etwa $L \leq 30$ [m]) zur Spannbetonbauweise konkurrenzfähig, bedingt durch die mögliche dünne Fahrbahnplatte und den Einsatz von I-Trägern ohne Beulsteifen (oft Walzprofilträger möglich), wie beispielsweise *Hänsel* in [22] für Eisenbahn- und *Schmackpfeffer* in [58] für Straßenbrücken zeigen. In Sonderfällen, insbesondere bei beschränkter Bauhöhe (z. B. Eisenbahnüberführungen im Stadtgebiet) kommen jedoch auch Kastenquerschnitte zum Einsatz.

Das Tragverhalten von Fahrbahnquerschnitten mit mehreren Hauptträgern ist insbesondere im Fall des mehrzelligen Kastenquerschnittes sehr komplex. Trotzdem lässt sich das Grundkonzept des Stabmodells für 2 Hauptträger auch auf die Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern in geringfügig modifizierter Weise anwenden. Die im folgenden vorgestellte Stabmodellierung gilt wieder uneingeschränkt für den offenen Querschnitt und den geschlossenen Kastenquerschnitt sowie für kombinierte Querschnittsformen (Bild B / 1b).

Die nachfolgende Beschreibung der Stabmodelle für Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern ist ähnlich gegliedert wie jene für Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern (B.2.1). Sie ist jedoch kurz gefasst, da weitestgehend dieselbe Vorgehensweise vorliegt, sodass nur die notwendigen Ergänzungen und Änderungen angeführt sind.

B.2.2.1 Basismodell - Ebener Trägerrost

- *Voraussetzungen an die Tragwerksausbildung*

Wie im Abschnitt B.2.1.1 gilt wegen der besseren Übersichtlichkeit vorerst folgende Einschränkung hinsichtlich der konstruktiven Tragwerksausbildung:

- V1: Gerade Balkenbrücke, als Einfeld- oder Durchlaufträger mit konstanter Bauhöhe (keine notwendige Voraussetzung - s. Abschnitt B.2.2.7, nur zur einfacheren Darstellung)
- V2: Querschnittsform nach Bild B / 1b ; einfach symmetrischer Stahl- oder Verbundquerschnitt mit vertikalen Stegen ; Stahlbetonquerschnitte sind grundsätzlich auch möglich
Anm.: Geneigte Stege der äußeren HT werden hier nicht miterfasst; in diesen Fällen ist sinngemäß nach Abschnitt B.2.1 vorzugehen.
- V3: In jeder Lagerachse sind alle Hauptträger gelagert; die Lagerachse verläuft dabei senkrecht zur Brückenlängsachse
Anm.: Grundsätzlich sind nur zwei Lagerpunkte je Lagerachse ausreichend (z.B. nur unter den beiden äußeren HT), s. Abschnitt B.2.2.7
- V4: Annähernd starre Queraussteifungen in den Lagerachsen
Anm.: Schubweiche Queraussteifungen in den Lagerachsen sind noch nicht in ausreichender Anzahl an genauen FE - Modellen kalibriert
- V5: Unbehinderte Verwölbung in den Lagerachsen, da Verwölbungen der Lagerpunkte (Horizontalverschiebungen in Brückenlängsrichtung) nicht abbildbar sind

- *Stabelemente und zutreffende Steifigkeiten*

In Bild B / 28 ist das Basismodell mit allen Einzelstäben und ihren zutreffenden Steifigkeiten für ein Beispiel eines Kastenquerschnittes mit vier Hauptträgern und durchgehenden Queraussteifungen (hier Querverbände - QV) dargestellt. Das im Auflagerbereich nur bis zur ersten Queraussteifung (Achse b) dargestellte Stabmodell ist sinngemäß nach Bild B / 3 für das gesamte Tragwerk zu ergänzen. Erwähnenswert ist, dass sich alle nachfolgend angeführten Stabsteifigkeiten wieder auf die lokalen Stabachsen beziehen (x = Stablängsrichtung, y = horizontale Achse).

Insgesamt wird in Brückenlängsrichtung jeder Hauptträger als Stabzug abgebildet. Mittig dazwischen liegen die Zentralstäbe, sodass sich für dieses Beispiel insgesamt $4 + 3 = 7$ Stabzüge ergeben. Die Verbindung dieser Stabzüge erfolgt durch die Querträgerstabe QT, die in den Achsen der Queraussteifungen verlaufen. Zusätzlich angeordnete Querstäbe QS, die nur an den HT - Stäben angeschlossen sind, können die globale Biegebeanspruchung der Fahrbahnplatte (Verbundtragwerk) bzw. der Querrippe (orthotrope Platte) abbilden (vgl. Bild A / 28). Vereinfacht können alle Stäbe wieder in einer Ebene angeordnet werden.

- Hauptträgerstäbe

Jeder Hauptträger wird durch einen Stab (**HT**), in der Stegebene liegend, abgebildet. Diese Stäbe weisen wiederum nur eine vertikale Biegesteifigkeit I_y und eine vertikale Schubsteifigkeit A_{sz} auf (Fläche $A = 0$). Für die Ermittlung der Biegesteifigkeit I_y kann, als hinreichend genau, die Bruttofläche von Ober- und Untergurt angesehen werden, wobei jeweils die Mittellinie zwischen 2 Hauptträgern (Achse m in Bild B / 28) die Aufteilung auf die einzelnen Hauptträger bestimmt. Die unterschiedliche Höhenlage der äußeren und inneren HT - Stabzüge (Schwerpunktlage S der äußeren HT meist etwas höher) ist meist vernachlässigbar, wie in Bild B / 28 schematisch dargestellt. Bei unterschiedlicher Bauhöhe der HT sollte jedoch die nun deutlich unterschiedliche Höhenlage berücksichtigt werden, wie das Beispiel 9 im Abschnitt C.3 zeigt. Da die QT - Stäbe horizontal verlaufen, sind nun zusätzliche vertikale starre Exzenterstäbe zur Achse der höherliegenden HT - Stäbe notwendig.

Eine genauere Aufteilung von Ober- und Untergurt zu den einzelnen Hauptträgern, sodass infolge symmetrischer Lasten idente Spannungen an Ober- und Untergurt in allen Hauptträgern erreicht werden, wie durch *Hambly* in [59] vorgeschlagen, ist nicht erforderlich.

Für die vertikale Schubsteifigkeit der Hauptträger kann als Schubfläche wieder die Stegfläche angesetzt werden.

Liegt ein Hauptträger in der Symmetrieachse (z. B. Fahrbahnquerschnitt mit 3 HT) übt er auch zusätzlich die Funktion als Zentralstab aus und erhält zusätzlich die gesamte Dehnsteifigkeit A , die gesamte horizontale Biegesteifigkeit I_z sowie die gesamte horizontale Schubsteifigkeit A_{sy} des Fahrbahnquerschnittes. Wenn alternativ dazu alle HT - Stäbe ihre Querschnittsfläche A aufweisen, wird A entsprechend reduziert und I_z entsprechend abgemindert, um die gesamte Horizontalbiegesteifigkeit richtig wiedergeben zu können (vgl. Bild B / 15).

- Zentralstäbe

Wegen unterschiedlicher Zusatzfunktion ist in Bild B / 28 zwischen den "einfachen" Zentralstäben ZS 1, ZS 2 und dem mittleren Zentralstab ZS* unterschieden.

Entgegen dem Stabmodell für Fahrbahnquerschnitte mit zwei HT, das nur einen mittigen Zentralstab zur Abbildung der gesamten St. Venant' schen Torsionssteifigkeit vorsieht, sind nun mehrere Zen-

tralstäbe notwendig, die jeweils mittig zwischen den HT - Stäben verlaufen. Der Grund dafür ist, dass sich infolge der Nachgiebigkeit der Queraussteifungen der Gesamtquerschnitt nicht mehr als Gesamtzelle, sondern eher wie eine Aneinanderreihung von Einzelzellen verhält, wie in Bild B / 29 a für den antisymmetrischen Lastanteil schematisch dargestellt. Deshalb wird **jede Einzelzelle** durch einen **eigenen Zentralstab (ZS)** abgebildet, der nur die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit I_x der jeweiligen Einzelzelle erhält (Berechnung nach Gl. B / 4 mit $e_{HT,i}$ für alle ZS; ZS 1, ZS 2, ZS* in Bild B / 28). Der mittig verlaufende Zentralstab ZS* (nur bei geradzahliger HT - Anzahl) erhält zusätzlich die gesamte Dehnsteifigkeit A , die gesamte horizontale Biegesteifigkeit I_z sowie die gesamte horizontale Schubsteifigkeit A_{sy} des Fahrbahnquerschnittes (Abminderung von A und u. U. auch I_z wenn die HT - Stäbe auch eine Querschnittsfläche A aufweisen, vgl. Bild B / 15).

Im Falle eines offenen Fahrbahnquerschnittes ist nur der mittige Zentralstab ZS* zur Abbildung der horizontalen Biegesteifigkeit I_z erforderlich, die anderen Zentralstäbe können entfallen. Eine Ausnahme bilden Verbundtragwerke, wenn die Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte berücksichtigt werden soll. Nunmehr erhält jeder der Zentralstäbe die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit $I_{x,FB}$ entsprechend Bild B / 14, wobei für die Breite b vereinfacht die Größe $e_{HT,i}$ bei den inneren Zellen (Stab ZS* in Bild B / 28 mit $e_{HT,2}$) und die Größe $b_{FB,a}$ (Bild B / 28) für die äußeren Zellen angesetzt wird (Stab ZS 1, ZS 2). Ergänzend sind Querstäbe QS zur Aktivierung der entsprechenden Torsionssteifigkeit (vgl. Bild B / 14) erforderlich, die jedoch über jedem HT - Stab ein Gelenk erhalten müssen.

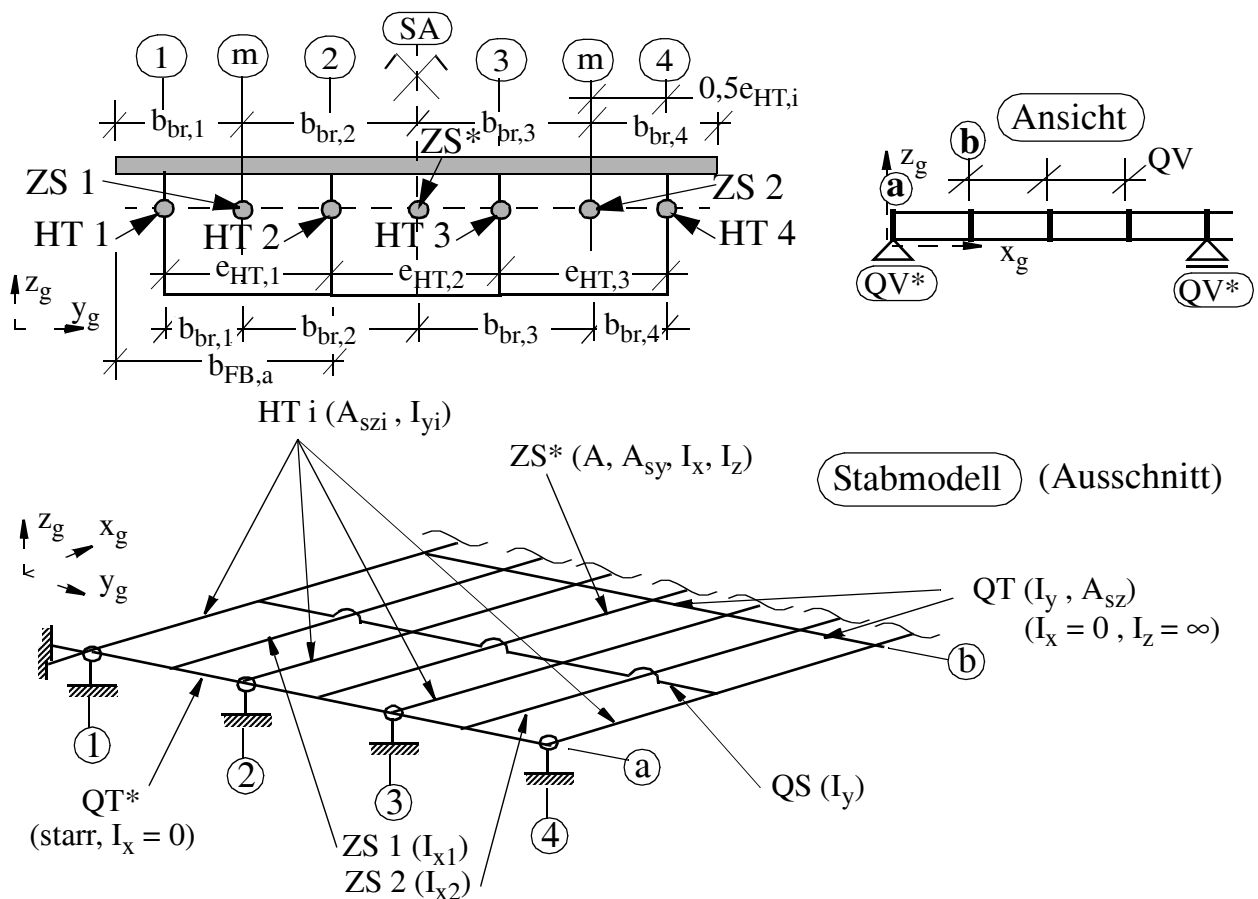


Bild B / 28 Stabmodell für Brückenquerschnitte mit mehreren Hauptträgern ("Basismodell").

- Querträgerstäbe

Wie beim Stabmodell für Fahrbahnquerschnitte mit zwei HT werden die in Brückenlängsrichtung verlaufenden Stabzüge (HT- Stäbe, ZS - Stäbe) durch Querträger - Stäbe (**QT**) verbunden, die alle Arten der Queraussteifung repräsentieren können (Querscheiben, Querverbände, Querrahmen). Nunmehr muss jedoch bei den Zwischenqueraussteifungen - außer der Schubnachgiebigkeit in Form der Schubfläche A_{sz} - auch die Biegesteifigkeit I_y miterfasst werden, wegen der zusätzlichen Biegebeanspruchung in den Queraussteifungen (Bild B / 29 b). Die Querträgerstäbe in den Lagerachsen können demgegenüber als starr, jedoch ohne Torsionssteifigkeit I_x , angesehen werden (QT*, Bild B / 28).

Zur Ermittlung der Steifigkeiten der Querträgerstäbe (QT) im Stabmodell sowie der an die Systemberechnung anschließenden Beanspruchungsermittlung der durch sie repräsentierten Queraussteifung ist im Einzelfall zu entscheiden, ob dazu ein separates lokales (ebenes) Modell der Queraussteifung erforderlich wird oder auf aufbereitete Lösungen für einfache Grundfälle zurückgegriffen werden kann (vgl. Bild B / 6 für Querverbände und B / 32 für Querrahmen). Im ersteren Fall ist es meist ausreichend anstatt der gesamten Queraussteifung jede Einzelzelle isoliert zu betrachten (vgl. Bild B / 32)

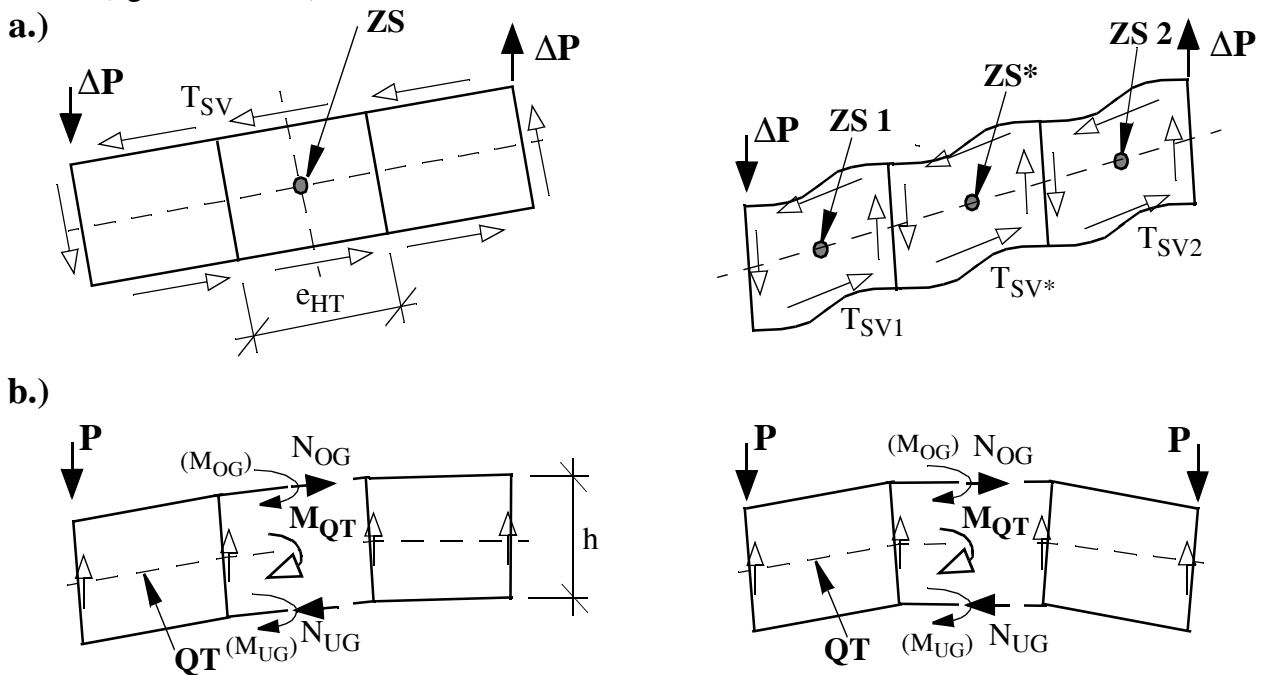


Bild B / 29 Erfassung der a.) St. Venant' schen Torsionssteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes und b.) Biegesteifigkeit der Queraussteifung.

Bei der Ermittlung der Steifigkeiten der Querträger - Stäbe (**QT**) sind folgende Besonderheiten zu beachten:

- Die Dehnsteifigkeit von Ober- und Untergurt in Brückenquerrichtung (Bild B / 29 b) führt zur Ersatzbiegesteifigkeit des Querstabes (I_y) in der Querverbandsebene, wobei die Fahrbahnplatte und das Untergurtblech in Form effektiver Breiten miterfasst wird, wie in Bild B / 32 a schematisch dargestellt (die dabei vernachlässigte Biegesteifigkeit von Ober- und Untergurt kann im Einzelfall mitberücksichtigt werden). Diese effektiven Breiten sind jedoch belastungsabhängig, da die Queraussteifungen durch die HT nur nachgiebig gestützt sind, wie in Bild B / 29 b angedeutet. Als Richtwert zu deren Ermittlung kann vereinfacht von einer äquivalenten Stützweite der Queraussteifungen in der Größenordnung des Abstandes der äußeren HT ausgegangen werden (Größe $3e_{HT}$ in

Bild B / 29). Bei offenen Querschnitten bzw. Kastenquerschnitten mit unteren Verbänden ist am Untergurt die Fläche des entsprechenden Verbandspfostens anzusetzen. Wie das Bild B 32 a (rechts) andeutet, ist die Ermittlung der Biegesteifigkeit I_y des Querstabes eine alleinige Querschnittswertberechnung.

Wenn bei Verbundtragwerken der stählerne Querträger, als Teil der Queraussteifung, mit der Fahrbahnplatte kontinuierlich verbunden ist, kann dieser Verbundträger bei der Steifigkeitsermittlung durch einen äquivalenten Ersatzträger (vgl. Bild B / 4) ersetzt werden (auch in einem lokalen Modell für die Queraussteifung).

- Wenn die Querträgerstäbe starr an HT - und ZS - Stäbe anschließen, ist für die Querträgerstäbe am besten wieder $I_x = 0$ (Torsionssteifigkeit) und $I_z \approx \infty$ zu setzen.

- Gegenüber dem Querschnitt mit zwei Hauptträgern ist die Ermittlung der vertikalen Schubsteifigkeit und der zugehörigen Beanspruchung der Queraussteifungen (Korrekturfaktoren $f_{ld} = 0,5$ bzw. $f_{st} = 2$ bei vertikalen Stegen - vgl. Abschnitt B.2.1.1) nun wesentlich komplexer und für jede Einzelzelle unterschiedlich, wegen der zusätzlichen Abhängigkeit von der Gesamtbelastung. Im Grenzfall der symmetrischen Verkehrsbelastung nur der beiden äußeren HT, die bei annähernd starren Queraussteifungen zu keinen St. Venant' schen Torsionsmomenten in den Einzelzellen führt, entspricht die Querkraft V im Stabmodell direkt der Querkraft V^* an der Queraussteifung. Dies führt auf $f_{ld} = f_{st} = 1,0$. Die genaue Ermittlung der Korrekturfaktoren ist in Bild B / 31 b dargestellt. Sie setzt die Kenntnis der Querkraft im QT - Stab der Queraussteifung zwischen den beiden betrachteten HT voraus, sowie das an dieser Einzelzelle abgesetzte Torsionsmoment ΔM_x . Letzteres kann aus der Differenz der anschließenden Zentralstäbe erhalten werden, oder als Differenz der Querträgerstäbe am Zentralstab (vgl. Bild B / 35). Wie Vergleichsrechnungen zeigten, ist es hinsichtlich der Schubsteifigkeit hinreichend genau von der isolierten Queraussteifung ($f_{st} = 1,0$) auszugehen. Dies bedeutet, dass die Vertikalverformung der isolierten Queraussteifung unmittelbar zur Ermittlung der Schubfläche A_s herangezogen wird.

Für Querverbände kann die Formel für t^* in Bild B / 6 für jede Einzelzelle Verwendung finden, sodass sich die zugehörige Schubfläche $A_{sz} = h \cdot t^*$ für die beiden zugehörigen QT - Stäbe ergibt (Bild B / 35 b).

Bei Querrahmen ist bei der Ermittlung der Schubsteifigkeit der Querträgerstäbe, anstatt der Betrachtung einer isolierten Einzelzelle nach Bild B / 6, zutreffender vereinfacht von den Momentenverläufen nach Bild B / 32 b im Querrahmen auszugehen. Die Integration der angeführten Momente und Steifigkeiten der einzelnen Stäbe (Prinzip der virtuellen Arbeit) führt zur gesuchten Vertikalverformung Δ jeder Einzelzelle infolge der Querkraftbeanspruchung $V_{ges} = 1$. Daraus ergibt sich die angeführte Formel für die Schubsteifigkeit A_{sz} der Querträgerstäbe in jedem Einzelzellenbereich.

Wird die Schubsteifigkeit genauer an einem lokalen Modell der gesamten Queraussteifung abgeleitet, wie schematisch in Bild B / 32 c dargestellt, ist zu beachten, dass die Dehnung von Ober- und Untergurt nicht ungewollt die gesuchten relativen Vertikalverformungen Δ zwischen den einzelnen HT - Achsen erhöht. Daher ist entweder die Belastung ΔP isoliert für jede Einzelzelle aufzubringen (linkes Teilbild), oder bei der alleinigen Belastung ΔP der äußeren HT wird die Dehnsteifigkeit von Ober- und Untergurt sehr hoch gesetzt (alternativ kann auch jeder Rahmenknoten horizontal unverschieblich gelagert werden, sodass nahezu keine Normalkräfte entstehen).

Die Anwendung ist, wie das Beispiel 8 in Abschnitt C.3 zeigt, auch auf Stahlbetonquerschnitte - ohne eigentliche Zwischenqueraussteifungen - möglich. In diesem Falle stellt der Fahrbahnquerschnitt selbst einen kontinuierlichen Querrahmen dar, der im Stabmodell durch diskrete Querstäbe ersetzt wird.

- Zusatzquerstäbe

Die Querträger von orthotropen Platten oder Verbundbrücken können im Stabmodell durch zusätzliche Querstäbe (QS) abgebildet werden, wenn deren globale Biegebeanspruchung mitabgebildet werden soll (Bild A / 28). Ihre Schubsteifigkeit kann in der Regel unberücksichtigt bleiben, ansonst wird wie für die HT die Stegfläche als Schubfläche A_{sz} angesetzt. Entsprechend ihrem Biegeverhalten wird - ähnlich wie für die Queraussteifungen - eine effektive, mitwirkende Fahrbahnbreite angesetzt. Zu beachten ist, dass diese Querstäbe nur an die Hauptträgerstäbe, nicht jedoch an die Zentralstäbe, anzuschließen sind (s. Bild B / 28) sodass keine unzutreffenden Kraftwirkungen entstehen. Daher erhalten sie auch nur eine Biegesteifigkeit I_y ($I_x = I_z = 0$). Diese Ersatzstäbe QS der Querträger können ohne Exzentrizität zu den Hauptträgern angeordnet werden, da ja nur die Biegebeanspruchung infolge ungleichmäßiger, vertikaler Hauptträgerdurchbiegungen abgebildet werden muss. Eine exzentrische Anordnung bringt keine Erhöhung der Genauigkeit, sondern führt vielmehr zur Gefahr von zusätzlichen, unplanmäßigen Normalkraftbeanspruchungen in den Querstäben. Wirkt der Querträger mit der Fahrbahnplatte im Verbund ist die Biegesteifigkeit I_y des Ersatzträgers anzusetzen (vgl. Bild B / 4).

Einen **Sonderfall** bilden dabei **Querträger, die mit der Fahrbahnplatte nicht im Verbund** wirken (Bild B / 30). Hier wirkt die Verbundplatte als Überspannung, sodass im Zusammenwirken des Stahlträgers mit der Betonplatte die globale Biegesteifigkeit wesentlich größer ist, als jene des isolierten Stahlträgers. Auch hier ist es empfehlenswert, die Wirkung von Stahlträger und Fahrbahnplatte im Stabmodell global mit einem Ersatzträger – in der Ebene der sonstigen Fahrbahnstäbe – zu erfassen. Eine getrennte Abbildung in einem lokalen, ebenen Modell ist zusätzlich mitunter notwendig, um die globale Biegesteifigkeit des Ersatzstabes zutreffend abzuleiten (aus Verdrehung ϕ infolge des globalen Momentes M in Bild B / 30) und um die örtlichen Beanspruchungen, wie die Normalkraftbeanspruchung im Stahlträger und Fahrbahnplatte (N_{FB} , N_{QT}), die Verbundkräfte im Bereich der Hauptträger und auch Kriech- und Schwindeffekte, richtig zu erfassen. Eine alternative, getrennte Abbildung von Fahrbahnplatte und Stahlquerträger mit vertikalen Exzenterstäben in den HT - Achsen direkt im globalen Modell, mit exzentrischer Lage zu den sonstigen Fahrbahnstäben, birgt die Gefahr von leicht zu übersehenden, unplanmäßigen Umlagerungen des globalen Schnittkraftverlaufes. Dem Überschreiten der Zugfestigkeit der Fahrbahnplatte ist bei der Steifigkeitsermittlung Rechnung zu tragen, wobei im Zweifelsfall eine isolierte Berechnung mit oberem und unterem Grenzwert zur Biegesteifigkeit I_y des Querstabes QS am zielführendsten ist.

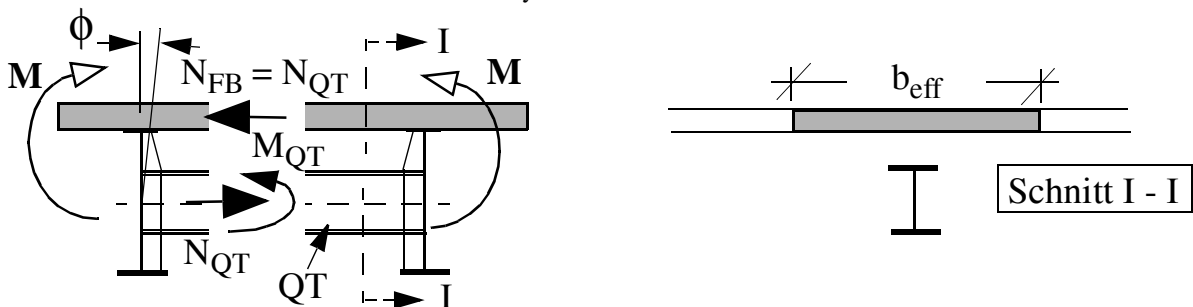


Bild B / 30 Sonderfälle der Queraussteifung; Querträger ohne durchgehenden Verbund zur Fahrbahnplatte.

Auch die globale Biegung von Betonfahrbahnplatten in Brückenquerrichtung kann in gleicher Weise durch zusätzliche diskrete Stäbe (QS) - beispielsweise für eine Breite der Platte von 1 m (in Brückenlängsrichtung) - miterfasst werden. Hier muss jedoch beim Ansatz der Biegesteifigkeit die mögliche Reduktion, infolge Überschreitens der Betonzugfestigkeit, gegebenenfalls miterfasst werden. Dies ist insbesondere dann notwendig, wenn ansonst die stählernen Querträger bzw. Querverbände

deutlich entlastet werden. Hier ist oft auch eine isolierte Berechnung mit 2 Annahmen von I_y (Zustand I bzw. II) sinnvoll.

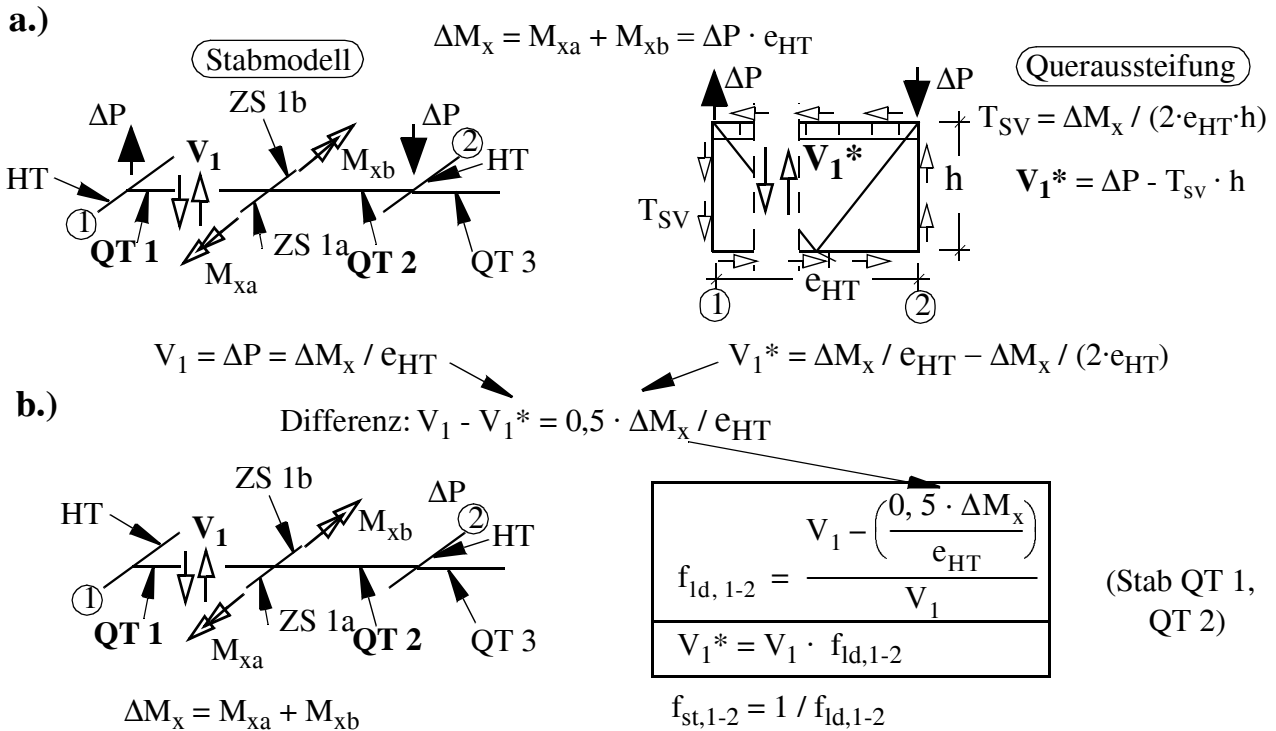


Bild B / 31 Korrektur der Schubbeanspruchung der Queraussteifungen; a.) Einzelzelle unter Torsionsbeanspruchung ΔM_x , b.) allgemeine Vorgehensweise am Beispiel des Abschnittes 1 bis 2.

• *Praktische Hinweise und Zusatzerläuterungen*

- Bei Fahrbahnquerschnitten mit drei Hauptträgern kann es ausreichend sein, anstatt die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit beiden Einzelzellen mittels Zentralstäben separat abzubilden, nur jene der Gesamtzelle zu erfassen (Anwendung von Gl. B / 4 auf die Gesamtzelle, d. h. die Größen e_{HT} und e_u sind zu verdoppeln). Damit kann die Funktion des Zentralstabes dem mittigen HT - Stabzug zugewiesen werden, sodass nur drei HT - Stabzüge im Stabmodell anzusetzen sind, wie schematisch in Bild B / 33 dargestellt.
- Alternativ zum vorgeschlagenen Stabmodell bei mehreren HT verzichtet *Hambly* in [59] auf Zentralstäbe und weist die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit der Einzelzellen direkt den HT - Stäben zu, wobei die äußeren HT davon 50 % erhalten. Damit ergeben sich nun auch unzutreffende Einspannmomente der Querverbandsstäbe in die äußeren HT. Bei annähernd starren Queraussteifungen ergeben sich ähnliche Ergebnisse zum vorgeschlagenen Stabmodell [0], wobei jedoch bei der Beanspruchungsermittlung nach [59] gesonderte Überlegungen notwendig sind.

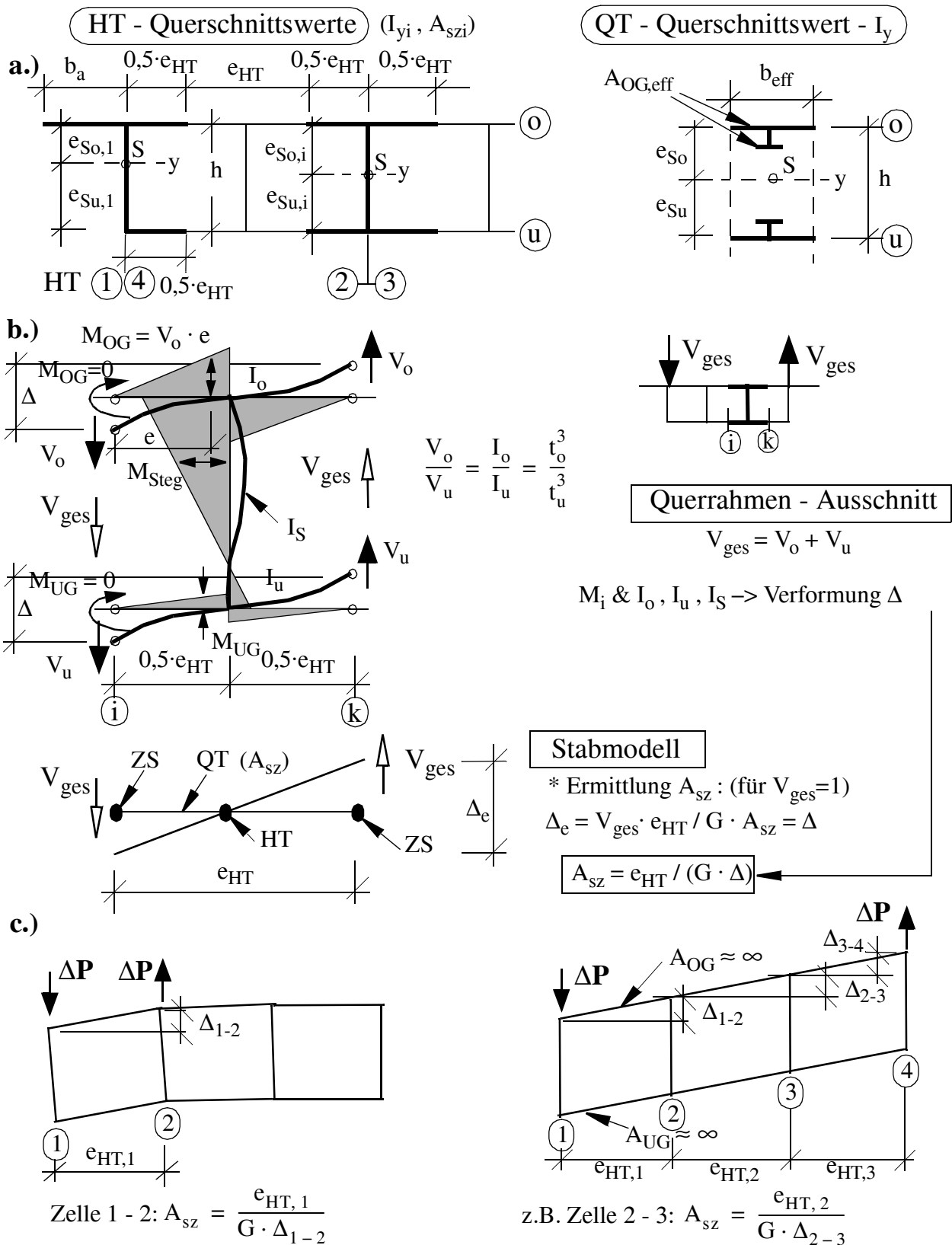


Bild B / 32 Fahrbahnquerschnitt mit 4 HT und Querrahmen. a.) Biegesteifigkeiten I_y für HT - und QT - Stäbe, b.) Vereinfachte Ermittlung der zutreffenden Schubsteifigkeit der QT - Stäbe, c.) Ermittlung der Schubsteifigkeit anhand lokaler Modelle.

- Der zusätzliche Ansatz der St. Venant' schen Torsionssteifigkeit bei den Queraussteifungen, wie von *Hambly* in [59] vorgeschlagen, bleibt unberücksichtigt. Dies deshalb, da diese nur bei vollwandigen Querscheiben auch tatsächlich gegeben ist. Darüberhinaus ist diese Torsionssteifigkeit in Brückenquerrichtung - bedingt durch die deutlich größere Längserstreckung gegenüber der Brückenbreite - kaum aktivierbar.

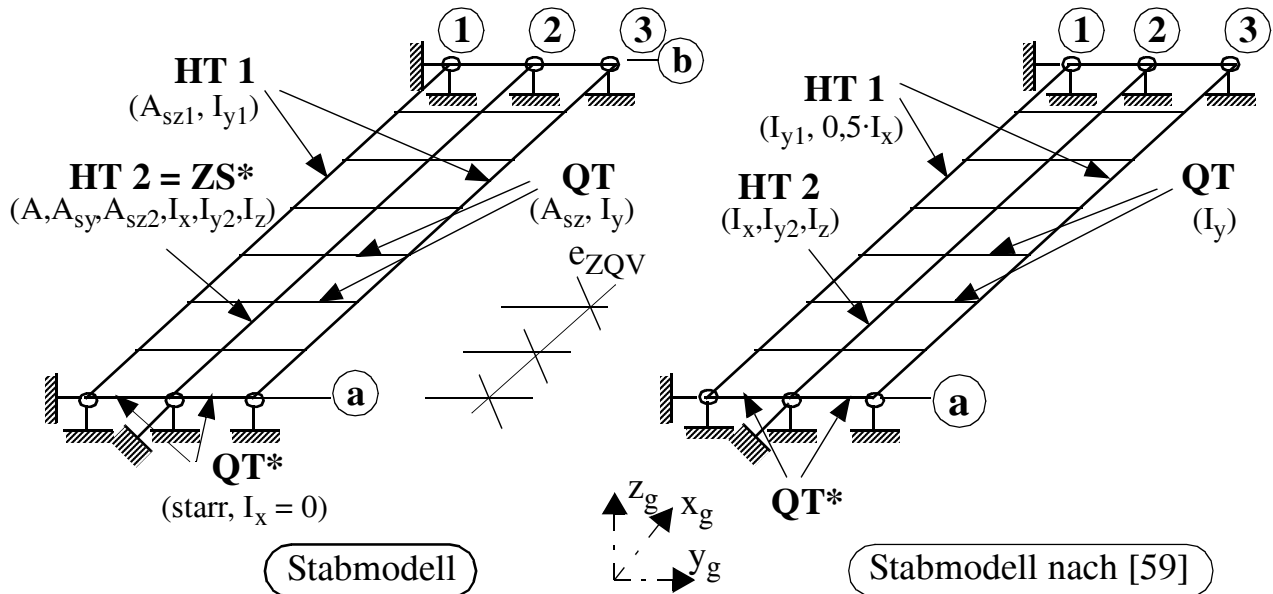


Bild B / 33 Vereinfachte Stabmodelle im Falle von drei Hauptträgern.

- Im Gegensatz zum Stabmodell für Fahrbahnquerschnitte mit 2 HT, erhält der mittige Zentralstab ZS* keine fiktive vertikale Biegesteifigkeit (ΔI_y nach Bild B / 14), da die Summe der Biegesteifigkeiten aller HT immer der Gesamtbiegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnitts entspricht.

- Querstäbe (QS) dienen zur Abbildung von Fahrbahnquerträgern (einschließlich der Sonderfälle, z. B. nach Bild B / 30), wogegen Querträgerstäbe (QT) darüberhinaus die gesamte Queraussteifung (Querverbände, Querrahmen) - einschließlich des Fahrbahnquerträgers - abbilden.

- Die Unterscheidung zwischen schubweichen Querträgerstäben (QT) und meist schubstarreren Querstäben (QS) im Stabmodell ist primär beim Kastenquerschnitt bedeutend. Alle Queraussteifungen die in der Lage sind ein angreifendes Torsionsmoment in einen St. Venant' schen Schubfluss T_{sv} für die Einzelzellen umzuwandeln (vgl. Bild B / 29 a) werden als QT - Stäbe abgebildet und auch mit den ZS - Stäben verbunden. Dies bedeutet, dass zwischen 2 HT - Stäben immer 2 QT - Stäbe (vgl. Bild B / 35), jedoch nur 1 QS - Stab, erforderlich werden.

Bei offenen Fahrbahnquerschnitten kann auf die Abbildung der St. Venant' schen Torsionssteifigkeit verzichtet werden und alle ZS - Stäbe, mit Ausnahme von jenem in der Symmetrieachse (ZS*), entfallen, sodass sich auch die Anzahl der QT - Stäbe deutlich reduziert, da sie nun auch von HT zu HT reichen. Sind dabei alle Fahrbahnquerträger ident ausgebildet (keine Querverbände), verschwindet auch die Unterscheidung in QT - und QS - Stäbe.

(Anm.: Eine Ausnahme bilden hier Verbundbrücken mit offenem Fahrbahnquerschnitt, wenn die Torsionssteifigkeit ihrer Fahrbahnplatte weiterhin durch die ZS - Stäbe abgebildet werden soll. Genaugenommen sollten diese Zentralstäbe nun durch eigene starre Querstäbe, die in jeder HT - Achse ein Gelenk erhalten, an die HT - Stäbe angeschlossen werden. Vereinfacht kann diese Funktion auch den QT - und QS - Stäben zugewiesen werden, wobei sich dann deren Anzahl verdoppelt da jeweils zwei Stäbe zwischen zwei HT - Stäben notwendig werden).

Wenn Querverbände auch Fahrbahnquerträger mit nennenswerter Biegesteifigkeit aufweisen, ist auch eine Abbildung mit QT - und QS - Stäben, unmittelbar nebeneinander, möglich. Die Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerträgers wird nun durch den QS - Stab abgebildet und dessen Dehnsteifigkeit ist in der Biegesteifigkeit des QT - Stabes mitgehalten. Ein diesbezügliches Beispiel findet sich im Abschnitt C (Beispiel 9 im Abschnitt C.3).

QT - und QS - Stäbe erhalten aus Gründen der Stabilität des Gleichungssystems zusätzlich meist eine Fläche A (da die HT - Stäbe kein I_z besitzen). Als Kontrolle der richtigen Modellierung sollten sich im Zuge der Systemberechnung keine nennenswerten Normalkräfte in den QT - und QS - Stäben ergeben.

B.2.2.2 Erweitertes Basismodell - Ebener Trägerrost mit Rahmen in den Lagerachsen

- *Voraussetzung an die Tragwerksausbildung*

V1 - V4: wie bei Basismodell (s. B.2.2.1)

V5: Verwölbung in den Lagerachsen wird für horizontale und vertikale Belastung annähernd zutreffend abgebildet, sodass auch alle Lagerkräfte (vertikal, horizontal längs und quer) in ihrer Größenordnung richtig wiedergegeben werden.

Anmerkung: Infolge der geringen Lagerlängsverschiebung, die teilweise in der Größenordnung des Lagerspiels liegen, ist eine genaue Berechnung nicht mehr möglich (vgl. Abschnitt A.3.5)

- *Stabelemente und zutreffende Steifigkeiten*

Das erweiterte Stabmodell entspricht prinzipiell jenem, das in Bild B / 7 für Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern dargestellt ist. Nunmehr erfolgt bei allen gelagerten Hauptträgern die dort für Achse 1 und 2 dargestellte Ergänzung mit vertikalen Stäben.

B.2.2.3 Aufbringung der Belastung

Die Vertikallasten werden wieder ohne Exzentrizität unmittelbar auf die HT - Stäbe aufgebracht. Zur Ermittlung der zutreffenden "Auflagerkräfte" der Fahrbahnplatte in den einzelnen HT - Achsen kann dabei vom System des starr gestützten Durchlaufträgers ausgegangen werden, wie in Bild B / 34 beispielhaft gezeigt (Variante 1, Verkehrslast P nur für 1 Fahrspur eingetragen). Eine hinreichend genaue Näherung ergibt sich durch die Einführung von Gelenken in den HT - Achsen (in Achse 2 und 3 im Bild), sodass sich die Auflagerkräfte direkt aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben (Variante 2).

Um die Ermittlung dieser "Lagerkräfte" A_{HTi} der Fahrbahnplatte zu vermeiden, können auch direkt die Querstäbe QS, die auch zur Abbildung der globalen Biegebeanspruchung der Querträger bzw. der Fahrbahnplatte (Verbundtragwerk) in Brückenquerrichtung dienen, herangezogen werden. In diesem Fall wird die Vertikalbelastung unmittelbar auf diesen Querstäben aufgebracht, wobei hier auch von resultierenden Einzellasten in Brückenquerrichtung für jede Fahrspur ausgegangen werden kann. Die lokale Biegebeanspruchung der Querstäbe muss jedoch dann separat korrigiert und ergänzt werden (vgl. Bild A / 25).

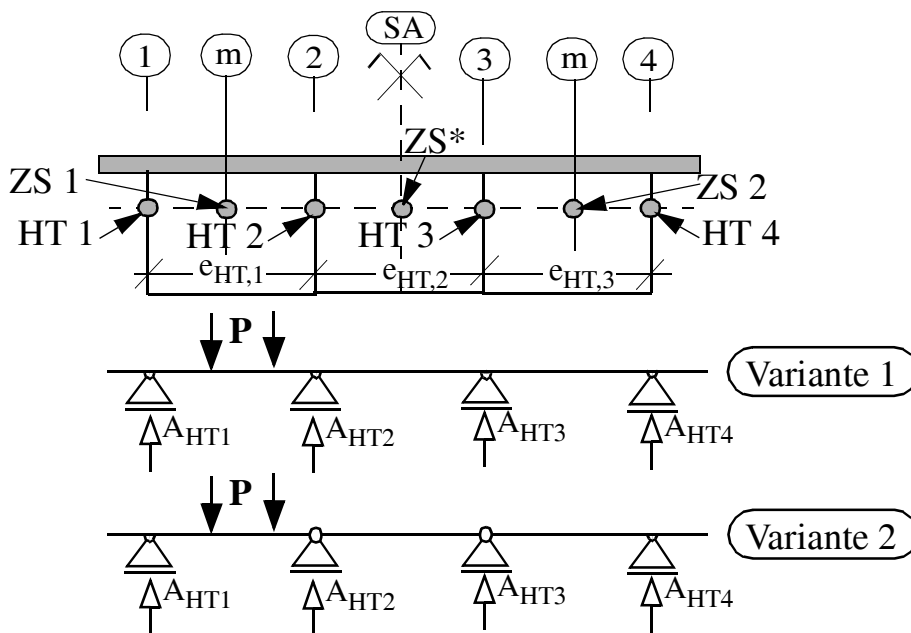


Bild B / 34 Ermittlung der Vertikallasten A_{HTi} für die einzelnen HT i , infolge der vertikalen Fahrbahnlasten ($P =$ Verkehrslast für 1 Fahrspur).

Die Horizontallasten in Brückenquerrichtung werden wie beim Stabmodell für Brückenquerschnitte mit zwei Hauptträgern am mittigen Zentralstab ZS^* in den Achsen der Queraussteifungen als horizontale Einzellasten P_h angesetzt (vgl. Bild B / 9). Die gleichzeitige Torsionswirkung am Fahrbahnquerschnitt - mit Bezug zum Schubmittelpunkt M des Fahrbahnquerschnitts - wird wieder durch entsprechende Vertikalkräfte an den Hauptträgern erfasst, deren Größe proportional zum Abstand zur Querschnittsmitte ist. Vereinfacht wird die Belastung nur an den beiden äußeren HT analog zu Bild B / 9 angesetzt, d. h. in Bild B / 9 ist bei der Ermittlung von P_v der Abstand der äußeren Hauptträger anstatt dem Abstand e_{HT} einzusetzen.

Die zusätzliche lokale Beanspruchung der Queraussteifungen sowie die lokale Wirkung der Horizontallasten zwischen den Queraussteifungen muss separat erfasst werden, wobei die Überlegungen nach Bild B / 10 sinngemäß anzuwenden sind.

B.2.2.4 Schnittkraft - und Spannungsermittlung für die Einzelbauteile

Die Schnittkraft- und Spannungsermittlung erfolgt weitestgehend wie für das Stabmodell des Fahrbahnquerschnittes mit zwei Hauptträgern im Abschnitt B.2.1.4 dargestellt. Hier werden nur jene Besonderheiten angeführt, die von der dort dargestellten Vorgehensweise abweichen.

• *Fahrbahnquerschnitt*

In Bild B / 35 sind beispielhaft für einen Fahrbahnquerschnitt mit 4 HT die Schnittkräfte an allen Stabzügen in Brückenlängsrichtung (HT, ZS) dargestellt, die als Basis der Spannungsberechnung für den Fahrbahnquerschnitt an einer bestimmten Stelle x dienen. Der Index bei den Schnittkräften bezieht sich auf den betrachteten Stabzug (z. B. M_{y1} für HT 1). Die Schnittkräfte des mittigen Zentralstabes ZS^* weisen keine diesbezüglichen Indizes auf.

Zu beachten ist, dass der Zentralstab ZS^* nun keine Biegemomente M_y aufweist (vgl. Gl. B / 5 und 7). Dieser Stab ZS^* weist die gesamte Normalkraft N auf, da hier wieder vorausgesetzt ist, dass der Zentralstab ZS^* die gesamte Dehnsteifigkeit des Fahrbahnquerschnitts aufweist (Bild B / 28). Wird alternativ dazu jedem der einzelnen HT - Stäbe i ihre Fläche A_i zugewiesen (ZS^* erhält nun keine Fläche A), ergeben sich auch Normalkräfte N_i in den einzelnen HT - Stäben i (vgl. Bild B / 15).

Die Zentralstäbe $ZS 1$ und $ZS 2$ weisen nur die St. Venant' schen Torsionsmomente M_{xi} , der durch sie repräsentierten Einzelzellen, auf (z. B. $ZS 1$ für Einzelzelle zwischen HT 1 und 2).

- Längsnormalspannungen σ :

Die Berechnung erfolgt wieder isoliert für jeden HT i am Ober- und Untergurt (Achse o, u) mit seinem entsprechenden Moment M_{yi} . Die Ergebnisse gelten immer in der Stegachse, d. h. in Achse 1 bis 4 für das Beispiel in Bild B / 35 bei vertikalen Stegen. Bei geneigten Stegen des äußeren HT werden für dessen Untergurt die Spannungen in der Achse durch die Stegunterkante erhalten.

Aufgrund vergleichender FE - Berechnungen wird folgende Vorgehensweise für die Praxis vorgeschlagen, die hinreichend genaue Ergebnisse liefert:

1.) Wenn der Shear lag Effekt für die Spannungsberechnung signifikant ist (große b_i / L Verhältnisse, wobei $b_i = e_{HT,i} / 2$ entspricht; dies ist in der Praxis nur selten der Fall) sollte die entsprechende wirk-same Breite der Normenwerke b_{eff}^* für den Querschnittsnachweis als Basis dienen. Für diesen HT - Querschnitt i wird nun wieder eine horizontale Hauptachse unterstellt und das Trägheitsmoment I_{yi}^* sowie die Randabstände e_{Soi}^* , e_{Sui}^* ermittelt (ähnlich wie in Bild B / 11c). Für Punkt Io ergibt sich beispielsweise die Gesamtspannung σ_{1o} , ähnlich wie nach Gl. B / 5, zu:

$$\sigma_{1o} = \frac{M_{y1}}{I_{y1}^*} \cdot e_{So1}^* + \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 15})$$

Die beiden letzten Anteile entsprechen jenen in Gleichung B / 5 und berücksichtigen die Normal-kraft und die horizontale Biegebeanspruchung des Gesamtquerschnitts. Diese Schnittkräfte (N , M_z) liefert der Zentralstab ZS^* , die entsprechenden Querschnittswerte (Gesamtfläche A , Widerstand-moment W_{1o} für Punkt Io) sind ebenfalls am Gesamtquerschnitt zu ermitteln. Dabei kann meist der Bruttoquerschnitt angesetzt werden, da der Shear lag Effekt vernachlässigbar ist.

- Anmerkung: Wird die Dehnsteifigkeit im Stabmodell den einzelnen HT - Stäben zugewiesen, so ist das vorletzte Glied in Gl. B / 15 wieder durch die Größe N_i / A_i zu ersetzen (vgl. Abschnitt B.2.1.5, Punkt 2)

2.) Wenn der Shear lag Effekt für die Spannungsberechnung vernachlässigbar ist, d. h. wenn $b_{eff,i} \sim b_{br,i}$ gilt, kann nun direkt mit den Querschnittswerten des HT - Bruttoquerschnitts gerechnet werden, der auch für die Systemberechnung verwendet wird. Die aufwändige Korrektur bei Fahrbahnquer-schnitten mit 2 HT, entsprechend Gl. B / 6, kann entfallen, sodass nun gilt:

$$\sigma_{1o} = \frac{M_{y1}}{I_{y,br1}} \cdot e_{So,br1} + \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{z1}} \quad (\text{Gl. B / 16})$$

- Anmerkung: Wird die Dehnsteifigkeit im Stabmodell den einzelnen HT - Stäben zugewiesen, so ist das vorletzte Glied in Gl. B / 15 wieder durch die Größe N_i / A_i zu ersetzen (vgl. Abschnitt B.2.1.5, Punkt 2)

Schubspannungen τ im HT - Steg:

Wird wieder von der vereinfachten Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung über die Steghöhe ausgegangen, ergibt sich beispielhaft für den äußeren Hauptträger 1, wobei hier noch ein geneigter Steg miterfasst ist:

$$\tau_{1, \text{Steg}} = \frac{V_{z1} / \sin \alpha_S}{A_{\text{Steg}1}} + \frac{M_{x1}}{2 \cdot h \cdot \left(\frac{e_{\text{HT},1} + e_u}{2} \right) \cdot t_{s1}} \quad (\text{Gl. B / 17})$$

Einziger Unterschied zu Gl. B / 8, für den Fall eines Fahrbahnquerschnitts mit 2 HT, ist nun, dass das Torsionsmoment M_{x1} des direkt benachbarten Zentralstabes (ZS 1) anzusetzen ist. Die Querschnittswerte im Nennerausdruck stellen die Größen der entsprechenden Einzelzelle dar ($e_{\text{HT},1}$ entspricht dem Abstand der HT 1 und 2 am Obergurt, e_u jenem am Untergurt). Der erste Anteil beinhaltet die resultierende Querkraft im HT - Stab. Der Winkel α_S stellt den Neigungswinkel des Steges zur Horizontalen dar, die Fläche $A_{\text{Steg}1}$ entspricht der Stegfläche des Hauptträgers 1 und t_{s1} ist dessen Stegdicke.

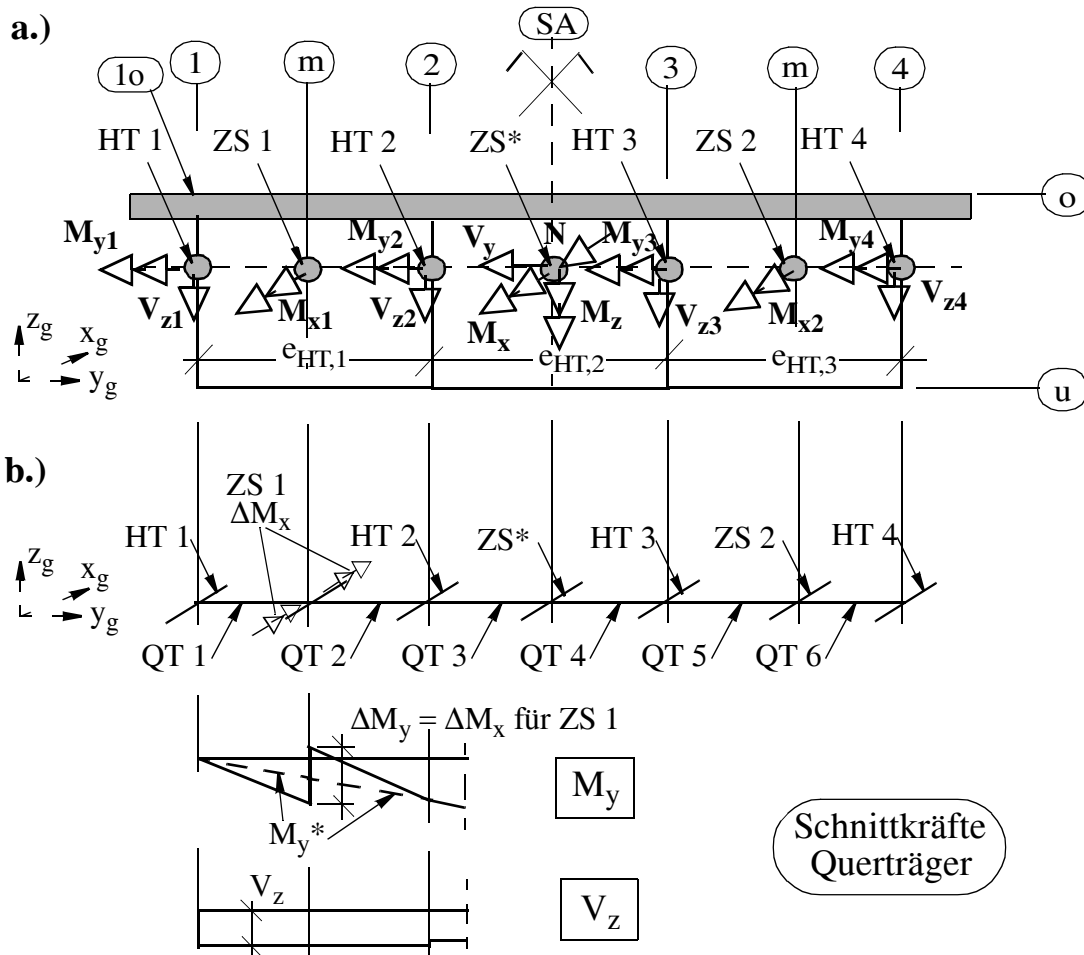


Bild B / 35 Schnittkräfte im Stabmodell; a.) Hauptträger und Zentralstäbe, b.) Querträgerstäbe

Wenn der Abfall der Schubspannungen infolge der Querkraft V_{z1} an der Stegob- bzw. Stegunterkante berücksichtigt werden soll (Auslegung der Halskehlnähte, Vergleichsspannungsnachweis mit σ), so kann anstatt des ersten Anteiles jener nach Gleichung B / 9 angesetzt werden.

Für die inneren Hauptträger ist zu beachten, dass die Schubspannungen aus St. Venant' scher Torsion aus beiden anliegenden Zellen resultieren, sodass die Torsionsmomente beider benachbarter Zentralstäbe einfließen. Gleicher Wirkungssinn dieser Momente führt jedoch zu unterschiedlichen Vorzeichen der Schubspannung (vgl. Bild B/ 29 a), sodass beispielsweise für HT 2 in Bild B / 35 gilt (vertikale Stege vorausgesetzt):

$$\tau_{2, \text{Steg}} = \frac{V_{z2}}{A_{\text{Steg}2}} - \frac{M_{x1}}{2 \cdot h \cdot e_{\text{HT},1} \cdot t_{s2}} + \frac{M_x}{2 \cdot h \cdot e_{\text{HT},2} \cdot t_{s2}} \quad (\text{Gl. B / 18})$$

Der zweite Anteil entspricht der Torsionsbelastung der Einzelzelle HT 1 - 2, sodass M_{x1} das Torsionsmoment des Zentralstabes ZS 1 darstellt und $e_{\text{HT},1}$ den diesbezüglichen Abstand. Der letzte Anteil entspricht der Torsionsbelastung der Einzelzelle HT 2 - 3 mit M_x des Zentralstabes ZS* und $e_{\text{HT},2}$ als diesbezüglichen Abstand.

- Schubspannungen τ im Obergurt- und Untergurtblech:

Diesbezüglich gelten dieselben Ansätze wie in B.2.1.4 dargestellt.

Für die Schubspannungen aus der St. Venant' schen Torsion können die Gleichungen B / 10 und 11 weiter angewendet werden, wobei jede Einzelzelle isoliert zu betrachten ist mit M_{xi} des entsprechenden Zentralstabes und dem entsprechenden HT Abstand $e_{\text{HT},i}$.

Beispielsweise ergibt sich als resultierende Schubkraft $T_{\text{sv,u}}$ des Fahrbahnquerschnittes nach Bild B / 35 für den unteren Verband nach Gleichung B / 10:

- Verband zwischen HT 1 und 2: $T_{\text{sv,u}} = M_{x1} / 2 \cdot h$; mit M_{x1} des Zentralstabs ZS 1
- Verband zwischen HT 2 und 3: $T_{\text{sv,u}} = M_x / 2 \cdot h$; mit M_x des Zentralstabs ZS*

• Beanspruchungen der Zwischenqueraussteifungen

Im Gegensatz zu den Queraussteifungen bei Fahrbahnquerschnitten mit 2 Hauptträgern sind nun nicht nur die Querkräfte V , sondern auch die Biegemomente M_y , in den QT - Stäben als Basis der Beanspruchungsermittlung erforderlich.

In Bild B / 35 ist der typische Schnittkraftverlauf in den QT - Stäben qualitativ dargestellt. Die Biegemomente M_y weisen Sprünge an den Zentralstäben auf, wobei die Größen ΔM_y aus der Differenz der beiden QT - Stabenden (QT 1 und QT 2 in Bild B / 35) direkt dem an dieser Queraussteifung abgesetzten Torsionsmoment der entsprechenden Einzelzelle entsprechen (ΔM_{x1} der beiden Zentralstäbe ZS 1 an der Queraussteifung). Für die Bemessung sind an den Sprungstellen die Mittelwerte maßgebend (Verlauf M_y^* in Bild B / 35), meist ist es jedoch ausreichend die Werte in den HT - Achsen linear miteinander zu verbinden.

Im Gegensatz dazu liegen die Sprungstellen der Querkraftverläufe in den HT - Achsen. Zwischen den HT ist die Querkraft konstant, d. h. die Querkräfte in den beiden entsprechenden QT - Stäben sind ident (z. B. QT 1 und QT 2).

- Normalspannungen σ_y aus globaler Biegung

Aus dem Biegemoment M_y^* im QT - Stab werden, wie in Bild B / 29 b angedeutet, die Normalkräfte im Ober- und Untergurt erhalten. Die Normalspannungen σ_y in Brückenquerrichtung ergeben sich durch Bezug auf die entsprechende wirksame Fläche (vgl. Bild B / 32) somit nach Gl. B / 19 für den Obergurt:

$$\sigma_{y, \text{OG}} = \frac{M_y^*}{h \cdot A_{\text{OG, eff}}} \quad (\text{Gl. B / 19})$$

Für den Untergurt ist in Gl. B / 19 nur die entsprechende Gurtfläche zu ändern ($A_{UG, eff}$).

Die Gl. B / 19 gilt genaugenommen nur dann, wenn bei der Steifigkeitsermittlung die Eigentragheitsmomente von Ober- und Untergurt vernachlässigbar sind ($M_{OG} = M_{UG} \approx 0$ in Bild B / 29 b). Ansonst ist dies eine konservative Näherung, wobei nun jedoch auch die zusätzlichen lokalen Spannungen σ_y aus den Biegemomenten M_{OG} und M_{UG} (meist vernachlässigbar klein) miterfasst werden müssen. Für den Obergurt ergibt sich nach Gl. B / 20, mit dem entsprechenden Widerstandsmoment $W_{y,OG}$ des Obergurtes :

$$\sigma_{y, OG} = \frac{M_y^*}{h \cdot A_{OG, eff}} \pm \frac{M_{OG}}{W_{y, OG}} \quad (\text{Gl. B / 20})$$

Die Ermittlung dieser Momente M_{OG} und M_{UG} infolge M_y^* der QT - Stäbe erfolgt auf Grundlage des Querschnitts für die Steifigkeitsermittlung (Bild B / 32 a). Anstatt Gl. B / 20 können die Spannungen auch einfacher direkt aus dem Moment M_y^* des QT - Stabes und den Querschnittswerten $W_{y,OG}$ des Gesamtquerschnittes (Bild B / 32 a) ermittelt werden.

- Beanspruchungen aus Schubbeanspruchung

In der Regel kann die Queraussteifung jeder Einzelzelle isoliert betrachtet werden, wobei die Querkraft $V^* = V$ aus einem der beiden entsprechenden Querstäbe als Basis der Beanspruchungsermittlung dient (z. B. QT 1 für Querrahmen von HT 1 bis 2). Dies bedeutet, im Vergleich zu Abschnitt B.2.1.4, den Ansatz von $f_{ld} = 1,0$. Durch zusätzliche Berücksichtigung des in die Einzelzelle eingeleiteten St. Venant' schen Torsionsmomentes, vgl. Bild B / 31 b, ist eine Beanspruchungsreduktion - bei allerdings erhöhtem Berechnungsaufwand - möglich (dann Werte $0,5 \leq f_{ld} \leq 1,0$ möglich ; sodass $V^* = f_{ld} \cdot V$).

Für Querverbände ergeben sich die Diagonalstabkräfte nun mit der Formel nach Bild B / 6. Bei Querrahmen können die lokalen Normalspannungen σ_y infolge der Biegemomente in den Rahmenseiten vereinfacht nach Bild B / 32 b ermittelt werden (mit $V_{ges} = V^*$). Ansonst wird die Queraussteifung separat modelliert (ebenes Modell, vgl. Bild B / 32 c) und die Belastung $\Delta P = V^*$ wie im linken Teilbild auf die entsprechende Einzelzelle angesetzt.

Die so ermittelten Beanspruchungen der Queraussteifungen brauchen - im Gegensatz zum Stabmodell für Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern - nicht erhöht werden.

• Beanspruchungen der Queraussteifungen in den Lagerachsen

Durch die vorausgesetzte vertikale Lagerung aller Hauptträger entfällt die globale Biegebeanspruchung, sodass nur die Schubbeanspruchung erfasst werden muss. Im Gegensatz zu den Zwischenqueraussteifungen resultiert jedoch die Schubbeanspruchung aus Vertikallasten nur aus der Einleitung der St. Venant'schen Schubkräfte in die entsprechenden Einzellzellen, sodass sich dafür wieder eine deutliche Entlastung von $f_{ld} = 0,5$ ergibt (vertikale Stege vorausgesetzt).

Damit kann für die Ermittlung der Beanspruchungen aus vertikalen Lasten die Queraussteifung jeder Einzelzelle isoliert betrachtet werden mit $V^* = 0,5 \cdot V$.

Für die Beanspruchung aus Horizontallasten muss jedoch die gesamte Queraussteifung, unter Berücksichtigung der Lage der horizontalen Lager (z. B. nur 1 HT querfest gelagert) und der Aufteilung der Gesamtquerkraft auf Ober- und Untergurt, betrachtet werden, ähnlich wie in Bild B / 13 für Fahrbahnquerschnitte mit 2 HT dargestellt.

Die so ermittelten Beanspruchungen der Queraussteifungen brauchen - im Gegensatz zum Stabmodell für Fahrbahnquerschnitte mit zwei Hauptträgern - nicht erhöht werden.

B.2.2.5 Korrektur in Sonderfällen - Praktische Hinweise

- *1. Globale Biegebeanspruchung aus vertikaler Belastung*

Da im Stabmodell die Biegesteifigkeit I_y der Hauptträger von ihren Bruttobreiten abgeleitet wird (vgl. Bild B / 28), ist für die globale Biegebeanspruchung keine Korrektur erforderlich.

- *2. Globale Biegebeanspruchung aus horizontaler Belastung*

Die im Abschnitt B.2.1.5, Punkt 2, dargestellten Vorgehensweisen können sinngemäß angewendet werden. Die nachfolgende Darstellung setzt eine gerade Anzahl an Hauptträgern voraus. Ansonst sind die nachfolgend angeführten Steifigkeiten und Schnittkräfte des mittigen Zentralstabes ZS* dem mittig liegenden Hauptträger zugeordnet (Stab ZS* dann nicht vorhanden). Zusammenfassend bedeutet dies, dass folgende Modellierungen möglich sind:

2.1 “Basismodell” (Bild B / 28) : Die gesamte Dehnsteifigkeit A und die gesamte horizontale Biegesteifigkeit I_z des Fahrbahnquerschnittes erhält der mittige Zentralstab ZS*; die HT- Stabzüge haben keine Fläche ($A = 0$) und alle QT- sowie QS - Stäbe sind im Grundriss biegestarr ($I_z \approx \infty$) durchlaufend. Damit wird die horizontale Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes korrekt abgebildet und bei der Normalspannungsermittlung dient nur das Moment M_z des Zentralstabes ZS* als Basis (Gl. B / 15 und 16).

2.2 “Alternativmodell 1” (entspricht Punkt 2.1 im Abschnitt B.2.1.5) : Die HT - Stäbe i weisen die Dehnsteifigkeit A_i auf, die ihrem Bruttoquerschnitt entspricht; der mittige Zentralstab ZS* hat deshalb keine Fläche ($A = 0$) und alle QT- sowie QS - Stäbe sind im Grundriss biegestarr ($I_z \approx \infty$) durchlaufend.

Um die horizontale Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes korrekt abzubilden, muss die horizontale Biegesteifigkeit I_z im Zentralstab ZS* abgemindert werden (zutreffender Wert $I_{z,red}$ am besten durch Kalibrierung eines Einheitslastfalles ermittelbar).

Auch bei Verwendung der gesamten horizontalen Biegesteifigkeit I_z im Zentralstab, ist die Normalspannungsberechnung nach Gl. B / 12 hinreichend genau. Als Basis dient die Normalkraft N_i im entsprechenden HT - Stab sowie das Moment am Zentralstabs ZS*; das Widerstandsmoment gilt für die betrachtete HT - Achse i .

2.3 “Alternativmodell 2” - nur für Basismodell nach Abschnitt B.2.2.1 anwendbar (entspricht Punkt 2.2 im Abschnitt B.2.1.5) : Die HT - Stäbe i weisen die Dehnsteifigkeit A_i auf, die ihrem Bruttoquerschnitt entspricht, der mittige Zentralstab ZS* hat deshalb keine Fläche ($A = 0$) und die gesamte horizontale Biegesteifigkeit I_z des Fahrbahnquerschnittes. Alle QT- sowie QS - Stäbe sind im Grundriss biegestarr ($I_z \approx \infty$), weisen jedoch um die globale vertikale z - Achse Gelenke an allen HT - Stäben und am Zentralstab ZS* auf. Jeder HT - Stabzug weist eine Lagerung in Brückenlängsrichtung auf.

Aus der Horizontalbelastung entstehen nun keine Normalkräfte in den Hauptträgern, sodass auch die horizontale Biegesteifigkeit im Stabmodell korrekt wiedergegeben wird. Die Normalspannungsberechnung erfolgt wie im “Basismodell” mit dem Moment M_z des Zentralstabes ZS* (Gl. B / 15 und 16).

Anmerkung: Dieses Modell ist nur bei Balkenbrücken sinnvoll, die keine Abbildung der Normalkräfte am Fahrbahnquerschnitt erfordern, da Horizontalkräfte in Brückenlängsrichtung die an einem Hauptträger angreifen nicht in die benachbarten Hauptträger weitergeleitet werden können.

B.2.2.6 Ergänzende praktische Hinweise und Abbildung von Sondereffekten

- *1. Einflusslinien für Queraussteifungen und Querträger*

Die Vorgehensweise für die Schubbeanspruchung ist grundsätzlich ident wie in Abschnitt B.2.1.6, Punkt 1.2 dargestellt, wobei jeder Abschnitt der Queraussteifung zwischen 2 Hauptträgern isoliert betrachtet wird.

Ergänzend können auch Einflusslinien zur globalen Biegebeanspruchung der Queraussteifung erstellt werden. In diesem Falle ist jedoch bei Anwendung der kinematischen Methode eine Verdrehung $\phi_y = 1,0$ am Querträgerstab an der gewünschten Stelle (meist am Anschluss zum HT - Stab) aufzubringen. Die aus diesem Lastfall ermittelten Vertikalverformungen der einzelnen Hauptträger stellen die gesuchten Einflussordinaten dar.

Auch für die globale Biegebeanspruchung von Fahrbahnquerträgern, die im Stabmodell als QS - Stäbe abgebildet werden, kann in ähnlicher Weise vorgegangen werden. Es erfolgt eine Verdrehung $\phi_y = 1,0$ am QS - Stab an der gewünschten Stelle (meist am Anschluss zum HT - Stab).

- *2. Abbildung der Lager, des Unterbaues und der Fundierung*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.6, Punkt 2 gelten sinngemäß.

- *3. Modellergänzungen zur Schwingungsberechnung (Eigenfrequenzen)*

Untersuchungen zur Adaptierung des Stabmodelles für die Schwingungsberechnung für Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern wurden noch nicht durchgeführt.

Die Anordnung der Einzelmassen nach Bild B / 19 erscheint für Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern zu aufwändig. Hier erscheint die Anordnung von Einzelmassen in den einzelnen Hauptträgerachsen (entsprechend der HT - Masse, abgeleitet aus den Bruttoquerschnittswerten, vgl. Bild B / 28) hinreichend genau. Die Exzentrizität zwischen Schubmittelpunkt und Massenschwerpunkt sollte jedoch durch einen vertikalen Exzenterstab entsprechend Bild B / 19 berücksichtigt werden, um die Kopplung zwischen horizontaler Biegeschwingung und Torsionsschwingung wiederzugeben zu können.

- *4. Erfassung von Shear lag - Sondereffekten*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.6, Punkt 4 gelten sinngemäß. Grundsätzlich ist gegenüber Fahrbahnquerschnitten mit zwei Hauptträgern der Shear lag Effekt für die globale Tragwirkung deutlich geringer, da die Bruttobreite der einzelnen HT mitunter deutlich kleiner ist.

- *5. Hauptträger in Fachwerkbauweise*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.6, Punkt 5 gelten sinngemäß. Demnach sollten alle Fachwerkstäbe im Stabmodell tatsächlich abgebildet werden.

- *6. Lokale Biegung von Fahrbahnquerträgern in Queraussteifungen*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.6, Punkt 6 gelten sinngemäß, wobei die lokale Biegebeanspruchung geringen Anteil an der Gesamtbeanspruchung hat, verglichen mit Fahrbahnquerschnitten mit zwei Hauptträgern.

- *7. Beanspruchung unterer Verbände aus symmetrischer Vertikalbelastung*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.6, Punkt 7 gelten sinngemäß. Dabei kann vereinfacht jedes Verbandsfeld zwischen zwei Hauptträgern isoliert betrachtet werden.

B.2.2.7 Zusatzhinweise bei Verletzung der Voraussetzungen zur konstruktiven Ausbildung

Am Beginn der Abschnitte zur Erläuterung der Stabmodelle (B.2.2.1 , B.2.2.2) wurden Voraussetzungen an die Tragwerksausbildung gestellt. Nun erfolgen zusätzliche Hinweise wenn die dort angeführten Bedingungen nicht eingehalten sind.

- *1. Gekrümmte Brücken (Grundriss)*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.7, Punkt 1 gelten sinngemäß.

- *2. Schiefe Brücken*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.7, Punkt 2 gelten sinngemäß.

- *3. Veränderliche Bauhöhe der Hauptträger*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.7, Punkt 3 gelten sinngemäß.

- *4. Torsionssteife Hauptträger bei offenem Querschnitt*

Die Hinweise im Abschnitt B.2.1.7, Punkt 4 gelten sinngemäß.

- *5. Vertikale Lagerung nicht in allen Hauptträgerachsen*

Wenn die vertikale Lagerung entweder nicht in jeder HT - Achse (z.B. nur unter den äußeren HT), oder außerhalb der HT - Achsen erfolgt, wird der Endquerträger wie eine Zwischenqueraussteifung im Stabmodell abgebildet. Dies bedeutet, dass nun auch die Biegesteifigkeit richtig wiedergegeben werden muss, wobei für Ober- und Untergurt entsprechende wirksame Breiten anzusetzen sind. An den Widerlagern liegen dabei unsymmetrische Querschnitte zur Stegachse vor, da die mitwirkende Breite des Fahrbahnbleches Richtung Brückenmitte wesentlich größer ist. Trotzdem wird die Biegesteifigkeit I_y um die horizontale Achse angesetzt, wie auch das Biegemoment M_y für die anschließende Längsnormalspannungsermittlung.

Für vertikale Lasten erfolgt auch die Steifigkeits - und Schnittkraftermittlung in derselben Weise wie für die Zwischenquerverbände im Falle mehrerer Hauptträger. Dies bedeutet, dass hinsichtlich der Schubbeanspruchung der Queraussteifung nahezu keine Entlastung durch die Einleitung der St. Venant' schen Torsionsmomente vorliegt und die Steifigkeit der isoliert betrachteten Queraussteifung angesetzt werden kann ($f_{ld} \approx f_{st} \approx 1,0$).

Für die Beanspruchungen infolge horizontaler Belastung gilt das für die Queraussteifungen in den Lagerebenen Gesagte (Abschnitt B.2.2.4).

- *6. Kombinierte Fahrbahnquerschnitte*

Beispielhaft für einen kombinierten Fahrbahnquerschnitt wird nachfolgend die in der Praxis recht häufige Bauform des Zwillingkastens behandelt (Bild B / 1b). Hier wird der komplexere Fall dargestellt, der die Ausbildung zusätzlicher Queraussteifungen zwischen den beiden Einzelzellen vorsieht, wobei diese bis zu den äußeren HT durchlaufen (ZQV). Ergänzend dazu weist jede Einzelzelle zusätzliche Zwischenqueraussteifungen auf (ZQVe). Durch die Verbindung der Einzelzellen durch Queraussteifungen wird an diesen Stellen ein Zusammenwirken der beiden Kastentragwerke erzwungen und es kommt zu einer deutlichen Schnittkraftumlagerung.

Das gewählte Stabmodellkonzept kann dieses unterschiedliche Tragverhalten in sehr anschaulicher Form wiedergeben. Nachfolgend wird nur auf das Stabmodell eingegangen. Hinsichtlich der Ermittlung der Beanspruchungen des Tragwerkes und der Aufbringen der Belastung ergeben sich keine wesentlichen Besonderheiten gegenüber den Ausführungen in Abschnitt B.2.2.

In Bild B / 36 ist das Stabmodell (Basismodell) für ein Feld, zwischen den Lagerachsen a und b dargestellt. Aus Gründen der Übersicht ist nur eine durchgehende Zwischenqueraussteifung (ZQV) sowie zwei weitere Zwischenqueraussteifungen der Einzelzellen (ZQVe) dargestellt. Gegenüber der dargestellten Modellierung bei mehreren Hauptträger (Abschnitt B.2.2.1) ergeben sich folgende Besonderheiten:

In Brückenlängsrichtung verlaufen unverändert die 4 HT - Stabzüge sowie ein Zentralstab für jede Einzelzelle (ZS 1, ZS 2). Diese Zentralstäbe weisen nur die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit einer Einzelzelle auf. Der Zentralstab in der Symmetrieachse (ZS*) erhält nun jedoch keine St. Venant' sche Torsionssteifigkeit, da zwischen HT 2 und 3 ein offener Querschnitt vorliegt (somit nur Steifigkeiten A, I_z, A_{sy}).

Bei den QT - Stäben zur Abbildung der Queraussteifungen muss nun unterschieden werden zwischen:

6.1 Durchgehende Zwischenqueraussteifungen (ZQV)

Diese sind wie jene von Fahrbahnquerschnitten mit mehreren Hauptträgern zu behandeln. Nur in den äußeren Bereichen (Achse 1 - 2, 3 - 4) ist die entlastende bzw. steifigkeitserhöhende Wirkung bei Schubbeanspruchung gegenüber einer isolierten Queraussteifung ($f_{ld} \leq 1,0, f_{st} \geq 1,0$; vgl. Bild B / 31 b) erfassbar. Außer der Schubsteifigkeit A_{sz} wird auch wieder die Biegesteifigkeit I_y angesetzt. Für das Beispiel in Bild B / 36 sind insgesamt 6 QT - Stäbe in Brückenquerrichtung erforderlich.

6.2 Zwischenqueraussteifungen der Einzelzellen (ZQVe)

Diese verhalten sich eher wie jene von Fahrbahnquerschnitten mit zwei Hauptträgern (vgl. Bild B / 6). Daher sind sie in Bild B / 36 besonders gekennzeichnet (QTe). Dies bedeutet, dass nur ihre Schubsteifigkeit zu erfassen ist ($A_{sz}, I_y \approx \infty$), wobei bei vertikalen Stegen dabei

B.3 Stabmodelle bei komplexeren Tragwerken

Bisher beschränkten sich die Ausführungen zu den Stabmodellen auf die Abbildung des Fahrbahnquerschnittes ohne nennenswerte Normalkraftsbeanspruchung, wie bei Balkenbrücken vorliegend. Dabei wurden jedoch bereits die vielfältigen Querschnittsformen mit zwei oder mehreren Hauptträgern dargestellt, die durchaus bereits ein komplexeres Tragverhalten aufweisen (vgl. Bild B / 1).

Nachfolgend soll dies erweitert werden auf Tragwerke deren Fahrbahnquerschnitt auch wesentliche Normalkraftsbeanspruchungen erfährt, wie beispielsweise bei Schrägseilbrücken und Stabbogenbrücken. Die an einem Beispiel einer Schrägseilbrücke dargestellten Besonderheiten sind auch auf Stabbogenbrücken übertragbar.

Abschließend wird noch ein Anwendungsbeispiel einer komplexen Mittelstabbogenbrücke (Bild B / 38) kurz dargestellt, auf die im Beispielteil im Abschnitt C noch näher eingegangen wird. Durch folgende Randbedingung erscheint vordergründig eine realitätsnahe Systemberechnung mit Stabmodellen wenig erfolgsversprechend:

- Der Fahrbahnquerschnitt ist komplex in Form von 4 Hauptträgern, deren Bauhöhe deutlich unterschiedlich ist. Nur die beiden inneren HT bilden einen Kastenquerschnitt mit unterem Verband.
- Die Lagerung des Tragwerkes erfolgt nicht rechtwinklig zur Brückenlängsachse.
- Die Nachgiebigkeit der Querverbände hat deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten, auch im Falle der symmetrischen Vollbelastung.
- Der Mittelbogen weist ein komplexes, realitätsnah nur am Globalmodell erfassbares Stabilitätsverhalten auf.

Die Ausführungen sollen auch zeigen, dass bei komplexen Tragwerken durchaus mehrere Möglichkeiten der Stabmodellbildung bestehen. Angepasst an den Einzelfall müssen Vereinfachungen erfolgen, sodass die wesentlichen Effekte mitabgebildet werden. Insbesondere das Beispiel der Mittelstabbogenbrücke soll dazu ermutigen auch bei komplexen Tragwerken eine Modellbildung mit Stabmodellen durchzuführen. In diesen Fällen kommt jedoch einer Kalibrierung und Kontrolle des Stabmodells mit einem realitätsnahen FE - Modell, allerdings nur für wenige aussagekräftige Lastfälle, große Bedeutung zu.

B.3.1 Stabmodelle bei Schrägseilbrücken

Auf die Besonderheiten bei der Modellierung des Fahrbahnquerschnittes bei Schrägseilbrücken, bedingt durch die Normalkraftsbeanspruchung, wird nachfolgend noch näher eingegangen. Die Modellierung der sonstigen Tragwerksteile bedeutet keine wesentlichen Schwierigkeiten. Die Modellierung der Pylone erfolgt mit Ersatzstäben, wobei die nachgiebige Fundamenteinspannung mittels Federelementen erfasst werden kann. Die Hängerstäbe können als "Fachwerkstäbe", die nur eine Fläche A aufweisen, abgebildet werden, wobei der Einfluss des Durchhanges auf die Dehnsteifigkeit bei flach geneigten Hängerstäben erfasst werden muss. Dies erfolgt näherungsweise in Form des fiktiven E - Moduls E^* nach *Ernst*, der nach Gl. B / 21 ermittelt wird:

$$E^* = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma \cdot L_h)^2 \cdot E}{12\sigma^3}} \quad (\text{Gl. B / 21})$$

Dabei ist γ die Dichte des Hängerstabes (etwa 80 kN/m^3 für Stahl), E der E-Modul, L_h ist die Länge der Horizontalprojektion des Hängerstabes, σ ist die Normalspannung im Hängerstab. Wegen des ausgeprägten nichtlinearen Steifigkeitsverhaltens bei kleinen Stabkräften bzw. Spannungen σ sind u. U. unterschiedliche Ansätze für E^* für die einzelnen Einwirkungen (insbesondere Lastfälle für die Baugeschichte) notwendig.

Wenn eine obere und untere Grenze für die Spannung σ im Hängerstab abschätzbar ist (Werte σ_o , σ_u), kann mit Gl. B / 21 eine zutreffende konstante Sekantensteifigkeit E^* ermittelt werden, wobei dabei allerdings die äquivalente Spannung σ nach Gl. B / 22 verwendet werden sollte.

$$\sigma = \sigma_m \cdot \left(\frac{16\mu^2}{(1+\mu)^4} \right)^{1/3} \quad (\text{Gl. B / 22})$$

Dabei gilt: $\mu = \sigma_u / \sigma_o$; $\sigma_m = (\sigma_o + \sigma_u) / 2$

- *Modellbildung des Fahrbahnquerschnittes*

Bei der Modellierung des Fahrbahnquerschnittes können weiterhin die vorgestellten Basismodelle Verwendung finden (im Abschnitt B.2.1 für zwei und im Abschnitt B.2.2 für mehrere Hauptträger). Es lassen sich dabei wieder die zwei bereits dargestellten Möglichkeiten unterscheiden, wie die Dehnsteifigkeit und die horizontale Biegesteifigkeit abgebildet wird. Dies ist beispielhaft für einen Fahrbahnquerschnitt mit zwei Hauptträgern und außenliegenden geneigten Seilebenen in Bild B / 37 dargestellt. Dieses Konzept ist sinngemäß auch bei mehreren Hauptträgern anwendbar.

- Das **Modell M1** stellt das erläuterte Basismodell dar (Bild B / 3 und 28). Der Zentralstab ZS erhält die gesamte Horizontalbiegesteifigkeit I_z und -schubsteifigkeit A_{sy} , die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit (der Einzelzelle bei mehreren HT) und die gesamte Dehnsteifigkeit A des Fahrbahnquerschnittes. Die HT - Stäbe erhalten keine Fläche, sondern nur die vertikale Biege- und Schubsteifigkeit. Ein Nachteil ist, dass die reale Horizontalbiegebeanspruchung der Querträger bzw. Queraussteifungen, an die die Hängerstäbe angreifen, wie das Teilbild B / 37 c zeigt, nicht richtig wiedergegeben wird. Im Modell sind die QT - Stäbe quasi in der Symmetrieachse eingespannt, da hier die gesamte Dehn- und Horizontalbiegesteifigkeit konzentriert ist, sodass die Biegebeanspruchung innerhalb der Hauptträger überschätzt wird. Bei der Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeiten im Stabmodell sowie der aus den globalen Schnittkräften abgeleiteten Querträgerbeanspruchungen ist dies entsprechend zu berücksichtigen. Diese Modellierung erlaubt auch die korrekte Wiedergabe von unterschiedlichen mitwirkenden Breiten zur Wiedergabe des *Shear lag Effektes* hinsichtlich der Normalkraftsbeanspruchung (beeinflusst Fläche A im Zentralstab) und der Biegebeanspruchung (beeinflusst I_y der Hauptträger).
- Das **Modell M2** weist den Hauptträgern ergänzend als Dehnsteifigkeit ihre Fläche A zu, der Zentralstab ZS erhält nun keine Fläche. Die QT - Stäbe sind starr an den Hauptträgern und am Zentralstab angeschlossen. Zur korrekten Abbildung der horizontalen Biegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes muss, wie an Bild B / 15 erläutert, die Biegesteifigkeit I_z des Zentralstabes entsprechend abgemindert werden ($I_{z,red}$). Dies ist vor allem dann wichtig, wenn geneigte Seilebenen vorliegen, da dann die Horizontalbiegesteifigkeit auch Einfluss auf das Tragverhalten aus Vertikallasten haben kann. Aus unsymmetrischer Vertikalbelastung in Brückenquerrichtung kommt es wegen der unterschiedlichen Normalkräfte in den beiden

Seilebenen zu einer horizontalen Biegebeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes. Um die Wiedergabe dieser Biegebeanspruchung zu verbessern, können mitunter zusätzliche Querstäbe (QS) - die gleichzeitig vorhandene Fahrbahnquerträger abbilden - eingeführt werden, die in der Fahrbahnebene starr sind ($I_z \approx \infty$) und an HT - Stäbe und dem mittigen ZS - Stab biegesteif anschließen (Bild B / 37 b).

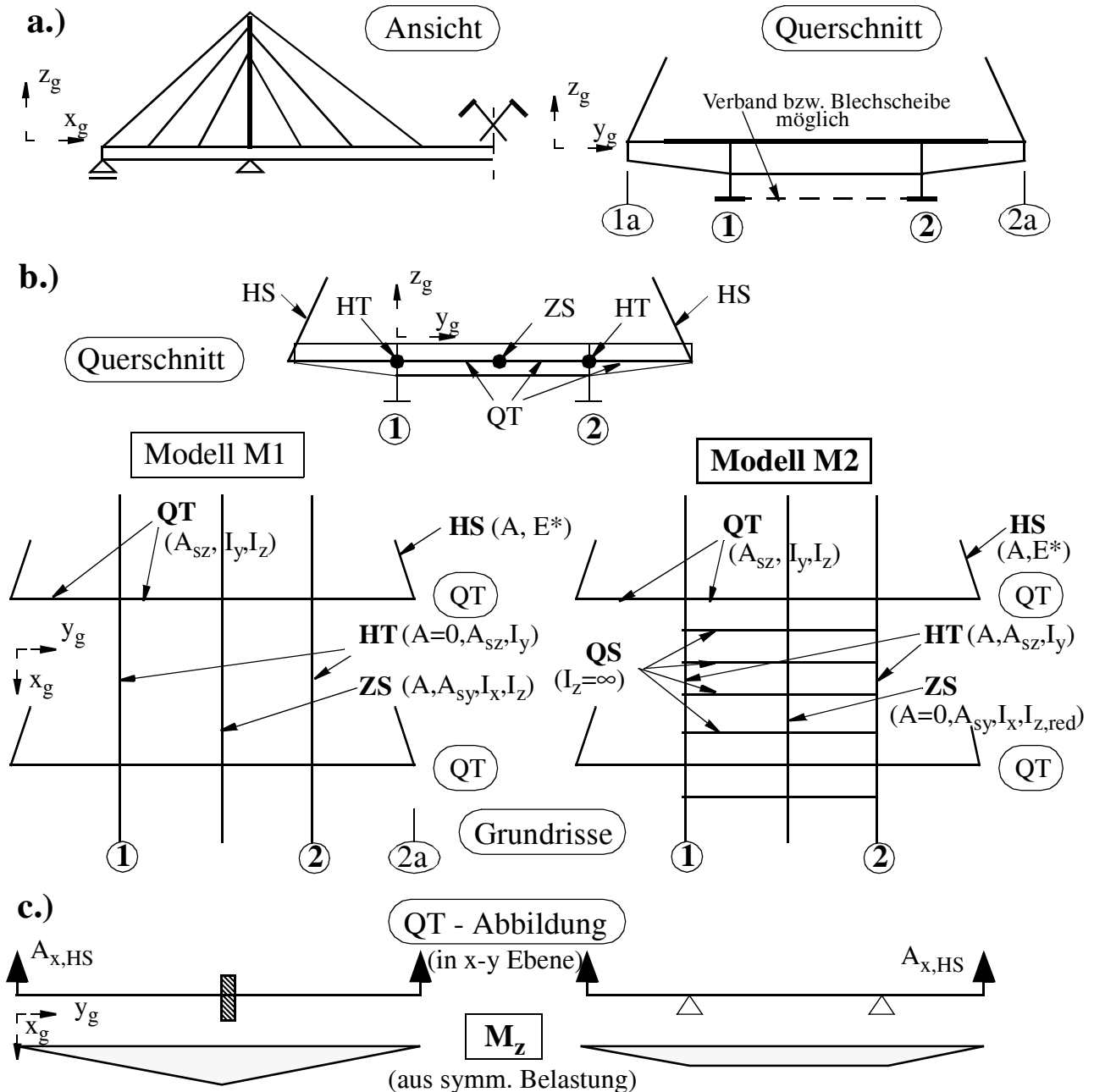


Bild B / 37 Modellierung des Fahrbahnquerschnittes bei Schrägseilbrücken; a.) Anlageverhältnisse, b.) alternative Modelle, c.) Horizontalbiegung des Querträgers infolge der Kraftereinleitung des Hängerstabes (HS).

Die Horizontalbiegebeanspruchung der Querträger bzw. Queraussteifungen, an die die Hängerstäbe angreifen, wird nun korrekt abgebildet wie das Teilbild B / 37 c verdeutlicht, da nun die QT - Stäbe in den Hauptträgerachsen gelagert sind.

Ist der *Shear lag Effekt* bedeutsam ist zu beachten, dass die unterschiedlichen mitwirkenden Breiten für die Normalkraftbeanspruchung des Gesamtquerschnittes und die vertikale Biege-

beanspruchung der Hauptträger alleine in den Querschnittswerten der Hauptträgerstäbe abgebildet werden müssen. Für die Ermittlung von A und I_y liegen also unterschiedliche effektive Querschnitte zugrunde, die durch eine automatische Querschnittswertberechnung im Stabwerkeprogramm nicht erfassbar sind. Wird die Höhenlage des Hauptträgerstabes mit den mitwirkenden Breiten für Biegung festgelegt, so ergibt die Änderung der Höhenlage der Schwerachse u. U. nicht zutreffende Zusatzmomente aus der Normalkraftbeanspruchung (vgl. Bild B / 21).

Bei der praktischen Umsetzung - insbesondere bei Fahrbahnquerschnitten mit mehreren Hauptträgern sowie deutlich auskragenden Querträgern zum Hängerstabanschluss - erscheint das **Modell M2** besser geeignet, da die horizontale Biegebeanspruchung der Querträger mit Hängeranschluss zutreffender abgebildet wird.

B.3.2 Stabmodell einer Mittelstabbogenbrücke

Das Bild B / 38 zeigt die Anlageverhältnisse der untersuchten Mittelstabbogenbrücke. Das Tragwerk weist eine schiefe Lagerung an beiden Widerlagern auf, sodass sich unterschiedliche Stützweiten der Hauptträger ergeben. Es sind jedoch nur die beiden inneren Hauptträger gelagert, wobei eine Balkenlagerung vorliegt. Ein Lager ist längsfest und alle vier Lager sind querfest. Die mittlere Stützweite beträgt 133,5 m. Der Fahrbahnquerschnitt besteht aus vier Hauptträgern mit oberliegender orthotroper Fahrbahnplatte. Beidseits des Bogens beträgt die Fahrbahnbreite 12,5 m. Die beiden inneren Hauptträger haben eine deutlich größere Bauhöhe und bilden mit dem untenliegenden Verband und dem oberliegenden Fahrbahnblech einen torsionssteifen Kasten. Die außenliegenden Hauptträger sind durch Schrägstreben in den Querverbandsachsen abgestützt, an die auch die mittig liegenden Hängerstäbe anschließen. Die Querträger der Fahrbahn, die auch in den Achsen der Querverbände verlaufen, weisen einen Abstand von 1,71 m auf. An den Widerlagern sind vollwandige Endquerscheiben ausgebildet. Der Bogen ist als geschweißter Kastenquerschnitt ausgeführt und weist einen Bogenstich von etwa 15 m in Brückenmitte auf. Zur Stabilisierung aus der Bogenebene sind die Hängerstäbe als biegesteife geschweißte I - Profile ausgeführt.

Im Bild B / 39 b ist die Modellierung des Fahrbahnquerschnittes und der Queraussteifungen schematisch dargestellt. Die wesentlichen Besonderheiten dabei sind:

– Jeder Hauptträger wird als Stabzug abgebildet. Die unterschiedliche Höhenlage der Schwerachsen zwischen den inneren und äußeren Hauptträgern wird mitmodelliert, wobei nun zusätzliche starre vertikale Exzenterstäbe zum Anschluss der HT - Stäbe an die QT - Stäbe notwendig werden.

Um die Längsnormalspannungen aus der globalen Biegebeanspruchung richtig wiederzugeben muss den einzelnen HT jedoch auch ihre Querschnittsfläche zugewiesen werden, sodass auch Normalkräfte entstehen. Damit weist der Zentralstab nun keine Dehnsteifigkeit auf ($A = 0$).

– Die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit des inneren Kastenquerschnittes wird dem mittig liegenden Zentralstab ZS^* zugewiesen. Da zwischen innerem und äußerem Hauptträger kein unterer Verband vorliegt, entfallen weitere Zentralstäbe zur Abbildung der Torsionssteifigkeit der äußeren Zellen (HT c - a, b - d) .

– Um die Einspannwirkung der Bogenhänger im Fahrbahnquerschnitt, die horizontal in Höhe der Ober- und Untergurte der inneren Hauptträger gelagert sind, näherungsweise wiederzugeben, wurde die Höhenlage des Zentralstabes diesbezüglich mittig angeordnet.

– Zur zutreffenden Wiedergabe der Biegebeanspruchung der Querträger im Querverband, wurden diese als separate Biegestäbe (QS) abgebildet.

biegesteifen Bogenhängerstäben nicht nur eine stabilisierende Wirkung, sondern infolge der Verdrehungen des Fahrbahnquerschnittes in Brückenlängsrichtung bei einseitiger Verkehrsbelastung, auch eine Vergrößerung der Bogenverformungen bewirkt. Eine realitätsnahe Abbildung dieser Effekte sowie auch der an den Bogenhängern auftretenden Zusatzbeanspruchungen aus der Bogenstabilisierung ist nur am Gesamtsystem möglich. Mit dem globalen Stabmodell kann diese Stabilitätsuntersuchung in Form einer Schnittkraftberechnung nach Theorie II. Ordnung, mit nur geringem Mehraufwand gegenüber einer konventionellen Systemberechnung nach Theorie I. Ordnung, durchgeführt werden. Die geometrischen Ersatzimperfectionen können dabei auch in Form von Ersatzlasten angesetzt werden, sodass immer die Geometrie des perfekten Tragwerkes zugrunde gelegt werden kann.

Um weiterhin die Bemessungsschnittkräfte aus der Überlagerung der Einzellastfälle abzuleiten (vgl. Abschnitt B.6) muss jedoch dieselbe Systemsteifigkeitsmatrix für alle Einzellastfälle zugrunde gelegt werden. Dabei bilden die maximalen Drucknormalkräfte in den Einzelstäben bzw. die minimalen Zugnormalkräfte in den Hängerstäben die Berechnungsgrundlage. Diese Beanspruchungen werden aus einer Vorberechnung nach Theorie I. Ordnung abgeleitet.

Auf die Ergebnisse wird detailliert im Abschnitt C eingegangen.

B.3.3 Notwendige Kalibrierung der globalen Stabmodelle

Bei komplexeren Tragwerken lässt sich die ausreichende Treffsicherheit der Stabmodelle, hinsichtlich der Wiedergabe der globalen Lastabtragung und der Bauteilbeanspruchungen, ohne genauere FE - Modelle oft nicht mehr feststellen. Vor allem die zutreffenden Ansätze für Ersatzsteifigkeiten im Stabmodell können oft nur anhand genauerer FE - Modelle abgeschätzt werden, wie beispielsweise die Einspannung der HT in die im Grundriss nicht senkrecht zur Fahrbahnachse verlaufenden Endquerscheiben der Mittelstabbogenbrücke.

Das FE - Modell dient damit zum Kalibrieren des Stabmodelles und auch zur Feststellung, welche Effekte vernachlässigt werden können.

Sinnvoll ist der Ergebnisvergleich zwischen Stabmodell und FE - Modell für einfache Testlastfälle, die das typische Tragverhalten wiedergeben können. Die Vereinfachung der Belastung ist ganz wichtig, da nur so das wesentliche Tragverhalten erkennbar und die Ableitung von Ersatzsteifigkeiten im Stabmodell möglich ist. Ergänzend kann ein Ergebnisvergleich der Bemessungsschnittkräfte, allerdings nur für einzelne, höchst beanspruchte Bauteilquerschnitte, erfolgen.

Eine durchgehende globale Schnittkraftberechnung für alle Bauteilquerschnitte ist mit dem FE - Modell hingegen, wie auch die Erfahrungen bei der Mittelstabbogenbrücke zeigten, wegen dem sehr hohen Bearbeitungsaufwand nicht sinnvoll und durchführbar.

B.4 Generelles Modellierungskonzept

Die praktische Berechnung und Bemessung eines Brückentragwerkes erfordert, wie im Abschnitt A gezeigt, außer dem globalen Modell für die Systemberechnung, eine mitunter große Anzahl zusätzlicher lokaler Modelle. Daher ist die Festlegung eines generellen Modellierungskonzeptes sehr wesentlich, um den Umfang und den Detaillierungsgrad der einzelnen Modelle festzulegen sowie deren Konsistenz zu überprüfen. Nachfolgend sind die wesentlichen Kriterien in einer Art "Checkliste" angeführt, die bei der Festlegung der einzelnen Modelle berücksichtigt werden sollten, wobei primär vom Einsatz von Stabmodellen ausgegangen wird.

Globale FE – Modelle sind nur bei komplexen Tragwerken notwendig, wenn hinsichtlich der Treffsicherheit der Stabmodelle Unsicherheit besteht. Ihr alleiniger Einsatz ist nur dann sinnvoll, wenn nur wenige Bauteilquerschnitte untersucht werden müssen und damit wenige Verkehrslastfälle anfallen, wie beispielsweise bei Schadensfällen an bestehenden Tragwerken. Ansonst ist eine Symbiose zwischen globalem Stabmodell und FE - Modell am effektivsten, wobei das FE - Modell nur zur Kalibrierung und punktuellen Ergebniskontrolle dient.

Die nachfolgenden Ausführungen erfolgen nur stichwortartig, wobei unter jedem Einzelpunkt zuerst die Entscheidungsgrundlage angeführt wird, die zu den anschließend angeführten Möglichkeiten führen kann.

Beispiel: Tragwerkslagerung (Entscheidungsgrundlage) → Abbildung Tragwerk alleine (eine Möglichkeit der Modellierung)

Ergänzend werden mögliche Vereinfachungen und die näherungsweise Erfassung nicht direkt abbildbarer Effekte angeführt (Kennzeichnung mit *).

- *1. Abgrenzung des globales Modelles*

Tragwerkslagerung → Abbildung des Tragwerks alleine
* Nachgiebigkeit des Unterbaues als Auflagerfeder erfassbar
* Zwänge durch Unterbau und Lagerreibungskräfte als äußere Horizontalkräfte ansetzen
→ Abbildung Tragwerk und Unterbau (zumindest Pfeiler)
* Nachgiebigkeit der Fundamente als Auflagerfeder erfassbar

einfache Tragwerke → Abbildung mit ebenen Teilmodellen (z. B. nur 1 Hauptträger abgebildet)

- *2. Einfluss der globalen Verformungen auf die Bauteilbeanspruchungen*

Hängebrücken → Erfassung großer Verformungen im globalen Modell notwendig
Schrägseilbrücken → Fiktive E - Moduli E^* der Hängerstäbe (Gl. B / 21 und 22)
* Erfassung des Einflusses des Hängerdurchhanges auf die Dehnsteifigkeit durch fiktive E - Moduli hinreichend genau

komplexes globales
Stabilitätsverhalten → Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit geometrischen Ersatzimperfektionen
* Imperfektionen als Ersatzlasten modellierbar

- * Superposition der Einzellastfälle weiterhin möglich, wenn Systemsteifigkeitsmatrix mit maximalen Drucknormalkräften aller Einzelstäbe gebildet wird (aus Vorberechnung nach Theorie I. Ordnung)

- *3. Unwägbarkeiten von Ersatzsteifigkeiten im globalen Modell*

- komplexe Tragwerke → FE - Modell zum Kalibrieren mit einfachen Lastfällen
Verbundtragwerke → In Sonderfällen Vorberechnung am Stabmodell zur Festlegung der Längen mit gerissener Fahrbahnplatte für alle Lastfälle nach Verbund
- * Vorberechnung nur für die Gesamtbelastung von Feld- und Stützquerschnitt der Hauptträger notwendig. Aus diesen Grenzfällen lassen sich die gerissenen Längen festlegen [62]

- *4. Unwägbarkeiten beim globalen Modell*

- unwägbare Größe → Festlegung eines oberen und unteren Grenzwertes für eine separate Berechnung (z.B. Fundamentsetzungen, Kriechbeiwerte, gerissene Längen von Fahrbahnplatten bei Verbundträgern)

- *5. Notwendige genauere Zusatzuntersuchungen (separates Modell)*

- dynamische Wirkung → Schwingungsanregung durch Verkehr oder Wind
→ Einarbeitung von Messergebnissen an bestehenden Tragwerken
- Zwängungswirkung zwischen
Tragwerk und Unterbau → Bei fehlenden Schienenausläufern bei Eisenbahnbrücken
→ Komplexe Lagerungsverhältnisse hinsichtlich Temperatureinwirkungen
* z. B. gekrümmte mehrfeldrige Tragwerke
- nichtlineares Bauteil-
verhalten → Ermittlung von linearen Ersatzfedersteifigkeiten für das globale Modell
* z. B. Betonpfeiler, Fundierung, Abspannseile

- *6. Notwendige zusätzliche lokale Modelle für Zusatzbeanspruchungen*

- Fahrbahnplatte → aufbereitete Lösungen anwendbar?
→ Definition des lokalen Modelles mit Zusatzanforderungen an das globale Modell
* z. B. Abbildung der Querträger im globalen Modell (vgl. Bild A / 25)
- Krafteinleitungen → vereinfachte "händische" Abschätzung der Beanspruchungen möglich?
* z. B. für Lagerbereich der Hauptträger (vgl. Bild A / 26)

- *7. Notwendige zusätzliche lokale Modelle für Beanspruchbarkeiten*

- Knicken, Beulen,
Biegedrillknicken → aufbereitetes Standardverfahren anwendbar?

- * entspricht Klasse S1 im Abschnitt A. 4
- > Ansatz von Knickhaltekräften für Abstützbauteile notwendig ?
- > Definition der zusätzlichen lokalen Modelle
 - * Anwendung von Klasse S2 sinnvoll
- Ermüdung
 - > aufbereitetes Standardverfahren anwendbar oder lokales Zusatzmodell notwendig (vgl. Bild A / 23) ?
 - * Beschränkung auf repräsentative Stellen
 - > zusätzliche Simulation von Fahrzeugüberfahrten notwendig ?
 - * entspricht Klasse S2 nach Bild A / 6

- *8. Notwendige zusätzliche lokale Modelle für Gesamtbeanspruchungen*

- Krafteinleitungen
 - > Abgrenzung des interessanten Bereiches für genaues FE - Modell
 - * Ergebniskoppelung von Teilstäben im globalen Stabmodell sinnvoll, um zugehörige Anschlusschnittkräfte an den Modellrändern zu erhalten

B.5 Hauptfehlermöglichkeiten bei der globalen Stabmodellbildung

Im nachfolgenden sind nur die wesentlichsten Fehlermöglichkeiten angeführt, die im Zuge der Bildung globaler Stabmodelle auftreten können. Insbesondere bei komplexeren Tragwerken sollte daher im Zuge der Stabmodellbildung immer die Berechnung von Testlastfällen zur Kontrolle erfolgen. Diese sollen einfach zu überprüfende Zustände erzeugen, wie beispielsweise die alleinige globale Biegung oder Torsion des Fahrbahnquerschnittes.

- *1. Auftreten von "parasitären" Schnittkräften*

Die vorgestellten einfachen Stabmodelle sehen vor, dass an den Ersatzstäben nur bestimmte Schnittkräfte auftreten. Insbesondere bei der Vergabe von Zusatzexzentern, die sich bei unterschiedlichen Höhenlagen der Schwerachsen der einzelnen Hauptträger ergeben, besteht die Gefahr, daß unplanmäßige Zusatzschnittkräfte entstehen.

- *2. Exzentrische Querträgerstäbe (QT)*

Im Falle der Abbildung von Queraussteifungen sind mitunter Zusatzexzenter zum Hauptträgeranschluss notwendig. Damit besteht die Gefahr, dass infolge unplanmäßiger Einspannwirkungen zusätzliche Normalkräfte an den Querträgerstäben entstehen. Werden im Falle von Verbunddeckbrücken die Stahlquerträger von der Betonplatte vertikal abgesetzt, ist es deshalb oft besser, im globalen Modell nur einen Ersatzstab anzuordnen, dem die gesamte Ersatzbiegesteifigkeit zugeordnet wird, anstelle von getrennten exzentrischen Stäben für Querträger und Betonplatte.

- *3. Interaktion mit lokalen Modellen*

Insbesondere hinsichtlich der resultierenden Beanspruchung von Fahrbahnplatten besteht bei komplexeren Tragwerken die Gefahr, dass bereits durch das lokale Modell abgedeckte Beanspruchungen im globalen Modell nochmals verrechnet werden (vgl. Abschnitt A.5).

- *4. "Übergenaue" Stabmodelle*

Die entwickelten globalen Stabmodelle haben den großen Vorteil, dass praktisch alle Stäbe, die den Fahrbahnquerschnitt bilden, in einer Ebene liegen. Es ist nun verlockend, die Ober- und Untergurtebene durch separate Stäbe zusätzlich abbilden zu wollen, um auch für Horizontallasten eine vermeintlich weitere Verbesserung der Genauigkeit zu erreichen. Davor muss gewarnt werden, da dann insbesondere die Torsionsbeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes nicht mehr richtig wiedergegeben werden kann. Beispielsweise ist das von *Hambley* in [59] dem Stabmodell der Hauptträger exzentrisch aufgesetzte Trägerrostmodell der Fahrbahnplatte nur in der Lage vertikale Lasten zutreffend abzubilden, nicht jedoch Horizontalbelastungen.

B.6 Lastfallüberlagerung als Basis für Bemessungsschnittkräfte

B.6.1 Allgemein

Die Bemessungsschnittkräfte ergeben sich aus der ungünstigsten Überlagerung der einzelnen Lastfälle, die den zu berücksichtigenden Einwirkungen zugeordnet sind. Ein Charakteristikum des Brückenbaus ist, dass für die vertikalen Verkehrseinwirkungen eine Vielzahl von unterschiedlichen Laststellungen (Lastfällen) zu untersuchen sind, um für jeden Bauteilquerschnitt die ungünstigste Auswirkung abzudecken. Die nachfolgende Darstellung beschränkt sich auf diese Problematik der ungünstigsten Lastfallüberlagerung aus den vertikalen Verkehrslasten. Bei der Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte sind dann jedoch auch alle Lastfälle der anderen Einwirkungen entsprechend zu überlagern.

Aufgabe der Systemberechnung eines Tragwerkes ist es auch die ungünstigsten Schnittkräfte an jedem Bauteilquerschnitt, als Basis für die anschließende Bemessung bzw. Nachweisführung, zu ermitteln. Das Bild B / 40 zeigt beispielhaft die Bemessungsschnittkräfte - in ihrer Gesamtwirkung nachfolgend mit S_{ges} bezeichnet - an einem Hauptträgerquerschnitt m einer Schrägseilbrücke. Genaugenommen ist jene Wertekombination S_{ges} der Schnittkräfte gesucht, die für den betrachteten Nachweis im Querschnitt m den größten Ausnutzungsgrad AG liefert.

Diese Aufgabe ist jedoch sehr komplex und aufwändig und somit in der Praxis für alle Bauteilquerschnitte durchgehend nicht durchführbar. Eine ingenieurmäßige verallgemeinerte Lösung dieses Problems findet sich in [60] und [61]. Glücklicherweise ist für Balkenbrücken die nachfolgend dargestellte übliche praktische Vorgehensweise hinreichend genau.

Diese Vorgehensweise vereinfacht nun dahingehend, dass jede einzelne Schnittkraft- bzw. Spannungskomponente am Bauteilquerschnitt isoliert maximiert wird. Dabei stellt jede einzelne Schnittkraft unmittelbar die Überlagerungskenngröße (UK) bei der Überlagerung der Einzellastfälle dar. Für das Beispiel in Bild B / 40 bedeutet dies, dass bei drei vorliegenden Schnittkräften insgesamt drei unabhängige Überlagerungsergebnisse erhalten werden ($\max M$, $\max V$, $\max N$), die dann die Basis für die anschließenden Nachweise darstellen (genaugenommen sechs, die Überlagerungen $\min M$, $\min V$, $\min N$ sind nicht angeführt).

Bei nennenswerter Normalkraftbeanspruchung werden die maximalen Längsnormalspannungen σ am Querschnittsrand jedoch nur dann erhalten, wenn eine zusätzliche Überlagerung erfolgt, die das Bildungsgesetz von σ infolge M und N berücksichtigt. Somit ergibt sich die Überlagerungskenngröße nach Gl. B / 23 mit den Schnittkräften M_m und N_m sowie den entsprechenden Querschnittswerten A_m und W_{mu} am betrachteten Querschnitt m (beispielhaft für Achse u)

$$\sigma_{mu} = UK_{\sigma mu} = \frac{N_m}{A_m} + \frac{M_m}{W_{mu}} \quad (\text{Gl. B / 23})$$

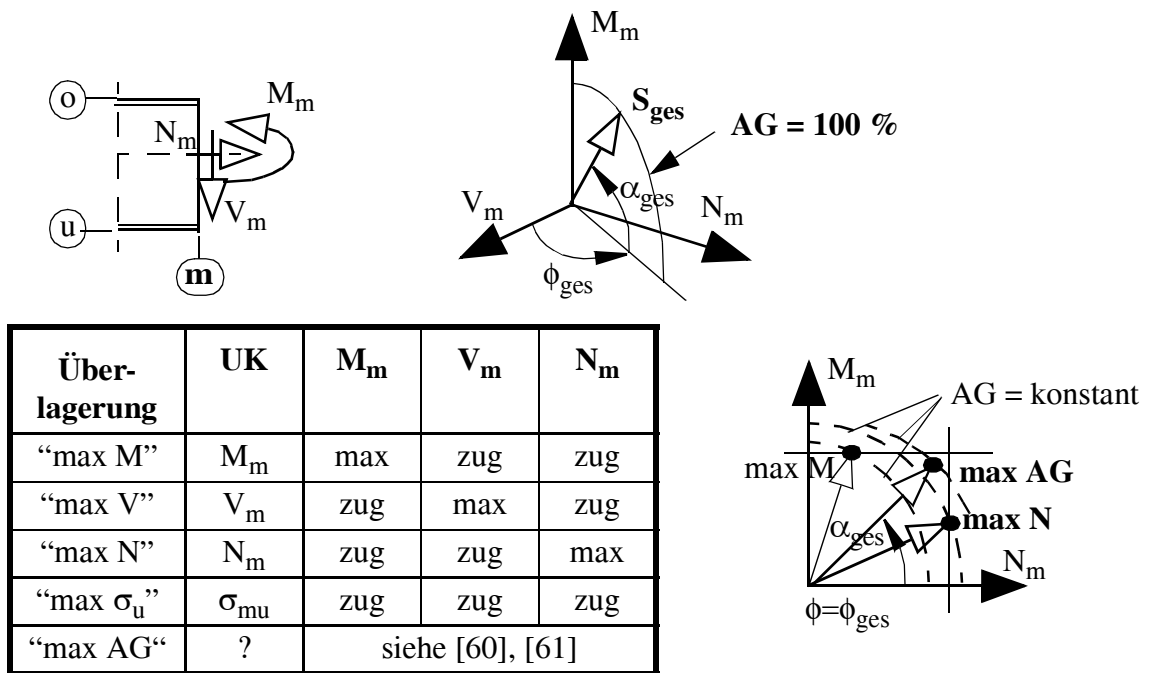


Bild B / 40 Übliche Praxis: Gesamtüberlagerungen auf Basis maximaler Einzelschnittkräfte (Spannungen) an einem Hauptträgerquerschnitt m .

B.6.2 Übliche praktische Vorgehensweise

Bei der nachfolgenden beispielhaften Darstellung der üblichen praktischen Vorgehensweise zur Bestimmung der ungünstigsten Verkehrslaststellung in einem Brückenquerschnitt m werden, nur wegen der besseren Übersichtlichkeit, folgende Vereinfachungen vorgenommen:

- System: Betrachtung des Feldquerschnittes m einer zweifeldrigen Deckbrücke.
- Beanspruchungen im Querschnitt: Es liegen nur Normalspannungen σ infolge des globalen Biegemomentes M und Schubspannungen τ infolge der globalen Querkraft V vor.
- Straßenverkehrslasten nach Eurocode [18]: Beschränkung vorerst auf 1 Fahrspur, sodass die Verkehrslasten als Linienlast (Gleichlastanteil) und Einzellastpaar (Doppelachse) angesetzt werden können.

Grundsätzlich ergeben sich, wie das Bild B /41 zeigt, zwei verschiedene Möglichkeiten um die ungünstigsten Verkehrslaststellungen und damit die Bemessungsschnittkräfte im Querschnitt m zu finden. Dabei ist beispielhaft jene Überlagerung angeführt, die zur maximalen Biegebeanspruchung führt (“max M” bzw. “max σ_u ”).

- *Methode M1 - Einflusslinienauswertung*

Die *Methode M1* geht von den Einflusslinien (EL) der einzelnen Beanspruchungen (hier auch auf Schnittkräfte M bzw. V anstatt auf Spannungen σ bzw. τ anwendbar) im betrachteten Querschnitt aus. Diese werden üblicherweise mittels der kinematischen Methode ermittelt und stellen die

eigentlichen Lastfälle (LF) dar, wobei die Einflussordinaten die vertikalen Verformungen der einzelnen Hauptträger infolge der entsprechenden eingepprägten Einheitsverformungszustände im betrachteten Bauteilquerschnitt darstellen. Durch lineare Interpolation zwischen den HT - Achsen werden die EL für eine beliebige Fahrspurlage erhalten.

Alternativ dazu - insbesondere bei FE - Modellen - können die Einflusslinien durch Einheitslastfälle mit einer wandernden Einzellast entlang der Fahrspur, wie schematisch in Bild B / 42 dargestellt, erhalten werden.

Anhand der Einflusslinienverläufe kann nun nachfolgend die Verkehrslast in Brückenlängsrichtung derart aufgestellt werden, dass eine der Einzelbeanspruchungen bzw. Einzelschnittkräfte ein Maximum wird. Anstatt einer neuerlichen Schnittkraftberechnung des so gefundenen Gesamtlastfalles erfolgt in der Regel die Auswertung (Integration) der vorweg ermittelten Einflusslinien der Einzelschnittkräfte.

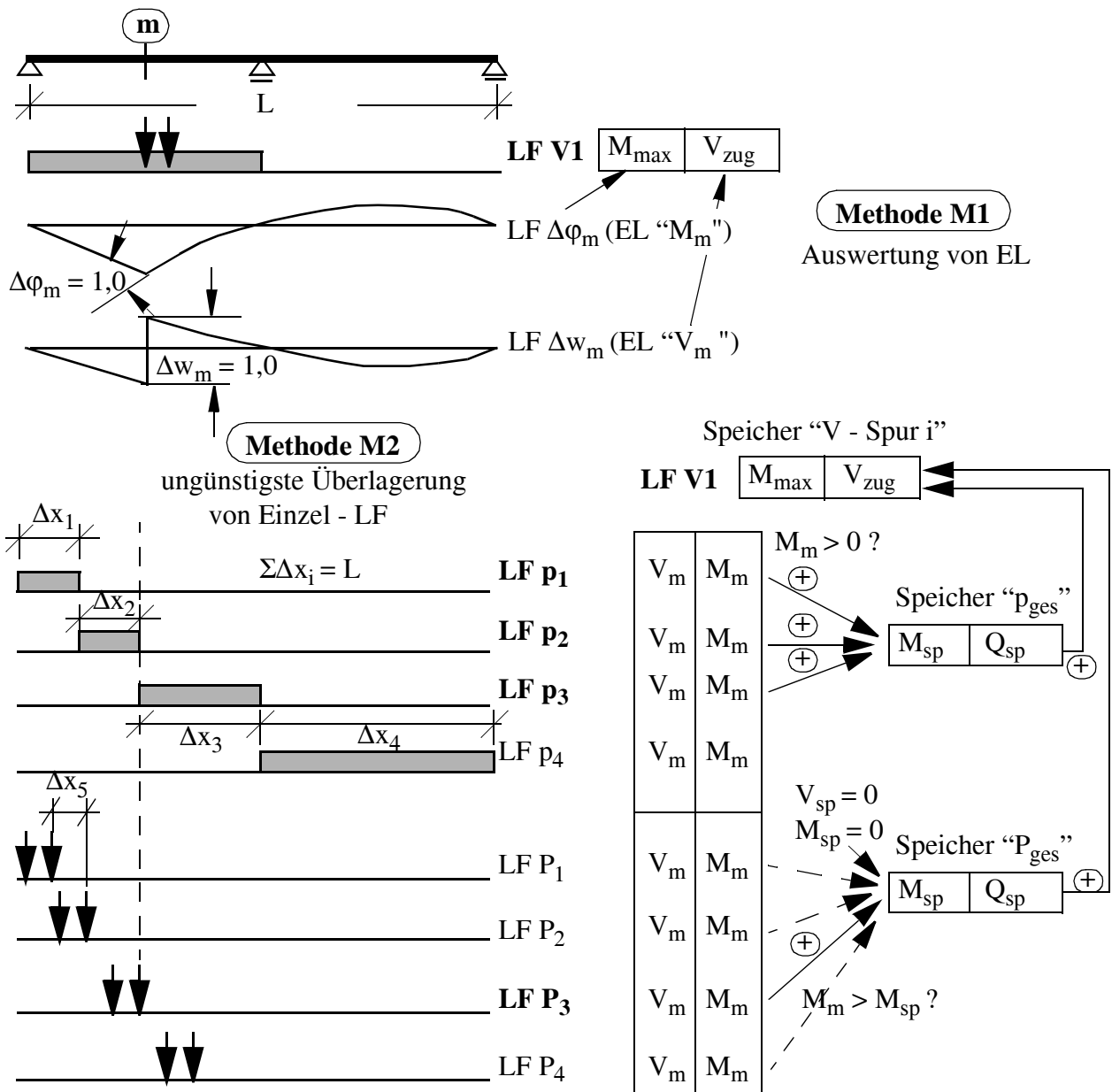


Bild B / 41 Konventionelle Vorgehensweisen zur Ermittlung der ungünstigsten Verkehrslaststellung für einen Brückenquerschnitt m.

Wenn Beanspruchungen (Spannungen) am Querschnitt aus mehreren Schnittkräften resultieren, beispielsweise σ infolge N und M , müssen die Schnittkraft - EL in entsprechende Spannungs - EL umgewandelt werden, um die größten Spannungen zu erhalten. Dies erfolgt entsprechend dem Bildungsgesetz der Spannungen. Beispielsweise ergibt sich für die EL der maximalen Randspannung σ_{mu} entsprechend Gl. B / 23, mit den Schnittkraft - EL N_m und M_m :

$$\sigma_{mu} = UK_{\sigma mu} = \frac{N_m}{A_m} + \frac{M_m}{W_{mu}} \quad (\text{Gl. B / 24})$$

- *Methode M2 - Verkehrslastspaltung und anschließende Überlagerung*

Die zweite, in Bild B / 41 mit *Methode M2* bezeichnete, gleichwertige Möglichkeit diese ungünstigsten Verkehrslaststellungen zu finden sieht eine Aufspaltung der Gesamtverkehrslast in Einzellastfälle vor und eine anschließende ungünstigste Überlagerung. In Bild B / 41 ist die Vorgehensweise schematisch dargestellt, wobei die Belastungslängen Δx_i für die Linienlasten (LF p_1, p_2, \dots) nur aus Darstellungsgründen unterschiedlich lang sind. Da die Einzellastfälle aus der Doppelachse, im Gegensatz zu jenen aus den Linienlasten, nur einmal in Brückenlängsrichtung verrechnet werden dürfen, müssen getrennte Überlagerungsspeicher definiert werden (P_{ges}, p_{ges}). Für erstere erfolgt eine ausschließende Überlagerung (nur ungünstigster Einzellastfall P_i wird abgespeichert), wogegen für letztere alle Einzellastfälle Beiträge liefern können. Das Kriterium bzw. die Überlagerungskenngröße hinsichtlich der Auswahl eines Einzellastfalles stellt die jeweils betrachtete Schnittkraft dar (in Bild B / 41 ist dies M_{max} , die dazu beitragenden Einzellastfälle p_i bzw. P_i sind hervorgehoben). Die Addition der beiden Überlagerungsspeicher (P_{ges}, p_{ges}) führt zur gesuchten ungünstigsten Verkehrswirkung der betrachteten Fahrspur.

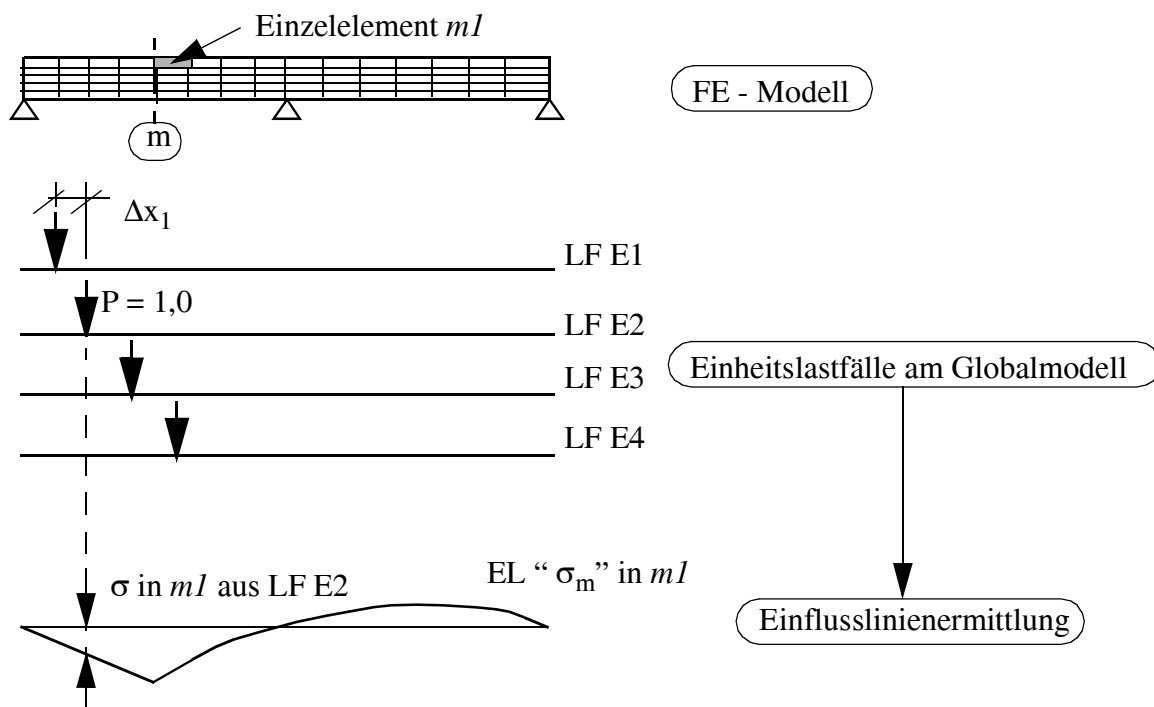


Bild B / 42 Alternative Einflusslinienermittlung im Falle von FE - Modellen.

Bei der Überlagerung hinsichtlich der maximalen Randspannung wird für jeden Einzellastfall die Randspannung nach Gl. B / 23 ermittelt und als Überlagerungskenngröße herangezogen.

Diese Vorgehensweise kann auch dann angewendet werden, wenn das Verkehrslastmodell keine Gleichlasten an der Stelle der LKW - Lasten vorsieht (z. B. [12], [16]). Nunmehr müssen die Einzellasten jedoch um den Gleichlastanteil reduziert werden.

Beide Methoden (*M1*, *M2*) führen zu denselben Ergebnissen (bei entsprechend vielen Einzellastfällen bzw. beschränkten Abschnittslängen Δx_i nach *Methode M2*). Die *Methode M2* ist bereits mit üblichen Stabwerksprogrammen für den Hochbau durchführbar, wogegen die *Methode M1* Zusatzmodule zur automatischen Auswertung von Einflusslinien erfordert.

- *Erweiterung auf mehrere Fahrspuren bei räumlichen Stabmodellen*

Eine automatische Vorgehensweise bei mehreren Fahrspuren ist im allgemeinen zu komplex, sodass der Anwender die Lage und Anordnung der Fahrspuren und damit die Verkehrslaststellung in Brückenquerrichtung "händisch" festlegt. Dann erfolgt die gezeigte Vorgehensweise isoliert für jede Einzelspur. Solange die Lastbilder in allen Fahrspuren ident sind, erfolgt die Bildung der Einzellastfälle p_i und P_i in gleicher Weise auf allen Fahrspuren. Wenn die Intensität bzw. Größe der Belastung in den einzelnen Fahrspuren jedoch unterschiedlich ist (Eurocode [18], DIN [12]), ist sinnvollerweise von einer identen Einheitsbelastung p_e bzw. P_e in allen Spuren auszugehen, die im anschließenden Schritt der Spurüberlagerung entsprechend gewichtet wird.

Das Bild B / 43 zeigt beispielhaft die Vorgehensweise zur Ermittlung der ungünstigsten Biegebeanspruchung M_{\max} für die Verkehrslaststellung *VK1* nach Eurocode für den Fall eines Brückenquerschnittes mit drei Fahrspuren. Für die weiteren 5 möglichen Kombinationen (*VK2*, *VK3*, *VK1* ÷ VK3**) ergibt sich eine analoge Vorgehensweise. Die mit * bezeichneten Kombinationen sehen nur ein Vertauschen der Belastung auf Spur 2 und 3 vor und haben praktisch keine Bedeutung, da sie nahezu idente Ergebnisse liefern.

Als Ergebnis des ersten Teilschrittes ergeben sich für jeden Bauteilquerschnitt aus den Einzellastfällen jeder Spur i die ungünstigsten Überlagerungsergebnisse für die Linienlast (Speicher "p_{ges, i}") und die Einzellast ("P_{ges, i}"). Für jede Gesamtüberlagerung (z.B. *VK1*) ist das Anlegen von 3 Überlagerungsspeichern für jeden betrachteten Bauteilquerschnitt notwendig und zwar, - für den Gleichlastanteil (Bezeichnung "VK1 - p_{ges}"), - für den Einzellastanteil ("VK1 - P_{ges}") sowie für das Gesamtergebnis ("VK1"). Bei der Überlagerung wird jede Fahrspur entsprechend gewichtet (z. B. für Spur 1 der Faktor 3,6 für p_e bzw. 1,0 für P_e). Um auch eine entlastende Wirkung einzelner Spuren auszuschließen, erfolgt eine additive Speicherung der Einzelspurergebnisse nur dann, wenn diese ungünstig sind. Gleichlast- und Einzellastanteil werden anschließend zum Gesamtergebnis addiert, wobei die nach Eurocode zusätzlich anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_f und Kombinationsbeiwerte ψ hier berücksichtigt werden können.

Nach DIN reduziert sich bei Straßenbrücken der Berechnungsaufwand, da die beiden anzusetzenden Einzelfahrzeuge (mit 3 Achsen) auf Haupt- und Nebenspur unmittelbar nebeneinander angesetzt werden dürfen, d. h. sie befinden sich immer an derselben Stelle in Brückenlängsrichtung. Damit kann für diese beiden Spuren eine äquivalente Ersatzspur definiert werden, sodass sich auch die Anzahl der Einheitslastfälle für die Ersatzinzellast reduziert. Im dargestellte Beispiel braucht nur der Fall "Einzelfahrzeuge auf Spur 1 + 2" betrachtet werden, der dann direkt dem Überlagerungsspeicher "VK1 - P_{ges}" entspricht. Das deutsche Anwendungsdokument zum Eurocode sieht eine ähnliche Regelung auch für den Eurocode vor.

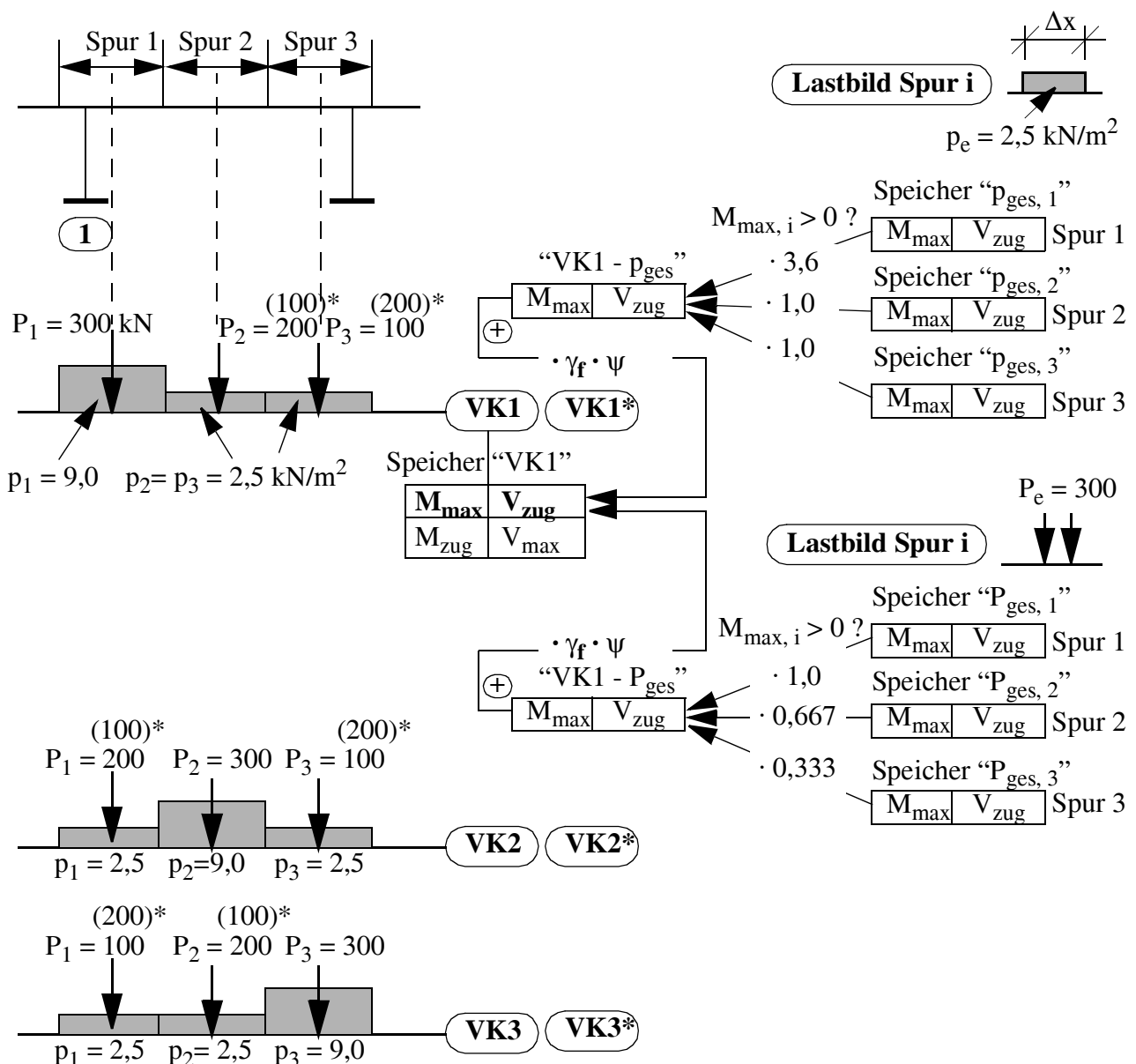


Bild B / 43 Ungünstigste Verkehrsbeanspruchung nach [18] bei mehreren Fahrspuren - Vorgehensweise nach Methode M2.

• *Praktische Hinweise*

- Auf Grund des hohen Bearbeitungsaufwandes bei mehreren Fahrspuren, sollte immer versucht werden all jene Kombinationen der Spurlaststellungen in Brückenquerrichtung zu eliminieren, die nicht maßgebend werden können, oder aber kaum Änderungen der Schnittkräfte zur Folge haben (Kombinationen $VK1^* \div VK3^*$ in Bild B / 43). Dazu ist es sinnvoll vorher die Einflusslinienverläufe in Brückenquerrichtung für repräsentative Querschnitte zu ermitteln. Für den dargestellten offenen Querschnitt mit 2 HT braucht beispielsweise zur Ermittlung der ungünstigsten Schnittkräfte im HT 1, nur die Kombination $VK1$ ausgewertet werden.
- Bei einfacheren Tragwerken können die Auswirkungen mehrerer Fahrspuren oft auch zu einer fiktiven Gesamtfahrspur zusammengefasst werden (affine EL - Verläufe in Brückenlängsrichtung).

B.7 Zusatzanforderungen an EDV - Berechnungsprogramme

Die entwickelten globalen Stabmodelle erlauben die Benutzung "konventioneller" Stabwerkeprogramme, die jedoch außer der Dehnsteifigkeit, den beiden Biegesteifigkeiten sowie der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit, auch über die Abbildung der Schubnachgiebigkeit verfügen müssen. Zur Abbildung der Nachgiebigkeit von Lagern, Fundamenten oder Unterbauten sind zusätzlich Federelemente hilfreich, die jedoch grundsätzlich auch durch äquivalente Stäbe ersetzbar sind.

Im Falle von Verbundträgern ist ein Zusatzmodul hilfreich, der die unter Abschnitt B.2.1 erläuterte Vorgehensweise – zumindest hinsichtlich der Spannungsberechnung am Querschnitt – unter zusätzlicher interner Überprüfung, ob eine gerissene Fahrbahnplatte vorliegt oder nicht, automatisiert durchführt (vgl. Bild B / 4). Dies erfordert für die Ergebnisspeicherung die zusätzliche Definition von jeweils 2 Teilstäben für jeden Hauptträgerstab.

Hilfreich für die praktische Berechnung ist die Ergänzung des Moduls zur Lastfallüberlagerung in folgender Hinsicht, sodass die, im Abschnitt B.6 dargestellte übliche Vorgangsweise der Zerlegung der Verkehrslastbilder in Einzelabschnitte (Methode M2) anwendbar ist:

1. Formulierung von über die Einzelschnittkräfte am Stab (N, M, V) hinausreichenden Überlagerungskenngrößen (UK), die zumindest die Gesamtspannungen am jeweiligen Querschnitt beinhalten (z. B. nach Gl. B / 23 bei Beanspruchungen aus N und M). Wünschenswert wäre jedoch die freie Formulierbarkeit des Anwenders, sodass beispielsweise für Queraussteifungen auch die (vertikalen) Differenzverformungen zwischen Stabenden oder, im Falle von Verbundträgern die Differenznormalkräfte der Fahrbahnplatte (Basis zur Ermittlung zutreffender Schubkräfte in der Verbundfuge), als Überlagerungskenngröße vorgebar wäre.
2. Zusätzliche Definition von Stabkoppelungen für die Abspeicherung der Ergebnisse, sodass zu den ungünstigsten Schnittkräften bzw. Verformungen eines Stabquerschnittes auch die zugehörigen Ergebnisse im vom Anwender definierten Koppelstab mitabgespeichert werden. Diesbezügliche Beispiele zur Anwendung wären:
 - Koppelung der Lagerelemente, sodass beispielsweise zum minimalen Auflagerdruck des festen Lagers die zugehörigen Auflagerdrücke aller anderen Lagern abgespeichert sind.
 - Koppelung der zugehörigen Hauptträgerstäbe bzw. Kopplung zwischen Hauptträgerstab und Zentralstab, sodass der Schnittkraft- und Spannungszustand im Fahrbahnquerschnitt eindeutig bestimmbar ist sowie die u. U. notwendige Korrektur der Verformungen und Spannungen für symmetrische Vertikallasten bei Fahrbahnquerschnitten mit zwei Hauptträgern durchführbar ist (vgl. Abschnitt B.2.1.4).
 - Koppelung der angrenzenden Querstäbe von Queraussteifungen, sodass die ungünstigste Beanspruchung der Queraussteifung realitätsnah abgeleitet werden kann (vgl. Bild B / 32 b für Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern).
 - Koppelung von frei definierbaren Stabquerschnitten, die die Grenzen eines anschließend als lokales Modell abzubildenden Detailauschnittes bilden.

Sind keine Stabkopplungen verfügbar, ist man als Anwender gezwungen entweder mit konservativen Ansätzen zu arbeiten (z.B. Spannungsberechnung σ am HT nach Gl. B / 5 mit den Maximalwerten der Schnittkräfte in den einzelnen Stäben), oder für einzelne Bauteilquerschnitte werden anhand der EL - Verläufe Gesamtlastfälle festgelegt, sodass zugeordnete Schnittkräfte in den einzelnen Stäben erhalten werden.

Darüberhinaus ist auch die unabhängige und voneinander abweichende Definition von Querschnittswerten für Systemberechnung und anschließender Spannungsberechnung am Bauteilquerschnitt notwendig (insbesondere bei Verbundquerschnitten).

Eine wichtige Weiterentwicklung von EDV - Berechnungsprogrammen für die praktische Anwendung im Brückenbau wäre auch die Interaktion und Datenvernetzung zwischen globalem Modell und den einzelnen lokalen Modellen, wodurch die zeitintensive und fehleranfällige händische Vorgehensweise im Zuge der praktischen Berechnung entfallen könnte.

C . STABMODELLE - Praktische Beispiele

C.1 Allgemein

Die nachfolgend dargestellten 9 Beispiele sollen die praktische Anwendung der im Abschnitt B vorgestellten Stabmodelle zeigen sowie deren Leistungsfähigkeit. Die Auswahl der Beispiele erfolgte derart, dass die unterschiedlichsten Querschnittsformen (offener Querschnitt, Kastenquerschnitt) und Tragsysteme (Einfeldbalken, Durchlaufträger) abgedeckt sind. Ein Großteil der Beispiele beinhaltet den häufigsten Fall des Fahrbahnquerschnittes mit 2 Hauptträgern, wobei auch komplexe Lagerungsbedingungen mitabgedeckt sind (Beispiel 4, mehrfeldriges Kastentragwerk mit nur einem mittigen Lager an den Zwischenstützen). Vor allem soll aber auch das durch, - lokale Hauptträgerbiegung, - Querschnittsverformung, - Querschnittsverwölbung (vgl. Bild A / 28), bedingte komplexe Tragverhalten gezeigt werden, das insbesondere bei Fahrbahnquerschnitten mit wenigen nachgiebigen Queraussteifungen vorliegt.

Um das entsprechende Tragverhalten besser zu verdeutlichen werden meist vereinfachte, idealisierte Lastbilder verwendet. Zur Darstellung der Treffsicherheit der Stabmodelle erfolgt der Ergebnisvergleich mit realitätsnahen Modellen (meist FE - Modelle), die teilweise auch der Literatur entnommen sind.

Für die FE - Modelle wurde das Softwarepaket ABAQUS verwendet [62].

Die Gliederung der Beispiele erfolgt ähnlich wie im Abschnitt B, sodass zuerst wieder auf Fahrbahnquerschnitte mit 2 HT eingegangen wird.

C.2 Fahrbahnquerschnitte mit 2 Hauptträgern

C.2.1 Beispiel 1: Einfeldriger "voller" Kastenquerschnitt

- *Anlageverhältnisse (System, Belastung und Parametervariation)*

Das Beispiel 1 stellt eine einfeldrige, zweigleisige stählerne Eisenbahnbrücke mit vollwandigem, rechteckförmigem Kastenquerschnitt dar, das erstmals in [63] behandelt wurde. In Bild C / 1 sind die Anlageverhältnisse zusammenfassend dargestellt. Die Stützweite beträgt $L = 40$ [m], die Bauhöhe des Kastens $h = 3,4$ [m] und der Hauptträgerabstand $e_{HT} = 6,0$ [m]. Sowohl das Ober- als auch das Untergurtblech weist Längsrippen und Blechverstärkungen nahe der Hauptträgerstege auf, die in Bild C / 1 nur schematisch angedeutet sind. Die Lagerung der beiden Hauptträger ist statisch bestimmt, d. h. nur 1 Lager ist längsfest ausgebildet.

Als Besonderheit weist das Tragwerk nur sehr wenige nachgiebige Queraussteifungen in Form von Querverbänden (QV) auf, wobei sowohl der Fall mit 3 Zwischenqueraussteifungen (ZQV) als auch

mit nur 1 ZQV in Brückenmitte untersucht wurde. Die Querverbände an den Lagern werden als schubstarr vorausgesetzt (Rechenwert $t^* = 2$ [cm] bei den FE - Berechnungen). Die Schubnachgiebigkeit der ZQV wurde variiert, wobei diese nachfolgend als äquivalente Ersatzblechdicke t^* ausgedrückt ist. Es wurden die Fälle $t^* = 2 / 0,5 / 0,3 / 0,1$ [cm] untersucht. Dies entspricht den in Tabelle C / 1 angeführten Diagonalstabflächen, die mit der in Bild B / 6 angegebenen Formel für K - Verbände direkt ermittelt werden können.

Als Belastung wird hier nur die idealisierte Verkehrslast auf einem Gleis, in Form einer konstanten Linienlast von 132 [kN/m], erörtert (aus [63]). Diese Belastung kann, wie das Bild C / 1 zeigt, in zwei Einzellastfälle zerlegt werden (Anmerkung: dies ist in der Praxis nicht erforderlich, sodass sich $p_1 = 132 \cdot 5 / 6 = 110$ für HT 1 und $p_2 = 132 \cdot 1 / 6 = 22$ [kN/m] für HT 2 ergibt). Der Lastfall LF 1, der die symmetrische Belastung darstellt, bewirkt nur die globale Biegebeanspruchung des Tragwerkes, sodass darauf nicht näher eingegangen werden muss. Der Lastfall LF 2, der die antymetrische Torsionsbelastung darstellt, bewirkt jedoch ein sehr komplexes Tragverhalten, das nachfolgend dargestellt wird. Bedingt durch den großen Abstand der ZQV erfahren die beiden HT eine hohe lokale Biegebeanspruchung sowie Biegebeanspruchungen aus der Wölbkrafttorsion, da die Abtragung über St. Venant' sche Torsion durch die nachgiebigen ZQV eingeschränkt ist.

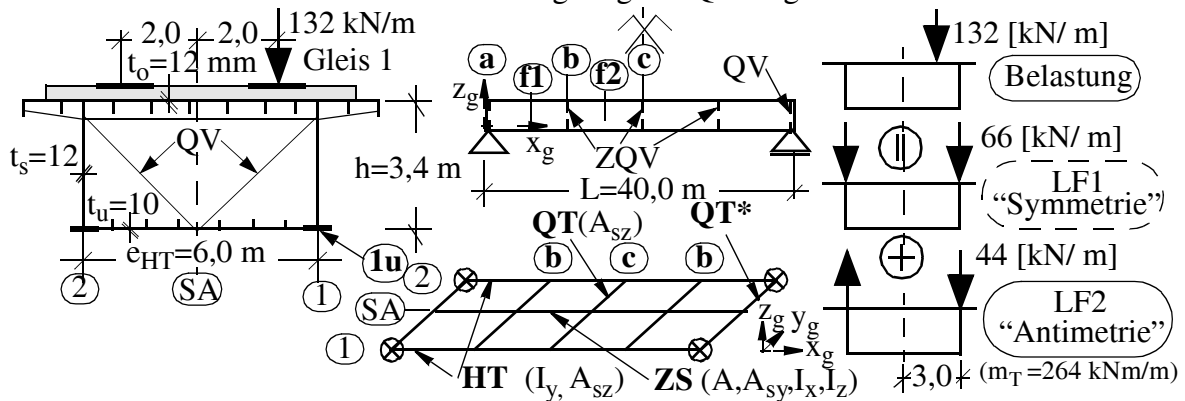


Bild C / 1 Beispiel 1; Anlageverhältnisse (System, Belastung und Stabmodell).

t^* [cm]	Diagonale A_K [cm ²]	Stabmodell A_{sz} [cm ²]
2,0	(708)	1360
0,5	177	340
0,3	106,2	204
0,1	35,4	68

$$A_K = t^* \cdot \frac{G}{E} \cdot \frac{2 \cdot d_K^3}{e_{HT} \cdot h} = t^* \cdot \frac{8000}{20600} \cdot \frac{2 \cdot 453^3}{600 \cdot 340}$$

$$A_K = t^* \cdot 354 \text{ cm}^2$$

$$d_K = \sqrt{(e_{HT}/2)^2 + h^2} = \sqrt{3^2 + 3,4^2} = 4,53 \text{ m}$$

- Querschnittswerte QT - Stab (vgl. Bild B/6):

$$A_{sz} = f_{st} \cdot h \cdot t^* = 2 \cdot 340 \cdot t^* = 680 \cdot t^* \text{ cm}^2$$

Tabelle C / 1 : Zwischenquerverbände (ZQV); Zusammenhang zwischen äquivalenter Blechdicke t^* und der Diagonalstabfläche.

• *Stabmodell*

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Für dieses System ist das Basismodell nach Bild B / 3 ausreichend, da die Verwölbungen des Kastenquerschnittes unbehindert bleiben und daher keine Auswirkungen auf das Tragverhalten haben. Das

Bild C / 1 zeigt das Stabmodell, bestehend aus den beiden HT - Stabzügen, dem Zentralstab ZS und den QT - Stäben, für den Fall mit 3 ZQV. Insgesamt sind $3 \cdot 4 + 5 \cdot 2 = 22$ Einzelstäbe anzusetzen. Im Falle nur 1 ZQV entfallen die QT - Stäbe in der Achse b . Alle Stäbe liegen in einer Ebene.

Die Querschnittswernermittlung der Stäbe für die Systemberechnung ist für dieses erste Beispiel nachfolgend detailliert angeführt.

Für die beiden HT - Stäbe erfolgt die Ermittlung in Bild C / 2b. Die angeführte Fläche A_{HT} dient nur der Querschnittswernermittlung, im Stabmodell gilt $A = 0$. Die Schubfläche A_{sz} entspricht der Stegfläche. Das Trägheitsmoment I_y ergibt sich unter Ansatz der effektiven Flächen für Ober- und Untergurt (A_{OG} , A_{UG}), wobei die Eigenträgheitsmomente der Längsrippen vernachlässigt und ihre Schwerpunktlage vereinfacht in der Achse der Gurtbleche angesetzt werden. Die Ermittlung der effektiven Gurtflächen erfolgt für Ober- und Untergurt getrennt. Im Falle von verrippten Gurtblechen, die auch im Querschnitt ungleichmäßig verteilt sein können, ist dazu als Basiswert für jeden der beiden Gurte das Trägheitsmoment I_z um die Symmetrieachse des Gesamtquerschnittes zu ermitteln, wie in Bild C / 2a für den Obergurt schematisch dargestellt. Auch Änderungen der Blechdicke in Brückenquerrichtung können derart erfasst werden. Daraus ergibt sich die effektive Gurtfläche nach Gleichung C / 1 (sinngemäß aus [63]), die hier für den Obergurt angeschrieben ist.

$$A_{OG} = \frac{2 \cdot I_{z, OG}}{e_{HT}^2} \quad (\text{Gl. C / 1})$$

Bei konstanter Blechdicke und gleichmäßiger Verrippung führt diese Vorgehensweise auf die in Bild B / 3 angeschriebene Formel für die effektive Breite b_{eff} , aus der sich $A_{OG} = b_{eff} \cdot t_{eff}$ ergibt, mit t_{eff} nach Bild B / 11 b (Hinweis: Die in Bild C / 2c ausgewiesenen Dicken t_{eff} gelten für eine reduzierte, fiktive Gurtbreite von $b_{ges} = e_{HT}$). Mit den effektiven Gurtflächen kann nun das Trägheitsmoment I_y , wie in Bild C / 2 b dargestellt, ermittelt werden.

Die Ermittlung der Torsionssteifigkeit I_x für den Zentralstab in Bild C / 2 b erfolgt nach Gleichung B / 4. Die horizontale Biegesteifigkeit I_z , die Gesamtfläche A und die Schubfläche A_{sy} entsprechen den Werten des Gesamtquerschnittes (Ermittlung hier nicht angeführt, da keine Auswirkungen auf die Beanspruchungen für dieses Beispiel).

Die QT - Stäbe erhalten eine fiktive sehr hohe Biegesteifigkeit ($I_y = I_z \approx \infty$), keine Torsionssteifigkeit ($I_x = 0$) und die der Steifigkeit t^* der Querverbände entsprechende Schubfläche A_{sz} nach Tabelle C / 1. Da ein rechteckförmiger Kasten vorliegt, wird die äquivalente Schubfläche des Querverbandes, wie formelmäßig angeführt, verdoppelt ($f_{st} = 2$).

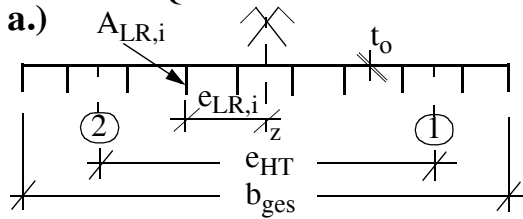
- Hinweise zur Spannungsberechnung

Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen wurde der *Shear lag Effekt* vernachlässigt, der nur den Bereich innerhalb der HT - Stege betrifft (vgl. Bild C / 2d), sodass für den *LF 1* (nur globale Biegung) die Querschnittswerte des Bruttoquerschnittes nach Bild C / 2c gelten und für den *LF 2* die Querschnittswerte der Systemberechnung nach Bild C / 2b. Die zugehörigen, ausgewiesenen Widerstandsmomente für den Untergurt (Punkt *Iu*) differieren deutlich, sodass dies auch bei der praktischen Berechnung dieses Systems berücksichtigt werden sollte. Wird mit der Gesamtbelastung gerechnet (ohne Trennung in *LF 1* und *2*) ist bei der Spannungsberechnung daher nach Gleichung B / 6 vorzugehen. Die Näherung nach Gleichung B / 7 wäre hier sehr konservativ ($W_{y, Iu} = 95.060 \text{ cm}^3$ nach Bild C / 2 b). In beiden Fällen entfallen für dieses Beispiel die Schnittkräfte N , M_z , M_{y, ZS^*} .

Für die Beanspruchung der Zwischenqueraussteifungen sind nur die Querkräfte in den QT - Stäben maßgebend, die wieder mit dem Faktor $f_{1d} = 0,5$ (da vertikale HT - Stege) abgemindert werden kön-

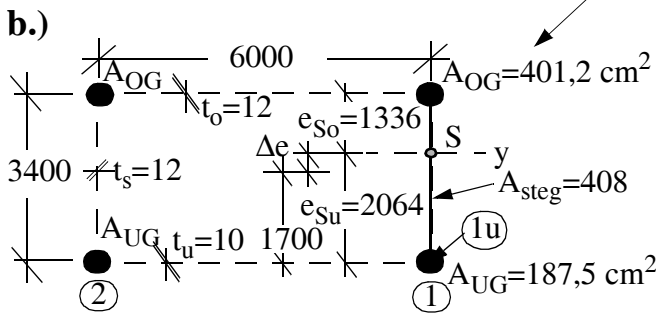
Kap. C.2.1 STABMODELLE - Praktische Beispiele

nen, um so nach Bild B / 6 direkt die Normalkraft der Verbandsdiagonale zu erhalten:
 $N_K = 0,5 \cdot V_{QT} / \sin \alpha_K = (0,5 \cdot d_K / h) \cdot V_{QT} = (0,5 \cdot 4,53 / 3,4) \cdot V_{QT} = 0,666 \cdot V_{QT}$



$$I_{z,OG} = t_o \cdot b_{ges}^3 / 12 + \sum A_{LR,i} \cdot e_{LR,i}^2$$

$$A_{OG} = 2 \cdot I_{z,OG} / e_{HT}^2$$



HT 1, 2

$$A_{sz} = A_{steg} = 340 \cdot 1,2 = 408 \text{ cm}^2$$

$$A_{HT} = 401,2 + 408 + 187,5 = 996,7 \text{ cm}^2$$

$$\Delta e = (401,2 \cdot 170 - 187,5 \cdot 170) / 996,7 = 36,4 \text{ cm}$$

$$e_{Su} = 170 + 36,4 = 206,4 \text{ cm}; e_{So} = 133,6 \text{ cm}$$

$$I_y = 401,2 \cdot 133,6^2 + 408 \cdot 36,4^2 + 1,2 \cdot 340^3 / 12 + 187,5 \cdot 206,4^2$$

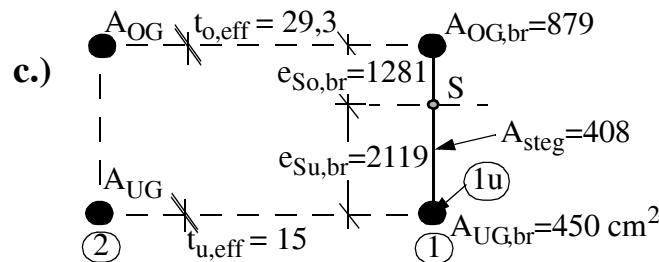
$$I_y = 1,962 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,1u} = I_y / e_{Su} = 1,962 \cdot 10^7 / 206,4 = 95.060 \text{ cm}^3$$

ZS $I_z = 17,94 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$ $A_{sy} \approx 1300 \text{ cm}^2$

$$I_x = \frac{(600 + 600)^2 \cdot 340^2}{600 / 1,2 + 2 \cdot 340 / 1,2 + 600 / 1,0} = 9,988 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$A = 3500 \text{ cm}^2$$



HT 1, 2

$$I_{y,br} = 3,933 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,br,1u} = 3,933 \cdot 10^7 / 211,9 = 185.600 \text{ cm}^3$$

d.) *Shear lag Effekt* nach EN 1993 - 1 - 5 für den Obergurt / innenseitig

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{LR,i}}{e_{LR,i} \cdot t_o}} = \sqrt{1 + \frac{63}{50 \cdot 1,2}} = 1,43$$

$$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L = 1,43 \cdot 3,0 / 40,0 = 0,107$$

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot 0,107^2} = 0,93$$

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0,93 \cdot 3,0 = 2,8 \approx b_{br} = 3,0 \text{ m}$$

Bild C / 2 Beispiel 1; Querschnittswerte für das Stabmodell. a.) Basiswert für die effektive Gurtfläche, b.) Querschnittswerte für HT- und Zentralstab, c.) Trägheitsmoment des Bruttoquerschnittes, d.) Abschätzung des *Shear lag Effekt*es.

• *Praktische Hinweise für allgemeine Belastungsfälle*

Bei Verwendung des in Bild C / 1 dargestellten Stabmodells sind bei der Anwendung auf allgemeine vertikale Belastungsfälle (keine Trennung in Symmetrie und Antimetrie notwendig) folgende Punkte erwähnenswert:

- Bei der Längsnormalspannungsermittlung ist bei den Biegemomenten M_y der HT- Stäbe zu unterscheiden, ob die effektiven Querschnittswerte (Bild C / 2b) oder jene des Bruttoquerschnittes angesetzt werden müssen (Bild C / 2c). Es ist daher nach Gleichung B / 6 vorzugehen, sodass die Biege-

momente in beiden HT- Stäben (HT 1, 2) im betrachteten Brückenquerschnitt benötigt werden, um die beiden Anteile M_{sym} und M_{anti} zu erhalten.

- Die vertikalen Verformungen der Hauptträger müssen korrigiert werden, da für den Anteil aus der globalen Biegung ($LF 1$ bzw. Anteil M_{sym}) die Verformungen deutlich überschätzt werden, infolge des zu geringen Trägheitsmomentes der beiden HT - Stäbe gegenüber dem Bruttoquerschnitt (vgl. Bild C / 2 b und c). Die Vorgehensweise erfolgt nach Punkt 1.1 in Abschnitt B.2.1.5. Die endgültige Verformung w_1^* für HT 1 ergibt sich nach Gleichung C / 2 mit den errechneten Verformungen w_1 und w_2 der HT - Stäbe in diesem Querschnitt. Der Korrekturfaktor f_1 ergibt sich für dieses Beispiel zu: $f_1 = I_y / I_{y,\text{br}} = 1,962 \cdot 10^7 / 3,933 \cdot 10^7 = 0,499$ (vgl. Bild C / 2 b und c).

$$w_1^* = \left(\frac{w_1 + w_2}{2} \right) \cdot f_1 + \left(\frac{w_1 - w_2}{2} \right) \quad (\text{Gl. C / 2})$$

Anstatt der Verformungskorrektur kann auch ein zusätzlicher Zentralstab ZS^* mit starren Querstäben QS zum Anschluss an die beiden HT, wie in Bild B / 14 dargestellt, im Stabmodell angeordnet werden. Diesem Zentralstab ZS^* würde die fehlende Biegesteifigkeit zugewiesen werden. In diesem Fall: $\Delta I_y = 2 \cdot (I_{y,\text{br}} - I_y) = 2 \cdot (3,933 \cdot 10^7 - 1,962 \cdot 10^7) = 3,942 \cdot 10^7 \text{ [cm}^4\text{]}$. Bei den Längsnormalspannungsermittlung ist nun außer den Momenten in den HT - Stäben auch das Moment im Zentralstab M_{y,ZS^*} zu beachten (Erhöhung von M_{sym}). Die Schnittkräfte in den zusätzlichen Querstäben QS sind ohne Bedeutung bei der Spannungsberechnung (Anmerkung: Würde man diese Biegesteifigkeit ΔI_y direkt dem Zentralstab ZS im Stabmodell nach Bild C / 1 zuweisen, müsste man die Querkräfte in den QT - Stäben korrigieren, um zutreffende Beanspruchungen der Queraussteifungen zu erhalten).

• Ausgewählte Ergebnisse

In Bild C / 3 ist der Längsnormalspannungsverlauf σ in Brückenlängsrichtung für den antimetrischen $LF 2$ in der maßgebenden Achse Iu für verschiedene Querverbandssteifigkeiten dargestellt. Das linke Teilbild zeigt das Ergebnis für 3 ZQV, das rechte Teilbild für nur 1 ZQV. Die Ergebnisse mit dem Stabmodell ("model") sind jenen eines realitätsnahen FE - Modells ("exact") gegenübergestellt.

Das Stabmodell liefert konservative Ergebnisse, da die - nach der Überlagerung mit dem Lastfall $LF 1$ - günstigen Spannungsspitzen an den ZQV unterschätzt werden. Der Normalspannungszuwachs infolge der Änderung der Steifigkeit der Zwischenqueraussteifungen wird gut wiedergegeben. Die vordergründig großen Abweichungen zur FE - Lösung (z. B. + 60 % in Achse $f2$ bei 3 ZQV) verschwinden bei Überlagerung mit dem Lastfall $LF 1$ (globale Biegung), der wesentlich höhere Spannungen σ liefert und auch im Stabmodell "exakt" wiedergegeben werden kann. Für den untersuchten Verkehrslastfall bleibt für alle untersuchten Systemvarianten die Spannungsüberschätzung im Stabmodell unter 5 %, die sich nach Überlagerung mit den ständigen Lasten weiter verkleinert.

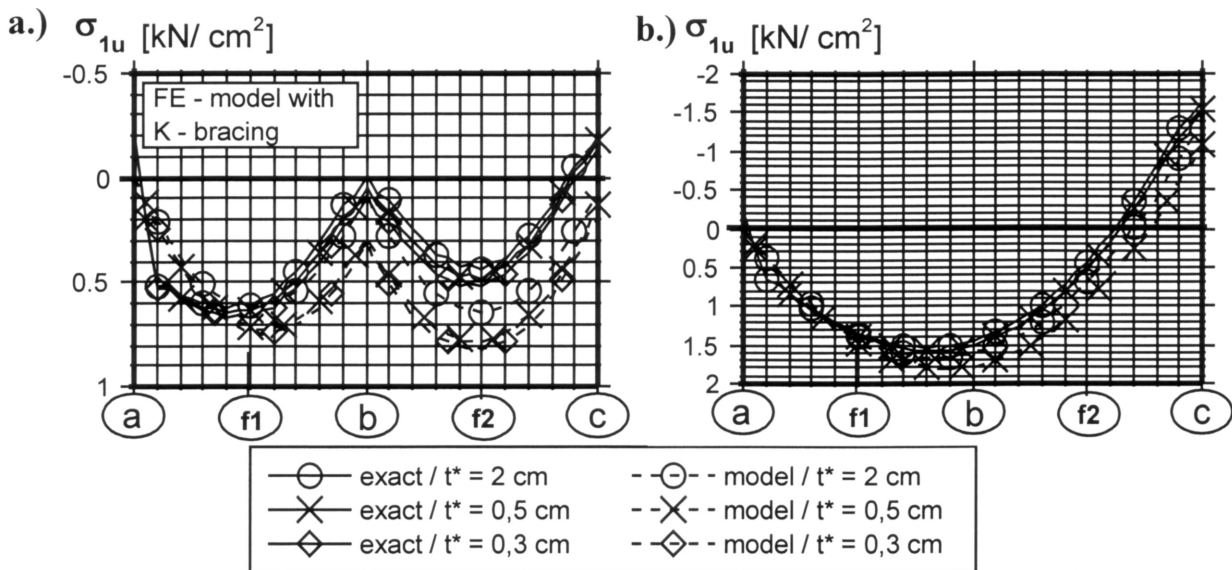


Bild C / 3 Beispiel 1; Normalspannungen σ in Achse $1u$ infolge $LF 2$ für das System mit, a.) drei, b.) einem Zwischenquerverband.

Der hier nicht dargestellte Vergleich der Querverbandsbeanspruchungen, die nur aus $LF 2$ herrühren, liefert eine Unterschätzung von maximal $-2 \div 6 \%$ gegenüber dem FE - Modell, ohne Berücksichtigung der im Abschnitt B.2.1.4 geforderten Erhöhung von $+10 \%$. Mit dieser vorgeschlagenen Erhöhung werden mit dem Stabmodell geringfügig konservative Ergebnisse erhalten.

Interessant ist der Einflusslinienverlauf für die Zwischenquerverbände in Abhängigkeit ihrer Steifigkeit. Die in Bild C / 5 dargestellten Einflusslinienverläufe für die Beanspruchung N_K der Verbandsdiagonale (Basiswert V_{QT} dargestellt) in Achse c gelten für die Fahrspur in Achse 1 bzw. 2 und wurden, wie im Punkt 1.2 des Abschnitts B.2.1.6 dargestellt, ermittelt. Sie stimmen mit jenen des FE - Modells, hier nicht dargestellt, gut überein. Auch die Einflusslinie für eine konventionelle isolierte Betrachtung dieser Queraussteifung ist eingetragen ("simple model", vgl. Bild B / 16). Auf den typischen Verlauf der realitätsnahen Einflusslinien und ihre Auswirkungen auf die praktische Bemessung wird in anderen Beispielen noch näher eingegangen.

Umfangreiche weitere Ergebnisvergleiche, auch mit dem Berechnungsverfahren aus [63], finden sich in [0] im Abschnitt D.2.

- *Einfluss der Querverbandsnachgiebigkeit auf das Tragverhalten*

In Bild C / 4 ist abschließend der Einfluss der Nachgiebigkeit der Zwischenquerverbände, im Falle von drei ZQV, auf wesentliche Ergebnisse dargestellt. Dabei sind hier nur die Ergebnisse des $LF 2$ angeführt, da ja für $LF 1$ nur eine globale Biegebeanspruchung vorliegt, sodass die Nachgiebigkeit der ZQV ohne Einfluss ist.

Für jede der angeführten Größen erfolgt der Bezug auf den Fall starrer Zwischenqueraussteifungen ($t^* = 2$ [cm]). Man erkennt für alle Größen einen deutlich nichtlinearen Verlauf. Erst für äquivalente Ersatzblechdicken von $t^* \leq 0,5$ [cm] ergeben sich nennenswerte Änderungen. Der Anstieg der vertikalen HT - Verformungen in Brückenmitte (w_{1c}) ist ähnlich wie jener der Normalspannungen σ zwischen den ZQV, der für Achse $f2$ dargestellt ist (" σ in $f2$ "). Demgegenüber nehmen die Spannungen in den Querverbandsachsen deutlich ab, wie für Achse c dargestellt (" σ in c "). Der geringfügige Anstieg der Querverbandsbeanspruchung in Achse c (" N in $CB_r c$ ") gilt nur im Falle der vorliegen-

den durchgehenden Linienbelastung und bedeutet, dass die an sich unterschiedlichen Einflusslinien annähernd gleichen Flächeninhalt besitzen (vgl. Bild C / 5). Würden nur Einzellasten in Achse c vorliegen, wäre ein Abfall der Querverbandsbeanspruchung bei Abnahme der Querverbandssteifigkeit gegeben, wie ebenfalls aus den maximalen Ordinatenwerten in Bild C / 5 ersichtlich ist.

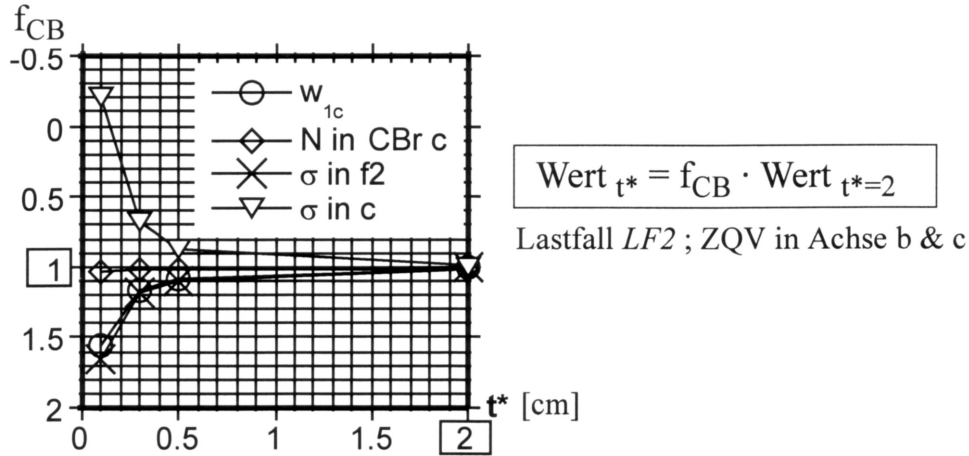


Bild C / 4 Beispiel 1; Einfluss der Steifigkeit der drei Zwischenqueraussteifungen auf die wesentlichen Gesamtergebnisse.

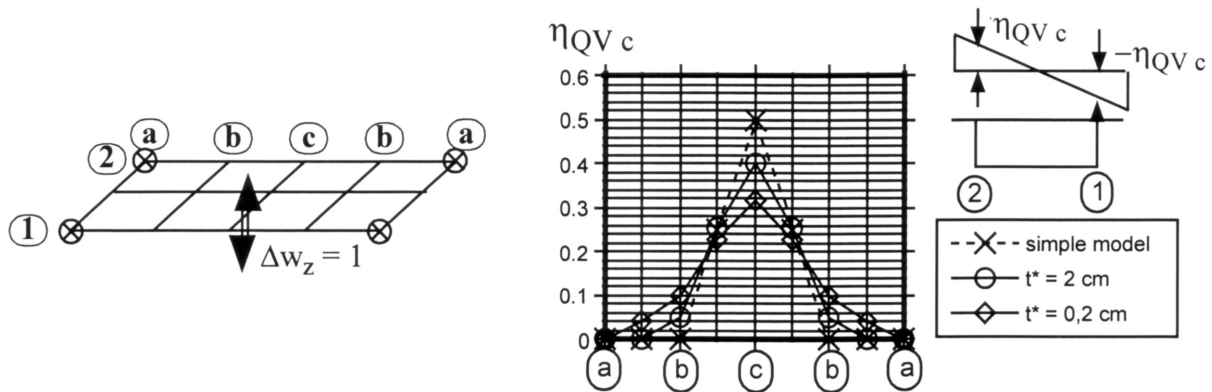


Bild C / 5 Beispiel 1; Einflusslinie für den Zwischenquerverband in Achse c bei 3 ZQV.

• *Verwölbungen in den Lagerachsen*

In der Tabelle C / 2 sind ergänzend die Relativverschiebungen $x_{a,1-2}$ zwischen den beiden Lagerpunkten in Achse a angeführt (FE - Modell), die auch mit dem erweiterten Basismodell zutreffend erhalten werden. Hier bestätigt sich die übliche Praxis, dass im Falle eines "vollen" Kastenquerschnittes die Verwölbungen vernachlässigbar klein bleiben, auch im Falle der längsfesten Lagerung beider HT wenn das Lagerspiel ausreichend groß ist.

Anzahl ZQV	t^* der ZQV [cm]	$x_{a, 1-2}$ [mm]	Anzahl ZQV	t^* der ZQV [cm]	$x_{a, 1-2}$ [mm]
3	2,0	0,6	1	2,0	1,3
	0,1	1,0		0,1	2,0

Tabelle C / 2 : Beispiel 1; Verwölbung aus LF 2 in der Auflagerachse a für einzelne Systemannahmen.

C.2.2 Beispiel 2: Auflagerzwangskräfte einer einfeldrigen Deckbrücke mit offenem Querschnitt

• *Anlageverhältnisse (System und Belastung)*

Das Beispiel 2 behandelt eine einfeldrige Deckbrücke mit offenem Querschnitt in Verbundbauweise, die bereits in [64] behandelt wurde (verkürzte Wiedergabe aus [0], Abschnitt D.3). In Bild C / 6 sind die Anlageverhältnisse zusammenfassend dargestellt, die für die Betonfahrbahnplatte die idealisierte Annahme eines Rechteckquerschnittes vorsehen. Die Stützweite beträgt $L = 45$ [m], die Bauhöhe des Querschnitts $h = 2,2$ [m] und der Hauptträgerabstand $e_{HT} = 6,0$ [m]. Die Lagerung der beiden Hauptträger sieht - wie häufig in der Brückenbaupraxis - die längsfeste Lagerung beider Hauptträger in einer Auflagerachse vor (Achse a), wogegen die beiden Auflager in Achse e längsverschieblich sind. Vereinfacht wird die Höhenlage der Lagerachsen (LA) mit der Achse der Untergurte (Achse u) gleichgesetzt (die Ergebnisse aus [64] werden entsprechend umgerechnet, da dort eine Lagerexzentrizität von 95 [mm] vorausgesetzt wird). In Brückenquerrichtung ist eines der beiden Lager in Achse a und e unverschieblich. Durch die beiden längsfesten Lager an einem Widerlager wird die freie Verwölbung des Fahrbahnquerschnittes behindert, sodass für horizontale Lasten in Brückenquerrichtung (aus Wind) aber auch für unsymmetrische Vertikallasten aus Verkehr horizontale Zwängungskräfte A_h an den Auflagern entstehen.

Primäres Ziel ist, wie in [64], die Größe der horizontalen Lagerzwangskräfte A_{hx} in Brückenlängsrichtung darzustellen und zwar einerseits für jene Verkehrslaststellung die für die Bemessung der HT in Feldmitte maßgebend ist (LF 1, Verkehrslastmodell nach DIN 1072, Klasse 60/ 30, wobei vereinfacht die Fahrbahnbreite mit der Betonplattenbreite b_{ges} gleichgesetzt wurde) sowie für horizontale Windlasten. Letztere werden einerseits in der Höhenlage des Schubmittelpunktes M des Fahrbahnquerschnittes angesetzt (LF W1) und andererseits in Höhe der Fahrbahnplatte (LF W2), um die Auswirkungen des unterschiedlichen Kraftangriffspunktes zu zeigen (die Höhe der Windlast entspricht den Angaben in ÖNorm B 4002 für den Fall der Überlagerung mit den Verkehrslasten). Die Höhenlage des Schubmittelpunktes M in Bild C / 6, die ingenieurmäßig nach [64] in Bild C / 8 a dargestellt ist, wird durch die Berechnungen am realitätsnahen FE - Modell für den Lastfall LF W1 im Falle der zwängungsfreien Lagerung ($A_{hx} = A_{hy} = 0$) bestätigt, da dabei nahezu keine Verdrehung des Fahrbahnquerschnittes entsteht.

Aus Gleichgewichtsgründen führen die Lagerlängskräfte A_{hx} auch zu Lagerkräften A_{hy} in Brückenquerrichtung, sodass auch bei alleiniger vertikaler Belastung eine damit verbundene zusätzliche globale horizontale Biegung des Fahrbahnquerschnittes entsteht.

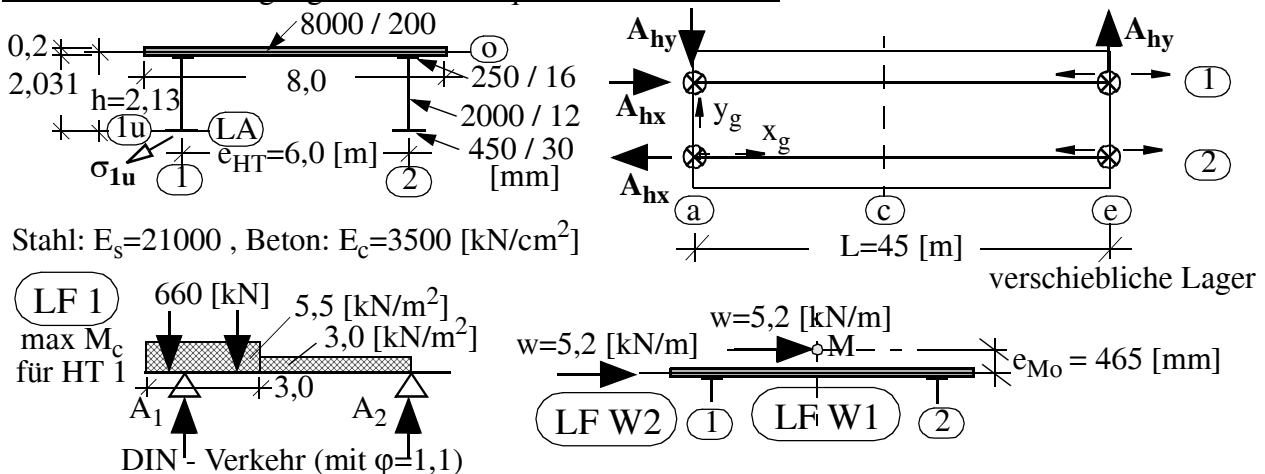


Bild C / 6 Beispiel 2; Anlageverhältnisse der untersuchten einfeldrigen Verbunddeckbrücke.

In den Auflagerachsen wird von starren Queraussteifungen ausgegangen (Rechenwert $t^*=2$ [cm]). Die Anzahl und Steifigkeit der Zwischenqueraussteifungen hat bei der vorausgesetzten Lasteinleitung in die HT - Achsen bzw. in die Fahrbahnplatte (vereinfachter Ansatz von Linienlasten anstatt der Einzellasten in den ZQV - Achsen nach Bild B / 9) keine Auswirkungen auf die Ergebnisse, wie Vergleichsstudien am FE - Modell zeigten (siehe [0]).

Allen Berechnungen wird starrer Verbund sowie eine ungerissene Betonplatte (Zustand I) unterstellt. Bei allen Stabmodellen wird der Verbundquerschnitt auf einen äquivalenten Stahlquerschnitt übergeführt, indem die Betonquerschnittsteile im Verhältnis n_0 der E - Moduli abgemindert werden ($n_0 = E_s / E_c = 21.000 / 3.500 = 6$). Einzig bei der Ermittlung der Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte erfolgte die Abminderung mit dem Verhältnis der G - Moduli ($n_G = G_s / G_c = 5,24$).

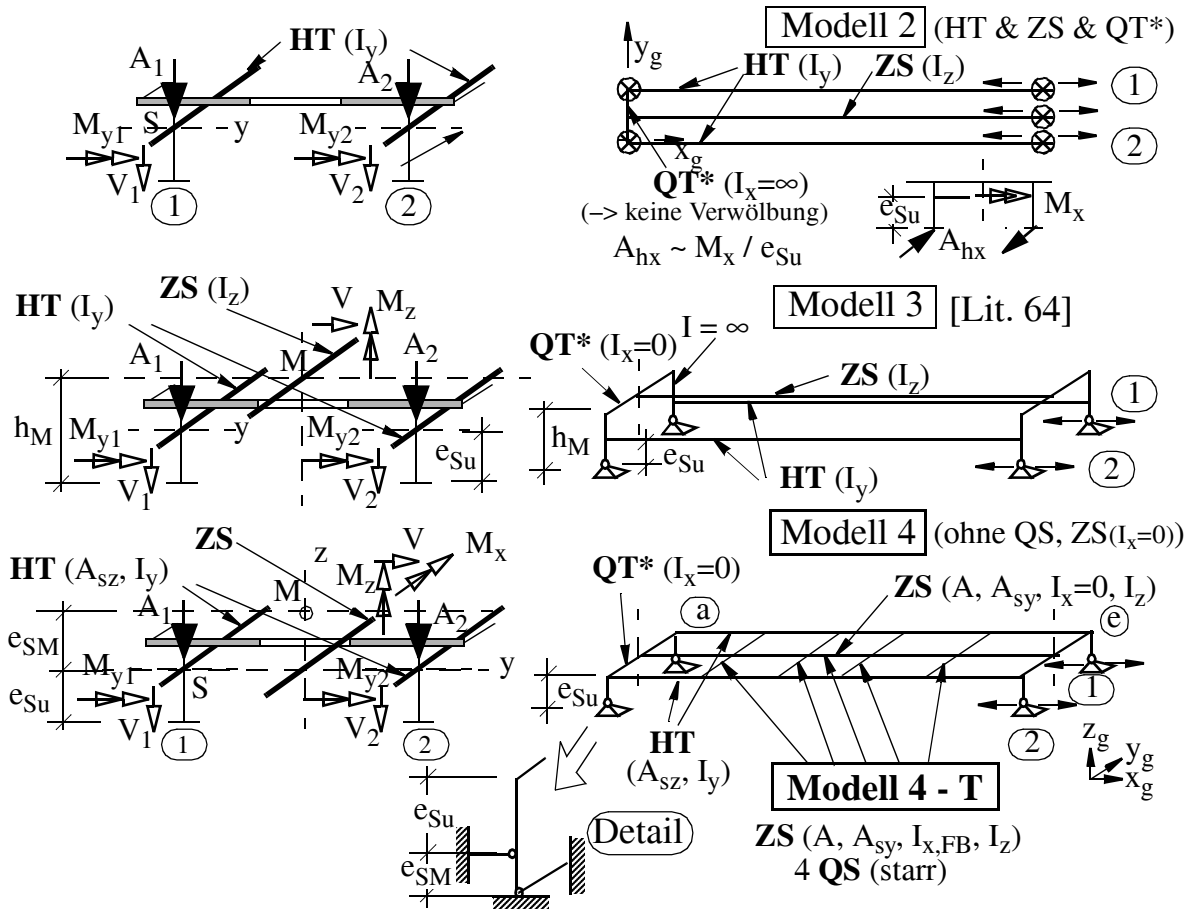


Bild C / 7 Beispiel 2; Untersuchte Stabmodelle (zutreffend ist *Modell 4 - T*).

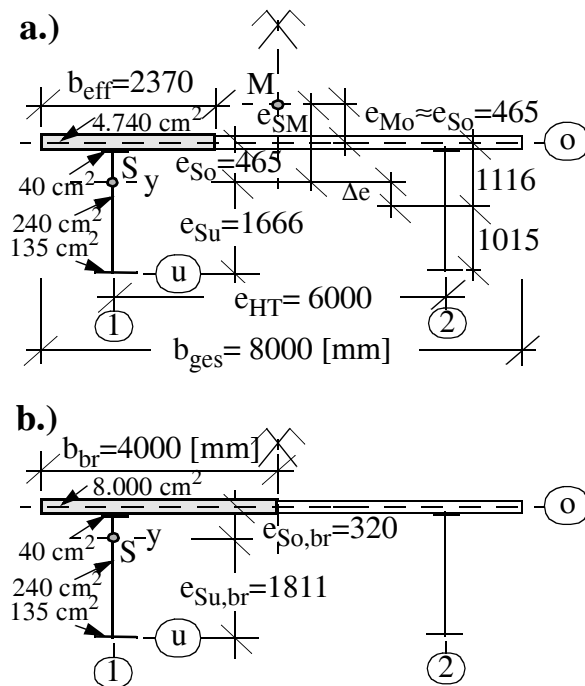
- *Stabmodelle*

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung (*Modell 4 - T*)

Um die Lagerzwangskräfte abzubilden ist vom erweiterten Basismodell nach Bild B / 7 auszugehen, sodass zum aus HT - Stäben, Zentralstab und QT - Stäben bestehenden Basismodell zusätzliche Querrahmen in den Lagerachsen angeordnet werden. Das zutreffende Stabmodell ist in Bild C / 7, in Übereinstimmung mit [0], als *Modell 4 - T* bezeichnet.

Für den Zentralstab und die QT - Stäbe ergeben sich für den vorliegenden offenen Querschnitt folgende Besonderheiten bzw. Vereinfachungen. Da der offene Querschnitt keine St. Venant' sche Tor-

sionssteifigkeit besitzt ($I_x \approx 0$) kann dem Zentralstab, außer der gesamten Fläche A , der Schubfläche A_{sy} (vereinfacht ident zur Fläche der Fahrbahnplatte) und der gesamten Horizontalbiegesteifigkeit I_z , direkt die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit der Betonplatte $I_{x,FB}$ zugewiesen werden (Ermittlung nach Bild B / 14). Um diese zu aktivieren sind starre Querstäbe QS (vgl. Bild B / 14) vorzusehen, wobei hier insgesamt 4 QS - Stäbe angesetzt wurden. Die Abbildung der Zwischenqueraussteifungen durch QT - Stäbe entfällt, da diese funktionslos bleiben ($I_x \approx 0$ des Fahrbahnquerschnittes). Die Queraussteifungen in den Lagerachsen werden durch starre, torsionslose QT* - Stäbe abgebildet. Die Ermittlung der Querschnittswerte für die beiden HT - Stäbe und den Zentralstab ZS ist in Bild C / 8a angeführt. Für erstere wird die wirksame Plattenbreite b_{eff} mit der Gleichung nach Bild B / 3 ermittelt und die Betonfläche entsprechend abgemindert ($n_0 = 6$). Die Höhenlage des Schwerpunktes des HT - Stabes bestimmt auch die Höhenlage der Querrahmen mit den Lagerstäben im Stabmodell (Maße e_{Su} , e_{SM} in Bild C / 7). Die HT - Stäbe erhalten keine Fläche ($A=0$), der Wert A_{HT} in Bild C / 8a dient nur der Querschnittswertermittlung.



HT 1, 2

$$b_{eff} = b_{ges}^3 / 6 \cdot e_{HT}^2 = 8,0^3 / 6 \cdot 6,0^2 = 2,37 \text{ m}$$

$$A_{sz} = A_{steg} = 200 \cdot 1,2 = 240 \text{ cm}^2$$

$$A_{HT} = 4,740/6 + 40 + 240 + 135 = 1.205 \text{ cm}^2$$

$$\Delta e = (4740/6 \cdot 111,6 + 40 \cdot 100,8 - 135 \cdot 101,5) / 1.205 = 65,1 \text{ cm}$$

$$e_{Su} = 101,5 + 65,1 = 166,6; e_{So} = 46,5; e_{SM} = 2 \cdot e_{So} = 93,0 \text{ cm}$$

$$I_y = (4,740 \cdot 46,5^2 + 237 \cdot 20^3 / 12) / 6 + 40 \cdot 35,7^2 + 240 \cdot 65,1^2 + 1,2 \cdot 200^3 / 12 + 135 \cdot 166,6^2 = 7,35 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,lu} = I_y / e_{Su} = 7,35 \cdot 10^6 / 166,6 = 44.120 \text{ cm}^3$$

ZS

$$I_z = 216,7 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{z1} = 216,7 \cdot 10^6 / 300 = 722.300 \text{ cm}^3$$

$$A = 2 \cdot (8.000/6 + 40 + 240 + 135) = 3.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 2 \cdot (8.000 / 6) = 2.670 \text{ cm}^2$$

$$I_{x,FB} = \frac{800 \cdot 20^3}{3 \cdot 5,24} = 4,07 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

HT 1, 2

$$I_{y,br} = 8,17 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,br,lu} = 8,17 \cdot 10^6 / 181,1 = 45.130 \text{ cm}^3$$

Bild C / 8 Beispiel 2; Querschnittswerte für das Stabmodell. a.) HT- und Zentralstab, b.) Trägheitsmoment des Bruttoquerschnittes.

- Weitere nicht empfehlenswerte Stabmodelle (Modell 2, 3, 4))

Ergänzend werden nachfolgend auch die Ergebnisse für drei weitere Stabmodelle, die in Bild C / 7 als Modell 2, 3, und 4 bezeichnet sind, angeführt, die jedoch für die praktische Anwendung nicht empfehlenswert sind. Die Besonderheiten dieser Stabmodelle sind:

- Das Modell 2 stellt die einfachste Form dar, um die Verwölbungsbehinderung in der Lagerachse mit den beiden längsfesten Lagern zu erfassen. Im einfachen Basismodell nach Bild B / 3 wird einzig der Stab QT* torsionsstarr ($I_x \approx \infty$) angesetzt, sodass an dieser Lagerachse dieselbe Verdrehung der beiden HT - Stäbe erzwungen wird. Aus dem Torsionsmoment M_x dieses Stabes ist die Lagerzwangskraft A_{hx} ableitbar. Die dadurch bedingte globale Horizontalbiegung des Tragwerkes ist nicht abbildbar. Ein mittiger Zentralstab dient zur Aufnahme der Horizontalbelastung, für die - durch den starren Anschluss am Stab QT* - eine Einspannung in Achse a vorliegt.
- Das Modell 3 ist die konsequente Umsetzung des ingenieurmäßigen Rechenmodells in [64], das nun den Zentralstab in der Höhe des Schubmittelpunktes M vorsieht. Wie noch gezeigt wird, ergeben

sich damit jedoch unzutreffende Lagerverwölbungen und damit fehlerhafte Lagerzwangskräfte, die nur dann verschwinden wenn die Höhenlage des Schwerpunktes der HT - Stäbe mit jenem des Schubmittelpunktes M zusammenfällt ($e_{SM} = 0$ in Bild C / 8 a).

- Das *Modell 4* stellt das erweiterte Basismodell nach Bild B / 7 dar, jedoch ohne die Erfassung der St. Venant' sche Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte. Damit entfallen die starren Querstäbe QS im *Modell 4 - T*, sodass die HT - Stäbe und der ZS nur durch die Stäbe QT* in den Lagerachsen verbunden sind. Für den Zentralstab gilt $I_x = 0$.

- Hinweise zur Spannungs- und Verformungsberechnung

Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen kann der *Shear lag Effekt* vernachlässigt werden, da der Eurocode (EN 1994 - 1 - 1) diesbezüglich für Betonplatten als Grenzwert $b_{eff} = L / 8 = 45 / 8 = 5,62$ [m] $\geq b_{br,i} = 3,0$ [m] vorsieht. Bei der Spannungsberechnung ist wie für Beispiel 1 nach Gleichung B / 6 vorzugehen (Querbiegemoment M_z nur bei längsfester Lagerung beider HT; $N = 0$). Für den Untergurt unterscheiden sich jedoch die Widerstandsmomente kaum, wie Bild C / 8 zeigt ($W_{y,1u} = 44120$, $W_{y,br,1u} = 45130$), sodass die Näherung nach Gleichung B / 7 direkt anwendbar ist. Dies führt beispielsweise für den HT 1 zu:

$\sigma_{1u} = M_{y1} / W_{y,1u} + M_z / W_{z1}$, wobei M_{y1} das Biegemoment im HT 1 und M_z das Biegemoment im ZS, an der betrachteten Stelle in Brückenlängsrichtung ist (W_{z1} siehe Bild C / 8 a).

Die Korrektur der vertikalen Verformungen der Hauptträger entsprechend Gleichung C / 2, infolge des zu geringen Trägheitsmomentes der beiden HT - Stäbe gegenüber dem Bruttoquerschnitt (vgl. Bild C / 8 a und b), fällt nun deutlich kleiner aus als bei Beispiel 1. Der Korrekturfaktor f_1 ergibt sich für dieses Beispiel zu: $f_1 = I_y / I_{y,br} = 7,35 \cdot 10^6 / 8,17 \cdot 10^6 = 0,90$, sodass die Überschätzung der Vertikalverformungen im Stabmodell für *LF 1* nur mehr + 8 % beträgt.

Die nachfolgend in den Ergebnissen ergänzend angegeben Längsverschiebungen $x_{a,1-2}$ zwischen den beiden Lagern in Achse a wurden für die Berechnung mit nur einem längsfesten Lager erhalten, wobei die Lagerverformungen entsprechend Bild B / 7 abzulesen sind (Werte x_L).

Für die drei untersuchten Lastfälle ergeben sich keine Beanspruchungen in den Zwischenquer- aussteifungen. Einzig die Queraussteifungen in den Lagerachsen erhalten Beanspruchungen, wobei hier entsprechend Bild B / 13 vorzugehen ist mit $V_{y0} / V_y = 1,0$. Die Querkraft V_y entspricht der horizontalen Lagerkraft A_{hy} .

• Belastungen am Stabmodell

Die Belastung des Stabmodells erfolgt nach Abschnitt B.2.1.3. Für den Verkehrslastfall *LF 1* wird die Verkehrseinzellast, wie in DIN 1072 vorgesehen, auf eine Länge von 6,0 [m] verteilt und mit der danebenstehenden Flächenlast zur Linienlast p_i^* für die einzelnen HT überlagert (Bild C / 6). Beidseits schließen in Brückenlängsrichtung die Linienlasten p_i für die Flächenlasten an. Damit ergeben sich folgende Vertikalbelastungen der beiden HT - Stäbe, die sinngemäß den Auflagerdrücken A_1 und A_2 in Bild C / 6 und 7 entsprechen:

- HT 1: $p_1 = 19,1$ und $p_1^* = 104,9$ [kN/m] über eine Länge von 6 [m] in Brückenmitte.
- HT 2: $p_2 = 9,4$ und $p_2^* = 17,1$ [kN/m] über eine Länge von 6 [m] in Brückenmitte.

Der Lastfall *W1* nach Bild C / 6 entspricht einer alleinigen Linienlast $p_h = 5,2$ [kN/m] am Zentralstab. Der Lastfall *W2* entspricht einer Linienlast $p_h = 5,2$ [kN/m] am Zentralstab sowie einer vertikalen Belastung $p_1 = - p_2 = p_h \cdot e_{M0} / e_{HT} = 5,2 \cdot 0,465 / 6,0 = 0,403$ [kN/m], entsprechend Bild B / 9.

- *Ergänzende praktische Hinweise*

- Das erweiterte Basismodell - *Modell 4 - T* in Bild C / 7 - sollte einer praktischen Berechnung zugrunde gelegt werden.

- Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen kann hinreichend genau nach Gleichung B / 7 vorgegangen werden, d. h. nur die Stabkraft M_y am entsprechenden HT sowie das Querbiegemoment am ZS ist zu berücksichtigen (z. B. $\sigma_{1u} = M_{y1} / W_{y,1u} + M_z / W_{z1}$). Für den Untergurt werden für dieses Beispiel nahezu exakte Ergebnisse erhalten, nur für den stählernen Obergurt ist eine Korrektur entsprechend Gleichung B / 6 u. U. zielführend.

- Eine Korrektur der Vertikalverformungen kann entfallen (Überschätzung der Vertikalverformungen mit dem Stabmodell um etwa 10 %).

- Wenn am Stabsystem die Verformungen aus Kriechen und Schwinden sowie die zutreffenden Werte für die ständigen Lasten abgebildet werden sollen, kann den HT - Stäben direkt das Trägheitsmoment $I_{y,br}$ des Bruttoquerschnittes zugeordnet werden.

- *Ergebnisse und Besonderheiten im Tragverhalten*

In der Tabelle C / 3 sind für den Verkehrslastfall (*LF 1*) und in der Tabelle C / 4 für die Windlastfälle (*W1, W2*) folgende wesentliche Ergebnisgrößen der einzelnen Stabmodelle dem realitätsnahen FE - Modell gegenübergestellt: – Verwölbung $x_{a,1-2}$ zwischen den beiden Lagern in Achse *a* im Falle der statisch bestimmten Lagerung (Berechnung mit nur einem längsfesten Lager in Achse *1a*), – Horizontale Lagerkräfte A_{hx} in Brückenlängsrichtung, – Normalspannung $\sigma_{1u, c}$ im Untergurt des HT 1 in Brückenmitte. Die prozentuellen Abweichungen, im Vergleich zum FE - Modell, sind ausgewiesen. Für den Verkehrslastfall sind auch die Ergebnisse angeführt, die sich bei zwängungsfreier Lagerung ($A_{hx} = A_{hy} = 0$) ergeben.

- *Verkehrslasten (LF 1)*

Aus den Ergebnissen in Tabelle C / 3 ist die sehr gute Treffsicherheit des erweiterten Basismodells (*Modell 4 - T*) ersichtlich, die kaum vom realitätsnahen FE - Modell ("FEM") abweicht. Dies gilt auch für hier nicht angeführte Ergebnisse. Das Berechnungsverfahren nach [64] (*Modell 3*) überschätzt die Verwölbungen um nahezu 100 % deutlich und unterschätzt die horizontalen Lagerlängskräfte um etwa 20 %. Das einfache nur leicht modifizierte Basismodell (*Modell 2*) überschätzt die Lagerlängskräfte um etwa 40 %. Für eine ingenieurmäßige Abschätzung kann jedoch aus diesem Modell die im Bild C / 9 dargestellte Vorgehensweise abgeleitet werden, wobei nun bei der Ermittlung der Lagerlängskräfte A_{hx} aus dem Torsionsmoment M_x am Stab QT* die Gesamthöhe des Fahrbahnquerschnitts eingesetzt wird ($h \approx 2,13$ anstatt $e_{su} \approx 1,67$ [m]). Damit ergibt sich hier eine Überschätzung von etwa 30 %, die in ähnlicher Größenordnung auch bei anderen Beispielen bestätigt wurde.

Hinsichtlich des Tragverhaltens ist aus den Ergebnissen erkennbar, dass bei einem offenen Fahrbahnquerschnitt eine längsfeste Lagerung beider Hauptträger vermieden werden sollte, da äußerst hohe horizontale Lagerkräfte in Brückenlängsrichtung - alleine aus der vertikalen Verkehrslast - erhalten werden ($A_{hx} \approx 1.300$ [kN]), die aufgrund der großen Verformungswege von etwa 8 [mm] zwischen den beiden Lagerpunkten durch das Lagerspiel kaum abbaubar sind. Dadurch entstehen aus Gleichgewichtsgründen auch hohe horizontale Lagerkräfte in Brückenquerrichtung ($A_{hy} = A_{hx} \cdot e_{HT} / L = 1.300 \cdot 6,0 / 45 = 173$ [kN]) und dadurch eine globale horizontale Biegung des Fahrbahnquerschnittes. Damit verbunden ist auch eine deutliche Zunahme der maximalen vertikalen

Auflagerkraft von etwa + 20 % ($A_{1z} = 812$ anstatt 687 [kN]). Die Zusatzbeanspruchungen des Brückentragwerkes selbst bleiben durch die längsfeste Lagerung beider HT, außer im unmittelbaren Bereich um die Lager, vernachlässigbar klein. Für den maßgebenden Querschnitt in Brückenmitte ergeben sich sogar Beanspruchungsreduktionen von etwa 12 % ($\sigma_{1u,c} = 19,2$ anstatt 21,7 [kN/cm²]). Aus dem Ergebnisvergleich zwischen *Modell 4 - T* und *Modell 4* ist sehr gut der Einfluss der Torsionssteifigkeit $I_{x,FB}$ der Fahrbahnplatte erkennbar. Ohne deren Berücksichtigung (*Modell 4*) sind die Verwölbungen um etwa + 25 % höher und führen daher auch zu etwa + 15 % höheren Lagerkräften A_{hx} . Die Längsnormalspannungen σ_{1u} werden ebenfalls überschätzt, insbesondere bei der zwangungsfreien Lagerung (etwa + 8 %).

Lagerung Achse 2a	Größe	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 4 -T	FEM
frei	$x_{a, 1-2}$ [mm]	-	16,1 (+96,3 %)	10,3 (+25,6 %)	8,29 (+1,1 %)	8,20 (± 0 %)
längsfest	A_{hx} [kN]	1894 (+43,5 %)	1102 (- 16,5 %)	1520 (+15,2 %)	1352 (+ 2,4 %)	1320 (± 0 %)
frei	$\sigma_{1u, c}$	23,2 (+ 7,5 %)	23,2 (+ 7,5 %)	23,2 (+ 7,5 %)	21,7 (+ 0,4 %)	21,6 (± 0 %)
längsfest	[kN/ cm ²]	19,6 (+ 2,8 %)	19,5 (+ 2,1 %)	19,7 (+ 3,2 %)	19,2 (+ 0,3 %)	19,1 (± 0 %)

Tabelle C / 3 : Beispiel 2; Vergleich der Ergebnisse für den Verkehrslastfall *LF 1*.

- Horizontallasten (*LF W1, W2*)

Aus den Ergebnissen in Tabelle C / 4 ist auch für Horizontallasten - unabhängig vom Kraftangriffspunkt - die sehr gute Treffsicherheit des erweiterten Basismodells (*Modell 4 - T*) ersichtlich, die kaum vom realitätsnahen FE - Modell abweicht. Dies gilt auch für die nicht angeführten Normalspannungen σ am Fahrbahnquerschnitt.

Aus dem Vergleich der Auflagerkräfte A_{hx} für die beiden Lastfälle ist das komplexe Tragverhalten zu erahnen. Unerwartet für den Praktiker sind die vergleichsweise geringen horizontalen Auflagerkräfte A_{hx} , da man ingenieurmäßig aus den beiden längsfesten Lagern eine horizontale Einspannung des Fahrbahnquerschnittes in Achse *a* erwarten würde (*Modell 2*), sodass die aus dem Einspannmoment M_{za} abgeleitete Auflagerkraft ($A_{hx} = M_{za} / e_{HT}$) sich für den Fall der alleinigen Horizontalbiegung (*LF W1*) zu $A_{hx} = 219$ [kN] ergibt (vgl. Bild C / 9). Dies ist deutlich höher als der tatsächliche Wert von $A_{hx} \approx 42$ [kN]. Bei Kraftangriff in Höhe der Fahrbahnplatte hingegen entfällt diese Einspannungswirkung zur Gänze - die Lagerkräfte A_{hx} und A_{hy} verschwinden.

Lastfall	Größe	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 4 -T	FEM
<i>LF W1</i> (p_h in M)	A_{hx} [kN]	- 219 (+425,0%)	- 16,7 (- 60,0 %)	- 38,3 (- 8,2 %)	- 42,4 (+1,7 %)	- 41,7 (± 0 %)
	$\sigma_{1u, c}$ [kN/ cm ²]	- 0,091 (-15,0 %)	- 0,123 (+15,0 %)	- 0,093 (-13,1 %)	- 0,103 (- 3,8 %)	- 0,107 (± 0 %)
<i>LF W2</i>	A_{hx} [kN]	- 159	17,2	9,9	0,7	0,6
	$\sigma_{1u, c}$	0,025	- 0,01	0,02	0,00	- 0,005

Tabelle C / 4 : Beispiel 2; Vergleich der Ergebnisse für die Horizontalbelastung (*LF W1, W2*).

Zusammenfassend ist zum Tragverhalten des offenen Querschnittes zu sagen, dass die längsfeste Lagerung an beiden Hauptträgern zu unerwartet hohen horizontalen Lagerlängskräften aus vertikalen Verkehrslasten führt, wogegen jene aus den Horizontallasten demgegenüber vernachlässigbar klein bleiben. Erst durch die Nachgiebigkeit der Queraussteifungen an den Lagern können diese Zwangskräfte u. U. deutlich abgebaut werden, wie genauere hier nicht angeführte Berechnungen am FE - Modell zeigten.

• *Ingenieurmodell zur Abschätzung der Lagerzwangskräfte*

Zur Abschätzung der Lagerzwangskräfte A_{hx} bei längsfester Lagerung beider Hauptträger werden in der Praxis mitunter die im Bild C / 9 dargestellten Ingenieurmodelle für antisymmetrische Vertikallasten (primär aus Verkehr) und Horizontallasten (primär aus Wind) angewendet, die in der Umsetzung dem Modell 2 in Bild C / 7 entsprechen.

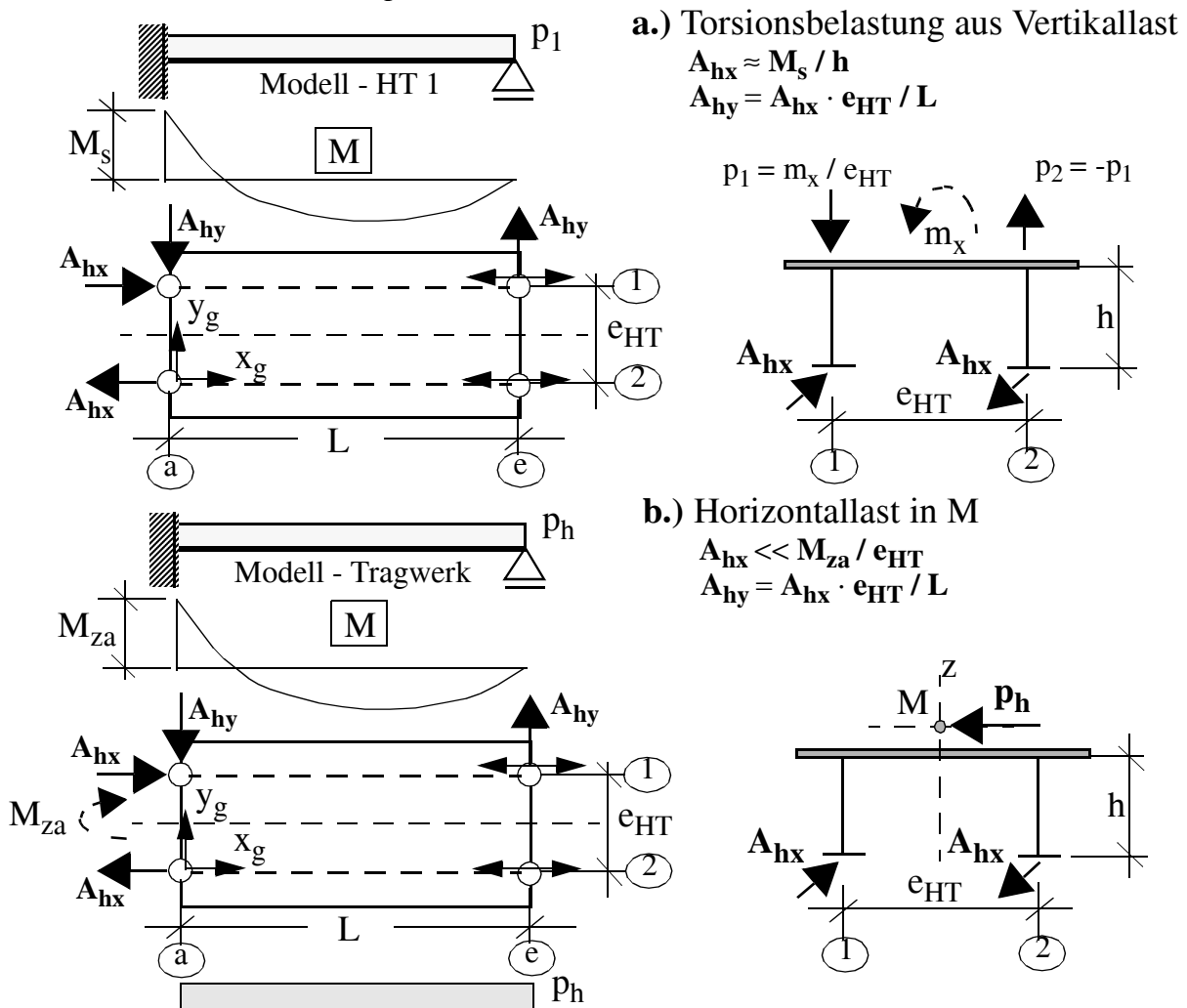


Bild C / 9 Ingenieurmodelle zur Abschätzung der Lagerzwangskräfte A_{hx} für, a.) antisymmetrische Vertikallasten, b.) Horizontallasten.

Für die *Torsionsbelastung aus Vertikallasten* wird der antisymmetrische Lastanteil für die einzelnen HT benötigt (vgl. Bild B/ 2), der außer der dort angeführten Linienlast p_i auch Einzellasten P_i enthalten kann. Aus dem Einspannmoment M_s des isoliert betrachteten HT ergibt sich aus dieser Belastung die Lagerlängskraft A_{hx} durch Division durch die Gesamtbauhöhe h des Fahrbahnquerschnittes.

Diese Vorgehensweise wurde an mehreren Beispielen mit vielfältigster Querschnittsform überprüft und liefert konservative Ergebnisse (Überschätzungen etwa bis zu + 30 %).

Für die *Horizontalbelastung*, insbesondere bei Lastangriff im Schubmittelpunkt M, kann der gesamte Fahrbahnquerschnitt nun als Ersatzträger angesehen werden, der in der Achse *a* um die vertikale *z* - Achse eingespannt ist. Aus dem Einspannmoment M_{za} aus dieser Belastung p_h geteilt durch den HT - Abstand e_{HT} sollte sich die Auflagerkraft A_{hx} zutreffend ermitteln lassen. Dies liefert jedoch Lagerlängskräfte A_{hx} , die die realen Werte um ein Vielfaches überschreiten. Dieses Modell ist daher bei Horizontallasten für die praktische Anwendung nicht geeignet.

C.2.3 Beispiel 3: Einfeldriger Kastenquerschnitt mit unterem Verband

- *Anlageverhältnisse (System und Belastung)*

Das Beispiel 3 stellt eine einfeldrige Deckbrücke in Verbundbauweise dar, die einen Kastenquerschnitt mit unterem Verband aufweist, der zu einer deutlichen Reduktion der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit gegenüber einem "vollen" Kasten führt. Dieses Tragwerk entspricht einem Teilausschnitt (Randfeld) der im Beispiel 4 behandelten Draubrücke Villach Nord, die insgesamt drei Felder mit nur mittiger Lagerung an den Innenstützen aufweist.

Das Tragwerk weist, bei einer Stützweite von $L = 58,4$ [m], einer Bauhöhe $h = 3,3$ [m] und einem Hauptträgerabstand von $e_{HT} = 5,6$ [m], nur drei Zwischenquerverbände auf, die zudem nur eine sehr geringe Schubsteifigkeit aufweisen. Die Anlageverhältnisse des Tragwerkes sind in Bild C / 10 zusammengefasst, wobei bei der Querschnittsdarstellung bereits die Betonplatte ($d = 260$ [mm]) durch ein äquivalentes Stahlblech ($t_{eff} = d / n_0 = 260 / 6 = 43$ [mm]) ersetzt ist, entsprechend der idealisierten Annahmen in der Systemberechnung (starrer Verbund, Vernachlässigung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit der Fahrbahnplatte).

Mit den geometrischen Abmessungen und der Diagonalstabfläche $A_K = 23$ [cm²] ergibt sich, durch die Anwendung der Formel in Bild B / 6, die in Gleichung C / 3 ausgewiesene äquivalente Ersatzblechdicke von nur $t^* = 0,68$ [mm].

$$t^* = \frac{E}{G} \cdot \frac{e_{HT} \cdot h \cdot A_K}{2 \cdot d_K^3} = \frac{20600}{8000} \cdot \frac{560 \cdot 330 \cdot 23}{2 \cdot (\sqrt{280^2 + 330^2})^3} = 0,068[\text{cm}] \quad (\text{Gl. C / 3})$$

Auch der untere Verband, mit Diagonalstabflächen von $A_D = 28,8$ [cm²] führt bei Anwendung der Formel nach Bild B / 5, unter Vernachlässigung der HT - Untergurte ($A_0 = A_u \approx \infty$), mit den Größen

$a = 4,86$, $d = \sqrt{a^2 + e_{HT}^2} = \sqrt{4,86^2 + 5,6^2} = 7,41$ [m] (vgl. Bild B / 5) zu der in Gleichung C / 4 ermittelten geringen äquivalenten Ersatzblechdicke von $t_{uv}^* = 1,0$ [mm].

$$t_{uv}^* = \frac{E}{G} \cdot \frac{e_{HT} \cdot a}{d^3 / (2 \cdot A_D)} = \frac{20600}{8000} \cdot \frac{560 \cdot 486}{741^3 / (2 \cdot 28,8)} = 0,10[\text{cm}] \quad (\text{Gl. C / 4})$$

Die Querverbände in den Lagerachsen werden als schubstarr vorausgesetzt (Rechenwert $t^*=6,8$ [mm], dies entspricht dem 10 - fachen Wert der Zwischenquerverbände). Die Lagerung sieht in Achse 0 zwei längsfeste und in Achse 12 zwei längsverschiebliche Lager vor.

Kap. C.2.3 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Die angeführten Lastfälle in Bild C / 10 stellen Idealisierungen dar und hatten das Ziel die Treffsicherheit des Stabmodells, insbesondere bei unterschiedlicher Höhenlage des horizontalen Kraftangriffs (*LF 1, 2, 3**), sowie für antimetrische Verkehrslasten (*LF 4**) im Falle der vorliegenden geringen Verbandssteifigkeiten zu überprüfen. Der Lastfall *LF 4** entspricht in etwa der doppelten Wirkung der ungünstigsten Verkehrslaststellung nach DIN 1072 für den HT 1 (Randleistenbreite von 1 [m], Lastaufstellung bis zum Steg des HT 2). Der Lastfall *LF 2* entspricht in etwa der resultierenden Windbelastung nach der ÖNorm B 4002 für den Fall "Wind mit Verkehr".

Aus den umfangreichen Untersuchungen (Abschnitt D.3 in [0]), die außer der in Bild C / 10 dargestellten längsfesten Lagerung beider Hauptträger in Achse 0 (vereinfacht Lagerachse in der Untergerurtebene) auch die zwängungsfreie Lagerung (nur HT 1 in Achse 0 längsfest) beinhalteten, werden nachfolgend stellvertretend primär nur die Lagerlängskräfte A_{hx} herausgegriffen. Darüberhinaus werden jedoch auch die an realitätsnahen FE - Modellen erhaltenen Ergebnisse angeführt, die sich bei geänderten Steifigkeiten der Verbände ergeben, unter Miterfassung der beiden Grenzfälle der Querschnittsausbildung, - offener Querschnitt ($t_{uv}^* = 0$), - "voller" Kastenquerschnitt (mit $t_{uv}^* = 10$ [mm]). Weiters wird der Fall ohne Zwischenqueraussteifungen untersucht ($t^* = 0$ der ZQV).

Daraus lässt sich das unterschiedliche Tragverhalten der einzelnen Querschnittsformen (offener Querschnitt, Kasten), sowie der unterschiedliche Einfluss der Nachgiebigkeit der Zwischenqueraussteifungen, klar erkennen. Vor allem wird gezeigt, dass das Tragverhalten des Kastenquerschnittes mit unterem Verband doch abweicht von jenem des "vollen" Kastenquerschnittes.

Einleitend erfolgen wieder die Hinweise zur Erstellung des zutreffenden Stabmodells.

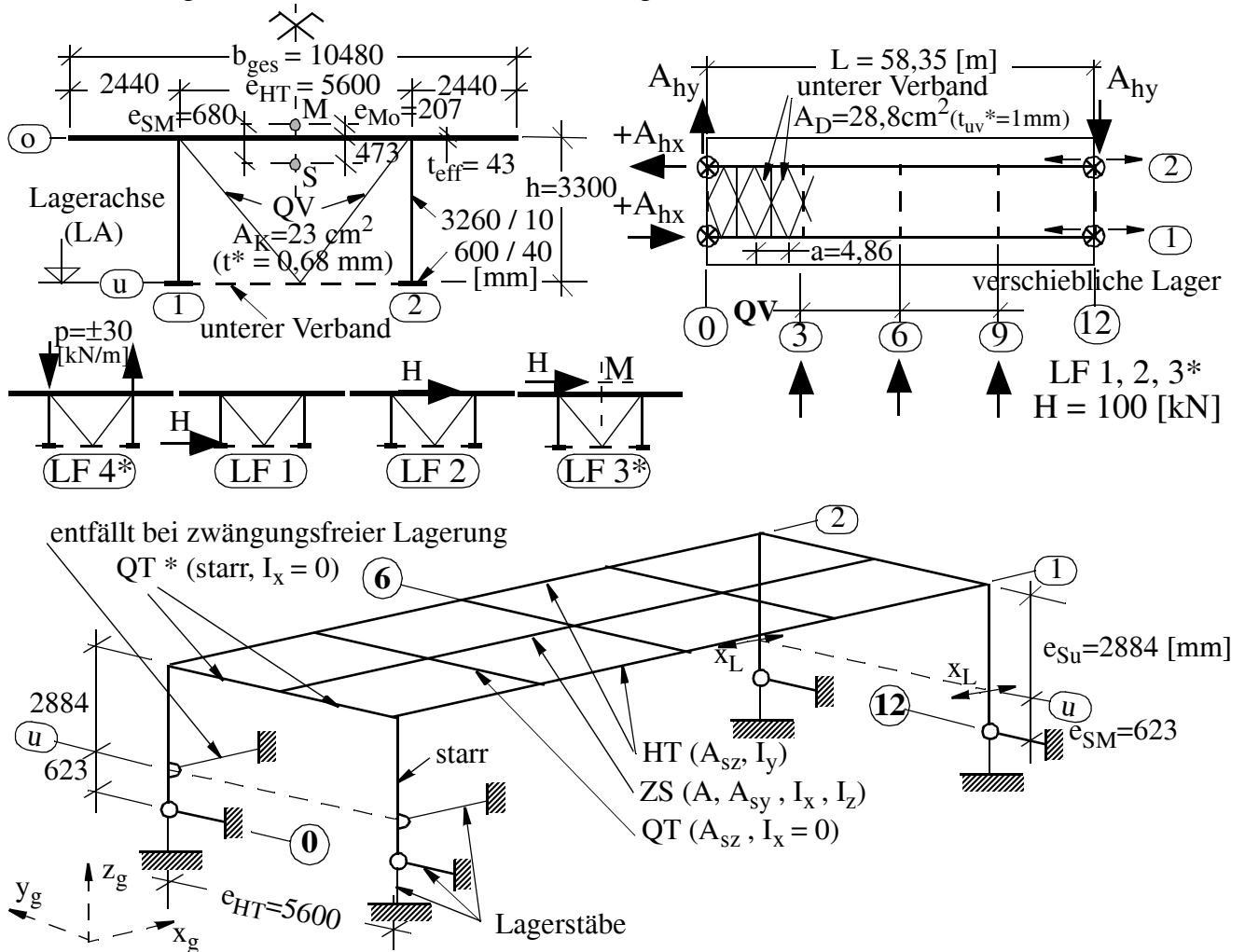


Bild C / 10 Beispiel 3; Anlageverhältnisse und Stabmodell.

• Stabmodell

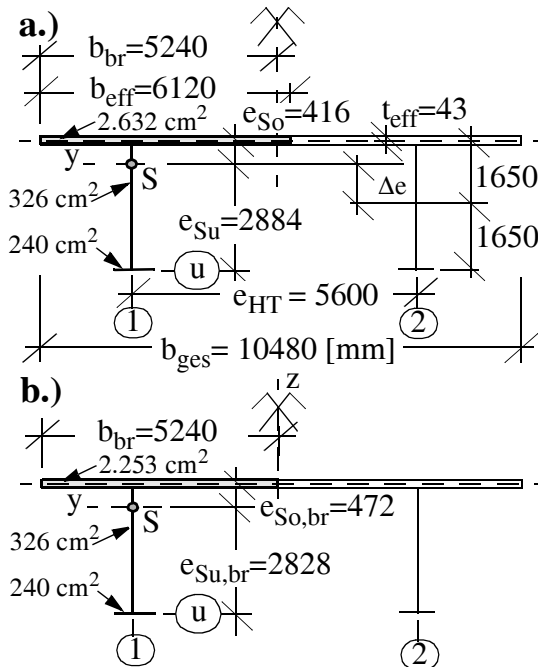
- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Um die Lagerzwangskräfte (A_{hx} , A_{hy}) abzubilden, ist vom erweiterten Basismodell nach Bild B / 7 auszugehen, das zum aus HT - Stäben, Zentralstab und QT - Stäben bestehenden Basismodell zusätzliche Querrahmen in den Lagerachsen vorsieht. Das zutreffende Stabmodell ist in Bild C / 10 dargestellt.

Dem Zentralstab wird außer der gesamten Fläche A , der Schubfläche A_{sy} (vereinfacht ident zur Fläche der Fahrbahnplatte) und der gesamten Horizontalbiegesteifigkeit I_z , die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit des Kastens zugewiesen. Dabei ist bei der Anwendung von Gleichung B / 4 für den unteren Verband die Ersatzblechdicke t_{uv}^* einzusetzen, wie das Bild C / 11 b zeigt, jedoch nur im Bereich innerhalb der Untergurte (Länge 5,0 [m]).

Die Abbildung der Zwischenquerausteiungen im Stabmodell erfolgt durch schubweiche QT - Stäbe. Sie erhalten eine fiktive sehr hohe Biegesteifigkeit ($I_y = I_z \approx \infty$), keine Torsionssteifigkeit ($I_x = 0$) und als Schubfläche A_{sz} die verdoppelte äquivalente Schubfläche des Querverbandes ($f_{st} = 2$, da Rechteckkasten). Dies führt zu $A_{sz} = 2 \cdot h \cdot t^* = 2 \cdot 330 \cdot 0,068 = 44,9 \text{ [cm}^2\text{]}$ (vgl. Bild B / 6).

Die Ermittlung der Querschnittswerte für die beiden HT - Stäbe ist in Bild C/ 11 a angeführt. Durch die weit auskragende Fahrbahnplatte wird die wirksame Plattenbreite b_{eff} nach Bild B / 3 größer als die Bruttobreite b_{br} . Nunmehr sollte für die HT - Stäbe das Trägheitsmoment des Bruttoquerschnittes $I_{y,br}$ angesetzt werden, sodass auch die Gesamtbiegesteifigkeit des Fahrbahnquerschnittes richtig abgebildet wird (Entfall der Korrektur nach Pkt. 1 in Abschnitt B.2.1.5). Hier wurde für die Berechnung der erhöhte Wert I_y nach Bild / 11 a verwendet. Die HT - Stäbe weisen keine Fläche auf.



HT 1, 2

$$b_{eff} = b_{ges}^3 / 6 \cdot e_{HT}^2 = 10,48^3 / 6 \cdot 5,6^2 = 6,12 \text{ m}$$

$$A_{sz} = A_{steg} = 326 \cdot 1,0 = 326 \text{ cm}^2$$

$$A_{HT} = 2,632 + 326 + 240 = 3,198 \text{ cm}^2$$

$$\Delta e = (2,632 \cdot 165 - 240 \cdot 165) / 3,198 = 123,4 \text{ cm}$$

$$e_{Su} = 165 + 123,4 = 288,4; e_{So} = 41,6 \text{ cm}$$

$$I_y = 2,632 \cdot 41,6^2 + 1,0 \cdot 326,0^3 / 12 + 326 \cdot 123,4^2 + 240 \cdot 288,4^2$$

$$I_y = 32,37 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,1u} = I_y / e_{Su} = 32,37 \cdot 10^6 / 288,4 = 112,230 \text{ cm}^3$$

ZS

$$A = 2 \cdot (2,253 + 326 + 240) = 5,638 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 2 \cdot 2,253 = 4,510 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2 \cdot (326 + 240) \cdot 280^2 + 4,3 \cdot 1048,0^3 / 12 = 501,2 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{z1} = I_z \cdot 0,5 / e_{HT} = 501,2 \cdot 10^6 / 280 = 1,79 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$$

$$I_x = \frac{(560 + 560)^2 \cdot 330^2}{560 / 4,3 + 2 \cdot 330 / 1,0 + 60 / 4,0 + 500 / 0,1} = 23,53 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

HT 1, 2

$$I_{y,br} = 31,62 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_{br,1u} = 31,62 \cdot 10^6 / 282,8 = 111,830 \text{ cm}^3$$

Bild C / 11 Beispiel 3; Querschnittswerte für das Stabmodell. a.) HT- und Zentralstab, b.) Bruttoquerschnitt des HT.

- Ergänzende Querschnittsberechnung

Zur Bestimmung der Höhenlage des Schubmittelpunktes M , der bedingt durch den schubweichen unteren Verband nun sogar oberhalb der Fahrbahnplatte liegt, sowie des Aufteilungsschlüssels der horizontalen Querkraft V_y auf Fahrbahnplatte und unteren Verband ist eine isolierte Querschnittsberechnung erforderlich. Aus der Verteilung der Schubspannungen für die horizontale Querkraft ergeben sich die gesuchten Größen, die für dieses Beispiel in Bild B / 12 dargestellt sind. Die Fahrbahnplatte übernimmt nahezu die gesamte horizontale Querkraft ($V_{y0} = 97,2 / V_{yu} = 2,8 \%$). Die Höhenlage des Schubmittelpunktes bestimmt die Größe e_{SM} im Stabmodell sowie die Höhe der der Horizontalbelastung überlagerten Torsionswirkung (vgl. Bild B / 9).

- Hinweise zur Spannungs- und Verformungsberechnung

Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen kann der *Shear lag Effekt* vernachlässigt werden, da der Eurocode (EN 1994 - 1 - 1) diesbezüglich für Betonplatten als Grenzwert $b_{eff} = L / 8 = 58,4 / 8 = 7,30 \text{ [m]} > b_{br,i} = 2,8 \text{ [m]}$ vorsieht. Bei der Spannungsrechnung allgemeiner Belastungsfälle ist genaugenommen weiterhin nach Gleichung B / 6 vorzugehen, obwohl die Querschnittswerte für den antimetrischen Lastanteil nach Bild C / 11 a jene des Bruttoquerschnittes übersteigen. Da sich jedoch die Widerstandsmomente kaum unterscheiden, wie Bild C / 11 für den Untergurt zeigt, ist die Näherung nach Gleichung B / 7 direkt anwendbar (hier $M_{y,ZS^*} = 0$), wobei jedoch die kleineren Querschnittswerte des Bruttoquerschnittes angesetzt werden sollten.

Für die vorliegenden Lastfälle (*LF 1, 2, 3*, 4**) liegt nur ein antimetrischer Lastanteil vor (vgl. Bild B / 2), sodass die Näherung nach Gleichung B / 7 (Querschnittswerte nach Bild C / 11 a) auch der exakten Vorgehensweise entspricht. Dies führt beispielsweise für den HT 1 zu: $\sigma_{1u} = M_{y1} / W_{y,1u} + M_{z1} / W_{z1}$, wobei M_{y1} das Biegemoment im HT 1 und M_z das Biegemoment am Zentralstab - an der entsprechenden Stelle in Brückenlängsrichtung - ist. Die für den Obergurt errechneten Spannungen σ_{1o} (mit $W_{y,1o}$), die für die Betonplatte noch durch die Größe n_0 abzumindern sind, gelten in der Achse 1. Bei rein antimetrischem Lastanteil sowie globaler Horizontalbiegung, wie im vorliegenden Fall, ergeben sich die Normalspannungen am Fahrbahnrand r zu: $\sigma_{ro} = \sigma_{1o} \cdot b_{ges} / e_{HT}$ (σ - Verlauf am Obergurt in Bild B / 2 gilt auch für Horizontalbelastung).

Eine Korrektur der vertikalen Verformungen der Hauptträger ist für die vorliegenden "antimetrischen Lastfälle" nicht erforderlich. Sie könnte jedoch auch für allgemeine Belastungsfälle entfallen, da für den Korrekturfaktor f_I für dieses Beispiel gilt: $f_I = I_y / I_{y,br} = 32,37 \cdot 10^6 / 31,62 \cdot 10^6 = 1,02 \approx 1,0$.

Die Ermittlung der Stabkräfte des unteren Verbandes erfolgt entsprechend der Hinweise zur Ermittlung der Schubspannungen τ im Ober- und Untergurtblech im Abschnitt B.2.1.4, unter Berücksichtigung des Neigungswinkels α der Diagonalen im Verband. Die Stabkräfte rühren einerseits aus der horizontalen Querkraft V_y , unter Berücksichtigung des Aufteilungsschlüssels V_{yu} / V_{y0} , sowie aus dem St. Venant'schen Torsionsmoment M_x , unter Berücksichtigung der resultierenden Schubkraft $T_{sv,u}$ für den unteren Verband nach Gleichung B / 10. Beide Schnittkräfte (V_y, M_x) sind dem Zentralstab an der betrachteten Stelle in Brückenlängsrichtung zu entnehmen. Für dieses Beispiel ist die Ermittlung der Verbandsstabkraft in Bild C / 12 auch grafisch veranschaulicht.

- *Belastungen am Stabmodell*

Die Belastung des Stabmodells erfolgt nach Abschnitt B.2.1.3. Die Vertikallasten p des Lastfalls 4* können unmittelbar an den HT - Stäben angesetzt werden.

Der Lastfall 3* entspricht nur Einzellasten $H = 100$ [kN] am Zentralstab. Bei den Lastfällen 1 und 2 ist zusätzlich ein vertikales Kraftpaar, entsprechend Bild B / 9, anzusetzen. Für LF 1 ergibt sich beispielsweise: $P_{v1} = -P_{v2} = H \cdot (h + e_{M0}) / e_{HT} = 100 \cdot (3,3 + 0,207) / 5,6 = 62,6$ [kN].

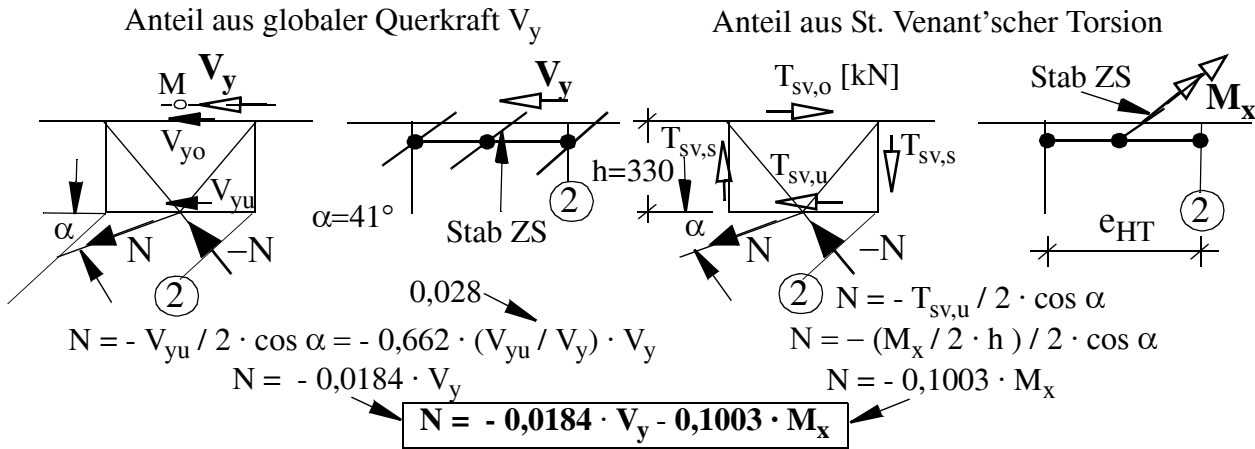


Bild C / 12 Beispiel 3; Ermittlung der Diagonalstabkräfte im unteren Verband auf Basis der Schnittkräfte V_y und M_x im Zentralstab.

• *Ergebnisse und Besonderheiten im Tragverhalten*

Trotz der geringen Schubsteifigkeit der Zwischenqueraussteifungen (ZQV) und des unteren Verbandes ist die Treffsicherheit des Stabmodells gegenüber dem realitätsnahen FE - Modell für alle untersuchten idealisierten Lastfälle (LF 1, 2, 3*, 4*) in allen Bauteilen hinreichend genau. In noch deutlich höherem Ausmaß gilt dies für die Bemessungsschnittkräfte realer Lastfälle (Details in [0], Abschnitt D.3). Die gute Übereinstimmung ist vor allem für die Horizontalbelastung am Untergurt (LF 1) nicht erwartbar, da durch die Schubverformungen der Querverbände die Ober- und Untergurtscheibe unterschiedliche Horizontalverformungen aufweisen, die im Stabmodell durch die Zusammenfassung der Horizontalbiegesteifigkeit im Zentralstab nicht abgebildet werden können. Wie nachfolgend gezeigt, ist jedoch das Tragverhalten unter Horizontalbelastung - auch bei Lastangriff am Untergurt und den vorliegenden sehr schubnachgiebigen ZQV ($t^* = 0,68$ [mm]) - bereits ähnlich jenem bei schubstarrten Queraussteifungen.

Das Tragverhalten, in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Verbände, wird nachfolgend stellvertretend für die horizontale Lagerlängskraft A_{hx} dargestellt. In der Tabelle C / 5 ist diesbezüglich der einfachste Horizontallastfall LF 3* angeführt (Ergebnisse am FE - Modell), der bei zwängungsfreier Lagerung nur eine horizontale Biegung des Fahrbahnquerschnittes bewirken würde. Durch die längsfeste Lagerung beider HT in Achse 0 wird in der ingenieurmäßigen Modellvorstellung in Bild C / 9 b eine Einspannung des Brückenbalkens unterstellt und aus dem sich einstellenden Einspannmoment M_{z0} eine horizontale Auflagerkraft von $A_{hx} = M_{z0} / e_{HT} = -488,4$ [kN] errechnet, auf die die tatsächlichen Kräfte in der Tabelle C / 5 bezogen sind (Klammerwerte). Die Ergebnisse sind außer für das untersuchte Tragwerk auch für einen offenen Querschnitt und einen "vollen" Kastenquerschnitt (Annahme einer Blechdicke von $t = t_{uv}^* = 10$ [mm]) angeführt, wobei immer eine idente Untergurtfläche unterstellt wird. Im Stabmodell ergeben sich dadurch nur geänderte Steifigkeiten I_x des Zentralstabes. Außer der tatsächlichen Schubsteifigkeit der ZQV ($t^*=0,68$ [mm]) wurden drei weitere Annahmen untersucht, die auch den Fall ohne Verbände ($t^*=0$) sowie den Fall praktisch schubstarrer Verbände (Rechenwert $t^*=6,8$ [mm]) mit abdecken.

Kap. C.2.3 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Im Gegensatz zum angeführten Ingenieurmodell ist die Einspannwirkung in der Achse 0 deutlich kleiner, die beim "vollen" Kasten am höchsten (etwa 25 %) und beim offenen Querschnitt (etwa 5 %) am geringsten ist. Ohne ZQV ($t^*=0$) nähert sich das Tragverhalten, infolge der großen Querschnittsverformungen, jenem des offenen Querschnittes an.

Steifigkeit Querverband t^* [mm] (A_{dia})	Steifigkeit unterer Verband ; t_{uv}^* [mm]		
	$t_{uv}^* = 0$ (offener Querschnitt)	$t_{uv}^* = 1$ (untersuchtes Tragwerk)	$t_{uv}^* = 10$ ("voller" Kasten)
0 (0)	- 22,0 (4,5%)	- 22,6 (4,6%)	- 23,0 (4,7%)
0,68 (23 cm²)	- 22,0 (4,5%)	- 94,3 (19,3%)	-123,3 (25,2%)
1,48 (50 cm ²)	- 22,0 (4,5%)	- 97,9 (20,0%)	- 132,5 (27,1%)
6,8 (230 cm ²)	- 22,0 (4,5%)	- 101,1 (20,7%)	- 142,2 (29,1 %)

Tabelle C / 5 : Beispiel 3; Horizontale Lagerlängskräfte A_{hx} in Achse 0 bei Horizontalbelastung in M ($LF 3^*$; FE-Modell).

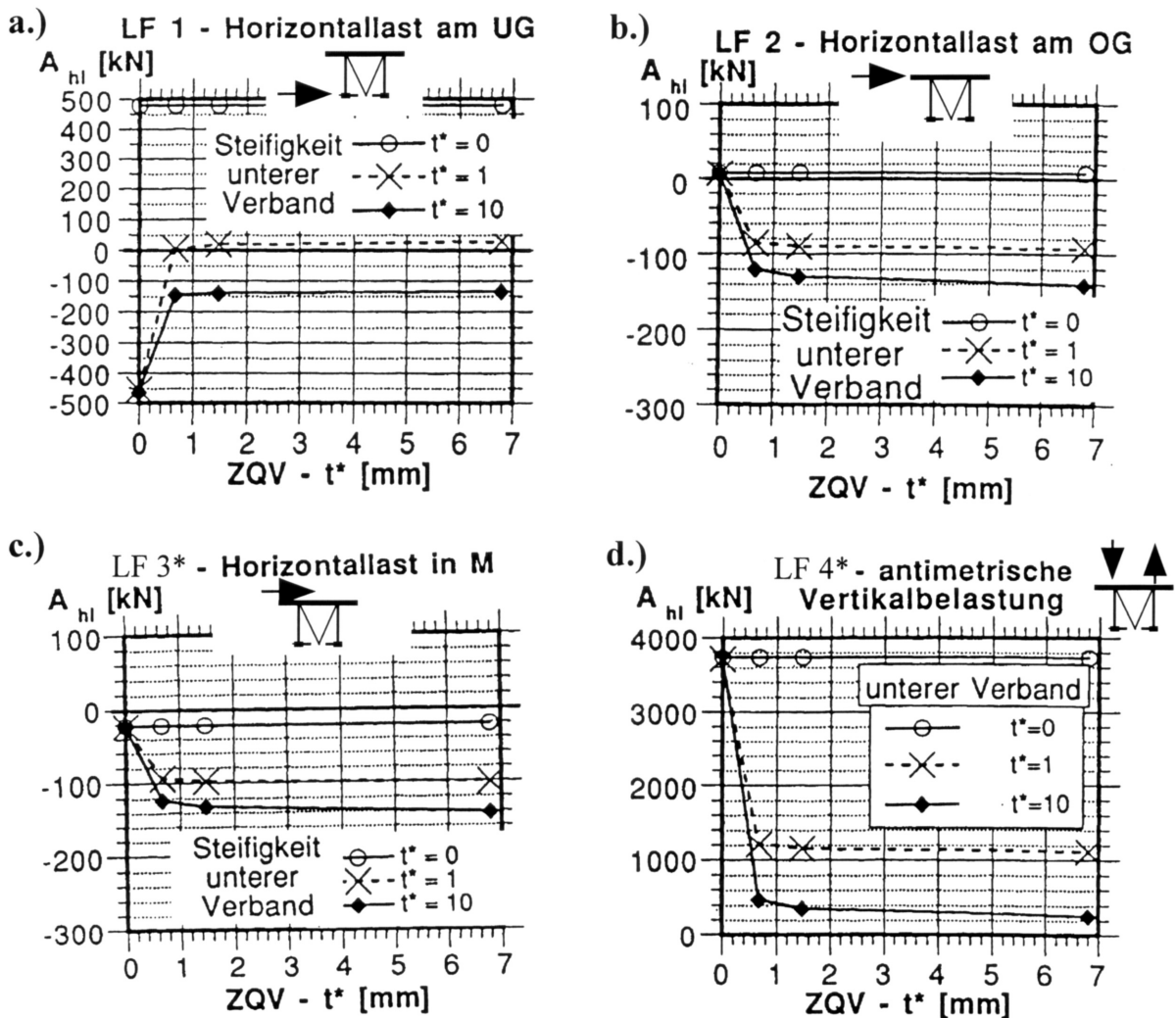


Bild C / 13 Beispiel 3; Horizontale Auflagerlängskräfte A_{hx} in Achse 0 .

Interessant ist der Einfluss der Schubsteifigkeit der Zwischenquerverbände. Für den offenen Querschnitt verschwindet er gänzlich und für den "vollen" Kastenquerschnitt besteht die größte Abhängigkeit, wobei jedoch ein stark nichtlinearer Zusammenhang besteht. Für die schubweichen ZQV des untersuchten Tragwerkes wird bereits ein ähnliches Verhalten erreicht wie für starre ZQV. Dies ist besser erkennbar in Bild C / 13, das die Ergebnisse der Tabelle C / 5 im Teilbild C / 13 c zeigt. Darüberhinaus sind auch die Ergebnisse aller anderen untersuchten Lastfälle dargestellt. Für die Horizontalbelastung am Obergurt (*LF 2*) in Bild C / 13 b ergeben sich nahezu dieselben Auflagerkräfte. Auch im Falle der antisymmetrischen Verkehrslast ist der Einfluss der Steifigkeit der ZQV ähnlich (Teilbild C / 13 d). Für das untersuchte Tragwerk würde sich bei ungünstigster Verkehrslaststellung nach DIN 1072 für Hauptträger *I* bereits eine hohe Auflagerkraft von $A_{hx} \approx 1200 \cdot 0,5 = 600$ [kN] einstellen. Diese Zwängungskraft ist u. U. durch das vorhandene Lagerspiel abbaubar, da die Relativverschiebungen in Brückenlängsrichtung zwischen den beiden Lagern etwa 1,5 [mm] betragen (ermittelt für das System mit nur 1 längsfesten Lager unter HT *I*).

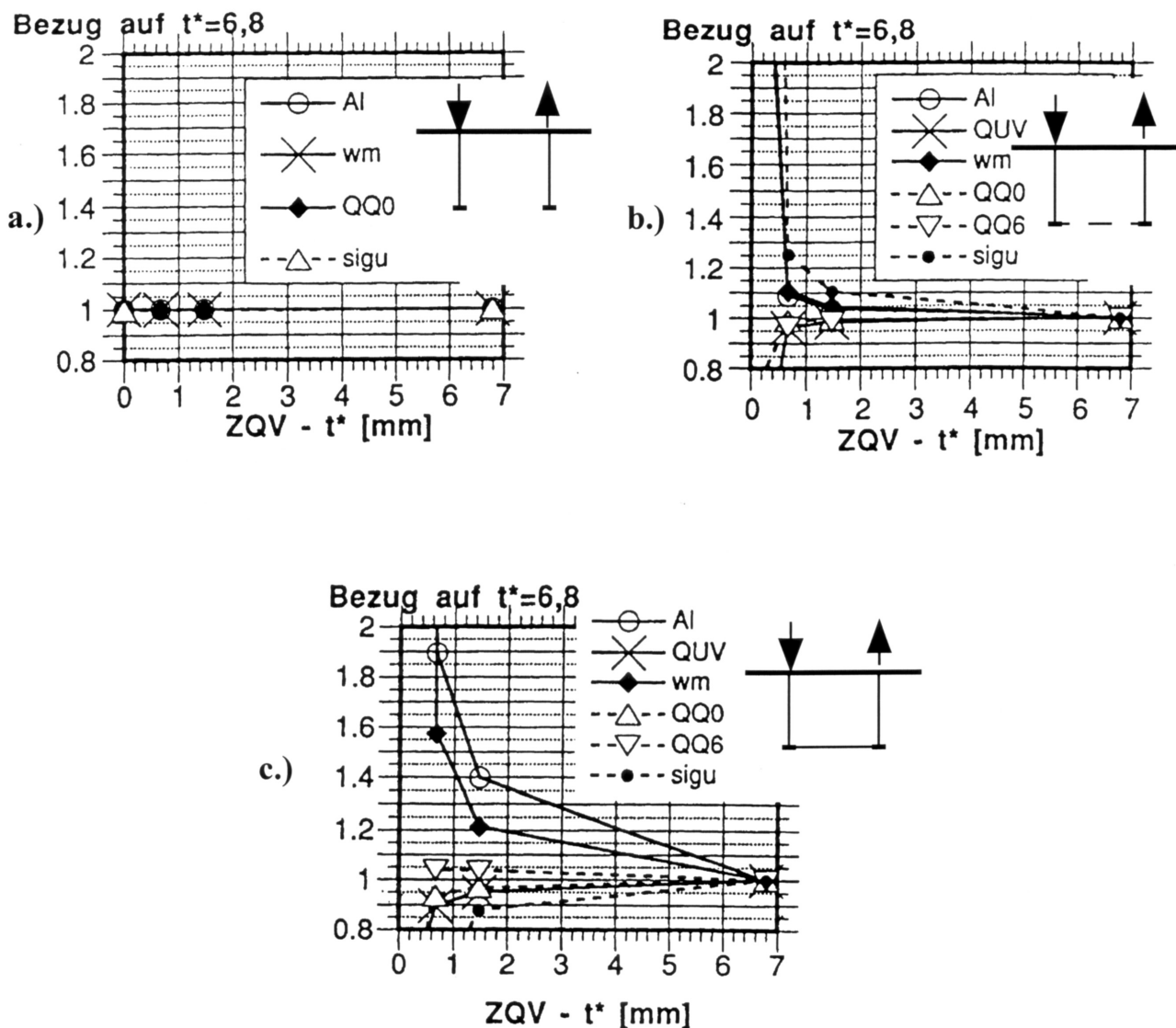


Bild C / 14 Beispiel 3; Einfluss der Schubsteifigkeit der ZQV auf die wesentlichen Ergebnisgrößen für *LF 4**.

Einzig die Ergebnisse für die Horizontalbelastung am Untergurt (*LF 1*) in Teilbild C / 13 a passen hinsichtlich der Richtung der Auflagerkräfte des offenen Querschnittes nicht in das bisher dar-

gestellte Bild. Die Änderung der Krafrichtung bedeutet eine Änderung der Richtung der Verwölbungen an den Lagern bei zwängungsfreier Lagerung. Beim offenen Querschnitt überwiegt infolge der fehlenden Torsionssteifigkeit die Verwölbung aus der Vertikalbiegung der HT (HT 1 beispielsweise verformt sich nach unten, sodass am Lager eine Relativverschiebung nach außen erfolgt), wogegen beim Kasten die Verwölbung primär aus der Horizontalbiegung rührt, die in die entgegengesetzte Richtung weist (bei HT 1 beispielsweise nach innen). Die ähnlichen Absolutbeträge der Lagerkräfte für offenen Querschnitt und Kasten sind rein zufällig.

Die an den horizontalen Auflagerkräften gezeigte Abhängigkeit der Ergebnisse von der Schubsteifigkeit der ZQV ist in Bild C / 14 nochmals für weitere wesentliche Ergebnisse ergänzt und zwar getrennt für die einzelnen Querschnittsformen. Dabei ist der Lastfall der antimetrischen Verkehrslast (*LF 4**) angeführt, der sich am deutlichsten in der Bemessung auswirkt. Für die anderen Lastfälle ergibt sich ein ähnliches Bild. Die Darstellung erfolgt derart, dass der Fall schubstarrer ZQV als Bezugsgröße dient (Rechenwert $t^* = 6,8$ [mm]). Die einzelnen Größen sind: - horizontale Lagerlängskraft A_{hx} ("A1"), - Querkraft bzw. Stabkräfte im unteren Verband bei Achse 0 ("QUV"), Endquerverband ("QQ0"), Zwischenquerverband in Feldmitte ("QQ6"), - Vertikalverformung des HT 1 in Feldmitte ("wm"), - Normalspannung σ am HT - Untergurt in Feldmitte ("sigu"). Alle Ergebnisse wurden am FE- Modell ermittelt.

Zusammenfassend bestätigt sich das für die horizontalen Längskräfte A_{hx} beschriebene Bild. Das Tragverhalten bzw. die Beanspruchungen des offenen Querschnitts bleiben von der Steifigkeit der ZQV praktisch unbeeinflusst (Teilbild C / 14 a), wogegen für den "vollen" Kasten die größte Abhängigkeit besteht (Teilbild C / 14 c). Der Kasten mit unterem Verband verhält sich zwischen diesen beiden Grenzfällen. Auch für den "vollen" Kastenquerschnitt besteht jedoch dabei ein stark nichtlinearer Zusammenhang, sodass für in der Praxis übliche schubweiche ZQV - wie im untersuchten Beispiel - keine großen Änderungen gegenüber dem schubstarreren Fall vorliegen. Damit ist auch die Höhenlage des Schubmittelpunktes des "starreren" Querschnittes - auch bei tatsächlich großen Querschnittsverformungen - weiterhin maßgebend zur Festlegung der der Horizontalbelastung überlagerten Torsionsbelastung (vgl. Bild B / 9).

Einzig die Einflusslinien der Zwischenquerverbände ändern sich deutlich, wie noch im Beispiel 6 gezeigt wird.

Das Stabmodell kann jedoch auch sehr schubweiche Zwischenquerverbände unter beliebiger vertikaler Belastung sehr gut abbilden. Für Horizontalbelastung ist die Wiedergabe im Stabmodell hinreichend genau. Einzig die Horizontalbelastung am Untergurt wird bei schubweichen ZQV weniger gut wiedergegeben (Unterschiede der resultierenden Bemessungsschnittkräfte bleiben weiterhin hinreichend klein). Die Horizontalbelastung am Untergurt ist im Fall ohne jegliche Zwischenqueraussteifungen im Stabmodell jedoch nicht abbildbar.

- *Zusammenfassung und ergänzende praktische Hinweise*

Die umfassende Variantenstudie zum Tragverhalten bei Änderung der Verbandssteifigkeiten ergibt folgendes Bild:

- Eine Änderung der Schubsteifigkeit der Zwischenquerverbände hat bei Horizontalbelastung nur geringe Änderungen der Beanspruchungen zur Folge. Bereits geringe Schubsteifigkeiten der ZQV (im Beispiel $t^* = 0,68$ [mm]) reichen aus, um ein stabähnliches Verhalten zu erzwingen.

- Der Einfluss der Schubsteifigkeit der ZQV auf die Beanspruchungen des Kastens mit unterem Verband liegt zwischen dem Verhalten des, - offenen Querschnittes (kein Einfluss) und des, - “vollen” Kastens (großer Einfluss).
- Für die Horizontalbelastung ist im Falle der längsfesten Lagerung beider Hauptträger nur eine sehr geringe Einspannwirkung gegeben.
- Die sich aus ungünstigster Verkehrslaststellung für HT 1 ergebenden Lagerverwölbungen betragen im vorliegenden Fall etwa 1,5 [mm] und sind wesentlich höher als im Falle eines “vollen” Kastens mit Untergurtscheibe. Bei längsfester Lagerung beider Hauptträger sind sie deshalb in der Systemberechnung mitzuerfassen. Das Stabmodell ist in der Lage diesen Effekt wiederzugeben. Einzig im Falle der Horizontalbelastung am Untergurt ergeben sich bei geringen Schubsteifigkeiten der ZQV etwas größere Abweichungen zur genauen Lösung.

Bei einer durchgehenden praktischen Berechnung dieses Tragwerkes sind beim Stabmodell folgende Besonderheiten und Vereinfachungen erwähnenswert:

- Im Falle von längsfesten Lagern unter beiden HT sollte das erweiterte Basismodell nach Bild C / 10 einer praktischen Berechnung zugrunde gelegt werden (Abbildung der Verwölbungen möglich).
- Beim Stabmodell kann für die beiden HT - Stäbe das Trägheitsmoment I_y des Bruttoquerschnittes angesetzt werden. Eine Korrektur der Vertikalverformungen der HT aus symmetrischer Vertikallast ist dann nicht erforderlich.
- Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen σ kann nach Gleichung B / 7 vorgegangen werden, d. h. nur die Stabkraft M_y am entsprechenden HT sowie die Stabkraft M_z am Zentralstab ist zu berücksichtigen (z. B. $\sigma_{1u} = M_{y1} / W_{y,1u} + M_z / W_{z1}$). Die angesetzten Querschnittswerte für M_{y1} sollten jene des Bruttoquerschnittes jedoch nicht überschreiten.

C.2.4 Beispiel 4: Einfeldriger Kastenquerschnitt mit unterem Verband und komplexer Lagerung

• *Anlageverhältnisse (System und Belastung)*

Das Beispiel 4 entspricht der Draubrücke Villach Nord, einer Verbunddeckbrücke, die einen Kastenquerschnitt mit unterem Verband mit einer Bauhöhe $h = 3,3$ [m], einen Hauptträgerabstand von $e_{HT} = 5,6$ [m] (entsprechend Beispiel 3) und insgesamt drei Felder mit Stützweiten von $L = 58,4 + 70,03 + 58,4$ [m] aufweist. Die Anlageverhältnisse zeigt das Bild C / 15 mit dem Ersatz der Betonplatte durch ein äquivalentes Stahlblech, wie für Beispiel 3.

Nur an den beiden Widerlagern sind beide HT vertikal gelagert, an den Innenstützen liegt diesbezüglich nur eine mittige Lagerung vor. In jeder dieser Lagerachsen ($0, 12, 12^*, 0^*$) ist das Tragwerk querfest gelagert, wobei vereinfacht die Lagerachse wieder in Achse des HT - Untergurtes angesetzt ist, ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Unterbaues. Die längsfeste Lagerung in Brückenlängsrichtung liegt in Achse 0 vor, wobei sowohl die zwängungsfreie Lagerung (nur HT 1 gehalten), als auch die längsfeste Lagerung beider HT untersucht wird.

Die Anzahl der Zwischenqueraussteifungen beträgt drei in den Randfeldern (wie Beispiel 3) und vier im Mittelfeld. Die Steifigkeit dieser ZQV ist geringfügig erhöht gegenüber Beispiel 3, sodass sich nun bei einer Diagonalenfläche von $A_K = 25$ [cm²] eine äquivalente Ersatzblechdicke von $t^* = 0,74$ [mm] (nach Gleichung C / 3) ergibt.

Die Querverbände in den Lagerachsen ($0, 12, 12^*, 0^*$) werden als schubstarr vorausgesetzt (Rechenwert $t^* = 7,4$ [mm], dies entspricht dem 10 - fachen Wert der Zwischenquerverbände).

Die beiden angeführten Lastfälle sind Idealisierungen und stellen einerseits die antimetrische Verkehrslast (LF 1), die in etwa der doppelten Wirkung der ungünstigsten Verkehrslaststellung nach DIN 1072 für den HT 1 (Randleistenbreite von 1 [m], Lastaufstellung bis zum Steg des HT 2) entspricht und andererseits (LF 2) die resultierende Windbelastung nach der ÖNorm B 4002 für den Fall "Wind ohne Verkehr" mit idealisiertem Kraftangriff in der Schubmittelpunktsachse M dar. Hinsichtlich der ergänzenden Lastfälle zur tatsächlichen Verteilung der Windbelastung auf Ober- und Untergurt - auch für den Fall "Wind mit Verkehr", die ähnliche Ergebnisse liefern, wird auf [0] (Abschnitt D.4) verwiesen.

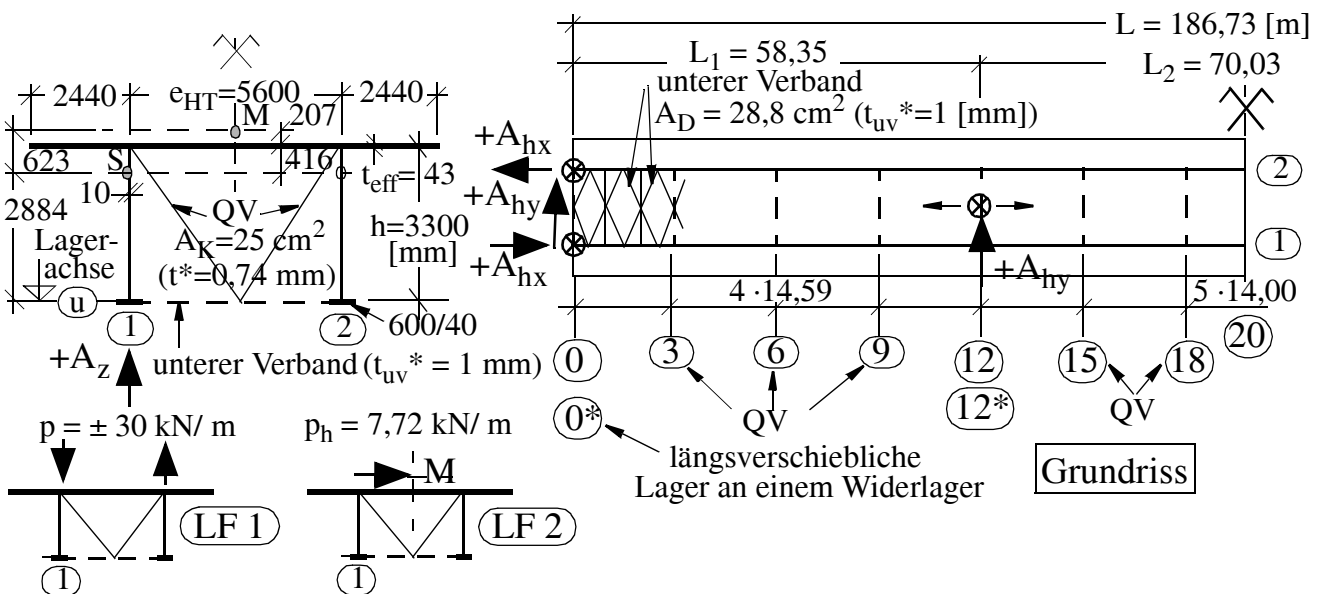


Bild C / 15 Beispiel 4; Anlageverhältnisse (System und Belastung).

• Stabmodell

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Die nur mittige Lagerung an den Innenstützen, deren horizontale Auflagerkräfte A_{hy} wegen des großen Abstandes zur Schubmittelpunktlage ($e_{Mu} = 3,50$ [m]) zu einer deutlichen Torsionsbeanspruchung des Kastenquerschnittes (insbesondere in den Randfeldern) führen sowie zur Abbildung der Lagerzwangskräfte A_{hx} in Achse 0 , ist vom erweiterten Basismodell nach Bild B / 7 auszugehen. Das zutreffende Stabmodell ist in Bild C / 16 dargestellt, wobei die HT - Stäbe, der Zentralstab, die QT - Stäbe und die zusätzlichen Querrahmen an den Widerlagern dem Stabmodell für Beispiel 3 unmittelbar entsprechen (Querschnittswerte nach Bild C / 11). Die einzige Änderung betrifft die geringfügige Erhöhung der Schubfläche A_{sz} für die QT - Stäbe ($A_{sz}=2 \cdot h \cdot t^*=2 \cdot 330 \cdot 0,074=48,8$ [cm²]). Zusätzlich ist nun auch an den Innenstützen (Achse 12, 12*) ein Querrahmen in Form eines einzigen vertikalen, starren Stabes vorzusehen ($I_t \approx \infty$). Sehr wichtig ist hier wieder die fiktive Verlängerung des Stabes unter die Lagerachse um das Maß e_{SM} , zum Anschluss der Lagerstäbe in globaler y_g - und z_g - Richtung. Die Lagerlängsverschiebewege x_L werden jeweils in Achse u erhalten (Bild C / 16).

Auch die ergänzende Querschnittsberechnung zur Bestimmung der Höhenlage des Schubmittelpunktes M sowie des Aufteilungsschlüssels der horizontalen Querkraft V_y auf Fahrbahnplatte und unteren Verband entspricht jener für das Beispiel 3 (Bild B / 9).

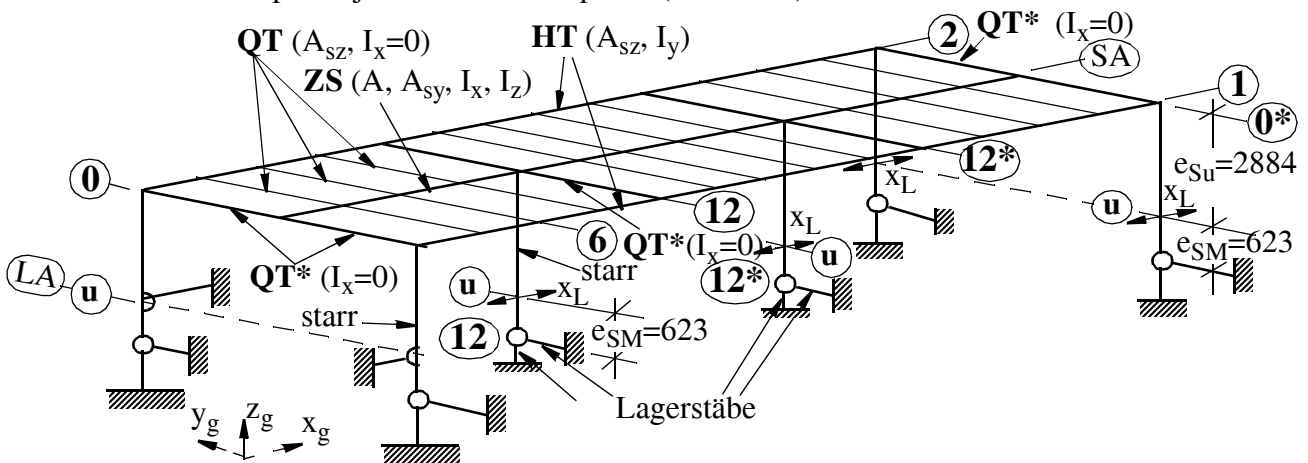


Bild C / 16 Beispiel 4 ; Stabmodell.

- Hinweise zur Spannungs- und Verformungsberechnung

Die Hinweise zur Spannungs- und Verformungsberechnung des Beispiels 3 gelten hier unverändert, wie auch die Hinweise zur Ermittlung der Stabkräfte des unteren Verbandes (Bild C / 12).

Eine Besonderheit stellt nun die Ermittlung der Querverbandsbeanspruchung an den Innenstützen, bedingt durch die mittige Auflagerung dar. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Diagonalstabkraft im Querverband infolge der horizontalen Auflagerkraft A_{hy} ist in Bild C / 17 detailliert dargestellt, wobei zum besseren Verständnis zwei Einzelwirkungen unterschieden sind. Einerseits die Beanspruchung in Folge der Einleitung der horizontalen Auflagerkraft in Ober- und Untergurt (Querkraftbeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes), auf Basis des Aufteilungsschlüssels der Gesamtquerkraft V_y . Andererseits wird jedoch durch den Querverband auch das Torsionsmoment ΔM_x in den Fahrbahnquerschnitt eingeleitet, das auch aus der Auflagerkraft A_{hy} rührt. Diese Beanspruchung kann auch alternativ alleine aus der Kenntnis der Querkraft V_{QT} im QT - Stab ermittelt

werden, wie das rechte Teilbild zeigt (vgl. Bild B / 6). Bei der Überlagerung der beiden Einzelbeanspruchungen ist zu beachten, dass diese entgegengesetzt gerichtet sind. Letztendlich erhält man für die Beanspruchung des Querverbandes (Diagonalstabkraft N) eine Beziehung die nur von der ermittelten Auflagerkraft A_{hy} abhängt und für die praktische Berechnung direkt herangezogen werden kann. Zu beachten ist, dass beide Diagonalen dieselbe Beanspruchungshöhe aufweisen, jedoch unterschiedliches Vorzeichen. Bei der praktischen Berechnung ist darüberhinaus zu beachten, dass infolge der hier nicht angeführten symmetrischen Vertikallasten auch eine zusätzliche Beanspruchung ΔN aus der vertikalen Auflagerkraft A_z rührt, mit identem Vorzeichen in beiden Diagonalen, für die nach Gleichung C / 5 gilt:

$$\Delta N = -\frac{A_z}{2 \cdot \sin \alpha_K} \quad (\text{Gl. C / 5})$$

Für die Bemessung der Verbandsdiagonalen sind die Absolutwerte der Größen nach Bild C / 17 (aus A_{hy}) und Gleichung C / 5 (aus A_z) zu addieren.

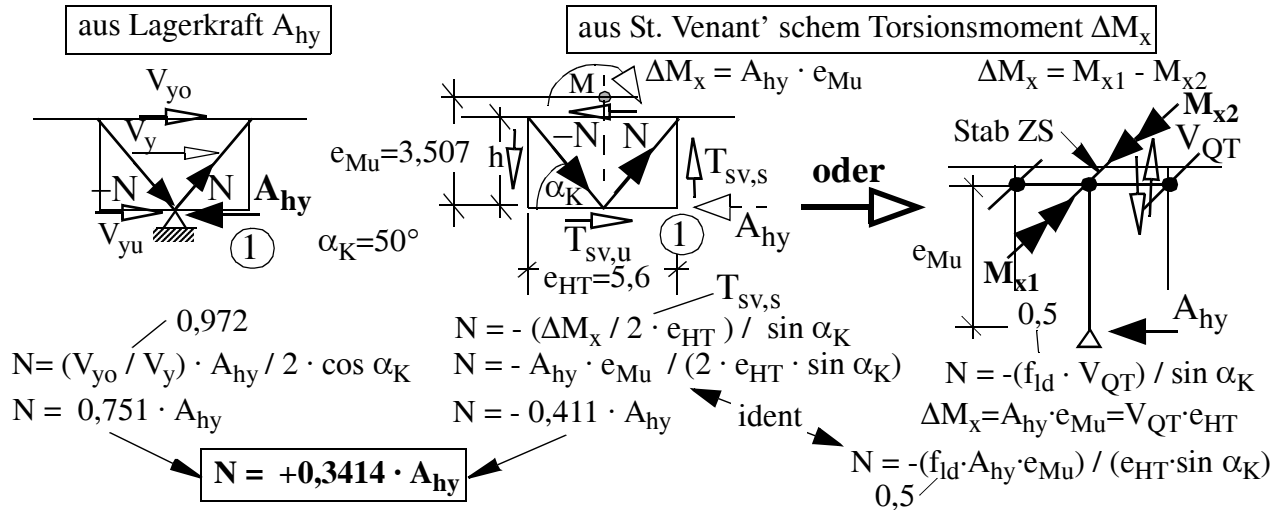


Bild C / 17 Beispiel 4 ; Ermittlung der Beanspruchungen in den Querverbänden über den Innenstützen (Achse 12, 12*).

• *Belastungen am Stabmodell*

Die Belastung des Stabmodells erfolgt nach Abschnitt B.2.1.3. Die Vertikallasten p des Lastfalls 1 können unmittelbar an den HT - Stäben angesetzt werden. Der Lastfall 2 entspricht nur einer Linienlast p_h am Zentralstab.

• *Ergebnisse und Besonderheiten im Tragverhalten*

Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse der Systemberechnung am Stabmodell jenen der realitätsnahen FE - Berechnung gegenübergestellt. Bei dem Vergleich der Stabkräfte in den Querverbänden und im unteren Verband muss beim Stabmodell gegebenenfalls die zusätzliche lokale Beanspruchung (vgl. Bild B / 10) addiert werden, die im FE - Modell wegen der genauen Modellierung aller Verbandsstäbe automatisch enthalten ist. Dies ist insbesondere für die hier nicht angeführten Horizontallastfälle gegeben, die eine unmittelbare durchgehende Beanspruchung des Untergurtes vorsehen.

Ergänzend erfolgen Hinweise zum Tragverhalten für den vorliegenden Kastenquerschnitt mit nur mittiger Lagerung an den Zwischenstützen.

Kap. C.2.4 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Für die beiden dargestellten Lastfälle (*LF 1, 2*) sind die Auflagerkräfte und folgende wesentliche Größen in den Tabellen C / 6 bis 9 aufgelistet: – Querverbandsbeanspruchung in den Achsen 0, 6, 18, 12, – Diagonalstabkräfte im unteren Verband in Achse 0 und 6, – vertikale HT- Durchbiegung in Brückenmitte (w_{1v}), – Normalspannung σ am HT- Untergurt in Brückenmitte (Achse 20). Dabei ist sowohl der Fall der zwängungsfreien Lagerung (nur HT 1 in Achse 0 längsfest), als auch der Fall der längsfesten Lagerung beider HT in Achse 0 erfasst. Die Ergebnisse beinhalten das Stabmodell (“Stab”) sowie ein realitätsnahes FE - Modell (“FEM”). Die ergänzend angeführte “Näherung” stellt eine vereinfachte ingenieurmäßige Betrachtung dar, die den Kastenquerschnitt als Torsionsröhre betrachtet, der nur in den Widerlagern gabelgelagert ist. Die horizontale Lagerung an den Zwischenpfeilern wird erfasst, jedoch ohne die vorhandene Exzentrizität, die zu Torsionsmomenten am Fahrbahnquerschnitt führt.

Für die *antimetrische Verkehrslast (LF 1)* liefert das Stabmodell, angesichts des komplexen Tragverhaltens, eine hohe Treffsicherheit gemessen am realitätsnahen FE - Modell (Tabelle C / 6 und 7). Die horizontalen Lagerkräfte werden um maximal – 6 % unterschätzt und die Stabkräfte der Verbände um maximal ± 5 %. Einzig bei längsfester Lagerung wird die Beanspruchung des unteren Verbandes unmittelbar im Bereich der hohen Lagerlängskräfte (Achse 0) um etwa + 20 % überschätzt. Hier kommt es offenbar zu einer günstigen lokalen Kraftwirkung unmittelbar über den unteren Verband, die im Stabmodell nicht abbildbar ist. Die Überschätzung der Längsnormalspannungen σ von etwa + 10 % verschwinden fast vollständig bei Überlagerung mit den dominierenden symmetrischen Vertikallasten (aus ständiger Last und Verkehr).

Lagerung beider HT in Achse 0 ^{1.)}	Modell	vertikal A_{vz} [kN]				horizontal A_{hy} [kN]				A_{hx} [kN]
		Achse 0	Achse 12	Achse 12*	Achse 0*	Achse 0	Achse 12	Achse 12*	Achse 0*	Achse 0
nein	FEM	2801	0	0	2801	582	-582	-582	582	$\Delta x=22^{2.)}$
	Stab	2801	0	0	2801	547	-547	-547	547	
	Näherung	2801	0	0	2801	0	0	0	0	
ja	FEM	2995	0	0	2607	1063	-973	-671	581	6145
	Stab	2999	0	0	2603	1001	-916	-633	548	5781

- 1.) nein = längsfeste Lagerung nur bei HT 1, ja = längsfeste Lagerung der HT 1 und 2
 2.) Verwölbung zwischen den beiden Lagern in Achse 0 in [mm]

Tabelle C / 6 : Bsp. 4 ; Auflagerkräfte für antimetrische Vertikalbelastung (*LF 1*).

Lagerung beider HT in Achse 0	Modell	Querverbände - Normalkräfte in den Diagonalen				unterer Verband N_0 [kN] $\{N_6\}$	TW - Mitte (20) Steg UK - HT 1	
		N_0 [kN]	N_6 [kN]	N_{18} [kN]	N_{12} [kN]		w_{1v} [mm]	σ_{1u} [kN/cm ²]
nein	FEM	1832	-285	-270	-616	-1184 {-769}	102	3,35
	Stab	1824	-274	-266	-647	-1191 {-765}	95	3,71
	Näherung	1693	-287	-275	-281	-1451	109	0
ja	FEM	1464	-145	-265	-800	-552 {-688}	87	3,16
	Stab	1534	-120	-261	-815	-652 {-694}	81	3,54

Tabelle C / 7 : Beispiel 4 ; Hauptergebnisse für antimetrische Vertikalbelastung (*LF 1*)

Das Tragverhalten bei zwangungsfreier Lagerung in Achse 0 wird bestimmt durch hohe horizontale quergerichtete Lagerkräfte ($A_{hy} \approx 580$ [kN]) an den Innenstützen, die auch zu einer überlagerten Biege- und Torsionsbeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes führt. Die für einen Kastenquerschnitt unerwartet hohe Lagerverwölbung - für die tatsächliche einseitige Verkehrslaststellung würde sich etwa $\Delta x_{1-2} = 11$ [mm] ($0,5 \cdot 22$) ergeben - rührt aus dem deutlichen Abfall der Torsionssteifigkeit durch den unteren Verband und ist bei längsfester Lagerung beider HT nicht vernachlässigbar. Die dann auftretenden unverhältnismäßig hohen horizontalen Lagerlängskräfte - sie betragen umgelegt auf die einseitige Verkehrslaststellung $A_{hx} \sim 3.000$ [kN] - sind der Grund, dass für dieses System die längsfeste Lagerung beider Hauptträger unbedingt vermieden werden sollte.

Die ingenieurmäßige "Näherung" bei längsfreier Lagerung in Achse 0 kann die entstehenden Lagerkräfte A_{hy} in Brückenquerrichtung an den Innenstützen nicht wiedergeben. Damit würde man vor allem die Beanspruchungen der Querverbände über den Innenstützen deutlich unterschätzen (- 55 %). Die Abschätzung der horizontalen Lagerlängskräfte A_{hx} mit dem Ingenieurmodell nach Bild C / 9 a unter Ansatz der gesamten Brückenlänge $L = 186,7$ [m] (Gabellager der Torsionsröhre) liefert viel zu große Lagerkräfte und ist nicht mehr sinnvoll anwendbar.

Für die Horizontalbelastung in Höhe des Schubmittelpunktes (LF 2) bzw. in Höhe der Fahrbahnplatte (nahezu idente, hier nicht angeführte Ergebnisse) liegen im allgemeinen geringere Abweichungen zum FE - Modell vor (Tabelle C / 8 und 9). Einzig die längsfeste Lagerung führt zu einer größeren Unterschätzung der Lagerlängskräfte von - 8 %, die bei Ansatz von schubstarrten QT - Stäben auf - 4 % reduzierbar ist.

Hinsichtlich des Tragverhaltens ist interessant, dass die Verteilung der Auflagerkräfte in Brückenquerrichtung A_{hy} aus der konstanten Linienlast wesentlich gleichmäßiger ist, als bei Betrachtung als starr gestützter Durchlaufträger ("Näherung" mit $A_{12} / A_0 = 1,66$ statt 3,23 in Tabelle C / 8). Erwähnenswert ist die erhöhte Verbandsbeanspruchung in den Randfeldern aus der hohen Torsionsbeanspruchung - trotz Lastangriff in M - durch die große Exzentrizität der Lager an den Innenstützen.

Lagerung beider HT in Achse 0	Modell	vertikal A_{vz} [kN]				horizontal A_{hy} [kN]				A_{hx} [kN]
		Achse 0	Achse 12	Achse 12*	Achse 0*	Achse 0	Achse 12	Achse 12*	Achse 0*	Achse 0
nein	FEM	- 451	0	0	- 451	- 271	- 449	- 449	- 271	$\Delta x = -3,4^{1.)}$
	Stab	- 451	0	0	- 451	- 264	- 456	- 456	- 264	
	Näherung	0	0	0	0	- 170	- 550	- 550	- 170	
ja	FEM	- 481	0	0	- 421	- 346	- 388	- 435	- 271	- 958
	Stab	- 481	0	0	- 421	- 334	- 400	- 443	- 264	- 879 (- 922) ^{2.)}

1.) Verwölbung zwischen den beiden Lagern in Achse 0 in [mm]

2.) Ergebnisse mit erhöhter QV - Steifigkeit entsprechend $t^* = 7$ [mm] der ZQV.

Tabelle C / 8 : Beispiel 4; Auflagerkräfte für Horizontalbelastung (LF 2).

Lagerung beider HT in Achse 0	Modell	Querverbände - Normalkräfte in den Diagonalen			unterer Verband N ₀ [kN] {N ₆ }	TW - Mitte (20) Steg UK - HT 1	
		N ₀ [kN]	N ₆ [kN]	N ₁₂ [kN]		w _{1v} [mm]	σ _{1u} [kN/cm ²]
nein	FEM	- 381	4	- 207	153 {152}	15	- 0,40
	Stab	-387	4	-206	156{153}	14	-0,40
ja	FEM	- 324	- 18	- 178	55	13	- 0,37
	Stab	-344	- 19	-181	74 {142}	12	-0,38

Tabelle C / 9 : Beispiel 4; Hauptergebnisse für Horizontalbelastung (LF 2).

- Vergleich zu “vollem” Kasten bzw. querfreier Lagerung an den Innenstützen

Für die *antimetrische Verkehrslast (LF 1)* erfolgt am FE - Modell, bei zwängungsfreier Lagerung in Achse 0, ein Vergleich zum Fall des “vollen” Kastens mit unterer Blechscheibe ($t_{uv}^* = 10$ [mm]), der auch die Variante der querfreien Lagerung an den Innenstützen mitbeinhaltet.

Für das Tragverhalten sind folgende Ergebnisse erwähnenswert:

- Mit den vorausgesetzten querverfesten Lagern in allen Lagerachsen reduziert sich für den “vollen” Kasten die Verwölbung zwischen den Lagerpunkten deutlich auf etwa $\Delta x_{1,2} \approx 2$ [mm] für die tatsächliche einseitige Verkehrslaststellung. Auch die horizontalen Lagerkräfte A_{hy} in Brückenquerrichtung reduzieren sich auf 20 % der Werte mit unterem Verband (Tabelle C / 6). Ebenfalls deutlich reduzieren sich die Normalspannungen σ im Fahrbahnquerschnitt.
- Die querfreie Lagerung an den Innenstützen reduziert die Verwölbung zwischen den Lagerpunkten deutlich auf etwa den halben Wert, unabhängig ob ein unterer Verband oder eine Blechscheibe vorliegt. Auch die Längsnormalspannungen σ werden durch die querfreie Lagerung an den Innenstützen mitunter deutlich kleiner, einzig die Beanspruchung des unteren Verbandes steigt um etwa + 20 %. Zusammenfassend stellt die alleinige querverfeste Lagerung an den Widerlagern für dieses Beispiel eine sinnvolle Alternative dar.

- Zusammenfassung und ergänzende praktische Hinweise

Das untersuchte mehrfeldrige Tragwerk eines Kastens mit unterem Verband und alleiniger mittiger Lagerung an den Innenstützen zeigt folgendes erwähnenswerte Tragverhalten:

- Infolge der Horizontal- und Torsionsbelastung des Brückenquerschnittes treten keine vertikalen Auflagerkräfte an den Pfeilern auf.
- Bei reiner Horizontalbelastung ist die Verteilung der horizontalen Auflagerkräfte wesentlich gleichmäßiger als jene an einem biegebeanspruchten Ersatzbalken (Durchlaufträger). Infolge der querverrichteten horizontalen Lagerkräfte entstehen jedoch in den Randfeldern infolge St. Venant'scher Torsion höhere Stabkräfte im unteren Verband.
- Die Lagerverwölbungen unter Torsionsbelastung aus Verkehr sind nicht vernachlässigbar, d. h. im Falle längsfester Lagerung beider HT treten unverhältnismäßig hohe längsgerichtete Lagerlängskräfte A_{hx} auf. Im vorliegenden Falle ist eine längsfeste Lagerung nur 1 HT sinnvoll.
- Die querverfeste Lagerung an den Innenstützen führt auch bei Torsionsbelastung aus Verkehr zu

hohen querverrichteten Auflagerkräften A_{hy} , die zu einer deutlichen Zunahme der Beanspruchung im Querverband über den Innenstützen führt.

Bei einer durchgehenden praktischen Berechnung dieses Tragwerkes sind beim Stabmodell folgende Besonderheiten und Vereinfachungen erwähnenswert:

- Für die Torsionsbelastung aus Verkehr ergibt sich mit dem erweiterten Basismodell nach Bild C / 16 - trotz der komplexen Lagerungsverhältnisse - für die praktische Anwendung eine hinreichende Genauigkeit bei der Ermittlung der Auflagerkräfte, der Verformungen und der Tragwerksbeanspruchungen, insbesondere der Verbandsstabkräfte. Dies gilt auch für die im Brückenbau auftretenden Horizontalbelastungsfälle (Wind), trotz der eingeschränkten Abbildbarkeit der Horizontalbelastung an Ober- und Untergurt im Stabmodell.
- Bei der nicht empfehlenswerten längsfester Lagerung beider HT kommt es im anschließenden unteren Verband tatsächlich zu einer mitunter deutlichen Reduktion der Stabkräfte infolge des teilweisen Kurzschlusses der Lagerkräfte A_{hx} über den unteren Verband in Auflagernähe. Da es sich dabei jedoch immer um eine Stabkraftreduktion handelt, braucht diesbezüglich keine Korrektur der Stabmodelllösung vorgenommen werden.
- Beim Stabmodell kann für die beiden HT - Stäbe das Trägheitsmoment I_y des Bruttoquerschnittes angesetzt werden. Eine Korrektur der Vertikalverformungen der HT aus symmetrischer Vertikallast ist dann nicht erforderlich.
- Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen σ kann nach Gleichung B / 7 vorgegangen werden, d. h. nur die Stabkraft M_y am entsprechenden HT und M_z am Zentralstab ist zu berücksichtigen (z. B. $\sigma_{1u} = M_{y1} / W_{y,1u} + M_z / W_{z1}$). Die angesetzten Querschnittswerte für M_{y1} sollten jene des Bruttoquerschnittes jedoch nicht überschreiten.

C.2.5 Beispiel 5: Zweifeldriger Kastenquerschnitt mit geneigten Stegen und schubweichen Querrahmen

• *Anlageverhältnisse (System und Belastung)*

Das Beispiel 5 ist der Literatur entnommen [65]. Das untersuchte Tragwerk entspricht einer zweifeldrigen stählernen Deckbrücke mit einer Stützweite von $L = 35,5 + 35,5$ [m], die einen Kastenquerschnitt mit geneigten Stegen aufweist ($\alpha_s = 71^\circ$) und eine weit auskragende Fahrbahnplatte besitzt. Dadurch wird der *Shear lag Effekt* bedeutsam, beispielsweise gilt für den außenliegenden Obergurt $b_0 / L = 1 / 11$. Die Bauhöhe beträgt $h = 1,7$ [m]. Das Tragwerk ist in den Lagerachsen jeweils unter beiden HT - Stegen gelagert, wobei keine Wölbbehinderung vorliegt, da nur ein Lager längsfest ist. Die Queraussteifung, zwischen den als starr angesehenen Queraussteifungen in den Lagerachsen (0, 9, 18), erfolgt nur durch Querrahmen (QR), die im Abstand von $e_{QR} = 3,94$ [m] angeordnet sind. Daraus ergibt sich (vgl. Bild C / 20) eine sehr geringe äquivalente Ersatzblechdicke der Queraussteifung von $t^* = 0,32$ [mm]. Die Anlageverhältnisse zeigt das Bild C / 18. Die Längsrippen von Ober- und Untergurt sind wie in [65] durch die effektiven Blechdicken t_{eff} erfasst. Die Biegesteifigkeit der Quersteifen bzw. des Querträgers, die die Querrahmen bilden, sind ebenfalls in Bild C / 18 angeführt.

Trotz der für ein Stabmodell kaum mehr als geeignet anzusehenden Anlageverhältnisse wird nachfolgend die Treffsicherheit des Stabmodells gezeigt, wobei nur der in [65] untersuchte Lastfall einer Einzelverkehrslast (Schwerlastwagen SLW 60 nach [12]) in Feldmitte, unmittelbar über den HT - Steg, dargestellt wird. Außer den Ergebnissen in [65], auf Basis der erweiterten Biege- und Torsionstheorie, werden auch jene die an einem realitätsnahen FE- Modell ermittelt wurden - unter Berücksichtigung des *Shear lag Effektes* - angeführt. Die lokale Biegung des Fahrbahnquerträgers wird in keinem der Modelle mitabgebildet, sodass die drei Achslasten direkt in der Stegoberkante angesetzt werden.

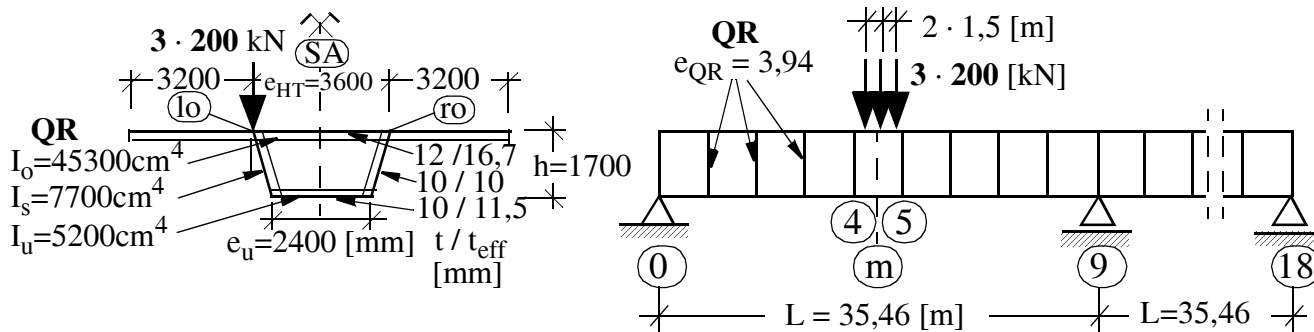
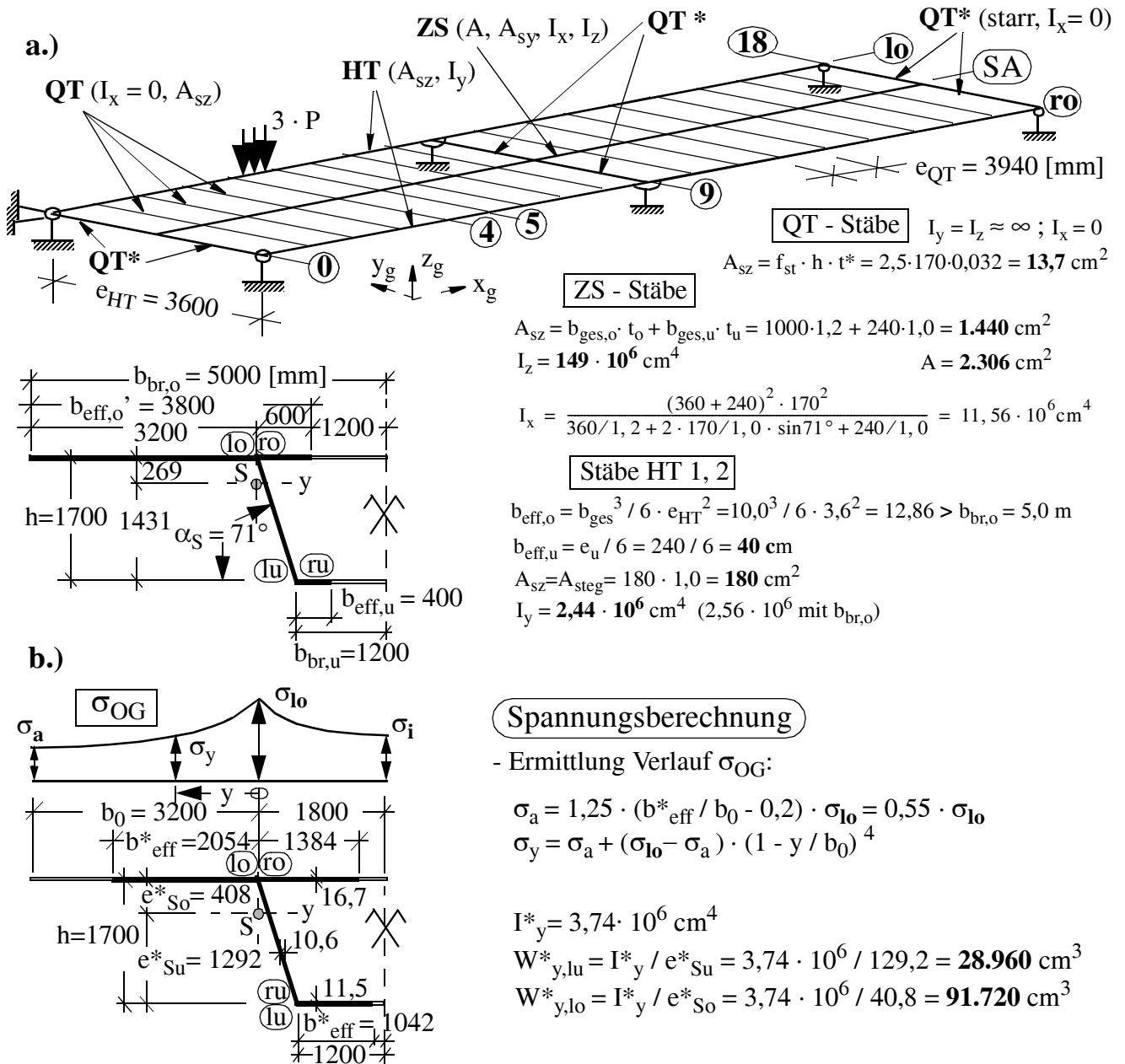


Bild C / 18 Beispiel 5; Anlageverhältnisse (System und Belastung).

• *Stabmodell*

- Stäbe und Querschnittswerte sowie Belastung für die Systemberechnung

Da die vorausgesetzte Lagerung keine Verwölbungsbehinderung darstellt, ist das Basismodell (Bild B / 3), das nur HT - Stäbe, Zentralstab und die QT - Stäbe - alle in einer Ebene - vorsieht, hinreichend genau. In Bild C / 19 a ist das aus den Anlageverhältnissen abgeleitete Stabmodell dargestellt, einschließlich der anzusetzenden Querschnittswerte. Zu letzteren ergeben sich folgende erwähnenswerte Besonderheiten:



c.) Shear lag Effekt nach DIN 18809 [66] für den Obergurt / außenseitig ($L_e = 29,9$ [m])

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{LR}}{e_{LR} \cdot t_0}} = \sqrt{\frac{t_{eff}}{t}} = \sqrt{\frac{16,7}{12}} = 1,18$$

$$\kappa = (\alpha_0 \cdot b_0) / L_e = (1,18 \cdot 3,2) / 29,9 = 0,126$$

$$\beta = \lambda_{III} = \frac{1}{1 + 4 \cdot \kappa + 3,2 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 4 \cdot 0,126 + 3,2 \cdot 0,126^2} = 0,643$$

$$b^*_{eff} = \beta \cdot b_0 = 0,643 \cdot 3,2 = 2,054 \text{ m}$$

- zum Vergleich nach EN 1993 - 1 - 5 (Näherung für Innenstütze)

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot (\kappa - 1/2500 \cdot \kappa) + 1,6 \cdot \kappa^2} = 0,567$$

Bild C / 19 Beispiel 5; a.) Stabmodell mit Steifigkeiten, b.) Spannungsberechnung am HT, c.) Auswirkungen des Shear lag Effekts.

Für die HT - Stäbe ist, entsprechend der Vorgabe in Bild B / 3, bereits die volle Bruttobreite des Obergurtes wirksam ($b_{\text{eff},o} = 1290 > b_{\text{br},o} = 500$ [cm]). Im Gegensatz dazu erfolgte für dieses Beispiel ein vereinfachter ingenieurmäßiger Ansatz (Bruttobreite außen und Abminderung innen mit $e_{\text{HT}} / 6$ entsprechend dem Untergurtblech), der zur Größe $b_{\text{eff},o}' = 380$ [cm] führte. Die damit ermittelte Biegesteifigkeit I_y ist nur um etwa 6 % kleiner als unter Ansatz der Bruttobreite am Obergurt. Ergänzende Variantenstudien ergaben, dass die Änderung der Biegesteifigkeit I_y nur geringe Änderungen des Aufteilungsschlüssels zwischen St. Venant'schen Torsion (M_x am Zentralstab) und der Wölbkrafttorsion (M_y an den beiden HT) bewirkt. Dies ist mit ein Grund, dass der *Shear lag Effekt* bei den Querschnittswerten der HT - Stäbe für die Systemberechnung nicht miteinfließen muss. Die Treffsicherheit der Ergebnisse dieses Beispiels werden die vereinfachte Annahme bestätigen.

Um in der Praxis in jeden Fall Ergebnisse auf der sicheren Seite zu erhalten, kann hinsichtlich der anzusetzende Biegesteifigkeit der HT - Stäbe I_y mit einem oberen und unteren Grenzwert gerechnet werden (2 unabhängige Rechnungen). Mit dem oberen Grenzwert $I_{y,\text{max}}$ werden die Normalspannungen σ in den HT überschätzt (da Wölbkraftanteil nun größer), mit dem unteren Grenzwert $I_{y,\text{min}}$ werden die Beanspruchungen der Queraussteifungen sowie die St. Venant'sche Torsion überschätzt (M_x im Zentralstab und V_{QT} in den QT - Stäben größer).

Für den Zentralstab bleiben die in Bild C / 19 angeführten Querschnittswerte A , A_{sy} und I_z bei diesem Beispiel unbedeutend, da deren Änderung keine Schnittkraftänderung bewirkt. Die Torsionssteifigkeit I_x wird, wie das Bild C / 19 a zeigt, nach Gleichung B / 4 ermittelt, wobei für Ober- und Untergurt nur die Dicke t des Bleches einzusetzen ist.

Auf die Ermittlung der zutreffenden Schubfläche A_{sz} für die QT - Stäbe, die die Querrahmen repräsentieren, wird nachfolgend in einem eigenen Abschnitt eingegangen. Die QT* - Stäbe in den Lagerachsen werden wieder als schubstarr angesetzt. Für alle Querstäbe (QT, QT*) gilt hinsichtlich der Biegesteifigkeiten: $I_x = 0$, $I_y = I_z \approx \infty$.

Die Belastung, in Form der drei Einzellasten, kann direkt am HT aufgebracht werden, wie im Bild C / 19 a dargestellt.

- Lokales Modell für die Querrahmen

Bedingt durch die vorhandene Stegneigung ist die Ermittlung der äquivalenten Ersatzblechdicke für die einzelnen Querrahmen - als Basis der zutreffenden Schubfläche A_{sz} der QT- Stäbe - am besten an einem lokalen Modell vorzunehmen. Dieses lokale Modell dient auch zur Ermittlung der Beanspruchung im Querrahmen. Für beide Aufgabenstellungen ist entsprechend Bild B / 6 nur ein vertikales Kraftpaar P als Belastung anzusetzen. Dies führt zu dem in Bild C / 20 dargestellten Modell, das nur aus 3 Einzelstäben besteht, da infolge der Symmetrieachse nur das halbe System modelliert werden muss. Für eine Einheitslast $P = 1$ [kN] werden mit den Stabsteifigkeiten nach Bild C / 18 die angeführten Ergebnisse erhalten (Verformung Δ_p , Querkräfte im Querträger am Ober- und Untergurt, Biegemomente im Querrahmen).

Mit der vertikalen Verformung Δ_p kann nun mittels der Formel in Bild B / 6 direkt die gesuchte äquivalente Ersatzblechdicke ermittelt werden, wie in Bild C / 20 angeführt. Dies ergibt den bereits erwähnten Wert von $t^* = 0,3$ [mm]. Die geneigten Stege führen zum angeführten erhöhten Steifigkeitsfaktor $f_{\text{st}} = 2,50$ (Abschnitt B.2.1.1), womit sich die gesuchte Schubfläche A_{sz} der QT - Stäbe in Bild C / 19 a - nach Bild B / 6 - ermitteln lässt ($A_{\text{sz}} = 13,7$ [cm²]).

Mit Hilfe des Lastfaktors f_{ld} , der sich hier nach Bild C / 20 zu $f_{\text{ld}} = 0,40$ ergibt, kann nun mit den Beanspruchungen des lokalen Modells (V_i , M_i) aus dem Einheitslastfall P direkt die Beanspruchung der Querrahmen im globalen Modell abgeleitet werden. Dazu muss, wie Bild C / 20 zeigt, nur die aktuelle Querkräfte im QT - Stab mit der Beanspruchung aus der Einheitsbelastung und dem Lastfaktor f_{ld} multipliziert werden. Für die im Ergebnisteil nachfolgend als repräsentativ für die Querrah-

menbeanspruchung angeführten Biegemomente in Stegoberkante des belasteten HT - Steges (Achse lo) ergibt sich beispielsweise: $M_{lo} = 80,46 \cdot P = 80,46 \cdot f_{ld} \cdot V_{QT} = 32,18 \cdot V_{QT}$ [kNcm].

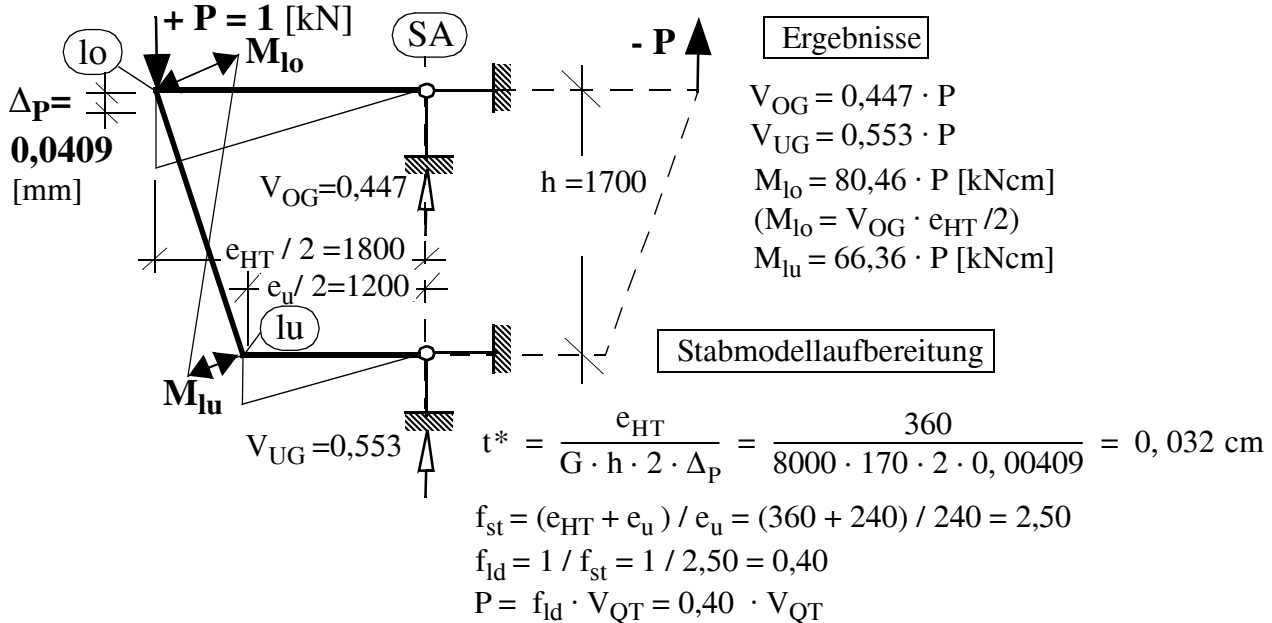


Bild C / 20 Beispiel 5; Lokales Modell der Querrahmen.

- Spannungsberechnung

Die Ermittlung der Beanspruchung im Querrahmen erfolgt, wie eben dargestellt, auf Basis der Ergebnisse des Einheitslastfalles am lokalen Modell und den Querkräften V im entsprechenden QT - Stab des Stabmodells.

Bei der Spannungsberechnung σ der Hauptträger ist der *Shear lag Effekt* nun nicht mehr vernachlässigbar, wie die Darstellung des effektiven HT - Querschnittes in Bild C / 19 b zeigt. Um eine möglichst gute Annäherung an die realitätsnahen FE - Ergebnisse zu erhalten, wurde bei der Ermittlung der effektiven Breiten die tatsächliche Form der Momentenlinie für die vorliegende globale Biegebeanspruchung miterfasst. Für den Vergleich unmittelbar im Bereich der Belastung (Achse m) ergibt sich ein Abstand der Momentennullpunkte von $L_e = 29,9$ [m]. Um auch die annähernd dreiecksförmige Momentenverteilung zu erfassen, wurde nicht nach Eurocode (EN 1993 - 1 - 5) vorgegangen, sondern nach DIN 18809 [66]. Damit ergeben sich die in Bild C / 19 b angeführten effektiven Breiten als Basis der Querschnittswerte für die Spannungsberechnung, die exemplarisch für den außenliegenden Obergurtbereich im Teilbild C / 19 c ermittelt ist.

Für die Spannungsberechnung im Stabmodell ist nun, entsprechend der Gleichung B / 5, nur das Biegemoment M_y am entsprechenden HT - Stab zugrunde zu legen (es liegt kein zusätzlicher Zentralstab ZS^* vor, sodass $M_{y,ZS^*} = N = M_z = 0$). Für die maßgebenden Spannungen σ am Untergurt des belasteten HT l ergibt sich nun beispielsweise: $\sigma_{lu} = M_{y1} / W_{y,lu}^*$. Ähnlich werden die Spannungen in Achse lo und mit den Schnittkräften des HT r die Spannungen in Achse ru und ro erhalten. Um den Spannungsverlauf über die gesamte Breite von Ober- und Untergurt zu bestimmen, wird entsprechend Eurocode EN 1993- 1- 5, diesbezüglich ident zu DIN 18809, vorgegangen. Auf der Basis der Spannungen σ in Achse der HT - Stege kann mit der Kenntnis der effektiven Breite b_{eff}^* , getrennt für äußeren und inneren Gurtbereich, die Spannung σ_a bzw. σ_i am "Rand" (Außenrand bzw. in der Symmetrieachse) sowie an jeder Stelle y von der Stegachse ermittelt werden. Dies in Bild C / 19 b für den Außenbereich des Obergurtes dargestellt.

• Ergebnisse

Im Bild C / 21 sind die ermittelten Normalspannungen σ in der Fahrbahnplatte und im Untergurtblech unmittelbar unter der Last (Achse m) dargestellt. Die Ergebnisse des Stabmodells sind jenen aus [65] ("Lit. Springer") und jenen des realitätsnahen FE - Modells gegenübergestellt. Bei letzterem erfolgt die Abbildung der Längsrippen an Ober- und Untergurt derart, dass die Elementdicken der effektiven Dicke t_{eff} entsprechen und der Schubmodul G hier mit dem Faktor (t / t_{eff}) abgemindert wird. Der Spannungsverlauf am Obergurt des Stabmodells, der wie beschrieben entsprechend EN 1993 - 1 - 5 ermittelt wurde, erfordert die im Bild C / 21 angeführte lineare Korrektur für den weniger belasteten Hauptträger (Achse ro , ru) im Innenbereich.

Das Stabmodell liefert erstaunlich gute Ergebnisse für die Stegachsen des belasteten Hauptträgers, die zum FE - Modell nur um + 2% (Achse lu) und + 7 % (lo) abweichen. Die größeren Überschätzungen beim nicht belasteten Hauptträger sind unbedeutend, da sie für die Bemessung nicht maßgebend werden. Das Ergebnis aus [65] liefert deutliche Abweichungen, infolge der fehlenden Erfassung des *Shear lag* Effekts.

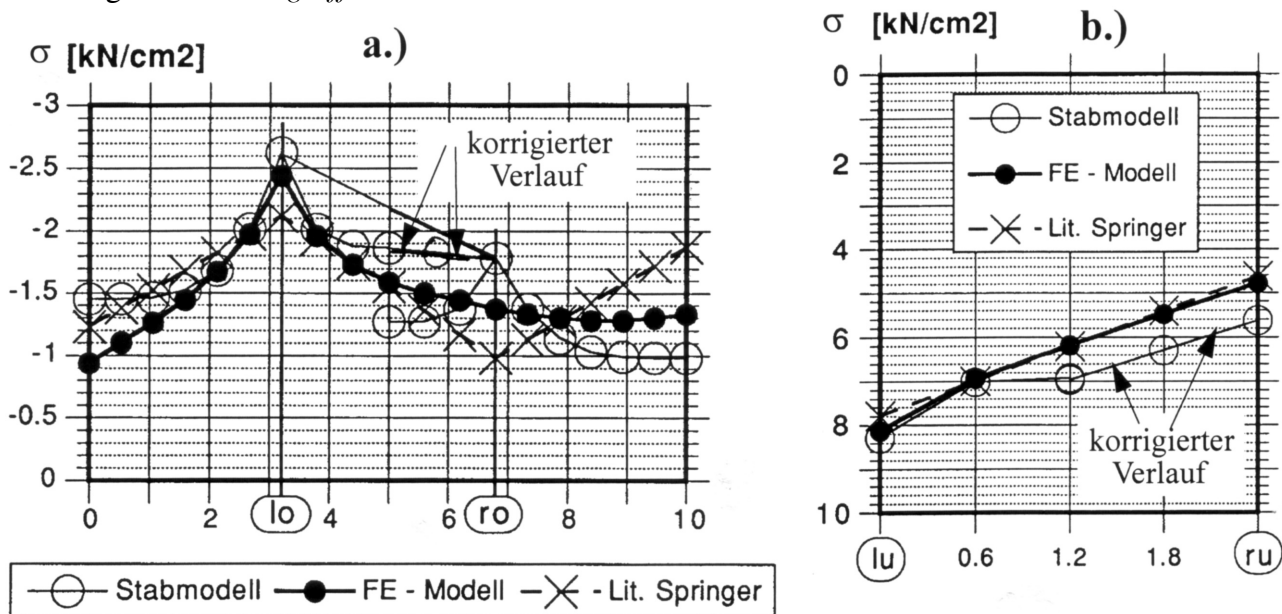


Bild C / 21 Beispiel 5; Normalspannungsverteilung σ in Achse m für, a.) Fahrbahnplatte, b.) Untergurtblech.

Als weiteres interessantes Ergebnis sind in Bild C / 22 die Momentenbeanspruchungen der Querrahmen - die maßgebende höchstbeanspruchte Stelle ist die Achse lo - dargestellt. Das Teilbild C / 22 a zeigt die Momentenbeanspruchung für den untersuchten Lastfall der Einzellast in Feldmitte (die Verbindungslinien zwischen den Ergebnispunkten in Achse $l \div 8$ sind ohne Bedeutung). Bemerkenswert ist wieder die erstaunlich geringe Abweichung des Stabmodells, das im höchst beanspruchten Querrahmen in Achse 4 nur um - 4 % vom FE - Modell abweicht. Ergänzend sind auch die Ergebnisse eingetragen, die erhalten werden, wenn starre Querrahmen vorliegen. Dies führt zu einem deutlichen Anstieg im höchst beanspruchten Querrahmen von etwa + 50 %. Der Grund dafür ist die deutlich schlechtere Lastverteilung im letzteren Fall für konzentrierte Einzellasten.

Dies wird verdeutlicht durch den Verlauf der Einflusslinien in Bild C / 22 b für die Momentenbeanspruchung des Querrahmens in Achse 4. Diese Einflusslinien wurden entsprechend Punkt 1 im Abschnitt B.2.1.6 am Stabmodell ermittelt. Durch die vorhandene geringe Schubsteifigkeit des Querrahmens ("QR vorhanden") wird die maximale EL - Ordinate um - 52 % reduziert gegenüber dem Fall mit starren Queraussteifungen ("QR starr"). Der letztere Fall liegt jedoch mit - 27 % noch

immer deutlich unter der isolierten Betrachtung der Querrahmen entsprechend Bild B / 16 ($\eta_{\max} = 161$).

Die geringe Schubsteifigkeit der Querrahmen führt also zu einer deutlichen Abnahme der Querrahmenbeanspruchung unter unmittelbarer Belastung (Einzelfahrzeuge). Dies ist zur Gänze beim Ermüdungsnachweis nutzbar. Beim Tragsicherheitsnachweis ist jedoch auch die Verkehrsgleichlast zu berücksichtigen. Man erkennt aus Bild C / 22 b, dass im Falle der weichen Querrahmen die Lasteinflusslänge deutlich zunimmt ($\approx 6,6 \cdot e_{QR}$ gegenüber $2,5 \cdot e_{QR}$) und damit auch geringfügig die Gesamtfläche der Einflusslinie. Dies führt zu einer um + 5 % erhöhter Beanspruchung aus der Verkehrsgleichlast. Insgesamt ergibt sich jedoch auch für die Tragsicherheit doch eine deutliche Reduktion gegenüber der isolierten Vorgehensweise nach Bild B / 16.

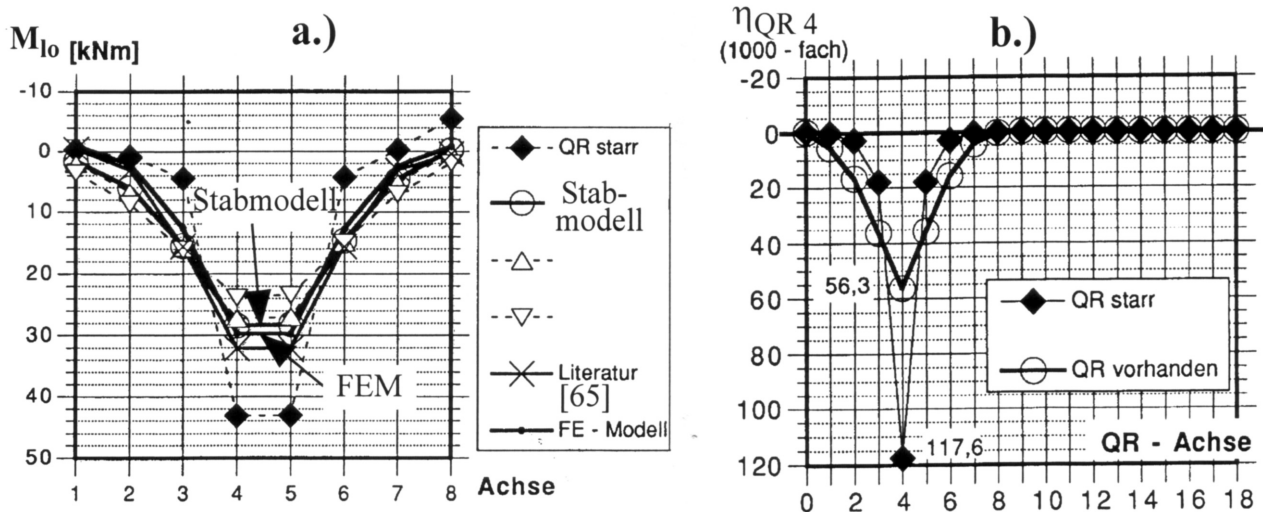


Bild C / 22 Beispiel 5; Biegemomente im Querrahmen 4 (Achse l_0), a.) aus der Verkehrseinzellast, b.) Einflusslinie für Fahrspur in Achse l_0 .

Bei dem hier nicht angeführten Ergebnisvergleich der vertikalen HT - Verformungen in Achse m , ist beim Stabmodell wieder die Korrektur für den symmetrischen Lastanteil entsprechend Punkt 1 im Abschnitt B.2.1.5 notwendig. Wie der Vergleich mit dem FE - Modell zeigt, kann dabei der *Shear lag Effekt* vernachlässigt werden (Ansatz von $I_{y,br}$ des Bruttoquerschnittes) und trotzdem nahezu vollständige Übereinstimmung mit dem genauen FE - Ergebnis erzielt werden.

- *Zusammenfassung und ergänzende praktische Hinweise*

Das untersuchte zweifeldrige Tragwerk eines Kastens mit geneigten Stegen und sehr nachgiebigen Zwischenqueraussteifungen (Querrahmen) unter einseitiger Verkehrslast zeigt folgendes erwähnenswertes Tragverhalten:

- Die hohe Querrahmennachgiebigkeit ($t^* = 0,3$ [mm]) führt für dieses Beispiel zu etwa + 7% höheren Längsnormalspannungen σ im Hauptträger, gegenüber starren Querrahmen (entgegen der Aussage in [65] von + 19 %).
- Die Querrahmenbeanspruchungen reduzieren sich für Verkehrseinzellasten gegenüber starren Querrahmen deutlich (etwa um - 50 %). Gegenüber einer isolierten Betrachtung der Querrahmen (vgl. Bild B / 16) sogar um - 66 %. Für Verkehrsgleichlasten jedoch erhöht sich die Beanspruchung geringfügig (+ 5 % gegenüber starren QR), infolge der wesentlich größeren Einflusslinienlängen (etwa 6 - facher Querrahmenabstand gegenüber der üblichen Annahme von $2 \div 3 e_{QR}$).

Für bestehende Brückentragwerke, deren Querausteiungen meist mit der isolierten Betrachtungsweise (vgl. Bild B / 16) ausgelegt sind, kann die zutreffende Erfassung zu deutlich geringeren Beanspruchungen führen, sodass Verstärkungsmaßnahmen infolge der erhöhten Verkehrslasten mitunter entfallen können.

– Die Ausbildung eines “vollen” Kastens mit unterer Blechscheibe führt nur zu sehr geringen, vernachlässigbaren Verwölbungen. Für dieses Beispiel beträgt die Relativverschiebung in Achse 0 zwischen den beiden Lagern $\Delta x_{1-2} = 0,2$ [mm] (Ermittlung am FE - Modell) .

Bei einer durchgehenden praktischen Berechnung dieses Tragwerkes sind beim Stabmodell folgende Besonderheiten und Vereinfachungen erwähnenswert:

– Eine Modellierung mit dem einfachen Basismodell nach Bild C / 19 a, dessen Stäbe alle in einer Ebene liegen, liefert überraschend gute Ergebnisse der Bauteilbeanspruchungen (Längsnormalspannungen, Querrahmenbeanspruchungen, Vertikalverformungen), trotz des Kastenquerschnittes mit geneigten Stegen und weit auskragender Fahrbahnplatte sowie sehr schubweichen Querrahmen ($t^* = 0,3$ [mm]).

– Die für die Querrahmen mit geneigten Stegen gezeigte Beanspruchungs- und Steifigkeitsermittlung an einem lokalen Modell ist auch auf kompliziertere Fälle der Queraussteifung übertragbar (z.B. Querrahmen mit integriertem Querverband, siehe Beispiel 6). Die Korrektur der isoliert ermittelten Größen mit den Faktoren f_{st} und f_{ld} ist dabei ganz wesentlich.

– Die Unzulänglichkeiten bei der Wahl der zutreffenden Biegesteifigkeit I_y der Hauptträger im Stabmodell sind meist unbedeutend, da die Auswirkungen auf die Bauteilbeanspruchungen klein bleiben. Wenn - wie in diesem Beispiel - die Unterschiede gegenüber dem Trägheitsmoment I_y des Bruttoquerschnittes ($I_y = 2,44 \cdot 10^6$ nach Bild C / 19 anstatt $I_{y,br} = 4,15 \cdot 10^6$) sehr hoch sind, sollte jedoch nicht ohne weiteres für die beiden HT - Stäbe das Trägheitsmoment I_y des Bruttoquerschnittes angesetzt werden, um die Korrektur der Vertikalverformungen der HT aus symmetrischer Vertikallast und der Gesamtbiegesteifigkeit zu vermeiden (vgl. Punkt 1 in Abschnitt B.2.1.5). Entweder wird ein zusätzlicher Zentralstab ZS *, einschließlich der Querstäbe QS, nach Bild B / 14 angeordnet (dieser erhält hier $\Delta I_y = 2 \cdot (4,15 - 2,44) \cdot 10^6 = 3,42 \cdot 10^6$), oder aber es erfolgt eine zweimalige Schnittkraftberechnung mit unterschiedlichen Werten I_y der HT - Stäbe ($I_y = 2,44 \cdot 10^6$ bzw. $I_{y,br} = 4,15 \cdot 10^6$) und die Beanspruchungsermittlung (z. B. σ in den HT, Querrahmenbeanspruchungen) erfolgt für die ungünstigeren Schnittkräfte aus beiden Berechnungen.

– Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen σ kann, wegen des dominierenden *Shear lag Effekts*, direkt nach Gleichung B / 5 vorgegangen werden, d. h. nur die Stabkraft M_y am entsprechenden HT ist zu berücksichtigen (z. B. $\sigma_{lu} = M_y / W_{y,lu}^*$).

C.2.6 Beispiel 6: Kastenquerschnitt mit Queraussteifungen unterschiedlicher Steifigkeit (QV und QR)

• *Anlageverhältnisse (System und variierte Parameter)*

Um die Treffsicherheit des vorgestellten Stabmodells auch für Queraussteifungen mit unterschiedlichen Steifigkeiten zu verdeutlichen, erfolgt ein Ergebnisvergleich für das von *Volke* in [67] dargestellte Beispiel einer fünffeldrigen Verbundbrücke mit Stützweiten von $L = 72$ bzw. 90 [m], die Querrahmen (QR) und Querverbände (QV) aufweist. Das untersuchte Tragwerk weist einen vollwandigen Kastenquerschnitt mit geneigten Stegen auf ($\alpha_s = 76^\circ$), wobei die Bauhöhe $h = 4,5$ bei einem Hauptträgerabstand von $e_{HT} = 7,5$ [m] beträgt. Der *Shear lag Effekt* ist infolge der großen Stützweiten vernachlässigbar klein, beispielsweise gilt für den innenliegenden Obergurt $b_0 / L = 3,75 / 72 \approx 1 / 20$. Die Queraussteifungen in den Lagerachsen werden als starr vorausgesetzt.

In Ergänzung zu den Ergebnissen aus [67] erfolgt auch ein Vergleich mit einer genauen Berechnung an einem FE - Modell, das jedoch dieselben idealisierten Vereinfachungen zur Querschnittsform beinhaltet (vgl. Bild C / 23). Dabei, wie auch beim Stabmodell, wurde vereinfacht jedes Feld als isoliertes Einzeltragwerk abgebildet, da sich der Ergebnisvergleich mit [67] auf die Beanspruchungen der in Feldmitte liegenden Querrahmen (QR II in System S1) bzw. Querverbände (QV 9 in System S2) beschränkt. Diese vereinfachte Annahme wurde durch Vergleichsrechnungen am Gesamtmodell bestätigt.

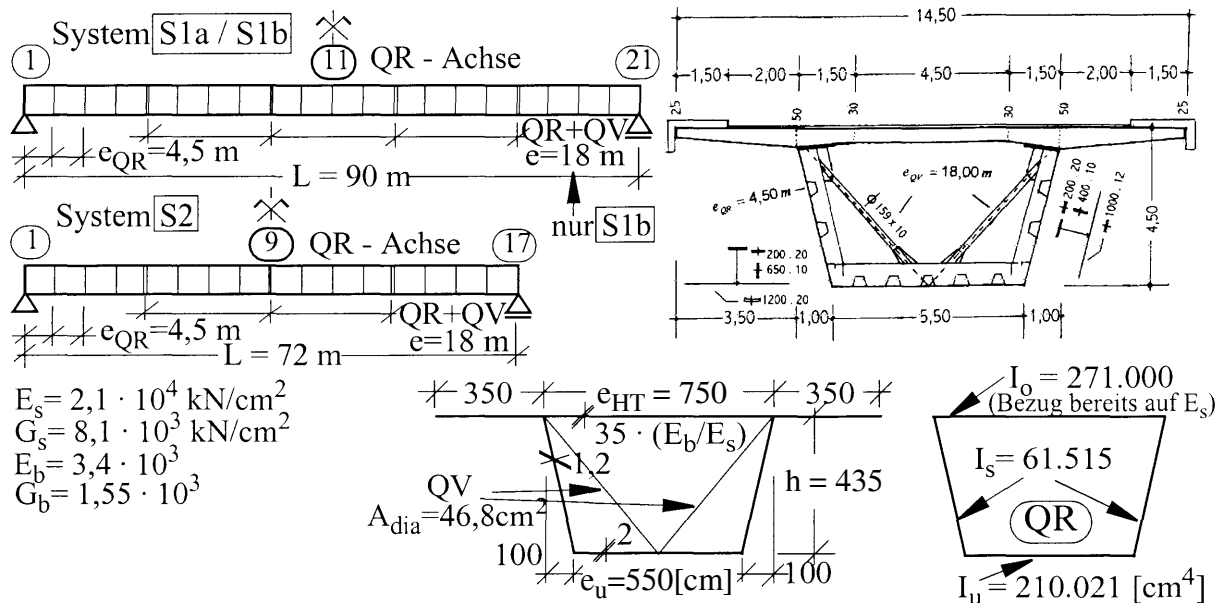


Bild C / 23 Beispiel 6; Anlageverhältnisse aus [67] mit untersuchten Teilsystemen.

Die Anlageverhältnisse zeigt das Bild C / 23. Einerseits wird der Fall der alleinigen Aussteifung mit Querrahmen, die im Abstand von $4,5$ [m] angeordnet sind, untersucht (System *S1a*). Andererseits wird der Fall mit zusätzlichen Querverbänden untersucht, die bei jedem vierten Querrahmen ergänzend angeordnet sind ($e_{QV} = 18$ [m], System *S1b, S2*). Darüberhinaus wird bei den Querrahmen - wie in [67] - außer dem biegesteifen Anschluss zwischen Fahrbahnplatte und Quersteife des Steges (vgl. Bild C / 23) auch der Fall des gelenkigen Anschlusses mituntersucht. Die Biegesteifigkeiten der Querrahmenstäbe sind in Bild C / 23 ausgewiesen, wobei die mitwirkenden Steg- und Untergurtblechbreiten eingetragen sind. Letztere, wie auch die Annahme der mitwirkenden Beton-

plattenbreite mit $b_{\text{eff}} = 4,5$ [m], wurde aus [67] übernommen. Daraus ergeben sich die in Bild C / 25 ausgewiesenen äquivalenten Ersatzblechdicken t^* der einzelnen Queraussteifungen, die an dem dargestellten lokalen Modell abgeleitet wurden. Für den Fall des starren Fahrbahnplattenanschlusses ergibt sich beispielsweise für die Querrahmen $t^* = 0,25$ [mm] und für die Querverbände $t^* = 1,3$ [mm] (Teilbild C / 25 a). Dies bedeutet, dass die Querverbände etwa die 5 - fache Steifigkeit der Querrahmen aufweisen.

- *Stabmodell*

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Da die vorausgesetzte Lagerung keine Verwölbungsbehinderung darstellt, ist das Basismodell (Bild B / 3), das nur HT - Stäbe, Zentralstab und die QT - Stäbe - alle in einer Ebene - vorsieht, hinreichend genau. In Bild C / 24 ist exemplarisch das System S2 dargestellt, das eine Stützweite von $L = 72$ [m] aufweist und außer den Querrahmen (Stäbe QT 1) auch insgesamt drei Querverbände (Stäbe QT2) aufweist. Die angeführten Querschnittswerte gelten für den Fall, dass vollständige Querrahmen vorliegen (Bild C / 25 a) . Folgende Besonderheiten sind erwähnenswert:

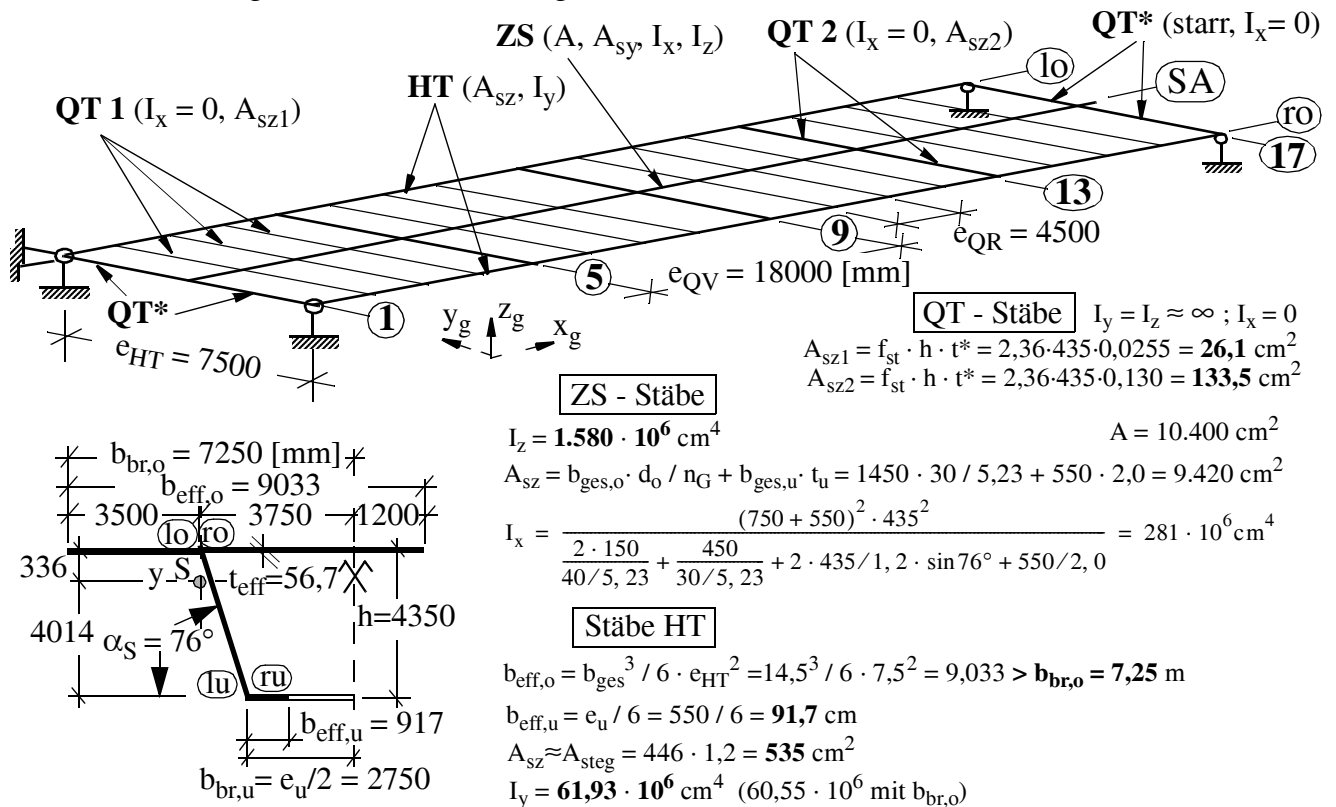


Bild C / 24 Beispiel 6 ; Stabmodell mit zutreffenden Steifigkeiten für das System S2 mit zusätzlichen Querverbänden.

Für die HT - Stäbe ergibt sich, entsprechend der Vorgabe in Bild B / 3, eine wirksame Obergurtbreite die über die Bruttobreite des Obergurtes hinausreicht ($b_{\text{eff},o} = 903 > b_{\text{br},o} = 725$ [cm] , vgl. Bild C / 24). Der vereinfachte Ansatz der Bruttobreite, wie im Abschnitt B empfohlen, würde nur um eine etwa 2 % geringere Biegesteifigkeit I_y der HT - Stäbe und damit nahezu idente Ergebnisse liefern.

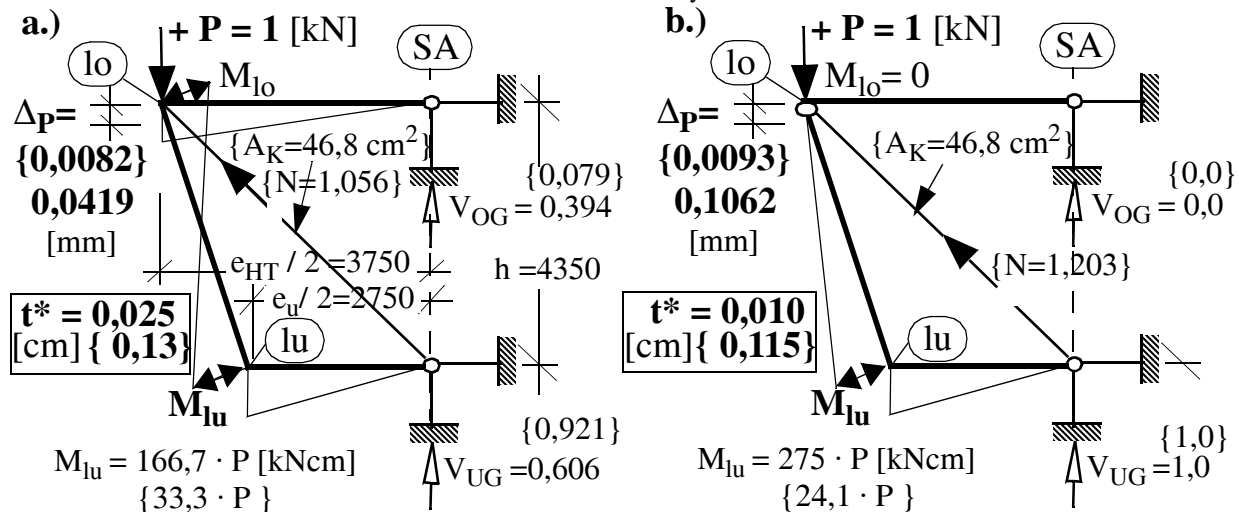
Für den Zentralstab bleiben die in Bild C / 24 angeführten Querschnittswerte A , A_{sy} und I_z bei diesem Beispiel unbedeutend, da deren Änderung keine Schnittkraftänderung bewirkt. Die Torsionssteifigkeit I_x wird, wie das Bild C / 24 zeigt, nach Gleichung B / 4 ermittelt. Dabei wird für die Betonplatte eine Abminderung entsprechend dem G - Modul Verhältnis ($n_G = G_s / G_b = 5,23$) angesetzt und im Voutenbereich eine mittlere Dicke von $d = 40$ [cm] angenommen.

Die Ermittlung der zutreffenden Schubfläche A_{sz} für die QT - Stäbe erfolgt, wie für das Beispiel 5 näher erläutert, an einem lokalen Modell - getrennt für die vier vorausgesetzten unterschiedlichen Queraussteifungsformen. Für eine Einheitslast $P = 1$ [kN] werden mit den Stabsteifigkeiten nach Bild C / 23 die in Bild C / 25 angeführten Ergebnisse erhalten (Verformung Δ_p , Querkräfte im Querräger am Ober- und Untergurt, Biegemomente M_{lu} im Querrahmen) und es kann jeweils die gesuchte äquivalente Ersatzblechdicke t^* ermittelt werden (Anwendung der Formel in Bild B / 6). Im Bild C / 25 ist links die Fahrbahnplatte biegesteif und rechts gelenkig angeschlossen. Die in {Klammer} angeführten Ergebnisse gelten für den Fall, dass der Querrahmen durch den zusätzlichen Querverband ergänzt wird. Man erkennt, dass dadurch die Momente im Querrahmen - entgegen der üblichen Bemessungspraxis - doch noch nennenswerte Größen erreichen.

Die geneigten Stege führen zum angeführten erhöhten Steifigkeitsfaktor $f_{st} = 2,36$ (Abschnitt B.2.1.1), womit sich die gesuchte Schubfläche A_{sz} der QT - Stäbe in Bild C / 24 - nach Bild B / 6 - ermitteln lässt. Mit Hilfe des Lastfaktors f_{ld} , der sich hier nach Bild C / 25 zu $f_{ld} = 0,424$ ergibt, kann nun wieder mit der aktuellen Querkraft im QT - Stab und den Beanspruchungen des lokalen Modells (V_i , M_i) aus dem Einheitslastfall P direkt die Beanspruchung der Querrahmen am Gesamttragwerk abgeleitet werden. Beispielsweise ergibt sich für den rundum biegesteifen Querrahmen:

$$M_{lu} = 166,7 \cdot f_{ld} \cdot V_{QT} = 70,68 \cdot V_{QT} \text{ [kNm]}$$

Die QT* - Stäbe in den Lagerachsen werden wieder als schubstarr angesetzt. Für alle Querstäbe (QT, QT*) gilt hinsichtlich der Biegesteifigkeiten: $I_x = 0$, $I_y = I_z \approx \infty$.



Stabmodellauflbereitung

$$t^* = \frac{e_{HT}}{G \cdot h \cdot 2 \cdot \Delta_p} = \frac{750}{8100 \cdot 435 \cdot 2 \cdot \Delta_p} = \frac{1}{9369 \cdot \Delta_p} \text{ cm}$$

$$f_{st} = (e_{HT} + e_u) / e_u = (750 + 550) / 550 = 2,36$$

$$f_{ld} = 1 / f_{st} = 1 / 2,36 = 0,424$$

$$P = f_{ld} \cdot V_{QT} = 0,424 \cdot V_{QT}$$

Bild C / 25 Beispiel 6; Lokales Modell der Querrahmen und {Querverbände} mit, a.) biegesteif, b.) gelenkig angeschlossener Fahrbahnplatte.

• Ergebnisse und Tragverhalten der Queraussteifungen

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse beschränken sich auf den Vergleich der Beanspruchungen in den Queraussteifungen. Um auch das Tragverhalten besser zu verdeutlichen, werden vorerst die Einflusslinienverläufe für die Queraussteifungen in Feldmitte (QR 11 für System S1, QV 9 für System S2) in Brückenlängsrichtung, für eine Fahrspur in Stegoberkante (Achse lo, ro), dargestellt. Dabei werden die Ergebnisse des Stabmodells mit jenen aus [67] ("Lit. Volke") und dem realitätsnahen FE - Modell verglichen. Darüberhinaus sind strichliert auch die Ergebnisse der ingenieurmäßigen isolierten Betrachtung der Queraussteifung nach Bild B / 16 angeführt ("Ing. modell"), wobei dabei die maximalen EL - Ordinaten abgeschnitten und den Tabellen C / 10 und 11 zu entnehmen sind (wie auch jene der anderen Lösungen).

In Bild C / 26 sind die Ergebnisse des Querrahmens II in Feldmitte der größeren Stützweite (System S1) angeführt, im linken Teilbild für die Queraussteifung nur mit Querrahmen und im rechten Teilbild mit zusätzlichen Querverbänden (in Achse 5, 9, 13, 17). In beiden Fällen ist die Fahrbahnplatte starr an die Querrahmen angeschlossen (Bild C / 25 a). Man erkennt aus den Ergebnisverläufen die gute Treffsicherheit des Stabmodells, auch für den Fall von Queraussteifungen mit unterschiedlichen Steifigkeiten (Bild C / 26 b).

Hinsichtlich des Tragverhaltens ist interessant, dass durch die zusätzliche Anordnung der Querverbände nur die maximale EL - Ordinate um etwa - 25 % abnimmt, der Verlauf der EL jedoch nahezu unverändert bleibt. Im krassen Gegensatz zur isolierten Betrachtung ("Ing. modell") reicht der Lasteinflussbereich bis etwa zum 6 - fachen Querrahmenabstand (bis QR 5).

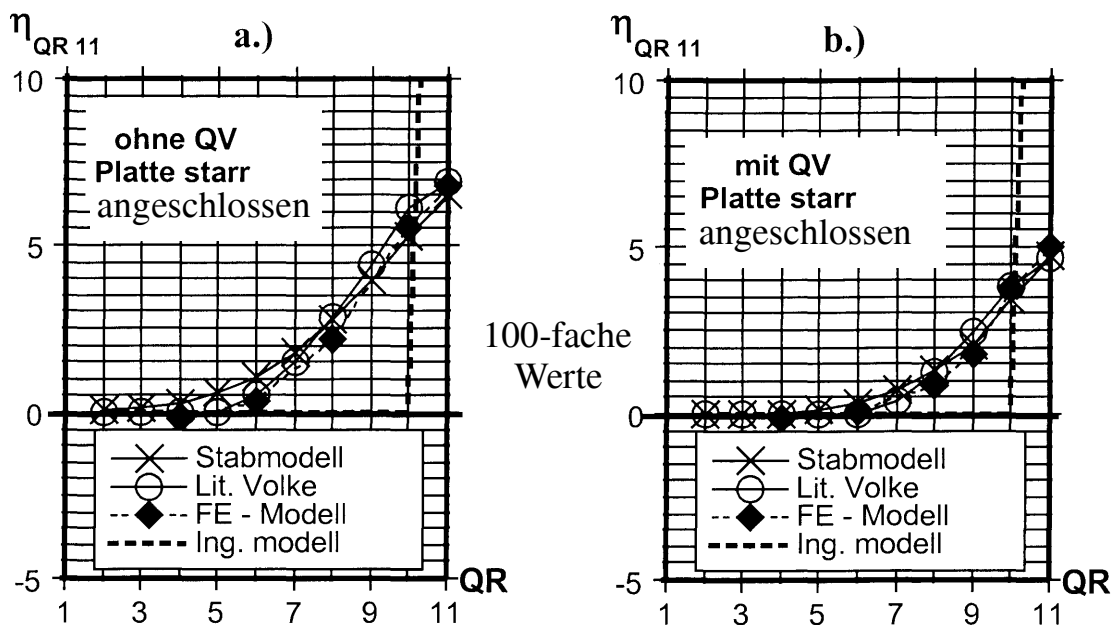


Bild C / 26 Beispiel 6; EL - Verläufe für QR 11 (Fahrspur in lo) bei, a.) nur Querrahmen, b.) Querrahmen und zusätzliche Querverbände.

In Bild C / 27 wird der EL - Verlauf des Querrahmens II (System S1) im linken Teilbild jenem des Querverbandes 9 (System S2) im rechten Teilbild gegenübergestellt. Für ersteren sind nur die Ergebnisse des Stabmodells angeführt, wobei jedoch alle untersuchten Systemvarianten angeführt sind (gelenkiger / starrer Fahrbahnanschluss, nur QR bzw. QR und QV). Die Beanspruchungsreduktion durch zusätzliche Querverbände und durch steifere Queraussteifungen (starrer Fahrbahnanschluss) sind gut erkennbar. Auch für den Querverband liefert das Stabmodell hinreichend genaue Ergebnisse, einzig die maximale EL - Ordinate wird um etwa - 22 % unterschätzt. Die dadurch bedingten Unterschätzungen der Gesamtbeanspruchungen bleiben, wie nachfolgend gezeigt, deutlich kleiner.

Für den Querverband bestätigt sich hier die Lasteinflusslänge des einfachen Ingenieurmodells, die bis etwa zum nächsten Querverband reicht (Achse 5).

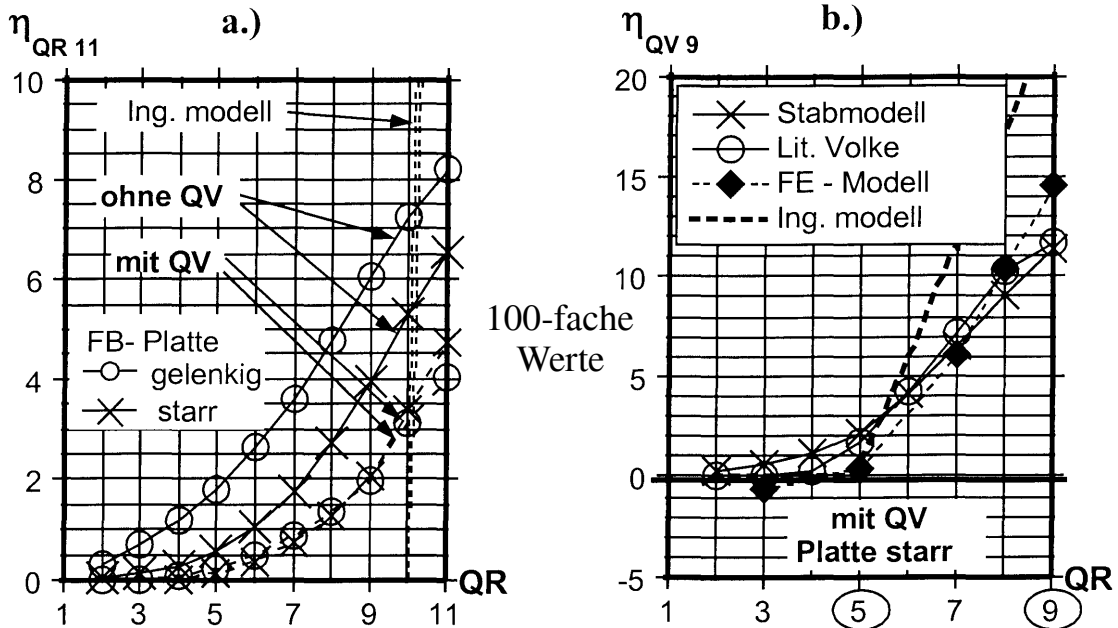


Bild C / 27 Beispiel 6; EL - Verläufe (Fahrspur in l_0) für, a.) Querrahmen 11 (System S1), b.) Querverband 9 (System S2).

• *Queraussteifungen - Beanspruchungen aus Verkehr im Vergleich*

Die Gesamtbeanspruchungen der Queraussteifungen des vorliegenden Kastenquerschnittes resultieren zum überwiegenden Anteil aus den einseitigen Verkehrslasten. Nachfolgend werden die Beanspruchungen aus Verkehr, der ungünstigst nach Eurocode entsprechend Bild C / 28 angesetzt (mit Reduktion der Einzellasten mit dem Faktor 0,9 entsprechend dem deutschen NAD) und mit den ermittelten EL - Verläufen entsprechend ausgewertet wurde, miteinander verglichen.

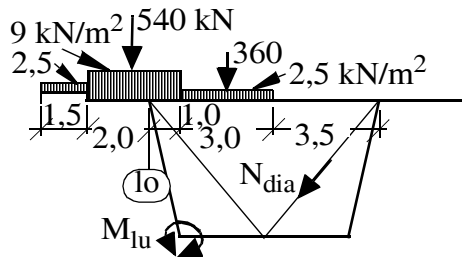


Bild C / 28 Beispiel 6; Ungünstigste Verkehrslaststellung nach Eurocode für die Queraussteifungen.

In Tabelle C / 10 sind die Ergebnisse für den Querrahmen 11 in Feldmitte bei starrem Fahrbahnplattenanschluss für die einzelnen Modelle angeführt und zwar sowohl für die Queraussteifung nur mit Querrahmen als auch mit zusätzlichen Querverbänden. Die Gesamtbeanspruchung ist in Form des größten Rahmenmomentes M_{lu} ausgewiesen. Ergänzend sind die maximalen EL - Ordinaten und die errechneten Flächen der einzelnen EL angeführt (100- fache Werte, für Spurlage in Achse l_0).

Man erkennt, dass die Gesamtbeanspruchungen des Stabmodells mit +4 % bzw. -1 % nur geringfügig vom FE - Modell abweichen. Hervorzuheben ist die deutliche Überschätzung der Gesamtbeanspruchung mit dem Ingenieurmodell nach Bild B / 16 von + 300 bzw. + 500 %.

Modell	nur Querrahmen			QR & QV		
	η_{\max}	A_{EL}	M_{Iu}	η_{\max}	A_{EL}	M_{Iu}
FE - Modell	6,75	73,9	7865 kNm	5,00	42,0	5322 kNm
Ingenieurmodell	35,2 (+ 421 %)	158,4 (+ 114 %)	32028 (+ 307 %)	35,2 (+ 604 %)	158,4 (+ 277 %)	32028 (+ 502 %)
Stabmodell	6,52 (- 3,4 %)	85,1 (+ 15,2 %)	8141 (+ 3,5 %)	4,73 (- 5,4 %)	46,3 (+ 10,2 %)	5294 (- 0,5 %)
Lit. Volke [67]	6,906 (+ 2,3 %)	84,9 (+ 14,9 %)	8415 (+ 7,0 %)	4,684 (- 6,3 %)	45,9 (+ 9,3 %)	5245 (- 1,4 %)

Tabelle C / 10 :Beispiel 6; Querrahmenbeanspruchung aus Verkehr bezogen auf das genaue FE - Modell in QR II.

In Tabelle C / 11 sind abschließend die Ergebnisse für den Querverband 9 in Feldmitte für die einzelnen Modelle angeführt und zwar sowohl mit starrem als auch mit gelenkigem Fahrbahnanschluss an die Queraussteifungen. Die Gesamtbeanspruchung ist in Form der Diagonalstabkraft N_{dia} ausgewiesen. Ergänzend sind wieder die maximalen EL - Ordinaten und die errechneten Flächen der einzelnen EL angeführt (100- fache Werte, für Spurlage in Achse l_0).

Man erkennt, dass mit dem Stabmodell die Gesamtbeanspruchungen nun um etwa - 13 % gegenüber dem FE - Modell unterschätzt werden. Dies führte zur im Abschnitt B empfohlenen Beanspruchungserhöhung von + 10 % in den Queraussteifungen, sodass wieder ausreichend genaue Ergebnisse erhalten werden. Auch für den Querverband wird die Gesamtbeanspruchung mit dem Ingenieurmodell nach Bild B / 16 noch deutlich um etwa + 100 % überschätzt.

Modell	FB - Platte starr angeschlossen			FB - Platte gelenkig		
	η_{\max}	A_{EL}	N_{dia}	η_{\max}	A_{EL}	N_{dia}
FE - Modell	14,5	123,5	155 kN	18,5	184,5	208 kN
Ingenieurmodell	22,7 (+ 57 %)	407,7 (+ 230 %)	327 (+ 111%)	25,6 (+ 38 %)	461,5 (+ 150 %)	370 (+ 78 %)
Stabmodell	11,3 (- 22,1 %)	131,4 (+ 6,4 %)	135 (- 13,1 %)	14,5 (- 21,6 %)	192,3 (+ 4,2 %)	182 (- 12,6 %)
Lit. Volke [67]	11,67 (- 19,5 %)	133,2 (+ 7,9 %)	138 (- 11,0 %)	15,7 (- 15,1 %)	197,4 (+ 7,0 %)	193 (- 7,4 %)

Tabelle C / 11 :Beispiel 6; Diagonalstabkräfte in QV 9 aus Verkehr bezogen auf das genaue FE - Modell (η_{\max} , A_{EL} 100 - fach).

C.2.7 Beispiel 7: Eigenfrequenzen einer Einfeldbrücke mit offenem Querschnitt

- Anlageverhältnisse (System und variierte Parameter)

Das Beispiel 7 behandelt nochmals das im Beispiel 2 behandelte Tragwerk einer einfeldrigen Deckbrücke mit offenem Querschnitt in Verbundbauweise. In Bild C / 29 sind die Anlageverhältnisse nochmals zusammengefasst. Für die Betonfahrbahnplatte ist - auch hinsichtlich der Massenverteilung - die idealisierte Annahme eines Rechteckquerschnittes vorgesehen. Zur richtigen Wiedergabe der Grundeigenfrequenzen sind nicht nur die Gesamtmasse des Fahrbahnquerschnittes ($M_{ges} = 4.650 \text{ [kg / m]}$) sondern auch die aus der Massenverteilung ableitbaren Größen, - Lage des Massenschwerpunktes MS und, - polares Massenträgheitsmoment I_{pM} bedeutsam. Die Steifigkeiten und Abstände der Zwischenqueraussteifungen sind nicht genauer angeführt, da sie - wie im Beispiel 2 dargelegt - für das globale Tragverhalten keinen Einfluss haben. Dies gilt auch für die nachfolgend untersuchten Grundeigenfrequenzen des Tragwerkes.

Es wird sowohl die zwängungsfreie Lagerung (System $S1$), als auch die längsfeste Lagerung beider Hauptträger ($S2$) untersucht. Dabei wird wieder vereinfacht die Lagerachse in der Höhe der HT - Untergurte angesetzt (Achse u).

Wie bei Beispiel 2 gilt: $n_0 = E_s / E_c = 6,0$; $n_G = G_s / G_c = 5,24$.

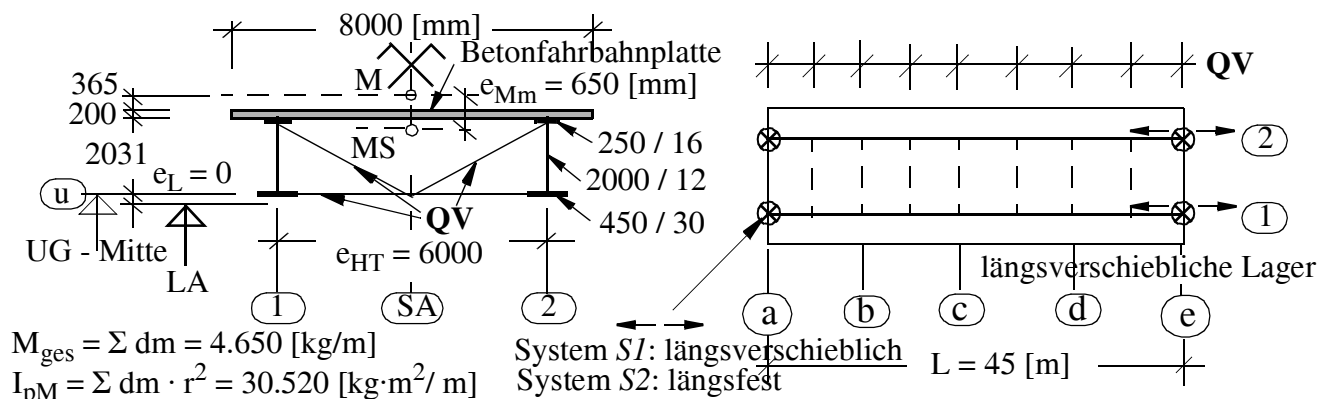


Bild C / 29 Beispiel 7; Anlageverhältnisse.

- Modellbildung der Tragwerksmassen

Vereinfacht wird nur die Gesamtmasse der reinen Tragkonstruktion (Hauptträger und Betonplatte) erfasst, ohne Berücksichtigung von Belag, Randleisten und Geländer.

Für einen sinnvollen Ergebnisvergleich zwischen dem Stabmodell und dem realitätsnahen FE - Modell ist es wichtig, hinsichtlich der Modellierung der Tragwerksmassen, annähernd denselben Detaillierungsgrad zu wählen. Daher werden die Massen in beiden Modellen durch diskrete Punktmassen abgebildet, deren Abstand in Brückenlängsrichtung mit $e_{mx} = L / 8 = 5,63 \text{ [m]}$ gewählt wurde. Beim FE - Modell werden jedoch, im Gegensatz zum Stabmodell, nicht zwei sondern fünf Punktmassen angesetzt, wie das Bild C / 30 zeigt. Um nun eine unzutreffende lokale Schwingung der Einzelmasse m_3 zu verhindern, werden die Schalenelemente der Fahrbahnplatte durch einen zusätzlichen fiktiven Querriegel, der zwischen den HT verläuft, unterstützt.

• Stabmodell

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Um auch den Einfluss der wölbbehindernden Lagerung (System S2) auf die Eigenfrequenzen mitabzubilden, wird das erweiterte Basismodell nach Bild B / 7 herangezogen. Dies führt zum Modell in Bild C / 30, das grundsätzlich dem Modell 4 - T des Beispiels 2 entspricht und aus HT - Stäben, dem Zentralstab ZS, den Querrahmen in den Lagerachsen und den starren Querstäben (QS) besteht. Die fiktive Verlängerung der vertikalen Lagerstäbe um das Maß e_{SM} (vgl. Bild B / 7) blieb hier unberücksichtigt, da die damit sich ändernden vertikalen Lagerkräfte hier ohne Bedeutung bleiben. Ergänzend zum Stabmodell für die statische Berechnung (Modell 4 - T für Beispiel 2) erhält nun der Zentralstab einerseits die fehlende vertikale Biegesteifigkeit ($\Delta I_y = 2 \cdot (I_{y,br} - I_y) = 2 \cdot (8,17 - 7,35) \cdot 10^6 = 1,64 \cdot 10^6$, vgl. Bild C / 8) und andererseits zusätzlich auch die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit $I_{x,FB}$ der Fahrbahnplatte, deren Ermittlung in Gleichung C / 6 nach Bild B / 14 erfolgt.

$$I_{x,FB} = \frac{800 \cdot 20^3}{3} \cdot \frac{1}{5,24} = 407000 \text{ cm}^4 \quad (\text{Gl. C / 6})$$

Für die Schubsteifigkeit A_{sy} , die jener der Betonplatte entspricht, erfolgt hier vereinfacht die Abminderung mit $n_0 = 6$ (somit: $A_{sy} = 800 \cdot 20 / 6 = 2.670 \text{ [cm}^2\text{]}$), anstatt zutreffender mit dem Faktor $n_G = 5,24$.

HT $A=I_x=I_z=0; I_y=7,351 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
 $A_{sz} = 240 \text{ cm}^2$

ZS $I_x=4,07 \cdot 10^5; \Delta I_y=1,642 \cdot 10^6$
 $I_z=216,7 \cdot 10^6; A_{sy}=2.670$
 $A = 3.500 \text{ cm}^2$

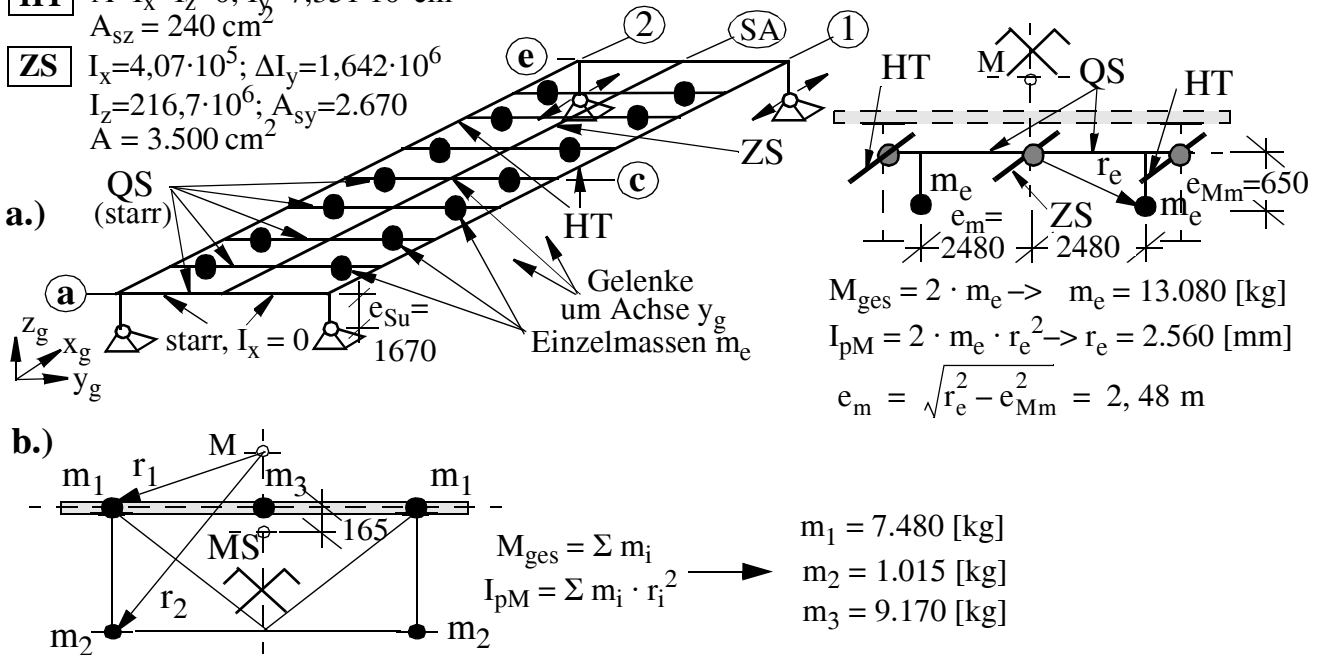


Bild C / 30 Beispiel 7; a.) Stabmodell mit Einzelmassen, b.) Einzelmassen im FE - Modell.

Die Querstäbe haben nun die Zusatzaufgabe die beiden exzentrischen Einzelmassen aufzunehmen. Deren Exzentrizität ergibt sich einerseits im Fahrbahnquerschnitt (Maß e_m in Bild C / 30) aus dem polaren Trägheitsmoment I_{pM} , andererseits vertikal durch den Abstand des Massenschwerpunktes vom Schubmittelpunkt (Maß e_{Mm} in Bild C / 29). Damit ist das polare Trägheitsmoment der beiden Einzelmassen im Stabmodell, bezogen auf die Achse des Zentralstabes, ident zu jenem des Gesamtfahrbahnquerschnittes um die Schubmittelpunktsachse. Für den gewählten Abstand der Einzelmas-

sen in Brückenlängsrichtung von $e_{mx} = 5,63$ [m] ergibt sich die Einzelmasse $m_e = 13.080$ [kg] mit den Exzentrizitäten $e_m = 2,48$ und $e_{Mm} = 0,65$ [m]. In der Darstellung des Gesamtmodells in Bild C / 30 ist die vertikale Exzentrizität der Einzelmassen m_e nicht dargestellt. Die Querstäbe sind biegestarr und müssen deshalb am Anschluss zum Zentralstab ein Gelenk um die globale y - Achse erhalten.

• *Ergebnisse*

In Tabelle C / 12 sind die errechneten Eigenfrequenzen für die einzelnen Schwingungsformen des FE - Modells und des Stabmodells angeführt sowie die prozentuellen Abweichungen des Stabmodells ausgewiesen. Das Stabmodell liefert eine sehr gute Treffsicherheit, auch für die hier wegen der vertikalen Massenexzentrizität auftretende gekoppelte Biegetorsionsschwingung. Darüberhinaus wird auch der Einfluss der wölbbehindernden Lagerung (System S2) sehr gut wiedergegeben, der zu einem Anstieg der Eigenfrequenzen - mit Ausnahme der vertikalen Biegeschwingungen - führt. Erwähnenswert ist, dass die vertikale Schubsteifigkeit bereits auf die zweite vertikale Biegeschwingung nennenswerten Einfluss besitzt. Sie bedingt eine Reduktion der Eigenfrequenz von etwa -12 %, die auch im Stabmodell durch die Schubsteifigkeit der HT - Stäbe erfasst wird. In ähnlicher Größenordnung wirkt sich die horizontale Schubsteifigkeit, die beim Stabmodell im Zentralstab abgebildet wird, auf die horizontale Biegeschwingung aus, die hier jedoch gemeinsam mit der ersten Torsionsschwingung auftritt.

Auch die hier nicht angeführten Eigenschwingungsformen des Stabmodells sind jenen des FE - Modells sehr ähnlich, sodass sich das Stabmodell grundsätzlich auch für eine dynamische Berechnung (z.B. modale Analyse) eignen müsste. Diesbezügliche Vergleichsuntersuchungen wurden jedoch noch nicht durchgeführt.

Lagerung Achse a	Eigenformen der Grundschwingungen				
	1.Biegung vertikal	1. Torsion (mit horizontaler Biegung)	1. Biegung horizontal	2. Biegung vertikal	2. Torsion
S1	2,04 [2,02] $\Delta = - 1,0 \%$	2,60 [2,47] $\Delta = - 5,0 \%$	6,55 [6,82] $\Delta = + 4,1 \%$	7,50 [7,57] $\Delta = + 0,9 \%$	8,68 [8,39] $\Delta = - 3,3 \%$
S2		3,24 [3,32] $\Delta = + 2,5 \%$	7,80 [7,47] $\Delta = - 4,2 \%$	7,37 [7,47] $\Delta = + 1,4 \%$	10,5 [10,33] $\Delta = - 1,6 \%$

Tabelle C / 12 :Beispiel 7; Vergleich der Eigenfrequenzen [Hz] zwischen FE - Modell und [Stabmodell].

• *Zusammenfassung*

Das Stabmodell für die statische Untersuchung ist durch geringfügige Erweiterungen auch sehr gut geeignet die Grundeigenfrequenzen des Tragwerkes wiederzugeben. Die Massenverteilung des Fahr-bahnquerschnittes wird dabei nur durch zwei äquivalente Einzelmassen wiedergegeben.

Auch die Auswirkungen der Schubnachgiebigkeit, der Exzentrizität der Gesamtmasse zum Schubmittelpunkt und auch die Verwölbungsbehinderung durch zwei längsfeste Lager werden zufriedenstellend abgebildet.

Die gute Treffsicherheit des Stabmodells bei der Wiedergabe der Eigenfrequenzen und der zugehörigen Eigenformen lässt vermuten, dass auch eine dynamische Berechnung (z. B. modale Analyse) zufriedenstellende Ergebnisse liefern müsste.

C.3 Fahrbahnquerschnitte mit mehreren Hauptträgern

C.3.1 Beispiel 8: Einfeldriger mehrzelliger Kastenquerschnitt

- Anlageverhältnisse (System, Parametervariation und Belastung)

Das Beispiel 8 stellt eine einfeldrige Deckbrücke mit sechs Hauptträgern dar, die einen fünfzelligen Kastenquerschnitt bilden. Es liegt ein reines Stahlbetontragwerk vor, das eine Stützweite von $L = 80$ [m], eine Bauhöhe von $h = 4,0$ [m] und einen HT - Abstand von $e_{HT} = 4,8$ [m] aufweist. Queraussteifungen liegen nur in den Lagerachsen, an beiden Widerlagern, vor. Dazwischen fehlen jegliche Queraussteifungen, wobei jedoch die - verglichen zu einem Stahlquerschnitt - dickwandigen Querschnittswandungen eine kontinuierliche Querrahmenwirkung darstellen. Alle sechs Hauptträger sind an beiden Widerlagern gelagert, wobei die geringe Verwölbung des Kastentragwerkes unbehindert bleibt. Die Anlageverhältnisse zeigt das Bild C / 31.

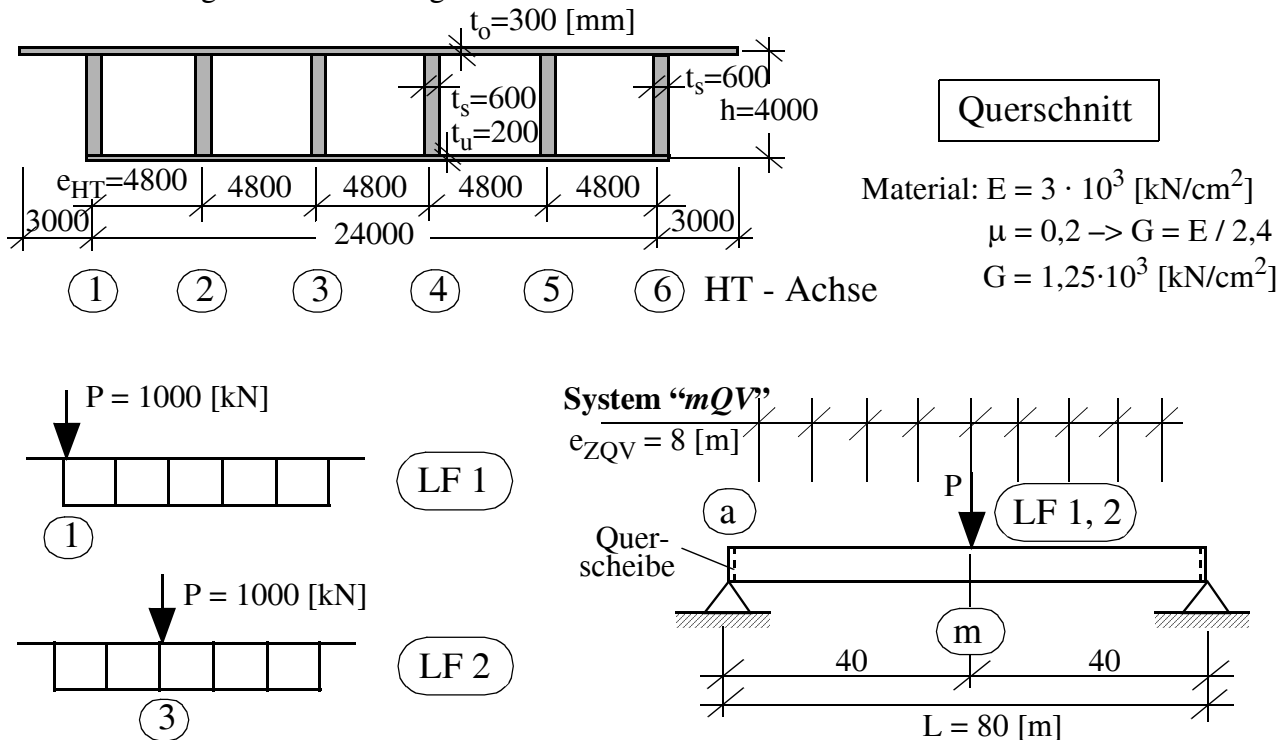


Bild C / 31 Beispiel 8; Anlageverhältnisse (System und Belastung).

Die ungewöhnliche Auswahl eines Stahlbetontragwerkes erfordert eine kurze Erläuterung. Dieses Beispiel soll zeigen, dass das Stabmodell durchaus auch für Stahlbetontragwerke geeignet ist, deren Zwischenqueraussteifung nur durch die Querrahmenwirkung der Querschnittswandungen selbst bewirkt wird. Deshalb erfolgt auch ein Ergebnisvergleich mit Hees / Sulke [68], die dieses Beispiel ebenfalls untersuchten (Berechnungsverfahren auf Basis der erweiterten Biege - Torsionstheorie unter Berücksichtigung der Querschnittsverformungen der Einzelzellen). Die Querrahmenwirkung des dickwandigen Stahlbetonquerschnittes ist durchaus auch vergleichbar mit entsprechenden Stahl- bzw. Verbundtragwerken, die Zwischenqueraussteifungen in Form von Querrahmen aufweisen (z.B. Beispiel 6).

Dieses Beispiel soll aber vor allem die praktische Vorgehensweise bei Tragwerken mit mehreren Hauptträgern zeigen.

Auch die Steifigkeit der Querrahmen wird - innerhalb einer sinnvollen Bandbreite (Bezeichnung nachfolgend mit "QR - brutto", "QR - netto", "QR - mod") - variiert, um die Auswirkungen auf die Ergebnisse zu zeigen. Weiters werden zur Verdeutlichung des Tragverhaltens auch die beiden Grenzfälle der Querschnittsbildung miteinbezogen, - der offene Querschnitt ohne durchlaufende Untergurtplatte, der keine St. Venant' sche Torsionssteifigkeit ("oQu") aufweist jedoch idente globale Biegesteifigkeit und, - der Kasten mit zusätzlichen starren Zwischenqueraussteifungen im Abstand von $e_{ZQV} = 8$ [m] ("mQV").

Die Belastung in Form einer Einzellast von $P = 1000$ [kN] stellt eine idealisierte Verkehrslast (Einzelschwerfahrzeug) dar, wobei einerseits die Laststellung am äußeren HT 1 (LF 1) und andererseits am inneren HT 3 (LF 2) - jeweils in Feldmitte - untersucht wird.

- *Idealisierte Modellbildung*

Die Modellbildung geht von einem ungerissenen Stahlbetontragwerk aus, sodass durchgehend Zustand I angenommen wird. Auch die ausgewiesenen Normalspannungen σ stellen nur fiktive Vergleichsgrößen dar, da auch dabei immer von einem ungerissenen, homogenen Betonquerschnitt ausgegangen wird.

- *Stabmodell*

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

Für dieses System ist das Basismodell nach Bild B / 28 ausreichend, da sich die geringen Verwölbungen des Kastenquerschnittes unbehindert einstellen können. Das Bild C / 32 a zeigt einen Ausschnitt des Stabmodells am Widerlager, bestehend aus den sechs HT - Stabzügen (HT i), den insgesamt 5 Zentralstäben (ZS i bzw. ZS*) und den fiktiven QT - Stäben, die die Querrahmenwirkung des Fahrbahnquerschnittes repräsentieren. Alle Stäbe liegen in einer Ebene, d. h. die unterschiedliche Höhenlage zwischen den inneren und äußeren HT von etwa 30 [cm] (vgl. Bild C / 32 b) wird hier vernachlässigt.

Für die HT - Stäbe erfolgt die Ermittlung der Querschnittswerte unter Ansatz der entsprechenden Bruttobreiten, wie in Bild C / 32 b dargestellt, sodass die beiden äußeren HT (1, 6) und alle inneren HT (2 - 5) idente Steifigkeiten aufweisen. Erwähnenswert ist, dass bei der Ermittlung der Steifigkeiten I_{yi} geringfügige Ungenauigkeiten vorliegen, da entsprechend [68] ein dünnwandiger Querschnitt vorausgesetzt wurde (Vernachlässigung der Eigenträgheitsmomente von Ober- und Untergurt sowie Berechnung mit einer Steghöhe von 400 anstatt 375 [cm]). Die angesetzte Schubfläche A_{sz} ist bei allen HT ident und entspricht der Stegfläche.

Alle Zentralstäbe besitzen dieselbe in Gleichung C / 7 ermittelte Torsionssteifigkeit I_x , die jeweils einer Einzelzelle entspricht (Anwendung von Gleichung B / 4). Der mittige Zentralstab ZS* weist darüberhinaus die Fläche A , die Schubsteifigkeit A_{sy} und Biegesteifigkeit I_z des Gesamtfahrbahnquerschnittes auf. Für die hier untersuchte vertikale Verkehrseinzellast haben diese Größen keine

Kap. C.3.1 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Bedeutung, sodass - wie das Bild C / 32 a zeigt - für die letzteren beiden Größen vereinfachte Annahmen getroffen wurden.

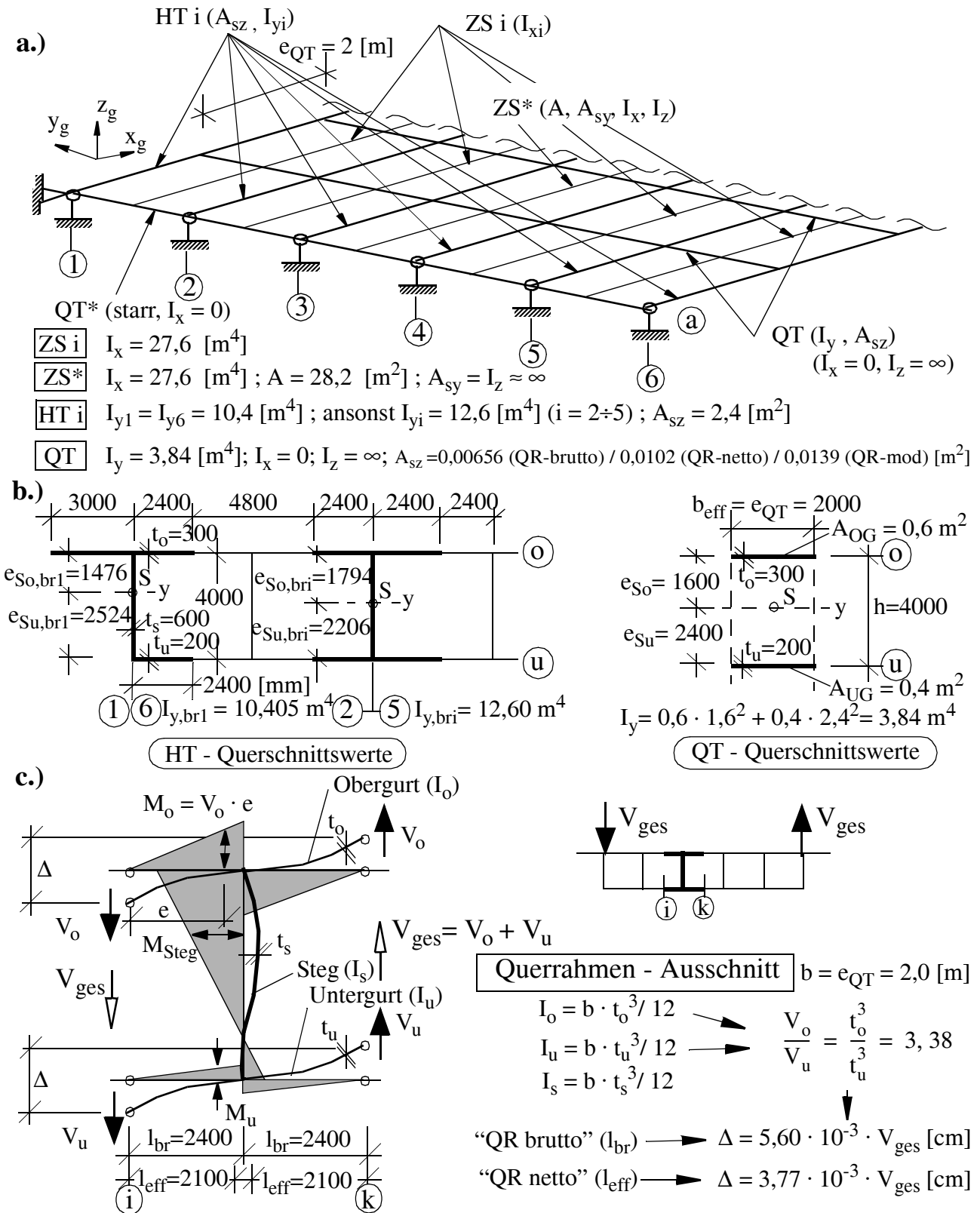


Bild C / 32 Beispiel 8; Stabmodell. a.) Stabmodellausschnitt, b.) Querschnittswerte für HT - und QT - Stäbe, c.) Lokales Querrahmenmodell.

$$I_x = \frac{(2 \cdot e_{HT})^2 \cdot h^2}{e_{HT}/t_o + 2 \cdot h/t_s + e_{HT}/t_u} = \frac{(2 \cdot 4,8)^2 \cdot 4,0^2}{4,8/0,3 + 2 \cdot 4,0/0,6 + 4,8/0,2} = 27,6 \text{ m}^4 \quad (\text{Gl. C / 7})$$

Die Querrahmensteifigkeit des dickwandigen Fahrbahnquerschnittes wird durch fiktive QT - Stäbe abgebildet, die im Abstand von $e_{QT} = 2$ [m] angeordnet werden. Ihre Biegesteifigkeit I_y wird aus dem im Bild C / 32 b dargestellten Querschnitt, der aus Ober- und Untergurt mit der vollen Breite $b = e_{QT}$ besteht, ermittelt. Die Schubsteifigkeit A_{sz} , ableitbar aus der Verformung Δ unter einer Einheitsquerkraft wird nicht an einem vollständigen lokalen Modell (vgl. Bild B / 32 c) abgeleitet, sondern mit dem in Bild C / 32 c angeführten vereinfachten Modell (entspricht Bild B / 32 b). Dabei werden, entsprechend dem Näherungsverfahren für Rahmenträger, Gelenke in Ober- und Untergurt mittig zwischen den HT angenommen, sodass ein Teilbereich beidseits eines HT isoliert betrachtet werden kann (Achse $i - k$). Dieser Teilbereich ist repräsentativ für alle Einzelzellen, sodass sich daraus eine konstante Schubsteifigkeit über die gesamte Länge des QT - Stabes ergibt (Achse $l - \delta$). Aus der Querkraft V_{ges} am Teilsystem resultiert der in Bild C / 32 c ausgewiesene Aufteilungsschlüssel auf Ober- und Untergurt sowie daraus ableitbar der dargestellte Momentenverlauf. Dieser wird nun, unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Einzelstäbe (I_o, I_u, I_s), aufintegriert, um die gesuchte Verformung Δ zu erhalten (Prinzip der virtuellen Kräfte). Wird dabei idealisiert von einem dünnwandigen Querschnitt ausgegangen, werden bei dieser Integration die Achslängen von Ober-, Untergurt und Steg verwendet (z.B. Maß l_{br} am Untergurt in Bild C / 32 c) - das daraus resultierende Ergebnis wird nachfolgend mit "QR - brutto" bezeichnet. Berücksichtigt man nun realitätsnäher zusätzlich den Entfall der Biegeverformungen im "Knotenbereich" durch Ansatz der effektiven Stablängen (Maß l_{eff} am Untergurt in Bild C / 32 c) gelangt man zu etwa 30 % kleineren Verformungen - das daraus resultierende Ergebnis wird nachfolgend mit "QR - netto" bezeichnet. Mit der jeweiligen Verformung Δ (Bild C / 32 c) werden durch Anwendung der Formel in Bild B / 32 b folgende Schubflächen A_{sz} bzw. äquivalente Ersatzblechdicken t^* erhalten:

"QR - brutto" : $A_{sz} = e_{HT} / (G \cdot \Delta) = 480 / (1,25 \cdot 10^3 \cdot 5,60 \cdot 10^{-3}) = 65,6 \text{ [cm}^2\text{]}$
 $t^* = A_{sz} / h = 65,6 / 400 = 0,16 \text{ [cm]}$

"QR - netto" : $A_{sz} = 480 / (1,25 \cdot 10^3 \cdot 3,77 \cdot 10^{-3}) = 101,9 \text{ [cm}^2\text{]}$
 $t^* = A_{sz} / h = 101,9 / 400 = 0,25 \text{ [cm]}$

Man erkennt, dass sich ähnliche Schubsteifigkeiten ergeben wie für die Querrahmen von Stahltragwerken (vgl. Beispiel 5, 6).

Die tatsächliche Schubsteifigkeit ist jedoch zusätzlich belastungsabhängig (Erhöhungsfaktor f_{st} nach Bild B / 31 b). Aus den Ergebnissen für *LF 1* ergibt sich für die äußere Zelle unmittelbar im Bereich der Einzellast $f_{st, 1-2} = 1,36$ (vgl. Bild C / 34 a). Vereinfacht wird dieser Wert für alle QT- Stäbe - auch für *LF 2* - übernommen, um zur mit "QR - mod" bezeichneten zutreffendsten Annahme (zumindest für den *LF 1*) für die Schubsteifigkeit zu kommen.

"QR - mod" : $A_{sz} = 101,9 \cdot f_{st, 1-2} = 101,9 \cdot 1,36 = 138,6 \text{ [cm}^2\text{]}$
 $t^* = A_{sz} / h = 138,6 / 400 = 0,35 \text{ [cm]}$

Für jede der drei Annahmen zur Schubsteifigkeit der QT - Stäbe erfolgt eine unabhängige Systemberechnung, d.h. die Annahme gilt einheitlich für alle QT - Stäbe im System.

Wie die Ergebnisse noch zeigen werden, hat die Änderung der Schubsteifigkeit der Querrahmen nur geringe Auswirkungen auf die Bauteilbeanspruchungen. Daher kann in der Praxis der Korrekturfak-

tor f_{st} vernachlässigt werden, sodass die Steifigkeiten im Stabsystem weiterhin einfach festlegbar sind, ohne die Beanspruchungen der Queraussteifungen berücksichtigen zu müssen.

- Hinweise zur Spannungsberechnung

Bei der Ermittlung der Längsnormalspannungen ist der *Shear lag Effekt* vernachlässigbar (z.B. für den außenliegenden Obergurt: $b_0 / L = 3 / 80 = 1 / 27$). Dies bedeutet, dass - wie für die Systemberechnung - die Querschnittswerte des HT - Bruttoquerschnittes (vgl. Bild C / 32 b) herangezogen werden und die Spannungsermittlung nach Gleichung B / 16 erfolgt. Für die beiden untersuchten Lastfälle reduziert sich hier die Anwendung auf das erste Glied, infolge des Momentes M_{yi} am betrachteten HT i . Beispielsweise gilt für den Untergurt des HT 3, mit den Werten nach Bild C / 32 b: $\sigma_{3u} = M_{y3} \cdot e_{Su,br3} / I_{y,br3} = M_{y3} \cdot 2,206 / 12,6 = 0,175 \cdot M_{y3}$ [kN/m²]

Auf die Beanspruchungsermittlung des Fahrbahnquerschnittes infolge seiner Querrahmenwirkung - abgeleitet aus den Schnittkräften der QT - Stäbe, wird im Ergebnisteil noch genauer eingegangen. Die Vorgehensweise erfolgt wie anhand von Bild B / 35 im Abschnitt B.2.2.4 erläutert, sodass die Querkräfte V_z und Biegemomente M_y in den entsprechenden QT - Stäben die Grundlage darstellen.

- *Ergebnisse - Lastfall 1, 2*

- Verformungen und HT - Beanspruchungen σ

Für beide untersuchte Lastfälle sind in der Tabelle C / 13 die vertikalen Verformungen w_i und die Längsnormalspannungen am Untergurt σ_{ui} in Feldmitte - unmittelbar unter dem belasteten HT i - ausgewiesen. Ergänzend zeigt das Bild C / 33 auch die zugehörigen Ergebnisse in den anderen HT, wobei dabei auch die beiden anderen untersuchten Systeme, - offener Querschnitt ("oQu") und, - Kasten mit zusätzlichen starren Zwischenquerverbänden ("mQV") angeführt sind. Für das Stabmodell sind alle drei untersuchten Schubsteifigkeiten der Querrahmenwirkung angeführt. Für *LF 1* ist die Annahme "QR mod", für *LF 2* "QR netto" die zutreffendste Annahme. Die prozentuellen Unterschiede beziehen sich auf die Ergebnisse in [68].

Lastfall	Größe	Lit. [68]	QR brutto	QR netto	QR mod
<i>LF 1</i>	Verformung HT 1 in m w_1 [mm]	7,50	10,00 [+ 33 %]	9,16 [+ 22 %]	8,64 [+ 15 %]
	UG - Spannung HT 1 σ_{u1} [kN/cm ²]	0,1558	0,194 [+ 25 %]	0,1821 [+ 17 %]	0,1743 [+ 12 %]
<i>LF 2</i>	Verformung HT 3 in m w_3 [mm]	5,95	6,78 [+ 14 %]	6,37 [+ 7 %]	6,14 [+ 3 %]
	UG - Spannung HT 3 σ_{u3} [kN/cm ²]	0,1198	0,1225 [+ 2 %]	0,1164 [- 3 %]	0,1123 [- 6 %]

Tabelle C / 13 :Beispiel 8; Ergebnisvergleich für *LF 1* und 2 in Feldmitte.

Mit der für die Praxis empfohlenen Annahme der Querrahmensteifigkeit "QR netto" (mit $f_{st} = 1,0$) ergeben sich nur für den *LF 1* am äußeren HT deutlichere Überschätzungen gegenüber [68] von etwa

+ 20 %. Dies ist jedoch nur für den hier untersuchten komplexen Fall der Einzelverkehrslast gegeben. Bereits für die ungünstigste Verkehrslaststellung jedes HT i reduzieren sich diese Überschätzungen deutlich, wie aus dem hier nicht bildhaft dargestellten Vergleich der EL - Verläufe in Brückenquerrichtung erkennbar ist ([0], Abschnitt D.4). Auf Basis der Bemessungslasten verschwinden die Unterschiede nahezu gänzlich, infolge der dominierenden globalen Biegung aus den ständigen Lasten.

Aus dem Kurvenverläufen in Bild C / 33 ist auch gut erkennbar, dass zusätzliche Querverbände nur zu geringfügigen Reduktionen der HT - Beanspruchungen führen und deshalb auch nicht wirtschaftlich sind.

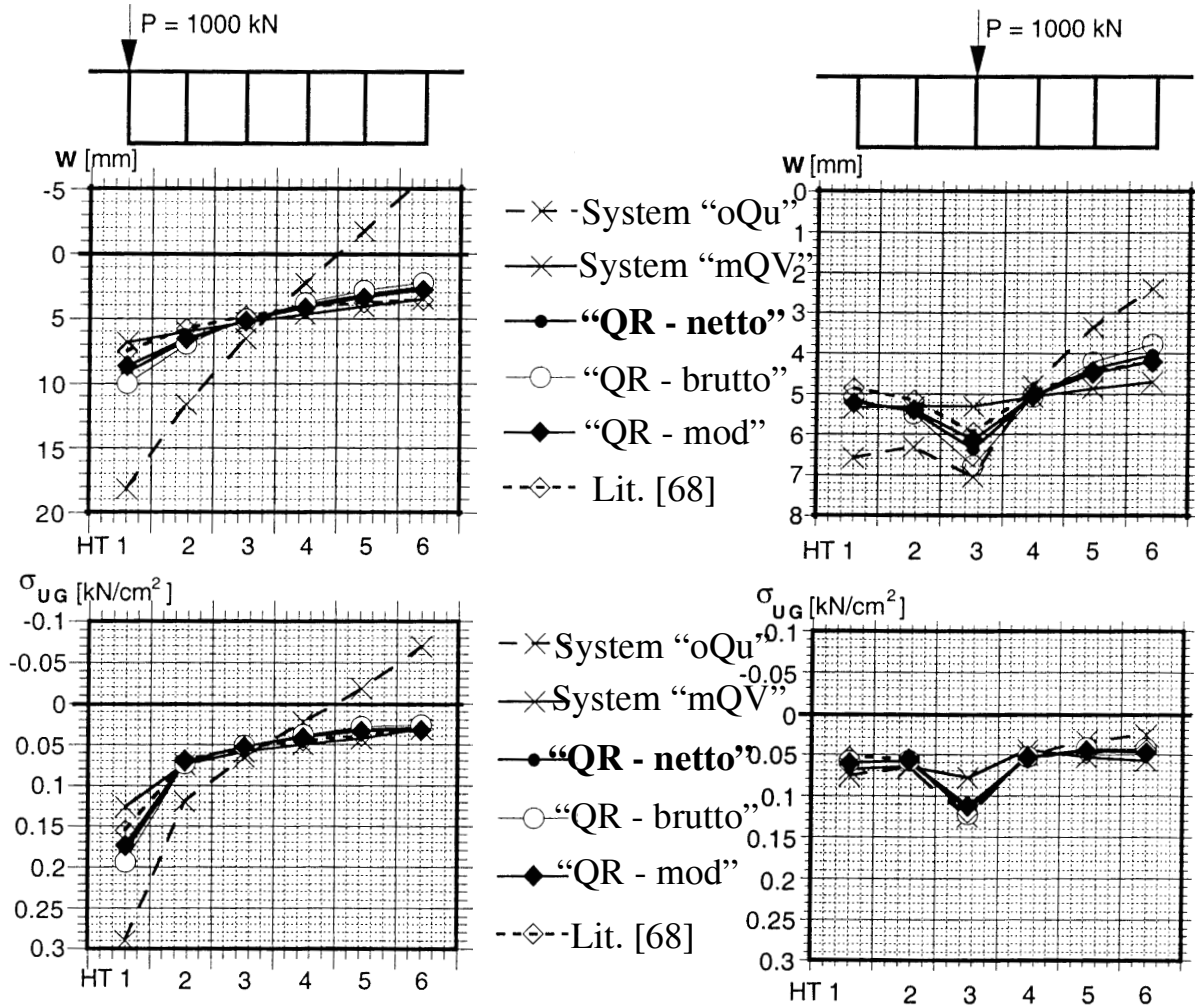


Bild C / 33 Beispiel 8; Ergebnisse in Feldmitte für $LF 1$ (links) und 2 (rechts).

- Querrahmenbeanspruchungen in Feldmitte aus $LF 1$

Um die Ermittlung der Querrahmenbeanspruchung exemplarisch zu zeigen, erfolgt dies nachfolgend für den $LF 1$ im Bereich der Feldmitte. Bei diesem Beispiel eines Stahlbetonquerschnittes liegen tatsächlich jedoch keine Querrahmen vor, sondern der dickwandige Fahrbahnquerschnitt erfüllt selbst diese Zusatzfunktion. Die Beanspruchungen werden aus den Schnittkräften M_y und V der einzelnen QT - Stäbe in Feldmitte abgeleitet (vgl. Bild B / 35). Der Verlauf der Querkräfte V in den einzelnen QT - Stäben in Feldmitte ist in Bild C / 34 a eingetragen, wobei hier der Fahrbahnquerschnitt quasi freigeschnitten ist und alle auf den Querrahmen einwirkenden Schnittkräfte des Stabmodells zusätz-

lich dargestellt sind. Dies bedeutet, dass außer der Einzellast P am HT l auch alle Querkräfte V_{HTi} der einzelnen HT i und alle Einzeltorsionsmomente der Einzelzellen ΔM_{svi} (ΔM_{xi} der Zentralstäbe i) angeführt sind. Die letzten beiden Größen ergeben sich durch die Summenbildung der an den betrachteten QT - Stab anschließenden HT - bzw. ZS - Stäbe (vgl. Bild B / 31). Als Kontrolle sind alle angeführten Kräfte im Gleichgewicht ($\Sigma H = \Sigma V = \Sigma M = 0$).

- Biegebeanspruchung im Querrahmen (Bild C / 32 c)

Mit der Kenntnis der angreifenden Torsionsmomente ΔM_{svi} können nun für jeden Einzelzellenabschnitt die vorhandenen Querkräfte V des QT - Stabes zutreffend abgemindert werden, wie anhand Bild B / 31 gezeigt. In Bild C / 34 a ist dies exemplarisch für die Zelle 1 - 2 ermittelt, sodass die Querkraft $V_{1-2} = 45,4$ [kN] mit dem errechneten Lastfaktor $f_{ld,1-2} = 0,74$ deutlich auf die Bemessungsquerkraft $V_{1-2}^* = 33,5$ [kN] abgemindert werden kann. Diese Abminderung ist nun für jede Zelle unterschiedlich, beispielsweise beträgt sie für Zelle 3 (Achse 3 - 4) bereits etwa 60 %. Mit dieser Querkraft V_{i-k}^* und dem Momentenverlauf am Querrahmen aus dem lokalen Modell (vgl. Bild C / 32 c, mit $V_{ges} = V_{i-k}^*$) werden direkt die Querrahmenmomente und daraus abgeleitet die Normalspannungen σ_M in Brückenquerrichtung erhalten. Dabei gilt als Breite der einzelnen Querschnittsteile $b_{eff} = e_{QT} = 2$ [m]. In der Tabelle C / 14 sind diese Spannungen für den Obergurt in den einzelnen HT - Achsen, jeweils am Steganschluss (Achse l, r), ausgewiesen.

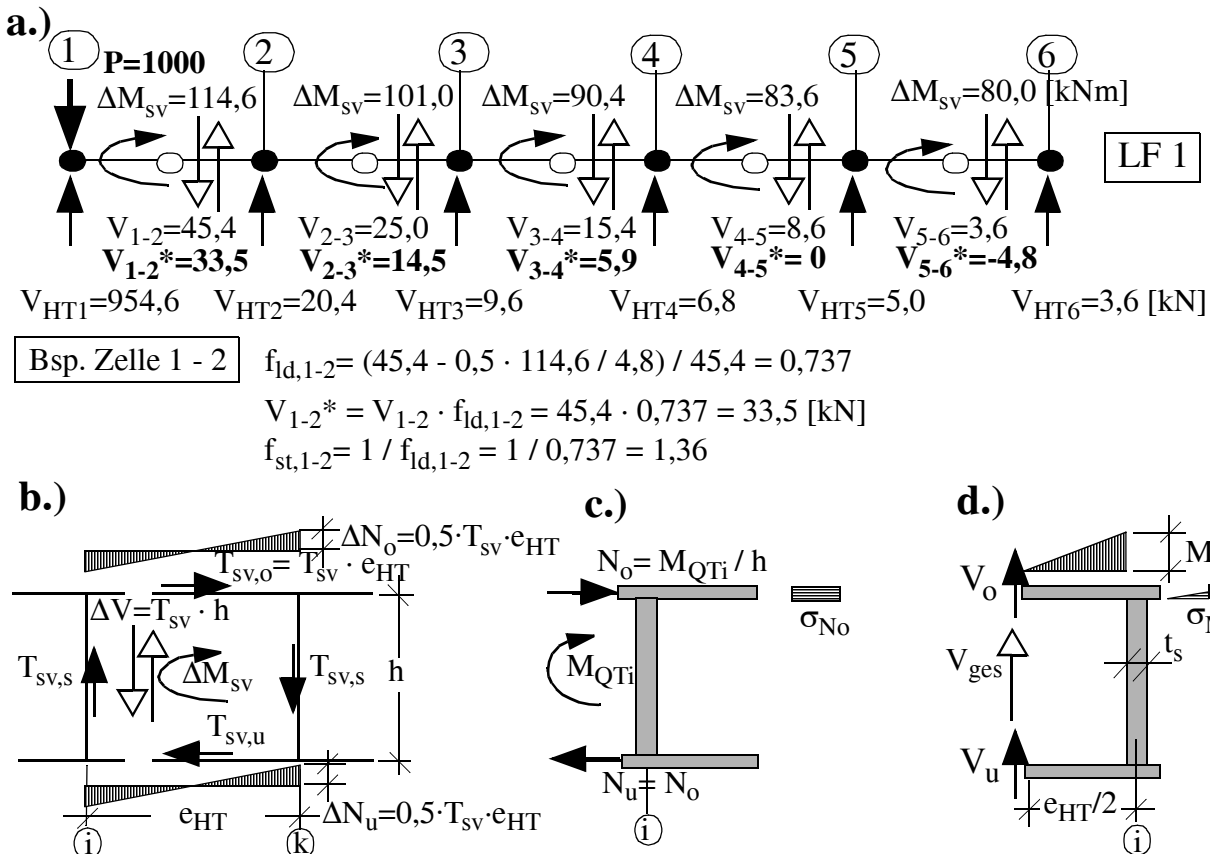


Bild C / 34 Beispiel 8; Querrahmenbeanspruchung, a.) Schnittkräfte im Stabmodell, b.) bis d.) Lokale Beanspruchungen aus den Einzelkomponenten.

Beispielhaft gilt für den Obergurt der Zelle 1 (HT l - 2) am Anschluss zum HT 2 (Achse $2l$):
 $V_{1-2}^* = 33,5$ [kN] ; mit $V_o / V_u = 3,38$ (Bild C / 32 c) : $V_o = 33,5 \cdot 3,38 / (1+3,38) = 25,9$ [kN]
 $M_{o,2l} = V_o \cdot (e_{HT} / 2 - t_s / 2) = 25,9 \cdot (2,4 - 0,3) = 54,39$ [kNm] = 5439 [kNcm]

Kap. C.3.1 STABMODELLE - Praktische Beispiele

$$W_{OG} = b \cdot t_o^2 / 6 = 200 \cdot 30^2 / 6 = 30000 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\sigma_{M_{o,2l}} = \pm 5439 / 30000 = 0,181 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

Diese aus der Querkraft am QT - Stab abgeleitete Biegebeanspruchung σ_M der Elemente des Fahr-
bahnquerschnittes (OG, UG, Stege) ist deutlich höher als die gleichzeitig auftretende nachfolgend
angeführte Normalkraftbeanspruchung σ_N (vgl. Tabelle C / 14).

- *Normalkraftbeanspruchung in den Querrahmenelementen (Bild C / 34 b und c)*

Aus den Biegemomenten M_y am QT - Stab, mit den typischen Sprungstellen an den Anschlüssen der
Zentralstäbe (vgl. Bild B / 35) ergeben sich Normalkräfte in Ober- und Untergurt (C / 34 c), die
denselben Verlauf in Brückenquerrichtung aufweisen ($N_o = N_u = M_y / h$). Für *LF 1* ist dieser Verlauf
in Bild C / 35 dargestellt ("N_o aus M_y"). Durch Mittelbildung an den Sprungstellen (vgl. Bild B / 35,
Momente M_y^*) entsteht der für die Bemessung relevante Verlauf ("N_o aus M_y^{*}" in Bild C / 35).
Darüberhinaus liefert auch die Einleitung der St. Venant'schen Torsionsmomente zusätzliche Nor-
malkräfte ΔN (Bild C / 34 b), die ebenfalls in Bild C / 35 für *LF 1* dargestellt sind. Auf letztere wurde
im Abschnitt B.2.2.4 nicht eingegangen, da sie vernachlässigbar klein sind. Für die Normalspan-
nungsberechnung σ_N ist wieder die effektive Breite von Ober- und Untergurt anzusetzen, die meist
dem QT - Abstand im Stabmodell entspricht ($b_{eff} = e_{QT} = 2 \text{ [m]}$; Bild C / 32 b). Die Anwendung der
Gleichung B / 19 liefert die in Tabelle C / 14 ausgewiesenen Ergebnisse σ_N am Obergurt.

Achse	V_{i-k}^* [kN]	σ_M	ΔN_o [kN]	N_o [kN]	N_{ges} [kN]	σ_N
	Bild C / 34 d		C / 34 b	C / 34 c & 35	C / 34 b & c	
1 r	33,5	$\pm 0,181$	7,2	0	7,2	0,001
2 l	33,5	$\pm 0,181$	- 7,2	25,8	18,6	0,003
3 l	14,5	$\pm 0,078$	- 6,3	30,5	24,2	0,004
4 l	5,9	$\pm 0,032$	- 5,7	26,3	20,6	0,003
5 l	0	≈ 0	- 5,2	15,8	10,6	0,002
6 l	- 4,8	$\pm 0,026$	- 5,0	0	- 5,0	- 0,001

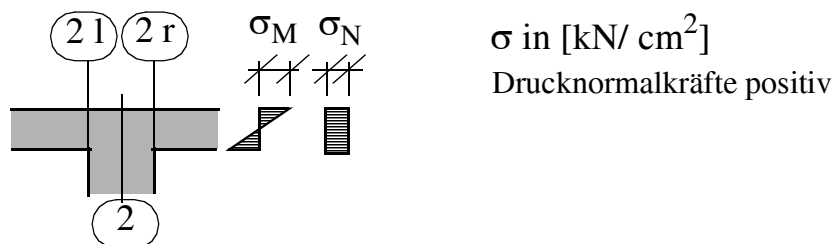


Tabelle C / 14 : Beispiel 8; Querrahmenbeanspruchung am Obergurt des
Fahrbahnquerschnittes in Feldmitte für *LF 1*.

Beispielhaft gilt für den Obergurt der Zelle 1 (HT 1 - 2) am Anschluss zum HT 2 (Achse 2l):
 $\Delta M_{sv} = 114,6$ (Bild C / 34 a); $T_{sv} = \Delta M_{sv} / (2 \cdot e_{HT} \cdot h) = 114,6 / (2 \cdot 4,8 \cdot 4) = 2,98 \text{ [kN/m]}$
 $\Delta N_o = - 0,5 \cdot T_{sv} \cdot e_{HT} = 0,5 \cdot 2,98 \cdot 4,8 = - 7,2 \text{ [kN]}$ (Bild C / 34 b)
 $N_{ges} = M_y / h + \Delta N_o = 103,2 / 4,0 - 7,2 = 18,6 \text{ [kN]}$ (Druck)
 $A_{OG, eff} = e_{QT} \cdot t_o = 200 \cdot 30 = 6000 \text{ [cm}^2\text{]}$ (Bild C / 32 b)
 $\sigma_{N_{o,2l}} = 18,6 / 6000 = 0,003 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

Die aus dem Biegemoment M_y der QT- Stäbe abgeleiteten Normalspannungen σ_N betragen maximal etwa 1 / 10 der Normalspannungen σ_M aus der Querkraft V der QT - Stäbe. Die Reduktion der Querkraft V des QT - Stabes mit dem Faktor f_{ld} als Basis der Bemessung (Werte V^*) erfordert zwar einen gewissen Mehraufwand (Werte ΔM_x der jeweiligen Zentralstäbe erforderlich), liefert jedoch deutlich günstigere Beanspruchungen.

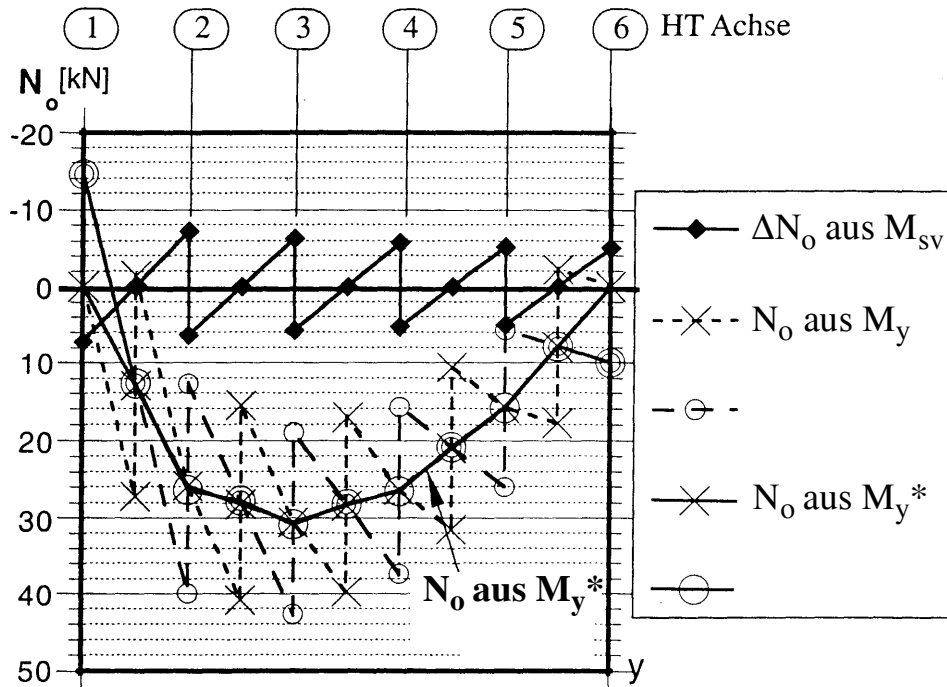


Bild C / 35 Beispiel ; Querrahmenbeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes in Feldmitte - Normalkräfte N_o aus $LF 1$.

• Ergänzende Studien zum Tragverhalten

Um das Tragverhalten des mehrzelligen Kastenquerschnittes ohne jegliche Zwischenqueraussteifungen zu verdeutlichen, werden nachfolgend noch einige der gewonnenen Ergebnisse (aus [0], Abschnitt D.4) dargestellt. Es handelt sich dabei durchgehend um Einflusslinien, die einen sehr guten Überblick des Tragverhaltens erlauben, wobei manchmal zusätzlich auch die beiden Systeme, - offener Querschnitt ("oQu") und, - Kastenquerschnitt mit zusätzlichen starren Zwischenqueraussteifungen ("mQV") angeführt sind.

Die Einflusslinien wurden am Stabmodell mittels der im Abschnitt B.2.1.6 für die Queraussteifungen von Fahrbahnquerschnitten mit zwei Hauptträgern dargestellten kinematischen Methode ermittelt. Dies bedeutet, dass für die Biegebeanspruchung der HT an der entsprechenden Stelle im HT-Stab des Stabmodells ein Knickwinkel ϕ_y , um die globale y- Achse, eingepreßt wird. Ganz ähnlich kann die Biegebeanspruchung der Queraussteifungen - die zu Normalkräften am Ober- und Untergurt führt - dargestellt werden, indem beim entsprechenden QT - Stab des Stabmodells ein Knickwinkel ϕ_x , um die globale x - Achse, eingepreßt wird. Die EL - Ordinaten stellen wieder die vertikalen Verformungen der HT - Stäbe aus diesen Einzellastfällen dar.

- Biegebeanspruchung der Hauptträger

Das Bild C / 36 zeigt EL - Verläufe in Brückenlängsrichtung für die Normalspannung σ_u am HT - Untergurt in Feldmitte, einerseits für den äußeren und andererseits für den inneren HT. Die Verläufe

gelten jeweils für eine Fahrspur unmittelbar über dem jeweiligen Hauptträger. Man erkennt nochmals den geringen Einfluss der Querrahmensteifigkeit auf die Ergebnisse ("QR brutto" ähnlich zu "QR netto"). Interessant ist das deutlich unterschiedliche Verhalten der beiden Hauptträger. Der äußere HT verhält sich ähnlich einem Kasten mit zusätzlichen Queraussteifungen, d.h. die Ordinatenwerte klingen im Bereich des betrachteten Querschnittes in Feldmitte deutlich stärker ab als nahe dem Auflager. Demgegenüber ähnelt der EL - Verlauf des inneren Hauptträgers jenem eines offenen Fahrbahnquerschnittes ("oQu").

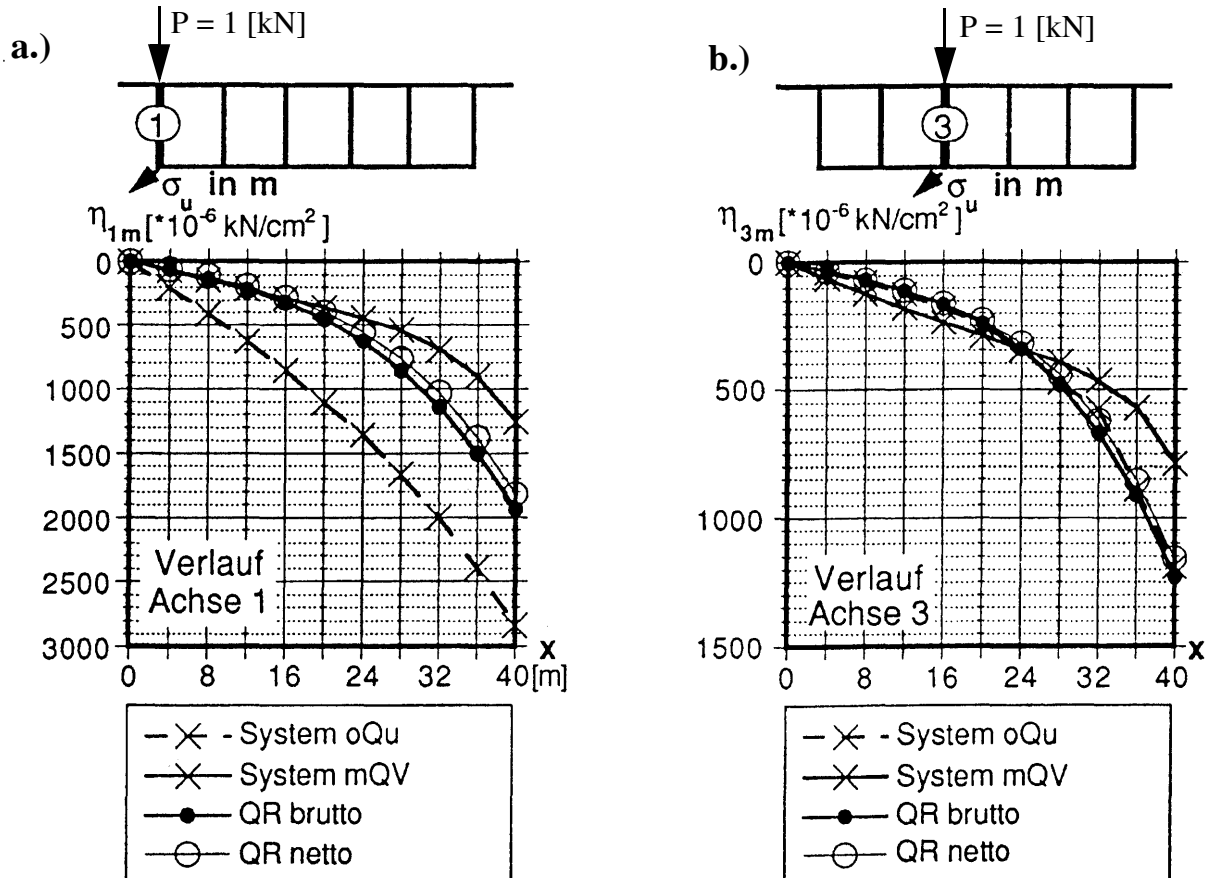


Bild C / 36 Beispiel 8; EL der HT - Untergurtspannung in Feldmitte für a.) HT 1, b.) HT 3.

- Querrahmenbeanspruchung des Fahrbahnquerschnittes in Feldmitte

Die Bilder C / 37 und C / 38 zeigen die EL der vertikalen Querkraft am QT - Stab in Feldmitte, die die Hauptbeanspruchung der Querrahmen darstellt (σ_M in Tabelle C / 14). Für die äußere und innere Zelle sind die EL - Verläufe sowohl in Brückenquerrichtung als auch in Brückenlängsrichtung abgebildet. Die Darstellungen in Brückenquerrichtung gelten für eine Laststellung unmittelbar unter dem betrachteten Querrahmen in Feldmitte sowie für eine Lage im Viertelpunkt des Tragwerkes. Die EL-Verläufe zeigen wieder den geringen Einfluss der Querrahmensteifigkeit. Sie zeigen in Brückenlängsrichtung das für schubweiche Querrahmen typische Bild, des nur langsamen Abklingens der EL - Ordinaten zum Widerlager hin. Aus dem Verlauf in Brückenquerrichtung ist die ungünstigste Verkehrslastaufstellung gut erkennbar, die immer nur einseitig erfolgen darf.

In Bild C / 39 sind ergänzend auch die EL der globalen Biegebeanspruchung der inneren Zelle dargestellt, die jedoch nur geringen Anteil an der Gesamtbeanspruchung hat (σ_N in Tabelle C / 14). Der

EL- Verlauf in Brückenlängsrichtung ist ähnlich zu jenem der Querkraftsbeanspruchung. Interessant ist der Verlauf in Brückenquerrichtung, der zeigt, dass für diese Teilbeanspruchung nur die Verkehrslastaufstellung zwischen HT 2 und 5 ungünstig wirkt.

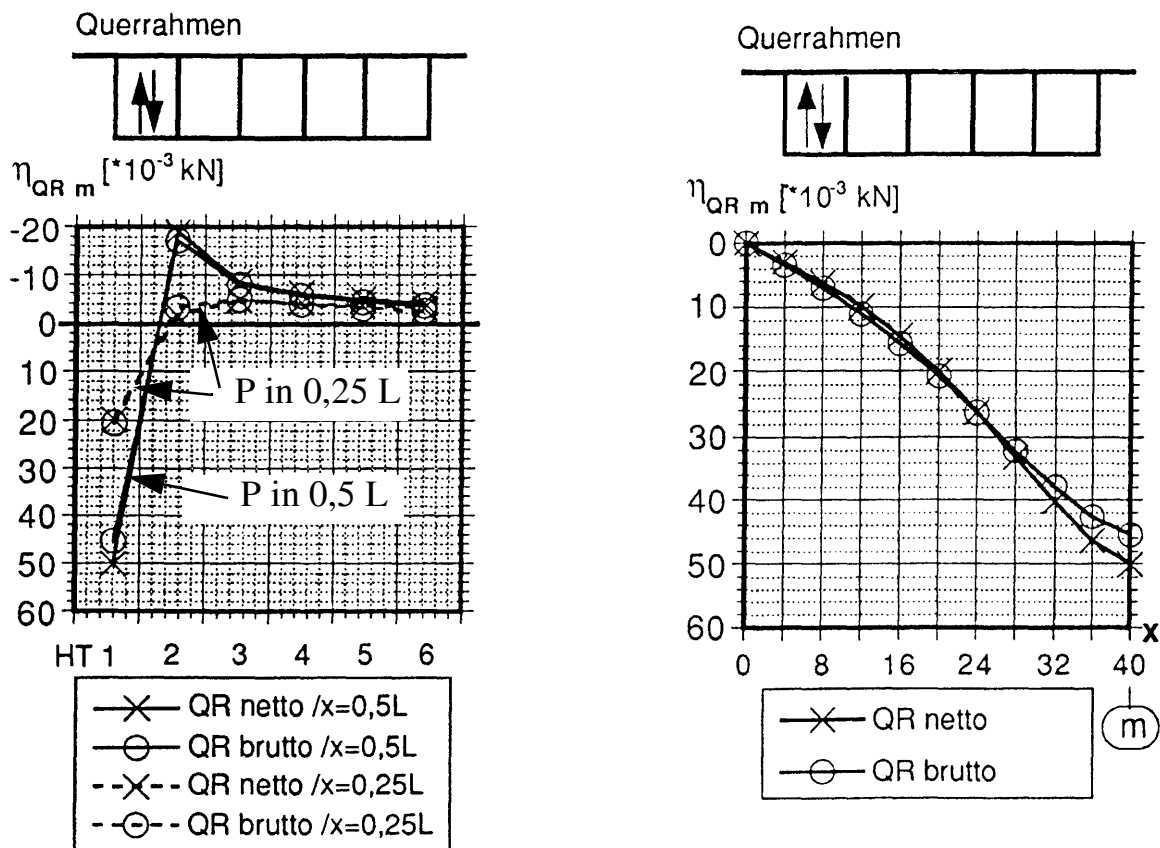


Bild C / 37 Beispiel 8; Querrahmen 1 - 2 in Feldmitte, EL der Schubbeanspruchung V_{QT} in a.) Brückenquerrichtung, b.) Brückenlängsrichtung (P in Achse I).

• Zusammenfassung

- Das einfache Stabmodell weist auch im Falle von mehrzelligen Kastenquerschnitten, ohne Ausbildung von Zwischenquerverbänden, für baupraktische Belange ausreichende Genauigkeit auf. Damit ist auch eine Anwendung bei Stahlbetonquerschnitten, ohne jegliche Zwischenqueraussteifungen möglich.
- Die Auswirkungen einer geänderten Schubnachgiebigkeit der Querrahmen hat nur vergleichsweise geringfügige Änderungen der Schnittkraftverteilung in den Bauteilen zur Folge, sodass die an sich belastungsabhängige Querrahmensteifigkeit (Faktor f_{st}) entweder vernachlässigt ($f_{st}=1,0$), oder aber als konstant in allen QT - Stäben angesetzt wird.
- Die wesentliche Querrahmenbeanspruchung entsteht aus der Biegebeanspruchung der Querschnittswandungen infolge der Übertragung der Zellenquerkräfte. Werden für die Bemessung unmittelbar die Querkraften in den QT - Stäben V_{QT} herangezogen, erhält man sehr konservative Ergebnisse. Hier ist eine Reduktion mit dem Faktor f_{ld} empfehlenswert, der jedoch die Miterfassung des am QT - Stab abgesetzten Torsionsmomentes ΔM_x im jeweiligen Zentralstab erfordert. In der Praxis ist es sinnvoll, durch eine vorhergehende Vergleichsstudie an ver-

Kap. C.3.1 STABMODELLE - Praktische Beispiele

schiedenen Querrahmen, einen oberen einheitlichen Grenzwert f_{ld} zu ermitteln, sodass wieder die Querkraft V_{QT} in den einzelnen QT- Stäben, abgemindert mit diesem Wert, unmittelbar verwendet werden kann.

Die globale Biegebeanspruchung der Querrahmen, die durch die Schnittkräfte M_y in den QT - Stäben erfasst wird, führt zu Normalkraftbeanspruchungen im Ober- und Untergurt, die demgegenüber gering sind. Die aus der Einleitung der St. Venant' schen Torsionsmomente rührenden zusätzlichen Normalkräfte ΔN können bei Ansatz des fiktiven Verlaufes M_y^* (vgl. Bild B / 35 und C / 35) vernachlässigt werden.

- Die alleinige Querrahmenwirkung des Stahlbetonquerschnittes reicht aus, um ein dem starren Kasten ähnliches Tragverhalten zu erzielen, das deutlich vom Tragverhalten des offenen Querschnittes abweicht.
Die Anordnung zusätzlicher Querverbände führt daher zu keiner nennenswerten Reduktion der Biegebeanspruchung der äußeren Hauptträger und ist daher nicht zielführend.

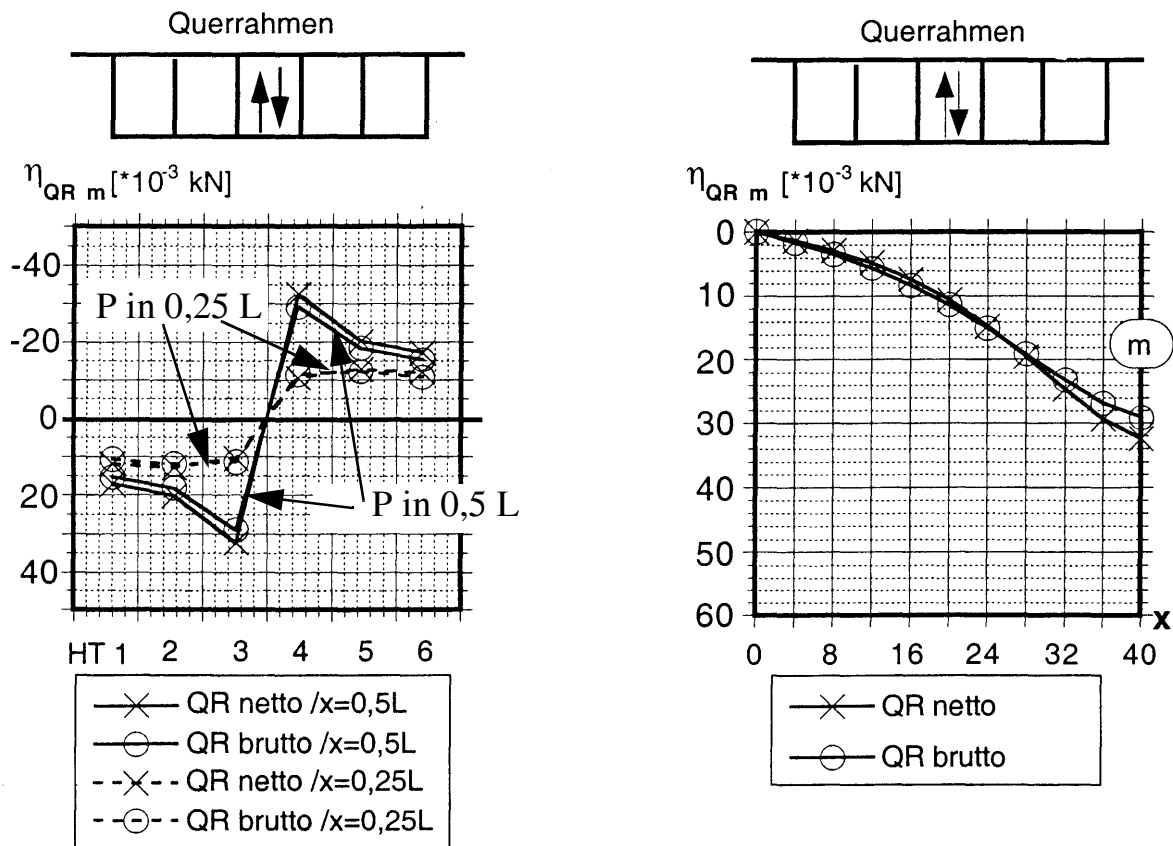


Bild C / 38 Beispiel 8; Querrahmen 3 - 4 in Feldmitte, EL der Schubbeanspruchung V_{QT} in a.) Brückenquerrichtung, b.) Brückenlängsrichtung (P in Achse 3).

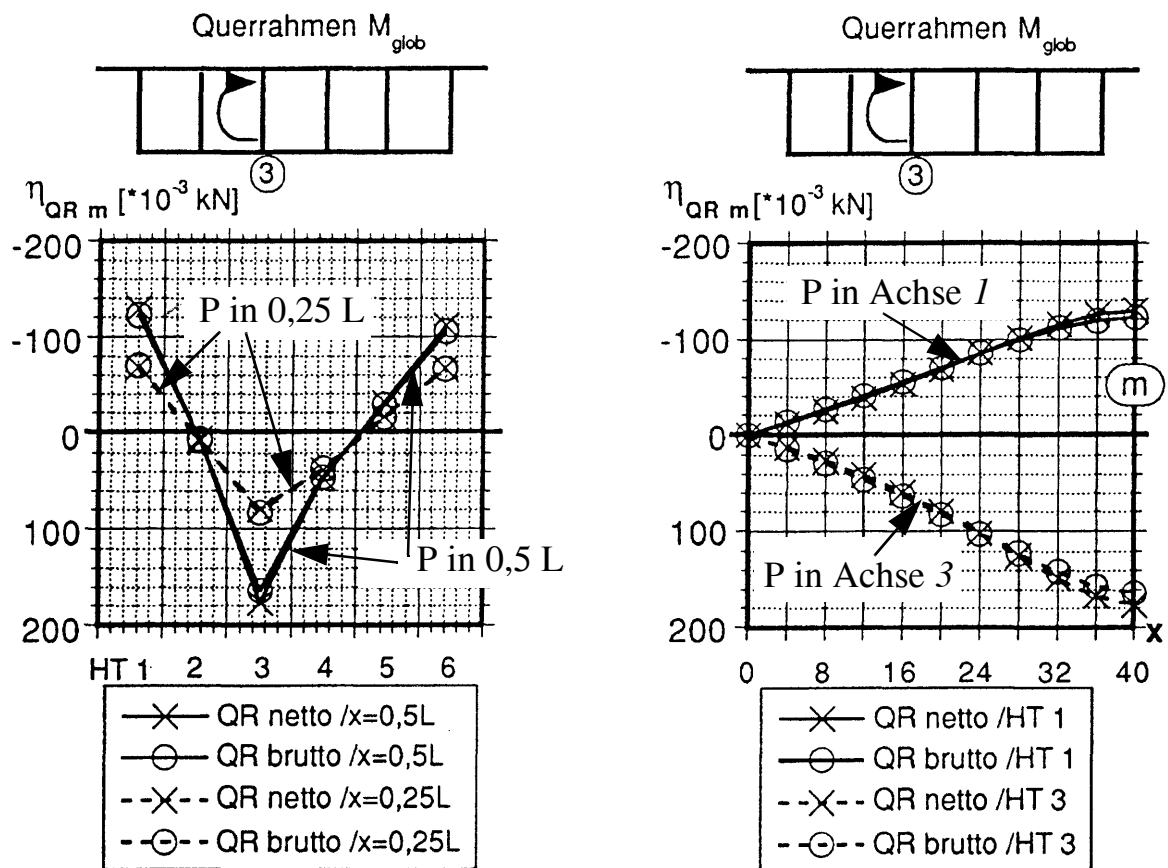


Bild C / 39 Beispiel 8; Querrahmen bei Achse 3 in Feldmitte, EL der globalen Biegebeanspruchung M_{QT} in a.) Brückenquerrichtung, b.) Brückenlängsrichtung (P in Achse 1 bzw. 3).

C.3.2 Beispiel 9: Mittelstabbogenbrücke mit komplexem Fahrbahnquerschnitt

- *Allgemein*

Nachfolgend wird auf die bereits im Abschnitt B.3.2 vorgestellte Mittelstabbogenbrücke näher eingegangen. Ergänzend zu den dort angeführten Erläuterungen zum Stabmodell erfolgen hier Detailhinweise, insbesondere zur Abbildung der Queraussteifungen. Darüberhinaus werden Ergebnisse im Vergleich zu einem realitätsnahen FE - Modell (Bild C / 42) angeführt.

Das Ziel der Ausführungen ist zu zeigen, dass die Anwendbarkeit der Stabmodelle auch auf komplexe Tragwerke möglich ist, wobei jedoch individuelle Anpassungen notwendig werden. Aus den Ausführungen wird auch erkennbar, dass dabei mitunter durchaus mehrere Möglichkeiten vorliegen. In Hinblick auf eine praktische Durchführung sind dabei immer wieder Idealisierungen und Vereinfachungen notwendig, die jedoch an einem realitätsnahen FE - Modell kalibriert werden sollten.

- *Anlageverhältnisse (System)*

Das Bild C / 40 zeigt die Anlageverhältnisse der untersuchten Mittelstabbogenbrücke [69], die hier nochmals angeführt sind. Das Tragwerk weist eine schiefe Lagerung an beiden Widerlagern auf, sodass sich unterschiedliche Stützweiten der vier Hauptträger ergeben. Es sind jedoch nur die beiden inneren Hauptträger gelagert, wobei ein Lager längsfest und alle vier Lager querfest sind. Die mittlere Stützweite beträgt 133,5 [m]. Der Fahrbahnquerschnitt besteht aus vier Hauptträgern mit obenliegender orthotroper Fahrbahnplatte. Beidseits des Bogens beträgt die Fahrbahnbreite jeweils 12,5 [m]. Die beiden inneren Hauptträger haben eine deutlich größere Bauhöhe und bilden mit dem untenliegenden Verband ($t_{uv}^* = 0,34 \div 0,5$ [mm]) und dem obenliegenden Fahrbahnblech einen torsionssteifen Kasten. Die außenliegenden Hauptträger sind durch Schrägstreben in den Querverbandsachsen abgestützt, an die auch die mittig liegenden Hängerstäbe anschließen. Die Querträger der Fahrbahn, die auch in den Achsen der Querverbände verlaufen, weisen einen Abstand von 1,71 [m] auf. An den Widerlagern sind vollwandige Endquerscheiben ausgebildet. Der Bogen ist als geschweißter Kastenquerschnitt ausgeführt und weist einen Bogenstich von etwa 15 [m] in Brückenmitte auf. Zur Stabilisierung aus der Bogenebene sind die Hängerstäbe als biegesteife geschweißte I - Profile ausgeführt.

Die nachfolgenden Ausführungen und Ergebnisse beziehen sich auf das ursprünglich vorliegende reine Stahltragwerk, das mittlerweile ein Verbundtragwerk darstellt, da nun eine neue Betonfahrbahnplatte direkt am Deckblech aufliegt und mittels Kopfbolzendübel angeschlossen ist. Auch das Verbundtragwerk konnte mit dem Stabmodell zufriedenstellend abgebildet werden.

- *Stabmodell*

- Stäbe und Querschnittswerte für die Systemberechnung

In Bild C / 41 ist das Stabmodell schematisch dargestellt. Die Exzentrizitäten der Stäbe (HT, ZS*, QT) sind im Teilbild C / 41 b erkennbar (in Bild C / 41 a nicht dargestellt). Um eine Wiederholung der im Abschnitt B.3.2 angeführten Erläuterungen zum Stabmodell zu vermeiden, erfolgen nachfolgend meist nur darüberhinausgehende ergänzende Hinweise.

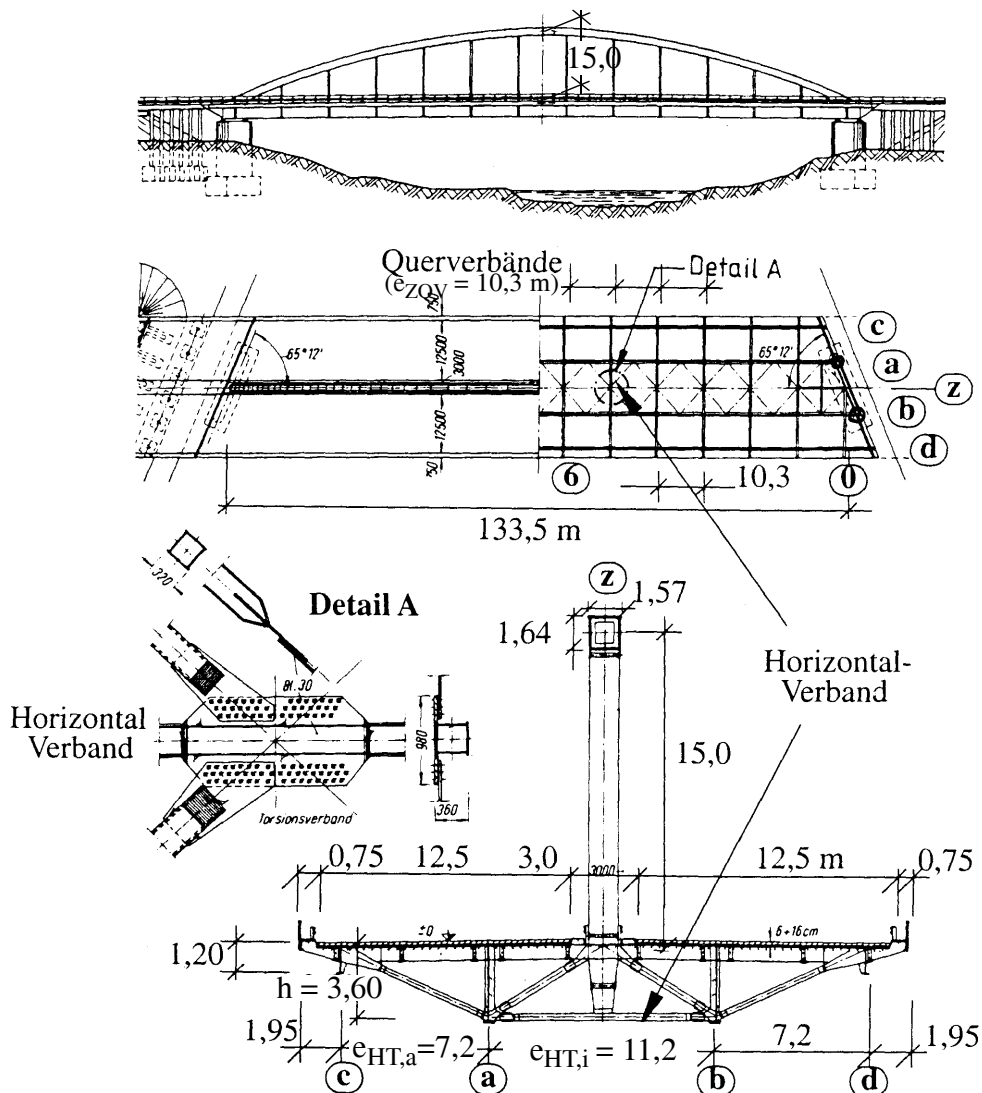


Bild C / 40 Beispiel 9; Anlageverhältnisse.

– Bei der Ermittlung der Querschnittswerte der HT - Stäbe wurde dem äußeren HT innenseitig nicht die Bruttobreite sondern eine reduzierte Breite $b_{eff,i}$ zugewiesen ($b_{eff,i} = 1,95$ statt $b_{br,i} = 3,6$ [m], vgl. Bild C / 41 c), die den *Shear lag Effekt* des äußeren HT bereits bei den Steifigkeiten vereinfacht berücksichtigt, sodass auch bei der nachfolgenden Spannungsberechnung von diesem Querschnitt ausgegangen werden kann. Infolge der nur nachgiebigen Stützung des äußeren HT durch die Streben des Querverbandes wurde die Größe $b_{eff,i}$ wie folgt abgeschätzt: $b_{eff,i} = L_e / 8$, mit $L_e = 1,5 \cdot e_{ZQV}$. In der Praxis ist es ausreichend diesbezüglich von den Bruttobreiten auszugehen (vgl. Bild B / 28). Die Schwerpunktlage der beiden HT - Stäbe bestimmt deren Höhenlage im Stabmodell und erfordert die im Teilbild C / 41 b angedeuteten starren, vertikalen Exzenterstäbe. Jeder HT - Stab erhält nun außer der Schubsteifigkeit A_{sz} (Stegfläche), der Biegesteifigkeit I_y auch dessen Querschnittsfläche A zugewiesen. Ansonst ist die globale Biegebeanspruchung aus Vertikallasten - die nun auch zu Normalkräften in den HT - Stäben führt - nicht zutreffend abbildbar.

– Da nur ein zentraler Kasten zwischen den inneren HT besteht, liegt im Stabmodell nur ein Zentralstab ZS* vor. Diesem wird die St. Venant' sche Torsionssteifigkeit, unter Berücksichtigung der effektiven Ersatzblechdicke t_{uv}^* des unteren Verbandes, die aus Bild B / 5 für das vorliegende Rau-

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

tenfachwerk ermittelt wird (Querstäbe im Verband sind ohne Einfluss). Für eine Ersatzblechdicke $t_{uv}^* = 0,34$ [mm], die im Bereich Feldmitte vorliegt, ergibt sich durch Anwendung der Gleichung B / 4 folgende Torsionssteifigkeit für den Zentralstab ZS* (Blechdicken siehe Bild C / 41 c):

$$I_x = \frac{(1120 + 1120)^2 \cdot 360^2}{1120/1,2 + 2 \cdot 360/1,0 + 1120/0,34} = 1,314 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

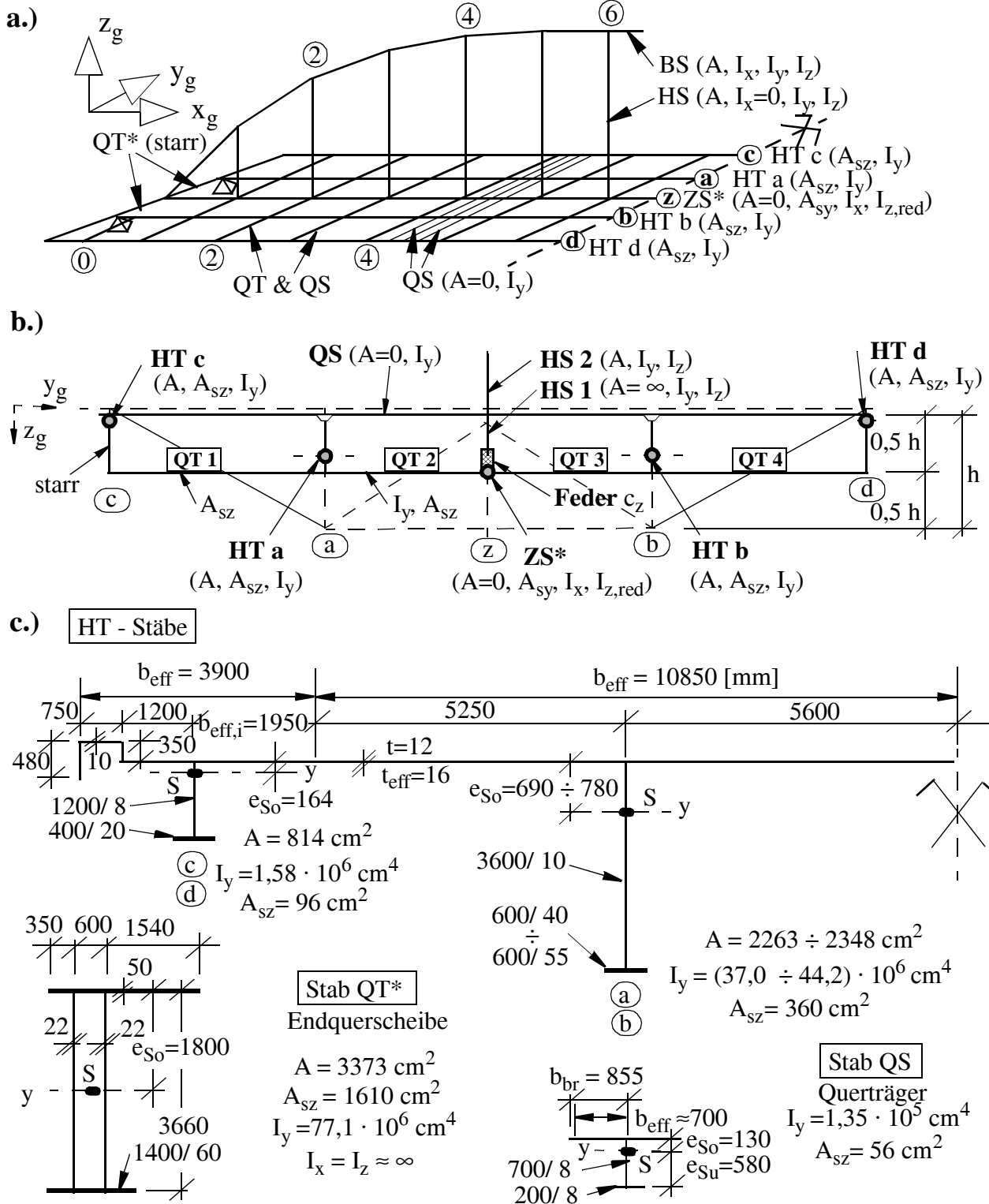


Bild C / 41 Beispiel 9; Stabmodell.

Der Zentralstab ZS^* besitzt keine Dehnsteifigkeit ($A = 0$), da diese den einzelnen HT - Stäben zugewiesen wurde. Als Schubfläche A_{sy} wird vereinfacht die Fläche des Obergurtbleches - ohne Längssteifen - angesetzt ($A_{sy} \approx b_{ges} \cdot t_o = 2950 \cdot 1,2 = 3540 \text{ [cm}^2\text{]}$). Hinsichtlich der Biegesteifigkeit um die vertikale Achse ist zu beachten, dass die HT - Stäbe als Über- bzw. Unterspannung des Zentralstabes wirken (die QT - Stäbe sind biegestarr um die vertikale Achse z_g), wie das Bild C / 44 c schematisch zeigt. Daher beträgt die reduzierte Biegesteifigkeit $I_{z,red}$ des Zentralstabs nur etwa 7 % der Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes ($I_{z,red} = 3,0$ statt $I_z = 44,14 \text{ [m}^4\text{]}$). Die Höhenlage des Zentralstabes in halber Höhe des Fahrbahnquerschnittes ($0,5 \cdot h$) erfolgte deshalb, um die Stützwirkung des Bogens in Brückenquerrichtung durch die Hänger vereinfacht zu erfassen (Bild C / 54 a). Wie das Bild C / 40 zeigt, verlaufen die Hänger bis zum unteren Verband, sodass sie in Deckblechebene und in Höhe des unteren Verbandes gelagert sind.

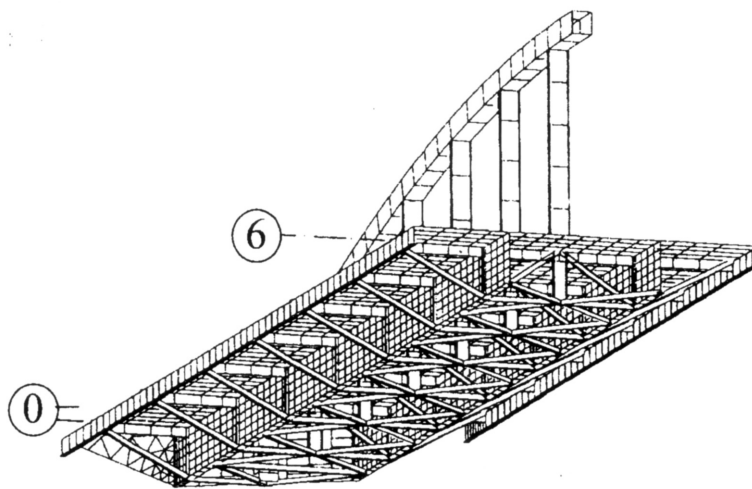


Bild C / 42 Beispiel 9; FE - Modell.

- Ganz wesentlich bei diesem Tragwerk ist die zutreffende Abbildung der Nachgiebigkeit der Zwischenqueraussteifungen, die aus dem Fahrbahnquerträger und den Querverbandsstäben bestehen. Wie im Abschnitt B.3.2 ausgeführt, wird die doch erhebliche Biegesteifigkeit des Querträgers separat als Querstab (QS) abgebildet. Unter Berücksichtigung des wirksamen Deckblechs (Stützweite $L_e \approx e_{HTi}$) ergeben sich die Querschnittswerte nach Bild C / 41 c ("Stab QS"). Nun kann das in Bild C / 43 a dargestellte lokale Modell der Queraussteifung als Fachwerkmodell - ohne Biegesteifigkeit der Einzelstäbe - angesehen werden. Die Stabflächen der Diagonalen und des Untergurtpostens entsprechen den tatsächlichen Querschnittsflächen. Für den Obergurt wird vereinfacht eine wirksame Breite b_{eff} von etwa 3 [m] angesetzt. In Bild C / 43 sind die wesentlichen Zwischenergebnisse zusammengestellt, um die Ermittlung der Steifigkeiten der QT - Stäbe ($QT 1 \div QT 4$) nachzuvollziehen. Das Bild C / 43 b zeigt zuerst die Vorgehensweise für die äußeren QT - Stäbe ($QT 1, QT 4$). Aus der Dehnung des Obergurtes und der Diagonale rührt die angeschriebene Vertikalverformung zwischen innerem und äußerem Hauptträger. Daraus ergibt sich mit der Formel aus Bild B / 6 die angeführte Schubsteifigkeit der QT - Stäbe. Dabei ist hier - entgegen Bild B / 6 - keine Entlastung durch den St. Venant'schen Schubfluss vorhanden, sodass $f_{st} = 1,0$ gilt. Da diese Schubsteifigkeit A_{sz} im Stabmodell die auftretenden Gesamtverformungen des Querverbandes zur Gänze abdeckt, sind die QT - Stäbe biegestarr. Für die inneren QT - Stäbe liegen komplexere Verhältnisse vor, wie ebenfalls das Bild C / 43 b zeigt. Die globale Biegesteifigkeit der Queraussteifung, bedingt durch die Dehnsteifigkeit von Ober- und Untergurt, wird durch die Biegesteifigkeit I_y erfasst (Ermittlung in Bild C / 43 b angeführt, jedoch mit genauerem Schwerpunktsabstand der Gurte von $h_{ou} = 3,33$ statt $h = 3,6$ [m]).

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

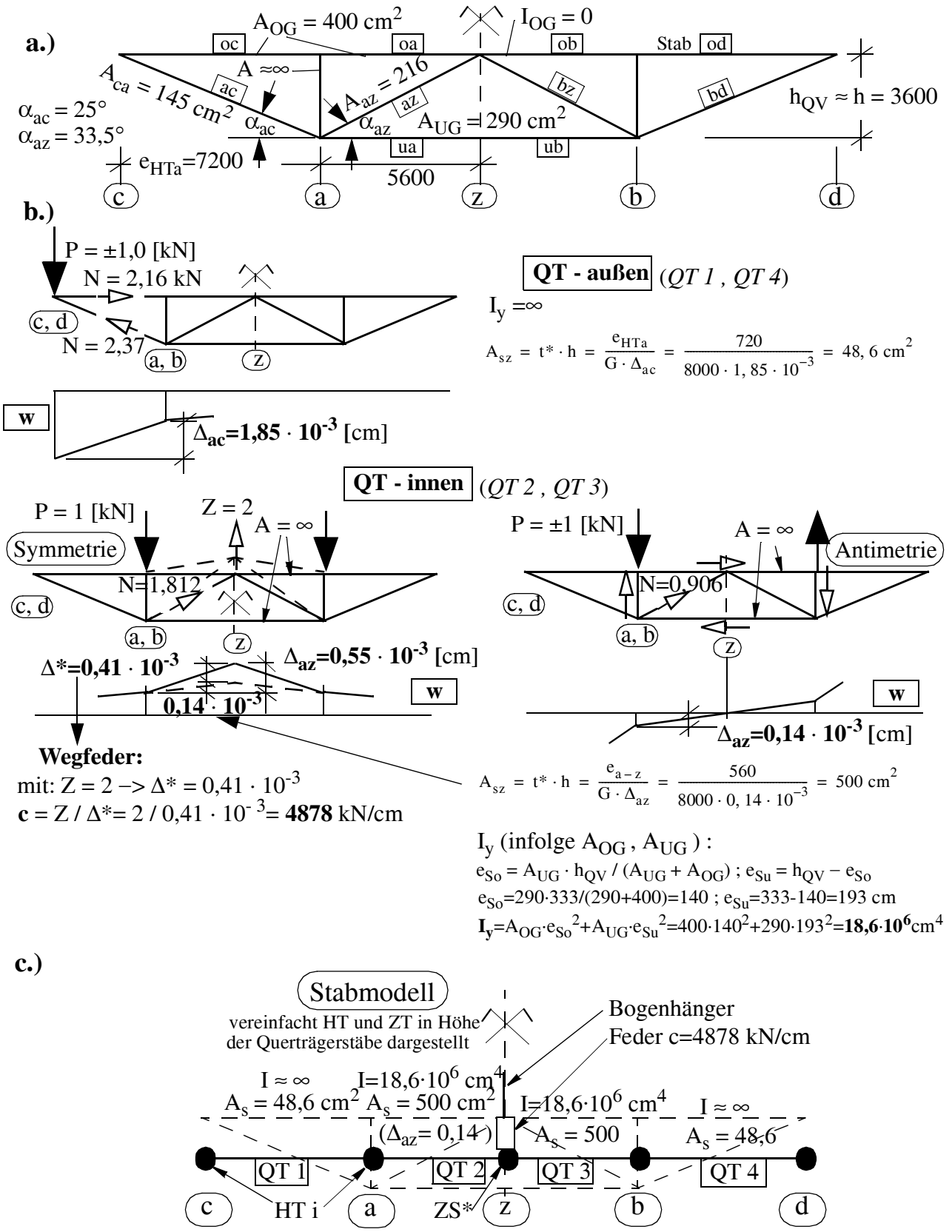


Bild C / 43 Beispiel 9; Ermittlung der Steifigkeiten der QT - Stäbe.

Die Beanspruchung des Querverbandes lässt sich auf die beiden dargestellten Grundfälle - Symmetrie und Antimetrie - zurückführen. Die im Bild ausgewiesene Diagonalstabkraft und Verformung Δ gilt bereits für den Querverband im Gesamttragwerk (Entlastung um 50 % bei Antimetrie durch St. Venant' schen Schubfluss bereits enthalten). Es müssen starre Ober- und Untergurte vorausgesetzt werden ($A=\infty$), da ja deren Dehnsteifigkeit in der Biegesteifigkeit I_y der QT - Stäbe bereits erfasst ist. Aus der Verformung Δ der antimetrischen Belastung wird nun die Schubsteifigkeit $A_{sz} = 500$ [cm²] für die QT- Stäbe (QT 2, 3) erhalten, wobei hier die Erhöhung mit $f_{st} = 2$ fehlt, wegen der Miterfassung der entlastenden Wirkung durch den St. Venant' schen Schubfluss (gleichwertig zu isolierter Betrachtung des Querverbandes, die auf $\Delta_{az} = 0,28 \cdot 10^{-3}$ und $f_{st} = 2$, entsprechend Bild B / 6, führt). Ohne weitere Maßnahmen würden sich im Stabmodell nun für beide Belastungen dieselben Relativverformungen Δ_{az} des antimetrischen Belastungsfalles ergeben, da in beiden Fällen die Querkraft in den QT - Stäben ident ist. Zur Erfassung der deutlich höheren Relativverformung Δ_{az} bei symmetrischer Belastung kann hier eine Wegfeder direkt am Anschluss des Hängers zum Zentralstab dienen (vgl. Bild C / 41 b), die nur bei symmetrischer Belastung aktiviert wird (Auslegung deshalb auf "Restverformung" Δ^* in Bild C / 43 b).

Zusammenfassend ergeben sich für die QT - Stäbe die in Bild C / 43 c dargestellten Steifigkeiten in der Querverbandsebene. Ergänzend sind sie biegestarr aus der Ebene ($I_z = \infty$) zur korrekten Abbildung der Horizontalbiegung des Fahrbahnquerschnittes (vgl. Bild C / 44c), torsionsweich ($I_x = 0$) und sie erhalten eine fiktive Fläche A ("Stabilisierung" der Gesamtsteifigkeitsmatrix, da $I_z = 0$ für die HT - Stäbe vorausgesetzt). Die QS - Stäbe als Teil der Querverbände müssen nicht in ihrer tatsächlichen Höhenlage angeordnet werden, da sie ja nur infolge vertikaler Differenzverformungen der HT belastet werden. Erfolgt dies in der tatsächlichen Höhenlage (vgl. Bild C / 41 b), so dürfen die QS - Stäbe nur ihre Biegesteifigkeit I_y , jedoch keine Fläche A erhalten, um unzutreffende Normalkräfte in den QS - Stäben zu vermeiden. Um die vertikale Biegebeanspruchung der Querträger zwischen den inneren Hauptträgern zutreffend zu erfassen, muss der QS - Stab ober der Wegfeder, die die Verformungen der inneren Verbandsdiagonalen repräsentiert, angeschlossen werden (Bild C / 41 b). Der Hängerstab *HS 1* zwischen Zentralstab und Deckblechebene muss nun dehnstarr sein ($A = \infty$), da ja die gesamte vertikale Relativverformung Δ_{az} bereits durch die Wegfeder wiedergegeben wird (vgl. Bild C 43 b). Alternativ kann die Wegfeder entfallen und der Hängerstab *HS 1* erhält eine gleichwertige fiktive Dehnsteifigkeit A^* .

– Die Hängerstäbe *HS* oberhalb der Fahrbahn (*HS 2* in Bild C / 41 b) erhalten die Querschnittswerte der ausgeführten Hängerprofile. Da geschweißte I - Profile vorliegen wird deren Torsionssteifigkeit vernachlässigt ($I_x = 0$).

– Die Bogenstäbe *BS* repräsentieren den Bogen und erhalten dessen Querschnittswerte. Im vorliegenden Fall eines Kastenquerschnittes wird auch die Torsionssteifigkeit I_x angesetzt (Ermittlung sinngemäß zu Gleichung B / 4). Die zutreffende Höhenlage des Bogens im Kämpferbereich wird mittels eines starren Exzenterstabes zum Endquerträgerstab *QT** sichergestellt (in Bild C / 41 a nicht dargestellt).

– Auch die Fahrbahnquerträger zwischen den Querverbänden können, wie in Bild C / 41 a bereichsweise angedeutet, als QS - Stäbe im Stabmodell mitabgebildet werden. Damit können die Verkehrslasten von einzelnen Fahrspuren direkt auf diesen Stäben angesetzt werden (vgl. Bild B / 3). Sie erhalten wie die QS - Stäbe im Querverband nur eine Biegesteifigkeit I_y (Bild C / 41c) und müssen nicht in ihrer tatsächlichen Höhenlage angeordnet werden. Zu beachten ist jedoch, dass im Stabmodell die vertikale Biegebeanspruchung zwischen den inneren HT (Δ_{az} aus symmetrischer Belastung, vgl. Bild C / 43 b) für die Querträger unmittelbar neben den Querverbandsachsen nicht wiedergegeben werden können (die nicht erfasste Biegesteifigkeit der Längsrippen der stähleren Fahrbahn führt

auch zu Verformungen Δ_{az} dieser Querträger). Diese Wirkung kann jedoch nachfolgend an einem lokalen Modell abgebildet werden.

- Sonderfall Brückenende im Bogenanschlussbereich

Dieser Bereich führt, insbesondere bedingt durch die schiefen Endquerscheiben und dem mittigen Bogen- und Zentralstabanschluss, zu gewissen Problemen im Stabmodell. Die wesentliche Frage ist, welche Steifigkeiten muss der QT - Stab QT^* , der die Endquerscheibe repräsentiert (Querschnitt in Bild C / 41 c), aufweisen, um das globale Tragverhalten zutreffend zu erfassen. In Bild C / 44 a ist dieser Bereich des Stabmodells schematisch dargestellt. Es handelt sich um eine einfache räumliche Darstellung, sodass sowohl die vertikale (N_v) als auch die horizontale Komponente (N_h) des Bogenschubs (N_{bo}) erkennbar ist. Der Endquerträger QT^* erhält die zutreffende Biegesteifigkeit I_y der Endquerscheibe, unter Ansatz einer entsprechenden wirksamen Fläche für das Deckblech (vgl. Bild C / 41 c). Damit werden die vertikalen Biegeverformungen der Endquerscheibe aus der vertikalen Komponente des Bogenschubes annähernd zutreffend abgebildet. Dies ist wichtig, um auch die daraus resultierenden horizontalen Lagerzwängungskräfte (beide Lager sind querfest) annähernd zu erfassen. Deshalb entspricht die Höhenlage des Endquerträgerstabes der Höhenlage seiner Schwerachse und zusätzliche vertikale Exzenterstäbe führen zu den eigentlichen Lagerstäben.

Die tatsächliche Ausbildung des unteren Verbandes erlaubt die Einleitung des St. Venant' schen Torsionsmomentes in die schiefen Endquerscheiben. Um dies im Stabmodell ebenfalls abzubilden muss - wie das Bild C / 44 a zeigt - der Stab QT^* torsionssteif sein ($I_x = \infty$, da real praktisch verformungslos), sodass das Torsionsmoment M_2 , als Anteil des Torsionsmomentes M_{sv} (ident zum Moment M_x am anschließenden Zentralstab), hier aufnehmbar ist. Ansonst erfolgt dies unzutreffend zur Gänze beim QT - Stab in Achse 1. Der horizontale Bogenschub führt im Stabmodell zu einer Querbiegung des Endquerträgerstabes QT^* (in Bild C / 44 a nicht dargestellt) und - bedingt durch die Scheibenwirkung des Deckbleches - zu nahezu keinen zugehörigen Verformungen, sodass $I_z = \infty$ gesetzt wird. Die lokale Einleitung des horizontalen Bogenschubs in den Fahrbahnquerschnitt wird pauschal näherungsweise erfasst, wie das Bild C / 44 b zeigt. Anstatt der annähernd unter einen Winkel von $\alpha = 30^\circ$ verlaufenden Lastausbreitung (genaue Ermittlung nach Berechnungsmodell in EN 1993 - 1-5 ebenfalls angeführt) erfolgt im Stabmodell vereinfacht die Annahme einer konstanten Fläche A für die einzelnen HT - Stäbe. Die Bruttofläche A der inneren HT- Stäbe zwischen Achse 0 und 1 wird abgemindert und die äußeren HT - Stäbe werden erst ab Achse 2 aktiviert, durch die zusätzliche Anordnung von Gelenken bei den äußeren QT - Stäben (um die vertikale Achse z_g), wie das Bild C / 44 b zeigt. Die Auswirkungen dieser Gelenke sind auch für die Horizontalbelastung gegeben, wie schematisch in Bild C / 44 c dargestellt, sodass genaugenommen die reduzierte Biegesteifigkeit $I_{z,red}$ des Zentralstabes zwischen Achse 0 und 2 größer ist, da hier die äußeren HT- Stäbe nicht als Unterspannung wirken.

Zu beachten ist, dass die Schnittkräfte am Endquerträgerstab QT^* für eine realitätsnahe Spannungsberechnung im Bereich der Endquerscheibe nicht geeignet sind. Diesbezüglich ist ein lokales FE - Modell notwendig, wobei die Anschlussschnittkräfte (HT, Bogen, Schubfluss T_{sv} infolge M_x am Zentralstab) jedoch direkt dem Stabmodell entnommen werden können.

- Hinweise zur Spannungs- und Verformungsberechnung

Die Ermittlung der Längsnormalspannungen der einzelnen HT kann ohne die Berücksichtigung des *Shear lag Effektes* nach Gleichung B / 16 erfolgen, da für die davon stärker betroffenen äußeren HT eine pauschale Erfassung durch die reduzierte wirksame Obergurtbreite $b_{eff,i}$ erfolgte (vgl. Bild C / 41 c).

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Anstatt der Normalkraft und Fläche des Gesamtquerschnittes (N / A) ist jedoch jeweils die Normalkraft und Fläche des jeweiligen HT - Stabes i anzusetzen (N_i / A_i).

Die Vertikalverformungen der HT - Stäbe können direkt, ohne Korrektur, verwendet werden.

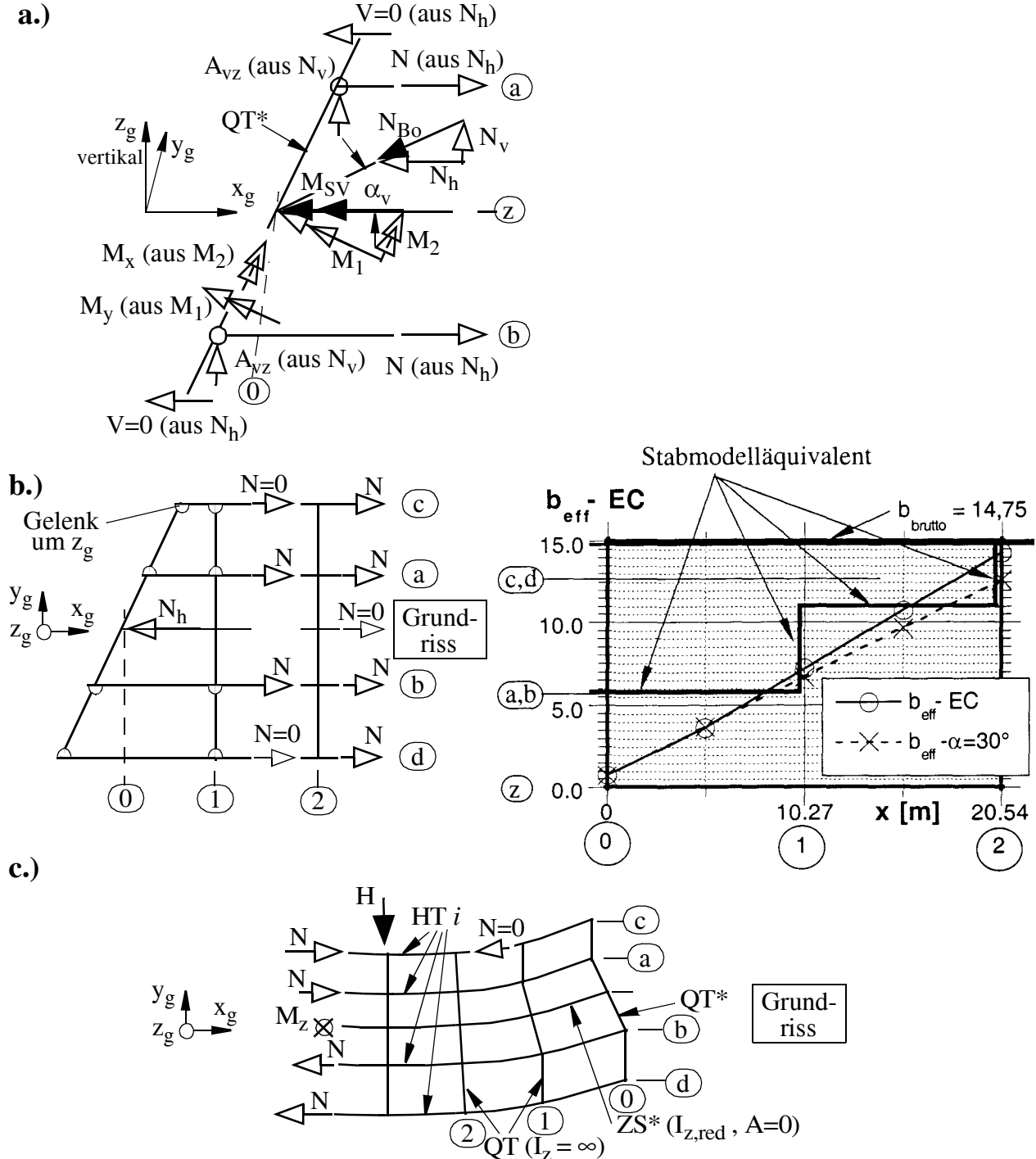


Bild C / 44 Beispiel 9; Stabmodell im Bereich der Auflager.

Hinsichtlich der Schubspannungen in den HT - Stegen weisen nur die beiden inneren HT beide in Gleichung B / 17 angeführten Spannungsanteile auf (Querkraft V_z des betrachteten HT und Torsionsmoment M_x am Zentralstab ZS^*). Für die äußeren beiden HT verbleibt nur der Spannungsanteil aus der Querkraft V_z .

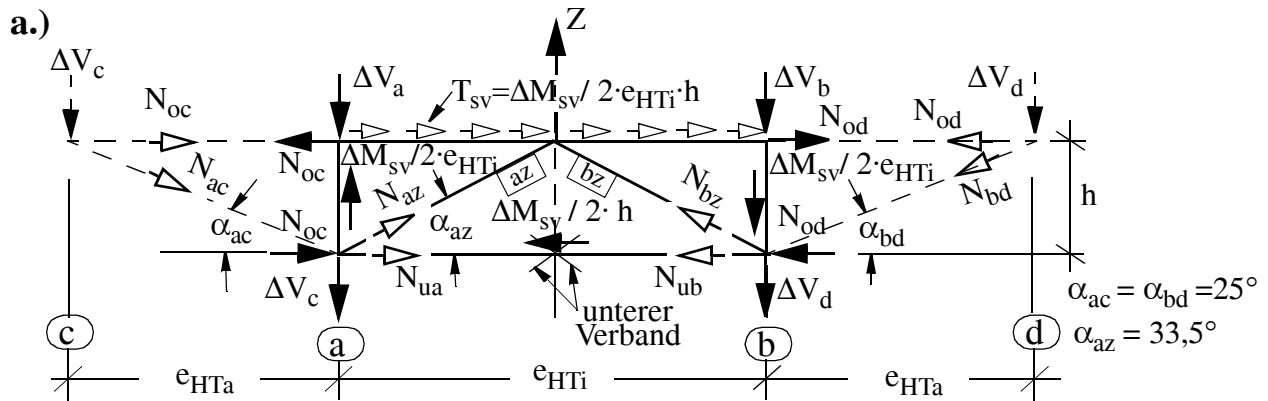
Komplizierter ist die zutreffende Ermittlung der Beanspruchungen in den Querverbänden, sodass darauf noch etwa genauer eingegangen wird. Die Normalspannungsbeanspruchung des Fahrbahnquerträgers rührt primär aus dem Biegemoment M_y im Querstab QS , mit den Querschnittswerten nach Bild C / 41 c (z. B. für den Untergurt: $\sigma_u = M_y \cdot e_{Su} / I_y$). Darüberhinaus leitet sich die Normalkraft N sowie die zugehörige Normalspannung ($\sigma_N = N / A_{OG}$) aus dem Biegemoment M_y^* der QT - Stäbe ab, zu: $N = M_y^* / h$ (vgl. Bild B / 29 b). Somit entspricht die Spannungsberechnung grundsätzlich der Gleichung B / 20, wobei jedoch das Moment M_{OG} durch die Schnittkraft M_y des QS - Stabes zu ersetzen ist ($A_{OG,eff} = A_{OG} = 400 \text{ [cm}^2\text{]}$, siehe Bild C / 43 a).

Für die zutreffende Ermittlung der Normalkräfte in den Verbandsstäben gelten grundsätzlich die in Bild C / 45 angeführten Formeln. Schwierigkeiten bereiten hier die Stäbe innerhalb der inneren Hauptträger. Deshalb ist dieser Bereich des Querverbandes freigeschnitten und mit allen angreifenden Stabschnittkräften dargestellt. Der Übersichtlichkeit wegen sind die QS - Stäbe, zur direkten Abbildung des Fahrbahnquerträgers, weggelassen. Auch die zu beachtende zutreffende Verteilung der Schubkräfte aus dem St. Venant'schen Torsionsmoment ΔM_{sv} , das dem Differenzmoment ΔM_x der beiden angreifenden Zentralstabenden entspricht, ist dargestellt. Die tatsächliche Ausbildung des unteren Verbandes (Bild C / 40) bestimmt die Stabkraft im Untergurtpfosten (resultierende Schubkraft $T_{sv,u}$ wird hier mittig abgesetzt). Die am Querverband in Bild C / 45 a abgesetzten Schnittkräfte der HT - Stäbe (ΔV_i), des Zentralstabes (ΔM_{sv}) und des Bogenhängers (Normalkraft Z), können jedoch auch aus den Schnittkräften der QT - Stäbe abgeleitet werden, wie Bild C / 45 b zeigt.

Mit Ausnahme der Verbandsstäbe außerhalb der inneren Hauptträger, deren Stabkräfte (N_{oc} , N_{ac} bzw. N_{od} , N_{bd}) alleine aus der Querkraft V_i des jeweiligen äußeren QT - Stabes i abgeleitet werden können, gestaltet sich die praktische Umsetzung schwierig, da die Schnittkräfte nahezu aller QT - Stäbe erforderlich werden. Daher zeigt das Bild C / 46 eine weitere Aufbereitung, die es gestattet die inneren Verbandsstabkräfte einzig mit den Schnittkräften der beiden QT - Stäbe am Zentralstabanchluss zu ermitteln. In Bild C / 46 ist, zur besseren Verständlichkeit, die Gesamtbeanspruchung wieder aus symmetrischer und antimetrischer Belastung zusammengesetzt. Bei symmetrischer Belastung ergeben sich für die Diagonale und den Untergurtpfosten - unabhängig ob die Last am äußeren oder inneren HT eingeleitet wird - die in Bild C / 46 a angeführten Zusammenhänge. Die antimetrische Belastung (Bild C / 46 b) führt zu deutlich unterschiedlichen Beanspruchungen des Diagonalstabes, je nachdem an welchem HT die Belastung eingeleitet wird. Für den Lastangriff am inneren HT ergeben sich die bekannten Gegebenheiten des Querverbandes eines einzelligen Kastens. Bei Belastung der äußeren HT liegen deutlich kleinere Diagonalstabkräfte vor, die sogar entgegengesetztes Vorzeichen aufweisen, bedingt durch die günstige Krafteinleitung durch die außenliegenden Schrägstreben. Die Stabkraft des Untergurtpfostens bleibt davon unbeeinflusst und ist unabhängig davon welcher HT belastet wird. Damit ergibt sich das Gesamtergebnis nach Bild C / 46 c. Alleine aus der Kenntnis der Anschlusschnittkräfte der QT - Stäbe 2 und 3 am Zentralstab lassen sich die Stabkräfte des Untergurtpfostens und der inneren Diagonalen bestimmen, wobei für letztere Stäbe mitunter konservative Ergebnisse erhalten werden.

- *Belastungen am Stabmodell*

Hinsichtlich der vertikalen Verkehrslasten ist es sinnvoll diese nur direkt an den HT - Stäben anzusetzen, auch bei zusätzlicher Abbildung der Fahrbahnquerträger durch QS - Stäbe. Dies deshalb, da im Stabmodell nur deren globale Beanspruchung - infolge der unterschiedlichen Vertikalverformungen der Hauptträger - realitätsnah abgebildet wird, nicht jedoch die lokale Biegebeanspruchung. Für letztere ist ein lokales Modell der Fahrbahnelemente notwendig (lokales Stab- bzw. Trägerrostmodell aus Querträger und Längsrippen ausreichend).



$$N_{oc} = \Delta V_c \cdot e_{HTa} / h \quad N_{az} = \left(\Delta V_c + \Delta V_a - \frac{\Delta M_{sv}}{2 \cdot e_{HTi}} \right) / \sin \alpha_{az}$$

$$N_{ac} = - \Delta V_c / \sin \alpha_{ac} \quad N_{ua} = - \left(\Delta V_c \cdot \frac{e_{HTa}}{h} + N_{az} \cdot \cos \alpha_{az} \right)$$

$$N_{od} = \Delta V_d \cdot e_{HTa} / h \quad N_{bz} = \left(\Delta V_d + \Delta V_b + \frac{\Delta M_{sv}}{2 \cdot e_{HTi}} \right) / \sin \alpha_{az}$$

$$N_{bd} = - \Delta V_d / \sin \alpha_{bd} \quad N_{ub} = N_{ua} - \frac{\Delta M_{sv}}{2 \cdot h}$$

Stabkraftermittlung

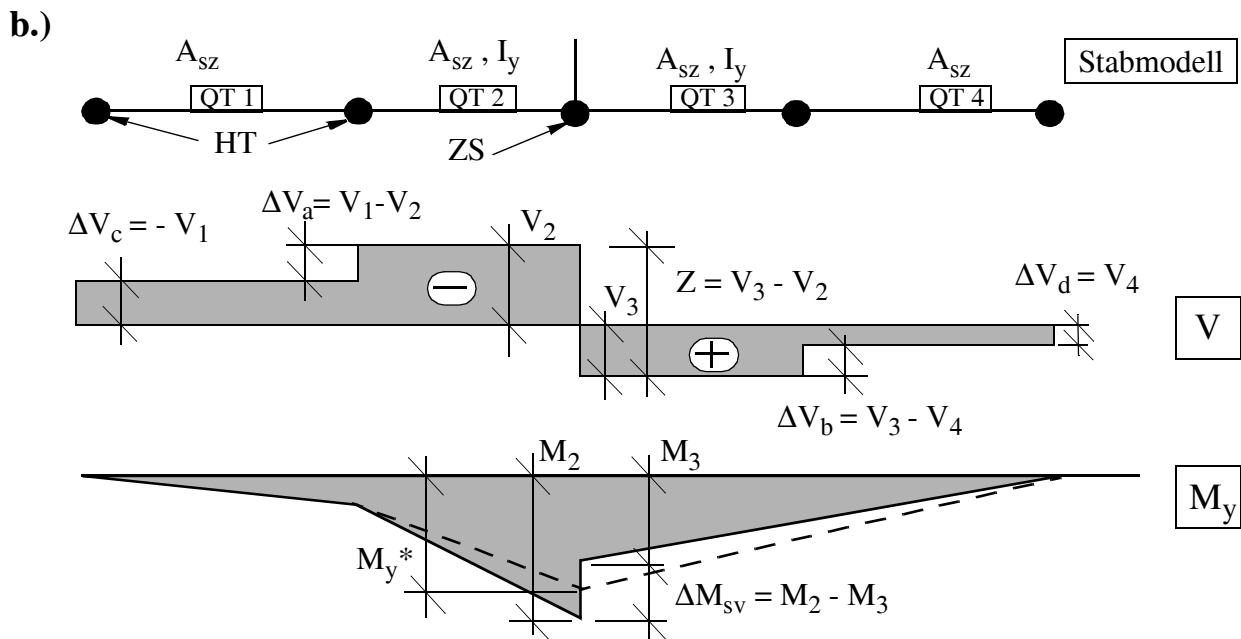
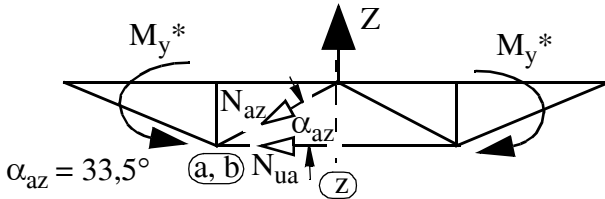


Bild C / 45 Beispiel 9; Bestimmung der Stabkräfte der Querverbände.

a.) symmetrischer Anteil

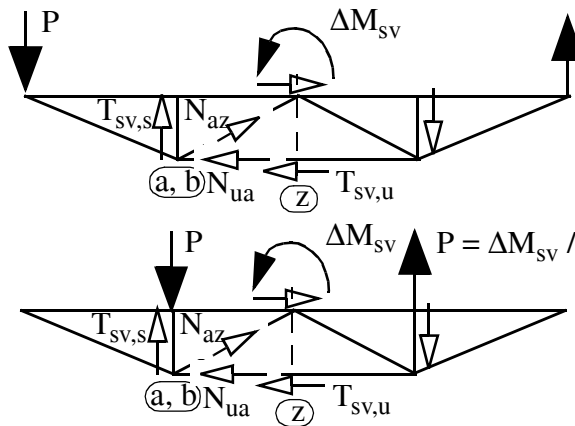


$$N_{az} = Z / 2 \cdot \sin \alpha_{az} = 0,907 \cdot Z$$

$$N_{ua} = - Z / 2 \cdot \tan \alpha_{az} - M_y^* / h$$

$$N_{ua} = - 0,755 \cdot Z - M_y^* / 3,6$$

b.) antimetrischer Anteil



$$N_{az} = (P - T_{sv,s}) / \sin \alpha_{az} = - 0,26 \cdot P = - 0,010 \cdot \Delta M_{sv}$$

$$N_{ua} = - T_{sv,u} / 2 = - 1,78 \cdot P = - 0,069 \cdot \Delta M_{sv}$$

$$N_{az} = (P - T_{sv,s}) / \sin \alpha_{az} = + 0,906 \cdot P = + 0,081 \cdot \Delta M_{sv}$$

$$N_{ua} = - T_{sv,u} / 2 = - 0,78 \cdot P = - 0,069 \cdot \Delta M_{sv}$$

c.) Gesamt

$$N_{ua} = - 0,755 \cdot Z - M_y^* / 3,7 - 0,068 \cdot \Delta M_{sv}$$

$$N_{az} \approx 0,907 \cdot Z + 0,081 \cdot \Delta M_{sv}$$

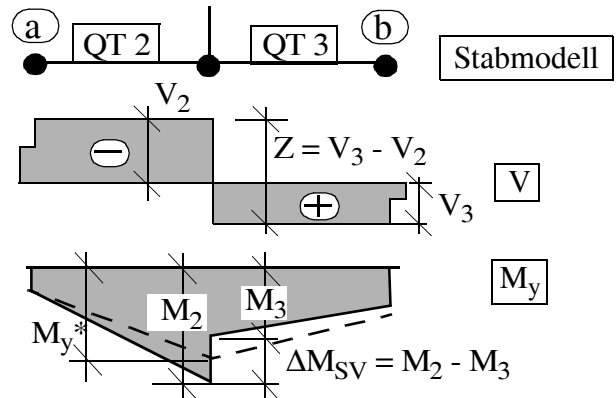


Bild C / 46 Beispiel 9; Vereinfachte Ermittlung der Stabkräfte des Querverbandes innerhalb der inneren Hauptträger.

• Testlastfälle zur Überprüfung des Stabmodells

Wie im Abschnitt B.3.3 erwähnt, ist die Überprüfung der Treffsicherheit des Stabmodells im Falle komplexer Tragwerke sehr wichtig. Dabei sollten einfache und überschaubare Testlastfälle gewählt werden, die das wesentliche Tragverhalten des Tragwerkes widerspiegeln. In Bild C / 47 sind die vier untersuchten Testlastfälle dargestellt, die zur Überprüfung des Stabmodells (Bild C / 41) mit dem realitätsnahen FE - Modell (Bild C / 42) dienen. Der Lastfall A bzw. B repräsentiert die halbseitige Verkehrslast am Tragwerk in Form von Einzellasten in den Querverbandsachsen, wobei die Bezeichnung dem jeweils belasteten HT entspricht. Der Lastfall C stellt die symmetrische Vollbelastung dar, die jedoch infolge der schiefen Lagerung zu einer nicht symmetrischen Belastung in Brückenquerrichtung führt, wie beispielsweise aus den Verformungen in Feldmitte in Bild C / 50 erkennbar. Ergänzend dient der Lastfall H zur Überprüfung für Horizontallasten in Brückenquerrichtung (Einzellastangriff in Achse 6).

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Durch den Ergebnisvergleich des Stabmodells mit dem FE - Modell ist einerseits eine Kalibrierung des Stabmodells hinsichtlich einzelner Stabsteifigkeiten (z. B. Endquerträger QT^*) möglich und andererseits können auch Korrekturfaktoren für einzelne Bauteile abgeleitet werden, deren Beanspruchungen im Stabmodell nicht ausreichend wiedergegeben werden.

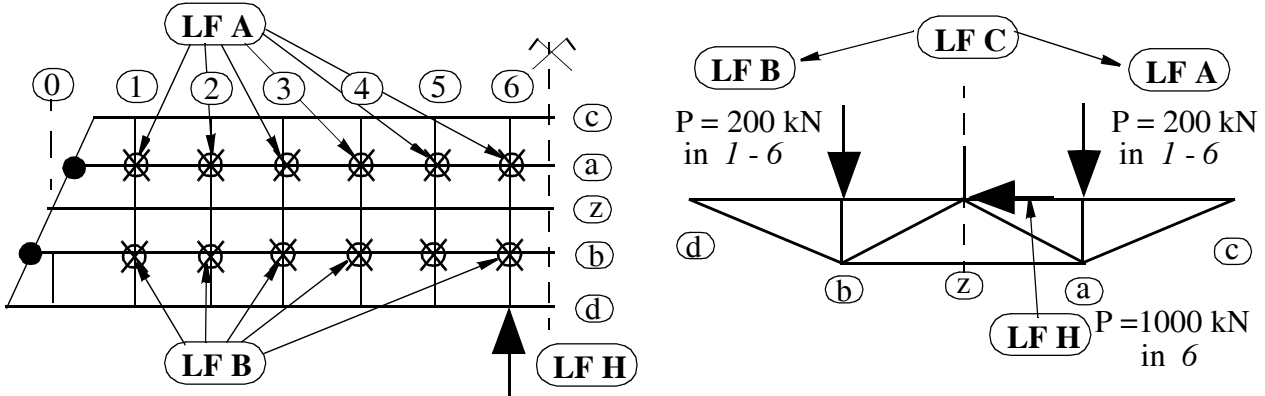


Bild C / 47 Beispiel 9; Einfache Testlastfälle zur Überprüfung des Stabmodells.

In Bild C / 48 sind die Normalspannungen σ am Untergurt des äußeren und inneren Hauptträgers (Achse d , b) für die drei Lastfälle mit Vertikallasten vergleichend dargestellt. Für den äußeren Hauptträger stimmen die Ergebnisse des Stabmodells mit jenem des FE - Modells ("FE"), mit Ausnahme des Randbereiches von Achse 0 - 3 sehr gut überein. Dort sind die Abweichungen tolerierbar, da hier die größte Beanspruchung aus lokaler Belastung zwischen den Querverbänden rührt, deren Wiedergabe im Stabmodell hinreichend genau ist (zusätzliche Überprüfung hier nicht angeführt).

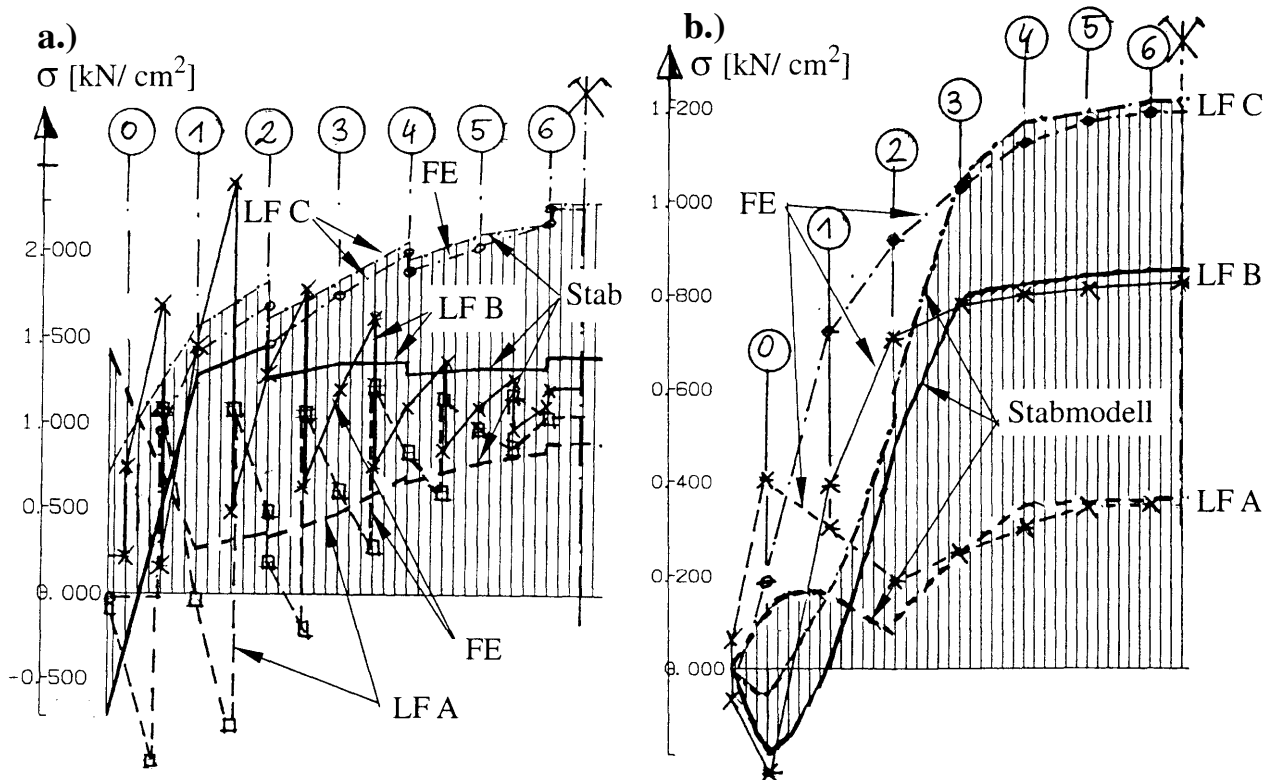


Bild C / 48 Beispiel 9; Normalspannungen σ am HT - Untergurt infolge LF A, B und C, a.) für inneren HT b , b.) für äußeren HT d .

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Für den inneren Hauptträger stimmen die Ergebnisse für die "Vollbelastung" (LF C) sehr gut überein. Für die beiden anderen Lastfälle zeigen die Ergebnisse am FE - Modell ausgeprägte Sprungstellen, jeweils mittig zwischen den Querverbandsachsen. Diese Sprünge in den Spannungsverläufen der Untergurte rühren aus der punktuellen Einleitung des St. Venant' schen Torsionsschubflusses an den Anschlussstellen des unteren Verbandes. Dieser Sachverhalt ist in Bild C / 49 verdeutlicht. Die Normalspannungssprünge $\Delta\sigma$ lassen sich mit dem angeführten Berechnungsmodell hinreichend genau auch am Stabmodell ermitteln, wobei die Torsionsmomente M_x des Zentralstabes ZS* als Basis dienen.

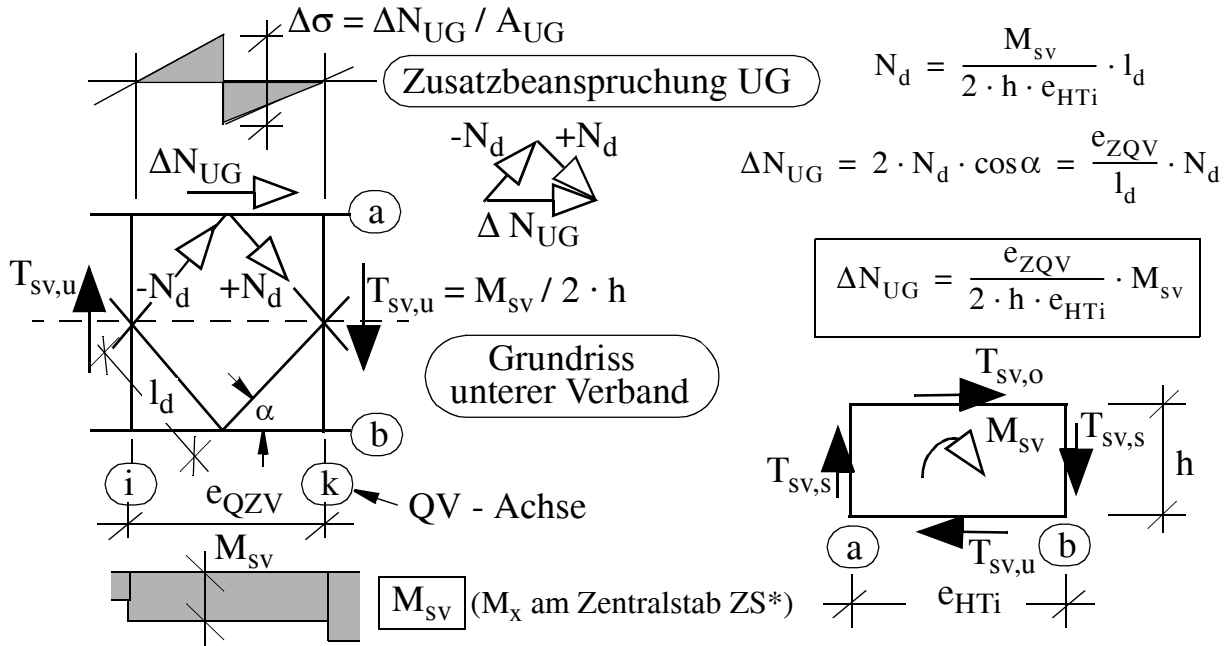


Bild C / 49 Beispiel 9; Berechnungsmodell zur Ermittlung der Spannungssprünge an den Untergurten der inneren Hauptträger.

In Bild C / 50 erfolgt der Ergebnisvergleich der Verformungen in Feldmitte für den Lastfall A und C, wobei zum verformten Fahrbahnquerschnitt des FE - Modells die Vertikalverformungen der HT im Stabmodell eingetragen sind. Es ist eine gute Übereinstimmung feststellbar.

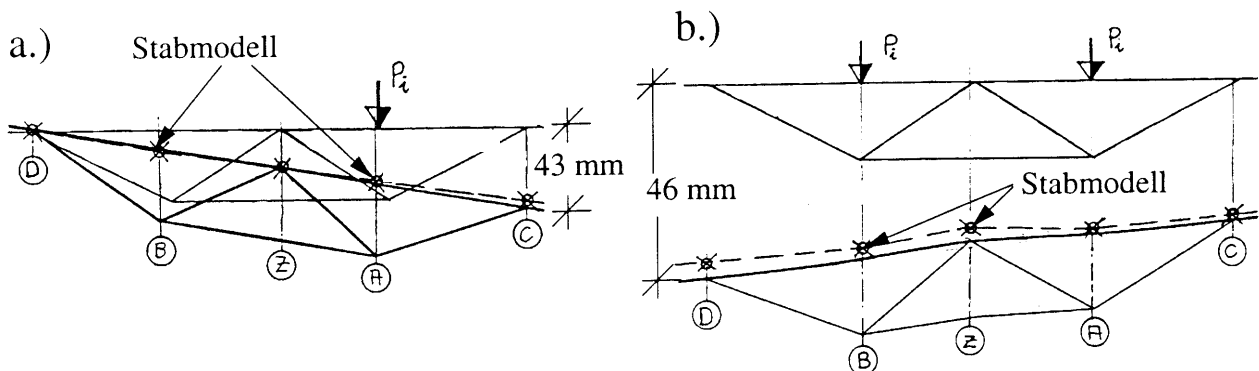


Bild C / 50 Beispiel 9 ; Vertikalverformungen in Feldmitte infolge, a.) LF A, b.) LF C.

Eine detaillierte Gegenüberstellung der wesentlichen Ergebnisse von Stabmodell und FE- Modell für die angeführten vier Testlastfälle zeigt die Tabelle C / 15 und 16. Die ausgewiesenen prozentuellen

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

Unterschiede Δ stellen die Abweichungen des Stabmodells vom FE - Modell dar. Beim Bogen stellt M_y die Biegebeanspruchung in der Bogenebene und M_z jene aus der Bogenebene dar.

Die geringsten Unterschiede ergeben sich für die symmetrische Vollbelastung (*LF C* in Tabelle C / 16). Einzig die Deckblechspannungen sind etwa um bis zu + 8 % größer. Der Einfluss der schiefen Lagerung bei den HT - Ergebnissen ist gut erkennbar (Vergleich Achse *a* zu *b*, *c* zu *d*).

Bauteil / Achse	Größe ^{1.)}	Lastfall B			Lastfall A		
		FE - Modell	Stabmodell	Δ [%]	FE - Modell	Stabmodell	Δ [%]
Bogen in Feldmitte	N [kN]	2960	2953	≈ 0	2460	2459	≈ 0
	M_z [kNm]	288	242	- 16	- 283	- 235	- 17
	M_y [kNm]	- 137	- 146	+ 7	- 264	- 261	- 1
Hänger in 2	N [kN]	205	208	+ 1	181	181	≈ 0
Hänger in 6	N [kN]	203	204	≈ 0	172	174	+ 1
Deckblech / Achse 2 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,23	0,33	+ 43	0,35	0,36	+ 3
	σ_b	0,24	0,38	+ 58	0,52	0,44	- 15
	σ_a	0,47	0,34	- 28	0,29	0,43	+ 48
	σ_c	0,26	0,30	+ 15	0,24	0,25	+ 4
Deckblech / Achse 4 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,28	0,31	+ 11	0,34	0,36	+ 6
	σ_b	0,22	0,34	+ 55	0,38	0,32	- 16
	σ_a	0,47	0,37	- 21	0,11	0,24	+ 118
	σ_c	0,38	0,40	+ 5	0,15	0,17	+ 13
Deckblech / Achse 6 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,28	0,30	+ 7	0,31	0,33	+ 6
	σ_b	0,22	0,34	+ 55	0,33	0,27	- 18
	σ_a	0,47	0,39	- 17	0,05	0,16	+ 220
	σ_c	0,41	0,42	+ 2	0,13	0,10	- 23
Untergurt in Feldmitte σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,82	0,84	+ 2	0,35	0,36	+ 3
	σ_b	1,19	1,41	+ 18	1,05	0,89	- 15
	σ_a	0,76	0,60	- 21	1,46	1,66	+ 14
	σ_c	0,30	0,29	- 3	0,81	0,79	- 2
Vertikalverformung in 4	w_d [mm]	41	38	- 9	- 2	- 1	
	w_c [mm]	- 5	- 4		31	30	- 3

1.) Index entspricht der HT - Achse

Tabelle C / 15 :Beispiel 9; Vergleich der Ergebnisse für die Testlastfälle A und B.

Bei einseitiger Vollbelastung (*LF A, B*) sind hinsichtlich des Tragverhaltens deutliche Unterschiede erkennbar, bedingt durch die schiefe Lagerung. Die Belastung des längeren HT (Achse *b*) führt zu etwa 20 % größeren Bogennormalkräften. Daraus erklärbar ist, dass der kürzere HT *a* bei unmittelbarer Belastung (*LF A*) die größere Untergurtbeanspruchung aufweist (gegenüber HT *b* für *LF B*). Die vertikalen Verformungen sind jedoch, wie zu erwarten, unter dem längeren, äußeren HT *d* (für *LF B*) um etwa 30 % größer als am kürzeren, äußeren HT *c* (für *LF A*). Am unbelasteten Fahrbahnrand treten bereits nach oben gerichtete Verformungen auf (Bild C / 50 a). Bei den Deckblechspannungen sind - insbesondere im Bereich der Feldmitte - die Spannungen im Bereich der belasteten HT (z. B. HT *a, c* für *LF A*) kleiner als im Bereich der unbelasteten HT. Dies deshalb, da im Deckblech

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

die Zugbandwirkung des Fahrbahnquerschnittes dominiert und diese unterschiedliches Vorzeichen gegenüber der Biegebeanspruchung der HT aufweist. Beim Ergebnisvergleich zeigt sich eine gute Übereinstimmung für Bogen und Bogenhänger (Unterschätzung der Biegemomente M_z beim Bogen ohne Einfluss auf die Bemessung).

Bauteil / Achse	Größe ^{1.)}	Lastfall C			Lastfall H		
		FE - Modell	Stabmodell	Δ [%]	FE - Modell	Stabmodell ^{2.)}	Δ [%]
Bogen in Feldmitte	N [kN]	5420	5413	≈ 0	129	135	+ 5
	M_z [kNm]	5	7	$\sigma_{M_z} \ll$	- 229	- 130	- 43
	M_y [kNm]	- 395	- 410	+ 4	- 26	- 28	+ 8
Hänger in 2	N [kN]	386	388	≈ 0	- 13	- 9	- 31
Hänger in 6	N [kN]	376	378	≈ 0	- 8	- 8	≈ 0
Deckblech / Achse 2 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,58	0,69	+ 19	- 0,43	- 0,45 (+0,12)	+ 5
	σ_b	0,78	0,81	+ 4	- 0,14	- 0,13 (+0,05)	- 7
	σ_a	0,80	0,77	- 4	0,17	0,18 (-0,05)	+ 6
	σ_c	0,51	0,55	+ 8	0,43	0,33 (-0,12)	- 23
Deckblech / Achse 4 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,64	0,67	+ 5	- 1,01	- 0,98 (+0,08)	- 3
	σ_b	0,62	0,66	+ 6	- 0,43	- 0,45 (+0,03)	+ 5
	σ_a	0,59	0,61	+ 3	0,34	0,41 (-0,03)	+ 21
	σ_c	0,57	0,55	- 4	0,96	0,93 (-0,08)	- 3
Deckblech / Achse 6 σ in [kN/cm ²]	σ_d	0,61	0,64	+ 5	- 1,60	- 1,60 (-0,11)	≈ 0
	σ_b	0,56	0,60	+ 7	- 0,64	- 0,76 (-0,05)	+ 19
	σ_a	0,53	0,55	+ 4	0,50	0,68 (+0,05)	+ 36
	σ_c	0,56	0,52	- 7	1,51	1,52 (+0,11)	+ 1
Untergurt in Feldmitte σ in [kN/cm ²]	σ_d	1,18	1,20	+ 2	- 1,66	- 1,44 (-0,11)	- 13
	σ_b	2,24	2,31	+ 3	- 0,69	- 0,52 (-0,05)	- 25
	σ_a	2,19	2,25	+ 3	0,81	0,65 (0,05)	- 20
	σ_c	1,09	1,08	- 1	1,67	1,44 (0,11)	- 14
Vertikalverformung in 4	w_d [mm]	39	36	- 7	3	1	
	w_c [mm]	26	26	≈ 0	$w_h = 9^{3.)}$	$w_h = 8$	- 3

1.) Index bei Normalspannung und Verformung entspricht der HT - Achse

2.) (Klammerwerte) = Spannungsanteil aus Biegemoment M_z am Zentralstab ZS*

3.) Horizontalverformung in Brückenquerrichtung

Tabelle C / 16 : Beispiel 9; Vergleich der Ergebnisse für die Testlastfälle C und H.

Die HT - Beanspruchungen der inneren HT werden im Stabmodell hingegen am unmittelbar belasteten HT überschätzt (etwa +15 % für HT - Untergurt) und am unbelasteten HT unterschätzt (etwa -18 % für HT - Untergurt). Dies ist erklärbar durch die Überschätzung der Lastabtragung über Wölbkrafttorsion. Die Übereinstimmung der Ergebnisse des St. Venant'schen Torsionsanteiles (z. B. Stabkräfte im unteren Verband) sind jedoch erstaunlich gut (vgl. Bild C / 51). Die deutliche Überschätzung der Deckblechbeanspruchungen am belasteten HT (etwa + 50 %) ist für die Bemessung der orthotropen Fahrbahnplatte unbedeutend, da diese globale Beanspruchung deutlich kleiner ist als die lokale Biegebeanspruchung bei tatsächlicher Verkehrsbelastung (aus Längsrippenbiegung zwischen den Querträgern).

- Zwängungsbeanspruchung am unteren Verband

Ewähnenswert ist, dass die Diagonalen des unteren Verbandes aus der symmetrischen Vertikalbelastung - aufgrund der Dehnung der HT- Untergurte - auch eine Zwängungsbeanspruchung erhalten, die im Stabmodell nicht wiedergegeben werden kann. Wie Vergleiche mit dem genauen FE - Modell zeigten, kann diese Zwängungsbeanspruchung am unteren Verband (Normalkräfte in den Diagonalen und Querpfeosten, Biegebeanspruchung der HT - Untergurte) jedoch hinreichend genau an einem nachgeschalteten lokalen Modell ermittelt werden. Dieses ebene Modell besteht aus den HT - Untergurten und den Verbandsstäben, wobei die Dehnung der HT- Untergurte als Belastung dient. Für den vorliegenden Fall kann das lokale Modell gänzlich entfallen, da die aufbereiteten Formeln aus [70] für die Beanspruchungen hinreichend genaue Ergebnisse liefern.

Die Mitwirkung des unteren Verbandes bei symmetrischer Vertikalbelastung führt jedoch zu nahezu keiner Entlastung der HT - Untergurte (Abnahme von σ_u nur um etwa - 0,7 %) und damit auch zu keiner Erhöhung der Biegesteifigkeit der Hauptträger.

Das Bild C / 52 zeigt die Normalkraftsbeanspruchung der äußeren Diagonale des Querverbandes in Achse 6 bei HT *d*. Die EL - Verläufe in den HT - Achsen stimmen gut mit den punktuell eingetragenen FE - Ergebnissen überein. Ergänzend sind auch die Ergebnisse für eine Berechnung mit starren Querverbänden eingetragen, die zu einer deutlichen Erhöhung der größten EL - Ordinaten unmittelbar im Bereich der Diagonale führen. Die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Querverbände führt damit auch zu deutlich geringeren Bemessungsschnittkräften in den Verbandsdiagonalen. Im Stabmodell wird die Diagonalstabkraft direkt aus der Querkraft V_{QT4} am QT - Stab 4 abgeleitet, wie das Bild C / 45 zeigt (Stabkraft N_{bd}). Dies führt zu Gleichung C / 9.

$$N_{bd} = V_{QT4} / \sin \alpha_{bd} = V_{QT4} / \sin 25^\circ = 2,37 \cdot V_{QT4} \quad (\text{Gl. C / 9})$$

Im Stabmodell werden die Einflusslinien damit ähnlich wie in Bild B / 17 ermittelt. Die Verläufe der EL - Ordinaten entsprechen den um den Faktor 2,37 in Gleichung C / 9 erhöhten vertikalen HT - Verformungen für eine Verschiebung $\Delta w = 1$ am Anschluss des QT - Stabes 4 zum äußeren HT - Stab in Achse *d*.

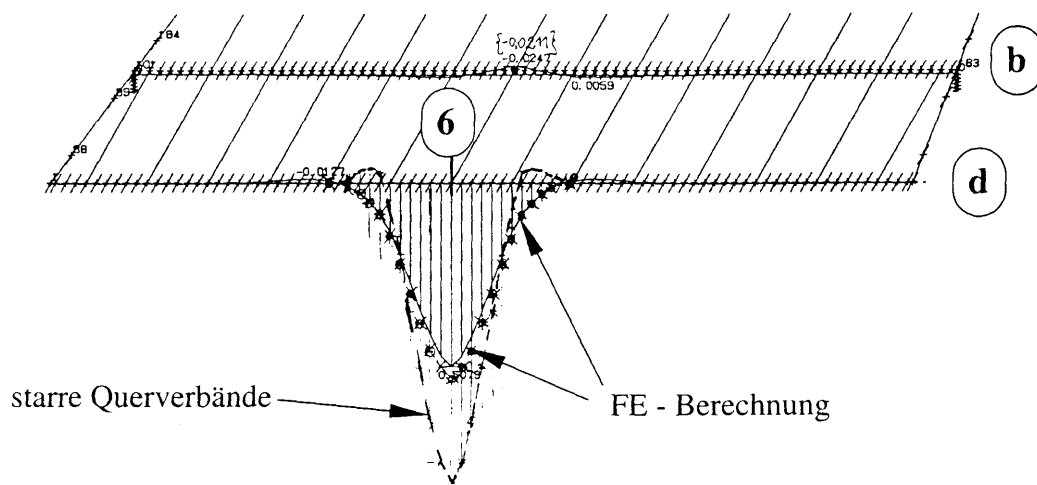


Bild C / 52 Beispiel 9; Einflusslinien für die Beanspruchung der äußeren Diagonale des Verbandes in Achse 6.

Aus dem Bild C / 52 ist auch die nachgiebige Stützung des äußeren Hauptträgers durch die Querverbände erkennbar, die insbesondere für lokale Verkehrslasten bemessungsbestimmend ist und mit dem Stabmodell sehr gut wiedergegeben werden kann (die EL der Biegebeanspruchung des äußeren HT, die mit dem FE - Modell gut übereinstimmt, sind hier nicht angeführt).

Abschließend zeigt das Bild C / 53 die Einflusslinien für die Normalkraftsbeanspruchung des Hängerstabes in Achse 6. Ergänzend sind die Ergebnisse des FE - Modells eingetragen, die nur an den äußeren HT im Bereich der Achse 6 geringfügig abweichen. Bei Annahme von starren Querverbänden ändert sich der EL - Verlauf in der Bogenachse signifikant, wie die Darstellung zeigt. Die Normalkräfte im Bogenhänger sind davon jedoch kaum betroffen.

Die EL - Verläufe entsprechen im Stabmodell den vertikalen HT - Verformungen für eine eingeprägte Längsverformung $\Delta u = 1$ des betrachteten Hängerstabes in Achse 6.

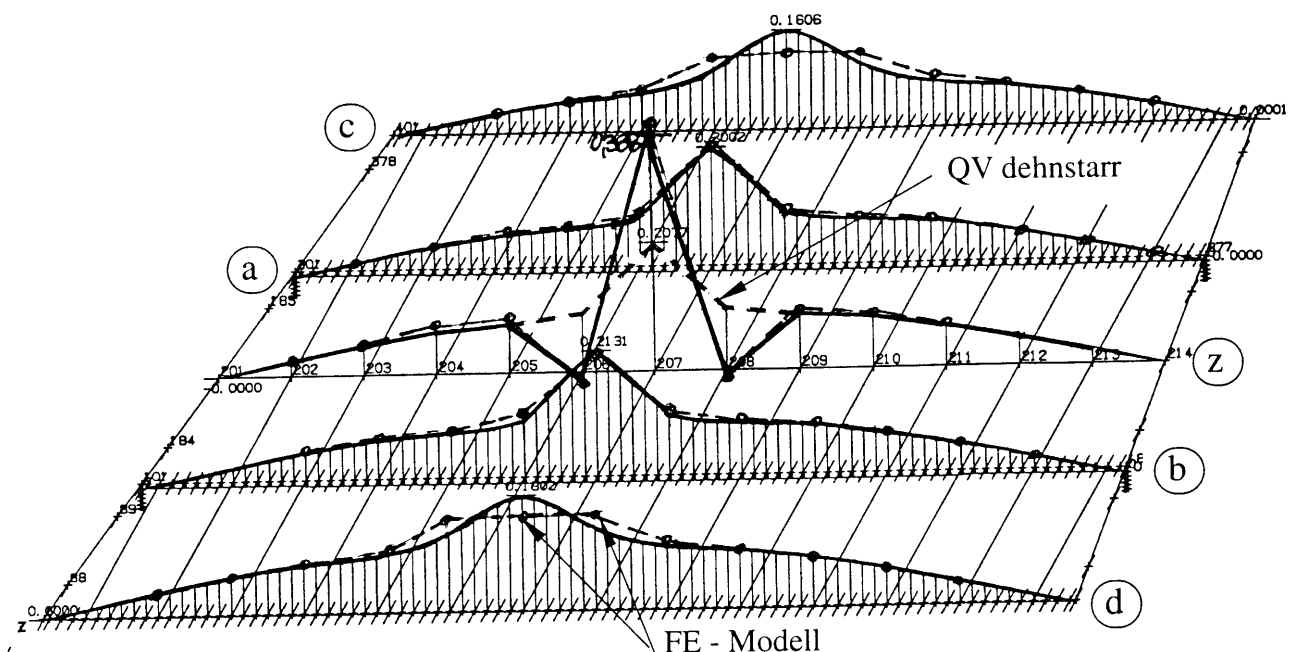


Bild C / 53 Beispiel 9; Einflusslinien für die Beanspruchung des Bogenhängers in Achse 6.

- *Stabilitätsuntersuchung des Bogens aus der Bogenebene*

- Vorgehensweise

Abschließend werden noch die Vorgehensweise und die Ergebnisse einer umfangreichen Stabilitätsuntersuchung des Bogens aus seiner Ebene angeführt (Details in [0], Abschnitt D.4). Diese Untersuchung erfolgte mit dem erläuterten Stabmodell auf Basis einer Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz von geometrischen Ersatzimperfektionen, entsprechend dem Modell "Klasse S2 - b" in Bild A / 22. Dabei wurde die maßgebende Belastung als ein Gesamtlastfall angesetzt, wobei nur die Einwirkungen, - ständige Lasten, - Wind (vereinfacht nach ÖNorm B 4002) und, - Verkehr (nach Eurocode) berücksichtigt werden und ein einheitlicher globaler Sicherheitsfaktor $\gamma_f = 1,4$ - ohne Kombinationsbeiwerte ψ - lastseitig angesetzt wird. Die Bogenimperfektionen werden als horizontale Ersatzlasten miterfasst, wobei von einer maximalen Bogenauslenkung $w_{\max} = 35$ [mm] ausgegangen wird, die dem maximalen Ausführungstoleranzmaß nach der europäischen Vornorm

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

ENV 1090 - 5 [71] entspricht. Durch die Miterfassung der Imperfektionen in die Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung stellen die daraus abgeleiteten Spannungen bereits das Gesamtergebnis dar, die nachfolgend den Ergebnissen nach I. Ordnung gegenübergestellt werden, um die Stabilitätsgefährdung auch ingenieurmäßig beurteilen zu können. Dabei sind nicht nur die Ergebnisse am Bogen selbst sondern auch an den Bogenhängern bedeutsam.

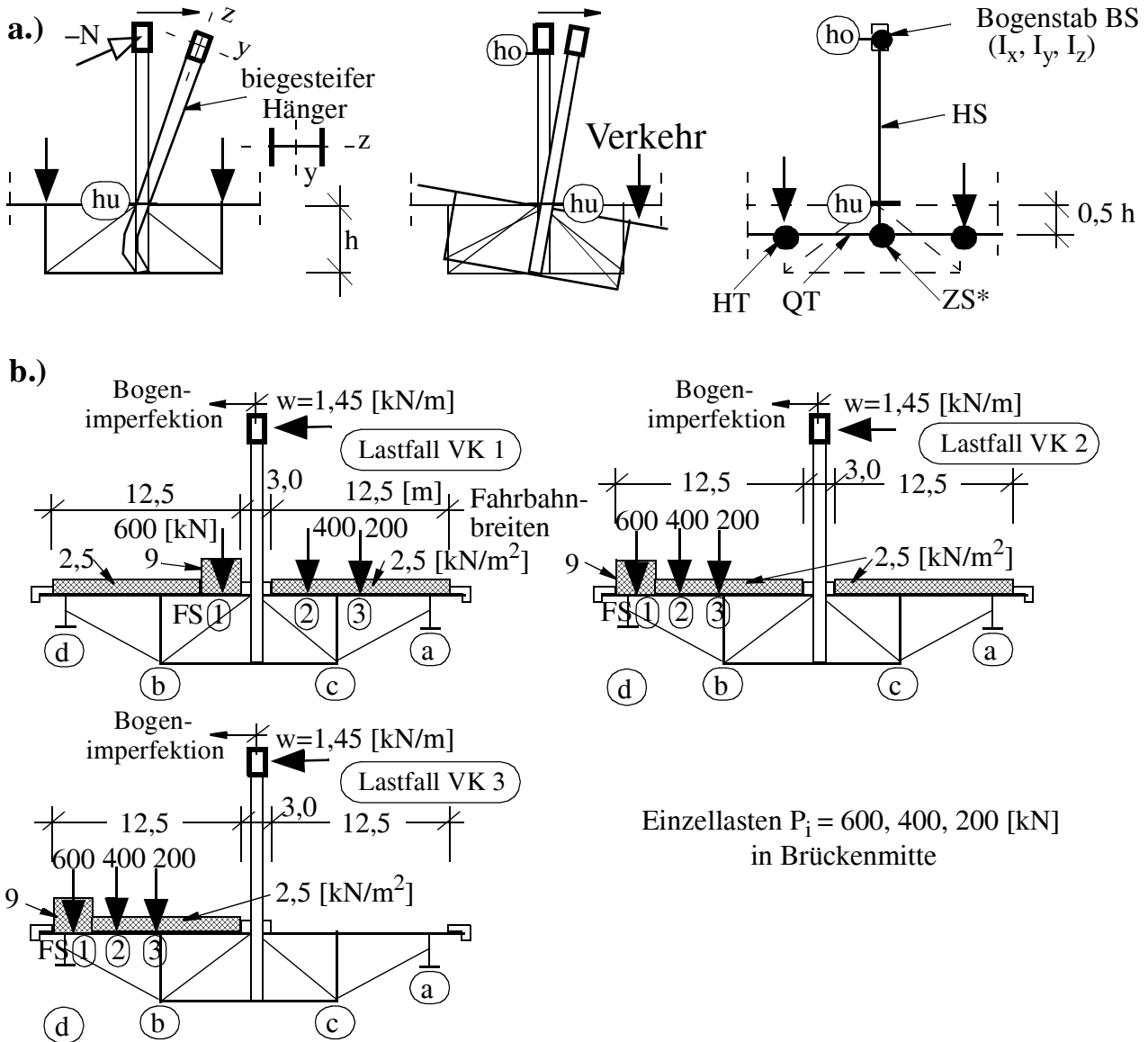


Bild C / 54 Beispiel 9; Stabilitätsuntersuchung des Bogens aus der Ebene, a.) Tragverhalten und Modellbildung, b.) untersuchte Lastfälle.

In Bild C / 54 a ist das komplexe Stabilitätsverhaltens des Bogens aus der Ebene schematisch dargestellt. Die biegesteifen Hängerstäbe stabilisieren dabei den Bogen. Im linken Teilbild ist die tatsächliche Lagerung der Bogenhänger am Fahrbahnquerschnitt angedeutet und im rechten Teilbild die ingenieurmäßige Umsetzung im Stabmodell, die zur Höhenlage des Zentralstabes in der Mitte des Fahrbahnquerschnittes mit starrer Einspannung der Bogenhänger führte. Das mittlere Teilbild zeigt jedoch auch, dass die einseitige Verkehrsbelastung zur Verdrehung des Fahrbahnquerschnittes und damit zu einer auslenkenden, destabilisierenden Wirkung am Bogen führt. Um auch diesen Effekt abzubilden, werden insgesamt drei Verkehrslaststellungen untersucht, die gemeinsam mit den sonstigen Einwirkungen (ständige Lasten, Wind, Bogenimperfektion) zu den drei untersuchten Last-

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

fällen *VK1*, *VK2* und *VK3* führen. Diese sind in Bild C / 54 b schematisch dargestellt (charakteristische Werte eingetragen). Der Verkehrsansatz erfolgt nach Eurocode, ohne eine Abminderung der Verkehrseinzellasten. Die Lastfälle *VK1* und *VK2* stellen die "Vollbelastung" des Tragwerkes dar, wobei jedoch durch die Wahl der Fahrspur Lage einerseits eine möglichst geringe (*VK1*) und andererseits eine möglichst große Verdrehung des Fahrbahnquerschnittes (*VK2*) erreicht wird. Der Lastfall *VK3* stellt die einseitige Verkehrslast, bei möglichst großer Verdrehung des Fahrbahnquerschnittes, dar. Bedingt durch die schiefe Lagerung sind die höheren Verkehrslasten seitens der längeren HT anzuordnen (Achse *b*, *d*) und die Richtung der Windlasten und Bogenimperfectionen ist entsprechend Bild C / 54 b daran anzupassen.

Für den Bogen selbst ist ein einwelliges Ausweichen aus der Bogenebene zu erwarten, daher ist die Verkehrslaststellung in Brückenlängsrichtung eine Vollbelastung mit den Einzellasten P_i in Brückenmitte. Als Imperfektionsfigur wurde anstatt der Eigenform die Horizontalverformung des Bogens aus der Ebene zugrundegelegt (vgl. Bild C / 55), die zu den in Tabelle C / 13 angeführten Einzellasten A_i für die drei untersuchten Lastfälle führt, wobei die Verformungsfiguren auf die maximale Verformung $w_{\max} = 35$ [mm] in Brückenmitte normiert wurden. Diese horizontalen Ersatzlasten, die in der entsprechenden Hängerachse direkt am Bogen angreifen, hängen einerseits vom Knickwinkel $\Delta\alpha_i$ in der entsprechenden Hängerachse und der Bogennormalkraft N_i ab.

Lastfall	Achse 0	Achse 1	Achse 2	Achse 3	Achse 4	Achse 5	Achse 6
VK 1	- 45,7	2,2	5,7	2,6	14,3	8,0	12,9
VK 2	- 32,6	- 7,2	- 2,7	- 1,6	9,6	17,2	17,3
VK 3	- 26,2	- 10,8	- 5,6	2,7	5,0	16,7	18,2

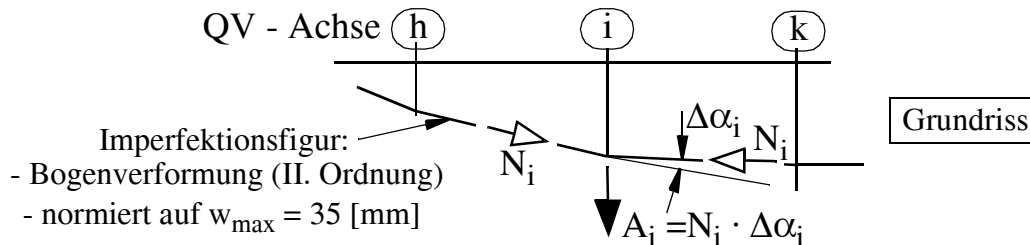


Tabelle C / 17 : Beispiel 9; Horizontalkräfte A_i [kN] zur Abbildung der Bogenimperfectionen aus der Bogenebene.

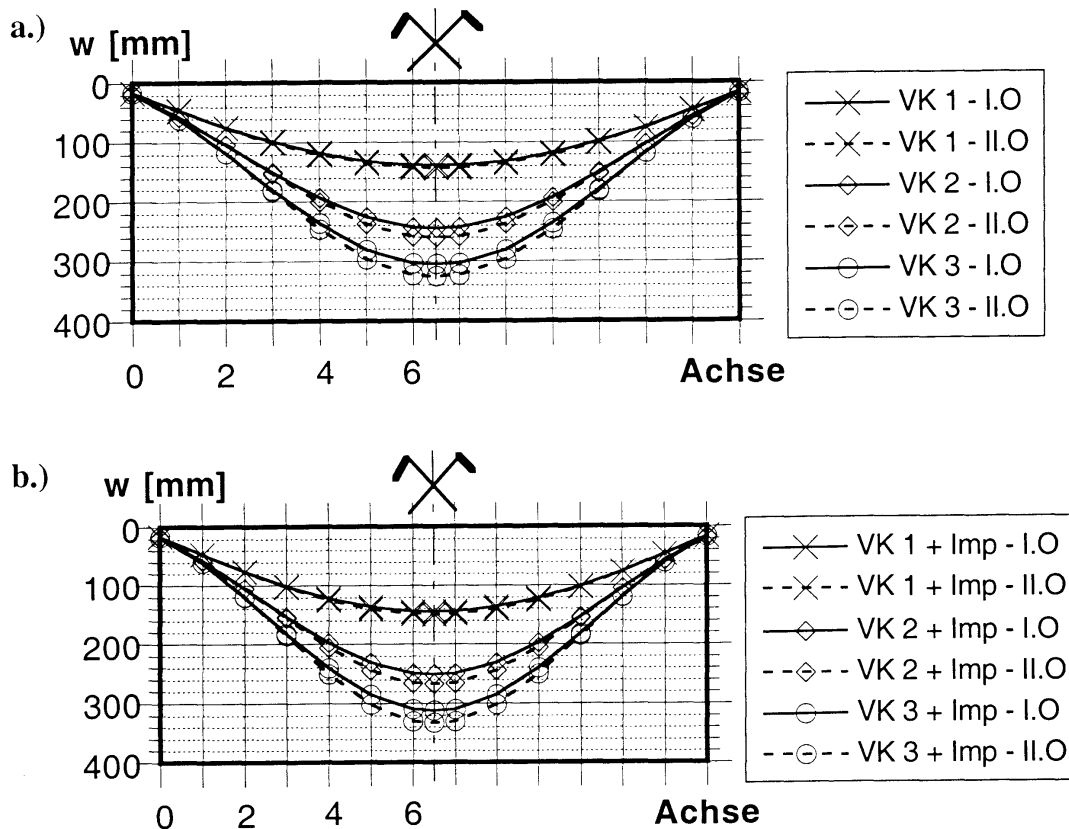


Bild C / 55 Beispiel 9; Stabilitätsuntersuchung des Bogens. Horizontalverformungen des Bogens aus der Ebene.

- Ergebnisvergleich

In Bild C / 55 sind die Verformungen des Bogens aus der Ebene für die drei untersuchten Gesamtlastfälle dargestellt, wobei das Teilbild C / 55a die Ergebnisse ohne und das Teilbild C / 55 b jene mit Ansatz der geometrischen Ersatzimperfectionen zeigt. Für alle drei Lastfälle sind sowohl die Verformungen nach Theorie I. Ordnung (z.B. "VK 1 - I.O") als auch nach Theorie II. Ordnung (z.B. "VK 1 - II.O") dargestellt. Bereits aus dem Vergleich der beiden Teilbilder sind keine wesentlichen Unterschiede feststellbar. Diese Aussage, dass für dieses Beispiel die Bogenimperfectionen von untergeordneter Bedeutung sind, wird durch die genauere Analyse der Bauteilbeanspruchungen bestätigt. Damit sind auch genauere Überlegungen zur Imperfectionsform sowie zum maximalen Imperfectionsmaß für den Bogen hinfällig.

Wie zu erwarten, nehmen die Bogenverformungen mit zunehmender Exzentrizität der Verkehrslasten zur Bogenachse zu ($w_{VK3} > w_{VK2} > w_{VK1}$). Die Zunahme der Verformungen bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung sind ein erster Hinweis hinsichtlich der Stabilitätsauswirkungen. Sie betragen für die Lastfälle VK 3 und VK 2 etwa + 7 % und für VK 1 etwa + 4 %.

Lage	Größe	VK 1			VK 2			VK 3		
		I. O	II. O	Δ [%]	I. O	II. O	Δ [%]	I. O	II. O	Δ [%]
4a	N	69916(90%)	69740	- 0,3	70889(90%)	70709	- 0,3	65483(89%)	65332	- 0,2
	M_z	-164(0,4%)	- 130	-20,7	- 351 (0,8%)	- 146	- 58,3	- 593 (1,5%)	- 342	- 42,3
	M_y	3528(9,6%)	3419	- 3,1	3467 (9,2%)	3357	- 3,2	3047(9,5%)	2951	- 3,1
	M_x	373	461	+ 23,6	1183	1516	+ 28,1	1686	2118	+ 25,6
	σ_{\max}	- 27,98	- 27,81	- 0,6	- 28,40	- 28,12	- 1,0	- 26,28	- 25,99	- 1,1
6a	N	68663(84%)	68565	- 0,1	69619(82%)	69514	- 0,2	64313(81%)	64223	- 0,1
	M_z	- 442 (1%)	- 573	+ 29,8	-2145(5%)	-2716	+ 26,6	-3030 (7%)	- 3754	+ 23,9
	M_y	5491 (15%)	5333	- 2,9	5218(13%)	5048	- 3,3	4581 (12%)	4435	- 3,2
	M_x	131	178	+ 35,3	410	610	+48,9	600	856	+ 42,7
	σ_{\max}	- 29,27	- 29,19	- 0,3	- 30,48	-30,67	+ 0,6	- 28,64	- 28,95	+ 1,1
	w_{quer}	144	149	+ 3,5	250	267	+ 6,5	310	331	+ 6,8
Feldmitte	N	68506(83%)	68420	- 0,1	69460(81%)	69367	- 0,1	64167(79%)	64086	- 0,1
	M_z	- 476 (0,8%)	- 634	+ 33,1	-2195(5%)	-2884	+31,4	-3091(7%)	-3966	+ 28,3
	M_y	5928(16%)	6033	+ 1,8	5656(14%)	5741	+ 1,5	5021(14%)	5084	+ 1,3
	M_x	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	σ_{\max}	- 29,58	- 29,73	+ 0,5	- 30,80	-31,28	+ 1,6	- 28,98	- 29,56	+ 2,0
	w_{quer}	145 [mm]	150	+ 3,5	252 [mm]	268	+ 6,6	312 [mm]	333	+ 6,8

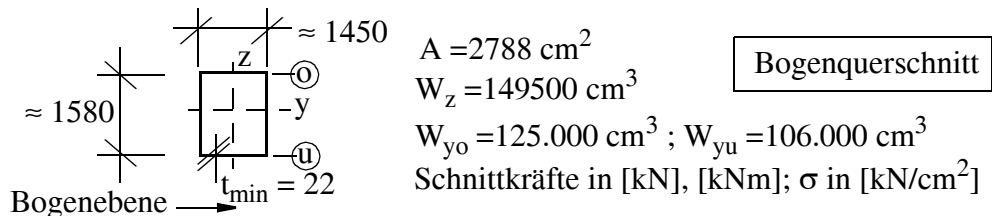


Tabelle C / 18 : Beispiel 9; Stabilitätsuntersuchung des Bogens aus der Ebene - Beanspruchungen am Bogen.

Hinsichtlich der Bogenbeanspruchungen führt diese Verformungszunahme jedoch lediglich zu einer Zunahme der Biegemomente M_z aus der Bogenebene. Dagegen nehmen die Bogennormalkräfte, wie die detaillierten Ergebnisse der Tabelle C / 18 zeigen, sogar geringfügig ab (erhöhte Biegesteifigkeit der Hauptträger nach II. Ordnung durch deren Zugbandwirkung). Die detaillierte Auflistung der Bogenbeanspruchungen in drei ausgewählten Querschnitten (Tabelle C / 18) weist sowohl die Zunahme der Einzelschnittkräfte als auch jene der resultierenden Normalspannung σ aus. Man erkennt, dass die Zunahme der Einzelschnittkräfte von der Lage des Querschnitts abhängt. In Bogenmitte nimmt das Biegemoment M_z mit + 30 % deutlich zu, wogegen das St. Venant'sche Torsionsmoment M_x im Achse δ sein Maximum mit etwa + 40 % aufweist. Die aus letzterer Schnittkraft resultierenden Schubspannungen τ sind jedoch für die Bemessung ohne Einfluss, da sie sehr gering sind. Die Momente M_y in der Bogenebene nehmen - wie zu erwarten - an allen Querschnitten geringfügig ab.

Wegen der Dominanz der Normalkraft N an den Normalspannungen σ sind die Gesamtauswirkungen der Stabilitätsgefährdung des Bogens aus der Ebene auf die Bemessung äußerst gering. Die ma-

ximale Zunahme der größten Normalspannung σ am Bogenquerschnitt beträgt etwa + 2 % für den Lastfall VK 3. Aus dem Ergebnisvergleich erkennt man auch, das letztendlich doch der Gesamtlastfall VK 2, der die größte Normalkraft im Bogen liefert, bemessungsbestimmend ist. Hier ergibt sich durch die Effekte II. Ordnung eine maximale Zunahme von + 1,6 %, jedoch nur in Bogenmitte.

Von der Stabilitätsgefährdung des Bogens aus der Ebene ist auch die Beanspruchung der anschließenden Bogenhänger betroffen. Die diesbezüglichen Ergebnisse sind für zwei Bogenhänger (Achse 4, 6) in der Tabelle C / 19 zusammengefasst. Dabei sind die Ergebnisse sowohl am Bogenanschluss (Achse h_o) als auch am Deckblechanschluss (Achse h_u) angeführt, wobei diesbezüglich unterschiedliche Querschnitte vorliegen (der untere Hängerteil weist Gurtverstärkungen auf). Die geringen Biegemomente in der Bogenebene (M_z) sind nicht angeführt. Gegenüber dem Bogen ergibt sich bei den Hängern eine deutlich höhere Normalkraftreduktion von etwa - 4 %. Die Änderung der Biegemomente M_y differiert deutlich zwischen den einzelnen Lastfällen und weist nur am Bogenanschluss eine einheitliche Tendenz auf. Der größte Zuwachs ergibt sich zu etwa + 60 % für den Lastfall VK2 in Achse 6. Beurteilt man die Beanspruchung wieder zusammenfassend anhand der größten Normalspannung σ (infolge N und M_y), so ergibt sich am Bogenanschluss in Achse 6 eine Erhöhung von etwa + 6 % für den bemessungsbestimmenden Lastfall VK 3. Die Reduktionen in Achse 4 sind u. U. nur auf den einwelligen Ansatz der Imperfektionsfigur des Bogens beschränkt. Am Deckblechanschluss ergibt sich nur für den Lastfall VK 1 ein Zuwachs von etwa + 2 %, der jedoch nicht bemessungsbestimmend ist.

Damit zeigt sich - zumindest für einen Hängerquerschnitt (Bogenanschluss in Achse 6) - dass nicht jener Lastfall der die größte Bogennormalkraft liefert (VK 2), sondern jener der die größte Exzentrizität zur Bogenachse aufweist (VK 3) bemessungsbestimmend werden kann.

• *Stabilitätsuntersuchung des Bogens - Zusammenfassung*

Die beispielhafte Ergebnisdarstellung hinsichtlich der Auswirkungen der Bogenstabilität aus der Ebene auf die Beanspruchungen des Bogens und der Hängerstäbe ergibt zusammenfassend folgendes Bild:

- Die Erfassung der Bogenstabilität in Form einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung am globalen Stabmodell, führt zu realitätsnahen Ergebnissen. Aufgrund der geringen Anzahl an Freiheitsgraden im globalen Modell ist eine Berechnung an einem zutreffenden, vereinfachten Teilmodell nicht notwendig, dass im vorliegenden komplexen Falle des Zusammenwirkens des Fahrbahnquerschnittes mit dem Bogen auch kaum festlegbar ist. Die Erfassung von geometrischen Ersatzimperfektionen am Stabmodell kann am einfachsten durch Ansatz als äußere Belastung in Form von Abtriebskräften erfolgen.

Der Nachweis wird wie im Falle der "konventionellen" Berechnung, durch alleinige Querschnittsnachweise - unter Ansatz der Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung - geführt.

- Der Ergebnisvergleich der Lastfälle zeigt, daß im Falle der Mittelstabbogenbrücke die einseitige Verkehrsbelastung, trotz geringerer Bogennormalkräfte gegenüber der beidseitigen Vollbelastung, mitunter die größten Verformungs- und Schnittkraftzuwächse - bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung - bewirkt. Dies deshalb, da die Verdrehung des Fahrbahnquerschnittes infolge der biegesteifen Hängerstäbe, zu einer Erhöhung der Bogenverformungen führen kann.

Für die Bemessungspraxis bedeutet dies, dass nicht nur die Lastfallkombinationen, die eine möglichst hohe Bogennormalkraft bewirken, zu untersuchen sind, sondern auch jene die große Fahrbahnverdrehungen um die Brückenlängsachse hervorrufen.

Kap. C.3.2 STABMODELLE - Praktische Beispiele

- Obwohl der Zuwachs der Bogenverformungen und der damit verbundenen Biegemomente im Bogen und den Hängerstäben, infolge der Berechnung nach Theorie II. Ordnung, in der Größenordnung von 10 - 30 % deutlich ausfällt, sind die Zuwächse der für die Bemessung maßgebenden Längsnormalspannungen in allen Fällen unter + 5 %. Der Grund hierfür liegt darin, daß die Normalspannungen zum Großteil aus den Normalkräften resultieren, die nach Theorie II. Ordnung im Bogen um etwa - 0,3 % und in den Hängerstäben um etwa - 4 % abnehmen, infolge der aktivierten Membranwirkung des Fahrbahndecks.
- Der Einfluss der Bogenimperfektionen auf die Beanspruchungen des Bogens und der Hängerstäbe bleibt für das untersuchte Tragwerk sehr gering (unter 2 %), sodass keine genaueren Überlegungen hinsichtlich maßgebender Imperfektionsverläufe notwendig sind.

Achse	Größe	VK 1			VK 2			VK 3		
		I. O	II. O	Δ [%]	I. O	II. O	Δ [%]	I. O	II. O	Δ [%]
Bogen (ho)	4 N	4364(63%)	4208	- 3,6	4420(61%)	4265	- 3,5	4048(60%)	3920	- 3,2
	M_y	108,4	119,4	+ 10,1	333	352	+ 5,9	457	486	+ 6,3
	V_z	- 28,4	- 39,1	+ 37,7	- 23,8	- 46,9	+97,1	- 10,0	- 39,0	+ 290
	σ_{ges}	21,58	22,46	+ 4,1	22,58	23,39	+ 3,6	21,15	21,82	+ 3,2
	σ_{N+M_y}	14,28	13,86	- 2,9	15,87	15,51	- 2,3	15,49	15,27	- 1,4
Deck (hu)	4 N	4364(92%)	4208	- 3,6	4420(99%)	4265	- 3,5	4048(89%)	3920	- 3,2
	M_y	- 241	- 357	+ 48,1	+39,3	-230,3	+486	334,2	- 7,7	- 97,7
	V_z	- 28,4	- 39,1	+ 37,7	- 23,8	- 46,9	+97,1	- 10,0	- 39,0	+ 290
	σ_{N+M_y}	9,78	9,82	+ 0,4	9,26	9,54	+ 3,0	9,42	8,12	- 13,7
Bogen (ho)	6 N	4502(86%)	4297	- 4,6	4556(82%)	4357	- 4,4	4181(78%)	4018	- 3,9
	M_y	100,5	137,8	+ 37,1	261	421	+ 61,6	389,1	594,8	+ 52,9
	V_z	- 25,1	- 41,1	+ 63,7	+ 21,0	- 30,0	+ 42,9	+ 39,0	- 25,0	- 36,0
	σ_{ges}	16,25	16,22	- 0,2	17,29	18,02	+ 4,2	16,73	17,78	+ 6,3
	σ_{N+M_y}	14,66	14,26	- 2,7	15,84	16,23	+ 2,5	15,48	16,27	+ 5,1
Deck (hu)	6 N	4502(92%)	4297	- 4,6	4556(84%)	4357	- 4,4	4181(74%)	4018	- 4,0
	M_y	- 263	-445,4	+69,4	564,5	- 28,3	- 95,0	953,6	205,7	- 78,4
	V_z	- 25,1	- 41,1	+ 63,7	+ 21,0	- 30,0	+ 42,9	+ 39,0	- 25,0	- 36,0
	σ_{N+M_y}	10,13	10,29	+1,6	11,20	9,09	- 18,8	11,66	8,95	- 23,2
Hänger UK		w = 19 mm	20	+ 5,4	w = 17 mm	19	+ 11,4	w = 16 mm	18	+ 15,6

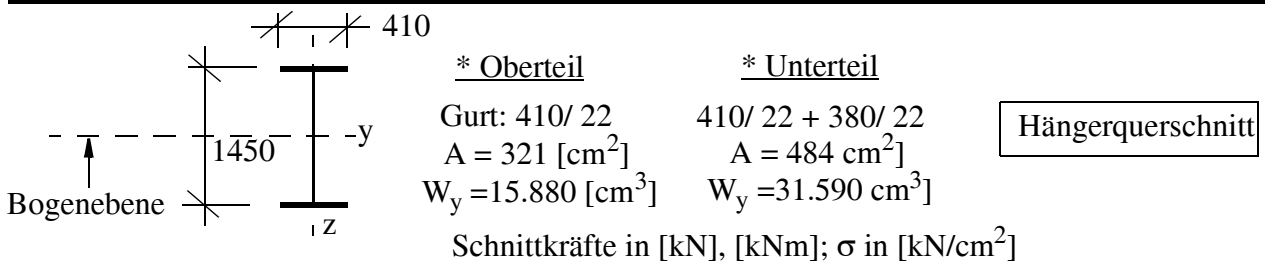


Tabelle C / 19 : Beispiel 9; Stabilitätsuntersuchung des Bogens aus der Ebene - Beanspruchungen der Bogenhänger.

- Zusammenfassende Bewertung des Stabmodells für Beispiel 9

Aus den Ergebnisvergleichen des Stabmodells mit einer sehr aufwändigen realitätsnahen FE - Modellierung, sind folgende Punkte bedeutsam:

– Auch im Falle eines sehr komplexen Tragwerkes mit, - mehreren Hauptträgern unterschiedlicher Bauhöhe,- schiefer Lagerung, - nachgiebigen Querverbänden, - Kombination Kastenquerschnitt mit offenem Querschnitt, lassen sich einfache Stabmodelle entwickeln, die für eine globale Schnittkraftberechnung ausreichend genaue Ergebnisse liefern. Lokale Krafteinleitungsbereiche (Endquerscheibe mit Bogen- und HT- Anschluss) können dabei jedoch nur pauschal in ihrem Steifigkeitsverhalten erfasst werden, sodass die lokalen Beanspruchungen sich nur durch isolierte lokale FE - Modelle abbilden lassen. Dabei dienen die Ergebnisse aus dem globalen Stabmodell als Belastung an den Modellgrenzen.

– Das Stabmodell ist, wegen der geringen Anzahl an Freiheitsgraden, auch sehr gut geeignet das Stabilitätsversagen einzelner druckbeanspruchter Bauteile global, in Form einer Schnittkraftberechnung nach Theorie II. Ordnung, zu behandeln. Dies wurde anhand der Untersuchung der Stabilität des Bogens aus der Ebene gezeigt.

Der Vorteil dieser Vorgehensweise liegt in der Gleichartigkeit zu einer konventionellen Berechnung, ohne Berücksichtigung der Bauteilstabilität, da nur Querschnittsnachweise zu führen sind - allerdings mit den Schnittkräften nach Theorie II. Ordnung (Klasse S2 - b in Bild A / 22). Damit werden aber vor allem auch die Zusatzbeanspruchungen in den als Stützung wirkenden Bauteilen (z. B. Bogenhängerstäbe) richtig wiedergegeben - im Gegensatz zu einer Behandlung als Verzweigungsproblem.

Im vorliegenden Falle der Stabbogenbrücke mit mittiger Bogenlage ist für die Untersuchung der Stabilität des Bogens aus der Ebene nicht nur die symmetrische Vollbelastung, die die größten Drucknormalkräfte im Bogen erzeugt, sondern auch die einseitige Verkehrsbelastung bedeutsam. Dies deshalb, da letztere Belastung zu einer Auslenkung des Bogens führt.

D . LITERATURVERZEICHNIS

- [0] Unterweger H. , Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken, Leistungsfähigkeit einfacher Stabmodelle, Habilitationsschrift, eingereicht an der TU Graz, Juli 2001
- [1] ÖNorm ENV 1993-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken, 1998
- [2] ÖNorm ENV 1994-2, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Verbundbrücken, 1999
- [3] Duddeck H. , Die Ingenieuraufgabe, die Realität in ein Berechnungsmodell zu übersetzen, in: Die Bautechnik, Band 60, 1983
- [4] Duddeck H. , Wie konsistent sind unsere Entwurfsmodelle ? , in: Der Bauingenieur, Band 64, 1989
- [5] Duddeck H. , Entwicklung der Berechnungsmodelle des Bauingenieurs; woher ? wohin ?, in: Die Bautechnik, Band 70, 1993
- [6] Göhler B. , Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren - Entwurf und Ausführung, Ernst & Sohn, Berlin, 1998
- [7] Ekardt H.P. , Die Stauseebrücke Zeulenrode. Ein Schadensfall und seine Lehren für die Idee der Ingenieurverantwortung, in: Die Bautechnik, Band 73, Heft 9, 1998
- [8] Huber K. , pee- ällquadrat - achtel ? , in: Wissenschaft und Praxis, Band 89, Bauakademie Biberach, 1998
- [9] Pelikan W., Esslinger M. , Die Stahlfahrbahn. Berechnung und Konstruktion. MAN - Forschungsheft Nr. 7, 1957
- [10] Gauger H.U., Oxfort J. , Erweiterung der Berechnung von Stahlfahrbahnen mit torsionssteifen Längsträgern für die Brückenklasse 60/ 30, in : Stahlbau, Band 52, 1983
- [11] Graße W., Anke J. , Berechnung von Stahlfahrbahnen mit torsionssteifen Längsrippen für die Brückenklasse 30/ 30, in : Stahlbau, Band 68, Heft 8, 1999
- [12] Normenausschuss Bauwesen DIN 1072, Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen und Beiblatt 1 (Erläuterungen), Beuth Verlag, Berlin, 1985
- [13] Homberg H., Ropers W. , Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Springer Verlag, 1965
- [14] Pucher A. , Einflußfelder elastischer Platten, Springer Verlag, 1964

Kap. D. LITERATURVERZEICHNIS

- [15] Wicke M. , Entwurf und Planung; Berechnungs- und Bemessungshilfen, Biegemomente in Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, in: RVS 15.123, Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, 1982
- [16] ÖNORM B 4002, Straßenbrücken; Allgemeine Grundlagen, Berechnung und Ausführung der Tragwerke, 1970
- [17] Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G., Müller C., Schneider R. , Die Behandlung des Beulens bei dünnwandigen Stahlkonstruktionen in ENV 1993 - Teil 1. 5 (Eurocode 3- 1- 5), in: Stahlbau, Band 68, Heft 11, 1999
- [18] ENV 1991 - 3, Eurocode 1, Teil 3, Verkehrslasten auf Brücken, August 1996
- [19] Petersen C. , Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg Verlag, 1996
- [20] Schütz K.G. , Verkehrslasten und deren Wirkung auf Straßenbrücken, Habilitation TU München, 1991
- [21] Sedlacek G., Jaquemoud J. , Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken, in: Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 430, 1984
- [22] European Convention for Constructional Steelwork, 3rd International Symposium on Steel Bridges, Rotterdam, Nr. 53, 1996
- [23] European Convention for Constructional Steelwork, International Symposium on Steel Bridges, London, Nr. 53, 1988
- [24] Cantieni R., Dynamische Belastungsversuche an Straßenbrücken in der Schweiz - 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Forschungsbericht 116/ 1, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Dübendorf, 1983
- [25] Schütz K.G. , Schwingbeiwerte für Straßenbrücken, in: Stahlbau, Band 58, 1989
- [26] Graße W., Kaschner R., Geißler K. , Überprüfung von Lastnormen für Straßenbrücken, in: Stahlbau, Band 68, Heft 11, 1999
- [27] Stier W. , Gedanken zur Entwicklung der neuen Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (DS 804) der Deutschen Bundesbahn, in: Stahlbau, 1981
- [28] Forschungs-, und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes (ORE), Frage D 128: Statistische Verteilung der Achslasten und Beanspruchung von Eisenbahnbrücken, Bericht 1 - 10, 1979
- [29] Ramondenc P. , Vom Einfluß hoher Geschwindigkeiten auf den Entwurf von Eisenbahnbrücken, in: Stahlbau, Band 67, Heft 8, 1998
- [30] Unterweger H. , Berücksichtigung der Betriebsbeanspruchung beim Ermüdungsnachweis von stählernen Eisenbahnbrücken, Dissertation TU - Graz, 1993
- [31] Quoos V., Fila R. , Vorschlag für das neue Lastbild des internationalen Eisenbahnverbandes (UIC), in: Stahlbau, Band 67, Heft 8, 1998

Kap. D. LITERATURVERZEICHNIS

- [32] Grundmann H., Kreuzinger H., Schneider M. , Schwingungsuntersuchungen für Fußgängerbrücken, in: Der Bauingenieur, Band 68, 1993
- [33] Kramer H. , Dynamische Belastung durch Fußgänger , in : Der Bauingenieur, Band 73, Heft 7 & 8, 1998
- [34] Gerold M. , Dynamisch beanspruchte Holzkonstruktionen - Schwingungsberechnung und Konstruktionshinweise, in: die Bautechnik, Band 75, Heft 8, 1998
- [35] Strohmayer B. , Zur Auswirkung ungleichmäßiger Temperatureinwirkungen bei stählernen Eisenbahnbrücken, Diplomarbeit TU - Graz, 1986
- [36] European Committee for Standardization, Background Document of ENV 1991 - 2 - 5: Thermal Actions, 1996
- [37] Deutsche Bundesbahn, DS 804, Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, 1983
- [38] Fischer M., Berger S. , Gesamtstabilität von Stahlverbundträgern, in: Stahlbau, Band 67, Heft 11, 1998
- [39] Sedlacek G., Lietz H., Dahl W., Mang F., Brandes K. , Zur Restnutzungsdauer bestehender Brückenbauwerke aus Stahl, in: Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, 1992
- [40] Geißler K. , Restlebensdauerberechnung von Stahlbrücken unter Nutzung detaillierter Beanspruchungsverläufe, in: Stahlbau, Band 64, Heft 3, 1995
- [41] Kiss K., Dunai L., Szatmari I. , Numerische Simulation des Risszuwachses in einer orthotropen Fahrbahnplatte unter Dauerschwingbelastung, in: Der Bauingenieur, Band 75, 2000
- [42] Chen W. , Simulation der Rissausbreitung und Sprödbruchnachweis in Schweißverbindungen, in: Der Bauingenieur, Band 75, 2000
- [43] Simmonds S.H. , Elezaby Y.K. , Some thoughts on knowledge - based expert systems for structural design, in: Development in Structural Engineering, E. & F.N. Spon , 1990
- [44] Greiner R., Salzgeber G. , Design, Analysis and Code Check of Constructional Steelwork - Engineering Part, CIM Steel Reference Document, 1996
- [45] Osterrieder P., Haller H.W. , Saal H. , Bauspezifische fertigungsorientierte Produktmodellierung im Stahlbau, in: Der Bauingenieur, Band 72, 1997
- [46] Bennenk M.H. , Integrated design systems, "expert systems" or systems for experts, in: Development in Structural Engineering, E. & F.N. Spon , 1990
- [47] Holzer S.M. , Gestaltung ingenieurgemäßer Statiksoftware, in: Der Bauingenieur, Band 72, 1997
- [48] Stein E. , Notwendige und erstrebenswerte Weiterentwicklungen in der Baumechanik und Bauinformatik, in: Der Bauingenieur, Band 75, August 2000

Kap. D. LITERATURVERZEICHNIS

- [49] Schreiber V. , Brücken - Computerunterstützung beim Entwerfen und Konstruieren, Vieweg Verlag, 1996
- [50] Friebel W. D., Krieger J. , Bauwerksdaten und Bauwerksprüfung, in: die Bautechnik, Band 76, Heft 7, 1999
- [51] Unterweger H. , Konzept Brückenbuch, Vortrag Amt der OÖ - Landesregierung, 1990
- [52] Resinger F., Ermittlung der Wölbspannungen an einfachsymmetrischen Profilen nach dem Drillträgerverfahren, in: Stahlbau, Ernst & Sohn, 26. Jg., Heft 11, Seite 321 - 326, 1957
- [53] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Richtlinie Stahl-Beton-Verbundbrücke, Gründruck, Juni 2005
- [54] Verein deutscher Eisenhüttenleute, Stahl im Hochbau, Band I, Teil 2, 14. Auflage, Verlag Stahleisen, 1985
- [55] prEN 1993 - 1 - 5, Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1.5, Aus Blechen zusammengesetzte Bauteile, 2003
- [56] Sedlacek G., Bild S. , Vorgehensweise bei der Ermittlung der mittragenden Breite, in: Der Bauingenieur, Band 65, 1990
- [57] Petersen C. , Stahlbau, Vieweg Verlag, 1988
- [58] Unterweger H. , Einzelliger Rechteckkasten mit linear veränderlicher Bauhöhe unter Torsionsbeanspruchung - Ingenieurmodell zur hohen Normalspannungsbeanspruchung, Seite 32 - 38, STAHLBAU, Band 71, Heft 1, 2002
- [59] Hambly E. C. , Bridge deck behaviour, E & FN Spon, 1991
- [60] Unterweger H. , Zur maßgebenden Verkehrslaststellung bei Schrägseilbrücken, in: Die Bautechnik, Band 81, Heft 4, 2004
- [61] Unterweger H. , Most unfavourable Traffic Load Cases for complex Highway Bridges, Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures, Maastricht, 2005
- [62] Hibbit, Karlsson & Sorensen , Softwarepaket ABAQUS Standard, Version 5.6 , 1996
- [63] Resinger F. , Der dünnwandige einzellige Kastenträger mit einfachsymmetrischem, verformbarem Rechteckquerschnitt unter Biege- und Torsionsbelastung, Dissertation TU - Graz, 1956
- [64] Resinger F. , Längszwängungen - eine Ursache von Brückenlagerschäden, in: Der Bauingenieur, 46. Jg. , Heft 9, Seite 334 - 338, 1971
- [65] Springer O., Zur Bedeutung der Querschnittsverformung für das Tragverhalten und die Konstruktion von stählernen Straßenbrücken, Dissertation TU München, Heft 6/ 92, 1992
- [66] Normenausschuß Bauwesen DIN 18 809, Stählerne Straßen- und Wegbrücken - Bemessung, Konstruktion, Herstellung, Deutsches Institut für Normung, September 1987

Kap. D. LITERATURVERZEICHNIS

- [67] Volke E. , Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau - Beispiel,
in: *Bauingenieur*, Band 77, Seite 207 - 210, Mai 2002
- [68] Hees G. , Sulke B.M. , Vereinfachte Berechnung mehrzelliger dünnwandiger langer Kastenträger, in: *Die Bautechnik*, 55. Jg., Heft 10, 1978
- [69] Beer H. , Müller Th. , Eine Mittelträger - Stabbogenbrücke über die Salzach, in : *Stahlbau*, Heft 11, 1970
- [70] Petersen C. , *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*, Vieweg Verlag, 1982
- [71] ENV 1090 - 5; Execution of steel structures - Part 5: supplementary rules for bridges, November 1998

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplomarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl